بنام خدا

با سلام،

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

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

۲- ارسال پرسش از طریق تلگرام:

۳- وبسایت شخصی:

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

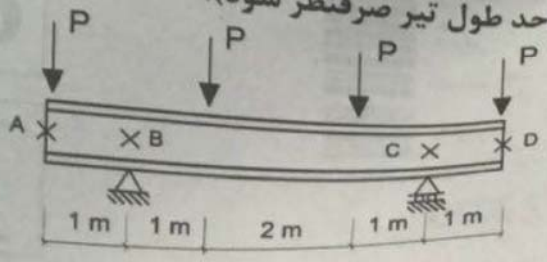
تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

مسعود حسین زاده اصل

www.hoseinzadeh.net

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

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

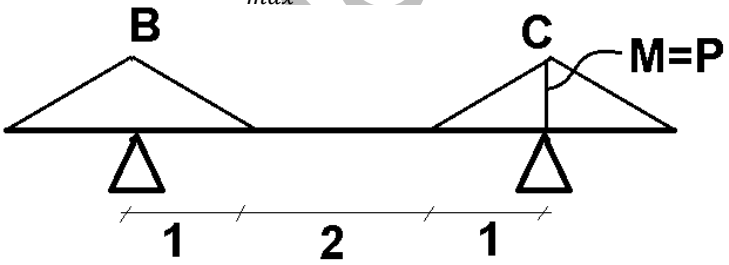


۱) 5
۲) 1.0
۳) 1.67
۴) 3

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:

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



۱۰-۲-۵-۱-۲ تمامی الزامات این بخش بر این فرض استوار هستند که از پیچش مقطع حول محور طولی عضو در نقاط تکیه‌گاهی اعضای خمشی جلوگیری شده است.

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیهٔ 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 رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{۱۲/۵\,M_{max}}{۲/۵M_{max}+۳M_A+۴M_B+۳M_C} \qquad (۱۰-۵-۲-۱)$$

که در آن:

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

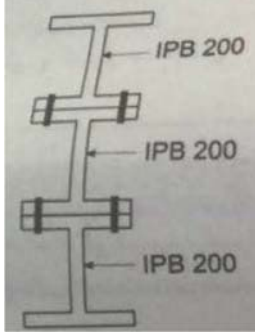
M_A = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۴}$ طول مهارنشده

M_B = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۱}{۲}$ طول مهارنشده

M_C = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{۳}{۴}$ طول مهارنشده

www.hoseinzadeh.net

۲- مطابق شکل زیر مقطع یک عضو خمشی از سه نیمرخ IPB200 که به یکدیگر پیچ شده‌اند، تشکیل شده است. چنانچه F_y=240 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).

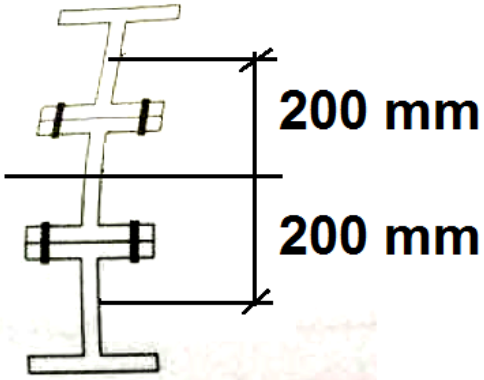


۱) 460 kN.m
۲) 900 kN.m
۳) 600 kN.m
۴) 529 kN.m

گزینه ۲

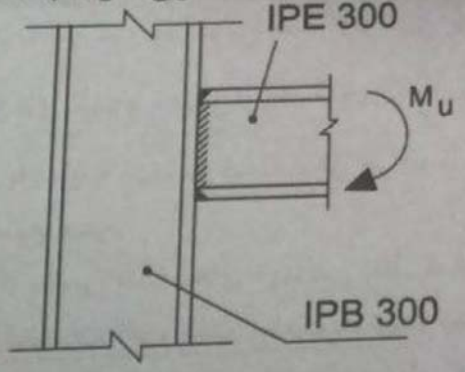
برای یافتن لنگر پلاستیک ابتدا باید اساس پلاستیک مقطع (Z) را بیابیم و می دانیم Z همان لنگر سطوح (لنگر اول سطح) مقطع می باشد:

$$Z = Z_{IPB200} + 2(A_{IPB200} \times 200) = 643000 + 2(7810 \times 200) = 3767000\ mm^3$$
$$M_p = ZF_y = 3767000 \times 240 = 904\ kN.m$$



www.hoseinzadeh.ir

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).



۱) 410 kN
۲) 1400 kN
۳) 635 kN
۴) 607 kN

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.

$$\varphi R_n = R_n = 1 \times 240 \times 11(5 \times 46 + 10.7) = 635\ kN$$

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

۱۰-۲-۹-۱۰-۲ 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 مولفهٔ فشاری و کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۷).

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 حالتی‌که بار متمرکز، در فاصله‌ای بزرگتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n=F_{yw}t_w(5k+l_b) \qquad (۱۰-۲-۹-۲۴)$$

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

$$R_n=F_{yw}t_w(2/5k+ l_b) \qquad (۱۰-۲-۹-۲۵)$$

در روابط فوق:

F_{yw} = تنش تسلیم فولاد جان

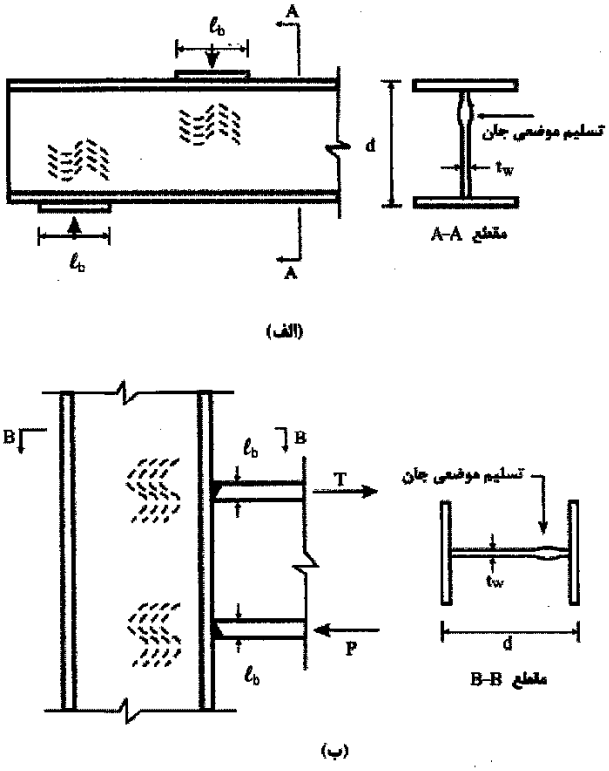
t_w= ضخامت جان

d = ارتفاع کلی مقطع تیر

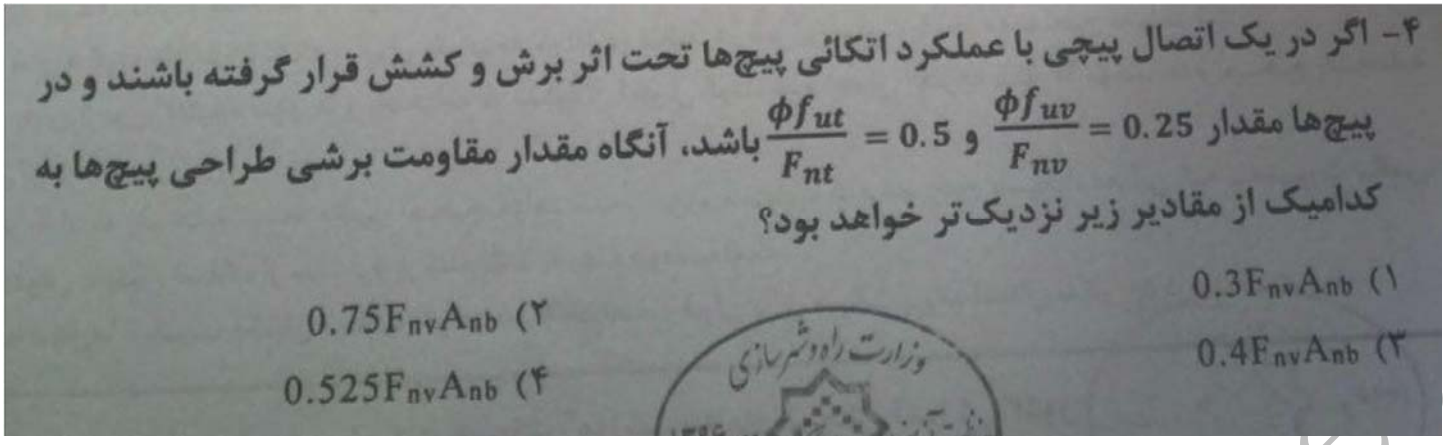
k= فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطع ساخته‌شده از ورق.

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

تبصره: درصورتی‌که مقاومت مورد نیاز از مقاومت طراحی بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت موردنیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متمرکز ضروری است. سخت‌کننده‌های تعبیه شده باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۷ را تأمین نمایند.



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


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؟

۱) $0.3F_{nv}A_{nb}$
۲) $0.75F_{nv}A_{nb}$
۳) $0.4F_{nv}A_{nb}$
۴) $0.525F_{nv}A_{nb}$

گزینه ۱

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

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.

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

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

که در آن:

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

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

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

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

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

f_{uv} = تنش برشی مورد نیاز

f_{ut} = تنش کششی مورد نیاز

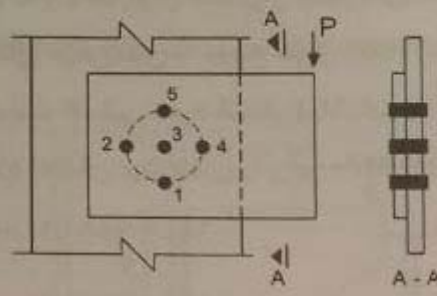
A_{nb} = سطح مقطع اسمی پیچ

تبصره: در مواردی‌که تنش کششی یا برشی مورد نیاز کمتر از ۳۰ درصد تنش طراحی متناظر باشد ($f_u \leq 0/3\phi F_n$)، منظور کردن رابطهٔ اندرکنش لازم نیست.

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۵- در اتصال پیچی شکل روبرو، کمترین تنش برشی در کدامیک از پیچ‌ها به وجود می‌آید؟ (اتصال با عملکرد اتکایی فرض شود).

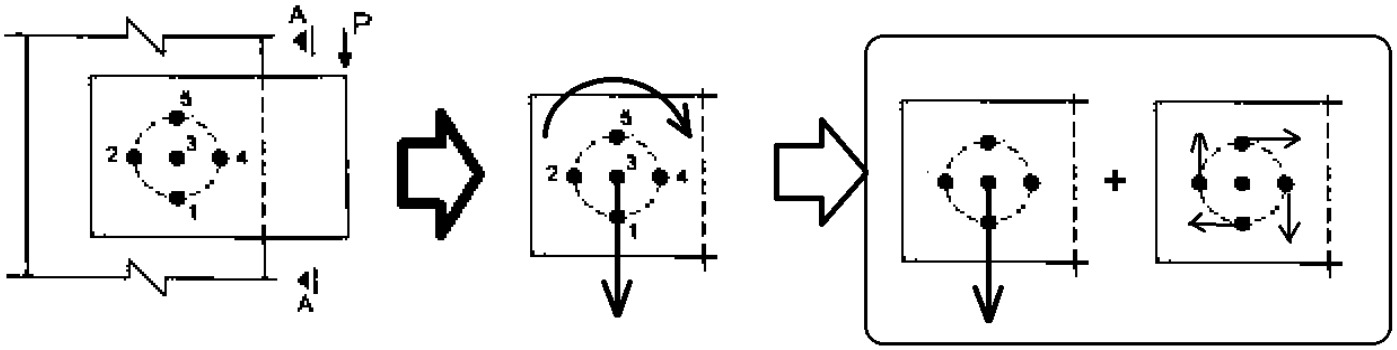
۱) قطعاً در پیچ شماره 2
۲) قطعاً در پیچ شماره 3
۳) قطعاً در پیچ شماره 4
۴) در پیچ‌های شماره 3 یا 2



گزینه ۴

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 ان ناچیز خواهد بود) و ممکن است در پیچ ۳ نیروی برشی کمتری داشته باشیم (چون در پیچ شماره ۳ پیچش بی اثر است).



www.hoseinzadeh.net

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 درنظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی برابر 700 kN و ناشی از نیروی زلزله طرح در امتداد y بدون درنظر 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).

۱) 3020 kN
۲) 2400 kN
۳) 1700 kN
۴) 1200 kN

گزینه ۱

بسته به محل ساخت سازه دو پاسخ متفاوت بدست میاید:

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

نیروی محوری ستون تحت ترکیب بار تشدید یافته:

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

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

نیروی محوری ستون تحت ترکیب بار تشدید یافته:

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

- ضریب *1.41* برای منظور کردن اثر زلزله قائم می باشد که برای سازه با کاربری مسکونی (با فرض $I=1$) و نیز $A=0.6$ بدست آمده است.

۱۰-۳-۵ الزامات لرزه‌ای ستون‌ها، وصلهٔ ستون‌ها، کف‌ستون‌ها و وصلهٔ تیرها

۱۰-۳-۵-۱ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون

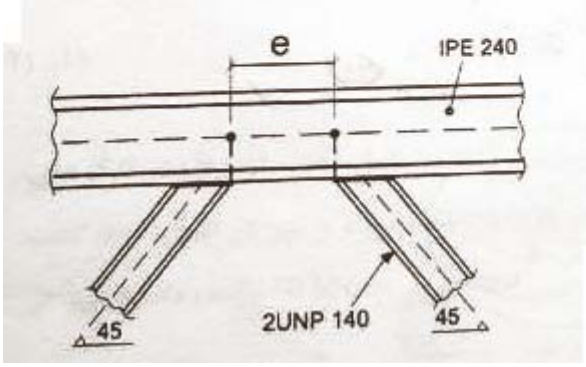
۱۰-۳-۵-۱-۱ کلیهٔ ستون‌ها (باربر و غیرباربر جانبی لرزه‌ای) باید الزامات فصل ۱۰-۲ را تأمین نمایند. ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین الزامات فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت کافی در برابر نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته باشند.

تبصره۱: 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 زلزلهٔ تشدیدیافته به صورت توأم در نظر گرفته شود.

تبصره۲: در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان ترکیب نیروی زلزلهٔ راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات عمومی طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزلهٔ راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد.

www.hoseinzadeh.ir

۷- در شکل روبرو یکی از دهانه‌های یک قاب مهاربندی شده واگرا که در آن مقاطع اعضای مهاربندی از دوبل 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 MPa)



۱) 1240 mm
۲) 895 mm
۳) 624 mm
۴) 537 mm

گزینه ۲

$$V_p = \frac{2M_p}{e} \rightarrow 0.6F_yA_{lw} = \frac{2F_yZ}{e} \rightarrow 0.6F_y(240 - 2\times 9.8)\times 6.2 = \frac{2F_y \times 367000}{e}$$
$$e = 895\ mm$$

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

$$V_n = V_p \qquad (۱-۱۲-۳-۱۰)$$

ب) تسلیم خمشی

$$V_n = \frac{۲M_p}{e} \qquad (۲-۱۲-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} ۰/۶F_yA_{lw} & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ ۰/۶F_yA_{lw}\sqrt{۱-\left(\frac{P_u}{P_c}\right)^۲} & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۳-۱۲-۳-۱۰)$$

$$M_p = \begin{cases} F_yZ & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ F_yZ\left(\frac{۱-P_u/P_c}{۰/۸۵}\right) & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۴-۱۲-۳-۱۰)$$

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

P_c = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر F_yA_g

A_{lw} = مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل و برابر $۲(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل

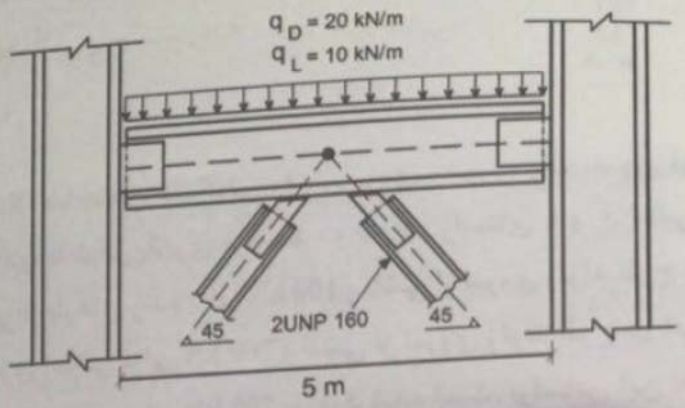
F_y = تنش تسلیم فولاد تیر پیوند

Z = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

e = طول تیر پیوند که برابر است با فاصلهٔ بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصلهٔ بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

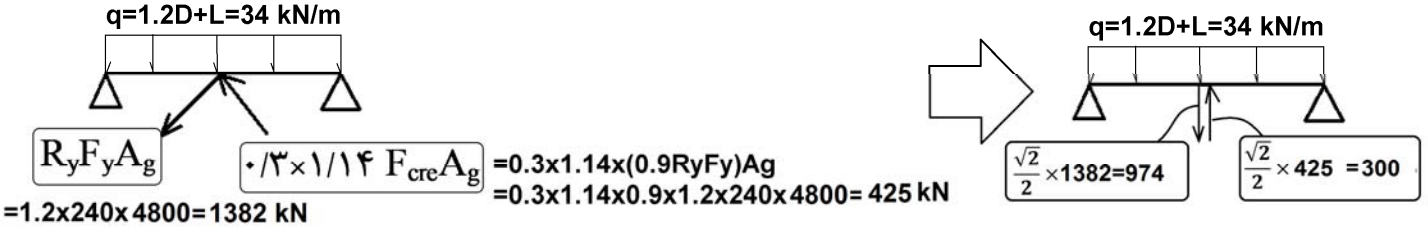
۸- در شکل روبرو یکی از دهانه‌های یک قاب ساختمانی ساده توام با مهاربندی همگرای ویژه از نوع ۸ و با کاربری مسکونی نشان داده شده است. چنانچه مقدار تنش فشاری مورد انتظار اعضای مهاربندی با مقطع دوبل UNP160 ناشی از کمانش برابر $0.9R_yF_y$ فرض شود، حداقل مقاومت خمشی مورد انتظار (M_u) تیر به کدامیک از مقادیر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



۱) M_u = 521 kN.m
۲) M_u = 940 kN.m
۳) M_u = 125 kN.m
۴) M_u = 262 kN.m

گزینه ۲

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



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

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

۲-۱۱-۳-۱۰ تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها

مقاومت‌های طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها در قاب‌های مهاربندی‌شده 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 $R_yF_yA_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر ۱/۱۴ $F_{cre}A_g$ می‌باشد.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر ۰/۳×۱/۱۴ $F_{cre}A_g$ می‌باشد.

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی مطابق مقادیر جدول ۱-۲-۳-۱۰.

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 ۴-۲-۱۰ با این شرط که در آن بجای F_y از R_yF_y استفاده شده باشد.

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

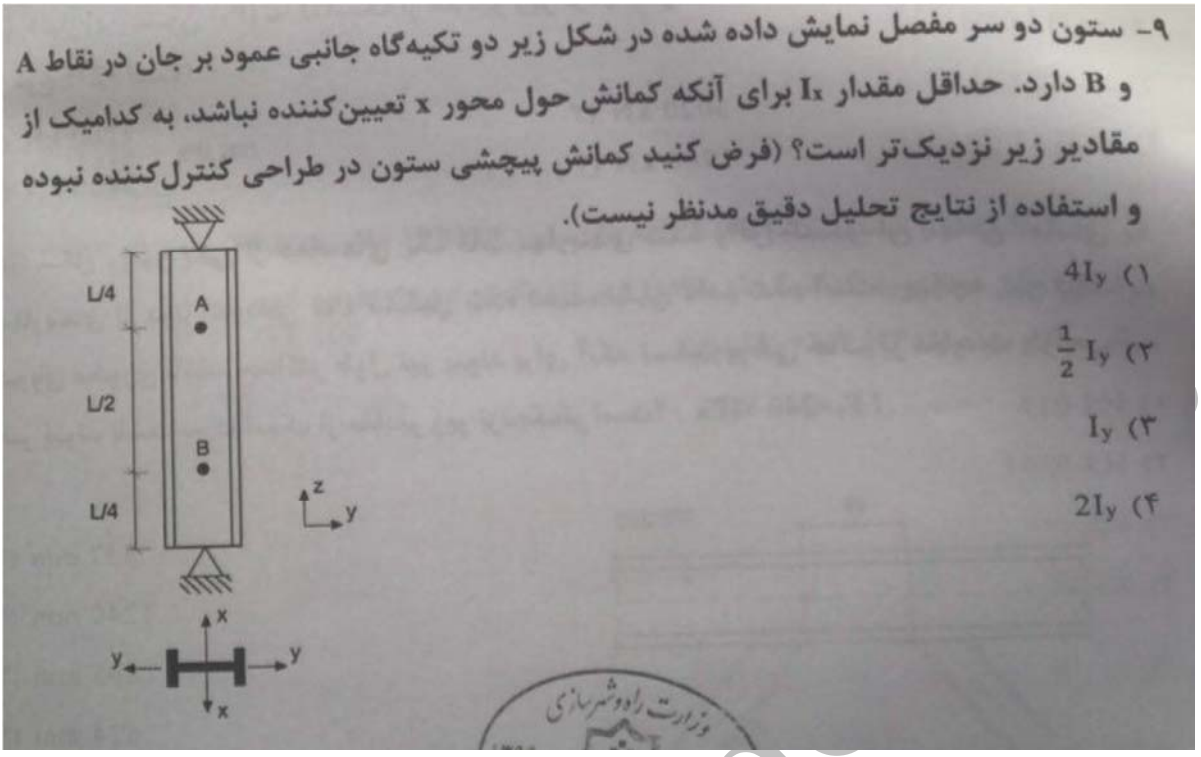
۹- ستون دو سر مفصل نمایش داده شده در شکل زیر دو تکیه‌گاه جانبی عمود بر جان در نقاط A و B دارد. حداقل مقدار I_x برای آنکه کمانش حول محور x تعیین‌کننده نباشد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید کمانش پیچشی ستون در طراحی کنترل‌کننده نبوده و استفاده از نتایج تحلیل دقیق مدنظر نیست).

۱) $4I_y$

۲) $\frac{1}{2}I_y$

۳) I_y

۴) $2I_y$



گزینه ۱

معیار اینکه ستون حول کدام محور کمانش می کند بر اساس لاغری ان حول دو محور تعیین می شود

بنابراین باید لاغری را حول محورهای x و y بدست آوریم. لاغری حول محور x باید کمتر باشد تا حاکم نشود:

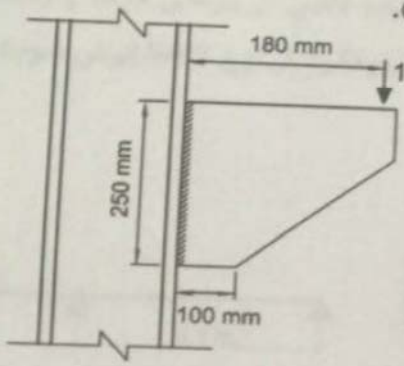
$$\lambda_x = \frac{k_x L}{r_x} \le \lambda_y = \frac{k_y L}{r_y}$$

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

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

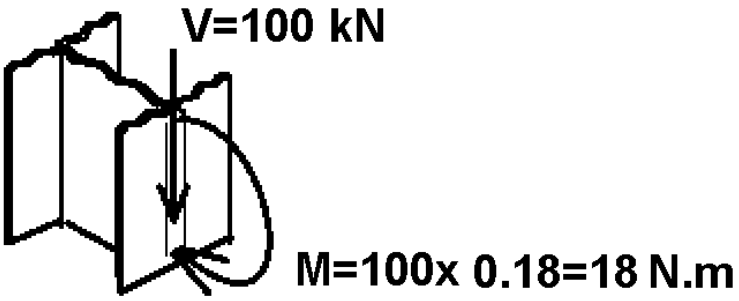
www.hoseinzadeh.net

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 واحدسطح 100 MPa در نظر بگیرید و فرض کنید دو طرف ورق جوش شده است).



۱) 18
۲) 9
۳) 13
۴) 15

گزینه ۳



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

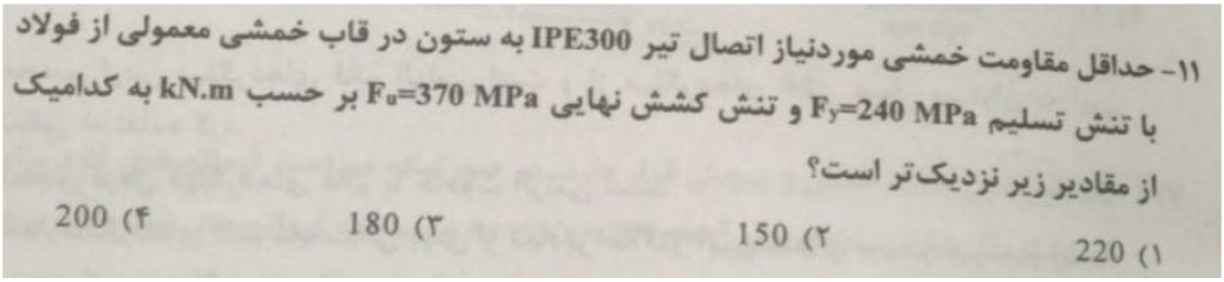
$$f_w = \sqrt{\left(\frac{Mc}{I}\right)^2 + \left(\frac{V}{A}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{18\times10^6\times125}{2\left(\frac{t\times250^3}{12}\right)}\right)^2 + \left(\frac{100000}{2(t\times250)}\right)^2} = \frac{8642}{t} < 100\ MPa$$

$$t = 8.8\ mm$$

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

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

www.hoseinzadeh.net


۱۱- حداقل مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر IPE300 به ستون در قاب خمشی معمولی از فولاد با تنش تسلیم F_y=240 MPa و تنش کشش نهایی F_u=370 MPa بر حسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 220 ۲) 150 ۳) 180 ۴) 200

گزینه ۴

$$M_u = 1.1R_yM_p = 1.1 \times 1.2 \times (ZF_y) = 1.1 \times 1.2 \times 628000 \times 240 = 198.9\ kN.m$$

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 وصلهٔ 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 رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$M_u=1/1R_yM_p \qquad (۱-۷-۳-۱۰)$$

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شدهٔ مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱

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 ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و برش لرزه‌ای ناشی از $M_{pr}=1/1R_yM_p$ در دو انتهای تیر، تعیین شود.

www.h

۱۲- براساس تحلیل سازه لنگرهای خمشی منفی هر دو انتهای تیری از قاب خمشی مهارشده برای ترکیب بارهای مرده و زنده ضریب‌دار (با ضرایب مربوط به ترکیب بار مرده به اضافه بار زنده) در حدود 225 kN.m به دست آمده است. طول آزاد تیر برابر 8 متر و بار گسترده یکنواخت مرده و زنده طراحی آن به ترتیب برابر 30 kN/m و 15 kN/m می‌باشد. با فرض وجود مهار جانبی کافی برای تیر، برای ترکیب بر مرده و زنده و فقط براساس کنترل مقاومت خمشی تیر کدام مقطع دارای ایمنی کافی و در عین‌حال اقتصادی‌تر است؟ (فولاد مصرفی دارای تنش تسلیم F_y=240 MPa است).

۱) IPB240 ۲) IPE400
۳) IPE360 ۴) IPB260

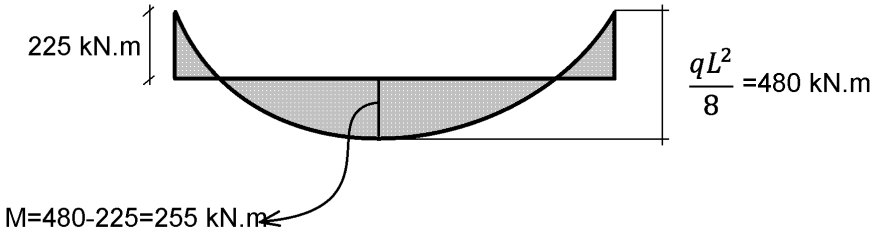
گزینه ۲

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

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

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

$$M^+ = 480 - 225 = 255\ kN.m$$



تعیین مقطع لازم برای تیر:

$$\left.\begin{array}{l} M_u = 255 \times 10^6 \le (\varphi Z F_y = 0.9Z \times 240) \rightarrow \boldsymbol{Z_{لازم} = 1.18 \times 10^6\ mm^3} \\ Z_{IPE360} = 1.019 \times 10^6 \\ Z_{IPE400} = 1.3 \times 10^6 \end{array}\right\} \rightarrow \ Use\ IPE400$$

www.hoseinzadeh.net

۱۳- اگر در یک تیر از قاب خمشی بتن‌آرمه با شکل‌پذیری زیاد به طول دهانه آزاد 8 متر لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در هریک از دو انتها برابر 800 kN.m ± بوده و تیر در طول خود تحت اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار (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؟

۱) 200 kN
۲) 600 kN
۳) 400 kN
۴) 300 kN

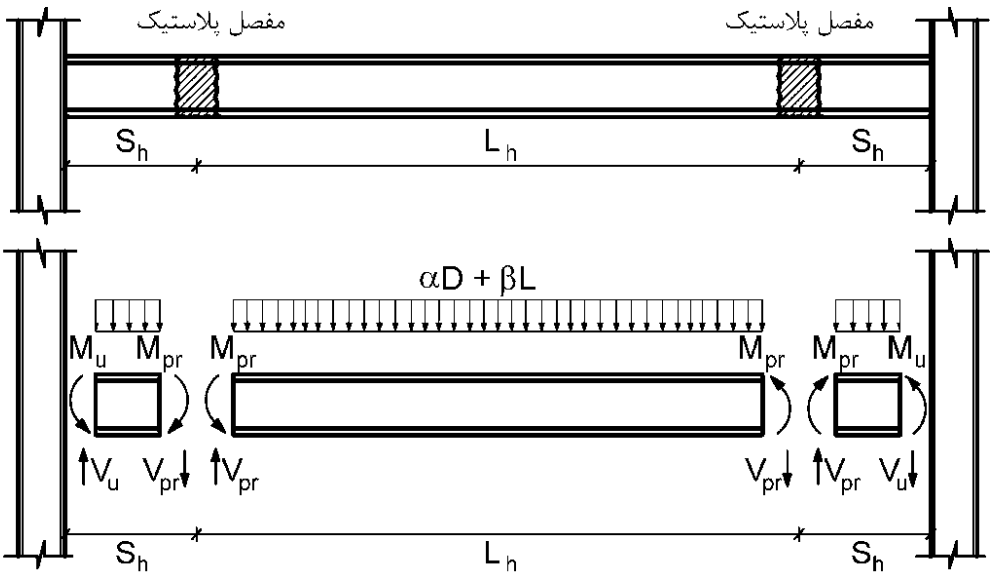
گزینه ۳

اگر فرض کنیم مقدار S_h در شکل زیر در مقایسه با طول تیر $(8\ m)$ کم باشد و با فرض اینکه $S_h = 0$ باشد داریم:

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

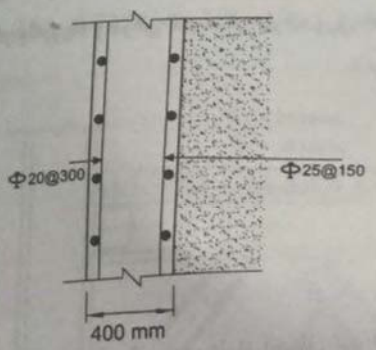
۱۰-۳-۸-۳ اتصال تیر به ستون

پ) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) و مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr}= C_{pr}R_yM_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱). که در آن، M_p، R_y و C_{pr} مطابق تعاریف بند ۱۰-۳-۸-۲ می‌باشد.



شکل ۱۰-۳-۸-۱ نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر جانبی

۱۴- شکل روبرو مقطع قائم از یک دیوار حائل را نشان می‌دهد. براساس محاسبات میلگردهای قائم در طرف خاک Φ25@150 mm و در طرف دیگر Φ20@300 mm به عنوان میلگرد فشاری انتخاب شده است. برای این دیوار کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟



۱) محصورکردن میلگردهای قائم الزامی است و از میلگردهای افقی دیوار می‌توان به این منظور استفاده کرد.
۲) محصورکردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی است.
۳) مقدارمیلگردهای قائم محاسباتی بیش از مقادیرحداکثر آیین‌نامه‌ای بوده و غیرمجاز است.
۴) محصورکردن میلگردهای قائم با خاموت از نظر محاسباتی ضرورتی ندارد.

گزینه ۲

درصد میلگرد قائم در این دیوار برابر است با:

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

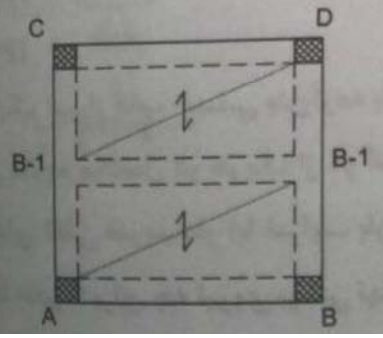
با توجه به اینکه درصد میلگرد قائم از یک درصد بیشتر است گزینه ۲ صحیح است.

۹-۱۹-۴-۷ 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.

www.hoseinzadeh.net

۱۵- شکل روبرو پلان تیرریزی یک ساختمان بتن‌آرمه 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 درنظر گرفته خواهد شد. بتن از رده C25 با سنگدانه‌های معمولی و میلگرد از نوع S400 درنظر 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 ان کاهش میابد (قابل کاهش است) بنابراین می توان آنرا برای لنگر پیچشی کمتری مطابق بند زیر طراحی کرد.

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

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

۹-۱۵-۱۱-۲ 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.

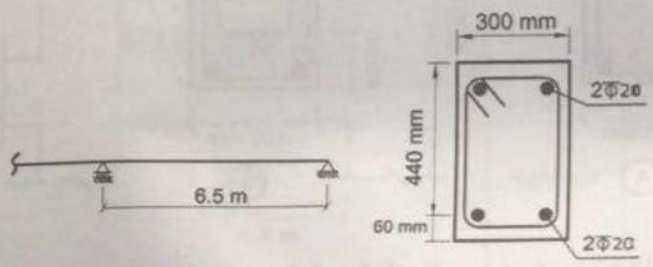
۹-۱۵-۷-۱ در صورتی‌که مقدار T_u از مقدار $0/25T_{cr}$ کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار T_{cr} از رابطه (۹-۱۵-۱۵) به دست می‌آید:

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

www.hoseinzadeh.net

۱۶- در تیر یک ساختمان اداری مطابق شکل زیر، تغییرمکان آنی وسط دهانه برای بارهای مرده برابر $\Delta_D=9.2\ mm$ و برای بارهای زنده برابر $\Delta_L=6.9\ mm$ براساس تحلیل با سختی مؤثر محاسبه شده است. در صورتیکه بار مرده به‌عنوان 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:

$$\Delta_{\text{اضافه افتادگی دارز مدت}}=\lambda\times\Delta_{\text{دائمی}}=\left(\frac{\xi}{1+50\rho'}\right)\times\Delta_{\text{دائمی}}=\left(\frac{2}{1+50\left(\frac{2\times314}{300\times440}\right)}\right)\times9.2=14.86\ mm$$

تغییر شکل کل نهایی تیر برابر خواهد بود با:

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

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

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

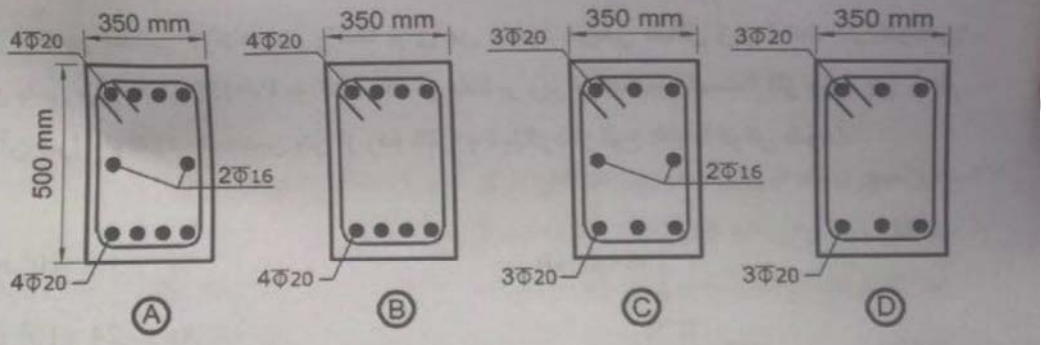
در این رابطه ρ' مربوط به مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته و مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان، ξ، برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

جدول ۹-۱۷-۰ مقدار ضریب ξ وابسته به زمان

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

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۱۷- یک تیر بتنی تحت خمش و پیچش قرار دارد. در صورتیکه مساحت آرماتورهای لازم برای خمش در بالا و پایین مقطع برابر $A_s = A'_s = 900\ mm^2$ و مساحت آرماتورهای طولی لازم برای پیچش برابر $A_l = 1000\ mm^2$ باشد. کدامیک از فولادگذاری‌های طولی زیر صحیح‌تر است؟ (فاصله خاموت‌ها 100 میلی‌متر و پوشش میلگرد طولی 50 میلی‌متر است).



A (۱ D (۲ C (۳ B (۴

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 می باشد.

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

$$= A_s + A'_s + A_l = 900 + 900 + 1000 = 2800\ mm^2$$

مجموع مساحت قرار داده شده در مقطع C برابر $6 \times 314 + 2 \times 3.14 \times 8^2 = 2285\ mm^2$ می باشد.

مجموع مساحت قرار داده شده در مقطع A برابر $8 \times 314 + 2 \times 3.14 \times 8^2 = 2913\ mm^2$ می باشد.

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

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

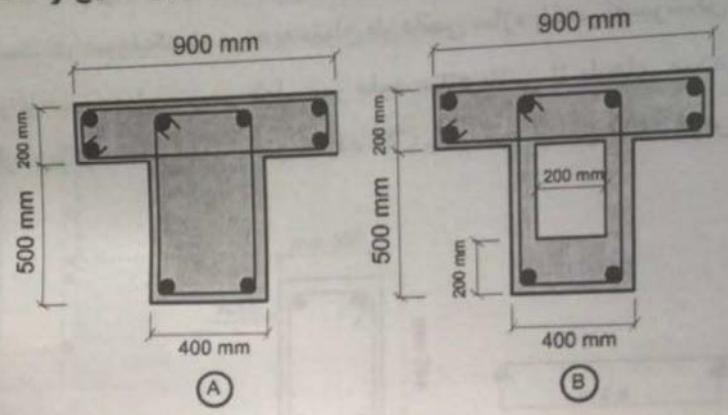
همچنین نسبت $\frac{A_t}{S_n}$ باید برابر مقدار به دست آمده از رابطه (۹-۱۵-۱۸) باشد.

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.

www.hoseinzadeh.net

رشته عمران (محاسبات)

۱۸- درصورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر و براساس مقررات ملی ساختمان در صورتی‌که آرماتورگذاری مقاطع زیر یکسان باشد، کدامیک از جملات زیر صحیح‌تر 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:

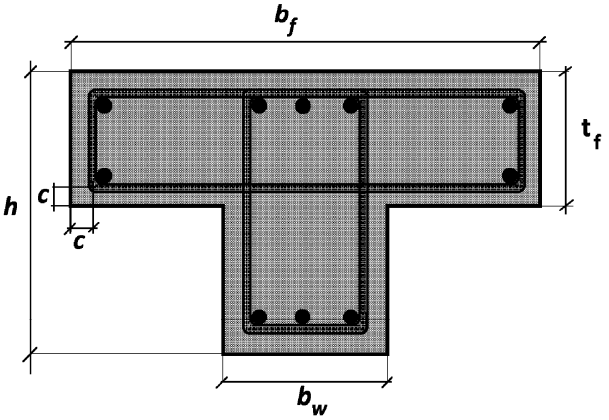
A_{oh} = مساحت سطح محصور شده به وسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع، شامل سطح سوراخ‌ها (در صورت وجود)، میلی‌متر مربع

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

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

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 $۰/۵\frac{A_{oh}}{P_h}$ باشد.



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

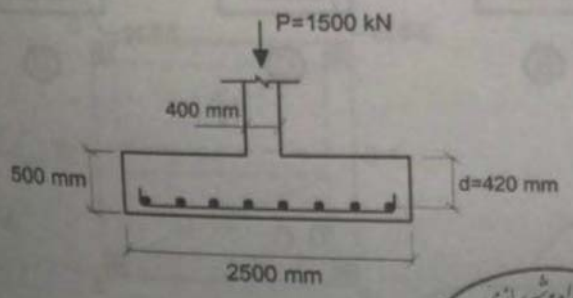
$P_c = 2b_f + 2h$

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

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

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۱۹- مقدار آرماتور خمشی لازم در هر راستا برای پی منفرد مربعی شکل زیر تحت بار طراحی ستون بتنی برابر P_u=1500 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).



۱) $As = 15 \times 10^2\ mm^2$
۲) $As = 24 \times 10^2\ mm^2$
۳) $As = 19 \times 10^2\ mm^2$
۴) $As = 28 \times 10^2\ mm^2$

گزینه ۲

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

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

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

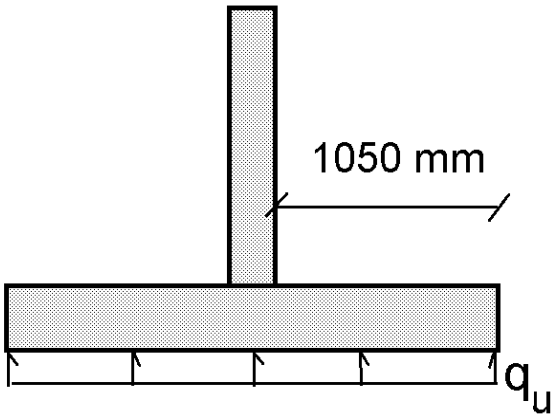
$$A_s = \frac{132.3 \times 10^6}{0.85 \times 400 \times (0.95 \times 420)} = 975\ mm^2$$

مساحت فوق مربوط به مساحت میلگردها در یک متر عرض پی است. با توجه به اینکه عرض پی برابر 2.5 متر می باشد، مساحت کل لازم در عرض $2.5\ m$ برابر است با:

$$A_s = 975 \times 2.5 = 2438\ mm^2$$

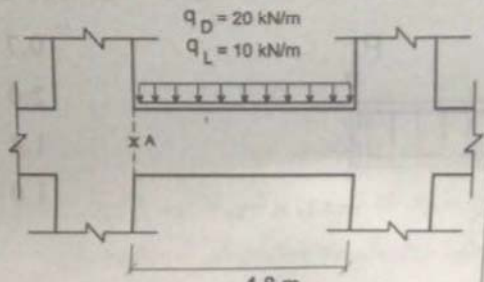
کنترل آرماتور حداقل:

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



www.hoseinzadeh.net

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



۱) V_u= 293 kN

۲) V_u= 181 kN

۳) V_u= 217 kN

۴) V_u= 282 kN

گزینه ۴

$$V_u = Min\begin{Bmatrix} \frac{2M_n}{L}+\frac{q_uL}{2}=\frac{2\times 520}{4.8}+\frac{(20+1.2\times 10)\times 4.8}{2}=293.46\ kN \\ V_D+1.2V_L+0.84\times 2V_E=50+1.2\times 25+0.84\times(2\times 120)=281.6\ kN \end{Bmatrix}=281.6\ kN$$

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 ملّی ساختمان منظور شود.

۱) ۱٫۲۵D+۱٫۵L+۱٫۵(Lr یا S یا R)

۲) D+۱٫۲L+۱٫۲(Lr یا S یا R)+۱٫۲(W یا ۰٫۷E)

۳) ۰٫۸۵D+۱٫۲(W یا ۰٫۷E)

۴) ۱٫۲۵D+۱٫۵L+۱٫۵(Lr یا S یا R) +۱٫۵(H یا ۰٫۸۴F)

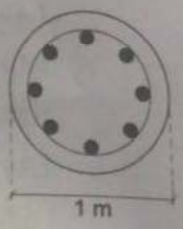
۵) ۰٫۸۵D+۱٫۵(H یا ۰٫۸۴F)

۶) D+۱٫۲L+۱٫۲(Lr یا S)+T

۷) ۱٫۲۵D+۱٫۵T

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۲۱- یک شمع کششی درجا با مقطع دایره‌ای به قطر یک متر تحت نیروی بالابرنده نهایی برابر N_u=1100 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

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

کنترل حداقل فولاد:

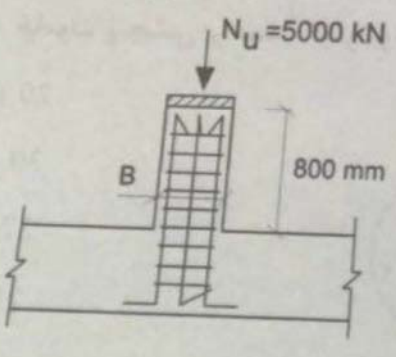
$$\frac{A_s}{A_g} \ge 0.005 \quad \rightarrow \frac{A_s}{\pi \times 500^2} \ge 0.005 \quad \rightarrow \quad A_s \ge 3925\ mm$$

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.

www.hoseinzadeh.net

۲۲- در صورتیکه نیروی محوری طراحی برای یک پدستال بتنی با شکل‌پذیری معمولی مطابق شکل زیر برابر N_u=5000 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).



۱) B = 460
۲) B = 690
۳) B = 425
۴) B = 530

گزینه ۳

حداقل بعد یک عضو فشاری زمانی بدست میاید که بیشترین درصد مجاز میلگرد در ان قرار داده شود.

با توجه به اصلاحیه مبحث نهم حداکثر درصد میلگرد مجاز برای اعضای فشاری برابر ۸ درصد می باشد. بنابراین با فرض اینکه میلگرد طولی پدستال برابر ۸ درصد باشد، داریم:

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

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

۹-۱۴-۴-۳ در قطعات میله‌ای تحت اثر فشارمحوری، حداکثر نیروی محوری مقاوم، درصورت استفاده از تنگ های موازی به ۸۰ درصد و در صورت استفاده از دورپیچ، به ۸۵ درصد مقداری که بر اساس فرضیات بند ۹-۱۴-۳ به دست می‌آید، محدود می‌گردد. در صورت استفاده از فرضیات بند ۹-۱۴-۳-۶ این نیرو برابر یکی از دو مقدار بدست آمده از روابط (۹-۱۴-۴) خواهد بود:

در صورت استفاده از تنگ‌های موازی $N_{rmax} = 0.8\,[\alpha_1\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}]$ (۹-۱۴-۴)

در صورت استفاده از دورپیچ $N_{rmax} = 0.85\,[\alpha_1\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}]$

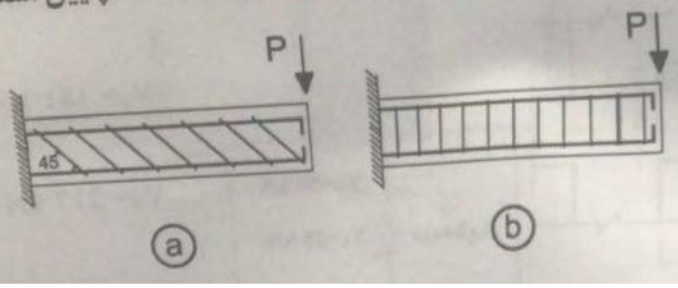
۹-۱۴-۴-۴ در قطعات میله‌ای تحت اثر توأم فشار محوری و خمش، نیروی محوری مقاوم هر مقطع، در هر حالت نباید بیشتر از مقدار بدست آمده از بند ۹-۱۴-۴-۳ در نظر گرفته شود.

www.hoseinzadeh.net

رشته عمران (محاسبات)

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).

۱) 0.7
۲) 2.0
۳) 1.4
۴) 1.0



گزینه ۳

با توجه به روابط زیر در حالتی که خاموت ها مورب هستند، مقاومت برشی خاموت ها با نسبت زیر افزایش میابد:

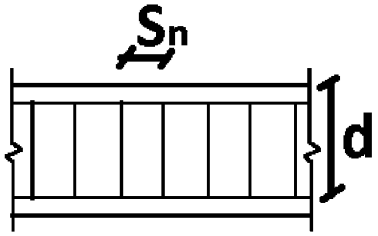
$$(Sin\alpha + Cos\alpha) = \sqrt{2} = 1.4$$

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

مقدار V_s در حالات مختلف براساس بندهای ۹-۱۵-۴-۲-۱ تا ۹-۱۵-۴-۲-۶ محاسبه می‌شوند.

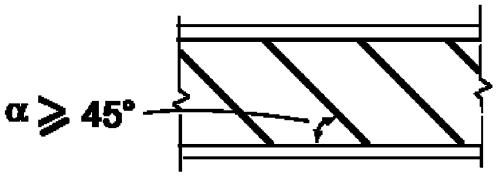
۹-۱۵-۴-۲-۱ وقتی‌که از آرماتور برشی عمود بر محور عضو استفاده می‌شود:

$$V_S = \varphi_s A_{sv} f_{yv} \frac{d}{S_n} \qquad (۹-۱۵-۱۰)$$



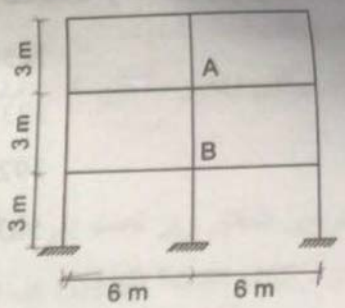
۹-۱۵-۴-۲-۲ وقتی‌که از خاموت‌های مایل به عنوان آرماتورهای برشی استفاده می‌شود:

$$V_S = \varphi_s A_{sv} f_{yv} (\sin\alpha + \cos\alpha) \frac{d}{S_n} \qquad (۹-۱۵-۱۱)$$



۲۴- در یک قاب بتن‌آرمه، در صورتیکه ابعاد مقطع تمام ستون‌ها 400×400 میلی‌متر و تمام تیرها 400×600 میلی‌متر (h = 600 mm , b =400 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



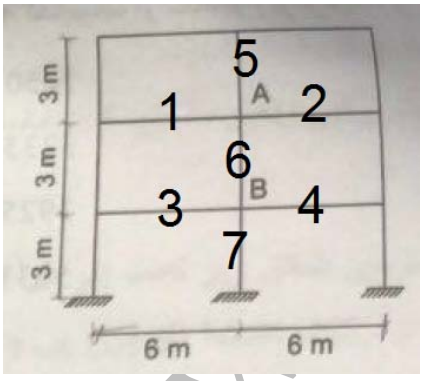
گزینه ۱

$$\Psi_A = \Psi_A = \frac{0.7\left(\left(\frac{EI}{L}\right)_5 + \left(\frac{EI}{L}\right)_6\right)}{0.35\left(\left(\frac{EI}{L}\right)_1 + \left(\frac{EI}{L}\right)_2\right)} = \frac{0.7}{0.35} \times \frac{\left(\frac{400^4}{3}\right) + \left(\frac{400^4}{3}\right)}{\left(\frac{400\times600^3}{6}\right) + \left(\frac{400\times600^3}{6}\right)} = 4 \times \left(\frac{4}{6}\right)^3 = \frac{32}{27} = 1.19$$

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

۹-۱۶-۵-۳ 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 $\psi_m < ۲$ باشد:



$$k = (۱ - ۰/۰۵\psi_m)\sqrt{۱ + \psi_m} \geq ۱ \qquad (۹-۱۶-۴)$$

و در مواردی که $\psi_m \geq ۲$ باشد:

$$k = ۰/۹\sqrt{۱ + \psi_m} \qquad (۹-۱۶-۵)$$

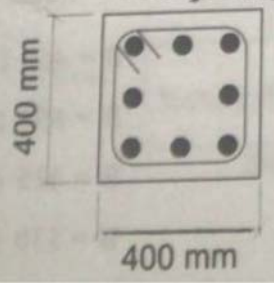
ψ = نسبت مجموع سختی ستون‌ها به مجموع سختی تیرهای منتهی به یک گره در یک صفحه

Ψ_m = متوسط مقدار Ψ در دو انتهای عضو فشاری

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

www.hoseinzadeh.net

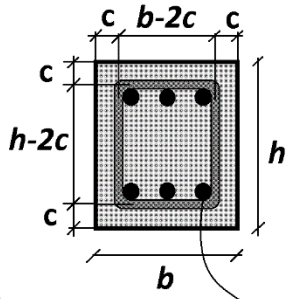
۲۵- در یک مقطع بتن‌آرمه به ابعاد خارجی 400×400 میلی‌متر در صورتیکه آرماتور طولی 8 Φ16 و پوشش بتن روی آرماتورهای عرضی (Φ10@150 mmc/c) برابر 40 میلی‌متر و تنش جاری شدن آرماتورهای طولی و عرضی برابر 340 MPa باشد، لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط خاموت پیچشی برحسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 20
۲) 30
۳) 27
۴) 25

گزینه ۴

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



$A_c=bh$
$P_c=2(b+h)$
$A_{oh}=(b-2c)(h-2c)$
$P_h=2(b-2c)+2(h-2c)$
$A_o=0.85A_{oh}$

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

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 (۹-۱۵-۱۸) محاسبه می‌شود.

$$T_S = 2\varphi_s A_o A_t \frac{f_{yv}}{S_n} \qquad (۹-۱۵-۱۸)$$

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

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

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

بررسی کفایت مساحت آرماتورهای طولی:

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

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

www.hoseinzadeh.net

۲۶- یک عضو بتن‌آرمه با مقطع مستطیلی شکل (d = 600 mm , b = 400 mm) و دارای 8Φ20 به عنوان آرماتور کششی به‌طور هم‌زمان تحت اثر لنگر خمشی M_u= 120 kN.m و نیروی برشی V_u= 240 kN قرار دارد. در صورتیکه نوع بتن C20 و رده فولاد S400 باشد، مقدار نیروی برشی تأمین شده توسط بتن برحسب کیلونیوتن با جزئیات دقیق‌تر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 163 ۲) 184 ۳) 156 ۴) 169

گزینه ۱

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

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:

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

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

۹-۱۵-۳-۲-۱ برای اعضایی که تحت اثر همزمان برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = (۰/۹۵ v_c + ۱۲ \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \qquad (۹-۱۵-۷)$$

مقدار V_c در هر حال نباید بزرگتر از $۱/۷۵ v_c b_w d$ در نظر گرفته شود.

در محاسبه V_c از رابطه (۹-۱۵-۷) 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 می‌کند.

www.hoseinzadeh.net

۲۷- شالوده منفرد با بتن از رده C30 را درنظر 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 یک‌طرفه توسط بتن از طرح اولیه کمتر نشود؟ (از رابطه ساده‌تر مقاومت برشی استفاده شود).

۱) 20 ۲) 5 ۳) 10 ۴) 12

گزینه ۳

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

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

۹-۱۵-۳-۱ V_c را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۵-۳-۱-۱ تا ۹-۱۵-۳-۱-۳ و یا با جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۹-۱۵-۳-۲ محاسبه نمود.

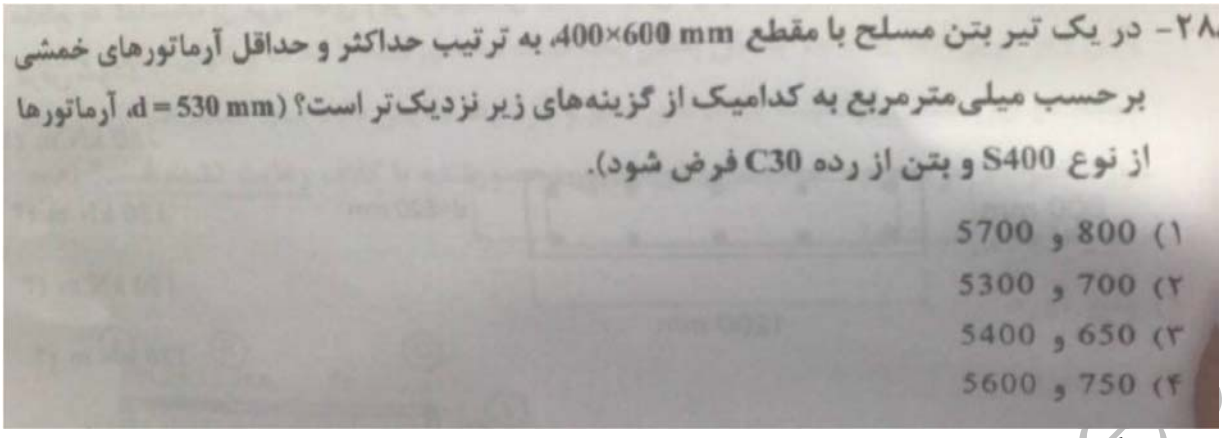
۹-۱۵-۳-۱-۱ برای اعضایی که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_C b_w d \qquad (۹-۱۵-۳)$$

در این رابطه v_C با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۴) محاسبه می‌شود:

$$v_c = ۰/۲\varphi_C\sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۵-۴)$$

www.hoseinzadeh.net


۲۸- در یک تیر بتن مسلح با مقطع 400×600 mm، به ترتیب حداکثر و حداقل آرماتورهای خمشی برحسب میلی‌مترمربع به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (d = 530 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:

$$\left.\begin{matrix}\rho_{min}=0.0035\\ \rho_{max}=0.0193\end{matrix}\right\} \rightarrow \begin{matrix}A_{s-min}=0.0035\times400\times530=742\,mm^2\\ A_{s-max}=0.0193\times400\times530=4091\,mm^2\end{matrix}$$

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

متن مبحث نهم در ص ۱۹۶ به صورت زیر میباشد:

۹-۱۴-۵ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات خمشی

۹-۱۴-۵-۱ 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 $0/15\phi_c f_c A_g$ و N_{rb} است. مقدار A_s باید به گونه‌ای باشد که روابط (۹-۱۴-۵) و (۹-۱۴-۶) برقرار گردد:

$$\frac{x}{d}\le\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\frac{f_y}{E_s}} \qquad (۹-۱۴-۵)$$

$$\rho\le0/025 \qquad (۹-۱۴-۶)$$

متن اصلاحیه این صفحه:

اصلاحیه مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۲

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

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۲- مقطع تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده به طول دهانه 8 متر دارای ممان اینرسی ترک نخورده برابر $I_g = 120\times10^8\ mm^4$ و ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده برابر $I_{cr} = 50\times10^8\ mm^4$ می‌باشد. تیر تحت بار مرده گسترده یکنواخت 20 kN/m (شامل وزن تیر) دارای جابجایی قائم آنی در وسط تیر برابر 8 mm می‌باشد. اگر بار مرده گسترده یکنواخت به دو برابر افزایش یابد، جابجایی آنی (ارتجاعی) تیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (لنگر خمشی نظیر ترک‌خوردگی مقطع تیر برابر $M_{cr} = 80\ kN.m$ فرض شود).

۱) 16.0 میلی‌متر
۲) 20.0 میلی‌متر
۳) 18.5 میلی‌متر
۴) 17.5 میلی‌متر

گزینه ۳

با افزایش بار وارد شده، لنگر وارد بر تیر (Ma) نیز افزایش یافته و در نتیجه ممان اینرسی موثر مقطع کاهش میابد:

محاسبه ممان اینرسی موثر تحت بار گسترده $20kN/m$:

$$\left.\begin{matrix} M_a = \dfrac{qL^2}{8} = \dfrac{20\times8^2}{8} = 160\ kN.m \\ M_{cr} = 80\ kN.m \\ I_g = 120\times10^8 \\ I_{cr} = 50\times10^8 \end{matrix}\right\} I_e = 50\times10^8 + (120\times10^8 - 50\times10^8)\left(\frac{80}{160}\right)^3 = 58.75\times10^8$$

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

$$\left.\begin{matrix} M_a = \dfrac{qL^2}{8} = \dfrac{40\times8^2}{8} = 320\ kN.m \\ M_{cr} = 80\ kN.m \\ I_g = 120\times10^8 \\ I_{cr} = 50\times10^8 \end{matrix}\right\} I_e = 50\times10^8 + (120\times10^8 - 50\times10^8)\left(\frac{80}{320}\right)^3 = 51.09\times10^8$$

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:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \qquad (۹-۱۷-۱)$$

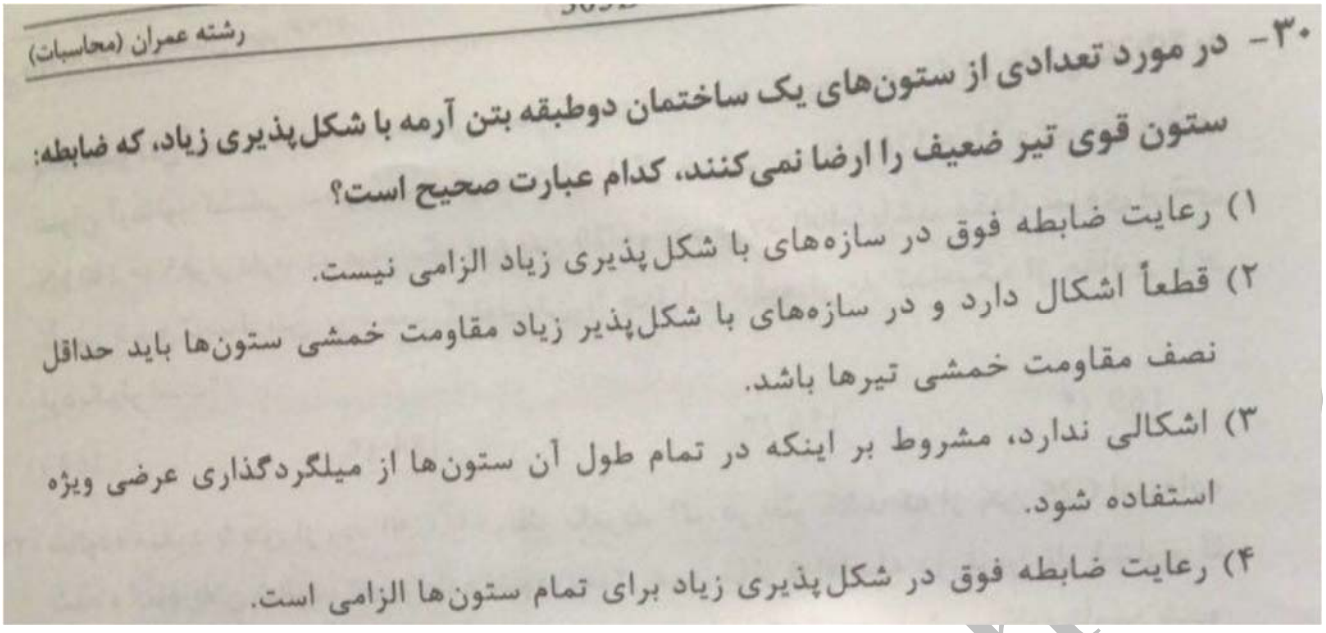
در این رابطه مقدار M_{cr} از رابطه (۹-۱۷-۲) محاسبه می‌شود:

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

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

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

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد



رشته عمران (محاسبات)

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.

گزینه۳

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 ۹-۲۳-۴-۲-۴-۲ و ۹-۲۳-۴-۲-۴-۳ لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید در رابطه (۹-۲۳-۵) صدق کنند:

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

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 حالاتی 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.

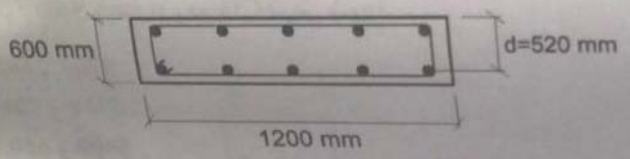
۹-۲۳-۴-۲-۴-۳ ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه می‌توانند رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکنند. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۴ را ارضا کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۵ نمی‌شوند.

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 ۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ 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.

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۳۱- شکل زیر مقطعی از یک شالوده نواری که هم در بالا و هم در پایین آن از 5Φ16 (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 ۴

محاسبه درصد میلگرد مقطع:

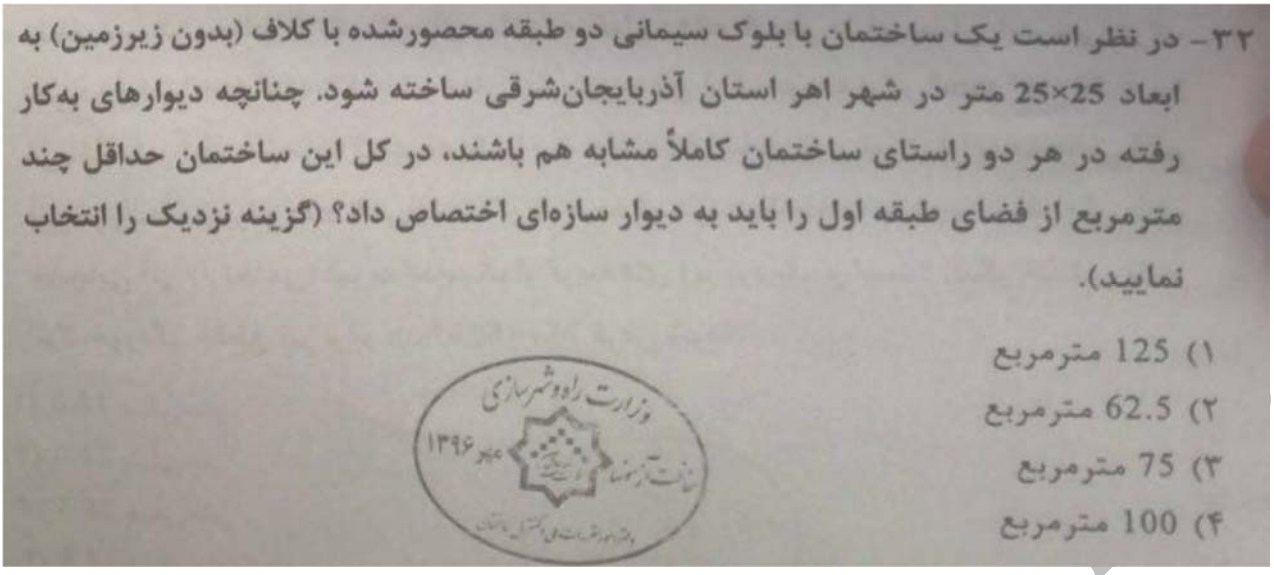
$$\rho = \frac{5 \times \pi \times 8^2}{1200 \times 520} = 0.00161$$

مقاومت خمشی مقطع برابر است با:

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

$$M_r = 0.00161 \times (0.85 \times 400) \times 1200 \times 520^2 \times \left(1 - \frac{1}{2 \times 0.81} \times 0.00161 \times \frac{0.85 \times 400}{0.65 \times 25}\right)$$
$$= 173.9\ kN.m$$

www.hoseinzadeh.net



۳۲- در نظر است یک ساختمان با بلوک سیمانی دو طبقه محصورشده با کلاف (بدون زیرزمین) به ابعاد 25×25 متر در شهر اهر استان آذربایجان‌شرقی ساخته شود. چنانچه دیوارهای به‌کار 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) 125 مترمربع
۲) 62.5 مترمربع
۳) 75 مترمربع
۴) 100 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 خطرنسبی

نوع و تعداد طبقات		خطر نسبی مناطق					
		خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد			خطرنسبی کم و متوسط		
		زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم	زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم
ساختمان آجری	یک طبقه	٪۶	٪۴	–	٪۵	٪۳	–
	دو طبقه	٪۸	٪۶	٪۴	٪۶	٪۵	٪۳
ساختمان با بلوک سیمانی	یک طبقه	٪۱۰	٪۶	–	٪۸	٪۵	–
	دو طبقه	٪۱۲	٪۱۰	٪۶	٪۹	٪۸	٪۵
ساختمان سنگی	یک طبقه	٪۶	٪۵	–	٪۵	٪۴	–
	دو طبقه	٪۸	٪۸	٪۵	٪۶	٪۶	٪۴

www.hoseinzadeh.net

۳۳- در شهر گرمسار در ساخت یک فروشگاه یک طبقه مستطیل شکل به ارتفاع 3.5 متر و به طول 15.35 متر در جهت شرقی – غربی و عرض 10.35 متر در جهت شمالی – جنوبی قرار است از سیستم مصالح بنایی کلاف‌دار استفاده شود. دیوارهای چهارطرف آجری به عرض 350 میلی‌متر بوده و در محل تلاقی محورهای چهار دیوار در چهارگوشه کلاف قائم بتن در نظر گرفته شده و کلاف‌های بتنی با مقطع 200×200 میلی‌متر نیز به فواصل محور تا محور 5 متر در داخل دیوارها قرار خواهد داشت. در ضلع شمالی سه پنجره به طول 2.1 متر و ارتفاع 1.6 متر به طور قرینه و در وسط ضلع جنوبی در ورودی به ارتفاع 2.5 متر درنظر گرفته شده است. همچنین در ضلع جنوبی دو پنجره مشابه پنجره‌های ضلع شمالی نیز در دوطرف 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).

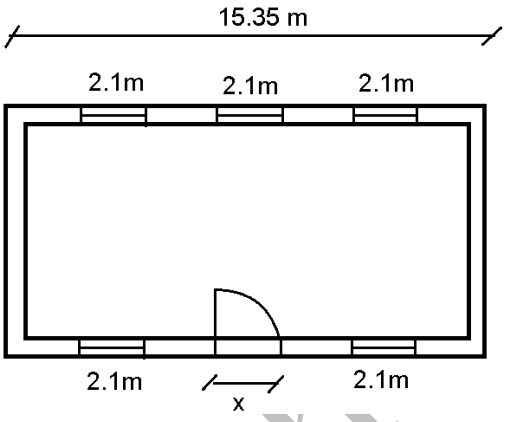
۱) 2.5 ۲) 1.8 ۳) 2.0 ۴) 2.2

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

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

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



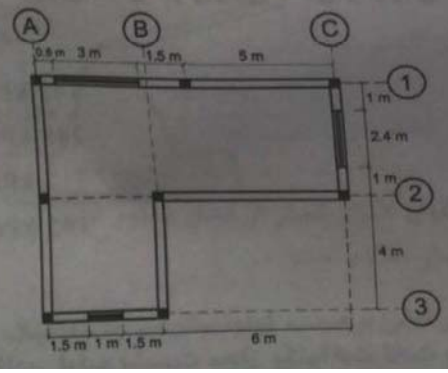
جدول ۷-۳ حداقل مقدار دیوار سازه‌ای در هر امتداد ساختمان برای مناطق مختلف خطرنسبی

نوع و تعداد طبقات		خطر نسبی مناطق					
		خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد			خطرنسبی کم و متوسط		
		زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم	زیرزمین	طبقه اول	طبقه دوم
ساختمان آجری	یک طبقه	٪۶	٪۴	–	٪۵	٪۳	–
	دو طبقه	٪۸	٪۶	٪۴	٪۶	٪۵	٪۳
ساختمان با بلوک سیمانی	یک طبقه	٪۱۰	٪۶	–	٪۸	٪۵	–
	دو طبقه	٪۱۲	٪۱۰	٪۶	٪۹	٪۸	٪۵
ساختمان سنگی	یک طبقه	٪۶	٪۵	–	٪۵	٪۴	–
	دو طبقه	٪۸	٪۸	٪۵	٪۶	٪۶	٪۴

www.hoseinzadeh.net

۳۴- پلان زیر مربوط به یک ساختمان بنائی یک طبقه محصورشده با کلاف و دارای ارتفاع 3.4 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

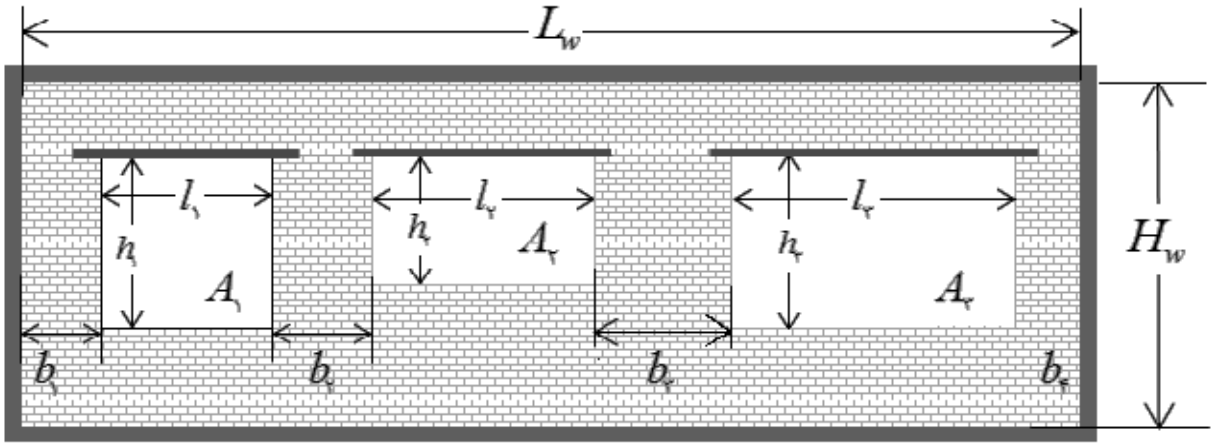
۱- در محور ۲ یک دیوار ۶ متری (بدون کلاف میانی) داریم. در حالیکه اگر طول دیوار سازه ای بیش از ۵ متر باشد، نیاز به کلاف قائم دارد.

۲- در محور ۱ طول بازشو بیش از $2.5m$ 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 $75\ cm$ است ($50\ cm$ است) و بنابراین طرفین بازشو نیاز به کلاف قائم دارد.

۴- در محور C طول بازشو ($2.4\ m$) 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 ۷-۲-۲-۱ از استاندارد ۲۸۰۰ باید توسط درز انقطاع جدا شود



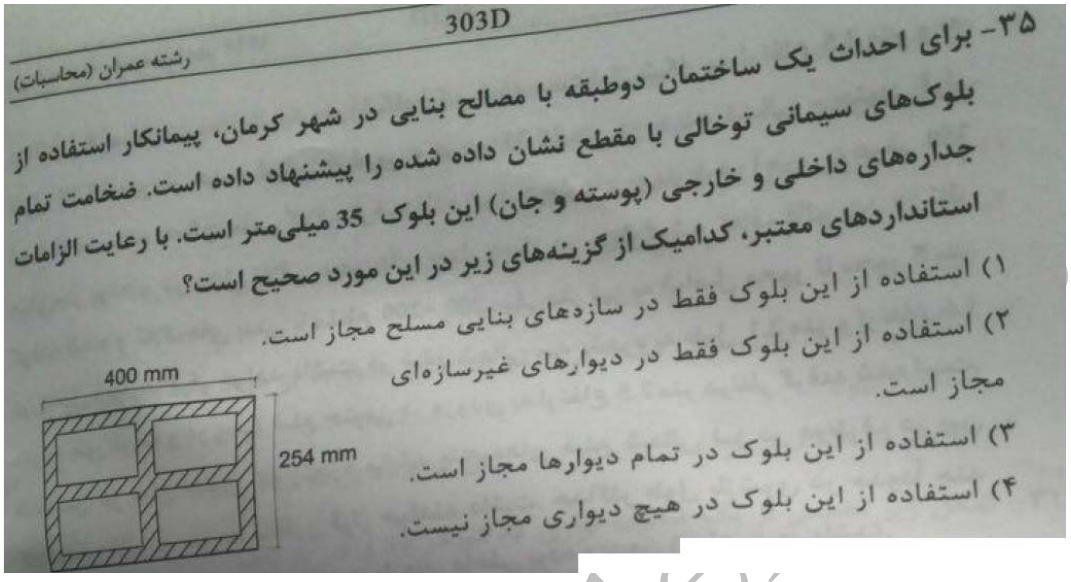
در صورت عدم تحقق شرایط فوق

$$A_1+A_2+A_3 \le \frac{1}{3}(L_w \times H_w) \qquad l_1 + l_2 + l_3 \le \frac{1}{2} L_w$$

$$b_1 \ge \frac{2}{3} h_1 \ , \ge 25\,cm \qquad b_3 \ge \frac{2}{3} h_3 \ , \ge \frac{1}{6}(l_2 + l_3) \qquad h_i \le 2/5\,m$$

$$b_2 \ge \frac{2}{3} h_2 \ , \ge \frac{1}{6}(l_1 + l_2) \qquad b_4 \ge \frac{2}{3} h_3 \ , \ge 25\,cm \qquad l_i \le 2/5\,m$$

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد


303D
رشته عمران (محاسبات)

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 35 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.

400 mm
254 mm

گزینه ۳

۸-۲-۲-۴-۲ بلوک سیمانی

جدول ۸-۲-۲: ضوابط ضخامت جان‌ها و پوسته‌ها

عرض بلوک سیمانی (میلی‌متر)	حداقل ضخامت پوسته (میلی‌متر)(۱)	حداقل ضخامت جان (میلی‌متر)(۱)(۲)	ضخامت جان معادل (میلی‌متر بر متر طول)(۳)
۷۶/۲ و ۱۰۲	۲۰	۲۰	۱۳۶
۱۵۲	۲۵	۲۵	۱۸۸
۲۰۳	۳۲	۲۵	۱۸۸
۲۵۴ و بزرگتر	۳۲	۲۹	۲۰۹

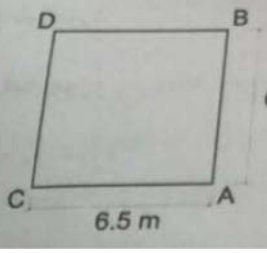
(۱) برای بلوک‌های سیمانی کاملاً دوغاب شده ضخامت پوسته و جان نباید کمتر از ۱۶ میلی‌متر باشد

(۲) برای بلوک‌های سیمانی با فاصله بین جان‌ها کمتر از ۲۵ میلی‌متر، حداقل ضخامت جان ۲۰ میلی‌متر می‌باشد.

(۳) بلوک‌های سیمانی دوغاب شده کامل یا به شکل جزئی، از این ضوابط مستثنی هستند. در این موارد برای محاسبه ضخامت جان معادل باید طول دوغاب شده از طول بلوک کسر شود.

www.hoseinzadeh.net

۳۶- ابعاد شالوده منفرد برای یک جرثقیل برجی، براساس ترکیبات بار طراحی به روش تنش مجاز و با این فرض که در ترکیب بار کنترل‌کننده، تنش زیر پی در ضلع CD برابر با صفر و در ضلع AB برابر 250 kPa باشد، 6.5×6.5×1.6 متر اعلام شده است. اگر در عمل ابعاد پی اجرا شده 7.5×7.5×1.6 متر باشد، تنش حداکثر در زیر پی، تحت ترکیب بارگذاری کنترل‌کننده 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).



۱) 148 kPa
۲) 288 kPa
۳) 217 kPa
۴) 185 kPa

گزینه ۴

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

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

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

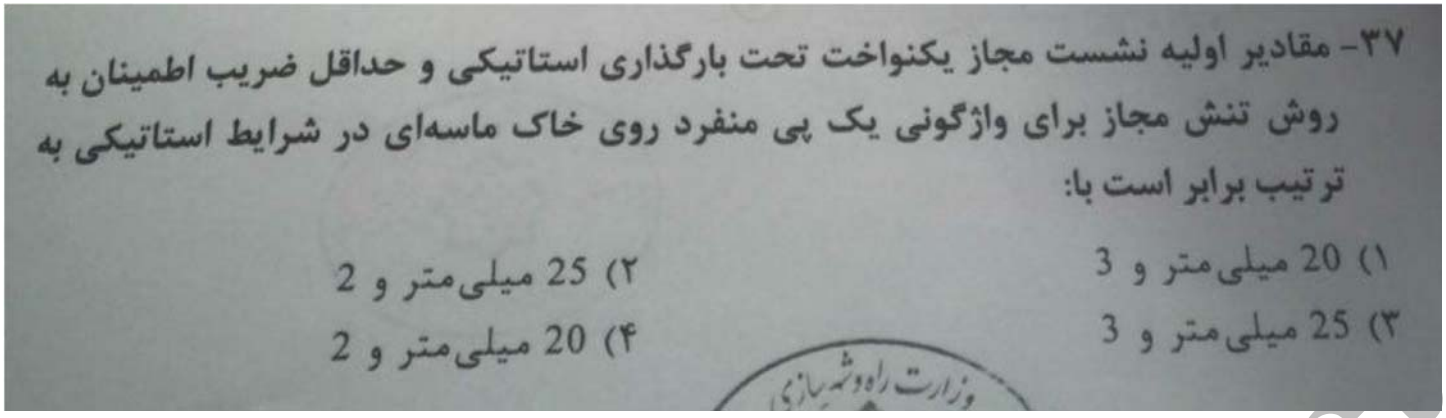
پس از افزایش ابعاد پی، با احتساب وزن ان نیز افزایش میابد. مقدار وزن افزوده شده برابر است با:

$$(7.5^2-6.5^2)\times 1.5\times 25=525\ kN$$

تنش حداکثر برابر است با:

$$\sigma_{max}=\frac{P}{A}+\frac{6M}{bh^2}=\frac{5281+525}{7.5^2}+\frac{6\times 5712}{7.5^3}=93+81=181\ kPa$$

www.hoseinzadeh.net



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) 20 میلی‌متر و 3
۲) 25 میلی‌متر و 2
۳) 25 میلی‌متر و 3
۴) 20 میلی‌متر و 2

گزینه ۲

۷-۴-۴ نشست مجاز

۷-۴-۴-۱ مقادیر مجاز اولیه برای نشست یکنواخت و غیر یکنواخت در جدول ۷-۴-۲ و مقادیر مجاز اولیه برای چرخش در جدول ۷-۴-۳ ارائه شده است.

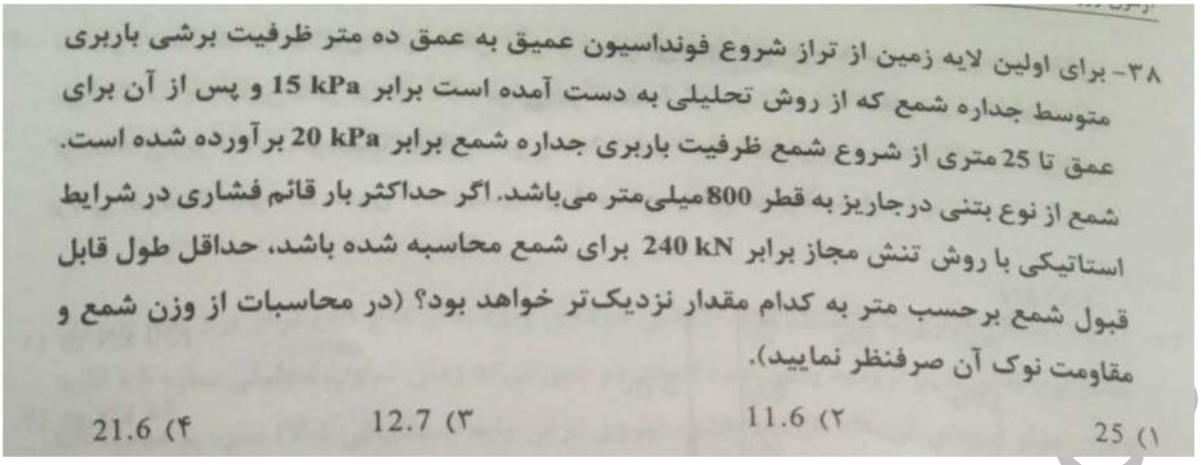
جدول۷-۴-۲ مقادیر اولیه نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

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 ۷-۴-۴ 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

www.



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 25 متری از شروع شمع ظرفیت باربری جداره شمع برابر 20 kPa برآورده شده است. شمع از نوع بتنی درجاریز به قطر 800 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) 25 ۲) 11.6 ۳) 12.7 ۴) 21.6

گزینه ۲

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:

$$\frac{15^{kPa} \times 10^m \times (\pi \times 0.8^m) + 20^{kPa} \times (x-10)^m \times (\pi \times 0.8^m)}{4} = 240 \quad \rightarrow x = 11.6\,m$$

۷-۶-۴-۱-۳ استفاده از روابط تحلیلی

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

$$R_c = R_b + R_s \qquad (۷-۶-۲)$$

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:

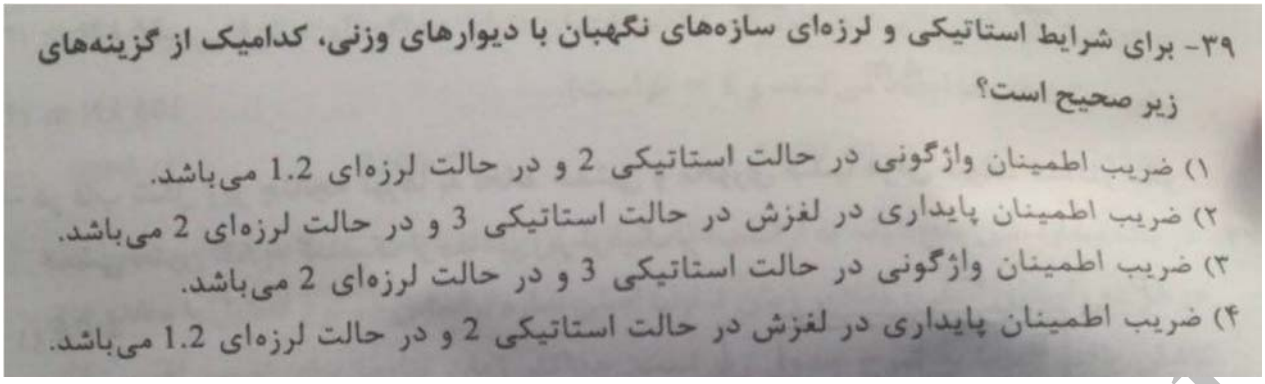
$$R_b = q_b A_b \qquad (۷-۶-۳)$$

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

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	کوبشی	۳
		درجاریز	۴
	آزمایش نفوذ مخروط		۲/۸
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)		۲/۲
	آزمایش بارگذاری دینامیکی		۲/۵
جانبی	فقط روش تحلیلی		۲/۵
	آزمایش استاتیک (جانبی)		۲

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد


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

۱) ضریب اطمینان واژگونی در حالت استاتیکی 2 و در حالت لرزه‌ای 1.2 می‌باشد.
۲) ضریب اطمینان پایداری در لغزش در حالت استاتیکی 3 و در حالت لرزه‌ای 2 می‌باشد.
۳) ضریب اطمینان واژگونی در حالت استاتیکی 3 و در حالت لرزه‌ای 2 می‌باشد.
۴) ضریب اطمینان پایداری در لغزش در حالت استاتیکی 2 و در حالت لرزه‌ای 1.2 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

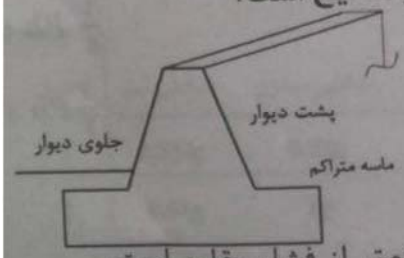
مقادیر حداقل ضریب اطمینان برای این گونه دیوارها در جدول ۷-۵-۳ آمده است.

جدول۷-۵-۳ 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

www.hc

۴۰- بالای دیوار حائلی به ارتفاع 10 متر تحت بهره‌برداری 11 میلی‌متر نسبت به زمین جابجایی افقی داشته است، کدامیک از گزینه‌های زیر برای این دیوار صحیح است؟



۱) فشار در پشت دیوار محرک و در جلوی دیوار کمتر از فشار مقاوم است.
۲) فشار در پشت دیوار محرک و در جلوی دیوار فشار در حالت سکون است.
۳) فشار در پشت دیوار در حالت سکون و در جلوی دیوار کمتر از فشار مقاوم است.
۴) فشار در پشت دیوار محرک و در جلوی آن فشار مقاوم است.

گزینه ۱

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

۷-۵-۴-۲ تعیین فشار خاک در حالات مختلف

۷-۵-۴-۲-۱ 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 معمولا در شرایطی که حرکت جانبی دیوار نسبت به زمین کمتر از ۰/۰۰۰۵ برابر ارتفاع آن است، ایجاد می‌گردد.

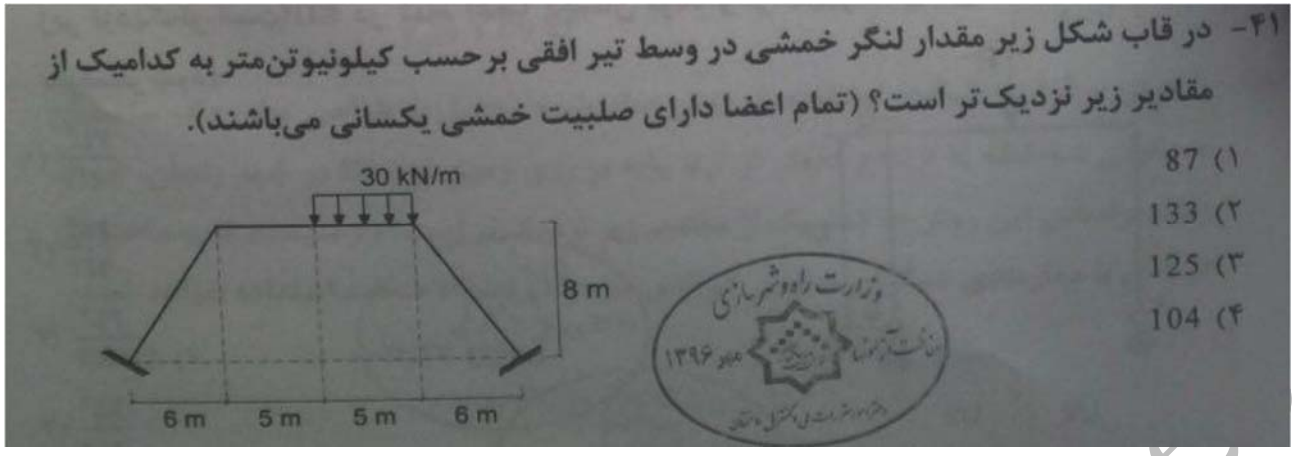
۷-۵-۴-۲-۲ فشار در حالت محرک و مقاوم خاک

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

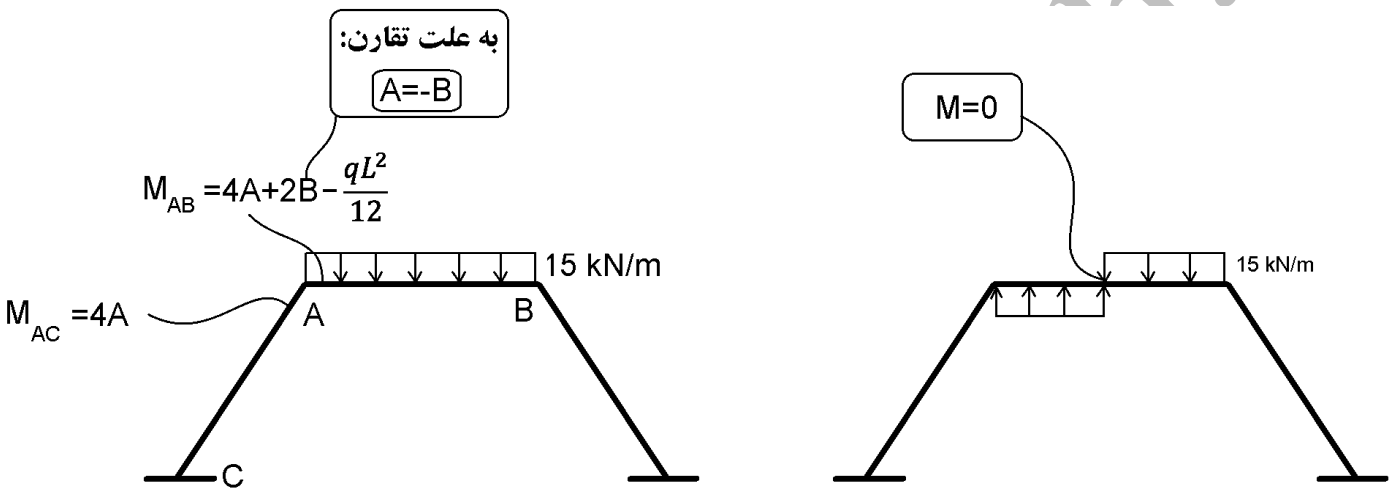
نوع خاک	Δ_x /H	
	محرک	مقاوم
ماسه متراکم	۰/۰۰۱	۰/۰۱
ماسه با تراکم متوسط	۰/۰۰۲	۰/۰۲
ماسه سست	۰/۰۰۴	۰/۰۴
لای متراکم	۰/۰۰۲	۰/۰۲
رس متراکم	۰/۰۱	۰/۰۵
رس نرم	۰/۰۲	۰/۰۶

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد



گزینه ۴

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



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:

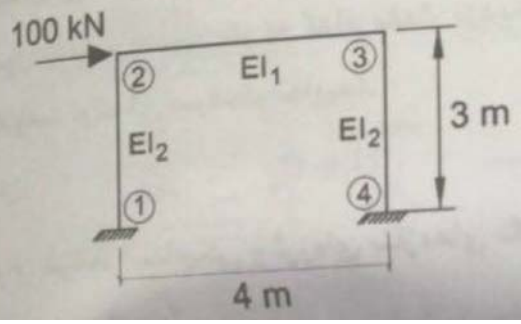
$$M_{AB}=\left(4A+2B-\frac{qL^2}{12}\right)=-\frac{qL^2}{18}$$

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

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

www.hoseinzadeh.net

۴۲- تحلیل الاستیک مرتبه اول سازه شکل زیر، با فرض بی‌نهایت بودن سختی محوری تیر، نشان می‌دهد که جابجایی قائم گره 2، 0.12 میلی‌متر است. لنگر در تکیه‌گاه شماره 4 به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (برای ستون‌ها $E.A = 8\times 10^5\ kN$ فرض شده، از تغییرشکل‌های برشی صرفنظر شود. E مدول الاستیسیته و A سطح مقطع عضو است).



۱) 150 kN.m
۲) 54 kN.m
۳) 86 kN.m
۴) 108 kN.m

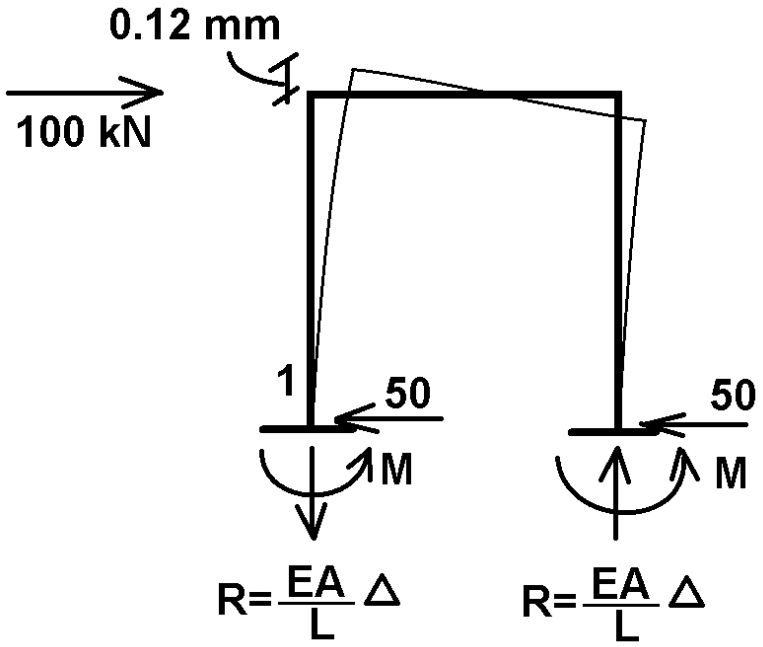
گزینه ۳

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 ان بدست می آید:

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

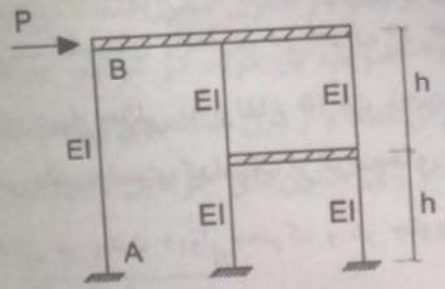
پس از یافتن عکس العمل ها می توان با لنگر گیری حول تکیه گاه ۱ مقدار لنگرهای تکیه گاهی را بدست آورد:

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



www.hoseinzadeh.net

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) $\frac{1}{9}Ph$

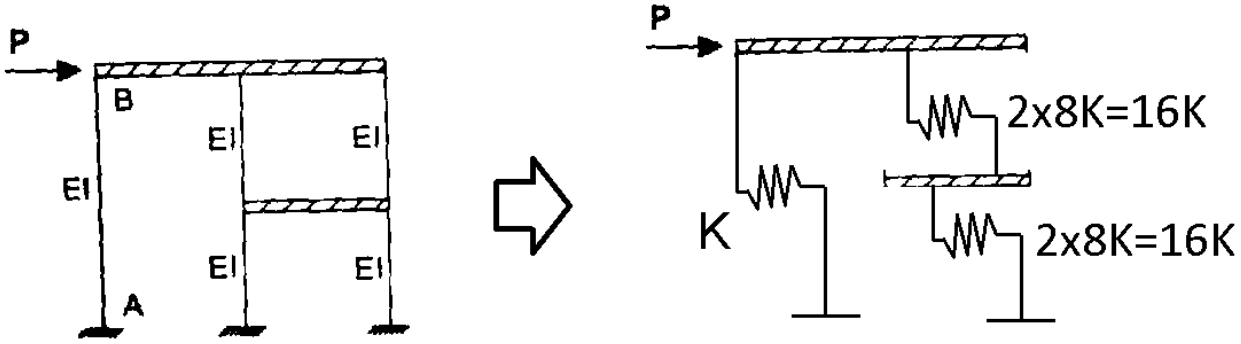
۲) $\frac{1}{12}Ph$

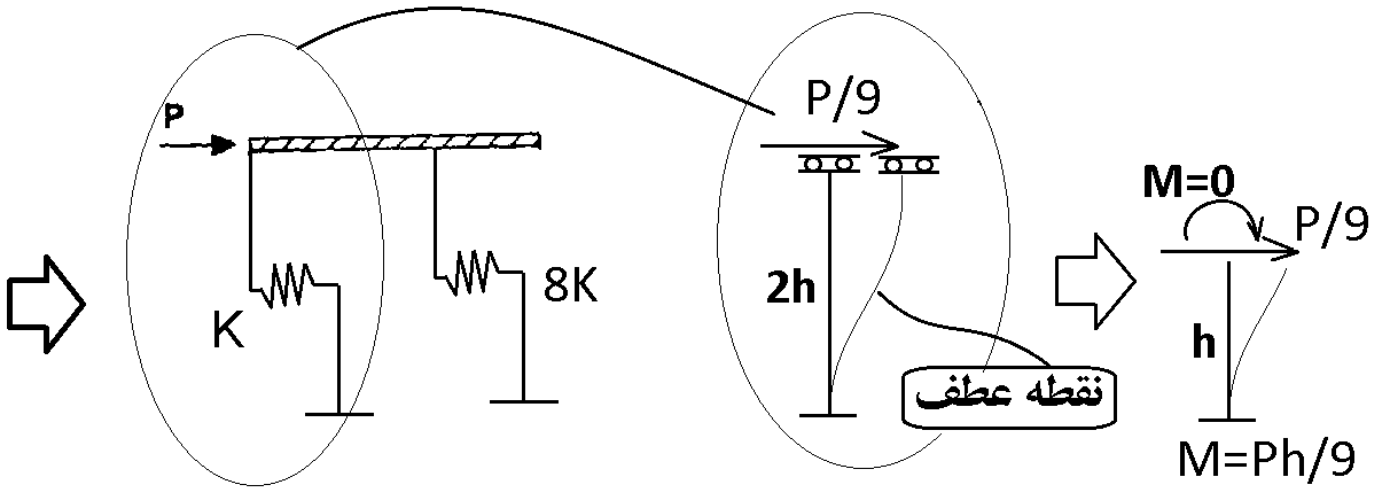
۳) $\frac{1}{6}Ph$

۴) $\frac{1}{3}Ph$

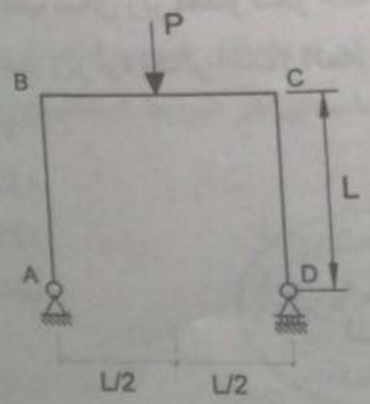
گزینه ۱

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).





۴۴- برای قاب نشان داده شده در شکل زیر، تغییرمکان افقی تکیه‌گاه D به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟(EI در تمام اعضا یکسان بوده و از تغییرشکل‌های محوری و برشی صرفنظر شود).



۱) $\frac{PL^3}{12EI}$

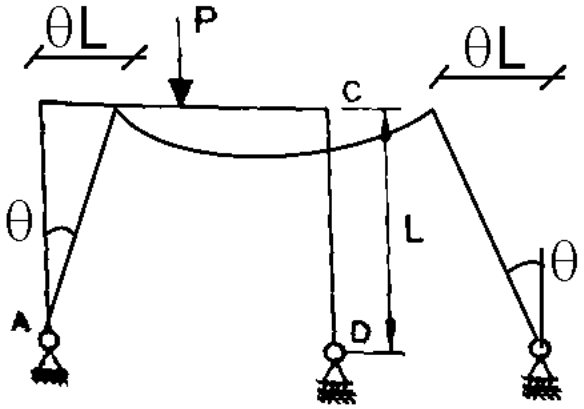
۲) $\frac{PL^3}{8EI}$

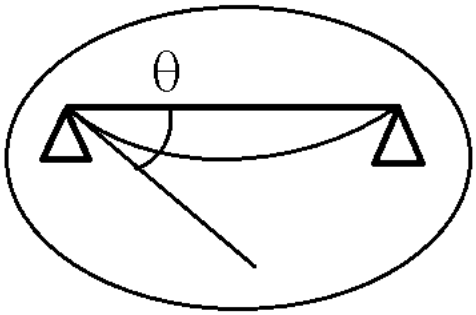
۳) $\frac{PL^3}{16EI}$

۴) $\frac{PL^3}{4EI}$

گزینه ۲

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





www.hoseinzadeh.net

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؟

۱) 2 ۲) 5 ۳) 4 ۴) 3

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 (۳-۳-۱-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

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

در این رابطه:

F_{ui}: نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

h_i: ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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

$$K=0.5T+0.75 \qquad 0.5 \le T \le 2.5\ Sec \qquad (۷-۳)$$

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

www.hoseinzadeh.net

۴۶- یک ساختمان اداری با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه به ارتفاع 45 متر از تراز پایه بر روی خاک نوع II در شهر ارومیه واقع شده است. در صورتی‌که زمان تناوب تحلیلی سازه 1.5 ثانیه و وزن مؤثر لرزه‌ای آن 90000 kN باشد، نیروی برش پایه استاتیکی (V_u) سازه برحسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ساختمان دارای جداگرهای میان‌قابی بوده و مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد می‌کنند و $\rho = 1$ است).

۱) 5300 ۲) 3800 ۳) 4200 ۴) 4800

گزینه ۲

ارومیه در منطقه با لرزه خیزی زیاد قرار دارد.

ابتدا دوره تناوب را محاسبه می کنیم:

$$T = Min\left(T_{\text{تحلیل}} \text{ و } 1.25T_{\text{تجربی}}\right) = Min\left(1.5 \text{ و } 1.25 \times 0.8 \times 0.08 \times 45^{0.75}\right) = Min\left(1.5 \text{ و } 1.38\right) = 1.387$$

سپس بر اساس دوره تناوب، مقدار B بدست می آید:

$$N = \frac{0.7}{4-0.5}(1.387-0.5)+1 = 1.177 \qquad \rightarrow B_1 = (1+S)\left(\frac{T_s}{T}\right) = (1+1.5)\left(\frac{0.5}{1.387}\right) = 0.9$$

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

کنترل زلزله حداقل:

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

$B=B_1N$

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

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

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$N=1$ $T<T_s$

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

$N=1.7$ $T>4$ sec

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط وکم

$N=1$ $T<T_s$

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

$N=1.4$ $T>4$ sec

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	S_0	S	S_0
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \qquad (۳-۳)$$

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.

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۴۷- در یک بیمارستان پنج‌طبقه به ارتفاع 24 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 میان‌قابی ناچیز فرض شود).

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

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 دریفت سازه نمی توان مستقیما 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 (۳-۱) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۳-۳-۳-۱) 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 (۳-۳-۱-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است.

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

www.hoseinzadeh.net

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

۱) 0.35 ۲) 0.17 ۳) 0.24 ۴) 0.28

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 ساده‌شدهٔ تحلیل و طراحی

۳-۱۳-۳-۱ نیروی برش پایه

نیروی برشی پایه از رابطه (۳-۱) محاسبه می‌شود، با این تفاوت که در این روش C، ضریب زلزله، از رابطه (۳-۱۷) به‌دست می‌آید،

$$C = \frac{ABIF}{R_u} \qquad (۳-۱۷)$$

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

B: ضریب بازتاب ساختمان است که در روش ساده‌شده برابر B=S+1 در نظر گرفته می‌شود. ضریب S با توجه به نوع زمین و پهنه‌بندی خطر زلزله با استفاده از جدول (۲-۲) تعیین می‌شود.

F: ضریبی است که برای ساختمان‌های ۱ الی ۳ طبقه به ترتیب برابر ۱، ۱/۱ و ۱/۲در نظر گرفته می‌شود.

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	S_0	S	S_0
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱

www.hoseinzadeh.net

۴۹- مقدار نیروی افقی وارد بر دیافراگم سقف طبقه چهارم یک ساختمان اداری شش‌طبقه در شهر مشهد با مشخصات زیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید وزن مؤثر لرزه‌ای هر طبقه 1500 کیلونیوتن، زمان تناوب اصلی ساختمان 0.6 ثانیه، ارتفاع طبقات 4 متر و مقدار نیروی برش پایه برابر 2000 کیلونیوتن است. همچنین فرض نمایید دیافراگم‌ها صلب بوده و ساختمان فاقد خرپشته است).

۱) 145 kN ۲) 482 kN ۳) 450 kN ۴) 225 kN

گزینه ۳

محاسبه مقدار ضریب K:

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

ابتدا نیروی زلزله طرح وارد بر طبقات را محاسبه می کنیم:

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

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

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

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

$$F_{p_{ui}} = \left(\frac{\sum_{j=i}^{n} F_{uj}}{\sum_{j=i}^{n} W_j}\right) W_i \qquad (۱۵-۳)$$

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، شـامل قسـمتی از بـار زنـده مطـابق ضابطه بند (۳-۳-۱-۱)

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

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

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

در این رابطه:

F_{ui}: نیروی جانبی در تراز طبقه i

کنترل حداقل و حداکثر:

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

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابـر بـا $0.5AIW_i$ اسـت و حـداکثر آن لازم نیسـت بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود.

$$0.5AIW_i = 0.5 \times 0.3 \times 1 \times 1500 = 225\ kN$$
$$AIW_i = 0.3 \times 1 \times 1500 = 450\ kN$$

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

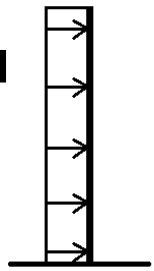
۵۰- دیوار جان‌پناه طره‌ای با وزن 2.5 کیلونیوتن برمترمربع و ارتفاع 1.8 متر را در بام یک ساختمان ده طبقه مسکونی واقع در شیراز درنظر بگیرید. لنگر خمشی ناشی از نیروی زلزله برای طراحی در حد مقاومت تکیه‌گاه این دیوار به کدامیک از مقادیر زیر برحسب kN.m/m نزدیک‌تر است؟ (خاک از نوع II فرض شود).

۱) 2.25 ۲) 4.8 ۳) 4.05 ۴) 3.7

گزینه ۴

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

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



$$0.3A(1+S)I_pW_p < \frac{0.4a_pA(1+S)W_pI_p}{R_{pu}}\left(1+2\frac{Z}{H}\right) < 1.6A(1+S)I_pW_p$$

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

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

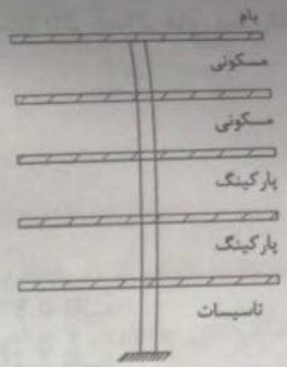
ضریب اهمیت جزء طبق بند (۴-۱-۳)

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

ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

www.hoseinzadeh.net

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).



۱) 260
۲) 350
۳) 460
۴) 190

گزینه ؟

مترمربع کاهش یافته بار زنده بام:

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

مترمربع کاهش یافته بار زنده مسکونی:

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

مترمربع تیغه بندی مسکونی:

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

کاهش بار زنده پارکینگ:

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

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

استثناء: کاهش بارهای زنده اعضایی که بار ۲ طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند، به میزان ۲۰٪ مجاز می‌باشد.

بار کل وارد بر پای ستون برابر خواهد بود با:

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

$$= 240\ kN \ + \ 125.4\ kN \ + \ 39\ kN \ = 404.4\ kN$$

- در صورتی که اثر تیغه بندی منظور نشود، پاسخ برابر 344.4 kN خواهد بود (گزینه ۲).
- احتمالا طراح وزن زنده مربوط به تیغه بندی را فراموش کرده است.

www.hoseinzadeh.net

۵۲- دیوار آجری به ضخامت 350 میلی‌متر و به طول 16 متر متعلق به سطح بیرونی طبقه همکف یک مدرسه یک‌طبقه به ارتفاع 5 متر می‌باشد. چنانچه مقدار فشار مبنای باد برابر 0.383 kN/m² باشد، نیروی باد جهشی رو به دیوار برحسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 25 ۲) 30 ۳) 15 ۴) 10

گزینه ۱

- 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 Ce برابر خواهد بود با:

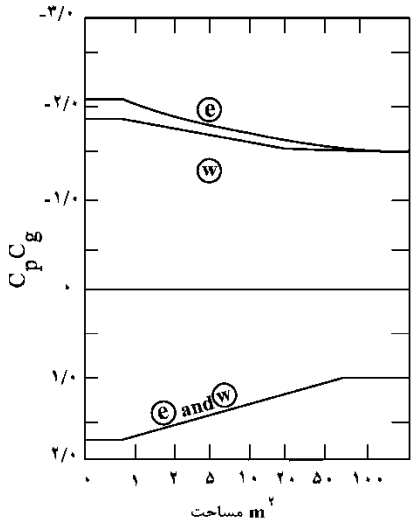
$$C_e = Max\left(0.7,\quad 0.7\left(\frac{h}{12}\right)^{0.3}\right) = 0.7$$

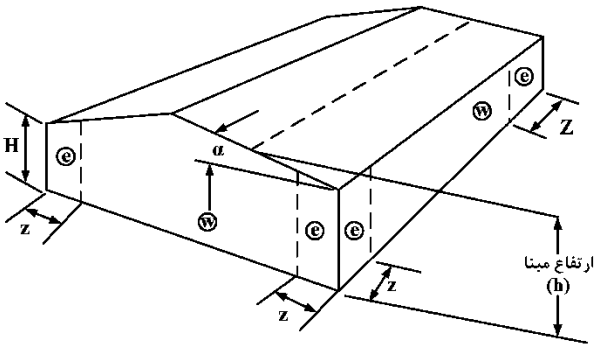
سطح دیوار برابر $5 \times 16 = 80\ m^2$ می باشد و با توجه به نمودار شکل زیر مقدار CgCp=1 می باشد.

بنابراین:

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

$$P = pA = 0.308 \times 80 = 24.66\ kN$$





شکل ۶-۱۰-۳ ضریب ترکیبی بیشینه فشار و باد جهشی خارجی، C_pC_g، روی دیوارهای منفرد برای طراحی اجزاء سازه‌ای و پوسته خارجی ونما

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

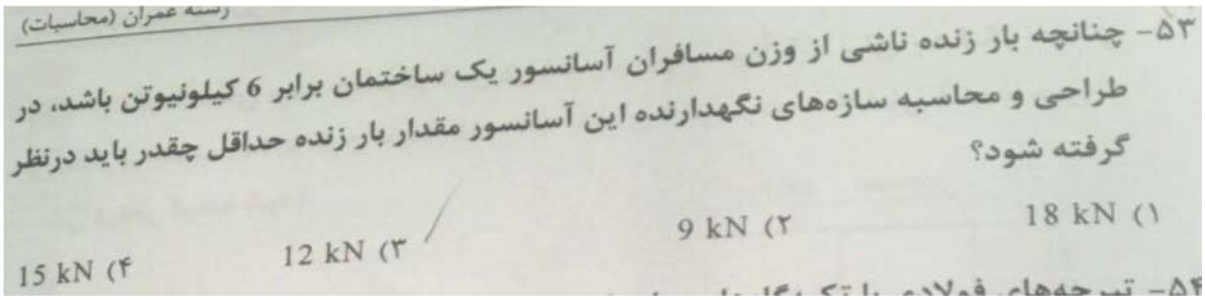
(۲) محور افقی در نمودار، مساحت تحت طراحی در ناحیهٔ مشخص شده است.

(۳) عرض ناحیهٔ 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 دهندهٔ 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.

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد


رسته عمران (محاسبات)

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 درنظر گرفته شود؟

۱) 18 kN ۲) 9 kN ۳) 12 kN ۴) 15 kN

۵۴- تیرچه‌های فولادی با تکیه‌گاه

گزینه ۳

۶-۵-۵-۴ 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.

www.hoseinzadeh.net

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 برحسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 18.8 ۲) 17.7 ۳) 18.3 ۴) 19.4

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 می کنیم:

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

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

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
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 تیرچه ها 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 می شود:

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

$$M_L = 4.275\ kN.m$$

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

یافتن لنگر مورد نیاز طراحی:

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

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

www.hoseinzadeh.net

۵۵- ارتفاع یک سازه غیرساختمانی مشابه ساختمان با سیستم قاب خمشی فولادی معمولی از تراز پایه 20 متر بوده و زمان تناوب اصلی این سازه برابر 0.45 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).

۱) 0.30 ۲) 0.25 ۳) 0.18 ۴) 0.03

گزینه ۲

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

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 (۵-۲-۲) تا ۵(-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 (۵-۱) تعیین می‌شود.

۶-۲-۵ حداقل نیروی جانبی، برش پایه

برش پایه در این سازه نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

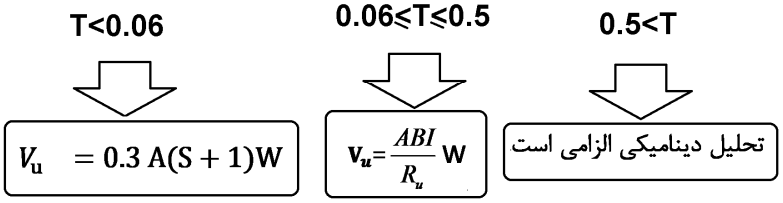
$$V_{u_{min}} = 0.12\,AIW \qquad (۱-۵)$$

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:

$$V_u = 0.3\,A(S+1)W \qquad (۲-۵)$$

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



جدول ۵-۱ 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
	بتن‌آرمه	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

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۵۶- برای بام ساختمان مستطیلی‌شکل با عرض 15 متر قرار است زهکش فرعی به قطر 100 میلی‌متر و ارتفاع 100 میلی‌متر از سطح بام تعبیه شود. چنانچه شدت بارندگی طرح برابر 80 میلی‌متر بر ساعت باشد، به ازای حدوداً چه طولی از طول بام بار ناشی از آب باران برابر 1.29 کیلونیوتن بر مترمربع می‌شود؟

۱) 12 متر ۲) 24 متر ۳) 18 متر ۴) 15 متر

گزینه ۳

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

$$\xrightarrow{\text{با توجه به جدول}} \quad \xrightarrow{d_h=29\ mm} \quad Q = 0.0051 + \frac{(29-25)}{(50-25)} \times (0.0107 - 0.0051) = 0.006$$

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

۶-۸-۴ 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.

$$Q = ۰/۲۷۸ \times ۱۰^{-۶} Ai \qquad (۶-۸-۱)$$

(i=80)

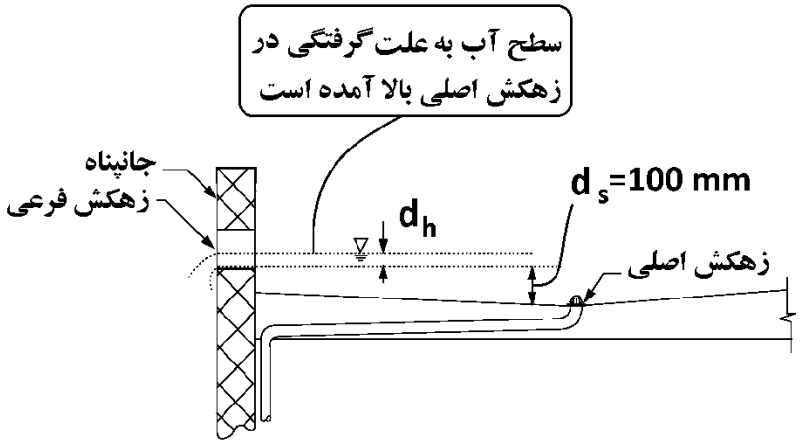
هر بخش از بام باید به گونه‌ای طراحی شود که در صورت مسدود شدن شبکه زهکشی اصلی برای آن بخش، بار کل آب باران جمع شده روی بام به علاوه بار یکنواخت ایجاد شده جریان طرح به واسطه آبی که در روی دهانه ورودی شبکه زهکشی فرعی بالا آمده است را بر مبنای رابطه زیر تحمل کند.

$$R = ۰/۰۱(d_S + d_h) \qquad (۶-۸-۲)$$

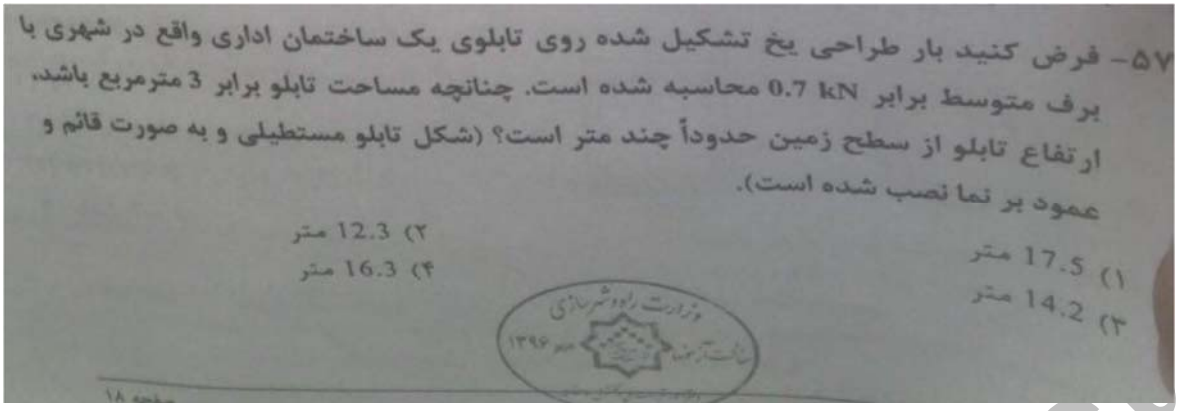
(1.29) (100)

جدول ۶-۸-۱ 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	–	–	–	–



کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد


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).

۱) 17.5 متر
۲) 14.2 متر
۳) 12.3 متر
۴) 16.3 متر

گزینه ۳

$$V_i \times (0.9 \times 10) = 0.7\ kN \quad \rightarrow V_i = 0.078\ m^3$$

$$\xrightarrow{V_i=0.8\pi t_d A_S} \quad 0.078 = 0.8\pi t_d \times 3^{m^2} \quad \rightarrow \quad t_d = 0.010316\ m = 10.316\ mm$$

$$\xrightarrow{t_d=2tI_iF_z} \quad 10.316 = 2 \times 5 \times 1 \times F_z \quad \rightarrow \quad F_z = 1.0316$$

$$\xrightarrow{F_z=\left(\frac{z}{10}\right)^{0.1}} \quad 1.03 = \left(\frac{z}{10}\right)^{0.1} \quad \rightarrow \quad z = 13.6\ m$$

۶-۹-۲ بار یخ

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

$$V_i = \pi t_d A_s \qquad (۶-۹-۱)$$

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

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

$$t_d = ۲t I_i F_z \qquad (۶-۹-۳)$$

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:

$$t_d = ۲t I_i F_z \qquad (۶-۹-۳)$$

۶-۹-۴ ضریب ارتفاع

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

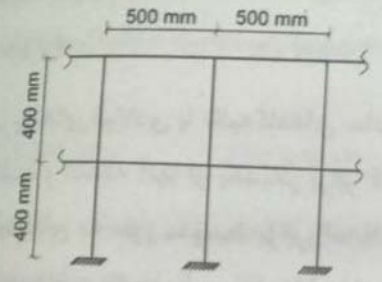
$$F_z = \left(\frac{z}{۱۰}\right)^{۰/۱} \qquad (۶-۹-۴)$$

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

- مناطق ۱ و ۲- برف کم و نادر — t = ۰
- منطقه ۳- برف متوسط — t = ۵ mm
- منطقه ۴- برف زیاد — t = ۷/۵ mm
- منطقه ۵- برف سنگین — t = ۱۲/۵ mm
- منطقه ۶- برف فوق سنگین — t = ۱۵ mm

کپی برداری از مطالب و تصاویر این پاسخنامه تنها با ذکر منبع مجزا بوده و فروش آن ممنوع می باشد

۵۸- هریک از تکیه‌گاه‌های نرده حفاظ فولادی در شکل روبرو حدوداً باید برای چه لنگر خمشی ضریب‌دار برحسب kN.m طرح شود؟ (اتصالات اعضای افقی نرده به اعضای قائم به صورت مفصلی درنظر 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 بارگیر هر کدام از آنها برابر 0.5m خواهد بود.

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

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

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

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

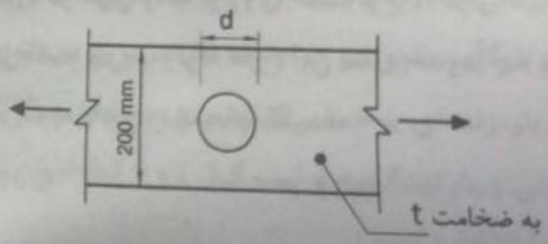
$$M_L = 1^{kN} \times 0.8^{m} = 0.8\ kN.m \quad \rightarrow \quad M_u = 1.6M_L = 1.6 \times 0.8 = 1.28\ kN.m$$

۶-۵-۴-۱ 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 به‌صورت همزمان با بار متمرکز گفته شده قبلی در نظر گرفته شود.

www.hoseinzadeh.net

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 MPa , F_u = 370 MPa)



۱) d = 42 mm
۲) d = 27 mm
۳) d = 30 mm
۴) d = 60 mm

گزینه ۱

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

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

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:

$$P_n = F_y A_g \qquad \text{و} \qquad \phi_t = ۰/۹ \qquad (۴-۳-۲-۱۰)$$

ب) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو:

$$P_n = F_u A_n \qquad \text{و} \qquad \phi_t = ۰/۷۵ \qquad (۵-۳-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

A_g= سطح مقطع کلی عضو

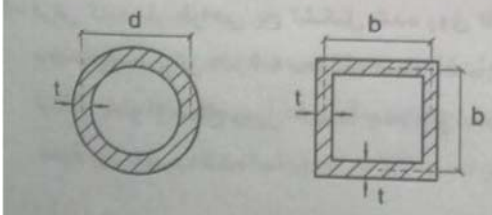
F_y= تنش تسلیم فولاد

F_u= تنش کششی نهایی فولاد

P_n= مقاومت کششی اسمی عضو

www.hoseinzadeh.net

۶۰- فرض کنید در یک ستون دو سر مفصلی فولادی به طول L حالت حدی کمانش خمشی الاستیک تعیین‌کننده مقاومت محوری فشاری عراحی آن است ($F_e<0.44\ F_y$). به ازای کدامیک از مقادیر زیر مقاومت محوری فشاری طراحی عضو 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 MPa است.)



۱) d = 1.44b
۲) d = 1.20b
۳) d = 1.27b
۴) d = 1.33b

گزینه ۲

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

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

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

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

ممان اینرسی مقطع جدارنازک برابر مشتق ممان اینرسی مقطع توپر است:

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

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

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 رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$P_n = F_{cr}A_g \qquad (۱-۴-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_g= سطح مقطع کلی عضو

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

الف) اگر $\frac{KL}{r} \le ۴/۷۱\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ یا $\frac{F_y}{F_e} \le ۲/۲۵$ باشد:

$$F_{cr} = [۰/۶۵۸^{\frac{F_y}{F_e}}]\ F_y \qquad (۲-۴-۲-۱۰)$$

ب) اگر $\frac{KL}{r} > ۴/۷۱\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ یا $\frac{F_y}{F_e} > ۲/۲۵$ باشد:

$$F_{cr} = ۰/۸۷۷\ F_e \qquad (۳-۴-۲-۱۰)$$

$$F_e = \frac{\pi^۲E}{(\frac{KL}{r})^۲}$$

www.hoseinzadeh.net