

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:

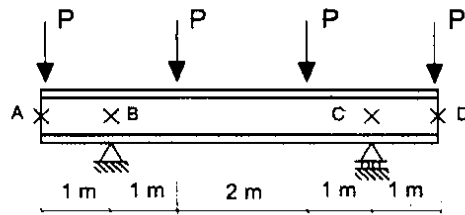
در کانال فوق همچنین به سؤالات مطرح در این زمینه پاسخ داده خواهد شد.

تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

مسعود حسین زاده اصل

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱- در تیر با مقطع IPE180 شکل زیر، فرض کنید در نقاطی که با علامت \times مشخص شده است، مهارهای جانبی وجود دارد. مقدار ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی (C_b) در ناحیه BC به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (از وزن واحد طول تیر صرف نظر شود).



(۱) 5

(۲) 1.0

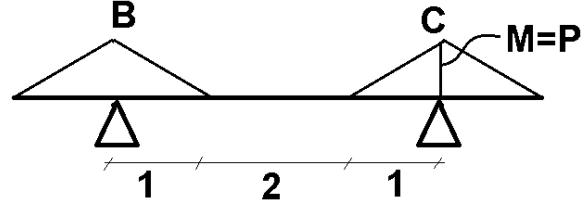
(۳) 1.67

(۴) 3

گزینه ۱

با توجه به شکل زیر در فاصله نقاط B تا C مقدار قدر مطلق لنگر در یک چهارم ابتدایی، یک دوم میانی و سه چهارم طول تیر برابر با صفر است و بنابراین داریم:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M + 4M + 3M} = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max}} = 5$$



• در اصلاحیه مبحث دهم (به شکل زیر توجه کنید) برای C_b محدودیت ۳ قرار داده شده است. منتهی این محدودیت تنها برای مواردی عنوان شده که ضریب C_b بر اساس تبصره ۲ (با اعمال ضریب R_m) اصلاح شود.

در این سوال "طبق مبحث دهم" محدودیت ۳ برای C_b حاکم نیست و بنابراین مقدار $C_b=5$ خواهد بود.

۱-۲-۵-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنا ساده و خمش حول محور

قوی و برای کلیه اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی (C_b)

در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطه زیر تعیین می شود.

$$C_b = \frac{12/5 M_{max}}{2/5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (1-5-2-10)$$

M_{max} = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهارشده

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

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

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

تبصره ۱: برای تیرهای طره‌ای که انتهای آزاد آنها مهار نشده است، C_b مساوی واحد می باشد.

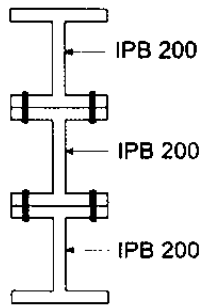
تبصره ۲: برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنا مضاعف ضریب اصلاح کمانش

پیچشی - جانبی (C_b) باید به شرح زیر با ضریب R_m تشدید شود.

$$R_m = 1.0 + 2 \left(\frac{I_{y, Top}}{I_y} \right)^2 \quad (2-5-2-10)$$

ردیف	شرح	غلط	صحیح
۲۳	صفحه ۶۲ سطر دوم از انتهای صفحه، تبصره ۲	با ضریب R_m تشدید شود	با ضریب R_m اصلاح شود. در هر صورت C_b اصلاح شده نباید از ۳ بزرگتر در نظر گرفته شود

۲- مطابق شکل زیر مقطع یک عضو خمشی از سه نیمرخ IPB200 که به یکدیگر پیچ شده‌اند، تشکیل شده است. چنانچه $F_y = 240 \text{ MPa}$ باشد، لنگر پلاستیک مقطع مرکب نسبت به محور قوی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید اجزای مقطع مرکب دارای عملکرد مشترک هستند).



۴۶۰ kN.m (۱)

۹۰۰ kN.m (۲)

۶۰۰ kN.m (۳)

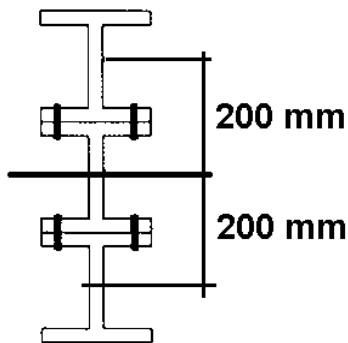
۵۲۹ kN.m (۴)

گزینه ۲

برای یافتن لنگر پلاستیک ابتدا باید اساس پلاستیک مقطع (Z) را بیابیم و می‌دانیم Z همان لنگر سطوح (لنگر اول سطح) مقطع می‌باشد:

$$Z = Z_{IPB200} + 2(A_{IPB200} \times 200) = 643000 + 2(7810 \times 200) = 3767000 \text{ mm}^3$$

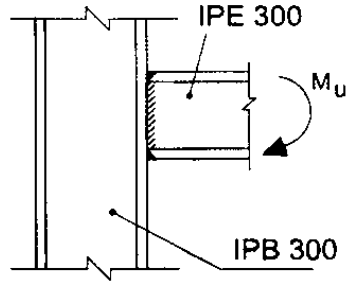
$$M_p = ZF_y = 3767000 \times 240 = 904 \text{ kN.m}$$



۳- در اتصال گیردار و مستقیم تیر IPE300 به بال ستون IPB300، مقاومت طراحی در برابر تسلیم

موضعی جان ستون به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید ستون در طبقات

میانی واقع بوده و $F_y=240$ MPa است).



410 kN (۱)

1400 kN (۲)

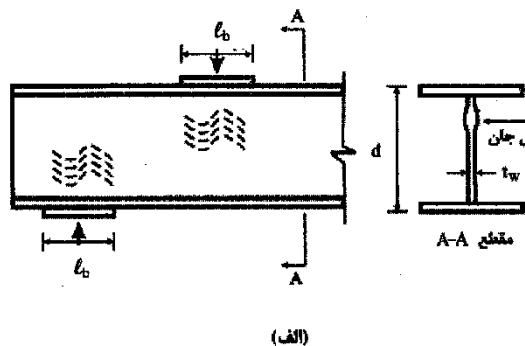
635 kN (۳)

607 kN (۴)

گزینه ۳

در رابطه زیر ضخامت جان ستون برابر 11 mm و ضخامت بال تیر برابر 10.7 mm و مقدار k نیز برابر 46 mm می باشد.

$$\phi R_n = R_n = 1 \times 240 \times 11(5 \times 46 + 10.7) = 635 \text{ kN}$$



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

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

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

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

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

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

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

$$R_n = F_{yw} t_w (\gamma / \delta k + l_b) \quad (۲۵-۹-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

F_{yw} = تنش تسلیم فولاد جان

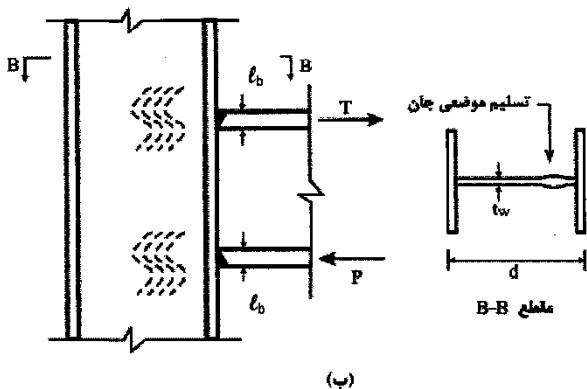
t_w = ضخامت جان

d = ارتفاع کلی مقطع تیر

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

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

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



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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴- اگر در یک اتصال پیچی با عملکرد اتکائی پیچ‌ها تحت اثر برش و کشش قرار گرفته باشند و در پیچ‌ها مقدار $\frac{\phi f_{uv}}{F_{nv}} = 0.25$ و $\frac{\phi f_{ut}}{F_{nt}} = 0.5$ باشد، آنگاه مقدار مقاومت برشی طراحی پیچ‌ها به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟

$$0.75 F_{nv} A_{nb} \quad (۲)$$

$$0.3 F_{nv} A_{nb} \quad (۱)$$

$$0.525 F_{nv} A_{nb} \quad (۴)$$

$$0.4 F_{nv} A_{nb} \quad (۳)$$

گزینه ۱

$$\begin{aligned} \phi F'_{nt} A_{nb} &= 0.75 F'_{nt} A_{nb} = 0.75 F_{nv} \left(1.3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nv}} \right) A_{nb} = 0.75 F_{nv} \left(1.3 - \frac{1}{\phi^2} \frac{\phi f_{ut}}{F_{nv}} \right) A_{nb} \\ &= 0.75 F_{nv} \left(1.3 - \frac{1}{\phi^2} 0.5 \right) A_{nb} = 0.75 F_{nv} \left(1.3 - \frac{1}{0.75^2} 0.5 \right) A_{nb} = 0.3 F_{nv} A_{nb} \end{aligned}$$

۱۰-۲-۹-۳-۴ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکایی

مقاومت کششی طراحی و برشی طراحی پیچ‌های تحت اثر توأم کشش و برش باید بر اساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی مطابق روابط زیر تعیین شود.

$$\phi R_{nt} = \phi F'_{nt} A_{nb} = \text{مقاومت کششی طراحی} \quad (۱۰-۲-۹-۶)$$

$$\phi R_{nv} = \phi F'_{nv} A_{nb} = \text{مقاومت برشی طراحی} \quad (۱۰-۲-۹-۷)$$

که در آن:

$$F'_{nt} = F_{nt} \left[\frac{1}{3} - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \right] \leq F_{nt} \quad (۱۰-۲-۹-۸)$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left[\frac{1}{3} - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} \right] \leq F_{nv} \quad (۱۰-۲-۹-۹)$$

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

F_{nt} = مقاومت کششی اسمی مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۱۰ وقتی که نیروی کششی به تنهایی عمل نماید.

F_{nv} = مقاومت برشی اسمی مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۱۰ وقتی که نیروی برشی به تنهایی عمل نماید.

f_{uv} = تنش برشی مورد نیاز

f_{ut} = تنش کششی مورد نیاز

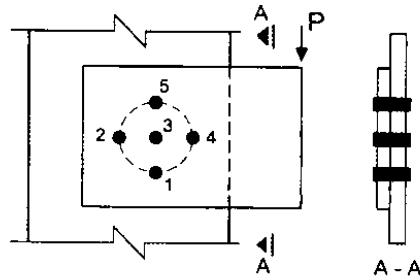
A_{nb} = سطح مقطع اسمی پیچ

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

باشد ($f_u \leq 0.3 \phi F_n$)، منظور کردن رابطه اندرکنش لازم نیست.

۵- در اتصال پیچی شکل روبرو، کمترین تنش برشی در کدامیک از پیچ‌ها به وجود می‌آید؟ (اتصال

با عملکرد اتکایی فرض شود).



(۱) در پیچ‌های شماره ۳ یا ۲

(۲) قطعاً در پیچ شماره ۲

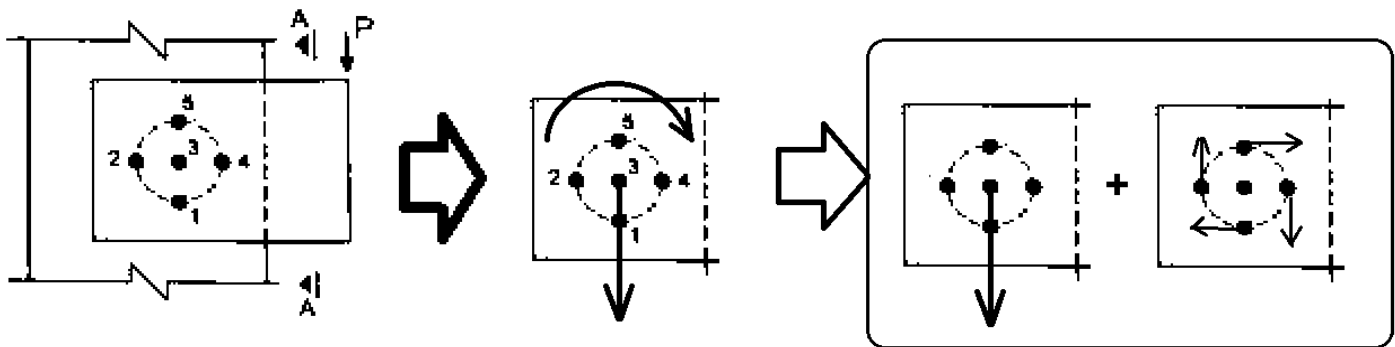
(۳) قطعاً در پیچ شماره ۳

(۴) قطعاً در پیچ شماره ۴

گزینه ۱

با توجه به شکل زیر در پیچ شماره ۲ (سمت چپ) برش ناشی از لنگر پیچش و نیروی برشی در جهت عکس هم هستند و بنابراین در این پیچ کمترین برش را خواهیم داشت.

از طرفی اگر خروج از مرکزیت بار زیاد باشد، مقدار لنگر پیچشی قابل توجه خواهد بود (و اثر برش در مقابل آن ناچیز خواهد بود) و ممکن است در پیچ ۳ نیروی برشی کمتری داشته باشیم (چون در پیچ شماره ۳ پیچش بی اثر است).



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۶- در یک ساختمان مسکونی مقدار نیروی محوری یک ستون فولادی واقع در یک قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط در هر دو راستای x و y ناشی از بارهای مرده برابر 200 kN ناشی از بارهای زنده برابر 100 kN و ناشی از نیروی زلزله طرح در امتداد x با در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برابر 700 kN و ناشی از نیروی زلزله طرح در امتداد y بدون در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برابر 700 kN برآورد شده است. براساس این اطلاعات، حداقل مقاومت محوری موردنیاز این ستون (P_u) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید فولاد مصرفی از نوع S235 است).

3020 kN (۲)

1200 kN (۱)

1700 kN (۴)

2400 kN (۳)

گزینه ۲

بسته به محل ساخت سازه دو پاسخ متفاوت بدست می‌آید:

اگر محل ساخت سازه در شهری با لرزه خیزی بسیار زیاد باشد داریم:

نیروی محوری ستون تحت ترکیب بار تشدید یافته:

$$P_u = 1.41P_D + P_L + \Omega_0 P_{EX} + 0.3\Omega_0 P_{EX} = 1.41 \times 200 + 100 + 3 \times 700 + 0.3 \times 3 \times 700 = 3112 \text{ kN}$$

اگر محل ساخت سازه در شهری با لرزه خیزی بسیار زیاد نباشد داریم:

نیروی محوری ستون تحت ترکیب بار تشدید یافته:

$$P_u = 1.2P_D + P_L + \Omega_0 P_{EX} + 0.3\Omega_0 P_{EX} = 1.2 \times 200 + 100 + 3 \times 700 + 0.3 \times 3 \times 700 = 3070 \text{ kN}$$

- ضریب 1.41 برای منظور کردن اثر زلزله قائم می‌باشد که برای سازه با کاربری مسکونی (با فرض $I=1$) و نیز $A=0.35$ بدست آمده است.

۱۰-۳-۵ الزامات لرزه‌ای ستون‌ها، وصله ستون‌ها و وصله تیرها

۱۰-۳-۵-۱ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون

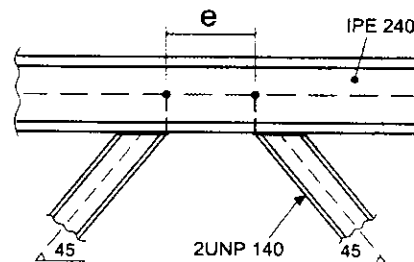
۱۰-۳-۵-۱ کلیه ستون‌ها (باربر و غیرباربر جانبی لرزه‌ای) باید الزامات فصل ۱۰-۲ را تأمین نمایند. ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین الزامات فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت کافی در برابر نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته باشند.

تبصره ۱: برای ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای ستون قرار دارند، اثر لنگر خمشی ناشی از این بار جانبی باید با نیروی محوری ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته به صورت توأم در نظر گرفته شود.

تبصره ۲: در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ترکیب نیروی زلزله راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات عمومی طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزله راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۷- در شکل روبرو یکی از دهانه‌های یک قاب مهاربندی شده واگرا که در آن مقاطع اعضای مهاربندی از دابل ناودانی 140 تشکیل شده است، نشان داده شده است. چنانچه تیر فاقد نیروی محوری باشد، حداکثر طول تیر پیوند برای آنکه تسلیم برشی حاکم بر مقاومت طراحی تیر پیوند باشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ($F_y = 240 \text{ MPa}$)



537 mm (۱)

1240 mm (۲)

895 mm (۳)

624 mm (۴)

گزینه ۳

$$V_p = \frac{2M_p}{e} \rightarrow 0.6F_y A_{lw} = \frac{2F_y Z}{e} \rightarrow 0.6F_y (240 - 2 \times 9.8) \times 6.2 = \frac{2F_y \times 367000}{e}$$

$$e = 895 \text{ mm}$$

۱۰-۳-۱۲-۳ مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و V_n مقاومت برشی اسمی می‌باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم برشی

$$V_n = V_p$$

(۱-۱۲-۳-۱۰)

ب) تسلیم خمشی

$$V_n = \frac{rM_p}{e}$$

(۲-۱۲-۳-۱۰)

در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} 0.6F_y A_{lw} & P_u / P_c \leq 0.15 \\ 0.6F_y A_{lw} \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_c}\right)^2} & P_u / P_c > 0.15 \end{cases}$$

(۳-۱۲-۳-۱۰)

$$M_p = \begin{cases} F_y Z & P_u / P_c \leq 0.15 \\ F_y Z \left(\frac{1 - P_u / P_c}{0.15} \right) & P_u / P_c > 0.15 \end{cases}$$

(۴-۱۲-۳-۱۰)

P_u = مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

P_c = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر $F_y A_g$

A_{lw} = مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d - 2t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل و برابر $(d - 2t_f)t_w$ برای

مقاطع قوطی شکل

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر پیوند

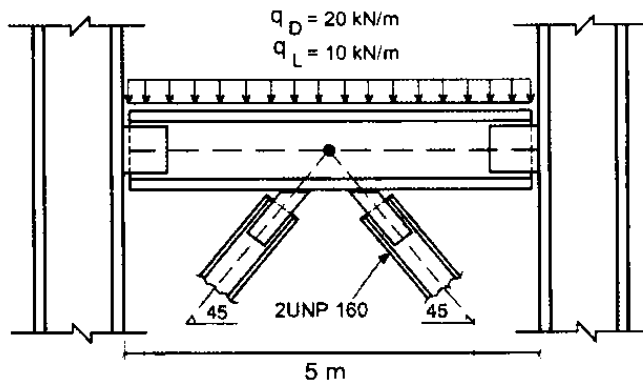
Z = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

e = طول تیر پیوند که برابر است با فاصله بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصله

بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۸- در شکل روبرو یکی از دهانه‌های یک قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندی همگرای ویژه از نوع ۸ و با کاربری مسکونی نشان داده شده است. چنانچه مقدار تنش فشاری مورد انتظار اعضای مهاربندی با مقطع دابل UNP160 ناشی از کمانش برابر $0.9R_yF_y$ فرض شود، حداقل مقاومت خمشی مورد انتظار (M_u) تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (تنش تسلیم فولاد اعضای مهاربندی را برابر 240 MPa در نظر بگیرید).



$$M_u = 521 \text{ kN.m} \quad (۱)$$

$$M_u = 940 \text{ kN.m} \quad (۲)$$

$$M_u = 125 \text{ kN.m} \quad (۳)$$

$$M_u = 262 \text{ kN.m} \quad (۴)$$

گزینه ۲

مساحت جفت ناودانی برابر $4800 \text{ mm}^2 = 2 \times 2400$ می باشد:

$$q = 1.2D + L = 34 \text{ kN/m}$$

$$R_y F_y A_g = 1.2 \times 240 \times 4800 = 1382 \text{ kN}$$

$$0.3 \times 1.14 \times (0.9 R_y F_y) A_g = 0.3 \times 1.14 \times 0.9 \times 1.2 \times 240 \times 4800 = 425 \text{ kN}$$

$$q = 1.2D + L = 34 \text{ kN/m}$$

$$\frac{\sqrt{2}}{2} \times 1382 = 974$$

$$\frac{\sqrt{2}}{2} \times 425 = 300$$

با توجه به شکل فوق، لنگر تیر برابر است با:

$$M_u = \frac{qL^2}{8} + \frac{(974 - 300) \times L}{4} = 34 \times \frac{5^2}{8} + \frac{(674) \times 5}{4} = 948 \text{ kN.m}$$

۱۰-۳-۱۱- تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها

مقاومت‌های طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچکتر در نظر گرفته شوند.

(الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g$ می‌باشد.

(ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g$ می‌باشد.

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۱۰.

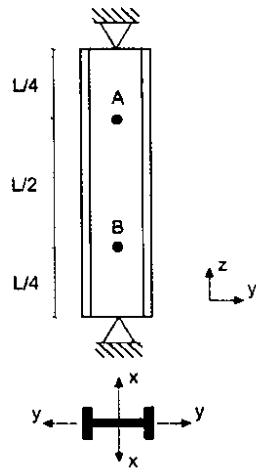
F_y = تنش تسلیم فولاد مهاربندی.

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی.

F_{cre} = تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۳-۴ با این شرط که در آن بجای F_y از $R_y F_y$ استفاده شده باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۹- ستون دو سر مفصل نمایش داده شده در شکل زیر دو تکیه‌گاه جانبی عمود بر جان در نقاط A و B دارد. حداقل مقدار I_x برای آنکه کمانش حول محور x تعیین‌کننده نباشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید کمانش پیچشی ستون در طراحی کنترل‌کننده نبوده و استفاده از نتایج تحلیل دقیق مدنظر نیست).



(۱) $4I_y$

(۲) $\frac{1}{2} I_y$

(۳) I_y

(۴) $2I_y$

گزینه ۱

معیار اینکه ستون حول کدام محور کمانش می‌کند بر اساس لاغری آن حول دو محور تعیین می‌شود بنابراین باید لاغری را حول محورهای x و y بدست آوریم. لاغری حول محور x باید کمتر باشد تا حاکم نشود:

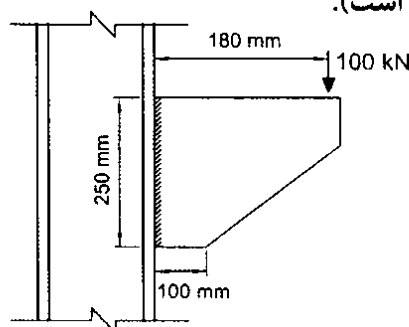
$$\lambda_x = \frac{k_x L}{r_x} \leq \lambda_y = \frac{k_y L}{r_y}$$

طول موثر کمانشی حول محور برابر کل طول ستون است (L) ولی حول محور y طول موثر برابر طول قسمت AB یعنی برابر $0.5L$ می‌باشد:

$$\lambda_x = \frac{L}{r_x} \leq \lambda_y = \frac{0.5L}{r_y} \rightarrow r_y \leq 0.5r_x \rightarrow \sqrt{\frac{I_y}{A}} \leq 0.5 \sqrt{\frac{I_x}{A}} \rightarrow I_y \leq \frac{I_x}{4} \rightarrow 4I_y \leq I_x$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۰- برای اتصال نشان داده شده در شکل زیر بدون توجه به مقاومت موجود فلز پایه و نیز بعد حداقل و حداکثر جوش گوشه، اندازه حداقل محاسباتی ساق جوش بر حسب میلی‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مقاومت طراحی جوش گوشه در واحد سطح 100 MPa در نظر بگیرید و فرض کنید دو طرف ورق جوش شده است).



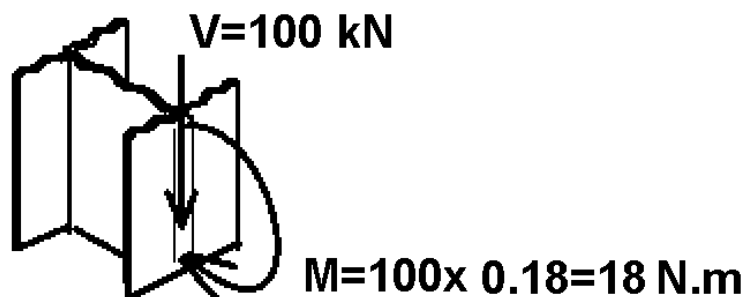
18 (۱)

9 (۲)

13 (۳)

15 (۴)

گزینه ۳



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

$$f_w = \sqrt{\left(\frac{Mc}{I}\right)^2 + \left(\frac{V}{A}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{18 \times 10^6 \times 125}{2 \left(\frac{t \times 250^3}{12}\right)}\right)^2 + \left(\frac{100000}{2(t \times 250)}\right)^2} = \frac{8642}{t} < 100 \text{ MPa}$$

$$t = 8.8 \text{ mm}$$

مقدار فوق مقدار بعد "موثر" جوش را نشان می‌دهد. ساق جوش برابر خواهد بود با:

$$a = \sqrt{2}t = 12.5 \text{ mm}$$

۱۱- حداقل مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال تیر IPE300 به ستون در قاب خمشی معمولی از فولاد با تنش تسلیم $F_y=240 \text{ MPa}$ و تنش کشش نهایی $F_u=370 \text{ MPa}$ بر حسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

(۱) 220 (۲) 150 (۳) 180 (۴) 200

گزینه ۴

$$M_u = 1.1R_y M_p = 1.1 \times 1.2 \times (ZF_y) = 1.1 \times 1.2 \times 628000 \times 240 = 198.9 \text{ kN.m}$$

۱۰-۳-۷ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی

۱۰-۳-۷-۲ اتصالات تیر به ستون

اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی معمولی باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) در طراحی اتصالات تیر به ستون و نیز وصله تیرهای این نوع قاب‌های خمشی می‌توان محل تشکیل مفصل پلاستیک را در محل اتصال تیر به ستون در نظر گرفت.

ب) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) اتصال تیر به ستون باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$M_u = 1/1 R_y M_p \quad (10-3-7-1)$$

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح تیر مطابق مقادیر

جدول ۱۰-۳-۱۰

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون

پ) مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) اتصال تیر به ستون باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی

بارهای ثقلی ضربیداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و برش لرزه‌ای ناشی از $M_{pr} = 1/1 R_y M_p$

در دو انتهای تیر، تعیین شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۲- براساس تحلیل سازه لنگرهای خمشی منفی هر دو انتهای تیری از قاب خمشی مهارشده برای ترکیب بارهای مرده و زنده ضریب دار (با ضرایب مربوط به ترکیب بار مرده به اضافه بار زنده) در حدود 225 kN.m به دست آمده است. طول آزاد تیر برابر ۸ متر و بار گسترده یکنواخت مرده و زنده طراحی آن به ترتیب برابر 30 kN/m و 15 kN/m می باشد. با فرض وجود مهار جانبی کافی برای تیر، برای ترکیب بار مرده و زنده و فقط براساس کنترل مقاومت خمشی تیر کدام مقطع دارای ایمنی کافی و در عین حال اقتصادی تر است؟ (فولاد مصرفی دارای تنش تسلیم $F_y=240 \text{ MPa}$ است).

۲) IPE400

۱) IPB240

۴) IPB260

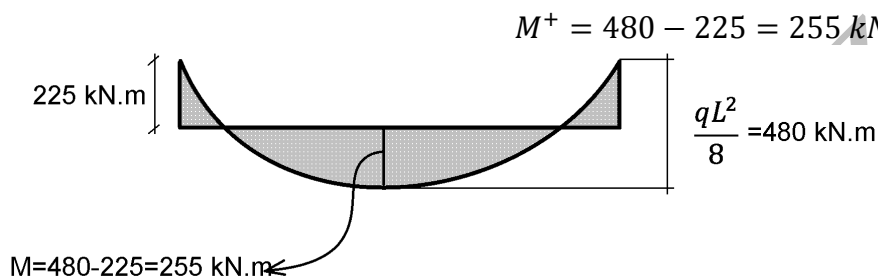
۳) IPE360

گزینه ۲

تحت ترکیب بار $1.2D+1.6L$ مقدار کل لنگر وارد بر تیر (مجموع لنگر مثبت و منفی) برابر خواهد بود با:

$$M^+ + M^- = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{(1.2 \times 30 + 1.6 \times 15) \times 8^2}{8} = 480 \text{ kN.m}$$

در نتیجه با توجه به شکل زیر حداکثر لنگر وارد بر تیر برابر است با:



تعیین مقطع لازم برای تیر:

$$M_u = 255 \times 10^6 \leq (\phi Z F_y = 0.9 Z \times 240) \rightarrow Z_{\text{لازم}} = 1.18 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\left. \begin{array}{l} Z_{IPE360} = 1.019 \times 10^6 \\ Z_{IPE400} = 1.3 \times 10^6 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Use IPE400}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۳- اگر در یک تیر از قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری زیاد به طول دهانه آزاد ۸ متر لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در هریک از دو انتها برابر $800 \text{ kN.m} \pm$ بوده و تیر در طول خود تحت اثر بارهای ثقلی ضریب دار (با ضرایب بار در حضور زلزله) برابر 50 kN/m باشد، مقطع تیر در دو انتها حدوداً برای چه نیروی برشی نهایی باید طراحی شود؟

۶۰۰ kN (۲)

۲۰۰ kN (۱)

۳۰۰ kN (۴)

۴۰۰ kN (۳)

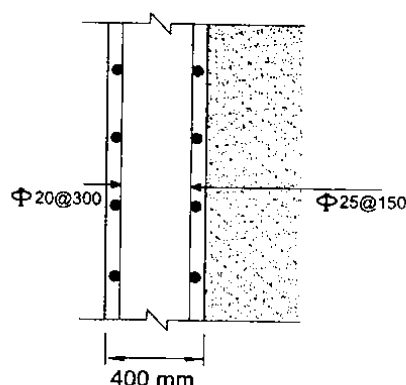
گزینه ۳

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{q_u L_h}{2} = \frac{2 \times 800}{8} + \frac{50 \times 8}{2} = 200 + 200 = 400 \text{ kN}$$

۹-۲۳-۴-۵-۱-۲ نیروی برشی نهایی، V_u ، در اعضای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی عضو با فرض آنکه در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr} ، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در عضو بیشترین باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۴- شکل روبرو مقطع قائم از یک دیوار حائل را نشان می‌دهد. براساس محاسبات میلگردهای قائم در طرف خاک $\Phi 25@150$ و در طرف دیگر $\Phi 20@300$ به عنوان میلگرد فشاری انتخاب شده است. برای این دیوار کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟



۱) محصور کردن میلگردهای قائم الزامی است و از میلگردهای افقی دیوار می‌توان به این منظور استفاده کرد.

۲) محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی است.

۳) مقدار میلگردهای قائم محاسباتی بیش از مقدار حداقل آیین‌نامه‌ای بوده و غیرمجاز است.

۴) محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت از نظر محاسباتی ضرورتی ندارد.

گزینه ۲

درصد میلگرد قائم در این دیوار برابر است با:

$$\rho_{\text{قائم}} = \left(\frac{\pi \times 12.5^2}{150 \times 400} \right) + \left(\frac{\pi \times 10^2}{300 \times 400} \right) = 0.0107$$

با توجه به اینکه درصد میلگرد قائم از یک درصد بیشتر است گزینه ۲ صحیح است.

۹-۴-۷ در مواردی که مساحت مقطع کل آرماتور قائم از یک درصد مساحت کل مقطع کمتر

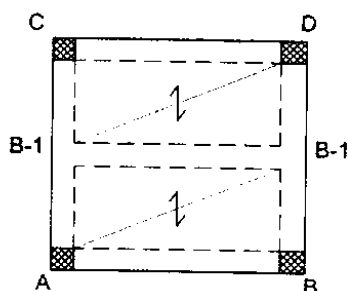
است و یا در مواردی که بر اساس طراحی ساختمان، آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری مورد

نیاز نیست، محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی نیست. برای مقادیر بیشتر میلگردهای

قائم، آرماتوربندی دیوارها باید مشابه ستون‌ها باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۵- شکل روبرو پلان تیرریزی یک ساختمان بتن آرمه را نشان می‌دهد. تحلیل سازه نشان می‌دهد که T_u (لنگر پیچشی نهایی) ناشی از بارهای ثقلی در تیرهای B-1، 23.5 kN.m است. کمترین لنگر پیچشی نهایی که تیرهای B-1 را می‌توان برای آن طراحی کرد به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (مقطع تیرهای B-1 دارای عرض 400 mm و ارتفاع 500 mm بوده و اثر تعدیل لنگر پیچشی در آنها در اعضای مجاور در نظر گرفته خواهد شد. بتن از رده C25 با سنگدانه‌های معمولی و میلگرد از نوع S400 در نظر گرفته شود).



(۱) 13.5 kN.m

(۲) 27.5 kN.m

(۳) 23.5 kN.m

(۴) 18.5 kN.m

گزینه ۴

تیر B-1 تحت اثر لنگر پیچشی همسازی قرار دارد و با دوران پیچشی تیر B-1 لنگر وارد بر آن کاهش میابد (قابل کاهش است) بنابراین می‌توان آنرا برای لنگر پیچشی کمتری مطابق بند زیر طراحی کرد.

$$T_u = 0.67T_{cr} = 0.67 \left(\frac{A_c^2}{P_c} \right) \times 1.9 \times (0.2 \times 0.65\sqrt{25})$$

$$= 0.67 \left(\frac{(400 \times 500)^2}{2(400 + 500)} \right) \times 1.9 \times (0.2 \times 0.65\sqrt{25}) = 18.39 \text{ kN.m}$$

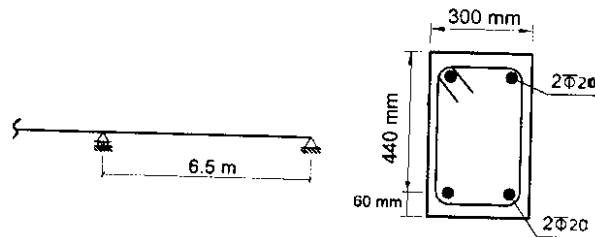
۹-۱۱-۲ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز پخش لنگرهای داخلی در عضوی از یک ساختمان نامعین موجود باشد، می‌توان مقدار T_u را به $0.67T_{cr}$ کاهش داد به شرطی که اثر لنگرها و برش‌های تعدیل‌شده عضو در سایر اعضای مجاور با استفاده از روابط تعادل، محاسبه و در طراحی به کار گرفته شود.

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

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۶- در تیر یک ساختمان اداری مطابق شکل زیر، تغییرمکان آنی وسط دهانه برای بارهای مرده برابر $\Delta_D = 9.2 \text{ mm}$ و برای بارهای زنده برابر $\Delta_L = 6.9 \text{ mm}$ براساس تحلیل با سختی مؤثر محاسبه شده است. در صورتیکه بار مرده به عنوان بار دائمی سازه باشد، تغییرشکل کل نهایی وسط دهانه تیر برحسب میلی‌متر در طول عمر مفید سازه ناشی از بارهای مرده و زنده به کدامیک از موارد زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



(۱) 35

(۲) 22

(۳) 25

(۴) 31

گزینه ۴

به تغییرشکل فوق باید تغییرشکل ناشی از خزش اضافه شود.

اضافه افتادگی دراز مدت (تغییر شکل ناشی از خزش) برابر است با:

$$\Delta_{\text{اضافه افتادگی دراز مدت}} = \lambda \times \Delta_{\text{دائمی}} = \left(\frac{\xi}{1 + 50\rho'} \right) \times \Delta_{\text{دائمی}} = \left(\frac{2}{1 + 50 \left(\frac{2 \times 314}{300 \times 440} \right)} \right) \times 9.2 = 14.86 \text{ mm}$$

تغییر شکل کل نهایی تیر برابر خواهد بود با:

$$\Delta_{\text{زنده}} + \Delta_{\text{مرده}} + \Delta_{\text{اضافه افتادگی دراز مدت}} = 6.9 + 9.2 + 14.86 = 30.96 \text{ mm}$$

۹-۱۷-۲-۴-۳ تغییر شکل اضافی ایجاد شده در اعضا در طول زمان را که معمولاً «اضافه افتادگی

دراز مدت» نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از

حاصلضرب تغییر شکل آنی ناشی از بار دائمی در ضریب λ که از رابطه (۹-۱۷-۵) مشخص شده

است، به دست آورد:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (۹-۱۷-۵)$$

در این رابطه ρ' مربوط به مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته و مقطع

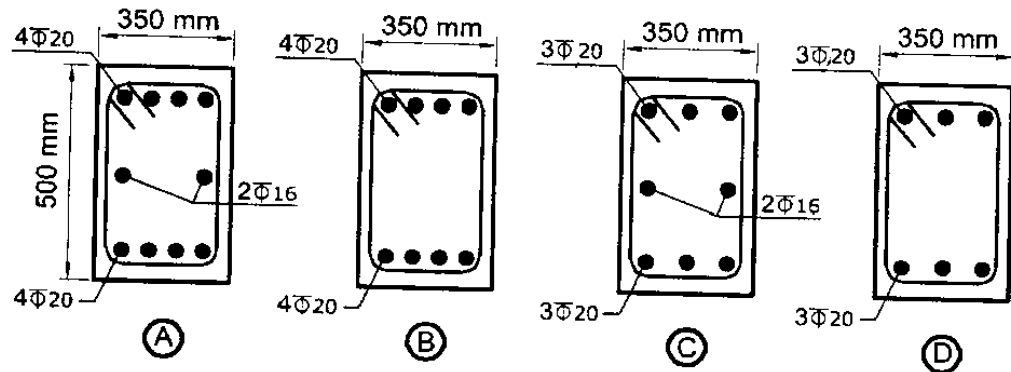
تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان، ξ ، برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته

می‌شود:

جدول ۹-۱۷-۵ مقدار ضریب ξ وابسته به زمان

۲/۰	زمان ۵ سال یا بیشتر
۱/۴	زمان ۱۲ ماه
۱/۲	زمان ۶ ماه
۱/۰	زمان ۳ ماه

۱۷- یک تیر بتنی تحت خمشی و پیچش قرار دارد. در صورتیکه مساحت آرماتورهای لازم برای خمشی در بالا و پایین مقطع برابر $A_s = A'_s = 900 \text{ mm}^2$ و مساحت آرماتورهای طولی لازم برای پیچش برابر $A_l = 1000 \text{ mm}^2$ باشد. کدامیک از فولادگذاری‌های طولی زیر صحیح‌تر است؟ (فاصله خاموت‌ها ۱۰۰ میلی‌متر و پوشش میلگرد طولی ۵۰ میلی‌متر است).



B (۴)

C (۳)

D (۲)

A (۱)

گزینه ۱

شکل‌های B و D قابل قبول نیستند. چون آما‌تور گونه ندارند و بنابراین فاصله میلگردها از یکدیگر در این مقاطع بیش از ۳۰ سانتیمتر می‌باشد.

مقطع C نیز قابل قبول نیست. چون مساحت میلگردی که قرار داده شده است، کم است. جمع مساحت میلگردها در محیط مقطع باید حداقل برابر مقدار زیر باشد:

کل مساحت قرار گرفته در محیط مقطع = مساحت میلگرد خمشی بال + مساحت میلگرد خمشی پایین + مساحت میلگرد طولی پیچشی
 $= A_s + A'_s + A_l = 900 + 900 + 1000 = 2800 \text{ mm}^2$

مجموع مساحت قرار داده شده در مقطع C برابر $2285 \text{ mm}^2 = 6 \times 314 + 2 \times 3.14 \times 8^2$ می‌باشد.

مجموع مساحت قرار داده شده در مقطع A برابر $2913 \text{ mm}^2 = 8 \times 314 + 2 \times 3.14 \times 8^2$ می‌باشد.

۹-۱۵-۸-۳ مقدار A_l مورد نیاز برای تأمین مقاومت T_s از رابطه (۹-۱۵-۱۹) به دست می‌آید:

$$A_l = \left(\frac{A_t}{S_n} \right) P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{y1}} \right) \quad (۹-۱۵-۱۹)$$

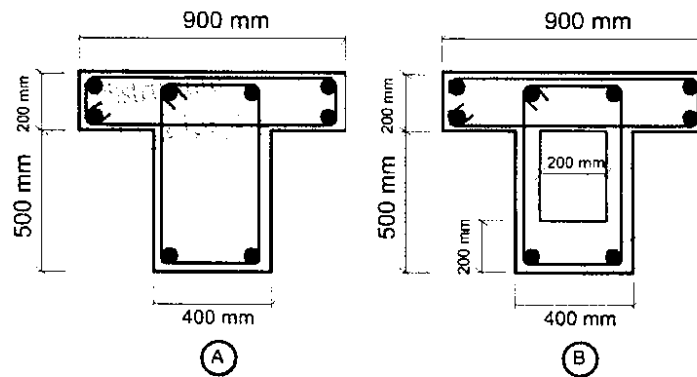
همچنین نسبت $\frac{A_t}{S_n}$ باید برابر مقدار به دست آمده از رابطه (۹-۱۵-۱۸) باشد.

فاصله این آرماتورها نباید بیش از ۳۰۰ میلی‌متر از یکدیگر بوده و باید دور تا دور مقطع در داخل محیط خاموت بسته پیچشی به طور یکنواخت به نحوی توزیع شوند که حداقل یک میلگرد طولی

به قطر معادل $\frac{S_n}{16}$ یا بیشتر در هر گوشه خاموت‌های پیچشی قرار گیرد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۸- در صورت عدم انجام محاسبات دقیق تر و براساس مقررات ملی ساختمان در صورتی که آرماتورگذاری مقاطع زیر یکسان باشد، کدامیک از جملات زیر صحیح تر است؟



(۱) مقاومت پیچشی نهایی مقطع A از B بیشتر است، مقاومت برشی نهایی مقطع B از A بیشتر است.

(۲) مقاومت پیچشی نهایی مقطع B از A بیشتر است، مقاومت برشی نهایی مقطع A از B بیشتر است.

(۳) مقاومت پیچشی نهایی و مقاومت برشی نهایی مقاطع A و B یکسان است.

(۴) مقاومت پیچشی نهایی مقطع A و B برابر است، مقاومت برشی نهایی مقطع A از مقطع B بیشتر است.

گزینه ۴

مقاومت پیچشی مقاطع با سوراخ همانند مقاومت پیچشی مقاطع بدون سوراخ محاسبه می شود:

A_{oh} = مساحت سطح محصور شده به وسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع، شامل سطح سوراخها (در صورت وجود)، میلی متر مربع

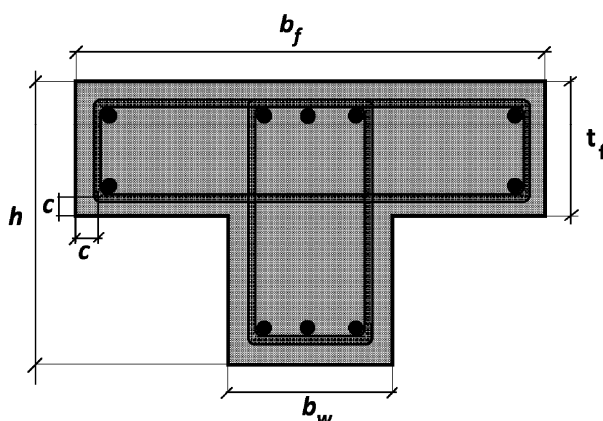
با فرض اینکه پوشش بتن تا محور آرماتورهای عرضی برابر $45+5=50\text{ mm}$ باشد، داریم:

$$\left. \begin{aligned} A_{oh} &= 300 \times 450 + 100 \times 800 = 215000 \\ P_h &= (800 + 600) \times 2 = 2800\text{ mm} \end{aligned} \right\} \frac{0.5A_{oh}}{P_h} = 38.39\text{ mm}$$

فاصله اضلاع خاموت از وجه درونی در مقطع داده شده برابر 50 mm می باشد و بنابراین همانند مقطع توپر محاسبه خواهد شد.

۹-۱۵-۸-۴ در مقاطع توخالی تحت اثر پیچش، فاصله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی تا

وجه درونی مقطع نباید کمتر از $\frac{A_{oh}}{P_h} \times 5$ باشد.



$$A_c = b_w h + t_f (b_f - b_w)$$

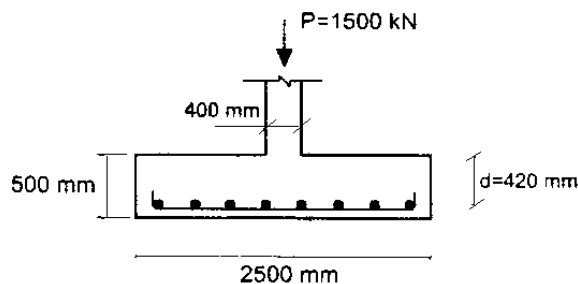
$$P_c = 2b_f + 2h$$

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

$$P_h = 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c)$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۱۹- مقدار آرماتور خمشی لازم در هر راستا برای پی منفرد مربعی شکل زیر تحت بار طراحی ستون بتنی برابر $P_u = 1500 \text{ kN}$ به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (از وزن پی و بار روی آن صرف‌نظر شود. همچنین بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



$$A_s = 15 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (۱)$$

$$A_s = 24 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (۲)$$

$$A_s = 19 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (۳)$$

$$A_s = 28 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (۴)$$

گزینه ۲

$$q_u = \frac{1500}{2.5 \times 2.5} = 240 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

در محاسبات زیر (با توجه به درصد پایین میلگرد لازم) به صورت تقریبی بازوی خمش (Z) برابر $Z = 0.95d$ فرض شده است:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{240 \times 1.05^2}{2} = 132.3 \text{ kN.m} < (M_r = A_s F_{yd} Z = A_s \times 0.85 \times 400 \times (0.95 \times 420))$$

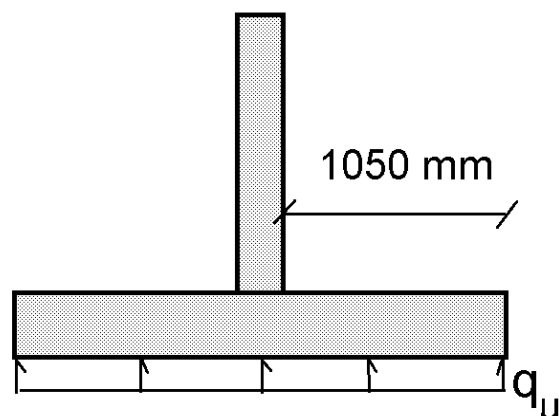
$$A_s = \frac{132.3 \times 10^6}{0.85 \times 400 \times (0.95 \times 420)} = 975 \text{ mm}^2$$

مساحت فوق مربوط به مساحت میلگردها در یک متر عرض پی است. با توجه به اینکه عرض پی برابر ۲.۵ متر می باشد، مساحت کل لازم در عرض ۲.۵ m برابر است با:

$$A_s = 975 \times 2.5 = 2438 \text{ mm}^2$$

کنترل آرماتور حداقل:

$$\frac{A_s}{bh} \geq \frac{0.16\sqrt{f_{cd}}}{F_{yd}} = 0.0019 \rightarrow \frac{A_s}{2500 \times 500} \geq 0.0019 \rightarrow A_s \geq 2375 \text{ mm}^2$$



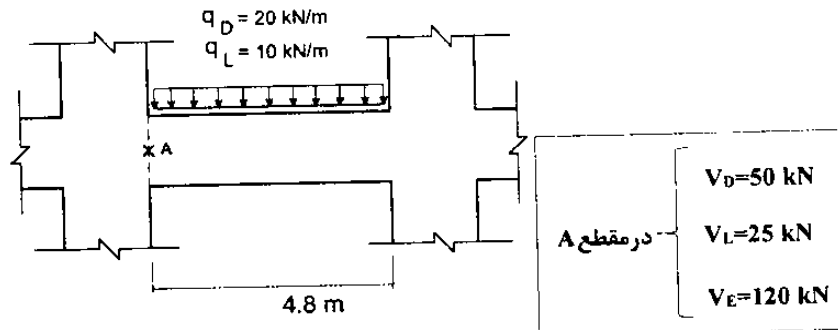
۲۰- در تیر شکل زیر در یک قاب بتنی با شکل پذیری متوسط مقادیر برش حاصل از تحلیل در نقطه A مشخص است. در صورتیکه لنگرهای مقاوم اسمی تیر در هر دو انتهای آن برابر $M_u = \pm 520 \text{ kN.m}$ باشد، مقدار برش طراحی حداقل در نقطه A به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (بتن از رده C25 و سیلگرد از نوع S400 فرض شود).

$$V_u = 293 \text{ kN} \quad (۱)$$

$$V_u = 181 \text{ kN} \quad (۲)$$

$$V_u = 217 \text{ kN} \quad (۳)$$

$$V_u = 282 \text{ kN} \quad (۴)$$



گزینه ۴

$$V_u = \min \left\{ \begin{aligned} &\frac{2M_n}{L} + \frac{q_u L}{2} = \frac{2 \times 520}{4.8} + \frac{(20 + 1.2 \times 10) \times 4.8}{2} = 293.46 \text{ kN} \\ &V_D + 1.2V_L + 0.84 \times 2V_E = 50 + 1.2 \times 25 + 0.84 \times (2 \times 120) = 281.6 \text{ kN} \end{aligned} \right\} = 281.6 \text{ kN}$$

۹-۲۳-۳-۵ ضوابط طراحی برای برش در اعضای قابها

۹-۲۳-۳-۵-۱ در اعضای تحت خمش و تحت نیروی محوری و خمش در قابها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقدار V_u در این رابطه نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود:

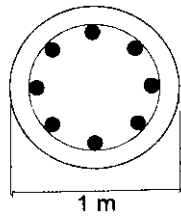
الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در عضو در اثر بارهای قائم نهایی و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی مضاعف، با فرض تشکیل مفصلهای پلاستیکی

ب- نیروی برشی به دست آمده از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله مؤثر به ساختمان دو برابر مقدار تعیین شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان منظور شود.

- ۱) $1/25D + 1/5L + 1/5(L_T \text{ یا } S)$
- ۲) $D + 1/2L + 1/2(L_T \text{ یا } S) + 1/2(W \text{ یا } 0.7E)$
- ۳) $0.85D + 1/2(W \text{ یا } 0.7E)$
- ۴) $1/25D + 1/5L + 1/5(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R) + 1/5(H \text{ یا } 0.84F)$
- ۵) $0.85D + 1/5(H \text{ یا } 0.84F)$
- ۶) $D + 1/2L + 1/2(L_T \text{ یا } S) + T$
- ۷) $1/25D + 1/5T$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۱- یک شمع کششی درجا با مقطع دایره‌ای به قطر یک متر تحت نیروی بالابرنده نهایی برابر $N_u = 1100 \text{ kN}$ قرار دارد. مقدار مساحت آرماتورهای لازم طولی در آن برحسب میلی‌مترمربع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



(۱) 7850

(۲) 3235

(۳) 3925

(۴) 5233

گزینه ۳

$$(N_u = 1100 \times 10^3) \leq (A_s F_{yd} = A_s \times 0.85 \times 400) \rightarrow A_{s \text{ لازم}} = 3235 \text{ mm}^2$$

کنترل حداقل فولاد:

$$\frac{A_s}{A_g} \geq 0.005 \rightarrow \frac{A_s}{\pi \times 500^2} \geq 0.005 \rightarrow A_s \geq 3925 \text{ mm}^2$$

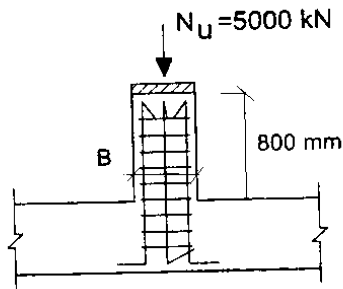
۹-۲۰-۵-۶ حداقل و حداکثر نسبت آرماتور طولی شمع‌های پیش ساخته و شمع‌های درجا با قطر

کمتر یا برابر ۸۰۰ میلیمتر، مشابه ستون‌ها و با توجه به ضوابط فصل چهاردهم تعیین می‌شود.

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.

۲۲- در صورتیکه نیروی محوری طراحی برای یک پدستال بتنی با شکل پذیری معمولی مطابق شکل زیر برابر $N_u = 5000 \text{ kN}$ باشد، حداقل بعد مقطع این پدستال مربعی برحسب میلی‌متر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S340 فرض شود).



$$B = 460 \quad (۱)$$

$$B = 690 \quad (۲)$$

$$B = 425 \quad (۳)$$

$$B = 530 \quad (۴)$$

گزینه ۳

حداقل بعد یک عضو فشاری زمانی بدست می‌آید که بیشترین درصد مجاز میلگرد در آن قرار داده شود. با توجه به اصلاحیه مبحث نهم حداکثر درصد میلگرد مجاز برای اعضای فشاری برابر ۸ درصد می‌باشد. بنابراین با فرض اینکه میلگرد طولی پدستال برابر ۸ درصد باشد، داریم:

$$5000 \times 10^3 \leq 0.8[0.81 \times 0.65 \times 25 \times B^2 + (0.85 \times 340 - 0.81 \times 0.65 \times 25) \times (0.08 \times B^2)]$$

$$5000 \times 10^3 \leq 28.18B^2 \rightarrow 421 \leq B$$

۳-۴-۱۴-۹ در قطعات میله‌ای تحت اثر فشارمحوری، حداکثر نیروی محوری مقاوم، در صورت استفاده از تنگ‌های موازی به ۸۰ درصد و در صورت استفاده از دورپیچ، به ۸۵ درصد مقداری که بر اساس فرضیات بند ۳-۱۴-۹ به دست می‌آید، محدود می‌گردد. در صورت استفاده از فرضیات بند ۳-۱۴-۹ این نیرو برابر یکی از دو مقدار بدست آمده از روابط (۴-۱۴-۹) خواهد بود:

$$N_{rmax} = 0.8 [\alpha \phi f_c (A_g - A_{st}) + \phi f_y A_{st}] \quad \text{در صورت استفاده از تنگ‌های موازی}$$

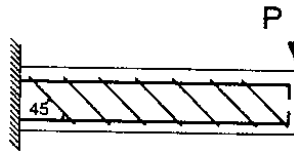
(۴-۱۴-۹)

$$N_{rmax} = 0.85 [\alpha \phi f_c (A_g - A_{st}) + \phi f_y A_{st}] \quad \text{در صورت استفاده از دورپیچ}$$

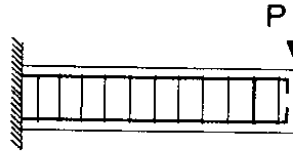
۴-۴-۱۴-۹ در قطعات میله‌ای تحت اثر توأم فشار محوری و خمش، نیروی محوری مقاوم هر مقطع، در هر حالت نباید بیشتر از مقدار بدست آمده از بند ۳-۴-۱۴-۹ در نظر گرفته شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۳- در یک تیر بتنی طره‌ای برای مقاوم نمودن تیر در مقابل نیروی برشی از آرماتورگذاری برشی مطابق شکل‌های زیر استفاده شده است. با فرض یکسان بودن A_{sv} و S_n و f_{yv} در هر دو حالت، نسبت نیروهای برشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای در حالت (a) به نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای در حالت (b) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (مقادیر آرماتورهای مصرفی در حد قابل قبول است و راستای نیروی P همواره به سمت پایین است).



(a)



(b)

(۱) 0.7

(۲) 2.0

(۳) 1.4

(۴) 1.0

گزینه ۳

با توجه به روابط زیر در حالتی که خاموت‌ها مورب هستند، مقاومت برشی خاموت‌ها با نسبت زیر افزایش می‌یابد:

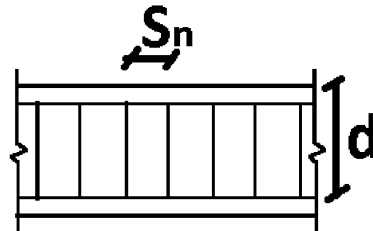
$$(\sin \alpha + \cos \alpha) = \sqrt{2} = 1.4$$

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

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

۹-۱۵-۴-۱ وقتی که از آرماتور برشی عمود بر محور عضو استفاده می‌شود:

$$V_g = \phi_s A_{sv} f_{yv} \frac{d}{S_n}$$

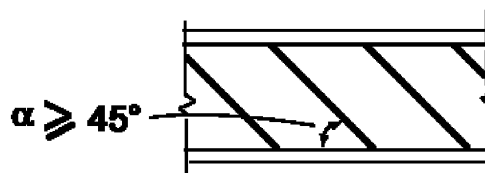


(۹-۱۵-۱۰)

۹-۱۵-۴-۲ وقتی که از خاموت‌های مایل به عنوان آرماتورهای برشی استفاده می‌شود:

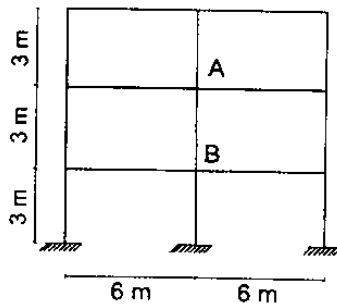
$$V_g = \phi_s A_{sv} f_{yv} (\sin \alpha + \cos \alpha) \frac{d}{S_n}$$

(۹-۱۵-۱۱)



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۴- در یک قاب بتن آرمه، در صورتیکه ابعاد مقطع تمام ستون‌ها 400×400 میلی‌متر و تمام تیرها 400×600 میلی‌متر ($h = 600 \text{ mm}$, $b = 400 \text{ mm}$) باشد، ضریب طول مؤثر ستون AB در صفحه قاب به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (قاب مهارنشده فرض شود و استفاده از نتایج تحلیل دقیق مدنظر نیست).



(۱) 1.40

(۲) 1.10

(۳) 1.20

(۴) 1.30

گزینه ۱

$$\Psi_A = \Psi_B = \frac{0.7 \left(\left(\frac{EI}{L} \right)_5 + \left(\frac{EI}{L} \right)_6 \right)}{0.35 \left(\left(\frac{EI}{L} \right)_1 + \left(\frac{EI}{L} \right)_2 \right)} = \frac{0.7}{0.35} \times \frac{\left(\frac{400^4}{3} \right) + \left(\frac{400^4}{3} \right)}{\left(\frac{400 \times 600^3}{6} \right) + \left(\frac{400 \times 600^3}{6} \right)} = 4 \times \left(\frac{4}{6} \right)^3 = \frac{32}{27} = 1.19$$

$$\Psi_m = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2} = 1.19 \quad \rightarrow \quad k = \left(1 - 0.05 \Psi_m \right) \sqrt{1 + \Psi_m} = 1.4$$

۹-۱۶-۵ مقدار k در قطعات فشاری مهار نشده‌ای که در دو انتها مقید باشند با استفاده از

رابطه (۹-۱۶-۴) یا رابطه (۹-۱۶-۵) به دست می‌آید:

در مواردی که $\Psi_m < 2$ باشد:

$$k = (1 - 0.05 \Psi_m) \sqrt{1 + \Psi_m} \geq 1 \quad (۹-۱۶-۴)$$

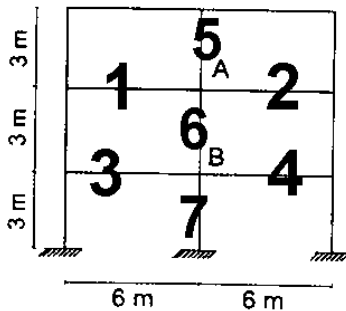
و در مواردی که $\Psi_m \geq 2$ باشد:

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_m} \quad (۹-۱۶-۵)$$

Ψ = نسبت مجموع سختی ستون‌ها به مجموع سختی تیرهای منتهی به یک گره در یک صفحه

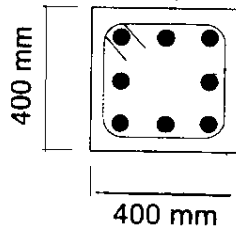
Ψ_m = متوسط مقدار Ψ در دو انتهای عضو فشاری

Ψ_{min} = کوچکترین مقدار Ψ در دو انتهای عضو فشاری



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۵- در یک مقطع بتن آرمه به ابعاد خارجی 400×400 میلی‌متر در صورتیکه آرماتور طولی $8 \Phi 16$ و پوشش بتن روی آرماتورهای عرضی $(\Phi 10 @ 150 \text{ mm/c})$ برابر ۴۰ میلی‌متر و تنش جاری شدن آرماتورهای طولی و عرضی برابر 340 MPa باشد، لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط خاموت پیچشی بر حسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



(۱) ۲۰

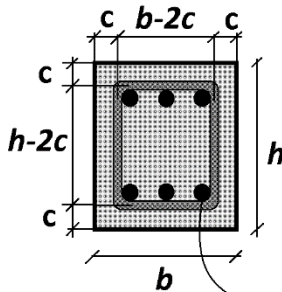
(۲) ۳۰

(۳) ۲۷

(۴) ۲۵

گزینه ۴

$$T_s = 2 \times 0.85 \times (0.85 A_{oh}) A_t \frac{F_{yv}}{S_n} = 2 \times 0.85 (0.85 \times 310 \times 310) \times (\pi \times 5^2) \frac{340}{150} = 24.7 \text{ kN.m}$$



۹-۱۵-۸ لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی

۹-۱۵-۸-۱ آرماتورهای پیچشی مورد نیاز برای تأمین لنگر پیچشی در یک قطعه شامل خاموت‌های قائم بسته یا دورپیچ‌ها و آرماتور طولی که بطور یکنواخت در اطراف مقطع پخش می‌شود، می‌باشند.

۹-۱۵-۸-۲ مقدار T_s با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۸) محاسبه می‌شود.

$$T_s = \varphi_s A_o A_t \frac{f_{yv}}{S_n} \quad (۹-۱۵-۸)$$

در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق‌تر مقدار A_o را می‌توان $0.85 A_{oh}$ منظور نمود.

۹-۱۵-۸-۳ مقدار A_t مورد نیاز برای تأمین مقاومت T_s از رابطه (۹-۱۵-۱۹) به دست می‌آید:

$$A_t = \left(\frac{A_t}{S_n} \right) P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \quad (۹-۱۵-۱۹)$$

$$A_c = bh$$

$$P_c = 2(b+h)$$

$$A_{oh} = (b-2c)(h-2c)$$

$$P_h = 2(b-2c) + 2(h-2c)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}$$

قطر میلگرد طولی باید حداقل $\frac{S_n}{16}$ باشد

بررسی کفایت مساحت آرماتورهای طولی:

$$A_t = \frac{\pi \times 5^2}{150} [4(310)] \frac{340}{340} = 648 \text{ mm}^2$$

مساحت میلگردهای طولی برابر $8 \times \pi \times 8^2 = 1600 \text{ mm}^2$ که بیشتر از مقدار لازم است.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۶- یک عضو بتن آرمه با مقطع مستطیلی شکل ($d = 600 \text{ mm}$, $b = 400 \text{ mm}$) و دارای $8\Phi 20$ به عنوان آرماتور کششی به طور همزمان تحت اثر لنگر خمشی $M_u = 120 \text{ kN.m}$ و نیروی برشی $V_u = 240 \text{ kN}$ قرار دارد. در صورتیکه نوع بتن C20 و رده فولاد S400 باشد، مقدار نیروی برشی تأمین شده توسط بتن بر حسب کیلونیوتن با جزئیات دقیق تر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

۱۶۹ (۴)

۱۵۶ (۳)

۱۸۴ (۲)

۱۶۳ (۱)

گزینه ۱

$$v_c = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{20} = 0.58 \text{ MPa}$$

در رابطه دقیق مقدار $\frac{V_u d}{M_u}$ نباید بزرگتر از یک منظور شود. کنترل مقدار $\frac{V_u d}{M_u}$:

$$\frac{V_u d}{M_u} = \left(\frac{240 \times 0.6}{120} \right) = 1.2$$

مقدار $\frac{V_u d}{M_u}$ بیش از یک می باشد و بنابراین در رابطه دقیق به جای $\frac{V_u d}{M_u}$ باید مقدار یک قرار داده شود:

$$V_c = \left(0.95 \times 0.58 + 12 \times \left(\frac{8 \times 314}{400 \times 600} \right) (1) \right) \times 400 \times 600 = 162 \text{ kN}$$

۱۵-۹-۲ مقدار V_c را می توان با جزئیات دقیق تر مطابق بندهای ۱۵-۹-۳-۱ و ۱۵-۹-۳-۲ محاسبه نمود.

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

$$V_c = (0.95 v_c + 12 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \quad (15-9-7)$$

مقدار V_c در هر حال نباید بزرگتر از $0.75 v_c b_w d$ در نظر گرفته شود.

در محاسبه V_c از رابطه (۱۵-۹-۷) کمیت $\frac{V_u d}{M_u}$ نباید بزرگتر از واحد اختیار شود. لنگر خمشی

نهایی M_u لنگری است که همزمان با نیروی برشی نهایی V_u بر مقطع مورد نظر اثر می کند.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۷- شالوده منفرد با بتن از رده C30 را در نظر بگیرید. اگر در نظر باشد که از بتن C25 استفاده شده و ابعاد پلان شالوده تغییر داده نشود، مقدار عمق مؤثر d (فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی) حدوداً چند درصد اضافه شود که نیروی برشی مقاوم تأمین شده یک طرفه توسط بتن از طرح اولیه کمتر نشود؟ (از رابطه ساده تر مقاومت برشی استفاده شود).

12 (۴)

10 (۳)

5 (۲)

20 (۱)

گزینه ۳

$$(0.2\phi_c\sqrt{30})bd_1 = (0.2\phi_c\sqrt{25})bd_2 \rightarrow \sqrt{30}d_1 = \sqrt{25}d_2 \rightarrow 1.095d_1 = d_2$$

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

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

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

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

$$V_c = v_c b_w d \quad (۳-۱۵-۹)$$

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

$$v_c = 0.17\phi_c\sqrt{f_c} \quad (۴-۱۵-۹)$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۸- در یک تیر بتن مسلح با مقطع $400 \times 600 \text{ mm}$ ، به ترتیب حداکثر و حداقل آرماتورهای خمشی بر حسب میلی متر مربع به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک تر است؟ ($d = 530 \text{ mm}$ ، آرماتورها از نوع S400 و بتن از رده C30 فرض شود).

(۱) 800 و 5700

(۲) 700 و 5300

(۳) 650 و 5400

(۴) 750 و 5600

پاسخ در گزینه ها نیست.

با توجه به جداول انتهای جزوه بتن ویژه محاسبات بنده برای بتن C30 و میلگرد S400 داریم:

$$\left. \begin{array}{l} \rho_{min} = 0.0035 \\ \rho_{max} = 0.0193 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} A_{s-min} = 0.0035 \times 400 \times 530 = 742 \text{ mm}^2 \\ A_{s-max} = 0.0193 \times 400 \times 530 = 4091 \text{ mm}^2 \end{array}$$

نحوه محاسبه مساحت آرماتور حداکثر اعضای خمشی در اصلاحیه مبحث نهم تغییر کرده است و ظاهراً طراح سوال از این موضوع اطلاع نداشته است:

متن مبحث نهم در ص ۱۹۶ به صورت زیر می باشد:

۵-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات خمشی

۱-۵-۱۴-۹ حداکثر مقدار آرماتور کششی

در قطعات میله‌ای تحت خمش و یا تحت خمش و نیروی محوری فشاری توأم که در آنها نیروی محوری کمتر از هر دو مقدار A_g و $0.15 \phi_c f_c N_{rb}$ است. مقدار A_s باید به گونه‌ای باشد که روابط (۵-۱۴-۹) و (۶-۱۴-۹) برقرار گردد:

$$\frac{x}{d} \leq \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} \quad (۵-۱۴-۹)$$

$$\rho \leq 0.025 \quad (۶-۱۴-۹)$$

متن اصلاحیه این صفحه:

اصلاحیه مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۲

ردیف	شرح	متن اصلی	اصلاحیه
۷	صفحه ۱۹۶ رابطه (۵-۱۴-۹)	$\frac{x}{d} \leq \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}}$	$\frac{x}{d} \leq \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_t}$ در رابطه فوق ϵ_t کرنش خالص کششی در دورترین لایه آرماتورهای کششی بوده و مقدار آن نباید از ۰/۰۰۴ کمتر باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۲۹- مقطع تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده به طول دهانه ۸ متر دارای ممان اینرسی ترک نخورده برابر $I_g = 120 \times 10^8 \text{ mm}^4$ و ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده برابر $I_{cr} = 50 \times 10^8 \text{ mm}^4$ می‌باشد. تیر تحت بار مرده گسترده یکنواخت 20 kN/m (شامل وزن تیر) دارای جابجایی قائم آبی در وسط تیر برابر 8 mm می‌باشد. اگر بار مرده گسترده یکنواخت به دو برابر افزایش یابد، جابجایی آبی (ارتجاعی) تیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (لنگر خمشی نظیر ترک‌خوردگی مقطع تیر برابر $M_{cr} = 80 \text{ kN.m}$ فرض شود).

(۱) ۱۶.۰ میلی‌متر

(۲) ۲۰.۰ میلی‌متر

(۳) ۱۸.۵ میلی‌متر

(۴) ۱۷.۵ میلی‌متر

گزینه ۳

با افزایش بار وارد شده، لنگر وارد بر تیر (M_a) نیز افزایش یافته و در نتیجه ممان اینرسی موثر مقطع کاهش می‌یابد: محاسبه ممان اینرسی موثر تحت بار گسترده 20 kN/m :

$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{qL^2}{8} = \frac{20 \times 8^2}{8} = 160 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 80 \text{ kN.m} \\ I_g &= 120 \times 10^8 \\ I_{cr} &= 50 \times 10^8 \end{aligned} \right\} I_e = 50 \times 10^8 + (120 \times 10^8 - 50 \times 10^8) \left(\frac{80}{160} \right)^3 = 58.75 \times 10^8$$

محاسبه ممان اینرسی موثر تحت بار گسترده 40 kN/m :

$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{qL^2}{8} = \frac{40 \times 8^2}{8} = 320 \text{ kN.m} \\ M_{cr} &= 80 \text{ kN.m} \\ I_g &= 120 \times 10^8 \\ I_{cr} &= 50 \times 10^8 \end{aligned} \right\} I_e = 50 \times 10^8 + (120 \times 10^8 - 50 \times 10^8) \left(\frac{80}{320} \right)^3 = 51.09 \times 10^8$$

۹-۱۷-۲-۴-۲ ممان اینرسی مؤثر اعضا براساس مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آنها به

شرح الف و ب این بند محاسبه می‌شود:

الف) در وسط دهانه اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده و در تکیه‌گاه اعضای طره‌ای از رابطه (۹-۱۷-۱)

محاسبه می‌شود:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \quad (۹-۱۷-۱)$$

در این رابطه مقدار M_{cr} از رابطه (۹-۱۷-۲) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (۹-۱۷-۲)$$

بنابراین پس از افزایش بار ممان اینرسی مقطع کاهش می‌یابد و در نتیجه مقدار خیز در حالت دوم بیش از دو برابر خواهد بود:

$$\Delta_{\text{حالت دوم}} = \Delta_{\text{حالت اول}} \times \frac{58.75}{51.09} \times 2 = \Delta_{\text{حالت اول}} \times 2.3 = 8 \times 2.3 = 18.39 \text{ mm}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۰- در مورد تعدادی از ستون‌های یک ساختمان دوطبقه بتن آرمه با شکل‌پذیری زیاد، که ضابطه:

ستون قوی تیر ضعیف را ارضا نمی‌کنند، کدام عبارت صحیح است؟

- ۱) رعایت ضابطه فوق در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد الزامی نیست.
- ۲) قطعاً اشکال دارد و در سازه‌های با شکل‌پذیر زیاد مقاومت خمشی ستون‌ها باید حداقل نصف مقاومت خمشی تیرها باشد.
- ۳) اشکالی ندارد، مشروط بر اینکه در تمام طول آن ستون‌ها از میلگردگذاری عرضی ویژه استفاده شود.
- ۴) رعایت ضابطه فوق در شکل‌پذیری زیاد برای تمام ستون‌ها الزامی است.

گزینه ۳

۹-۲۳-۴-۲-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۹-۲۳-۴-۲-۴-۱ در تمامی اتصالات تیرها به ستون‌ها، به‌جز موارد گفته شده در بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۴ و ۹-۲۳-۴-۲-۴-۳ لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید در رابطه (۹-۲۳-۵) صدق کنند:

$$\sum M_c \geq 1/2 \sum M_b \quad (۹-۲۳-۵)$$

در این رابطه:

$\sum M_b$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند.

جمع لنگرها در رابطه (۹-۲۳-۵) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه (۹-۲۳-۵) باید در حالتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قاب، عمل نمایند برقرار باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۲ چنانچه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکند.

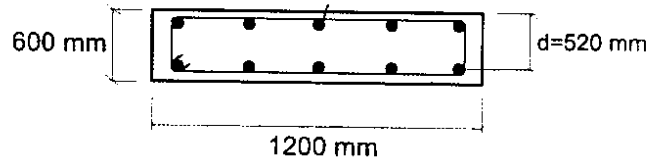
۹-۲۳-۴-۲-۴-۳ ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه می‌توانند رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکنند. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۴ را ارضا کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۵ نمی‌شوند.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۴ چنانچه ستونی رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکند، باید در تمام طول دارای میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۴-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۴-۶ باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۵ چنانچه ستونی ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۱ را تأمین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت ساختمان در مقابل بار جانبی زلزله صرف‌نظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۶ را تأمین نماید.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۱- شکل زیر مقطعی از یک شالوده نواری که هم در بالا و هم در پایین آن از $5\Phi 16$ (طولی) استفاده شده است را نشان می‌دهد. حداکثر لنگر خمشی نهایی (M_u) قابل قبول برای این مقطع به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



۱) 250 kN.m

۲) 130 kN.m

۳) 150 kN.m

۴) 170 kN.m

گزینه ۲

محاسبه درصد میلگرد مقطع:

$$\rho_{\text{قرار داده شده}} = \frac{5 \times \pi \times 8^2}{1200 \times 520} = 0.00161$$

مطابق بند زیر درصد میلگرد کششی نباید کمتر از 0.0025 باشد، مگر اینکه میلگرد قرار داده شده در مقطع ۳۳ درصد بیشتر از مقدار لازم باشد.

۹-۲۰-۵-۲ در شالوده‌های نواری مقدار نسبت آرماتور در ناحیه کششی نباید کمتر از ۰/۲۵

درصد اختیار شود، مگر آنکه آرماتور بکار رفته به اندازه یک سوم بیشتر از مقدار آرماتور تعیین

شده در محاسبات باشد. در حالت اخیر این نسبت نمی‌تواند کمتر از ۰/۱۵ درصد اختیار گردد.

بنابراین در این سوال میلگرد محاسباتی ۳۳ درصد کمتر از مقدار قرار داده شده می‌باشد. یعنی درصد میلگردی که محاسبات بر اساس آن انجام شده برابر خواهد بود با:

$$\frac{4}{3} \rho_{\text{محاسباتی}} = \rho_{\text{قرار داده شده}} \rightarrow \rho_{\text{محاسباتی}} = \frac{3}{4} \times \rho_{\text{قرار داده شده}} = 0.00121$$

مقاومت خمشی مقطع برابر است با:

$$M_r = A_s F_{yd} d \left(1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right) = \rho F_{yd} b d^2 \left(1 - \frac{1}{2\alpha} \rho \frac{F_{yd}}{f'_{cd}} \right)$$

$$M_r = 0.00121 \times (0.85 \times 400) \times 1200 \times 520^2 \times \left(1 - \frac{1}{2 \times 0.81} \times 0.00121 \times \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 25} \right)$$

$$= 131.4 \text{ kN.m}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۲- در نظر است یک ساختمان با بلوک سیمانی دو طبقه محصور شده با کلاف (بدون زیرزمین) به ابعاد ۲۵×۲۵ متر در شهر اهر استان آذربایجان شرقی ساخته شود. چنانچه دیوارهای به کار رفته در هر دو راستای ساختمان کاملاً مشابه هم باشند، در کل این ساختمان حداقل چند مترمربع از فضای طبقه اول را باید به دیوار سازه‌ای اختصاص داد؟ (گزینه نزدیک را انتخاب نمایید).

(۱) ۱۲۵ مترمربع

(۲) ۶۲.۵ مترمربع

(۳) ۷۵ مترمربع

(۴) ۱۰۰ مترمربع

گزینه ۱

اهر در منطقه لرزه خیزی زیاد قرار دارد و بنابراین درصد دیوار در "هر راستا" در طبقه اول آن باید حداقل ۱۰ درصد باشد و با توجه به اینکه جمع مساحت دیوارها (دو راستا) را خواسته است، باید مقدار محاسبه شده دو برابر شود:

$$2(0.1 \times 25 \times 25) = 125 m^2$$

۶- مقدار دیوار سازه‌ای در هر طبقه و در هر یک از امتدادهای طولی و عرضی ساختمان نسبت به کل دیوارها در آن امتداد، نباید از مقادیر مندرج در جدول (۷-۳) و متناظر با خطر نسبی منطقه کمتر باشد.

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

خطر نسبی مناطق						نوع و تعداد طبقات	
خطر نسبی کم و متوسط			خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد				
زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم	زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم		
۰.۶٪	۰.۴٪	۰	۰.۵٪	۰.۳٪	۰	یک طبقه	ساختمان آجری
۰.۸٪	۰.۶٪	۰.۴٪	۰.۶٪	۰.۵٪	۰.۳٪	دو طبقه	
۰.۱۰٪	۰.۶٪	۰	۰.۸٪	۰.۵٪	۰	یک طبقه	ساختمان با بلوک سیمانی
۰.۱۲٪	۰.۱۰٪	۰.۶٪	۰.۹٪	۰.۸٪	۰.۵٪	دو طبقه	
۰.۶٪	۰.۵٪	۰	۰.۵٪	۰.۴٪	۰	یک طبقه	ساختمان سنگی
۰.۸٪	۰.۸٪	۰.۵٪	۰.۶٪	۰.۶٪	۰.۴٪	دو طبقه	

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۳- در شهر گرمسار در ساخت یک فروشگاه یک طبقه مستطیل شکل به ارتفاع ۳.۵ متر و به طول ۱۵.۳۵ متر در جهت شرقی - غربی و عرض ۱۰.۳۵ متر در جهت شمالی - جنوبی قرار است از سیستم مصالح بنایی کلاف دار استفاده شود. دیوارهای چهارطرف آجری به عرض ۳۵۰ میلی‌متر بوده و در محل تلاقی محورها چهار دیوار در چهار گوشه کلاف قائم بتن در نظر گرفته شده و کلاف‌های بتنی با مقطع 200×200 میلی‌متر نیز به فواصل محور تا محور ۵ متر در داخل دیوارها قرار خواهد داشت در ضلع شمالی سه پنجره به طول ۲.۱ متر و ارتفاع ۱.۶ متر به طور قرینه و در وسط ضلع جنوبی در ورودی به ارتفاع ۲.۵ متر در نظر گرفته شده است. همچنین در ضلع جنوبی دو پنجره مشابه پنجره‌های ضلع شمالی نیز در دو طرف در بین کلاف‌های قائم به صورت متقارن قرار خواهند داشت. حداکثر طول بازشوی در حدوداً چند متر می‌تواند باشد؟ (فروشگاه فاقد دیوارهای داخلی بوده و بدون زیرزمین می‌باشد).

۲.۲ (۴)

۲.۰ (۳)

۱.۸ (۲)

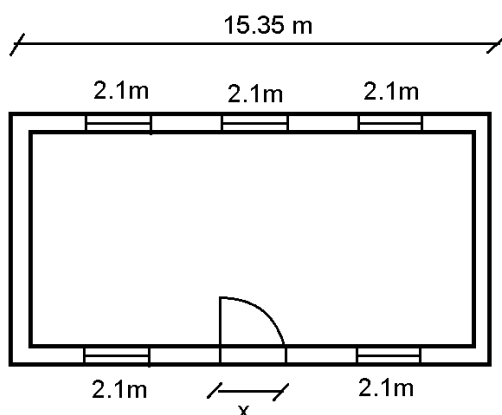
۲.۵ (۱)

گزینه ۳

گرمسار در منطقه لرزه خیزی زیاد قرار دارد و بنابراین درصد دیوار در "هر راستا" در طبقه اول آن باید حداقل ۴ درصد باشد

$$\frac{(15.35 - 6.3) \times 0.35 + (15.35 - 2.1 - 2.1 - x) \times 0.35}{15.35 \times 10.35} > 0.04 \rightarrow x = 2.04 \text{ m}$$

اگر طول دیوار از ۲ متر بیشتر شود، حداقل مساحت دیوار تامین نمی‌شود

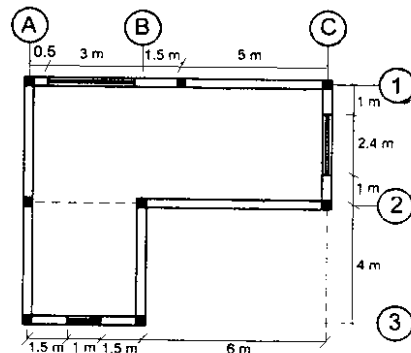


جدول ۳-۷ حداقل مقدار دیوار سازه‌ای در هر امتداد ساختمان برای مناطق مختلف خطر نسبی

خطر نسبی مناطق						نوع و تعداد طبقات	
خطر نسبی کم و متوسط			خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد				
زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم	زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم		
۰	۰.۳	۰.۵	۰	۰.۴	۰.۶	یک طبقه	ساختمان آجری
۰.۳	۰.۵	۰.۶	۰.۴	۰.۶	۰.۸	دو طبقه	
۰	۰.۵	۰.۸	۰	۰.۶	۰.۱۰	یک طبقه	ساختمان با بلوک سیمانی
۰.۵	۰.۸	۰.۹	۰.۶	۰.۱۰	۰.۱۲	دو طبقه	
۰	۰.۴	۰.۵	۰	۰.۵	۰.۶	یک طبقه	ساختمان سنگی
۰.۴	۰.۶	۰.۶	۰.۵	۰.۸	۰.۸	دو طبقه	

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۴- پلان زیر مربوط به یک ساختمان بنایی یک طبقه محصورشده با کلاف و دارای ارتفاع ۳.۴ متر است؛ در این شکل موقعیت کلاف‌های قائم و بازشوها نمایش داده شده است. حداقل در چند مورد ضوابط مربوط به ساختمان‌های بنایی محصورشده با کلاف رعایت نشده است؟ (همه دیوارها باربر هستند).



(۱) پنج مورد

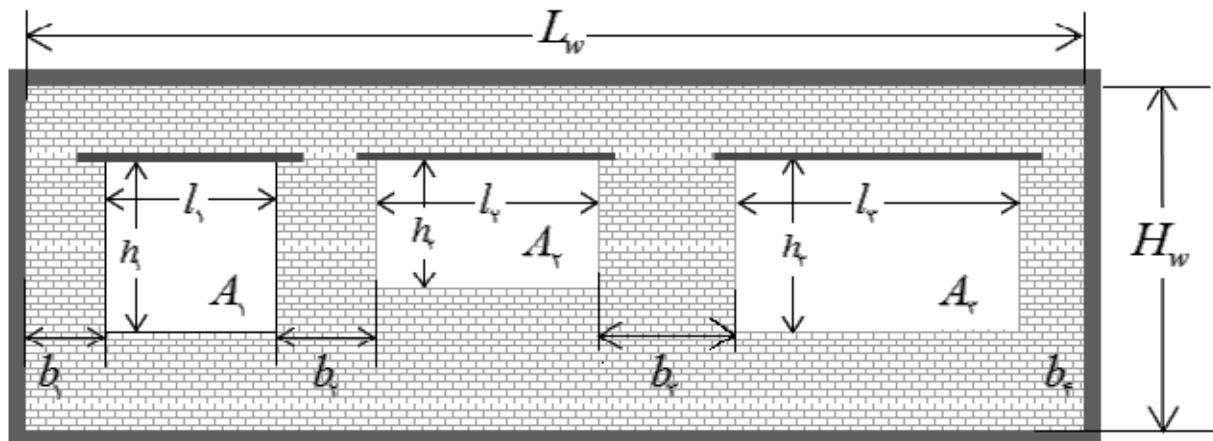
(۲) دو مورد

(۳) سه مورد

(۴) چهار مورد

گزینه ۱

- ۱- در محور ۲ یک دیوار ۶ متری (بدون کلاف میانی) داریم. در حالیکه اگر طول دیوار سازه ای بیش از ۵ متر باشد، نیاز به کلاف قائم دارد.
- ۲- در محور ۱ طول بازشوی بیش از ۲.۵m است و بنابراین در طرفین بازشو نیاز به کلاف قائم داریم که قرار داده نشده است.
- ۳- فاصله بازشوی ۳ متری از ابتدای دیوار کمتر از ۷۵ cm است (۵۰ cm است) و بنابراین طرفین بازشو نیاز به کلاف قائم دارد.
- ۴- در محور C طول بازشو (۲.۴ m) بیش از نصف طول دیوار $(\frac{4.4}{2} = 2.2 m)$ می باشد و بنابراین طرفین این بازشو نیز نیاز به کلاف قائم دارد.
- ۵- سازه دارای پیش آمدگی است و طبقه بند ۷-۲-۱ از استاندارد ۲۸۰۰ باید توسط درز انقطاع جدا شود



در صورت عدم تحقق شرایط فوق

$$A_1 + A_2 + A_3 \leq \frac{1}{3} (L_w \times H_w)$$

$$l_1 + l_2 + l_3 \leq \frac{1}{3} L_w$$

$$b_1 \geq \frac{2}{3} h_1, \geq 75 \text{ cm}$$

$$b_2 \geq \frac{2}{3} h_2, \geq \frac{1}{6} (l_2 + l_3)$$

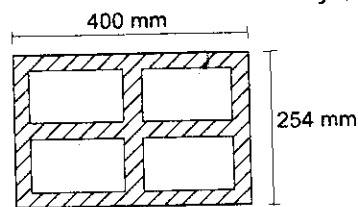
$$h_1 \leq 2/5 m$$

$$b_3 \geq \frac{2}{3} h_3, \geq \frac{1}{6} (l_1 + l_2)$$

$$b_4 \geq \frac{2}{3} h_4, \geq 75 \text{ cm}$$

$$l_i \leq 2/5 m$$

۳۵- برای احداث یک ساختمان دوطبقه با مصالح بنایی در شهر کرمان، پیمانکار استفاده از بلوک‌های سیمانی توخالی با مقطع نشان داده شده را پیشنهاد داده است. ضخامت تمام جداره‌های داخلی و خارجی (پوسته و جان) این بلوک ۳۵ میلی‌متر است. با رعایت الزامات استانداردهای معتبر، کدامیک از گزینه‌های زیر در این مورد صحیح است؟



۱) استفاده از این بلوک فقط در سازه‌های بنایی مسلح مجاز است.

۲) استفاده از این بلوک فقط در دیوارهای غیرسازه‌ای مجاز است.

۳) استفاده از این بلوک در تمام دیوارها مجاز است.

۴) استفاده از این بلوک در هیچ دیواری مجاز نیست.

گزینه ۲

باید بررسی شود که بلوک سیمانی از نوع ۱ است یا نه؟ در راستای ۴۰۰ mm درصد مجموع ضخامت برابر است با:

$$\frac{3 \times 35}{400} = 0.2625 \rightarrow \text{نوع ۲}$$

۸-۲-۴ واحد مصالح بنایی

جدول ۸-۲-۱: ضوابط هندسی گروه‌های مختلف آجر رسی و بلوک‌های سیمانی

آجر رسی یا بلوک سیمانی						
توخالی						سوراخ‌دار
بلوک سیمانی			آجر رسی			
نوع ۳	نوع ۲	نوع ۱	نوع ۳	نوع ۲	نوع ۱	
حجم فضاهای خالی نسبت به حجم کل						
$\geq 35\%$	$\geq 45\%$	$\geq 55\%$	$\geq 35\%$	$\geq 45\%$	$\geq 55\%$	
$< 35\%$	$< 45\%$	$< 55\%$	$< 35\%$	$< 45\%$	$< 55\%$	
حجم هر فضای خالی نسبت به حجم کل						
$\geq 10\%$	$\geq 12.5\%$	$\geq 12.5\%$	محدود به مساحت	$\geq 12.5\%$	$\geq 12.5\%$	
محدود به مساحت (رجوع به بند زیر)	$\geq 12.5\%$	$\geq 12.5\%$	محدود به مساحت	$\geq 12.5\%$	$\geq 12.5\%$	
مساحت هر فضای خالی						
محدود به حجم	محدود به حجم	محدود به حجم	محدود به حجم	محدود به حجم	محدود به حجم	
برای چندحفره < 2800 میلی‌متر مربع	محدود به حجم	محدود به حجم	برای چندحفره < 2800 میلی‌متر مربع	محدود به حجم	محدود به حجم	
برای تک حفره ≥ 18000 میلی‌متر مربع باشد	(رجوع به بند بالا)	(رجوع به بند بالا)	برای تک حفره ≥ 18000 میلی‌متر مربع باشد	(رجوع به بند بالا)	(رجوع به بند بالا)	
مجموع ضخامت جان‌ها و پوسته‌ها در هر جهت نسبت به کل طول یا عرض در همان جهت						
$\leq 30\%$	$\leq 30\%$	$\leq 30\%$	بدون محدودیت	$\leq 30\%$	$\leq 30\%$	
بدون محدودیت	$\leq 30\%$	$\leq 30\%$	بدون محدودیت	$\leq 30\%$	$\leq 30\%$	

۸-۲-۴-پ) در مناطق با خطر نسبی زلزله خیلی زیاد و زیاد، واحدهای مصالح بنایی توخالی که

در دیوارهای سازه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند باید دارای شرایط زیر باشند:

۱- واحدهای مصالح بنایی توخالی نوع ۲ و ۳، تنها در دیوارهای غیر سازه‌ای مجاز است.

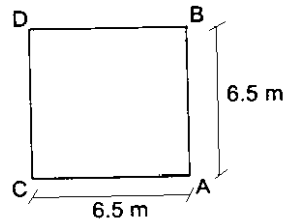
۲- در واحدهای مصالح بنایی سوراخ‌دار و توخالی، سوراخ‌ها باید عمود بر سطح بزرگ واحد مصالح بنایی و به طور یکنواخت در سطح آن توزیع شود. اندازه سوراخ‌های مربعی و قطر سوراخ‌های دایره‌ای باید حداکثر به ۲۵ میلی‌متر محدود شود و ضخامت جداره بین سوراخ و لبه واحد مصالح بنایی بیش از ۱۵ میلی‌متر و فاصله بین دو سوراخ بیش از ۱۰ میلی‌متر باشد. در صورت تأمین نشدن شرایط فوق، بکار بردن این واحدهای مصالح بنایی فقط در دیوارهای غیر سازه‌ای مجاز است.

۳- ضخامت پوسته‌ها نباید کمتر از ۱۵ میلی‌متر باشد.

۴- جان آجر توخالی باید در کل عرض واحد مصالح بنایی امتداد یابد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۶- ابعاد شالوده منفرد برای یک جرثقیل برجی، براساس ترکیبات بار طراحی به روش تنش مجاز و با این فرض که در ترکیب بار کنترل کننده، تنش زیر پی در ضلع CD برابر با صفر و در ضلع AB برابر 250 kPa باشد، $6.5 \times 6.5 \times 1.6$ متر اعلام شده است. اگر در عمل ابعاد پی اجرا شده $7.5 \times 7.5 \times 1.6$ متر باشد، تنش حداکثر در زیر پی، تحت ترکیب بارگذاری کنترل کننده موردنظر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (ضریب بار مرده در ترکیب بحرانی موردنظر برابر واحد و وزن مخصوص بتن 25 kN/m^3 فرض شده و از وزن خاک روی پی صرفنظر شود. توزیع تنش در زیر پی خطی و نیروی برشی در پای ستون‌های جرثقیل ناچیز فرض شود).



148 kPa (۱)

288 kPa (۲)

217 kPa (۳)

185 kPa (۴)

گزینه ۴

با استفاده از دو معادله زیر مقدار P و M وارد بر پی اولیه را بدست می آوریم:

$$\frac{\sigma_{min} + \sigma_{max}}{2} = \frac{P}{A} \quad \rightarrow \quad \frac{0 + 250}{2} = \frac{P}{6.5^2} \quad \rightarrow \quad P = 5281 \text{ kN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{6M}{bh^2} \quad \rightarrow \quad 250 = \frac{5281}{6.5^2} + \frac{6M}{6.5^3} \quad \rightarrow \quad M = 5721 \text{ kN.m}$$

پس از افزایش ابعاد پی، با احتساب وزن آن نیز افزایش میابد. مقدار وزن افزوده شده برابر است با:

$$(7.5^2 - 6.5^2) \times 1.6 \times 25 = 560 \text{ kN}$$

تنش حداکثر برابر است با:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{6M}{bh^2} = \frac{5281 + 560}{7.5^2} + \frac{6 \times 5712}{7.5^3} = 104 + 81 = 185 \text{ kPa}$$

۳۷- مقادیر اولیه نشست مجاز یکنواخت تحت بارگذاری استاتیکی و حداقل ضریب اطمینان به روش تنش مجاز برای واژگونی یک پی منفرد روی خاک ماسه‌ای در شرایط استاتیکی به ترتیب برابر است با:

- (۱) ۲۰ میلی‌متر و ۳
(۲) ۲۵ میلی‌متر و ۲
(۳) ۲۵ میلی‌متر و ۳
(۴) ۲۰ میلی‌متر و ۷

گزینه ۲

۴-۴-۷ نشست مجاز

۴-۴-۷-۱ مقادیر مجاز اولیه برای نشست یکنواخت و غیر یکنواخت در جدول ۴-۴-۷ و مقادیر مجاز اولیه برای چرخش در جدول ۴-۴-۷ ارائه شده است.

جدول ۴-۴-۷ مقادیر اولیه نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

خاک	نوع پی	نشست مجاز (میلی‌متر)	
		غیر یکنواخت	یکنواخت
ماسه	منفرد و نواری	۲۰	۲۵
	شبکه‌ای و گسترده	۲۰	۵۰
رس	منفرد و نواری	۲۵	۶۵
	شبکه‌ای و گسترده	۲۵	۶۵-۱۰۰

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

نوع گسیختگی	برشی				تراوش	
	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی	رگاب	فشار رو به بالا
ضریب اطمینان	۱/۵	۳	۲	۱/۵	۴	۱/۵

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۸- برای اولین لایه زمین از تراز شروع فونداسیون عمیق به عمق ده متر ظرفیت برشی باربری متوسط جداره شمع که از روش تحلیلی به دست آمده است برابر 15 kPa و پس از آن برای عمق تا ۲۵ متری از شروع شمع ظرفیت باربری جداره شمع برابر 20 kPa برآورده شده است. شمع از نوع بتنی درجاریز به قطر ۸۰۰ میلی‌متر می‌باشد. اگر حداکثر بار قائم فشاری در شرایط استاتیکی با روش تنش مجاز برابر 240 kN برای شمع محاسبه شده باشد، حداقل طول قابل قبول شمع برحسب متر به کدام مقدار نزدیک‌تر خواهد بود؟ (در محاسبات از وزن شمع و مقاومت نوک آن صرف‌نظر نمایید).

(۱) ۲۵ (۲) ۱۱.۶ (۳) ۱۲.۷ (۴) ۲۱.۶

گزینه ۴

اگر طول کلی شمع را برابر x فرض کنیم، مقاومت جداره برابر است

$$R_s = 15^{kPa} \times 10^m \times (\pi \times 0.8^m) + 20^{kPa} \times (x - 10)^m \times (\pi \times 0.8^m)$$

با توجه به ضریب اطمینان ۴ داریم:

$$\frac{15^{kPa} \times 10^m \times (\pi \times 0.8^m) + 20^{kPa} \times (x - 10)^m \times (\pi \times 0.8^m)}{4} = 240 \rightarrow x = 21.6 \text{ m}$$

۷-۶-۴-۱-۳ استفاده از روابط تحلیلی

باربری فشاری R_c را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$R_c = R_b + R_s \quad (۷-۶-۲)$$

در این رابطه:

R_b مقاومت نوک شمع و R_s مقاومت جداره شمع است که مقادیر آنها را می‌توان با استفاده از

روابط زیر به دست آورد:

$$R_b = q_b A_b \quad (۷-۶-۳)$$

$$R_s = \sum_{i=1}^n q_{si} A_{si} \quad (۷-۶-۴)$$

جدول ۷-۶-۱ حداقل ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش تنش مجاز)

نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری	ضریب اطمینان (F.S.)
فشاری/کششی	فقط روش تحلیلی	۳
		۴
	آزمایش نفوذ مخروط	
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)	
	آزمایش بارگذاری دینامیکی	
جانبی	فقط روش تحلیلی	
	آزمایش استاتیک (جانبی)	

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۳۹- برای شرایط استاتیکی و لرزه‌ای سازه‌های نگهبان با دیوارهای وزنی، کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

- ۱) ضریب اطمینان واژگونی در حالت استاتیکی ۲ و در حالت لرزه‌ای ۱.۲ می‌باشد.
- ۲) ضریب اطمینان پایداری در لغزش در حالت استاتیکی ۳ و در حالت لرزه‌ای ۲ می‌باشد.
- ۳) ضریب اطمینان واژگونی در حالت استاتیکی ۳ و در حالت لرزه‌ای ۲ می‌باشد.
- ۴) ضریب اطمینان پایداری در لغزش در حالت استاتیکی ۲ و در حالت لرزه‌ای ۱.۲ می‌باشد.

گزینه ۱

۷-۵-۵ روش‌های طراحی سازه‌های نگهبان

طراح می‌تواند هر یک از دو روش تنش مجاز و یا حالات حدی را انتخاب کند و جهت طراحی دیوار استفاده نماید.

۷-۵-۵-۱ تنش مجاز

حداقل ضرایب اطمینان برای انواع سازه‌های نگهبان در زیر ارائه شده است.

۷-۵-۵-۱-۱ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی

مقادیر حداقل ضریب اطمینان برای این گونه دیوارها در جدول ۷-۵-۳ آمده است.

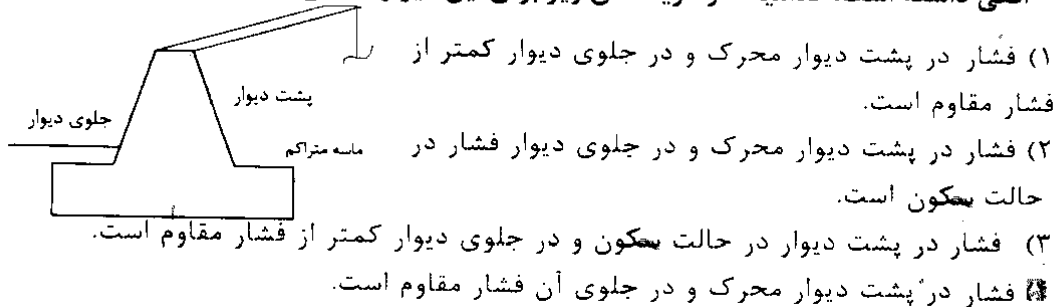
جدول ۷-۵-۳ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۰- بالای دیوار حائلی به ارتفاع ۱۰ متر تحت بهره‌برداری ۱۱ میلی‌متر نسبت به زمین جابجایی

افقی داشته است، کدامیک از گزینه‌های زیر برای این دیوار صحیح است؟



گزینه ۱

$$\frac{\Delta}{H} = \frac{11}{10000} = 0.0011$$

۷-۴-۲ تعیین فشار خاک در حالات مختلف

۷-۴-۱-۲ فشار خاک در حالت سکون

این فشار در حالتی ایجاد می‌شود که دیوار نسبت به خاک پشت دیوار تقریباً هیچ حرکتی ندارد و خاک در این وضعیت در حالت تنش سکون قرار دارد. فشار در حالت سکون معمولاً در شرایطی که حرکت جانبی دیوار نسبت به زمین کمتر از ۰/۰۰۰۵ برابر ارتفاع آن است، ایجاد می‌گردد.

۷-۴-۲-۲ فشار در حالت محرک و مقاوم خاک

در شرایطی که حرکت دیوار نسبت به خاک در حدود مقادیر جدول ۷-۵-۱ باشد، میزان فشار وارده از خاک در حالت محرک یا مقاوم می‌باشد. با احتساب تغییرمکان دیوار معادل مقادیر زیر، برای محاسبه فشارهای فوق می‌توان از روابط رانکین یا کولمب استفاده نمود.

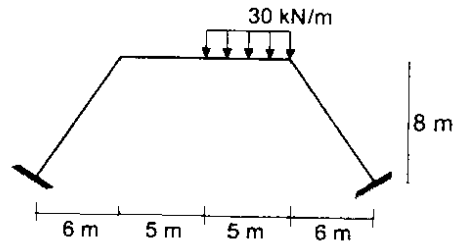
جدول ۷-۵-۱ تغییرشکل افقی (Δ_x) مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار به ارتفاع H

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۱- در قاب شکل زیر مقدار لنگر خمشی در وسط تیر افقی بر حسب کیلونیوتن متر به کدامیک از

مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (تمام اعضا دارای صلبیت خمشی یکسانی می باشند).



۸۷ (۱)

۱۳۳ (۲)

۱۲۵ (۳)

۱۰۴ (۴)

گزینه ۴

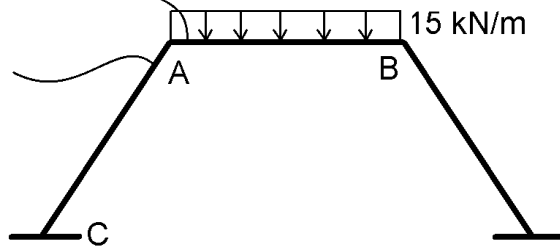
سازه را به مجموع دو سازه متقارن و پادمتقارن تبدیل می کنیم:

به علت تقارن:

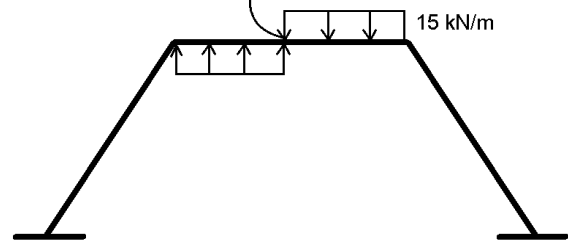
$$A = -B$$

$$M_{AB} = 4A + 2B - \frac{qL^2}{12}$$

$$M_{AC} = 4A$$



$$M = 0$$



با توجه به اینکه طول و مشخصات اعضا یکسان است، با استفاده از روش شیب افت و نوشتن معادلات در نقطه A می توان مقدار لنگر در انتهای تیر (M_{AB}) را بدست آورد. در گره A مجموع لنگرها باید صفر باشد

$$(4A) + \left(4A + 2B - \frac{qL^2}{12}\right) = 0 \quad \xrightarrow{B=-A} \quad A = \frac{qL^2}{72}$$

پس از یافتن A می توان لنگر M_{AB} را بدست آورد:

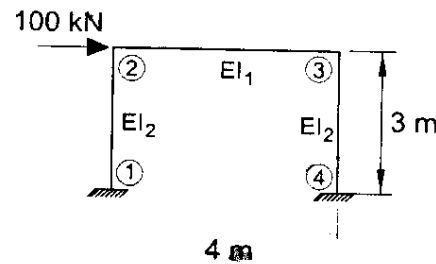
$$M_{AB} = \left(4A + 2B - \frac{qL^2}{12}\right) = -\frac{qL^2}{18}$$

پس از یافتن لنگر انتهای تیر، لنگر وسط برابر خواهد بود با:

$$M_{\text{وسط}} = \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^2}{18} = \frac{5}{72} qL^2 = \frac{5}{72} \times 15 \times 10^2 = 104 \text{ kN.m}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۲- تحلیل الاستیک مرتبه اول سازه شکل زیر، با فرض بی‌نهایت بودن سختی محوری تیر، نشان می‌دهد که جابجایی قائم گره ۲، ۰.۱۲ میلی‌متر است. لنگر در تکیه‌گاه شماره ۴ به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (برای ستون‌ها $E.A = 8 \times 10^5 \text{ kN}$ فرض شده، از تغییر شکل‌های برشی صرف‌نظر شود. E مدول الاستیسیته و A سطح مقطع عضو است).



۱) ۱۵۰ kN.m

۲) ۵۴ kN.m

۳) ۸۶ kN.m

۴) ۱۰۸ kN.m

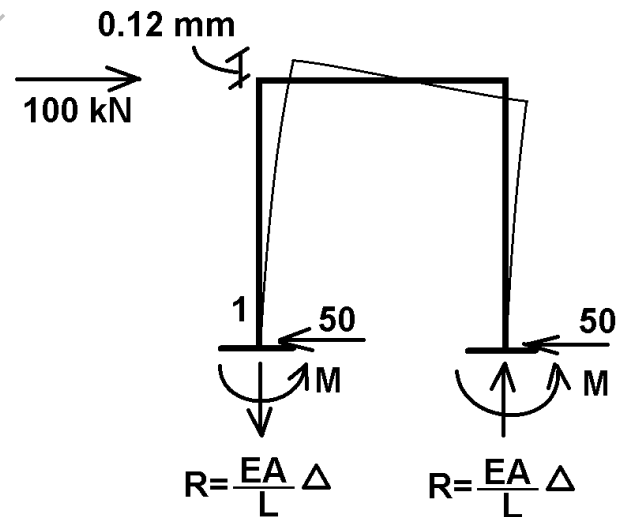
گزینه ۳

تحت بار جانبی ستون سمت راست تحت کشش و ستون سمت چپ تحت فشار قرار می‌گیرد. با توجه به میزان افزایش طول ستون نیروی محوری آن بدست می‌آید:

$$R = \frac{EA}{L} \Delta = \frac{8 \times 10^5}{3000} \times 0.12 = 32 \text{ kN}$$

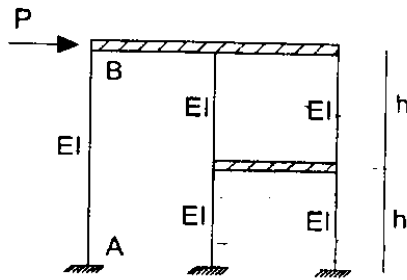
پس از یافتن عکس العمل‌ها می‌توان با لنگرگیری حول تکیه‌گاه ۱ مقدار لنگرهای تکیه‌گاهی را بدست آورد:

$$M + M + R \times 4^m - 100 \times 3^m = 0 \rightarrow M = 86 \text{ kN.m}$$



۴۳- در قاب شکل زیر چنانچه تیرها به لحاظ خمشی و محوری صلب فرض شوند، حداکثر لنگر

خمشی ستون AB به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



(۱) $\frac{1}{9} Ph$

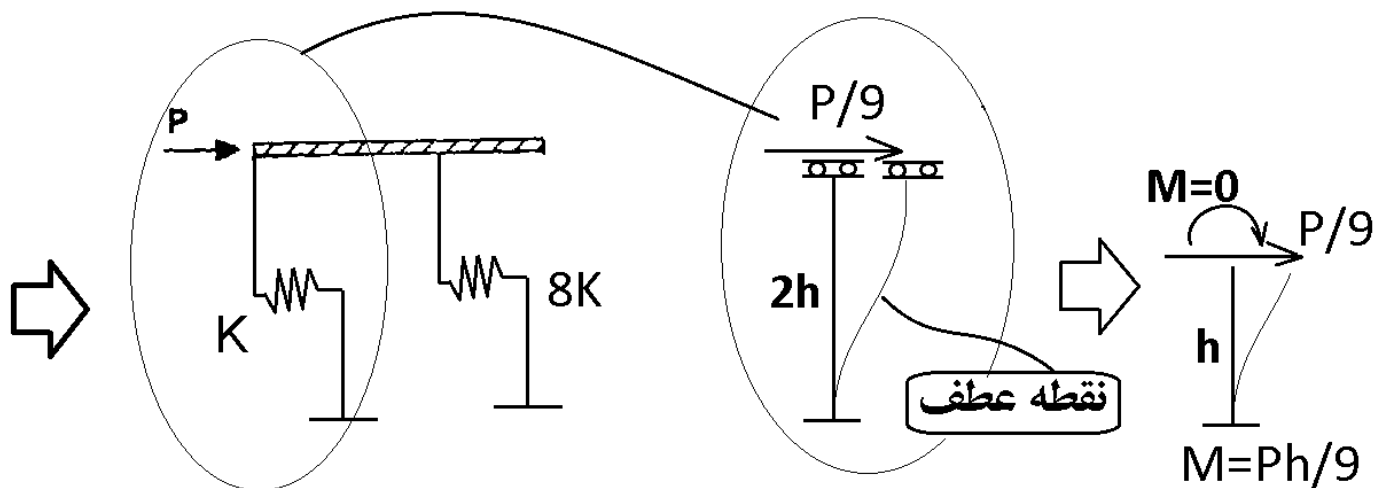
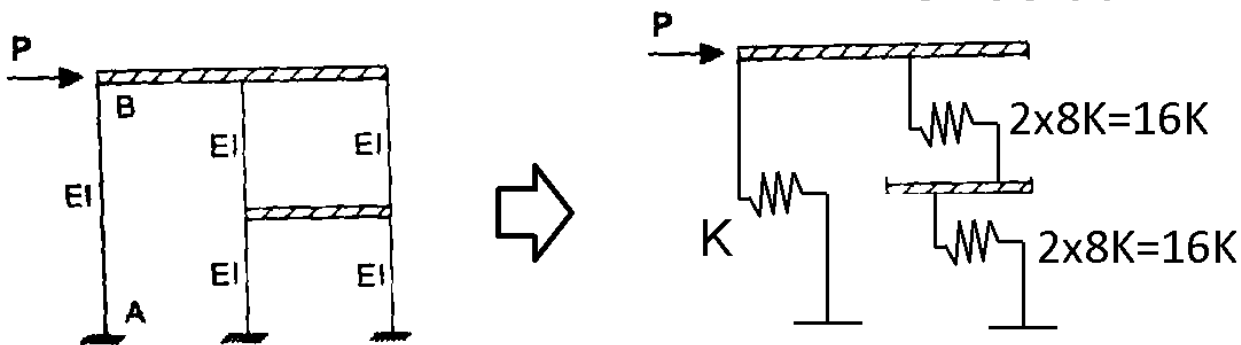
(۲) $\frac{1}{12} Ph$

(۳) $\frac{1}{6} Ph$

(۴) $\frac{1}{3} Ph$

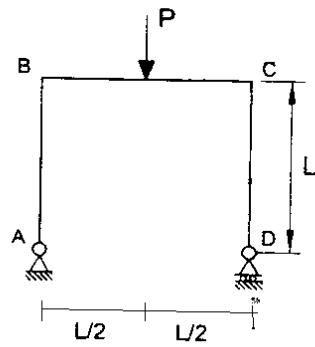
گزینه ۱

اگر سختی ستون سمت چپ را برابر با K فرض کنیم، به صورت نسبی، سختی هر یک از ستونهای سمت راست برابر $8K$ خواهد بود (چون طول آنها نصف ستون سمت چپ می باشد).



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۴- برای قاب نشان داده شده در شکل زیر، تغییر مکان افقی تکیه گاه D به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ EI در تمام اعضا یکسان بوده و از تغییر شکل های محوری و برشی صرف نظر شود).



(۱) $\frac{PL^3}{12EI}$

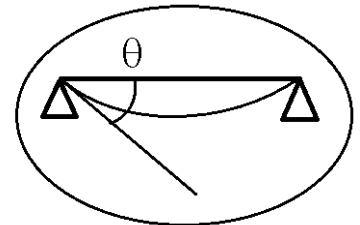
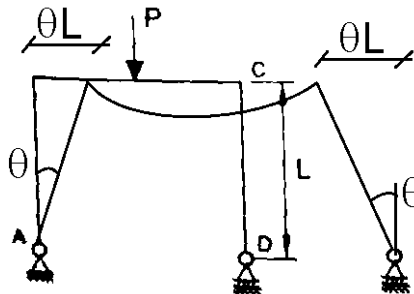
(۲) $\frac{PL^3}{8EI}$

(۳) $\frac{PL^3}{16EI}$

(۴) $\frac{PL^3}{4EI}$

گزینه ۲

$$\Delta_D = 2\theta L = 2 \left(\frac{PL^2}{16EI} \right) L = \frac{PL^3}{8EI}$$



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۵- چنانچه مقدار برش پایه یک ساختمان فولادی منظم 10 طبقه از روی زمین با وزن مؤثر لرزه‌ای و ارتفاع یکسان در کلیه طبقات و زمان تناوب اصلی برابر 1.5 ثانیه، مساوی V_u باشد، نسبت مجموع نیروهای جانبی پنج طبقه فوقانی به مجموع نیروهای جانبی پنج طبقه تحتانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

3 (۴)

4 (۳)

5 (۲)

2 (۱)

گزینه ۳

ضریب K برابر است با

$$K = 0.5 \times 1.5 + 0.75 = 1.5$$

$$\left. \begin{aligned} f_6 + f_7 + f_8 + f_9 + f_{10} &= \frac{W \times h^{1.5}(6^{1.5} + 7^{1.5} + 8^{1.5} + 9^{1.5} + 10^{1.5})}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \\ f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5 &= \frac{W \times h^{1.5}(1^{1.5} + 2^{1.5} + 3^{1.5} + 4^{1.5} + 5^{1.5})}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \end{aligned} \right\}$$

$$= \frac{f_6 + f_7 + f_8 + f_9 + f_{10}}{f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5} = \frac{(6^{1.5} + 7^{1.5} + 8^{1.5} + 9^{1.5} + 10^{1.5})}{(1^{1.5} + 2^{1.5} + 3^{1.5} + 4^{1.5} + 5^{1.5})} = 4.05$$

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

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

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۱-۳) و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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

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

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.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۶- یک ساختمان اداری با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه به ارتفاع ۴۵ متر از تراز پایه بر روی خاک نوع II در شهر ارومیه واقع شده است. در صورتی که زمان تناوب تحلیلی سازه ۱.۵ ثانیه و وزن مؤثر لرزه‌ای آن ۹۰۰۰۰ kN باشد، نیروی برش پایه استاتیکی (V_u) سازه بر حسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ساختمان دارای جداگرهای میان‌قابی بوده و مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد می‌کنند و $p = 1$ است).

۴۸۰۰ (۴)

۴۲۰۰ (۳)

۳۸۰۰ (۲)

۵۳۰۰ (۱)

گزینه ۲

ارومیه در منطقه با لرزه خیزی زیاد قرار دارد.

ابتدا دوره تناوب را محاسبه می‌کنیم:

$$T = \min(T_{\text{تحلیلی}}, 1.25T_{\text{تجربی}}) = \min(1.5, 1.25 \times 0.8 \times 0.08 \times 45^{0.75}) = \min(1.5, 1.38) = 1.387$$

سپس بر اساس دوره تناوب، مقدار B بدست می‌آید:

$$\rightarrow B_1 = (1 + S) \left(\frac{T_s}{T} \right) = (1 + 1.5) \left(\frac{0.5}{1.387} \right) = 0.9$$

$$N = \frac{0.7}{4 - 0.5} (1.387 - 0.5) + 1 = 1.177$$

$$V = \frac{ABI}{R_u} W = \frac{0.3 \times 0.9 \times 1.177 \times 1}{7.5} \times 90000 = 0.042 \times 90000 = 3813 \text{ kN}$$

کنترل زلزله حداقل:

$$V = 0.12AIW = 0.12 \times 0.3 \times 1W = 0.036W$$

$$B = B_1 N$$

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

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

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

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

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

ب- برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم

$$\begin{aligned} N &= 1 & T < T_s \\ N &= \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ N &= 1.4 & T > 4 \text{ sec} \end{aligned}$$

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

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

(۳-۳)

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

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۷- در یک بیمارستان پنج طبقه به ارتفاع ۲۴ متر از تراز پایه و با سیستم قاب خمشی بتنی ویژه در هر دو راستای اصلی، مقادیر زمان تناوب اصلی سازه براساس دو نوع تحلیل با سختی‌های کاهش یافته اعضا به شرح جدول زیر است. حداکثر زمان تناوب برای تعیین تغییر مکان جانبی نسبی در اثر زلزله طرح در تحلیل استاتیکی معادل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (اثر جداگرهای میان قابی ناچیز فرض شود).

زمان تناوب (ثانیه)	سختی ستون	سختی تیر	تحلیل
1.43	0.7Ig	0.35Ig	1
1.20	Ig	0.5Ig	2

(۱) 0.87 ثانیه

(۲) 1.40 ثانیه

(۳) 1.20 ثانیه

(۴) 1.09 ثانیه

گزینه ۴

با توجه به کاربری سازه (بیمارستان) برای محاسبه نیروی زلزله جهت محاسبه دررفت سازه نمی توان مستقیماً از دوره تناوب تحلیل استفاده نمود.

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

$$T = \min \left(T_{\text{تحلیل تجربی}}, 1.25T \right) = \min (1.2, 1.25 \times 0.05 \times 24^{0.9}) = \min (1.2, 1.09) = 1.09$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۸- با فرض برقراری شرایط استفاده از روش ساده شده تحلیل و طراحی برای یک ساختمان مسکونی سه طبقه به ارتفاع ده متر از تراز پایه بر روی زمین نوع III در شهر زنجان، ضریب زلزله براساس این روش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (از سیستم قاب ساختمانی فولادی با مهاربندی همگرای معمولی فولادی در هر دو امتداد متعامد استفاده خواهد شد).

0.35 (۱) 0.17 (۲) 0.24 (۳) 0.28 (۴)

گزینه ۴

$$C = \frac{ABIF}{R_u} = \frac{0.3 \times (1 + 1.75) \times 1 \times 1.2}{3.5} = 0.283$$

۳-۱۳ روش ساده شده تحلیل و طراحی

۳-۱۳-۱ نیروی برش پایه

نیروی برشی پایه از رابطه (۳-۱) محاسبه می شود، با این تفاوت که در این روش C، ضریب زلزله، از رابطه (۳-۱۷) به دست می آید،

$$C = \frac{ABIF}{R_u} \quad (۳-۱۷)$$

A، I و R_u ضرایب تعریف شده در بند (۳-۳-۱) می باشند.

B: ضریب بازتاب ساختمان است که در روش ساده شده برابر $B=S+1$ در نظر گرفته می شود. ضریب S با توجه به نوع زمین و پهنه بندی خطر زلزله با استفاده از جدول (۲-۲) تعیین می شود.

F: ضریبی است که برای ساختمان های ۱ الی ۳ طبقه به ترتیب برابر ۱، ۱/۱ و ۱/۲ در نظر گرفته می شود.

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

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

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۴۹ مقدار نیروی افقی وارد بر دیافراگم سقف طبقه چهارم یک ساختمان اداری شش طبقه در شهر مشهد با مشخصات زیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید وزن مؤثر لرزه‌ای هر طبقه ۱۵۰۰ کیلو نیوتن، زمان تناوب اصلی ساختمان ۰.۶ ثانیه، ارتفاع طبقات ۴ متر و مقدار نیروی برش پایه برابر ۲۰۰۰ کیلو نیوتن است. همچنین فرض نمایید دیافراگم‌ها صلب بوده و ساختمان فاقد خرپشته است).

۲۲۵ kN (۴)

۴۵۰ kN (۳)

۴۸۲ kN (۲)

۱۴۵ kN (۱)

گزینه ۳

محاسبه مقدار ضریب K :

$$K = 0.75 + 0.5T = 1.05$$

ابتدا نیروی زلزله طرح وارد بر طبقات را محاسبه می‌کنیم:

$$F_{pu4} \frac{\sum_{j=4}^n F_{uj}}{\sum_{j=4}^n W_j} W_i = \frac{F_{u4} + F_{u5} + F_{u6}}{W + W + W} W = \frac{F_{u4} + F_{u5} + F_{u6}}{3} W$$

$$= \frac{1}{3} \times \frac{W \times h^{1.05} (4^{1.05} + 5^{1.05} + 6^{1.05})}{W h^{1.05} \times (1^{1.05} + 2^{1.05} + 3^{1.05} + 4^{1.05} + 5^{1.05} + 6^{1.05})} V_u$$

$$= \frac{1}{3} \times \frac{(4^{1.05} + 5^{1.05} + 6^{1.05})}{(1^{1.05} + 2^{1.05} + 3^{1.05} + 4^{1.05} + 5^{1.05} + 6^{1.05})} \times 2000 = 481 \text{ kN}$$

۳-۸-۳ دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها، مطابق رابطه (۱۵-۳) محاسبه شوند.

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

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

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

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (6-3)$$

در این رابطه:

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

W_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i ، شامل

قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند (۱-۱-۳-۳)

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

کنترل حداقل و حداکثر:

W_j و F_{uj} : به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۳-۳-۶)

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0.5 AIW_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود.

$$0.5 AIW_i = 0.5 \times 0.3 \times 1 \times 1500 = 225 \text{ kN}$$

$$AIW_i = 0.3 \times 1 \times 1500 = 450 \text{ kN}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۰- دیوار جان‌پناه طره‌ای با وزن ۲.۵ کیلو نیوتن بر متر مربع و ارتفاع ۱.۸ متر را در بام یک ساختمان ده طبقه مسکونی واقع در شیراز در نظر بگیرید. لنگر خمشی ناشی از نیروی زلزله برای طراحی در حد مقاومت تکیه‌گاه این دیوار به کدامیک از مقادیر زیر برحسب $kN.m/m$ نزدیک‌تر است؟ (خاک از نوع II فرض شود).

۳.۷ (۴)

۴.۰۵ (۳)

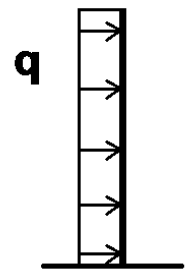
۴.۸ (۲)

۲.۲۵ (۱)

گزینه ۴

$$q_{pu} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.3 \times (1 + 1.5) \times 2.5 \times 1}{2.5} (1 + 2 \times 1) = 2.25 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_u = \frac{q_{pu} L^2}{2} = \frac{2.25 \times 1.8^2}{2} = 3.645 kN.m$$



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

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

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

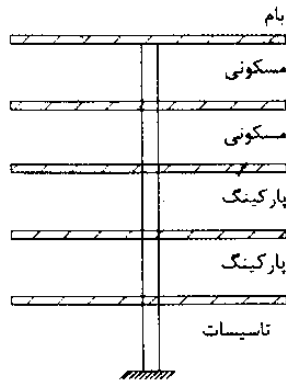
ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

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.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۱- شکل زیر ستون میانی یک ساختمان را نشان می‌دهد که دارای دو طبقه مسکونی، دو طبقه پارکینگ و یک طبقه تأسیسات است. سطح بارگیر ستون در هر طبقه 30 مترمربع می‌باشد. ستون پایین‌ترین طبقه را برای حداقل چه بار زنده‌ای برحسب کیلونیوتن می‌توان طراحی نمود؟ فرض کنید بار زنده بام، طبقات مسکونی و پارکینگ به ترتیب 1.5، 2 و 5 کیلونیوتن بر مترمربع است. (نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید).



260 (۱)

350 (۲)

460 (۳)

190 (۴)

گزینه ؟

مترمربع کاهش یافته بار زنده بام:

$$\left. \begin{aligned} A_{T-\text{بام}} &= 30 \text{ m}^2 \\ R_1 &= 1.2 - 0.0111A_T = 0.867 \\ R_2 &= 1 \end{aligned} \right\} L_r = L_0 R_1 R_2 = 1.5 \times 0.867 \times 1 = 1.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

مترمربع کاهش یافته بار زنده مسکونی:

$$\left. \begin{aligned} A_T &= (2 \text{ طبقه}) \times (30 \text{ m}^2) = 60 \text{ m}^2 \\ K_{LL} &= 4 \end{aligned} \right\} L = L_0 \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4 \times 60}} \right] = 0.545 L_0 = 0.545 \times 2 = 1.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

مترمربع تیغه بندی مسکونی:

$$L_{\text{part}} = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

کاهش بار زنده پارکینگ:

۴-۷-۵-۶ محل عبور و یا پارک خودروهای سواری

بارهای زنده محل عبور و یا پارک خودروهای سواری کاهش داده نمی‌شود.

استثناء: کاهش بارهای زنده اعضای که بار ۲ طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند، به میزان ۲۰٪

مجاز می‌باشد.

بار کل وارد بر پای ستون برابر خواهد بود با:

$$P = \left[(2 \text{ دو طبقه پارکینگ}) \times (30 \text{ m}^2) \times 0.8 \times 5 \right] + \left[(2 \text{ طبقه مسکونی}) \times (30 \text{ m}^2) \times (1.09 + 1) \right] + \left[(1 \text{ طبقه}) \times (30 \text{ m}^2) \times 1.3 \right]$$

$$= 240 \text{ kN} + 125.4 \text{ kN} + 39 \text{ kN} = 404.4 \text{ kN}$$

• در صورتی که اثر تیغه بندی منظور نشود، پاسخ برابر 344.4 kN خواهد بود (گزینه ۲).

• احتمالاً طراح وزن زنده مربوط به تیغه بندی را فراموش کرده است.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۲- دیوار آجری به ضخامت ۳۵۰ میلی‌متر و به طول ۱۶ متر متعلق به سطح بیرونی طبقه همکف یک مدرسه یک طبقه به ارتفاع ۵ متر می‌باشد. چنانچه مقدار فشار مبنای باد برابر ۰.۳۸۳ kN/m^2 باشد، نیروی باد جهشی رو به دیوار بر حسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱۰ (۴)

۱۵ (۳)

۳۰ (۲)

۲۵ (۱)

گزینه ؟

• در صورت سوال باید مشخص شود که محل ساخت سازه در زمین "پرتراکم" است یا زمین "باز"

$$p = I_w q C_e C_g C_p$$

در صورتی که مدرسه در زمین پرتراکم (داخل شهر) باشد، مقدار C_e برابر خواهد بود با:

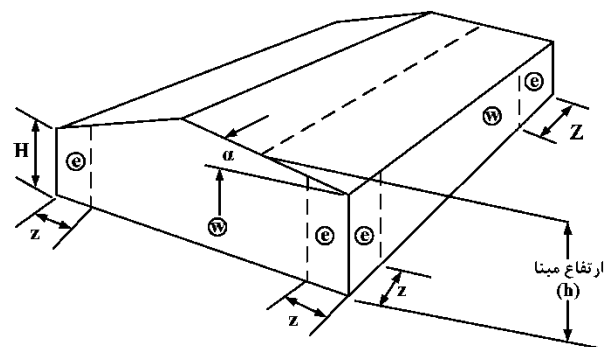
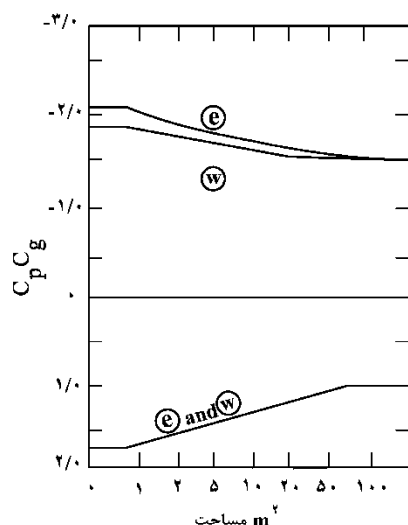
$$C_e = \text{Max} \left(0.7, 0.7 \left(\frac{h}{12} \right)^{0.3} \right) = 0.7$$

سطح دیوار برابر $5 \times 16 = 80 \text{ m}^2$ می‌باشد و با توجه به نمودار شکل زیر مقدار $C_g C_p = 1$ می‌باشد. بنابراین:

$$p = I_w q C_e C_g C_p = 1.15 \times 0.383 \times 0.7 \times 1 = 0.308 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P = pA = 0.308 \times 80 = 24.66 \text{ kN}$$

در صورتی که مدرسه در زمین باز باشد به جای 24.66 kN مقدار P برابر 31.7 kN بدست می‌آید.



شکل ۶-۱۰-۳ ضریب ترکیبی بیشینه فشار و باد جهشی خارجی، $C_p C_g$ ، روی دیوارهای منفرد

برای طراحی اجزاء سازه‌ای و پوسته خارجی و نما

(۱) این ضرایب برای هر شیب بامی (α) اعمال می‌شود.

(۲) محور افقی در نمودار، مساحت تحت طراحی در ناحیه مشخص شده است.

(۳) عرض ناحیه انتهایی Z برابر ۱۰٪ کمترین بعد افقی یا ۴۰٪ ارتفاع، H ، هر کدام کمتر باشد،

است. این عرض، نباید از ۴٪ بعد افقی کوچکتر یا ۱ متر اختیار شود.

(۴) ترکیب فشار خارجی و داخلی باید برای دستیابی به بحرانی‌ترین حالت بارگذاری، ارزیابی شود.

(۵) ضرایب مثبت نشان دهنده نیروهای رو به سطح هستند، در حالی که ضرایب منفی، نیروهای

دور از سطح را نشان می‌دهند. هر المان سازه‌ای باید برای هر دوی این نیروها طراحی شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۳- چنانچه بار زنده ناشی از وزن مسافران آسانسور یک ساختمان برابر 6 کیلونیوتن باشد، در طراحی و محاسبه سازه‌های نگهدارنده این آسانسور مقدار بار زنده حداقل چقدر باید در نظر گرفته شود؟

15 kN (۴)

12 kN (۳)

9 kN (۲)

18 kN (۱)

گزینه ۳

۴-۵-۵-۶ سازه‌های نگهدارنده آسانسورها: وزن اتاقک، ماشین‌آلات، وزنه تعادل و بار زنده ناشی از وزن مسافران و وسایل باید در ضریب ۲ ضرب شوند، مگر آنکه بارهای اسمی ارائه شده توسط سازنده در ضریبی حداقل برابر این مقدار ضرب شده باشد.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۴- تیرچه‌های فولادی با تکیه‌گاه‌های ساده کف اتاق‌های بیمار در یک بیمارستان، دهانه 3.8 متر داشته و فاصله آنها از یکدیگر برابر 1.1 متر است. اگر کل بار مرده کف شامل وزن تیرچه و تیغه‌بندی به طور متوسط برابر 5 kN/m^2 باشد، حداقل مقاومت خمشی طراحی لازم برای تیرچه‌های میانی بر حسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

18.8 (۱) 17.7 (۲) 18.3 (۳) 19.4 (۴)

گزینه ؟

با توجه به کوتاه بودن طول تیرچه ممکن است لنگر ناشی از بار متمرکز بیشتر از لنگر ناشی از بار گسترده باشد. با توجه به اینکه عرض بارگیر تیرچه 1.1m است، لنگر ناشی از بار گسترده را با لنگر بار متمرکز مقایسه می‌کنیم:

$$\frac{PL}{4} = \frac{4.5 \times 3.8}{4} = 4.275 \text{ kN.m}$$

$$\frac{qL^2}{8} = \frac{(2 \times 1.1) \times 3.8^2}{8} = 3.97 \text{ kN.m}$$

لنگر ناشی از بار متمرکز زنده بیشتر است و باید اثر بار متمرکز (4.275) منظور شود

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۱۰	بیمارستان‌ها و مراکز درمانی		
۱-۱۰	اتاق‌های بیمار	۲	۴٫۵

باید منطقه ساخت مشخص شود.

اگر سازه در یک منطقه با لرزه خیزی بالا ساخته شود، برای طراحی تیرچه‌ها باید زلزله قائم منظور شود در غیر این صورت لازم نیست.

در این حالت بار گسترده ناشی از زلزله قائم برابر خواهد بود با:

$$E_v = 0.6AI(D) = 0.6 \times 0.35 \times 1.4 \times (5) = 1.47$$

حل مساله با فرض اینکه سازه در تهران ($A=0.35$) ساخته می‌شود:

$$M_D = \frac{q_D L^2}{8} = \frac{(5 \times 1.1) \times 3.8^2}{8} = 9.93 \text{ kN.m}$$

$$M_L = 4.275 \text{ kN.m}$$

$$M_{EV} = \frac{q_{EV} L^2}{8} = \frac{(1.47 \times 1.1) \times 3.8^2}{8} = 2.92 \text{ kN.m}$$

یافتن لنگر مورد نیاز طراحی:

$$\left. \begin{aligned} 1.4M_D &= 1.4 \times 9.93 = 13.89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ 1.2M_D + 1.6M_L &= 1.2 \times 9.93 + 1.6 \times 4.275 = 18.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ 1.2D + L + E_v &= 1.2 \times 9.93 + 4.275 + 2.92 = 19.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{aligned} \right\} M_u = 19.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- اگر سازه در شهری با $A=0.3$ باشد، گزینه ۱ صحیح خواهد بود.

۵۵- ارتفاع یک سازه غیرساختمانی مشابه ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی معمولی از تراز پایه ۲۰ متر بوده و زمان تناوب اصلی این سازه برابر ۰.۴۵ ثانیه محاسبه شده است. این سازه در شهر اراک بر روی خاک نوع II قرار است ساخته شود و دارای گروه اهمیت متوسط می‌باشد. ضریب زلزله طرح این سازه حدوداً چه مقدار باید در نظر گرفته شود؟ (نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید).

۰.۰۳ (۴)

۰.۱۸ (۳)

۰.۲۵ (۲)

۰.۳۰ (۱)

$$C = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1}{2.5} = 0.25$$

جدول ۱-۵ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
سیستم قاب ساختمانی	مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۵/۵	۲	۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵ [۱]
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
سیستم قاب خمشی فولادی	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	۳	۲/۵	۳	۸۰
	متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
	معمولی	۳/۵	۳	۳	۱۵ [۲]
	معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰
بتن آرمه	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	متوسط	۵	۳	۴/۵	۳۵
	متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	۳	۲	۲/۵	۵۰
	متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۱	۱	۱	بدون محدودیت
	معمولی (با محدودیت ارتفاع)	۳	۳	۲/۵	۱۵
	معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	۱	۱	۱	۳۰
قفسه‌های خود ایستای فولادی		۴	۲	۳/۵	بدون محدودیت

۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

۱-۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها مطابق فصل سوم می‌باشد. الزامات اضافی این نوع از سازه‌ها در بندهای (۲-۲-۵) تا (۲-۲-۱۰) آورده شده است.

۲-۲-۵ روش تحلیل: در سازه‌هایی که زمان تناوب اصلی آنها از ۰/۵ ثانیه بیشتر است، استفاده از یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی الزامی است. در سایر سازه‌ها می‌توان از روش‌های دیگر تحلیل استفاده نمود.

۳-۲-۵ زمان تناوب نوسان اصلی سازه، T
در این سازه‌ها زمان تناوب نوسان اصلی سازه باید با استفاده از روش تحلیل مناسبی محاسبه گردد. استفاده از روابط تجربی بند (۳-۳-۳) مجاز نمی‌باشد.

۵-۲-۵ پارامترهای نیروی جانبی
در این سازه‌ها پارامترهای R_u ، Ω_0 ، C_d و H_m با استفاده از جدول (۱-۵) تعیین می‌شود.

۶-۲-۵ حداقل نیروی جانبی، برش پایه
برش پایه در این سازه نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$V_{u\min} = 0.12 A I W \quad (۱-۵)$$

۷-۲-۵ نیروی جانبی در سازه‌های صلب
سازه‌های صلب به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که زمان تناوب نوسان اصلی آنها کمتر از ۰/۰۶ ثانیه باشد. نیروی جانبی این سازه‌ها از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$V_u = 0.3 A (S + 1) W \quad (۲-۵)$$

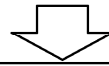
توزیع این نیرو در ارتفاع سازه طبق ضوابط بند (۳-۳-۶) صورت می‌گیرد.

$$T < 0.06$$



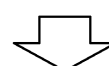
$$V_u = 0.3 A (S + 1) W$$

$$0.06 \leq T \leq 0.5$$



$$v_u = \frac{ABI}{R_u} W$$

$$0.5 < T$$



تحلیل دینامیکی الزامی است

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۶ برای بام ساختمان مستطیلی شکل با عرض ۱۵ متر قرار است زهکش فرعی به قطر ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع ۱۰۰ میلی‌متر از سطح بام تعبیه شود. چنانچه شدت بارندگی طرح برابر ۸۰ میلی‌متر بر ساعت باشد، به ازای حدوداً چه طولی از طول بام بار ناشی از آب باران برابر ۱.۲۹ کیلونیوتن بر مترمربع می‌شود؟

۴ (۱۵ متر

۳ (۱۸ متر

۲ (۲۴ متر

۱ (۱۲ متر

گزینه ۳

$$\left. \begin{array}{l} d_s = 100 \\ R = 1.29 \end{array} \right\} d_h = 29 \text{ mm}$$

با توجه به جدول $d_h = 29 \text{ mm}$

$$Q = 0.0051 + \frac{(29 - 25)}{(50 - 25)} \times (0.0107 - 0.0051) = 0.006$$

$$Q = 0.278 \times 10^{-6} Ai \rightarrow A = 269 \text{ m}^2 \xrightarrow{A=15L} L = \frac{269}{15} = 17.93 \text{ m}$$

۴-۸-۶ بارهای ناشی از باران طرح

عمق آب، d_h ، در بالای محل ورودی شبکه زهکشی فرعی یعنی ارتفاع هیدرولیکی، تابعی از شدت بارش باران در محل، i ، مساحت بامی که شبکه زهکشی در آن مورد استفاده قرار گرفته و همچنین اندازه شبکه زهکشی می‌باشد. دبی جریان داخل یک شبکه زهکشی منفرد به صورت رابطه زیر است.

$$Q = 0.278 \times 10^{-6} Ai \quad i=80 \quad (1-8-6)$$

هر بخش از بام باید به گونه‌ای طراحی شود که در صورت مسدود شدن شبکه زهکشی اصلی برای آن بخش، بار کل آب باران جمع شده روی بام به علاوه بار یکنواخت ایجاد شده جریان طرح به واسطه آبی که در روی دهانه ورودی شبکه زهکشی فرعی بالا آمده است را بر مبنای رابطه زیر تحمل کند.

1.29

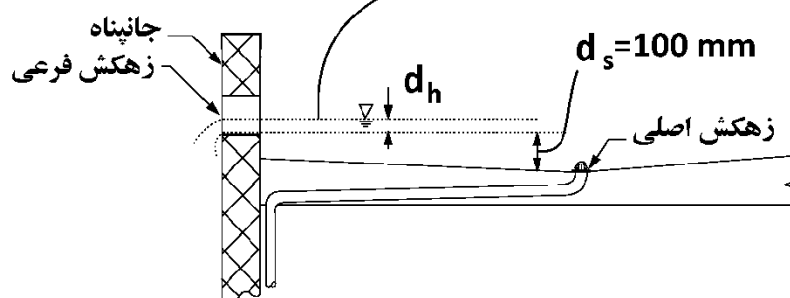
100

$$R = 0.1(d_s + d_h) \quad (2-8-6)$$

جدول ۱-۸-۶ دبی جریان، Q ، شبکه‌های زهکشی مختلف بر حسب مترمکعب بر ثانیه در ارتفاع‌های هیدرولیکی، d_h ، گوناگون بر حسب میلی‌متر

نوع شبکه زهکشی فرعی	$Q (m^3 / s)$							
	$d_h (mm)$	۲۵	۵۰	۷۵	۱۰۰	۱۲۵	۱۷۵	۲۰۰
زهکش با قطر ۱۰۰ میلی‌متر		۰.۰۰۵۱	۰.۰۱۰۷	-	-	-	-	-
زهکش با قطر ۱۵۰ میلی‌متر		۰.۰۰۶۳	۰.۰۱۲۰	۰.۰۲۴۰	-	-	-	-

سطح آب به علت گرفتگی در
زهکش اصلی بالا آمده است



کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۷- فرض کنید بار طراحی یخ تشکیل شده روی تابلوی یک ساختمان اداری واقع در شهری با برف متوسط برابر 0.7 kN محاسبه شده است. چنانچه مساحت تابلو برابر 3 مترمربع باشد، ارتفاع تابلو از سطح زمین حدوداً چند متر است؟ (شکل تابلو مستطیلی و به صورت قائم و عمود بر نما نصب شده است).

(۲) 12.3 متر

(۱) 17.5 متر

(۴) 16.3 متر

(۳) 14.2 متر

گزینه ۴

$$\begin{aligned} V_i \times (0.9 \times 9.81) &= 0.7 \text{ kN} \rightarrow V_i = 0.079284 \text{ m}^3 \\ \xrightarrow{V_i = 0.8\pi t_d A_s} \quad 0.079284 &= 0.8\pi t_d \times 3 \text{ m}^2 \rightarrow t_d = 0.010515 \text{ m} = 10.515 \text{ mm} \\ \xrightarrow{t_d = 2t I_i F_z} \quad 10.515 &= 2 \times 5 \times 1 \times F_z \rightarrow F_z = 1.0515 \\ \xrightarrow{F_z = \left(\frac{z}{10}\right)^{0.1}} \quad 1.0515 &= \left(\frac{z}{10}\right)^{0.1} \rightarrow z = 16.5 \text{ m} \end{aligned}$$

- در این سوال با تغییر جزئی در اعداد پاسخ نهایی تغییر قابل توجه دارد. برای مثال اگر در حل مسئله $g=10$ فرض شود، مقدار Z برابر $z=13.6$ بدست می‌آید.

۶-۹-۲ بار یخ

در محاسبه وزن یخ جوی می‌توان وزن مخصوص متوسط یخ را نه دهم وزن مخصوص آب در نظر گرفت. حجم یخ، V_i ، برای ورق‌ها و اجزای سه بعدی بزرگ ماند گنبد و کره از رابطه ۶-۹-۱ حاصل می‌شود.

$$V_i = \pi t_d A_s \quad (۶-۹-۱)$$

۶-۹-۳ ضخامت طراحی یخ ناشی از یخ‌زدگی باران

مقدار ضخامت طراحی یخ، از رابطه ۶-۹-۳ بدست می‌آید:

$$t_d = 2t I_i F_z \quad (۶-۹-۳)$$

برای ورق‌های قائم مقدار حجم یخ را بیست درصد و برای ورق‌های افقی مقدار حجم یخ را چهل درصد می‌توان کاهش داد.

A_s : مساحت یک طرف ورق برای ورق‌های مستوی و مساحت بزرگترین مقطع جزء سه بعدی نظیر گنبد و کره

۶-۹-۳ ضخامت طراحی یخ ناشی از یخ‌زدگی باران

مقدار ضخامت طراحی یخ، از رابطه ۶-۹-۳ بدست می‌آید:

$$t_d = 2t I_i F_z \quad (۶-۹-۳)$$

۶-۹-۴ ضریب ارتفاع

ضریب ارتفاع برای ارتفاع Z، بر حسب متر، از سطح زمین از رابطه ۶-۹-۴ بدست می‌آید:

$$F_z = \left(\frac{z}{10}\right)^{0.1} \quad (۶-۹-۴)$$

لازم نیست مقدار F_z را از ۱/۴ بیشتر در نظر گرفت.

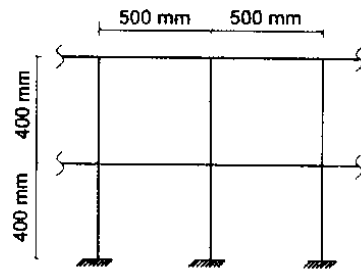
- | | |
|-----------------------|-------------------------------|
| $t = 0$ | - مناطق ۱ و ۲ - برف کم و نادر |
| $t = 5 \text{ mm}$ | - منطقه ۳ - برف متوسط |
| $t = 7/5 \text{ mm}$ | - منطقه ۴ - برف زیاد |
| $t = 12/5 \text{ mm}$ | - منطقه ۵ - برف سنگین |
| $t = 15 \text{ mm}$ | - منطقه ۶ - برف فوق سنگین |

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۸- هریک از تکیه‌گاه‌های نرده حفاظ فولادی در شکل روبرو حدوداً باید برای چه لنگر خمشی

ضریب‌دار بر حسب $kN.m$ طرح شود؟ (اتصالات اعضای افقی نرده به اعضای قائم به صورت

مفصلی در نظر گرفته شود).



(۱) 0.5

(۲) 1.3

(۳) 0.8

(۴) 0.3

گزینه ۲

با توجه به اینکه فاصله میله های قائم از هم برابر 0.5m است، طول بار گیر هر کدام از آنها برابر 0.5m خواهد بود.

اگر بار گسترده 0.75 kN/m را قرار دهیم، نیروی برآیند این بار گسترده برای هر میله برابر خواهد بود با:

$$P = 0.75 \frac{kN}{m} \times 0.5m = 0.375 kN$$

بنابراین اثر بار گسترده کمتر از مقدار بار متمرکز (1kN) خواهد بود.

نتیجه اینکه لنگر وارد بر هر میله برابر خواهد بود با:

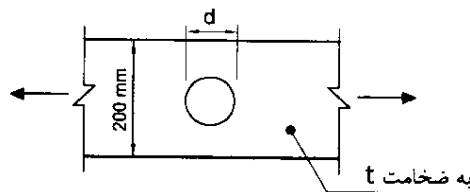
$$M_L = 1^{kN} \times 0.8m = 0.8 kN.m \rightarrow M_u = 1.6M_L = 1.6 \times 0.8 = 1.28 kN.m$$

۱-۴-۵-۶ بارهای وارده بر سیستم‌های نرده و نرده حفاظ

سیستم نرده و یا نرده حفاظ باید طوری طراحی شود که یک بار متمرکز ۱ کیلونیوتن وارد بر هر نقطه و در هر جهتی از آن را به نحوی که سبب ایجاد حداکثر اثر بار بر روی اجزای سازه‌ای مربوطه شوند، تحمل کرده و آن را توسط تکیه‌گاه‌های خود به سازه منتقل نماید. همچنین نرده و یا نرده حفاظ باید طوری طراحی شود که یک بار گسترده ۰٫۷۵ کیلونیوتن بر متر طول را در هر جهتی در امتداد نرده و یا نرده حفاظ تحمل کند. این بار لازم نیست که به صورت همزمان با بار متمرکز گفته شده قبلی در نظر گرفته شود.

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۵۹- در تسمه کششی شکل زیر حداکثر قطر اسمی سوراخ، که برای عبور تأسیسات تعبیه شده است، برای آنکه در تعیین مقاومت کششی طراحی تسمه بتوان از وجود سوراخ در تسمه چشم‌پوشی کرد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ($F_y=240 \text{ MPa}$, $F_u=370 \text{ MPa}$)



$$d = 42 \text{ mm} \quad (۱)$$

$$d = 27 \text{ mm} \quad (۲)$$

$$d = 30 \text{ mm} \quad (۳)$$

$$d = 60 \text{ mm} \quad (۴)$$

گزینه ۱

$$0.9A_gF_y < 0.75A_nF_u \quad \rightarrow \quad 0.9 \times (200t) \times 240 < 0.75 \left(200 - d_{\text{محاسبه}} \right) t \times 370$$

$$\rightarrow 44.3 > d_{\text{محاسبه}} \quad \rightarrow \quad d_{\text{محاسبه}} = d_{\text{اسمی}} + 2^{mm} \quad \rightarrow \quad d_{\text{اسمی}} = 42.3 \text{ mm}$$

۱۰-۲-۳-۴ مقاومت کششی

مقاومت کششی طراحی ($\phi_t P_n$) در اعضای تحت کشش باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کلی (A_g) و گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو (A_n) و مقطع خالص موثر (A_e) در نظر گرفته شود.

الف) برای تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$\phi_t = 0.9 \quad \text{و} \quad P_n = F_y A_g \quad (۴-۳-۲-۱۰)$$

ب) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو:

$$\phi_t = 0.75 \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_n \quad (۵-۳-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

$$A_g = \text{سطح مقطع کلی عضو}$$

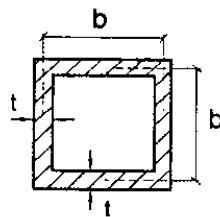
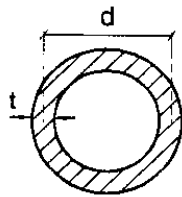
$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد}$$

$$F_u = \text{تنش کششی نهایی فولاد}$$

$$P_n = \text{مقاومت کششی اسمی عضو}$$

کانال ویژه آزمون نظام مهندسی (عمران) @Nezam_hoseinzadehasl

۶۰- فرض کنید در یک ستون دو سر مفصل فولادی به طول L حالت حدی کمانش خمشی الاستیک تعیین کننده مقاومت محوری فشاری عراچی آن است ($F_e < 0.44 F_y$). به ازای کدامیک از مقادیر زیر مقاومت محوری فشاری طراحی تصویب مذکور برای هر دو مقطع جدار نازک نشان داده شده در شکل زیر حدوداً یکسان است؟ (فرض کنید هر دو مقطع دارای اجزای غیرلاغر بوده و $F_y = 240 \text{ MPa}$ است).



$$d \approx 1.44b \quad (۱)$$

$$d \approx 1.20b \quad (۲)$$

$$d \approx 1.27b \quad (۳)$$

$$d \approx 1.33b \quad (۴)$$

گزینه ۲

$$(F_{cr} A_g)_{\text{لوله}} = (F_{cr} A_g)_{\text{باکس}} \rightarrow (0.877 F_e A_g)_{\text{لوله}} = (0.877 F_e A_g)_{\text{باکس}}$$

$$\rightarrow \left(\left(\frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \right) A_g \right)_{\text{لوله}} = \left(\left(\frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \right) A_g \right)_{\text{باکس}}$$

$$\left(\frac{A_g}{\lambda^2} \right)_{\text{لوله}} = \left(\frac{A_g}{\lambda^2} \right)_{\text{باکس}} \rightarrow \left(\frac{A_g}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \right)_{\text{لوله}} = \left(\frac{A_g}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \right)_{\text{باکس}} \rightarrow (r^2 A_g)_{\text{لوله}} = (r^2 A_g)_{\text{باکس}}$$

$$\rightarrow \left(\left(\frac{I}{A_g} \right) A_g \right)_{\text{لوله}} = \left(\left(\frac{I}{A_g} \right) A_g \right)_{\text{باکس}} \rightarrow (I)_{\text{لوله}} = (I)_{\text{باکس}}$$

ممان اینرسی مقطع جدار نازک برابر مشتق ممان اینرسی مقطع توپر است:

$$\rightarrow \left(\frac{\pi r^4}{4} \right)' = \left(\frac{b^4}{12} \right)' \rightarrow \pi r^3 r' = \frac{b^3 b'}{3} \rightarrow \pi r^3 t = \frac{b^3 (2t)}{3}$$

$$\rightarrow r^3 = \frac{2b^3}{3\pi} \rightarrow r = 0.596b \rightarrow rd = 1.193b$$

۱۰-۲-۴-۴ کمانش خمشی

مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری، P_n ، با مقطع بدون اجزای لاغر بر اساس کمانش خمشی با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۱۰-۲-۴-۱)$$

که در آن:

$$A_g = \text{سطح مقطع کلی عضو}$$

F_{cr} = تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر به دست می‌آید.

$$\text{الف) اگر } \frac{F_y}{F_e} \leq 2/25 \text{ یا } \frac{KL}{r} \leq 4/71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ باشد:}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (۱۰-۲-۴-۲)$$

$$\text{ب) اگر } \frac{F_y}{F_e} > 2/25 \text{ یا } \frac{KL}{r} > 4/71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ باشد:}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (۱۰-۲-۴-۳)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$