بنام خدا

با سلام،

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

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

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

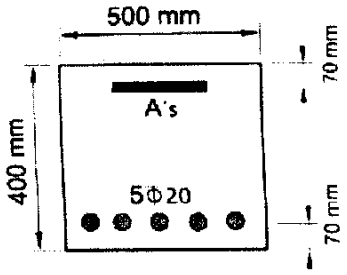
همچنین می توانید از طریق ایمیل زیر با بنده در ارتباط باشید:

hoseinzadeh.m@gmail.com
hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir

تاریخ آخرین ویرایش در سربرگ پاسخها درج خواهد شد.

مسعود حسین زاده اصل
عضو هیات علمی دانشگاه تبریز

۱- حدوداً با چه مقدار آرماتور فشاری برحسب میلی‌مترمربع، مقطع زیر در شرایط مقطع متعادل قرار می‌گیرد؟ (بتن از رده C20 و میلگردهای مصرفی از نوع S400 می‌باشد.)



۱) 1000

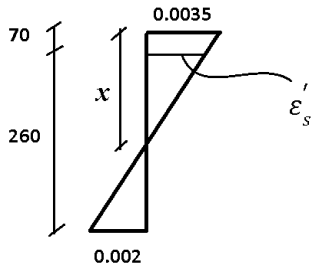
۲) 1500

۳) 500

۴) نیازی به آرماتور فشاری نیست.

درصد میلگردهای کششی در مقطع فوق برابر $\rho = \frac{5\times314}{500\times330} = 0.0095$ می باشد که بسیار کمتر از آرماتور بالانس می باشد. یعنی مقطع کم فولاد است. بنابراین برای رسیدن به یک مقطع متعادل باید به جای افزایش میلگرد فشاری، میلگرد کششی به آن اضافه نمود. یعنی در این مقطع با افزودن میلگرد فشاری نمی توان به حالت تعادل رسید و گزینه ۴ صحیح است.

اگر مقطع پر فولاد باشد (درصد میلگرد کششی بالا باشد)، با افزودن میلگرد فشاری می توان آن را به یک مقطع متعادل تبدیل کرد. با این حال برای یارگیری نحوه محاسبه، مراحل محاسبه آمده است:



با توجه به اینکه مقطع در حالت متعادل می باشد، کرنش فولادهای کششی برابر 0.002 خواهد بود. و مقدار عمق تار خنثی (x) به شرح زیر بدست می آید:

$$x = \frac{0.0035}{0.0035 + 0.002}330 = 210\ mm$$

پس از یافتن مقدار x، مقدار کرنش فولادهای فشاری نیز برابر خواهد بود با:

$$\varepsilon_s' = \frac{210 - 70}{210} \times 0.0035 = 0.0023$$

بنابراین فولادهای فشاری در حالت تعادل مقطع جاری می شوند. برای یافتن مقدار مساحت فولادهای فشاری از رابطه تعادل مقطع استفاده می شود:

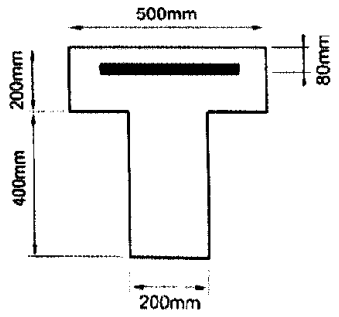
$$C = T \quad \rightarrow \quad A_s'F_{yd} + (\beta x)(b)(\alpha f_{cd}') = A_sF_{yd}$$

$$\rightarrow \quad A_s' \times 0.85 \times 400 + (0.92 \times 210)(500)(0.82 \times 0.65 \times 20) = 5 \times 314 \times 0.85 \times 400$$

$$A_s' = -1458\ mm^2$$

علامت منفی به این معنی می باشد که به جای افزایش میلگردهای فشاری باید به میلگردهای کششی افزوده شود تا مقطع متعادل گردد.

۲- مقطع T شکل نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک تیر طره بوده و تحت اثر لنگر خمشی منفی قرار دارد. حداقل مقدار آرماتور کششی مصرفی برحسب میلی‌متر مربع بدون توجه به مقدار آرماتور کششی لازم محاسباتی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (رده بتن C25 و نوع میلگرد S340 فرض شود.)



۱) 760

۲) 430

۳) 1070

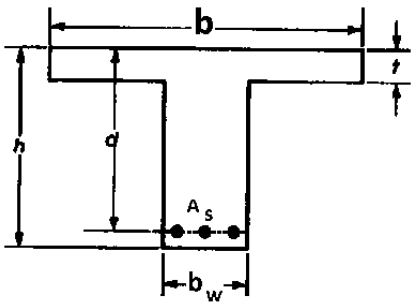
۴) 860

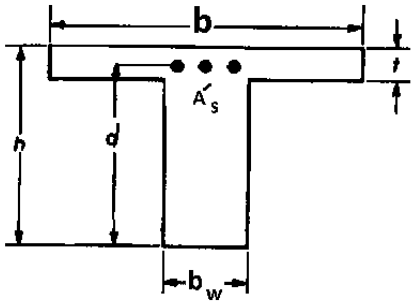
گزینه ۴

شکل زیر برگرفته از صفحه ۲۱ جزوه بتن محاسبات می باشد که بر اساس آن داریم:

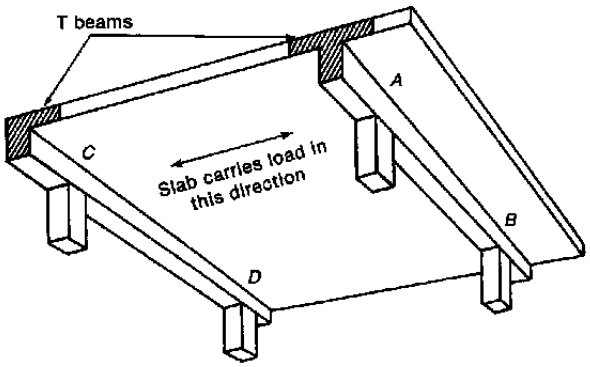
$$Max\left(\frac{0.25\sqrt{25}}{340}, \frac{1.4}{340}\right) = 0.0041$$

$$A_{s-min} = 0.0041 \times 400 \times 520 = 852.8\, mm^2$$





$$A_{s_min} = Max\left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y}\right) b_w d \qquad A'_{s_min} = Max\left(\frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y}\right) \times Min(2b_w, b) \times d$$



۳- تیری با مقطع مستطیل شکل (d=500 mm , b=300 mm) مفروض است. در صورتیکه فولاد مصرفی از نوع S400 و بتن مصرفی در حالت اول از رده C30 و در حالت دوم از رده C60 باشد، نسبت فاصله محور خنثی تا دورترین تار فشاری بتن در مقطع متعادل در حالت اول به همین فاصله در حالت دوم به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 0.90 ۲) 0.94 ۳) 1.00 ۴) 1.06

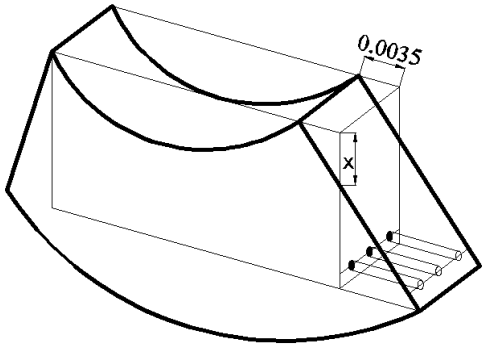
گزینه ۴

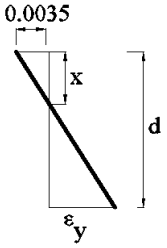
وقتی مقطع در حالت تعادل است عمق تار خنثی، مطابق شکل زیر، تنها به کرنش نهایی بتن (0.0035) و کرنش نهایی فولاد (0.002) بستگی دارد. با تغییر مقاومت بتن از ۳۰ به ۶۰، کرنش نهایی آن از 0.0035 به 0.003 کاهش می یابد.

جدول ۹-۱۴-۱

رده بتن	C۵۰ تا C۱۲	C۵۵	C۶۰	C۷۰	C۸۰	C۹۰	C۱۰۰	C۱۲۰
ε_{cu}	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸

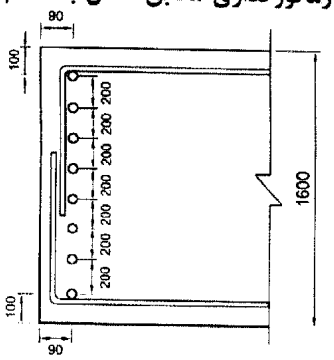
و محل محور خنثی (x در شکل زیر) تغییر نمی کند.





$$\left.\begin{aligned} x_1 &= \frac{0.0035}{0.0035+0.002}d = \frac{7}{11}d \\ x_2 &= \frac{0.0030}{0.0030+0.002}d = \frac{3}{5}d \end{aligned}\right\rangle \frac{x_1}{x_2} = \frac{35}{33} = 1.06$$

۴- در یک شالوده حجیم، حداقل قطر آرماتور جلدی با آرماتورگذاری مطابق شکل به کدام گزینه نزدیکتر است؟ (اندازه‌ها بر حسب میلی‌متر است.)



۱) 10 mm

۲) 16 mm

۳) 20 mm

۴) 25 mm

گزینه ۳

$$A_b = \frac{1.6 \times 90 \times 200}{100} = 288\ mm^2 \quad \rightarrow D = 19.15\ mm$$

۹-۲۰-۸-۶ آرماتور جلدی

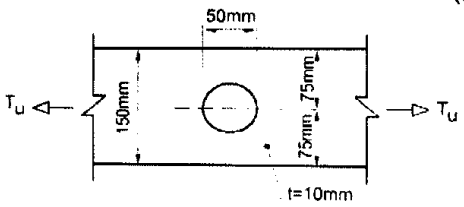
در شالوده‌های حجیم مقدار آرماتور جلدی از رابطه (۹-۲۰-۳) به دست می‌آید:

$$A_b = \frac{۱/۶ d_c s}{۱۰۰} \qquad (۹-۲۰-۳)$$

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

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

۵- حداکثر نیروی کششی نهایی قابل تحمل T_u، توسط تسمه کششی سوراخ‌دار نشان داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید طول تسمه نسبتاً زیاد بوده و فولاد مصرفی با F_y=240 MPa و F_u= 370 MPa می‌باشد.)



۱) 360 kN

۲) 320 kN

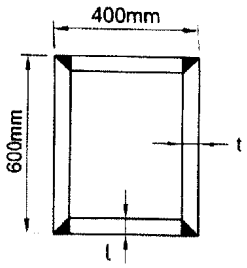
۳) 270 kN

۴) 220 kN

گزینه ۳

$$A_n = 100 \times 10 = 1000\ mm^2 \quad \rightarrow \quad \varphi A_n F_u = 0.75 \times 1000 \times 370 = 277.5\ kN$$
$$A_g = 150 \times 10 = 1500\ mm^2 \quad \rightarrow \quad \varphi A_g F_y = 0.9 \times 1500 \times 240 = 324\ kN$$

۶- مقطع زیر برای یکی از ستون‌های یک ساختمان با سیستم باربر جانبی در هر دو امتداد از نوع قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری زیاد (ویژه) پیشنهاد شده است. براساس کنترل کمانش موضعی حداقل ضخامت قابل قبول برای ورق‌های تشکیل‌دهنده ستون کدامیک از مقادیر زیر است؟
$E = 2\times10^5$ MPa و $F_y = 240$ Mpa



۱) 40 mm
۲) 35 mm
۳) 25 mm
۴) 20 mm

گزینه ۲

نکته: اگر خمش تک محوره داشته باشیم، اضلاع 400mm بال مقطع محسوب شده و اضلاع 600 mm جان مقطع خواهد بود. که در این صورت ضلع ۶۰۰ باید ضوابط فشردگی جان و ضلع ۴۰۰ باید ضوابط فشردگی بال را رعایت کند.

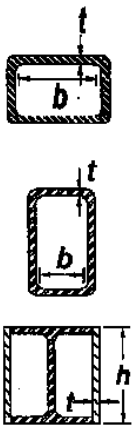
از آنجا که در هر دو جهت قاب خمشی داریم، ستون تحت خمش دو محوره قرار دارد و چهار ضلع آن باید ضوابط "بال" ستونها را ارضا کنند.

با توجه به جدول زیر، برای "ستونها" در سازهای با شکل پذیری زیاد ضخامت بال ستون باید رابطه زیر را ارضا کند تا مقطع فشرده لرزه ای محسوب شود:

$$\frac{b}{t} < 0.6\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 17.32 \quad \rightarrow \quad \frac{600-t}{17.32} < t$$

حداقل ضخامتی که در رابطه فوق صدق می کند، t=35mm می باشد.

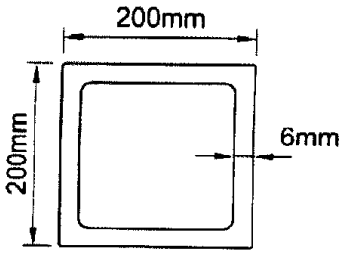
جدول ۱۰-۳-۴-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	ردیف
	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط			
	$0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۲]	$0.64\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۳]	b/t b/t d/t	بال‌های متقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته‌شده از ورق ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی‌شده وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌رود.	۴

[۲] *در مقاطع I شکل قوطی‌شده و مقاطع قوطی‌شکل ساخته‌شده از ورق اگر به عنوان ستون مورد استفاده قرار گیرند، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت دراعضای با شکل‌پذیری زیاد می‌تواند به $0.6\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود شود.*

[۳] *نسبت پهنا به ضخامت در بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و بال‌های مقاطع قوطی‌شکل ساخته شده از ورق در صورتی‌که به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار گیرند می‌تواند به $1.12\sqrt{E/F_y}$ محدود شود.*

۷- مقاومت پیچشی طراحی تیر با مقطع نشان‌داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (طول تیر برابر 5 متر و ضخامت جدار مقطع یکنواخت فرض شود. فولاد مصرفی با $E = 2\times10^5\ MPa$ ، $F_y = 240\ MPa$)



۱) 48 kN.m

۲) 58 kN.m

۳) 68 kN.m

۴) 78 kN.m

گزینه ۲

۱۰-۲-۷-۴ اعضای تحت اثر لنگر پیچشی و ترکیب پیچش، خمش، برش با یا بدون نیروی محوری

۱۰-۲-۷-۴-۱ مقاومت پیچشی مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل

مقاومت پیچشی طراحی اعضای با مقطع لوله‌ای و قوطی شکل مساوی $\phi_T T_n$ می‌باشد که در آن ϕ_T ضریب کاهش مقاومت برای پیچش برابر ۰/۹ و T_n مقاومت پیچشی اسمی می‌باشد که بر اساس حالت‌های حدی تسلیم پیچشی و کمانش پیچشی با استفاده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$T_n = F_{cr} C \qquad (۱۰-۷-۲-۸)$$

برای مقاطع قوطی شکل، F_{cr} بر حسب مورد از روابط زیر به دست می‌آید.

- برای $\frac{h}{t} \le ۲/۴۵\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = ۰/۶\ F_y \qquad (۱۰-۷-۲-۱۱)$$

- برای $۲/۴۵\sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \le ۳/۰۷\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = \frac{۰/۶F_y(۲/۴۵\sqrt{E/Fy})}{(\frac{h}{t})} \qquad (۱۰-۷-۲-۱۲)$$

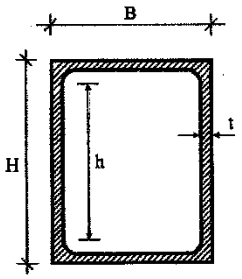
- برای $۳/۰۷\sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \le ۲۶۰$:

$$F_{cr} = \frac{۰/۴۵۸\pi^۲ E}{(\frac{h}{t})^۲} \qquad (۱۰-۷-۲-۱۱)$$

C= ثابت پیچشی مقطع که برای مقاطع قوطی شکل به طور محافظه‌کارانه از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود.

$$C = ۲(B-t)(H-t)t - ۴/۵\ (۴-\pi)\ t^۳ \qquad (۱۰-۷-۲-۱۲)$$

پارامترهای به کار رفته در روابط فوق مطابق شکل زیر است.



H - ضلع بزرگ

شکل ۱۰-۲-۷-۱ مقطع قوطی شکل

$$\left(\frac{h}{t} = \frac{200-12}{6} = 31.33\right) < \left(2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70\right)$$

$$F_{cr} = 0.6F_y = 144$$

$$C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3 = 2(200-6)(200-6)6 - 4.5(4-\pi)6^3 = 450796\ mm^3$$

$$\varphi T_n = 0.9 \times F_{cr} C = 0.9 \times 144 \times 450796 = 58.42\ kN.m$$

۸- برای اتصال انتهایی یک تسمه کششی که به صورت محوری بارگذاری شده است. در امتداد طول تسمه از دو ردیف جوش گوشه هریک به طول 750 میلی‌متر و بعد 5 میلی‌متر استفاده شده است. طول مؤثر هر ردیف جوش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 750 میلی‌متر
۲) 725 میلی‌متر
۳) 675 میلی‌متر
۴) 535 میلی‌متر

گزینه ۳

با توجه به محدودیت ۵ از مبحث ۱۰ که در ادامه امده است، طول موثر برابر خواهد بود با:

$$L_e = \beta L = \left(1.2 - 0.002\frac{750}{5}\right)750 = 675\ mm$$

۱۰-۲-۹-۲-۲ جوش‌های گوشه

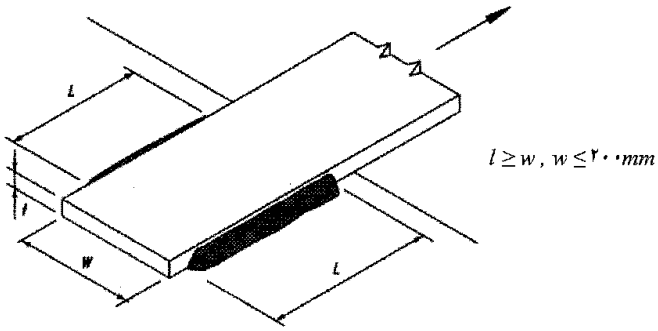
ب) محدودیت‌ها:

۱- حداقل بُعد جوش‌های گوشه نباید از بُعد مورد نیاز برای انتقال بارهای محاسبه شده و اندازه‌های نشان داده شده در جدول ۱۰-۲-۹-۲ کوچکتر انتخاب شود. حداقل بُعد جوش تابع ضخامت قطعهٔ نازکتر می‌باشد و از طرفی نباید بُعد جوش از ضخامت نازکترین قطعهٔ متصل شونده تجاوز نماید.

۲- حداکثر بُعد جوش‌های گوشه در لبهٔ قطعات متصل شونده برای قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه منهای ۲ میلی‌متر و برای قطعات با ضخامت بیش از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه می‌باشد.

۳- طول موثر جوش‌های گوشه‌ای که برای تحمل تنش‌ها محاسبه شده‌اند نباید از ۴ برابر بُعد جوش کمتر باشد. به عبارت دیگر، بُعد جوش نباید از $\frac{1}{4}$ طول آن تجاوز نماید.

۴- در اتصال‌های انتهای تسمه‌های کششی اگر از جوش گوشه فقط در لبه‌های طولی و موازی امتداد نیرو استفاده شود، طول جوش هر طرف نباید از فاصلهٔ عمودی بین آنها (تقریباً پهنای تسمه) کمتر باشد و این فاصله نباید از ۲۰۰ میلی‌متر تجاوز کند (شکل۱۰-۲-۹-۴). برای تأثیر طول جوش در سطح مقطع موثر اعضای کششی به جدول ۱۰-۲-۳-۱ مراجعه شود.



۵- در اتصال انتهایی اعضای محوری، طول موثر جوشی که به صورت طولی بارگذاری شده است نباید از ۱۰۰ برابر بعد جوش (a) تجاوز نماید. در صورت نیاز به طول جوش بیش از ۱۰۰ برابر بعد ساق جوش، طول موثر جوش باید با ضریب (β) کاهش داده شود.

$L_e=\beta L$

$\beta=۱/۲ - ۰/۰۰۲ (L/a) \leq ۱/۰$ (۱-۹-۲-۱۰)

که در آن:

L_e= طول موثر جوش

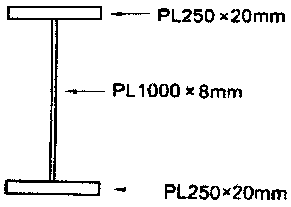
L= طول واقعی جوشی که از قسمت انتهایی جوش به صورت طولی بارگذاری شده است.

a= بُعد ساق جوش

β= ضریب کاهش طول واقعی (اسمی) جوش

برای L/a بزرگتر از ۳۰۰ طول موثر جوش باید برابر a۱۸۰ در نظر گرفته شود.

۹- در یک تیر ورق با مقطع نشان داده شده در شکل زیر مقدار C_v لازم برای تأمین مقاومت برشی مورد نیاز برابر 0.6 به‌دست آمده است، حداکثر فاصله مجاز سخت‌کننده‌های عرضی در چشمه‌های ابتدایی و انتهایی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ $F_y = 240\ MPa$ و $E = 2\times10^5\ MPa$



۱) 1400 میلی‌متر

۲) 2800 میلی‌متر

۳) 700 میلی‌متر

۴) 2100 میلی‌متر

گزینه ۱

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1000}{8} = 125$$

مقدار Cv "لازم" داده شده است. باید بر اساس روابط آیین نامه ای مقدار Cv را محاسبه و برابر 0.6 قرار دهیم.

با توجه به اینکه مقدار h/t بالا می باشد، رابطه ب-۳ حاکم خواهد بود:

$$C_v = \frac{1.51\,k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \quad \rightarrow \quad 0.6 = \frac{1.51\,k_v \times 200000}{(125)^2 \times 240} \quad \rightarrow \quad k_v = 7.45$$

بنابراین برای اینکه مقدار Cv برابر 0.6 بدست آید، باید مقدار Kv برابر 7.45 باشد.

مقدار Kv بستگی به فواصل سخت کننده ها دارد:

$$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad \rightarrow \quad 7.45 = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{1000}\right)^2} \quad \rightarrow \quad a = 1428\ mm$$

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی(V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت‌نشده (بدون سخت‌کننده) و سخت‌شده (با سخت‌کننده) بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$V_n = ۰/۶\ F_y A_w C_v$ (۱-۶-۲-۱۰)

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

A_w = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل‌ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)

C_v = ضریب برشی جان به شرح زیر:

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده با $\frac{h}{t_w} \le ۲/۲۴\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$C_v = ۱$ و $\phi_v = ۱$ (۲-۶-۲-۱۰)

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

ب-۱) برای $\frac{h}{t_w} \le ۱/۱\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$C_v = ۱$ (۳-۶-۲-۱۰)

ب-۲) برای $۱/۱\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le ۱/۳۷\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$C_v = \frac{۱/۱\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$ (۴-۶-۲-۱۰)

ب-۳) برای $\frac{h}{t_w} > ۱/۳۷\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$C_v = \frac{۱/۵۱ k_v E}{(h/t_w)^2 F_y}$ (۵-۶-۲-۱۰)

در روابط فوق k_v ضریب کمانش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱. برای جان‌های سخت‌نشده (بدون سخت‌کنندهٔ عرضی) با $\frac{h}{t_w} < ۲۶۰$ ، $k_v = ۵$ می‌باشد. به استثنای جان مقاطع سپری که برای آن $k_v = ۱/۲$ است.

۲. برای جان‌های سخت‌شده (دارای سخت‌کنندهٔ عرضی):

$$\begin{cases} k_v = ۵ + \frac{۵}{(a/h)^2} & \frac{a}{h} \le \left\{ ۳ \text{ و } \left[\frac{۲۶۰}{h/t_w}\right]^2 \right\} \\ k_v = ۵ & \frac{a}{h} > \left\{ ۳ \text{ یا } \left[\frac{۲۶۰}{h/t_w}\right]^2 \right\} \end{cases}$$

در روابط فوق:

t_w = ضخامت جان مقطع

a = فاصلهٔ آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان

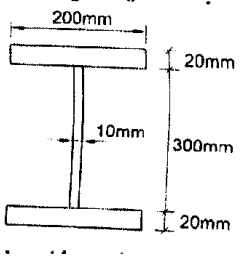
h= برای تیرهای نوردشده مساوی فاصلهٔ آزاد بین دو بال منهای شعاع‌های گردی محل اتصال جان به بال

= برای مقاطع ساخته‌شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌ها جوشی باشد مساوی فاصلهٔ آزاد بین دو بال

= برای مقاطع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌های پیچی باشد مساوی فاصله بین خطوط پیچ

= برای مقاطع سپری مساوی عمق کلی مقطع

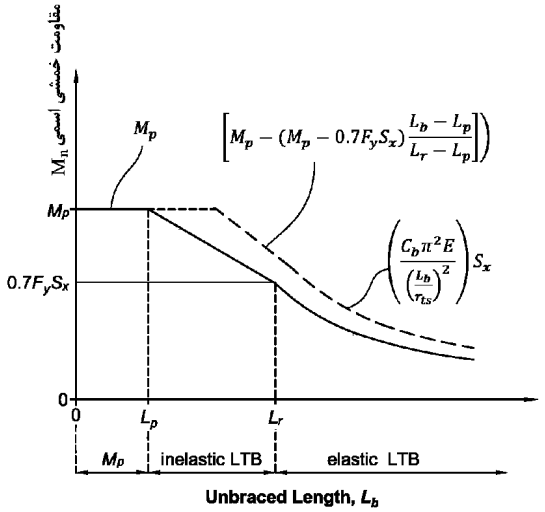
۱۰- چنانچه مقطع یک تیر مطابق شکل زیر باشد، طول مهارنشده آن که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی غیرارتجاعی را مشخص می‌کند، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ $F_y = 240\ MPa$ و $E = 2\times10^5\ MPa$



۱) 3.0 m
۲) 2.5 m
۳) 2.0 m
۴) 1.5 m

گزینه ۲

سوال در واقع مقدار Lp را می خواهد (به شکل زیر توجه نمایید).



تعریف زیر نیز در مبحث ۱۰ آمده است:

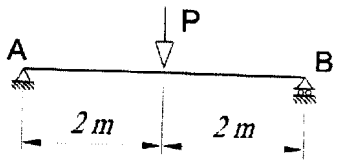
L_p = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر، که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی غیرارتجاعی را مشخص می‌کند.

$$L_p = ۱/۷۶\ r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۱۰-۵-۲-۶)$$

بنابراین خواهیم داشت:

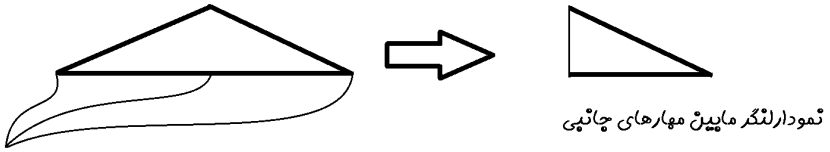
$$L_p = 1.76\sqrt{\frac{I_x}{A}}\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\sqrt{\frac{2\times\frac{20\times200^3}{12}+\frac{300\times10^3}{12}}{2\times20\times200+10\times300}}\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\sqrt{\frac{26691667}{11000}}\sqrt{\frac{200000}{240}} = 2502\ mm$$

۱۱- چنانچه تیر دوسر ساده AB (شکل زیر) در تکیه‌گاهها و وسط دهانه دارای مهار جانبی باشد، ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی (C_b) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (از اثر وزن تیر صرفنظر شود.)



۱) 1.0
۲) 1.32
۳) 1.67
۴) 2.33

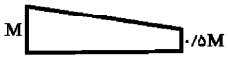
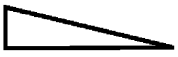
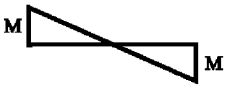
دیاگرام لنگر تحت بار فوق به صورت زیر خواهد بود:



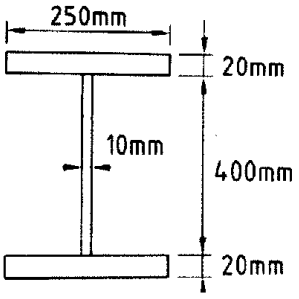
نمودار لنگر مابین مهارهای جانبی

محل مهارهای جانبی

با توجه به شکل دیاگرام لنگر مابین تکیه گاهها گزینه ۳ صحیح است. شکل زیر برگرفته از جزوه فولاد اینجانب می باشد:

C_b	نمودار M
۱	
۱	
۱/۱۵	
۱/۲۵	
۱/۳	
۱/۶۵	
۲/۲۵	

۱۲- مقطع یک تیر دو سر ساده دارای تکیه‌گاه جانبی پیوسته و به طول 5 متر، تحت بارگسترده‌ی یکنواخت در صفحه جان (خمش حول محور قوی) مطابق شکل زیر است. براساس مقاومت خمشی و برشی طراحی تیر، اتصال این تیر حداقل برای چه مقدار عکس‌العمل تکیه‌گاهی نهایی باید طراحی شود تا اتصال زودتر از تیر خراب نشود؟ (نزدیک‌ترین جواب مدنظر است)



F_y= 240 MPa
E = 2×10⁵ MPa
۱) 435 kN
۲) 235 kN
۳) 335 kN
۴) 635 kN

گزینه ۱

حداکثر باری که می توان بر اساس مقاومت خمشی و برشی تیر وارد کرد برابر است با:

بر اساس معیار خمش تیر:

$$Z = \frac{250 \times 440^2}{4} - \frac{240 \times 400^2}{4} = 2500000\ mm^3$$

$$\frac{q_u L^2}{8} < 0.9 Z F_y \quad \rightarrow \quad q_u < \frac{0.9 \times 2500000 \times 240 \times 8}{5000^2} = 172.8 \frac{N}{mm} = 172.8 \frac{kN}{m}$$

بر اساس معیار برش تیر:

$$\frac{q_u L}{2} < 0.9 A_w (0.6 F_y) \quad \rightarrow \quad q_u < 2 \frac{0.9 \times 4000 \times 0.6 \times 240}{5000} = 207.36 \frac{kN}{m}$$

معیار خمش حاکم می باشد و تحت بار 172.8 برش در اتصال انتهای تیر برابر است با:

$$\frac{q_u L}{2} = \frac{172.8 \times 5000}{2} = 432\ KN$$

۱۳- برای یک تیر پیوند در مهاربند واگرا M_p= 240 kN.m و V_p=160 kN بوده و نسبت مقاومت محوری موردنیاز به مقاومت تسلیم محوری برابر 0.1 می‌باشد. اگر طول تیر پیوند 2.4 متر باشد، مقاومت برشی طراحی ($\Phi_v V_n$) تیر پیوند برحسب کیلونیوتن، حدوداً چقدر است؟

۱) 72 ۲) 180 ۳) 288 ۴) 144

گزینه ۴

$$\varphi V_n = \varphi Min\left\{V_p, \frac{2M_p}{e}\right\} = \varphi Min\left\{160, \frac{2\times 240}{2.4}\right\} = 0.9\times 160 = 144\ kN$$

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

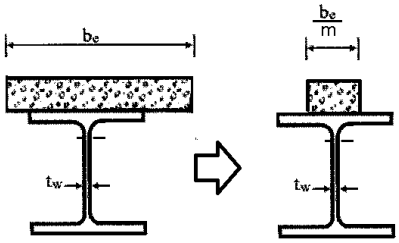
۱۴- در یک سقف مختلط با بتن از رده C25 و تیرآهن‌های IPE 200 (با سطح مقطع 2850 mm^2) از فولاد با تنش تسلیم 240 MPa، ضخامت دال 80 mm و عرض مؤثر دال بتنی هر تیر یک متر می‌باشد. مقاومت خمشی اسمی (M_n) مثبت هر تیر مختلط حدوداً چند kN.m می‌باشد؟

۱) 132 ۲) 112 ۳) 96 ۴) 84

گزینه ۲

با توجه به اینکه IPE200 یک مقطع فشرده می باشد، نسبت h/t آن پایین بوده و مقاومت خمشی پلاستیک مقطع منظور خواهد شد (حالت از آیین نامه که در زیر آمده است).

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



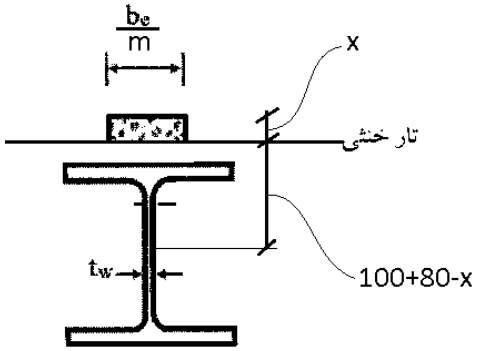
در شکل مقابل m نسبت تبدیل بتن به فولاد می باشد که برابر است با:

$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c'} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.29$$

بنابراین مساحت بتن معادل برابر است با:

$$\frac{1000}{11.29} \times 80 = 7085\ mm^2$$

که بیشتر از مساحت فولاد می باشد. بنابراین تار خنثی در داخل بتن قرار می گیرد (تار خنثی پلاستیک چنان خواهد بود که مساحت بالا و پایین تار خنثی برابر باشد):



$$x \times \frac{1000}{11.29} = 2850 \quad \rightarrow x = 32.17\ mm$$

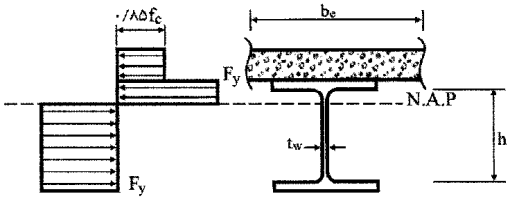
$$M_n = AF_y\left(100 + 80 - \frac{x}{2}\right) = 112117860\ N.mm = 112\ kN.m$$

۱۰-۲-۸-۳-۳ مقاومت خمشی مقاطع مختلط دارای برشگیر

الف) مقاومت خمشی مثبت

مقاومت خمشی مثبت طراحی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی مثبت اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی تسلیم به شرح زیر تعیین شود.

۱. در صورتی‌که $\frac{h}{t_w} \leq ۳/۷۶\sqrt{E/F_y}$ باشد، M_n باید بر اساس توزیع پلاستیک تنش بر روی مقطع مختلط تعیین شود.



شکل ۱۰-۲-۸-۲ توزیع پلاستیک تنش در مقطع مختلط

۲. در صورتی‌که $\frac{h}{t_w} > ۳/۷۶\sqrt{E/F_y}$ باشد M_n باید بر اساس روی هم گذاری تنش‌های الاستیک با فرض مقطع تبدیل‌یافته و با در نظر گرفتن اثر پایه‌های موقت برای حالت حدی تسلیم در تارهای انتهایی مقطع مختلط (M_y) تعیین گردد. به عبارت دیگر:

$M_n = \min(M_{n۱}$ و $M_{n۲})$ (۱۰-۲-۸-۱۸)

۱۵- یک تیر دو سر ساده با مقطع و عملکرد مختلط با دهانه 6 متر موجود است. اگر ضخامت دال بتنی 100 mm، تیرچه فولادی IPE 200 ($A = 2850\ mm^2$) به فاصله 2 متر و عرض مؤثر دال بتنی هر تیرچه 1.5 m باشد و در صورتی‌که از ناودانی UNP 60 به طول 60 میلی‌متر با فواصل مساوی از یکدیگر به عنوان برش‌گیر استفاده شود، حداکثر فاصله ناودانی‌ها (بر حسب میلی‌متر) حدوداً چقدر است؟ (رده بتن C30 با $E_c = 30000\ MPa$ ، فولاد با $F_y=240\ MPa$ ، ضخامت جان ناودانی برابر $t_w=6\ mm$ و ضخامت بال ناودانی برابر $t_f = 6\ mm$ بوده و تیر بارگسترده یکنواخت را تحمل می‌کند).

۱) 200 ۲) 800 ۳) 400 ۴) 600

گزینه ۴

نیروی وارد بر برشگیرها (در نصف طول تیر) برابر است با:

$$Min(0.85f_cA_c, F_yA_s) = Min(0.85 \times 30 \times 100 \times 1500, 240 \times 2850) = Min(3825000, 684000) = 684\ kN$$

مقاومت طراحی هر برشگیر برابر است با:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_cE_c} = 0.3(6 + 0.5 \times 6)60\sqrt{30 \times 30000} = 153686.7\ N = 153.6\ kN$$

بنابراین تعداد برشگیرهای لازم در نیمه تیر برابر $\frac{684}{153.6} = 4.45$ می باشد و در کل تیر به اندازه ۱۰ برشگیر لازم خواهد بود که با توجه به اینکه کل طول تیر ۶ متر می باشد، فواصل آنها از هم برابر $\frac{6000\ mm}{10} = 600\ mm$ خواهد بود.

۱۰-۲-۸-۳-۳ مقاومت خمشی مقاطع مختلط دارای برشگیر

ت) انتقال بار بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-۱) نواحی لنگر خمشی مثبت

۱. مقاومت برش افقی مورد نیاز

برای عملکرد مختلط کامل، برش افقی مورد نیاز باید به شرح زیر برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی خردشدگی بتن و تسلیم کششی مقطع فولادی در نظر گرفته شود.

- خردشدگی بتن

$V_{hu} = ۰/۸۵\ f_cA_c$ (۱۹-۸-۲-۱۰)

- تسلیم کششی مقطع فولادی

$V_{hu} = F_yA_s$ (۲۰-۸-۲-۱۰)

در روابط فوق:

f_c= مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

A_c= سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض موثر

A_s= مساحت مقطع فولادی

F_y= تنش تسلیم فولاد مقطع فولادی

۲. مقاومت برش افقی اسمی

مقاومت برش افقی اسمی اعضای با مقطع مختلط متکی بر دال بتنی و دارای برشگیر باید مطابق رابطهٔ زیر بر اساس مقاومت برشی برشگیرها تعیین گردد.

$V_{hn} = \Sigma Q_n$ (۲۱-۸-۲-۱۰)

که در آن:

ΣQ_n= مجموع مقاومت‌های برشی اسمی برشگیرها در حد فاصل نقاط لنگر خمشی مثبت حداکثر و لنگر صفر مطابق مقررات بند ۱۰-۲-۸-۷.

۳. تعداد، فاصله و مشخصات برشگیرها بایستی از طریق برقراری رابطهٔ زیر و بدون احتساب ضریب کاهش مقاومت تعیین گردد.

$V_{hn} \geq V_{hu}$ (۲۲-۸-۲-۱۰)

۱۰-۲-۸-۷ برشگیرها

۱۰-۲-۸-۷-۱ الزامات عمومی

برشگیرهای مورد نیاز در هریک از طرفین نقطهٔ لنگر حداکثر مثبت یا منفی را می‌توان بین آن نقطه و نقاط مجاوری که دارای لنگر صفر هستند، به‌طور یکنواخت توزیع کرد. لیکن مقدار برشگیر موجود بین هر بار متمرکز و نزدیکترین نقطهٔ دارای لنگر صفر، باید جهت حصول لنگر حداکثر مورد نیاز در نقطه اعمال بار کافی باشد.

۱۰-۲-۸-۷-۲ برشگیرهای تیرهای با مقطع مختلط

ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$Q_n = ۰/۳(t_f + ۰/۵t_w)\ L_a\sqrt{f_cE_c}$ (۳۴-۸-۲-۱۰)

که در آن:

t_f= ضخامت متوسط بال ناودانی

t_w= ضخامت جان ناودانی

L_a= طول ناودانی

f_c= مقاومت فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

E_c = مدول الاستیسیته بتن

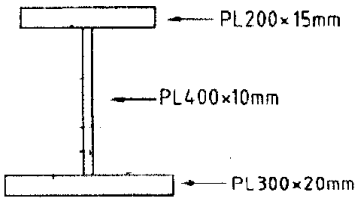
۱۰-۲-۸-۷-۲ برشگیرهای تیرهای با مقطع مختلط

پ) جزئیات‌بندی

به استثنای برشگیرهای نصب شده در داخل کنگرهٔ ورق‌های فولادی شکل داده شده، برشگیرها باید حداقل ۲۵ میلی‌متر پوشش جانبی از بتن داشته باشند. حداقل فاصله گل‌میخ تا لبهٔ بتن در امتداد برش افقی برای بتن‌های با وزن مخصوص معمولی باید ۲۰ میلی‌متر و برای بتن‌های سبک ۲۵ میلی‌متر باشد.

حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز بین برشگیرهای از نوع گل‌میخ مساوی ۶ برابر قطر آنها در امتداد محور طولی تیر و ۴ برابر قطر آن‌ها در امتداد عمود بر محور طولی تیر با مقطع مختلط می‌باشد، مگر در داخل کنگره‌های ورق‌های فولادی شکل داده شده که حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز در هر امتداد را می‌توان ۴ برابر قطر گل‌میخ انتخاب کرد. حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز بین برشگیرها نباید از ۸ برابر ضخامت کل دال بتنی یا ۸۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

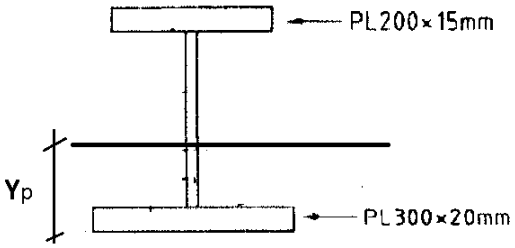
۱۶- یک تیر ورق به شکل زیر مفروض است. مقدار لنگر پلاستیک این مقطع نسبت به محور قوی بر حسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ $F_y = 240\ MPa$ و $E = 2\times10^5\ MPa$



۱) 179
۲) 404
۳) 494
۴) 809

گزینه ۳

ابتدا باید محل تار خنثی پلاستیک بدست آید. محل تار خنثی پلاستیک با مساوی قرار دادن مساحتهای دو سمت تار خنثی بدست می آید:



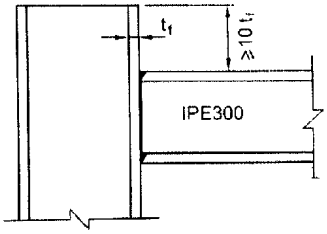
$$300 \times 20 + (Y_p - 20) \times 10 = 200 \times 15 + (420 - Y_p) \times 10 \quad \rightarrow \quad Y_p = 70\ mm$$

پس از یافتن Yp باید اساس پلاستیک مقطع محاسبه شود:

$$Z = 300 \times 20 \times 60 + 50 \times 10 \times 25 + 200 \times 15 \times 357.5 + 350 \times 10 \times 175 = 2057500\ mm^3$$

$$M_p = ZF_y = (2057500)240 = 493.8\ kN.m$$

۱۷- در طراحی اتصال گیردار شکل زیر از یک قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط، اگر سخت‌کننده برای ستون در مقابل بال کششی تیر درنظر گرفته نشده باشد، حداقل ضخامت لازم بال ستون برحسب میلی‌متر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ عرض بال تیر حدود 0.7 عرض بال ستون است. مقطع ستون IPB نوردشده بوده و فولاد مصرفی با F_y= 240 MPa می‌باشد. عرض بال تیر 150 mm و ضخامت بال آن 10.7 mm می‌باشد.



۱) 30
۲) 25
۳) 20
۴) 15

گزینه ۲

$$t_{cf} > 0.4\sqrt{1.8 \times 150 \times 10.7} = 21.5\,mm \qquad t_{cf} > \frac{150}{6} = 25\,mm$$

کنترل فوق مربوط به روابط ورق پیوستگی می باشد. علاوه بر این روابط، روابط بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۱ نیز باید کنترل شود که با توجه به اینکه نیروی کششی بال (T در شکل پایین) داده نشده است، امکان کنترل خمش موضعی بال وجود ندارد. البته می توان نیروی کششی بال را برابر 0.9AFy درنظر گرفت که در این صورت نیز روابط مربوط به ورق پیوستگی حاکم خواهد بود. همچنین برای کنترل بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۲ نیاز به ضخامت جان ستون داریم که ارائه نشده است و امکان کنترل وجود ندارد.

۱۰-۳-۸-۵ ورق‌های پیوستگی

ورق‌های پیوستگی (سخت‌کننده‌های عرضی) در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون علاوه بر تامین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ باید دارای شرایط زیر نیز باشند.

الف) در ستون‌های H شکل در صورتی‌که ضخامت بال ستون بزرگتر از مقادیر تعیین شده توسط روابط ۱۰-۳-۸-۲ و ۱۰-۳-۸-۳ باشد، تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در چشمهٔ اتصال الزامی نیست. در غیر اینصورت تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده (ورق‌های پیوستگی) در داخل ستون و با رعایت شرایط (پ) تا (ح) همین بند الزامی است.

$$t_{cf} \geq 0.4\sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb}F_{yb}}{R_{yc}F_{yc}}} \qquad (۱۰-۳-۸-۲)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \qquad (۱۰-۳-۸-۳)$$

در روابط فوق:

F_{yb} = حداقل تنش تسلیم مصالح بال تیر

F_{yc} = حداقل تنش تسلیم مصالح بال ستون

R_{yb} = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شدهٔ مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱

R_{yc} = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح ستون مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۱

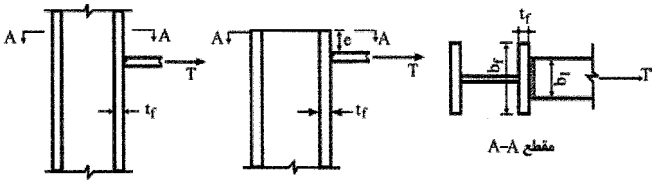
b_{bf} = پهنای بال تیر

t_{bf} = ضخامت بال تیر

t_{cf} = ضخامت بال ستون

۱۰-۲-۹-۱۰-۱ خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

الزامات این بند برای هر دو حالت نیروی کششی متمرکز تکی و مولفهٔ کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۶).



شکل ۱۰-۲-۹-۱۶ خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

مقاومت طراحی خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن ϕ ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و R_n مقاومت اسمی طبق رابطهٔ زیر می‌باشد.

$$R_n = 6.25\,F_{yf}t_f^2 \qquad (۱۰-۲-۹-۲۳)$$

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:

$$R_n = F_{yw}t_w(2.5k + l_b) \qquad (۱۰-۲-۹-۲۵)$$

۱۸- چنانچه در یک اتصال پیچی از نوع اتکایی تحت اثر مشترک کشش و برش، تنش کششی مورد نیاز یک پیچ برابر 0.35 مقاومت کششی اسمی آن پیچ (وقتی که نیروی کششی به تنهایی عمل کند) باشد، مقاومت برشی اسمی پیچ چنددرصد نسبت به حالتی که نیروی برشی به تنهایی بر روی پیچ عمل می‌کند، کاهش می‌یابد؟

۱) 95 ۲) 83 ۳) 17 ۴) 5

گزینه ۳

$$\frac{f_{ut}}{F_{nt}} = 0.35$$

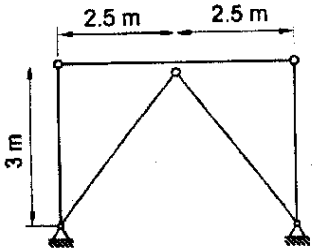
وقتی کشش و برش همزمان اثر می کنند، رابطه زیر باید کنترل گردد. در این رابطه 0.75 ضریب کاهش مقاومت می باشد. در حضور نیروی کششی، نسبت تنش برشی به تنش مقاوم برشی به 0.83 محدود می شود.

$$\frac{f_{ut}}{0.75F_{nt}} + \frac{f_{uv}}{0.75F_{nv}} < 1.3 \qquad \rightarrow \frac{f_{uv}}{0.75F_{nv}} < 0.83$$

در صورت عدم حضور نیروی برشی نسبت تنش برشی به صورت زیر کنترل خواهد شد:

$$\frac{f_{uv}}{0.75F_{nv}} < 1$$

۱۹- مهاربندهای همگرای ویژه نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک ساختمان فولادی مقاوم در برابر زلزله، از لوله به قطر خارجی 160 mm و ضخامت 5 mm تشکیل شده است. چنانچه F_{cre}=217 MPa باشد، حداقل مقاومت خمشی طراحی تیر طبقه (با صرفنظر از اثر بارهای ثقلی) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (F_y= 240 MPa)



۱) 530 kN.m

۲) 700 kN.m

۳) 115 kN.m

۴) 0 kN.m

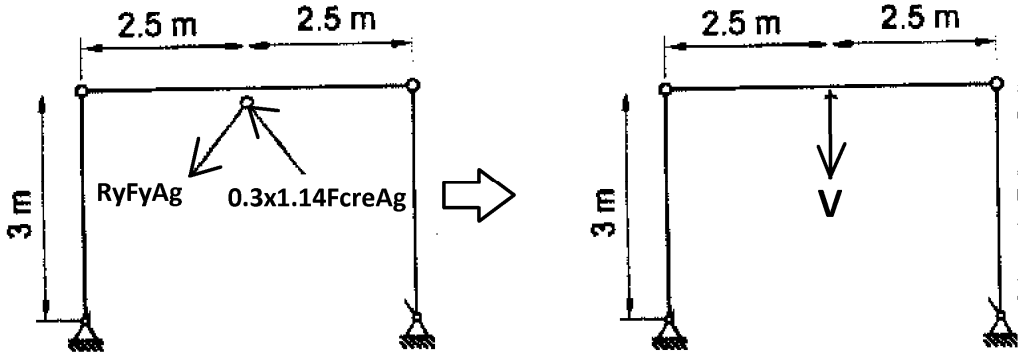
گزینه ۱

$$R_y F_y A_g = 1.25 \times 240 \times (\pi \times 80^2 - \pi \times 75^2) = 1.25 \times 240 \times 2433.5 = 730050\ N = 730\ kN$$
$$0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g = 0.3 \times 1.14 \times 217 \times 2433.5 = 180.6\ kN$$

برای محاسبه لنگر وارد بر تیر، مولفه قائم این نیروها باید منظور شود:

$$V = (730 - 180.6)\frac{3}{\sqrt{3^2 + 2.5^2}} = 422\ kN$$

بنابراین تیر باید برای لنگر $M = \frac{VL}{4} = \frac{422 \times 5}{4} = 527.5\ kN.m$ طراحی شود.



۱۰-۳-۱۱ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه

۱۰-۳-۱۱-۲ 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:

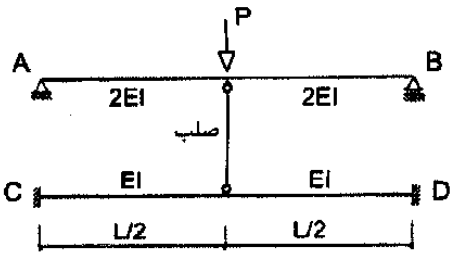
R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی مطابق مقادیر جدول ۱-۲-۳-۱۰.

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.

۲۰- در سازه نشان داده شده در شکل زیر، چه نسبتی از نیروی P توسط تیر AB حمل می‌شود؟



۱) $\frac{1}{3}$

۲) $\frac{2}{3}$

۳) $\frac{3}{4}$

۴) $\frac{1}{4}$

گزینه ۱

با توجه به صلب بودن ستون میانی، بار به نسبت سختی بین دو تیر تقسیم می شود:

$$K_{AB} = \frac{48(2EI)}{L^3}$$

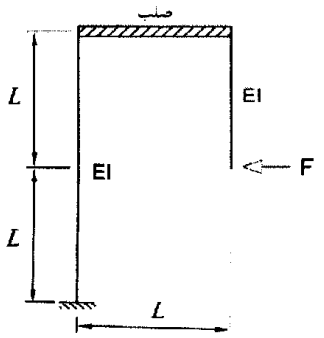
$$K_{CD} = \frac{192EI}{L^3}$$

بنابراین سختی تیر CD ۲ برابر سختی تیر AB می باشد و سهم آن دو برابر سهم تیر AB از تحمل بار خواهد بود:

$$P_{AB} = \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{CD}} = \frac{P}{3}$$

$$P_{CD} = \frac{K_{CD}}{K_{AB} + K_{CD}} = \frac{2P}{3}$$

۲۱- جابجایی افقی نقطه اثر نیروی F در سازه نشان‌داده شده برابر با کدام گزینه است؟ (صلبیت خمشی و محوری عضو افقی بی‌نهایت فرض می‌شود.)



۱) $\frac{5}{2}\frac{FL^3}{EI}$

۲) $\frac{3}{2}\frac{FL^3}{EI}$

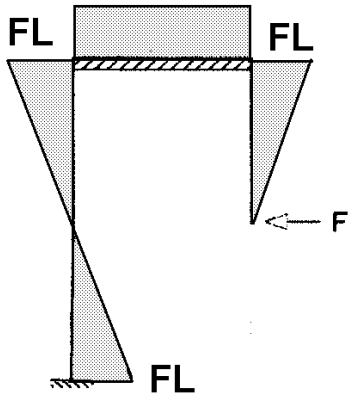
۳) $2\frac{FL^3}{EI}$

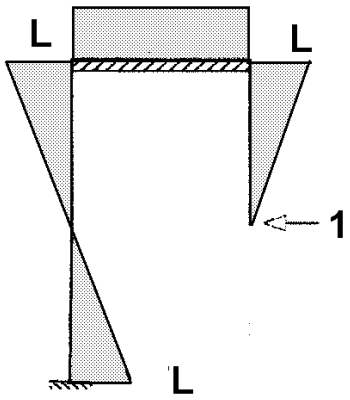
۴) $\frac{FL^3}{EI}$

گزینه ۴

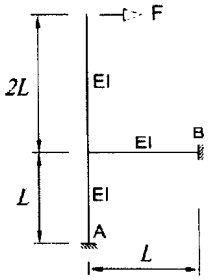
با استفاده از روش کار مجازی مقدار جابجایی بدست می آید:

$$\Delta = 3\left[\frac{FL \times L \times L}{3EI}\right] = \frac{FL^3}{EI}$$





۲۲- در سازه‌ای مطابق شکل زیر تمامی اعضا دارای صلبیت خمشی یکسان می‌باشند. اگر از تغییر شکل‌های محوری و اثرات ثانویه صرف‌نظر شود، مقدار عکس‌العمل افقی در تکیه‌گاه B چقدر خواهد بود؟



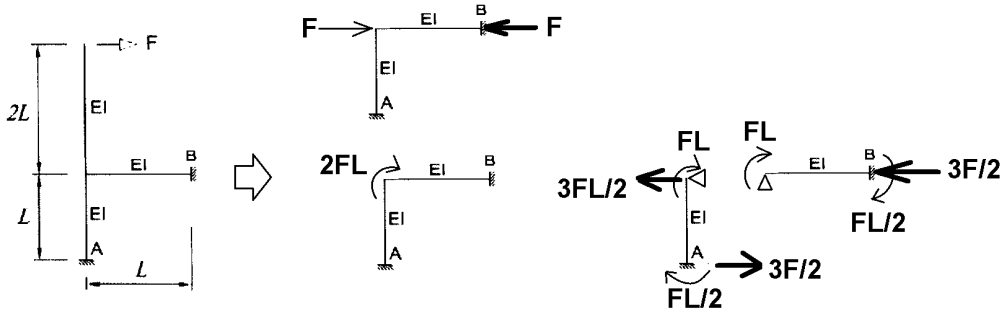
۱) 2 F

۲) 2.5 F

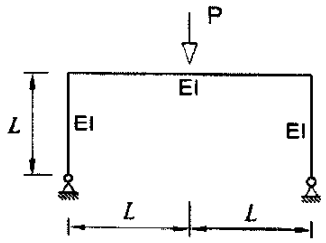
۳) 3 F

۴) 3.5 F

با توجه به شکلهای زیر گزینه ۲ صحیح است.



۲۳-مقدار نیروی برشی در پای ستون‌ها چه مقدار است؟ (تمامی اعضا دارای صلبیت خمشی یکسان می‌باشند.)



۱) $\frac{3P}{16}$

۲) $\frac{P}{2}$

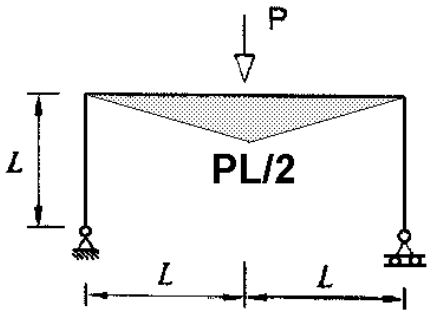
۳) $\frac{3P}{32}$

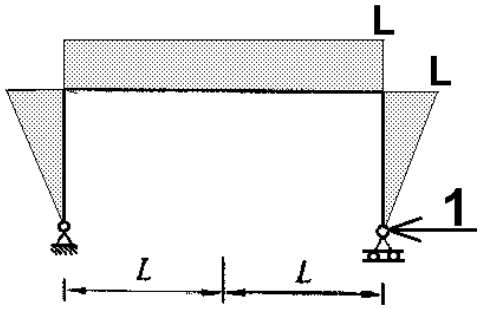
۴) $\frac{P}{4}$

گزینه ۱

در صورتی که اتصال تکیه گاه مفصلی باشد، تغییر مکان آن با روش کار مجازی به راحتی بدست می آید:

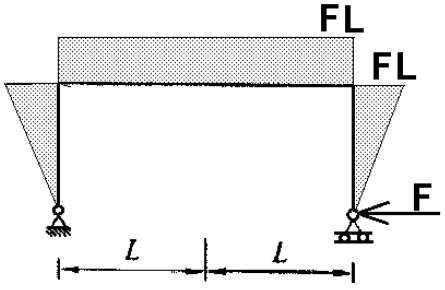
$$\Delta_P = -\frac{\frac{PL}{2}\times 2L}{2}\times L = \frac{-PL^3}{2EI}$$

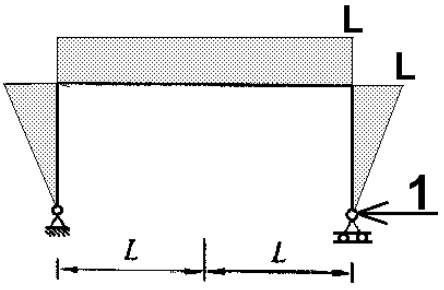




تغییر مکان تکیه گاه در اثر بار F برابر است با:

$$\Delta_F = 2\frac{FL\times L\times L}{3EI} + \frac{FL\times 2L\times L}{EI} = \frac{8FL^3}{3EI}$$

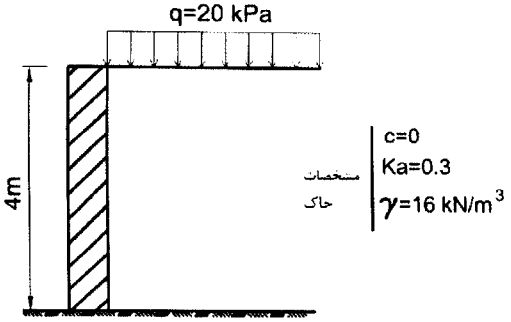




با توجه به اینکه تکیه گاه مفصلی ثابت می باشد:

$$\Delta_P + \Delta_F = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{-PL^3}{2EI} + \frac{8FL^3}{3EI} = 0 \quad \rightarrow \quad F = \frac{3P}{16}$$

۲۴- دیوار سنگی نشان داده شده در شکل زیر دارای وزن مخصوص $25\ kN/m^3$ است. حداقل ضخامت لازم دیوار برای آنکه پایداری در مقابل واژگونی تأمین گردد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۱) 1.5 متر

۲) 2.5 متر

۳) 2 متر

۴) 1 متر

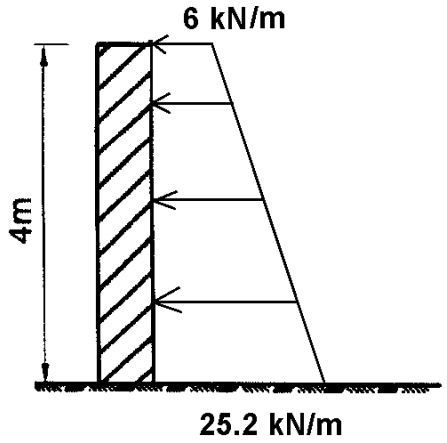
گزینه ۳

$$M_o = 6 \times 4 \times 2 + \frac{(25.2-6)\times 4}{2} \times \frac{4}{3} = 99.2$$

$$M_r = 4t \times 25 \times \frac{t}{2}$$

$$M_r > 2M_o \quad \rightarrow \quad 50t^2 > 198.4 \qquad \rightarrow t > 1.99\ m$$

$$M_r = 4t \times 25 \times \frac{t}{2}$$



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

۲۵-در طراحی پی‌های سطحی در مقابل واژگونی در شرایط لرزه‌ای، ضریب کاهش مقاومت در روش ضرایب بار و مقاومت و حداقل ضریب اطمینان در روش تنش مجاز به‌ترتیب چه مقادیری هستند؟

(۱) 0.65 و 1.5
۲) 0.65 و 1.2
۳) 0.9 و 1.5
۴) 0.6 و 1.2

گزینه ۱

جدول ۷-۴-۷ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه‌ای

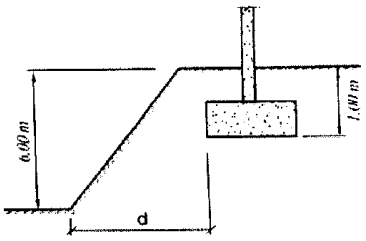
نوع گسیختگی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱/۲	۲	۱/۵	۱/۲

جدول ۷-۴-۸ ضرایب بار و مقاومت در شرایط لرزه‌ای برای روش ضرایب بار و مقاومت

	نوع گسیختگی	ضریب
ضرایب کاهش مقاومت	پایداری کلی	۰/۷۵
	فشار مقاوم	۰/۶
	ظرفیت باربری	۰/۶
	واژگونی	۰/۶۵
	لغزش	۰/۹
ضرایب بار	طبق مباحث ششم، نهم و دهم مقررات ملّی ساختمان	

۲۶- حداقل فاصله d، بدون توجه به تحلیل‌های دقیق پایداری و تغییر شکل پی چه مقدار است؟

۱) 15 متر



۲) 12 متر

۳) 8 متر

۴) 10 متر

گزینه ۴

۷-۴-۷ ملاحظات اجرایی پی‌های سطحی

۷-۴-۷-۱ انتخاب موقعیت و عمق پی

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

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

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

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

۲۷- حداقل تعداد گمانه موردنیاز جهت شناسایی ژئوتکنیکی زمین برای احداث یک ساختمان منفرد بدون زیرزمین با سطح اشغال 5000 مترمربع و اهمیت زیاد و روی زمین مناسب با لایه‌بندی ساده، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 3 عدد ۲) 5 عدد ۳) 7 عدد ۴) 10 عدد

گزینه ۳

جدول ۷-۲-۱ جدول حداقل تعداد گمانه

مساحت	اهمیت ساختمان	شرایط زیرسطحی	تعداد گمانه
یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع	خیلی زیاد و زیاد	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	۲
		لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۳
	متوسط	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	۱
		لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۲
	کم	زمین مناسب یا نامناسب	۱
یک ساختمان منفرد با سطح اشغال ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ مترمربع	خیلی زیاد و زیاد	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	۳
		لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۵
	متوسط	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	۲
		لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۳
	کم	زمین مناسب	۱
		زمین نامناسب	۲

برای سطح اشغال بیش از ۱۰۰۰ متر مربع، یک گمانه به ازای هر ۱۰۰۰ متر مربع به مقادیر تعداد گمانه اضافه می‌شود.

۲۸- مقدار $\frac{\gamma H}{C}$ طبق مقررات ملّی ساختمان، برای کنترل ضریب اطمینان در برابر بالازدگی کف گود در طراحی سازه‌های نگهبان ترجیحاً باید کوچکتر از کدامیک از مقادیر زیر باشد؟

۱) 4 ۲) 6 ۳) 8 ۴) 10

گزینه ۲

۷-۵-۵-۱-۲-۲ ضریب اطمینان در برابر بالا زدگی کف

بالا زدگی کف گود باید کنترل شود و ترجیحا $\frac{\gamma H}{C} < ۶$ باشد.

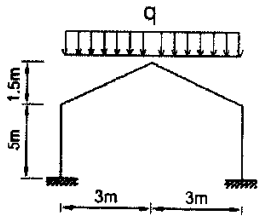
۲۹- مقطع یک ساختمان تجاری در شهر آبعلی دارای سقف شیشه‌ای به صورت زیر می‌باشد. در صورتیکه ضریب شرایط دمایی یک باشد، بام برف‌ریز و گروه ناهمواری محیط زیاد باشد، شدت بار متوازن برف روی این سقف بر حسب kN/m^2 به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 0.74

۲) 0.84

۳) 0.94

۴) 1.23



$$\left.\begin{array}{l} C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 5^0 \\ \alpha = tg^{-1}\left(\frac{1.5}{3}\right) = 26.6^0 \rightarrow C_s = 1 - \frac{26.6-5}{70-5} = 0.667 \\ C_e = 0.9 \\ I_s = 1 \\ P_g = 2 \end{array}\right\} 0.7C_sC_tC_eI_sP_g = 0.84\ kPa$$

۶-۷-۲ بار برف بام

بار برف بر روی بام، P_r ، با توجه به شیب و دمای بام، برف‌گیری، و اهمیت سازه، برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه ۶-۷-۱ تعیین می‌شود:

$$P_r = ۰/۷ C_s C_t C_e I_s P_g \qquad (۶-۷-۱)$$

۶-۷-۶ ضریب شیب C_s

برای بام‌های مسطح، ضریب شیب، C_s، برابر واحد می‌باشد. برای بام‌های شیب‌دار ضریب شیب بر حسب زاویه شیب، α، به‌صورت زیر تعیین می‌شود:

(۶-۷-۴-الف)، $C_s = ۱/۰$ $\quad \alpha \le \alpha_0$

(۶-۷-۴-ب)، $C_s = ۱ - \frac{\alpha - \alpha_0}{۷۰ - \alpha_0}$ $\quad \alpha_0 < \alpha < ۷۰^\circ$

(۶-۷-۴-پ)، $C_s = ۰$ $\quad \alpha \ge ۷۰^\circ$

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری، C_e

گروه ناهمواری محیط	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
زیاد	۰/۹	۱/۰	۱/۲
متوسط	۰/۹	۱/۰	۱/۱
کم	۰/۸	۰/۹	۱/۰

$$\text{بام شیب دار} \rightarrow \begin{cases} \text{بام لغزنده بدون مانع} \rightarrow \begin{cases} C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 5^0 \\ C_t = 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 10^0 \\ C_t \ge 1.2 \rightarrow \alpha_0 = 15^0 \end{cases} \\ \text{بام غیر لغزنده و یا مانع دار} \rightarrow \begin{cases} C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 30^0 \\ C_t \ge 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 45^0 \end{cases} \end{cases}$$

$\text{بام تخت} \rightarrow C_s = 1$

$\text{بام های کنگره ای و شیب دار دندانه ای} \rightarrow C_s = 1$

$\text{بام های کنگره ای و شیب دار دندانه ای} \rightarrow C_s = 1$

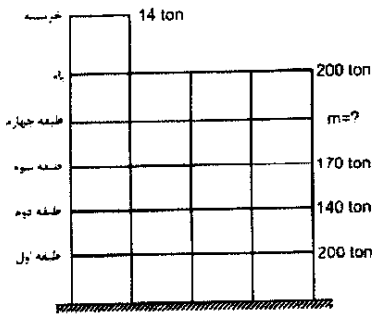
۳۰- در ساختمان پنج طبقه شکل زیر، برای آن‌که ساختمان به لحاظ توزیع جرم منظم تلقی شود، جرم طبقه چهارم حداکثر چقدر می‌تواند باشد؟ (نزدیک‌ترین عدد موردنظر است.)

۱) 95 ton

۲) 280 ton

۳) 80 ton

۴) 250 ton



گزینه ۴

$$\frac{m-170}{170} < 0.5 \quad \rightarrow \quad m < 255$$

۶-۱۱-۷-۲ نامنظمی در ارتفاع

ب- نامنظمی جرمی: در مواردی که توزیع جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰ درصد با جرم‌های طبقات مجاور اختلاف داشته باشد.

طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنی هستند.

۳۱- اگر طول طره‌ای با مقطع و جرم یکنواخت و بدون جرم متمرکز انتهایی، ده‌درصد اضافه شود، زمان تناوب اصلی نوسان آن حدوداً چند برابر می‌شود؟

۱) 0.9 ۲) 1.15 ۳) 1.21 ۴) 1.33

با توجه به رابطه زیر دوره تناوب چنین طره ای با l^2 رابطه دارد. بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

پیوست ۴

زمان تناوب اصلی نوسان پاندولهای وارونه، برجها، دودکشها و سایر ساختمانهای مشابه

۳- زمان تناوب اصلی نوسان منشور که جرم و مقطع آن در ارتفاع یکنواخت باشد از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T = ۱/۷۹ l^۲ \sqrt{\frac{q}{gEI}} \qquad (۳)$$

که در آن:

l = طول منشور

q = وزن واحد طول منشور

I = ممان اینرسی مقطع

E = مدول ارتجاعی

g = شتاب ثقل

۳۲- در یک ساختمان مسکونی بیش از 40 طبقه با ارتفاع طبقات حدوداً 3.5 متر و دارای سیستم باربر جانبی دوگانه از نوع قاب خمشی بتنی ویژه به همراه دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه، که در منطقه‌ای با پهنه با خطر نسبی کم و روی زمین نوع I ساخته می‌شود، ضریب زلزله حدوداً به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 0.020 ۲) 0.015 ۳) 0.030 ۴) 0.025

گزینه ۱

$$T = 0.05H^{\frac{3}{4}} = 2.035 \rightarrow \left.\begin{array}{l} A = 0.2 \\ B = (1.5+1)\left(\dfrac{0.4}{2.035}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.845 \\ I = 1 \\ R = 11 \end{array}\right\} \frac{ABI}{R} = 0.015$$

ضریب زلزله حداقل برابر است با:

$$0.1AI = 0.02$$

۲-۳-۴ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل‌های (۱-الف و ۱-ب) تعیین می‌شود:

$$B=1+S\left(\frac{T}{T_0}\right) \qquad 0\le T\le T_0$$

$$B=S+1 \qquad T_0 \le T\le Ts \qquad (۳-۲)$$

$$B=(S+1)\left(\frac{Ts}{T}\right)^{\frac{۲}{۳}} \qquad T\ge Ts$$

برش پایه،V در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار داده شده در رابطه زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{min}=۰/۱\Lambda IW \qquad (۲-۲)$$

۳۳- چنانچه در یک ساختمان فولادی سه طبقه با زمان تناوب طبیعی کمتر از 0.5 ثانیه، مقدار نیروی برشی پایه در اثر زلزله برابر V و جرم طبقات اول، دوم و سوم به ترتیب 600، 300 و 200 تن و ارتفاع طبقات یکسان فرض شود، درخصوص نیروی جانبی وارد بر طبقات کدام عبارت صحیح است؟

۱) نیروی جانبی ناشی از زلزله در تراز طبقه سوم دارای بیشترین مقدار است.
۲) نیروی جانبی ناشی از زلزله در تراز طبقه اول دارای بیشترین مقدار است.
۳) نیروی جانبی ناشی از زلزله در تراز طبقه دوم دارای بیشترین مقدار است.
(۴) نیروی جانبی ناشی از زلزله در کلیه طبقات یکسان است.

گزینه ۴

با توجه به اینکه دوره تناوب کمتر از 0.7 است، نیروی شلاقی Ft صفر خواهد بود:

$$F_1 = (V-0)\frac{600\times h}{200(3h)+300(2h)+600h} = \frac{1}{3}V$$

$$F_2 = (V-0)\frac{300(2h)}{200(3h)+300(2h)+600h} = \frac{1}{3}V$$

$$F_3 = (V-0)\frac{200(3h)}{200(3h)+300(2h)+600h} = \frac{1}{3}V$$

۲-۳-۹ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V، که طبق بند ۲-۳-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_i = (V - F_t)\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \qquad (۹-۲)$$

در این رابطه:

F_i: نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

h_i : ارتفاع تراز i، ارتفاع سقف طبقه i، از تراز پایه

n: تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

F_t: نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه n که به وسیله رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_t = ۰/۰۷\,TV \qquad (۱۰-۲)$$

۳۴-استفاده از دال تخت به همراه دیوار برشی بتن مسلح معمولی (بدون تیر و ستون)، به عنوان سیستم باربر قائم و جانبی در چه ساختمان‌های بتنی مجاز است؟

۱) فقط در ساختمانهای تا ارتفاع 50 متر از تراز پایه
۲) فقط در ساختمانهای تا ارتفاع 30 متر از تراز پایه
۳) فقط در ساختمانهای تا ارتفاع 10 متر از تراز پایه
۴) فقط در ساختمانهای تا سه طبقه از تراز پایه

گزینه ۲

با توجه به جدول، برای دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی تا ۳۰ متر مجاز است. دقت شود که در سیستم دیوارهای باربر (که نوع بنایی آن به صورت سنتی به وفور در نقاط مختلف کشور یافت می شود) می توان بدون حضور تیر و ستون و تنها با اتکا به دیوار های باربر (دیوار حمال) بارهای ثقلی و لرزه ای را به زمین منتقل کرد.

جدول ۶ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۷	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۶	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنّایی مسلح	۴	۱۵

۲-۳-۸-۵ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمانهای سه طبقه و یا کوتاهتر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین گردد.

۳۵- در کدامیک از ساختمان‌های زیر تهیه طیف طرح ویژه ساختگاه اجباری است؟

۱) ساختمانهای نامنظم بیش از 5 طبقه و دارای اهمیت زیاد که بر روی زمین نوع IV ساخته می‌شوند.

۲) ساختمانهای نامنظم با ارتفاع کمتر از 30 متر از تراز پایه که بر روی زمین نوع III ساخته می‌شوند.

۳) ساختمانهای منظم با ارتفاع کمتر از 50 متر از تراز پایه که بر روی زمین نوع IV ساخته می‌شوند.

۴) ساختمانهای منظم با ارتفاع بیشتر از 50 متر از تراز پایه که بر روی زمین نوع I ساخته می‌شوند.

با توجه به بند زیر گزینه ۱ صحیح است.

۲-۴-۱ حرکت زمین

۲-۴-۱-۱ حرکت زمین، که در تحلیل‌های دینامیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد باید حداقل دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعریف بند ۱-۱ باشد. آثار حرکت زمین به یکی از صورت‌های «طیف بازتاب شتاب» و یا«تاریخچه زمانی شتاب» مشخص می‌شود. برای «طیف بازتاب شتاب»می‌توان از «طیف طرح استاندارد» و یا از «طیف طرح ویژه ساختگاه»، مطابق ضوابط بندهای ۲-۴-۱-۲ و ۲-۴-۱-۳، استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط بند ۲-۴-۱-۴، را ملحوظ داشت.

استفاده از هر یک از این طیف‌ها برای کلیه ساختمانها اختیاری است. تنها در مورد ساختمانهایی که طبق بند ۲-۲-۳ مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می‌شوند و در آنها یکی از شرایط زیر موجود است، به کارگیری طیف طرح ویژه ساختگاه الزامی است.

الف- ساختمانهای «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» که بر روی زمین نوع IV، جدول (۴)، ساخته می‌شوند.

ب- ساختمانهای بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین نوع IV ساخته می‌شوند.

پ- ساختمانهای بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های II-ب و III-ب، با ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر ساخته می‌شوند.

۳۶- سطح بارگیر ستون میانی یک ساختمان 5 طبقه مسکونی و فاقد پارکینگ برابر 30 مترمربع در هر طبقه است. نسبت بار زنده‌ی طراحی کاهش یافته به کل بار زنده‌ی طراحی کاهش‌نیافته، برای طراحی ستون پایین‌ترین طبقه حداکثر چقدر می‌تواند باشد؟ فرض نمایید که کاهش بار زنده بام مجاز نمی‌باشد.

۱) 0.4 ۲) 0.46 ۳) 0.55 ۴) 0.67

دو مورد زیر در محاسبه این نسبت دخیل می باشد:

۱- کاربری پشت بام: برای مثال اگر دارای باغچه و گلخانه باشد، مقدار بار زنده بام برابر 5 kPa خواهد بود که در این صورت بیشترین نسبت حاصل می شود.

۲- بار زنده تیغه بندی: بسته به نوع تیغه بندی می تواند از 0.5 kPa تا یک مقدار نامحدود (بسته به حجم تیغه ها) تغییر کند.

هر دو مورد فوق غیر قابل کاهش می باشند. با توجه به اینکه مقدار بار زنده متغیر می باشد حل این مسئله میسر نمی باشد.

برای مثال اگر بار زنده بام برابر 5kPa و بار زنده تیغه بندی برابر 1.5 kPa باشد، خواهیم داشت:

$$L = 2\left[0.25 + \frac{4.75}{\sqrt{4 \times 120}}\right] = 2 \times 0.46 = 0.92\ kPa$$

$$\left.\begin{aligned} P_{L-Reduced} &= 30L_r + 120L + 120L_{partition} = 30 \times 1.5 + 120 \times 0.92 + 120 \times 1.5 = 442.6 \\ P_L &= 30L_r + 120L + 120L_{partition} = 30 \times 1.5 + 120 \times 2 + 120 \times 1.5 = 570 \end{aligned}\right\}$$

$$\frac{P_{L-Reduced}}{P_L} = \frac{442.6}{570} = 0.77$$

طراح ممکن است بار تیغه بندی را منظور نکرده باشد که در این صورت با توجه به اینکه عنوان شده "حداکثر چقدر می تواند باشد" باید بار زنده بام حداکثر مقدار ممکن منظور شود که طبق جدول بارها 5kPa می باشد. در این صورت خواهیم داشت:

$$\left.\begin{aligned} P_{L-Reduced} &= 30L_r + 120L = 30 \times 1.5 + 120 \times 0.92 = 262 \\ P_L &= 30L_r + 120L = 30 \times 1.5 + 120 \times 2 = 390 \end{aligned}\right\}$$

$$\frac{P_{L-Reduced}}{P_L} = \frac{262}{390} = 0.67$$

و گزینه ۴ صحیح خواهد بود.

۳۷- حداقل نیروی جانبی زلزله در امتداد عمود بر سطح دیوار وارد بر یک تیغه جداکننده در یک بیمارستان واقع در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد که بر روی خاک نوع III احداث شده است، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ضخامت تیغه 100 میلی‌متر، با ابعاد 3 متر در 5 متر از جنس مصالح گچی با جرم مخصوص برابر 1300 کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد.)

۱) 6.6 kN ۲) 4.7 kN ۳) 9.7 kN ۴) 3.7 kN

گزینه ۱

$$F_P = 0.35 \times 0.7 \times 1.4 \times (3 \times 5 \times 0.1 \times 1300) = 668\ kg = 6.68\ kN$$

۲-۸ نیروی جانبی زلزله وارد بر اجزای ساختمان و قطعات الحاقی

اجزای ساختمان و قطعات الحاقی به ساختمان باید در مقابل نیروی جانبی که از رابطه زیر به دست می‌آید محاسبه شوند:

$$F_p = AB_pIw_p \qquad (۲-۱۸)$$

در این رابطه:

A و I مقادیر مندرج در بندهای ۲-۳-۳ و ۲-۳-۷ هستند که برای محاسبه نیروی وارد به کل ساختمان به کار برده شده‌اند.

w_p: وزن جزء ساختمان یا قطعه الحاقی مورد نظر است.

در مخازن و قفسه‌بندی انبارها و کتابخانه‌ها w_p علاوه بر بار مرده شامل وزن محتویات آنها در حالت کاملاً پر است.

B_p ضریبی است که مقدار آن در جدول (۷) داده شده است.

جدول ۷ ضریب B_p

اجزای ساختمان یا قطعات الحاقی	جهت نیروی افقی	B_p
دیوارهای خارجی و داخلی ساختمان و تیغه‌های جداکننده	در امتداد عمود بر سطح دیوار	۰/۷
جان پناه‌ها و دیوارهای طره‌ای	در امتداد عمود بر سطح دیوار	۲/۰۰
اجزای تزئینی و داخلی و یا قسمتهای الحاقی به ساختمان	در هر امتداد	۲/۰۰
مخازن، برجها، دودکشها، وسایل و ماشین آلات در صورتی که متصل به ساختمان و یا جزئی از آن باشند و سقفهای کاذب	در هر امتداد	۱/۰۰
اتصالات عناصر سازه‌ای پیش ساخته	در هر امتداد	۱/۰۰

۳۸- یک ساختمان مسکونی سه‌طبقه با ارتفاع 10 متر از تراز پایه در شهر بم، دارای سیستم قاب خمشی بتنی متوسط در امتداد طولی و سیستم دیوارهای باربر با دیوار برشی بتنی مسلح متوسط در امتداد عرضی می‌باشد. ضریب نیروی زلزله در امتداد طولی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (زمین محل ساخت از نوع II می‌باشد.)

۱) 0.146 ۲) 0.125 ۳) 0.107 ۴) 0.03

گزینه ۲

$$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} = 0.39 \rightarrow \begin{matrix} A = 0.3 \\ B = (1.5+1) = 2.5 \\ I = 1 \\ R = 6 \end{matrix} \Bigg\} \frac{ABI}{R} = 0.125$$

۲-۳-۸-۸ ترکیب سیستم‌ها در پلان

در ساختمانهایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار مربوط به آن سیستم درنظر گرفته شود.

تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

جدول ۶ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۷	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۶	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنّایی مسلح	۴	۱۵

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد ننمایند:

- در قابهای فولادی

$$T=۰/۰۸H^{۳/۴} \qquad (۵-۲)$$

- در قابهای بتن مسلح

$$T=۰/۰۷H^{۳/۴} \qquad (۶-۲)$$

۳۹-یک ساختمان یک طبقه با پلان مستطیل‌شکل، بر اثر نیروی زلزله در امتداد جنوب به شمال، جابجایی دو گوشه شمالی بام برابر 72 و 32 میلی‌متر محاسبه شده است. در صورتی‌که فاصله مرکز سختی و جرم در امتداد شرقی - غربی برابر 3.1 متر و طول ساختمان در جهت غربی- شرقی برابر 28.6 متر باشد، حداقل مقدار کل برون مرکزی نیروی جانبی (شامل برون مرکز اتفاقی) بر حسب متر به چه مقداری نزدیک‌تر است؟

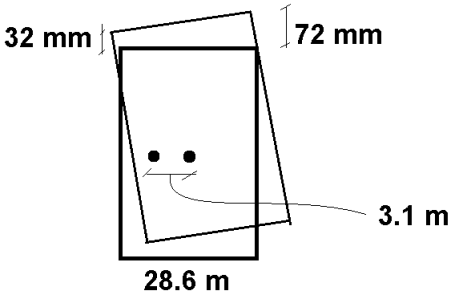
۱) 3.1 ۲) 4.5 ۳) 5 ۴) 5.8

گزینه ۳

$$A_j = \left(\frac{72}{1.2 \times \frac{32+72}{2}}\right)^2 = 1.33$$

$$e = 3.1 + 0.05A_j \times 28.6 = 5\,m$$

۲-۳-۱۰-۳ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj}، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مولفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی، اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی بند (۱-۸-۱-۱-ث)می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی A_j، طبق رابطه زیر، ضرب شود.



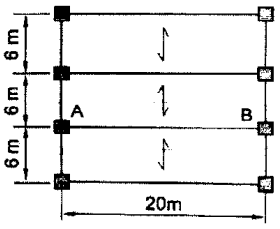
$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2 \qquad 1 \le A_j \le 3 \qquad (۱۲-۲)$$

در این رابطه:

Δ_{max}= حداکثر تغییر مکان طبقه j

Δ_{ave}= میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j

۴۰- پلان سازه یک ساختمان اداری دوطبقه مطابق شکل زیر است. این ساختمان در یک منطقه لرزه‌خیز با خطر نسبی بسیار زیاد و بر روی خاک نوع II واقع شده است. مقدار کل نیروی قائم ناشی از زلزله وارد بر تیر AB واقع در تراز سقف طبقه همکف بر حسب kN حدوداً چقدر می‌باشد؟ (بار مرده سقف $6\ kN/m^2$ و بار زنده متوسط $3\ kN/m^2$ برآورد شده است.)



۱) 265
۲) 194
۳) 318
۴) 530

گزینه ۱

$$W_p = (q_D + q_L)A = (6 + 3)(20 \times 6) = 1080\ kN$$
$$F_v = 0.7AIW_p = 0.7 \times 0.35 \times 1 \times 1080 = 264.6\ kN$$

۲-۳-۱۲ نیروی قائم ناشی از زلزله

۲-۳-۱۲-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مولفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

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

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

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

۲-۳-۱۲-۲ مقدار نیروی قائم برای عناصر بندهای الف و ب از رابطه (۲-۱۳) محاسبه می‌شود و برای عناصر بند ج دو برابر مقدار این رابطه منظور می‌گردد، به علاوه، در مورد عناصر بند ج، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_V = ۰/۷AIW_P \qquad (۲-۱۳)$$

در این رابطه:

A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

W_P: بار مرده به اضافه کل سربار آن

۴۱- جابجایی جانبی نسبی واقعی طرح طبقه‌ای از یک ساختمان بدون لحاظ اثر P-Δ برابر 40 میلی متر و در تحلیل با لحاظ اثر P-Δ برابر 50 میلی‌متر بدست آمده است. شاخص پایداری برای آن طبقه حدوداً چقدر می‌باشد؟

۱) 0.05 ۲) 0.1 ۳) 0.25 ۴) 0.2

گزینه ۴

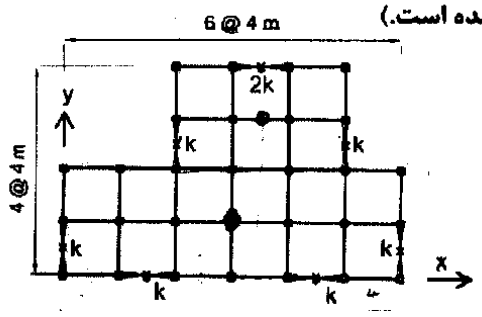
$$50 = \frac{40}{1-\theta_i} \quad \rightarrow \quad \theta_i = 0.2$$

۲-۶ اثر P -Δ

تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه با منظور کردن اثر P -Δ موضوع بند ۲-۵، را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$\overline{\Delta}_{wi} = \frac{\Delta_{wi}}{1-\theta_i} \qquad (۲-۱۷)$$

۴۲- در ساختمانی با سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربندهای هم‌محور فولادی پلان تیپ طبقات مطابق شکل زیر است. فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در امتداد محور X برحسب متر در هر طبقه حدوداً چقدر می‌باشد؟(توزیع جرم در هر طبقه یکنواخت و سقف طبقات صلب فرض شوند. محل و سختی جانبی مهاربندها در روی پلان مشخص شده است.)



۱) 1.67

۲) 1.33

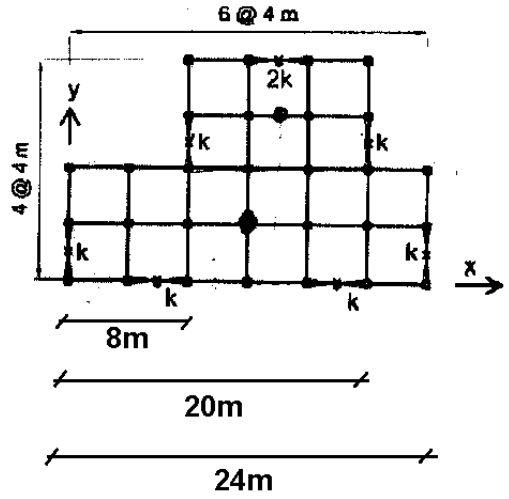
۳) 0.66

۴) 0.33

گزینه ۴

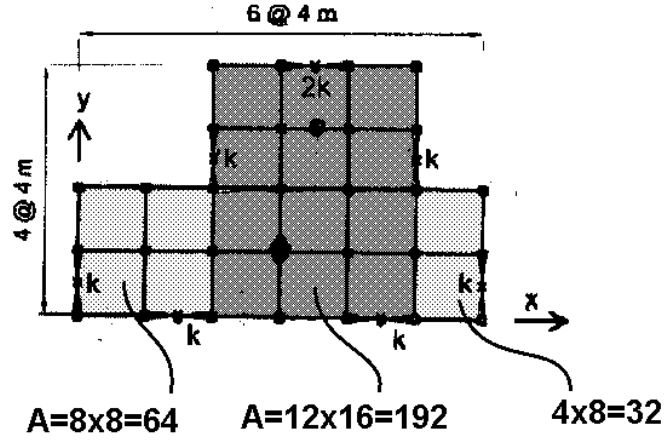
مختصات X مرکز سختی بر اساس موقعیت بادبندها برابر است با:

$$X_k = \frac{k \times 0 + k \times 8 + k \times 20 + k \times 24}{4K} = 13\ m$$



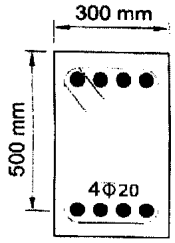
مرکز جرم (با توجه به یکنواخت بودن توزیع جرم) برابر با مرکز سطوح کف ها می باشد:

$$X_M = \frac{(8 \times 8) \times 4 + (12 \times 16) \times 14 + (4 \times 8) \times 22}{(8 \times 8) + (12 \times 16) + (4 \times 8)} = 12.666\ m$$



$$X_k - X_M = 0.333\ m$$

۴۳- لنگرخمشی مقاوم محتمل مثبت (M_{pr}) مقطع بتنی شکل زیر، بر حسب کیلونیوتن متر، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است. بتن از رده C30 و فولاد از نوع S400 می‌باشد؟



۱) 285
۲) 230
۳) 200
۴) 325

گزینه ۱

راحل تقریبی:

$$M_{pr} = A_s(1.47F_{yd})Z = A_s(1.25F_y)(0.9d) = (4 \times 314)(500)(0.9 \times 500) = 282.6\ kN.m$$

راحل دقیق:

فاصله میلگردهای فشاری از تار بالایی داده نشده است. بنابراین با توجه به کم فولاد بودن مقطع و از آنجا که تاثیر فولاد فشاری در مقاطع کم فولاد کم است، از فولادهای فشاری در محاسبه مقاومت خمشی مقطع صرف نظر می شود.

$$M_{pr} = A_s(1.47F_{yd})Z = A_s(1.47F_{yd})\left(d - \frac{\beta x}{2}\right) = A_s(1.25F_y)\left(d - \frac{A_s(1.25F_y)}{2\alpha(b)(f_c')}\right)$$
$$= (4 \times 314)(500)\left(500 - \frac{(4 \times 314)(500)}{2 \times 0.8 \times 300(30)}\right) = 286.6\ kN.m$$

۹-۲۳-۲-۱-۹ لنگر خمشی مقاوم محتمل

لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_s = ۱/۲۵ f_y$، $\phi_c = \phi_s = ۱$ (f_s، مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

۴۴- نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن در یک تیر بتن مسلح درجا با مقطع مستطیل براساس رابطه $V_c = 0.2\,\phi_c\sqrt{f_c}\,b_w d$ بدست می‌آید. با توجه به رابطه مذکور حداکثر نیروی برشی مقاوم مقطع تیر (شامل سهم بتن و سهم فولاد برشی) حدوداً چه مقدار می‌تواند باشد؟ بتن از رده C25 و f_{cd} برابر $\Phi_c f_c$ است.

۱) $25\ V_c$ ۲) $9.50\ V_c$ ۳) $6.25\ V_c$ ۴) $4\ V_c$

گزینه ۳

با افزایش خاموت، مقاومت برشی افزایش می یابد. ولی آیین نامه برای این افزایش محدودیتی قرار داده است. به طوریکه حداکثر مقاومت برشی (شامل مقاومت بتن و خاموت) نباید از مقدار زیر فراتر رود:

$$V_r < 0.25 f_{cd} b_w d = 0.25 \times 0.65 \times 25 b_w d = 4.0625 b_w d$$

مقدار Vc برابر است با:

$$V_c = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} b_w d = 0.65 b_w d$$

بنابراین مقدار حداکثر نیروی برشی مقاوم مقطع برابر است:

$$V_r < (4.0625 b_w d = 6.25 V_c)$$

۹-۱۵-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در برش

۹-۱۵-۲-۱ در مقاطع تحت اثر برش، کنترل حالت حدی مقاومت باید بر اساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد:

$$V_u \le V_r \qquad (۹-۱۵-۱)$$

در این رابطه V_u نیروی برشی ایجاد شده در مقطع است که از تحلیل سازه تحت اثر بار نهایی به دست می‌آید و V_r مطابق بند ۹-۱۵-۲-۲ محاسبه می‌شود.

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

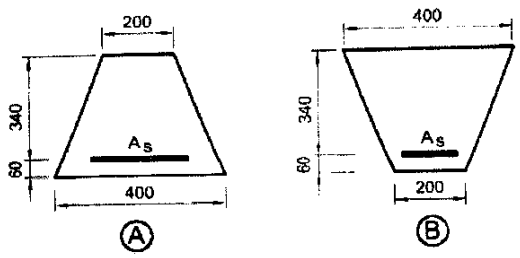
$$V_r = V_c + V_s \qquad (۹-۱۵-۲)$$

مقادیر V_c و V_s بر اساس ضوابط قسمت‌های ۹-۱۵-۳ و ۹-۱۵-۴ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۵-۲-۳ مقدار V_r نباید بیشتر از $۰/۲۵ f_{cd} b_w d$ در نظر گرفته شود.

۴۵- در صورتی‌که مقدار آرماتور کششی در هر دو مقطع شکل زیر برابر $A_s = 4\Phi 20$ باشد، نسبت لنگر خمشی مقاوم مقطع A به لنگر خمشی مقاوم مقطع B به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟
(بتن از رده C30 و فولاد از نوع S400 و ابعاد به میلی متر می‌باشد.)

۱) 1.20
۲) 0.8
۳) 1.1
۴) 0.9



گزینه ۴

با توجه به رابطه $M = A_s F_{yd} Z$ و از آنجا هر دو مقطع As یکسان دارند، تنها تفاوت آنها مقدار Z می باشد. مقدار Z نیز بسته به شکل مقطع و درصد میلگرد بین 0.75d تا 0.95d می تواند تغییر کند.

در این سوال باید مقدار Z در هر دو مقطع محاسبه شود.

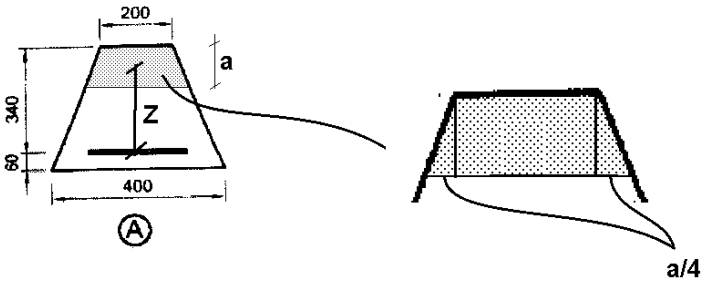
مقطع A:

$$C = T \rightarrow \left(200a + \frac{a^2}{4}\right)\alpha f'_{cd} = A_s F_{yd} \quad \rightarrow \quad \left(200a + \frac{a^2}{4}\right)0.8 \times 0.65 \times 30 = 4 \times 314 \times 0.85 \times 400$$

$$a = 119\ mm$$

با فرض اینکه مرکز سطح قسمت هاشور خورده به صورت تقریبی در میانه مقطع باشد، داریم:

$$Z_A = 340 - \frac{a}{2} = 280\ mm$$



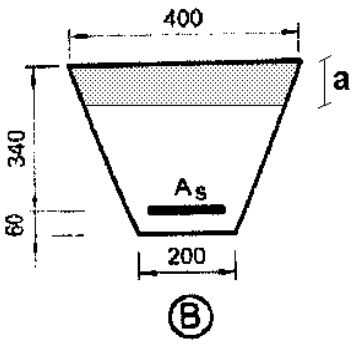
مقطع B:

$$C = T \rightarrow \left(400a - \frac{a^2}{4}\right)\alpha f'_{cd} = A_s F_{yd} \quad \rightarrow \quad \left(400a - \frac{a^2}{4}\right)0.8 \times 0.65 \times 30 = 4 \times 314 \times 0.85 \times 400$$

$$a = 72\ mm$$

با فرض اینکه مرکز سطح قسمت هاشور خورده به صورت تقریبی در میانه مقطع باشد، داریم:

$$Z_B = 340 - \frac{a}{2} = 304\ mm$$



$$\frac{M_A}{M_B} = \frac{Z_A}{Z_B} = \frac{280}{304} = 0.92$$

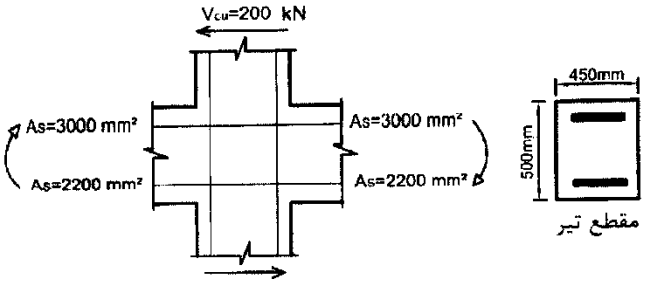
۴۶- در شکل زیر یک اتصال تیر به ستون بتنی نشان داده شده است. چنانچه این اتصال مربوط به یک ساختمان با شکل‌پذیری زیاد باشد، نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ نوع میلگرد S400، رده بتن C25، ابعاد مقطع ستون 500×500 میلی‌متر است. فرض می‌شود امکان تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای هر دو سمت ستون وجود دارد. مقدار نیروی برشی نهایی ستون در شکل زیر مشخص شده است.

۱) 2700 kN

۲) 2600 kN

۳) 2400 kN

۴) 2300 kN

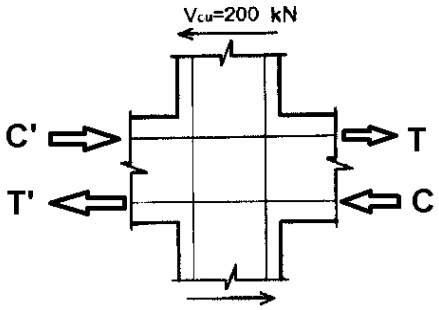


گزینه ۳

۹-۲۳-۴-۴ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها

۹-۲۳-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۳-۴-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ و ۹-۲۳-۴-۴-۱-۳ تعیین شوند.



۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال، V_u، باید بر اساس تنش کششی برابر $1/47 f_{yd}$ که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr}، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

$$C = T = A_s(1.47 f_{yd}) = 3000 \times 1.47 \times 0.85 \times 400 = 1499400\ N = 1499.4\ kN$$
$$C' = T' = A_s(1.47 f_{yd}) = 2200 \times 1.47 \times 0.85 \times 400 = 1099560\ N = 1099.56\ kN$$

$$V_p = T + C' - V_{cu} = 1499.4 + 1099.56 - 200 = 2398.96\ kN$$

۴۷- نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال تیر به ستون یک ساختمان بتنی با شکل‌پذیری زیاد، 2300 کیلونیوتن است. چنانچه مقطع ستون، مربعی به طول اضلاع 500×500 میلی‌متر بوده و از هر چهارطرف به تیرهای با پهنای 400 میلی‌متر متصل شده باشد، حداقل رده بتن موردنیاز (برای تمام اعضای سازه از یک رده بتن استفاده می‌شود) چقدر است؟ محور هر چهار تیر را منطبق بر محورهای اصلی ستون فرض کنید. همچنین فرض کنید در این اتصال، آرماتورگذاری عرضی ویژه قرار داده می‌شود.

۱) C40 ۲) C30 ۳) C25 ۴) C35

گزینه ۴

$$A_j = 500 \times 500 = 250000mm^2$$

$$v_c = 0.2\varphi_c\sqrt{f_c'} = 0.2 \times 0.65\sqrt{f_c'} = 0.13\sqrt{f_c'}$$

$$12A_j v_c > 2300kN \quad \rightarrow \quad 12 \times 250000 \times 0.13\sqrt{f_c'} < 2300000 \quad \rightarrow f_c' = 34.77\ MPa$$

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۴ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها

۹-۲۳-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۳-۴-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ و ۹-۲۳-۴-۴-۱-۳ تعیین شوند.

۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال، V_u، باید بر اساس تنش کششی برابر $1/47f_{yd}$ که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr}، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

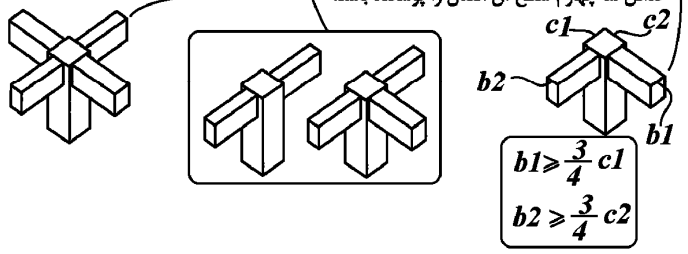
۹-۲۳-۴-۴-۱-۳ نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال، V_r، را می‌توان با شرط رعایت ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ حداکثر برابر با مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفت:

الف- برای اتصالات محصور شده در چهار سمت $12A_j v_c$

ب- برای اتصالات محصور شده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم $9A_j v_c$

پ- برای سایر اتصالات $7/5A_j v_c$

یک اتصال زمانی توسط نیرویی که به یک وجه آن می‌رسد محصور شده تلقی می‌گردد که تیر حداقل سه‌چهارم سطح آن اتصال را پوشانده باشد.



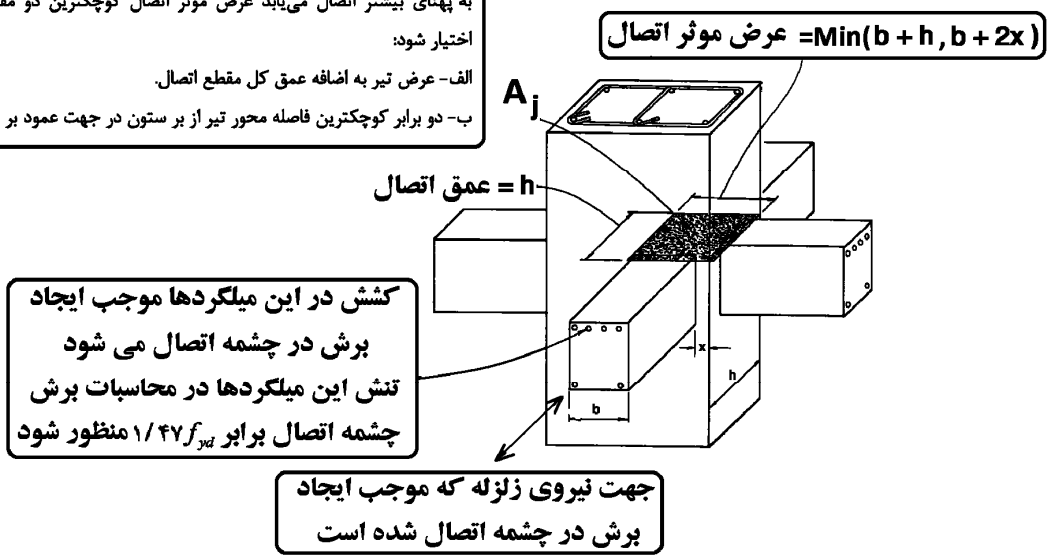
$$b1 \geq \frac{3}{4}c1$$

$$b2 \geq \frac{3}{4}c2$$

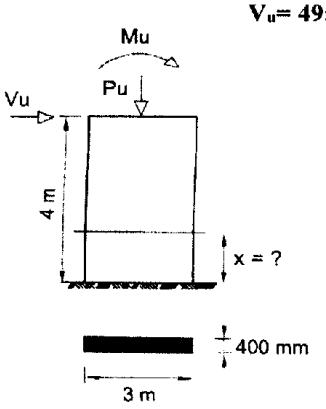
عمق این مقطع برابر با عمق کلی مقطع ستون است. در مواردی که تیر اصلی به تکیه‌گاهی به پهنای بیشتر اتصال می‌یابد عرض مؤثر اتصال کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) اختیار شود:

الف- عرض تیر به اضافه عمق کل مقطع اتصال.

ب- دو برابر کوچکترین فاصله محور تیر از بر ستون در جهت عمود بر محور تیر.



۴۸- نما و مقطع یک دیوار برشی بتن‌آرمه با شکل‌پذیری متوسط در شکل نشان داده شده است. براساس بارهای نهایی مشخص شده (که شامل بار زلزله نیز می‌باشد) به لحاظ محاسباتی حداقل تا چه ارتفاعی از پای دیوار لازم است از اجزای لبه استفاده شود؟ (نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید) فرض کنید به جای اجزای لبه از جایگزین دیگر استفاده نمی‌شود. بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 است. V_u= 495 kN , M_u= 800 kN.m , P_u= 1400 kN



۱) 1.5 متر

۲) 2.0 متر

۳) 2.5 متر

۴) 3 متر

گزینه ۳

$$\sigma = \frac{P_u}{A} + \frac{6\left(M_u + V_u(4-x)\right)}{bh^2} = \frac{1400000}{3000 \times 400} + \frac{6\left(800 \times 10^6 + 495000(4000-x)\right)}{40 \times 3000^2} < 0.23 f_{cd}$$

$$5.8\frac{kN}{m^2} - 0.000825x < 0.23(0.65 \times 25) = 3.73 \quad \rightarrow \quad x = 2500mm$$

۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۹-۲۳-۳-۳-۱ در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها باید ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۱ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳، مربوط به ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد، و با در نظر گرفتن استثناهای بندهای ۹-۲۳-۳-۳-۲ و ۹-۲۳-۳-۳-۳ رعایت شوند.

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۳-۳ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای و در دیافراگم‌ها

۹-۲۳-۴-۳-۳-۱ در کناره‌ها و اطراف بازشوها در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها که در آنها تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع تحت اثر بارهای نهایی، به انضمام اثر زلزله، از $۰/۳۱f_{cd}$ بیشتر باشد، باید اجزای لبه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳-۴ پیش بینی شود. مگر آنکه در تمام طول دیوار یا دیافراگم میلگردگذاری عرضی ویژه پیش بینی شده باشد. اجزای مرزی را می‌توان از مقطعی در امتداد طول دیوار که تنش فشاری بتن در آن از $۰/۲۳f_{cd}$ کمتر باشد، در جهت ارتفاع قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع ترک‌نخورده محاسبه می‌شود.

۴۹- در یک قطعه بتن پیش‌تنیده، مربوط به ساختمانی که حساس به ترک خوردگی نیست، حداکثر تنش کششی قابل قبول در قسمت بتنی بر حسب MPa به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید که بین درز قطعات پیش‌ساخته میلگرد رد شده و رده بتن C30 می‌باشد)

۱) 3.25 ۲) 1.95 ۳) 0.65 ۴) 0.36

گزینه ۲

$$0.6f_t = 0.6 \times 0.6\sqrt{f_c} = 0.36\sqrt{30} = 1.97MPa$$

۹-۲۴-۹-۵ کنترل تنش‌های حدی

به منظور عدم ایجاد ترک‌های فشاری موازی و عدم تشدید وارفتگی بتن، مقدار تنش فشاری حداکثر در بتن به مقادیر زیر محدود می‌شود.

الف) حد تنش تحت شرایط اجرائی، ۰/۶ f_{ci}

ب) حد تنش تحت شرایط بهره‌برداری ، ۰/۶ f_c

پ) حد تنش تحت بار های دائمی در دوره بهره‌برداری ، ۰/۵ f_c

حداکثر تنش کششی در ساختمان‌های حساس به ترک خوردن یا درزهای بین قطعات پیش‌ساخته که از آنها میلگرد نمی‌گذرد معادل صفر و در حالت‌های دیگر باید به میزان ۰/۶ مقاومت مشخصه کششی بتن که از رابطه زیر تعیین می‌شود، محدود گردد.

$$f_t = ۰/۶\sqrt{f_c} \qquad (۹-۲۴-۲۶)$$

۵۰- در یک قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد، ابعاد مقطع یکی از ستون‌های طبقه بام برابر 500×500 mm (d=440 mm) است. چنانچه حداکثر نیروی محوری نهایی مؤثر به این ستون برابر 500 kN، قطر میلگردهای عرضی برابر 10 mm، قطر میلگردهای طولی برابر 25 میلی‌متر، نوع فولاد S400 و رده بتن C25 باشد، بدون توجه به نیازهای محاسباتی حداکثر فاصله میلگردهای عرضی در نواحی بحرانی این عضو به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 100 mm ۲) 125 mm ۳) 150 mm ۴) 200 mm

گزینه ۱

ابتدا باید بررسی شود که عضو مورد نظر عضو فشاری محسوب می شود یا نه:

$$\left.\begin{matrix} N_u = 500\ kN \\ 0.15 f_{cd} A_g = 0.15 \times 0.65 \times 25 \times 500 \times 500 = 609.375 \end{matrix}\right\} N_u < 0.15 f_{cd} A_g$$

با توجه به اینکه نیروی محوری کمتر از مقدار عنوان شده می باشد، عضو یک عضو خمشی محسوب می شود و ضوابط مربوط به اعضای خمشی را باید ارضا کند:

$$S < Min\left(\frac{440}{4}, 8 \times 25, 24 \times 10, 300\right) = 110\ mm$$

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \le ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۱-۳ آرماتور عرضی

۹-۲۳-۴-۱-۳-۱ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع تنگ ویژه بوده و شرایط آن مطابق بند ۹-۲۳-۴-۱-۳-۲ در نظر گرفته شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب وجود داشته باشد.

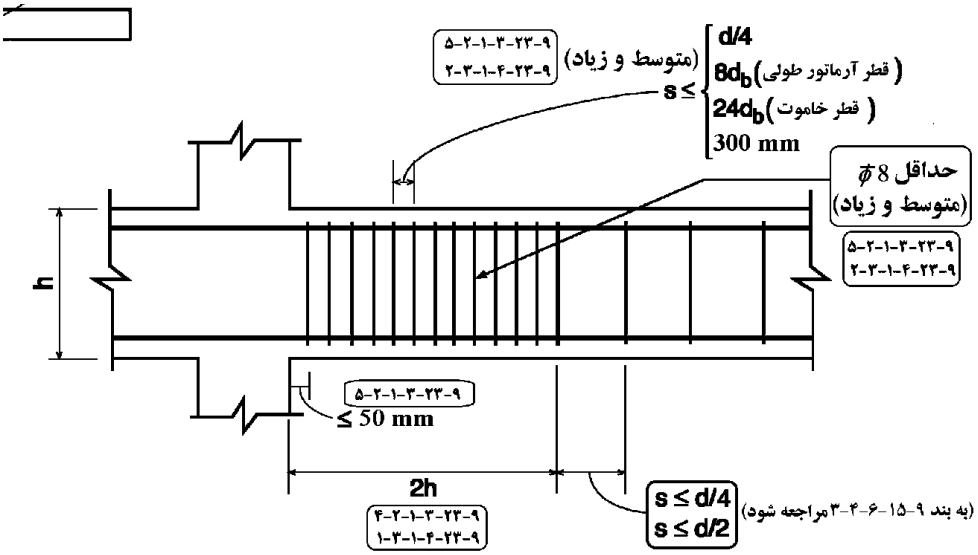
پ- در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به میلگرد فشاری نیاز باشد.

۹-۲۳-۴-۱-۳-۲ تنگ‌های ویژه و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) تا (پ) این بند باشند:

الف- قطر تنگ‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- فاصله تنگ‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ- فاصله اولین تنگ از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.



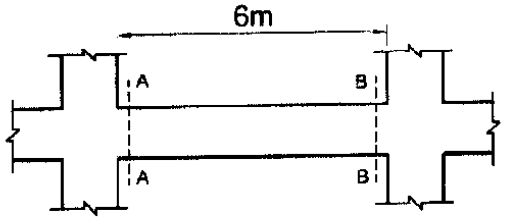
۵۱- در صورتی‌که لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع A-A و B-B تیر یک ساختمان با شکل‌پذیری متوسط برابر مقادیر زیر باشد، حداکثر نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی در مقطع B-B با فرض تشکیل مفصل‌های پلاستیکی در مقاطع انتهایی تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (مقاطع A-A و B-B در برستون می‌باشند و از بار روی تیر و وزن تیر صرفنظر شود.)

$M_A^- = 150$ kN.m

$M_A^+ = 60$ kN.m

$M_B^- = 120$ kN.m

$M_B^+ = 66$ kN.m



۱) 21 ۲) 30 ۳) 36 ۴) 45

گزینه ۳

دقت شود که با توجه به بند زیر، برش لرزه ای بر اساس لنگر خمشی مقاوم محتمل محاسبه می شود. در حالیکه در سوال لنگر خمشی اسمی ارائه شده است. با توجه به تعریف آیین نامه رابطه زیر بین این لنگر ها برقرار است:

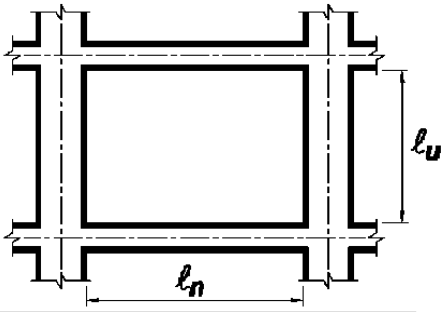
لنگر خمشی مقاوم محتمل = لنگر خمشی اسمی x 1.25

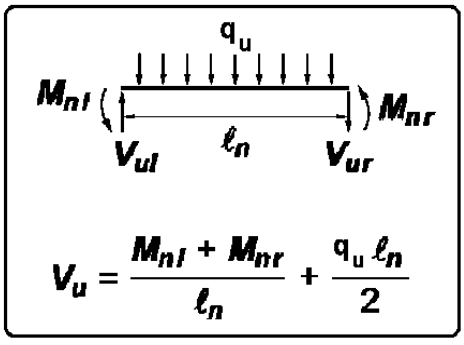
بنابراین نیروی برشی همساز برابر خواهد بود با:

$$V_1 = \frac{M_A^- + M_B^+}{6} = \frac{150 + 66}{6} = 36\ kN$$

$$V_2 = \frac{M_A^+ + M_B^-}{6} = \frac{60 + 120}{6} = 30\ kN$$

$$V = Max(V_1 + V_2) = 36\ KN$$





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.

۹-۲۳-۲-۱-۸ لنگر خمشی مقاوم اسمی

لنگر خمشی مقاوم اسمی مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_s = f_y$، $\phi_c = \phi_s = ۱$ (f_s، مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

۹-۲۳-۲-۱-۹ لنگر خمشی مقاوم محتمل

لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_s = ۱/۲۵ f_y$، $\phi_c = \phi_s = ۱$ (f_s، مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

۵۲- یک قطعه‌ی بتنی بر روی قطعه‌ی بتنی دیگری که قبلاً ریخته و بتن آن سخت شده است اجرا خواهد شد. به این منظور سطح تماس تمیز و عاری از دوغاب شده و با ایجاد خراشهایی به عمق تقریبی پنج میلی‌متر به حالت زبر درآورده می‌شود. چنانچه سطح تماس دو قطعه به طور همزمان تحت اثر نیروی برشی نهایی برابر 800 kN و نیروی محوری نهایی عمود بر سطح تماس (که می‌تواند فشاری یا کششی باشد) برابر 200 kN باشد، حداقل مساحت موردنیاز میلگردهای عمود بر سطح تماس به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ رده بتن C25، نوع فولاد S400 و ضریب λ برابر یک فرض شود.

۱) $3800\ mm^2$
۲) $2650\ mm^2$
۳) $600\ mm^2$
۴) $3250\ mm^2$

گزینه ۴

آرماتورهای لازم برای تحمل برش:

$$V_r > 800\ kN$$
$$\left(\lambda\mu A_{vf} f_{yd} = 1 \times 0.9 A_{vf} \times 0.85 \times 400 = 306 A_{vf}\right) > 800000\ N \quad \rightarrow \quad A_{vf} > 2614\ mm^2$$

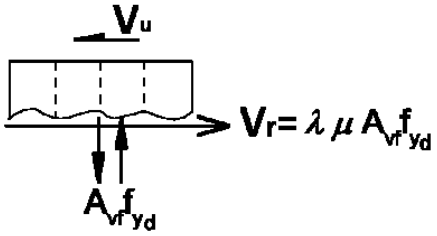
آرماتور لازم برای تحمل کشش:

$$N_r > 200\ kN$$
$$\left(A_t f_{yd} = A_t \times 0.85 \times 400 = 340 A_t\right) > 200000\ N \quad \rightarrow \quad A_{vf} > 588\ mm^2$$
$$A_{vf} + A_{vf} = 3202\ mm^2$$

۹-۱۵-۱۳-۲ حالت حدی نهائی مقاومت

۹-۱۵-۱۳-۲-۳ در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی نسبت به صفحه برش مایل باشد به طوری که نیروی برشی در آن ایجاد کشش کند:

$$V_r = \lambda A_{vf} f_{yd} (\mu \sin\alpha_f + \cos\alpha_f) \qquad (۹-۱۵-۲۳-۱)$$



۹-۱۵-۱۳-۲-۴ در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی عمود بر صفحه برش باشد:

$$V_r = \lambda\mu A_{vf} f_{yd} \qquad (۹-۱۵-۲۳-۲)$$

۹-۱۵-۱۳-۲-۵ ضریب اصطکاک μ در روابط (۹-۱۵-۲۳-۱) و (۹-۱۵-۲۳-۲) برابر با یکی از مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

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

ب) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای با زبری سطحی قید شده در بند ۹-۱۵-۱۳-۳-۵ ریخته شده باشد: ۰/۹

پ) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای با زبری سطحی کمتر از میزان قید شده در بند ۹-۱۵-۱۳-۳-۵ ریخته شده باشد: ۰/۵

۹-۱۵-۱۳-۳ ضوابط طراحی برش اصطکاکی

۹-۱۵-۱۳-۳-۲ در مواردی که در سطح برش علاوه بر نیروی برشی، نیروی کششی نیز اثر کند، باید آرماتور اضافی برای تحمل کشش در امتداد نیروی کششی اعمال شده، پیش‌بینی شود.

۹-۱۵-۱۳-۳-۳ در مواردی که در سطح برش علاوه بر نیروی برشی نیروی فشاری دائمی نیز اثر کند، مقدار این نیرو را می‌توان به نیروی $\phi_s A_{vf} f_y$، متعلق به‌آرماتور برش اصطکاکی در رابطه ۹-۱۵-۲۳-۲ اضافه نمود.

۹-۱۵-۱۳-۳-۴ آرماتورهای برش اصطکاکی باید به نحوی مناسب در سطوح صفحه برش توزیع شوند و برای آنکه بتوانند به تنش نظیر جاری شدن برسند باید به طور کامل در دو سمت صفحه برش در بتن مهار گردند. برای مهار کردن آرماتورها می‌توان از ادوات مکانیکی استفاده نمود.

۹-۱۵-۱۳-۳-۵ در مواردی که بتن در مجاورت بتن سخت شده قبلی ریخته می‌شود، سطح تماس برای انتقال برش باید تمیز و عاری از دوغاب خشک شده باشد. برای آنکه بتوان ضریب اصطکاک μ را برابر با ۰/۹ فرض نمود سطح تماس باید با ایجاد خراش‌های به عمق تقریبی پنج میلی‌متر به حالت زبر درآورده شود.

۵۳- حداکثر نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن برای عملکرد دوطرفه یک شالوده‌ی پیش‌ساخته، چه تفاوتی با مقدار متناظر آن در یک شالوده‌ی با بتن درجا دارد؟ (فرض کنید ابعاد و رده بتن هر دو نوع شالوده یکسان می‌باشد.)

۱) در شالوده‌ی با بتن پیش‌ساخته، حدود 8 درصد بیشتر از شالوده‌ی با بتن درجاست.
۲) در شالوده‌ی با بتن پیش‌ساخته، حدود 5 درصد کمتر از شالوده‌ی با بتن درجاست.
۳) در شالوده‌ی با بتن پیش‌ساخته، حدود 5 درصد بیشتر از شالوده‌ی با بتن درجاست.
۴) هیچ تفاوتی ندارد.

گزینه ۱

تنها تفاوت مربوط به ضریب کاهش مقاومت می باشد. بنابراین نسبت مقاومت ها برابر خواهد بود با:

$$\frac{V_{\text{پیش ساخته}}}{V_{\text{درجا}}} = \frac{0.7}{0.65} = 1.0769$$

۹-۱۳-۱۰-۱-۲ برای‌محاسبه نیروی مقاوم S_r، مقادیر مقاومت‌های مشخصه بتن و فولاد در ضرایب ایمنی جزئی به شرح (الف) تا (ج) این بند، ضرب می‌شوند:

الف) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات درجا ϕ_c = ۰/۶۵

ب) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات پیش‌ساخته ϕ_c = ۰/۷

ج) ضریب ایمنی جزئی مقاومت فولاد ϕ_s = ۰/۸۵

در موارد استثنائی مقادیرϕ برای هر حالت ارائه شده‌اند. روابط ارائه شده در این مبحث با فرض ϕ_c = ۰/۶۵ می‌باشد.

تبصره: در شرایطی که در یک عضو حاشیه ایمنی بیشتری مورد نیاز باشد یک ضریب ایمنی مکمل ϕ_n نیز بر مقاومت نهایی مقطع اعمال می‌گردد.

۵۴- برای تیری با مقطع مستطیل b= 300 mm و d=500 mm تحت لنگر خمشی مثبت مشخصی می‌توان از 3Φ28 (حالت A) و یا 4Φ25 (حالت B) استفاده نمود. نوع فولاد S400 و رده بتن C25 می‌باشد. در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر، از نظر عرض ترک خمشی، گزینه صحیح‌تر را انتخاب کنید. فرض کنید در هر دو حالت آرماتورها در یک سفره قرار دارند و به صورت تکی با فواصل مساوی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. فاصله دورترین تار کششی تا مرکز میلگردها در هر دو حالت یکسان می‌باشد.

۱) در صورت یکسان بودن نوع میلگرد و مجموع سطح مقطع آنها، عرض ترک خمشی مستقل از تعداد میلگردها خواهد بود.

۲) عرض ترک خمشی تیر در حالت A کمتر از عرض ترک خمشی تیر در حالت B می‌باشد.

۳) عرض ترک خمشی تیر در دو حالت با هم برابر است.

(۴) عرض ترک خمشی تیر در حالت B کمتر از عرض ترک خمشی تیر در حالت A می‌باشد.

گزینه ۴

در هر دو حالت مقدار d_c یکسان می باشد. از آنجا که مقدار خمش وارد بر مقطع ثابت است، مقدار تنش کششی در آرماتورها (f_s) در حالت B کمتر خواهد بود (با افزایش مساحت مساحت میلگرد تنش آنها نیز کاهش می یابد):

$$\frac{f_{s-A}}{f_{s-B}} = \frac{A_{s-B}}{A_{s-A}} = \frac{4 \times 3.14 \times 12.5^2}{3 \times 3.14 \times 14^2} = 1.06$$

از طرفی نسبت پارامتر A (با توجه به شکل زیر) در دو حالت برابر است با:

$$\frac{A_A}{A_B} = \frac{4}{3}$$

$$\left.\begin{aligned} W_A &= 11.05 \times 10^{-6} f_{s-A} \sqrt[3]{d_c A_A} \\ W_B &= 11.05 \times 10^{-6} f_{s-B} \sqrt[3]{d_c A_B} \end{aligned}\right\} \quad \frac{W_A}{W_B} = \frac{f_{s-A}\sqrt[3]{A_A}}{f_{s-B}\sqrt[3]{A_B}} = 1.06\sqrt[3]{\frac{4}{3}} = 1.06 \times 1.1 = 1.16$$

بنابراین عرض ترک در حالت A بیشتر می باشد.

۹-۱۷-۳-۲ محاسبه عرض ترک

۹-۱۷-۳-۲-۱ در تیرها و دال‌های یک طرفه مقدار عرض راء در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر، می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

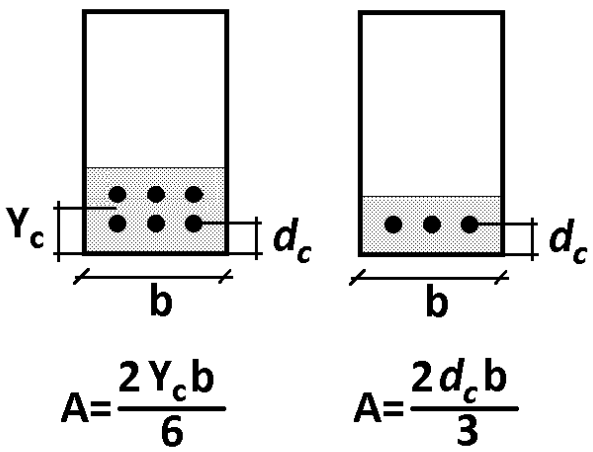
$$w = ۱۱/۰۵ \times ۱۰^{-۶} f_s \sqrt[۳]{d_c A} \qquad (۹-۱۷-۷)$$

در شرایط محیطی متوسط (A)، و شدید (B و C) مقدار تنش f_s به $\frac{۲}{۳} f_y$ و درشرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق‌العاده شدید (E) مقدار این‌تنش به $\frac{۱}{۲} f_y$ محدود می‌شود.

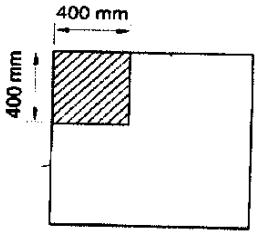
۹-۱۷-۳-۳ محدودیت عرض ترک

مقدار عرض ترک در تیرها و دال‌های یک طرفه متناسب با شرایط محیطی ذکرشده در بند ۹-۶-۴ و شرایط لازم برای آب‌بندی ساختمان به مقادیر زیر محدود می‌شود:

- شرایط محیطی متوسط (A) و شدید (B) ۰/۳۵ میلی‌متر
- شرایط محیطی شدید (C) ۰/۲ میلی‌متر
- شرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق‌العاده شدید (E) و یا آب‌بندی ساختمان ۰/۱ میلی‌متر



۵۵- ستون گوشه یک ساختمانی به ابعاد 400×400 میلی‌متر تحت اثر نیروی محوری فشاری، روی پی به ابعاد 1500×1500 mm قرار دارد. در صورتیکه در پی از آرماتور برشی و یا کلاهک برشی استفاده نشده و عمق مؤثر پی d=500 mm باشد، مقدار V_c برای کنترل برش در حالت حدی برای عملکرد دو طرفه بر حسب کیلونیوتن، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (رده بتن C25 و تنش برشی در مقطع بحرانی یکنواخت فرض شود.)



۱) 550

۲) 850

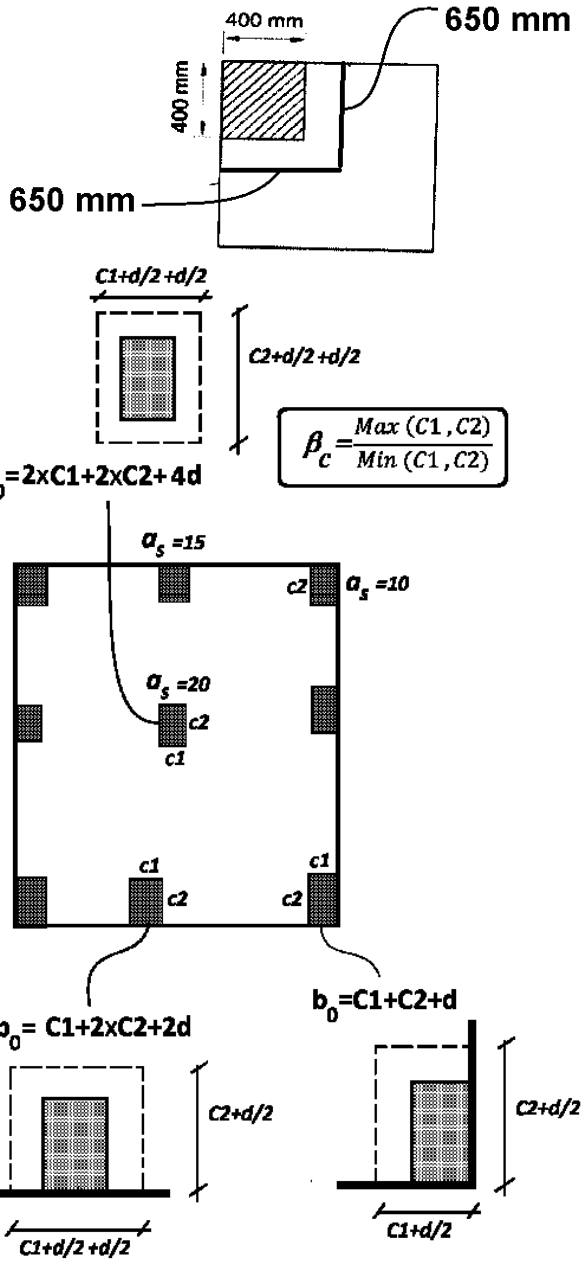
۳) 1250

۴) 1700

گزینه ۲

$$b_0 = 650 + 650 = 1300\ mm \qquad \beta_c = \frac{400}{400} = 1 \qquad \alpha_s = 10 \qquad v_0 = 0.2\varphi\sqrt{f_c} = 0.65$$

$$\left.\begin{aligned} V_c &= \left(1+\frac{2}{1}\right)\times 0.65 \times 1300 \times 500 = 1267.5\ kN \\ V_c &= \left(\frac{10\times 500}{1300}+1\right)\times 0.65 \times 1300 \times 500 = 2047.5\ kN \\ V_c &= 2 \times 0.65 \times 1300 \times 500 = 845\ kN \end{aligned}\right\} V_c = 845\ kN$$



۹-۱۵-۱۷-۲-۴ در دال‌ها و شالوده‌هایی که در آنها از آرماتور برشی یا کلاهک برشی استفاده نمی‌شود مقدار V_c، برابر با کمترین مقادیر به دست آمده از سه رابطه (۹-۱۵-۳۳) الی (۹-۱۵-۳۵) در نظر گرفته می‌شود:

$$V_c = (1+\frac{۲}{\beta_c})v_c b_o d \qquad (۹-۱۵-۳۳)$$

β_C = نسبت طول به عرض سطح اثر بار متمرکز با سطح تکیه‌گاه محدود

b_o = محیط مقطع بحرانی برای دال‌ها و شالوده‌ها، میلی‌متر

$$V_c = (\frac{\alpha_s d}{b_o}+1)v_c b_o d \qquad (۹-۱۵-۳۴)$$

$$V_c = ۲v_c b_o d \qquad (۹-۱۵-۳۵)$$

α_s عددی است که برای ستون‌های میانی برابر با ۲۰، برای ستون‌های کناری ۱۵و برای ستون‌های گوشه ۱۰ در نظر گرفته می‌شود.

۹-۱۵-۱۷-۲-۵ دردال‌ها و شالوده‌هایی که در آن‌ها از آرماتور برشی برای تأمین مقاومت برشی استفاده می‌شود مقدار V_c و V_s براساس ضوابط (الف) الی (پ) تعیین می‌شوند:

الف) مقدار V_c از رابطه (۹-۱۵-۳۶) محاسبه می‌شود:

$$V_c = v_c b_o d \qquad (۹-۱۵-۳۶)$$

پ) مقدار V_s، با استفاده از ضوابط بند ۹-۱۵-۴ محاسبه می‌شود.

پ) در این‌حالت مقدار V_s نباید بیشتر از $۳v_c b_o d$ در نظر گرفته شود.

۵۶- در یک اتصال دال به ستون، لنگر خمشی متعادل نشده‌ای ناشی از بارهای ثقلی برابر 100 kN.m باید بین دال و ستون میانی یک ساختمان منتقل شود. قسمتی از این لنگر که با عملکرد خمشی منتقل می‌شود (برحسب kN.m) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ابعاد مقطع ستون 400×400 میلی‌متر و ضخامت دال 200 میلی‌متر (d=150 mm) می‌باشد.

۱) 100 ۲) 60 ۳) صفر

گزینه ۲

$$M_{vf}=\frac{M_u}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}=\frac{M_u}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}=\frac{100}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{400+75}{400+75}}}=60\ kN.m$$

۹-۱۸ طراحی دال

۹-۱۸-۳ ضوابط کلی طراحی دال‌ها

۹-۱۸-۳-۳ انتقال لنگر خمشی دو اتصالات دال به ستون

۹-۱۸-۳-۳-۱ در مواردی که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای، M_u، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال بدون تیر به ستون منتقل شود، قسمتی از آن، M_{uf}، با **عملکرد خمشی** و بقیه آن، M_{uv}، با اثر نیروی برشی خارج از مرکزی که در اطراف ستون در دال ایجاد می‌شود، منتقل می‌گردد. مقدار M_{uf} از رابطه (۹-۱۸-۱) محاسبه می‌شود:

$$M_{uf}=\frac{M_u}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \qquad (۹-۱۸-۱)$$

۹-۱۸-۳-۳-۲ لنگر خمشی M_{uf} توسط عرضی از دال که به دو مقطع به فواصل ۱/۵ برابر ضخامت دال یا ضخامت کتیبه دال از بر خارجی ستون در دو سمت آن محدود است، تحمل می‌شود. آرماتورهای مورد نیاز برای تحمل این لنگر خمشی باید در همین عرض جای داده شوند.

۹-۱۸-۳-۳ طراحی برای آن قسمت از لنگر خمشی که با اثر نیروی برشی خارج از محوری که در اطراف ستون در دال یا کتیبه دال منتقل می‌شود، M_{uv}، باید بر اساس ضوابط بند ۹-۱۵-۱۷-۵ صورت گیرد.

b_1= بعد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ‌شدگی که به فاصله $\frac{d}{2}$ از لبه تکیه‌گاه قرار دارد و در امتداد محور طولی نوار پوششی می‌باشد، میلی‌متر

b_2= بعد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ‌شدگی که به فاصله $\frac{d}{2}$ از لبه تکیه‌گاه قرار دارد و در امتداد محور عرضی نوار پوششی می‌باشد، میلی‌متر

۹-۱۵ برش و پیچش

۹-۱۵-۱۷ ضوابط ویژه برای دال‌ها و شالوده‌ها

۹-۱۵-۱۷-۵ انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون

۹-۱۵-۱۷-۵-۱ در مواردی‌که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای، M_u، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال و ستون منتقل شود، قسمتی از آن، M_{uf}، با **عملکرد خمشی** بر اساس ضوابط بند ۹-۱۸-۳-۳ و بقیه آن، M_{uv}، از رابطه (۹-۱۵-۴۱) محاسبه می‌شود:

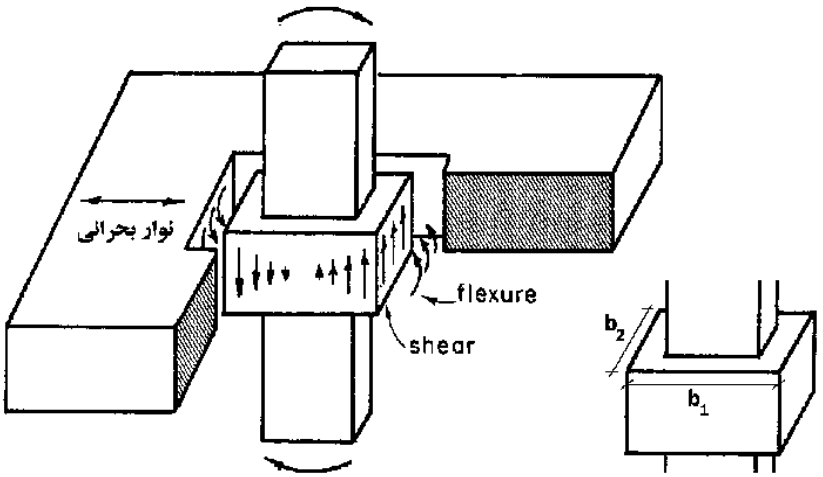
$$M_{uv}=(1-\frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}})M_u \qquad (۹-۱۵-۴۱)$$

۹-۱۵-۱۷-۵-۲ برای تعیین تنش برشی ناشی از لنگر خمشی M_{uv} فرض می‌شود حداکثر این تنش در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۹-۱۵-۱۷-۳-۱-ب، ایجاد می‌شود و مقدار تنش در هر تار از این مقطع متناسب با فاصله آن تار از مرکز سطح مقطع است.

۹-۱۵-۱۷-۵-۳ درمواردی که دال علاوه بر نیروی برشی V_u تحت اثر برش ناشی از انتقال لنگر خمشی قرار می‌گیرد، مقاومت برشی دال باید برای مقابله با این دو اثر کافی باشد. برای کنترل مقاومت برشی دال در حالت حدی نهایی باید ضوابط زیر رعایت شوند:

الف) در دال‌های بدون کلاهک برشی، مجموع تنش برشی ناشی از بارهای قائم در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۹-۱۵-۱۷-۲-۱- ب و حداکثر تنش برشی محاسبه شده در بند ۹-۱۵-۱۷-۵-۲ باید کمتر از مقدار $\frac{V_c}{b_o d}$ باشد.

ب-در دال‌های با کلاهک برشی، مجموع تنش برشی ناشی از بارهای قائم در مقطع بحرانی خاص، طبق تعریف بند ۹-۱۵-۱۷-۲-۷ و حداکثر تنش برشی محاسبه شده در بند ۹-۱۵-۱۷-۵-۲ باید کمتر از $2\frac{1}{2}$ باشد.



۵۷- طول دهانه تیرچه‌های یک سقف تیرچه بلوک در یک ساختمان بنایی محصور شده با کلاف برابر 6 متر است. تیرچه‌های این سقف به وسیله کلاف عرضی به هم متصل شده‌اند. حداقل میزان سطح مقطع کل میلگردهای آجدار مورد استفاده در مقطع کلاف عرضی چند میلی‌متر مربع باید باشد؟

۱) 157 ۲) 314 ۳) 235 ۴) 385

$$2\varphi 10 = 2 \times 3.14 \times 5^2 = 157\ mm^2$$

۸-۵ ساختمان‌های بنایی محصور شده با کلاف

۸-۵-۵ طرح و اجرا

۸-۵-۵-۱۱ سقف

ب) سقف‌های تیرچه بلوک

۱- تیرچه‌های سقف به نحو مناسبی به کلاف افقی متصل شوند.

۲- میلگرد مورد استفاده در بتن پوشش سقف حداقل به قطر ۶ میلی‌متر به فواصل حداکثر ۲۵۰ میلی‌متر در جهت عمود بر تیرچه‌ها، قرار داده شود.

۳- پوشش بتن روی بلوک‌ها حداقل دارای ۵۰ میلی‌متر ضخامت باشد.

۴- در صورت تجاوز دهانه تیرچه‌ها از ۴ متر، تیرچه‌ها به وسیله کلاف عرضی که عرض مقطع آن حداقل ۱۰۰ میلی‌متر باشد به هم متصل شوند. این کلاف باید دارای حداقل ۲ میلگرد آجدار سراسری به قطر ۱۰ میلی‌متر (یکی در بالا و یکی در پائین مقطع کلاف) باشد.

۵- در صورت وجود طره در سقف، لازم است حداقل به اندازه میلگردهای پایین در بالا و به طول حداقل ۱/۵ متر تعبیه شود.

۵۸- حداقل سطح مقطع یک تسمه فولادی برای مهاربندی ضربدری سقف طاق ضربی در ساختمان‌های بنایی محصورشده با کلاف چند میلی‌متر مربع می‌باشد؟

۱) 615 ۲) 385 ۳) 196 ۴) 154

گزینه ۴

$$\varphi 14 = 3.14 \times 7^2 = 153.8\, mm^2$$

۸-۵ ساختمان‌های بنایی محصور شده با کلاف

۸-۵-۵ طرح و اجرا

۸-۵-۵-۱۱ سقف

الف) سقف‌های طاق ضربی

۱- فاصله بین تیرآهن‌های سقف از ۱ متر بیشتر نشود.

۲- تیرآهن‌های سقف باید در فواصل حداکثر ۲ متر توسط تیرآهن‌های عرضی (حداکثر یک شماره کمتر از تیرآهن اصلی) که در دل تیرآهن‌های سقف قرار می‌گیرند، به یکدیگر متصل گردند.

۳- لازم است انتهای تیرآهن‌های سقف توسط تیرآهن‌های دیگری که در امتداد عمود بر تیرهای سقف هستند، به یکدیگر متصل شوند.

۴- تیرآهن‌های سقف به گونه مناسبی به کلاف افقی متصل شوند.

۵- تیرآهن انتهایی سقف باید در چشمه‌های ۱ متری، حداقل به صورت یک چشمه در میان، با تسمه یا میلگرد به شکل ضربدری به تیرآهن کناری خود مهار شود.

۶- تکیه‌گاه مناسبی برای پاطاق آخرین دهانه طاق ضربی تعبیه گردد. این تکیه‌گاه می‌تواند با قرار دادن یک نیمرخ فولادی و اتصال آن با کلاف زیر خود یا با جاسازی در کلاف بتنی تأمین شود. چنانچه این تکیه‌گاه فولادی باشد باید با میلگردها یا تسمه‌های کاملاً کشیده و مستقیم در دو انتهای تیر و همچنین در فواصل کمتر از ۲ متر به آخرین تیرآهن سقف متصل گردد.

۷- حداقل سطح مقطع میلگرد یا تسمه که برای مهاربندی ضربدری تیرآهن‌های سقف یا استوار کردن آخرین دهانه به‌کار می‌رود، میلگرد با قطر ۱۴ میلی‌متر یا تسمه معادل آن می‌باشد.

۵۹- در نظر است ساختمان 2 طبقه آجری محصور شده با کلاف با زیربنای 85 مترمربع در طبقه اول و 55 مترمربع در طبقه دوم احداث گردد. ساختمان مورد نظر در منطقه با خطر لرزه‌خیزی نسبی زیاد قرار دارد، حداقل میزان کل دیوار نسبی در دو طبقه و در هر امتداد این ساختمان حدوداً چند مترمربع باید باشد؟

۱) 9.5 ۲) 7.3 ۳) 5.9 ۴) 5.1

گزینه ۲

$$0.06 \times 85 + 0.04 \times 55 = 7.3\, m^2$$

۸-۵-۵-۷ دیوار

الف) دیوارهای باربر

دیوارهای باربر باید به طور یکنواخت در دو جهت عمود بر هم توزیع شوند. همچنین از نظر مقدار سطح مقطع و مقاومت برای مقابله با نیروهای قائم و نیروهای جانبی ناشی از زلزله کافی باشند. دیوارها باید در کف و سقف محکم شوند. برای رفتار مناسب سازه‌ای، دیوارها باید مشخصات زیر را دارا باشند:

۱- کلیه دیوارهای پیرامونی (باربر و یا غیر باربر) باید دارای ضخامت ۳۵۰ میلی‌متر باشند.

۲- حداکثر نسبت ارتفاع دیوار باربر به ضخامت ۱۵ میلی‌متر می‌باشد. در هر حال، ضخامت دیوار باربر در طبقه اول و دوم نباید از ۲۲۰ میلی‌متر و در زیر زمین از ۳۵۰ میلی‌متر کمتر باشد.

۳- حداکثر طول مجاز محصور بین دو کلاف قائم نباید از ۵ متر بیشتر باشد ارتفاع دیوارهای باربر باید با مفاد بند (۸-۵-۵-۲) تطبیق نماید.

ب) دیوار نسبی

در هر یک از امتدادهای طولی و عرضی ساختمان مقدار دیوار نسبی مورد نیاز باید بر اساس محاسبات پایداری تعیین گردد ولی این مقدار در هر طبقه نباید از مقادیر مندرج در جدول ۸-۵-۲ کمتر باشد.

جدول ۸-۵-۲ حداقل درصد دیوار نسبی در هر امتداد ساختمان آجری محصور شده با کلاف

نوع و تعداد طبقات		خطر نسبی مناطق					
		خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد			خطر نسبی متوسط و کم		
		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

۶۰- در یک ساختمان بنایی دو طبقه بدون زیرزمین محصور شده با کلاف، ارتفاع طبقه همکف از روی کلاف زیرین تا زیر سقف 4.5 متر است. اگر ضخامت هر کدام از سقف‌ها برابر 350 میلی‌متر بوده و تراز روی کلاف زیرین همکف برابر با تراز زمین مجاور باشد، حداکثر ارتفاع مفید طبقه بالاتر چند متر می‌تواند باشد؟

۱) 3 ۲) 3.2 ۳) 2.8 ۴) 2.6

گزینه ۳

ارتفاع کل نباید بیش از 8m شود. بنابراین ارتفاع مفید باقی مانده برای طبقه دوم برابر است با:

$$8 - 4.5 - 2 \times 0.35 = 2.8\,m$$

۸-۵ ساختمان‌های بنایی محصور شده با کلاف

۸-۵-۵ طرح و اجرا

۸-۵-۵-۲ ارتفاع و تعداد طبقات ساختمان

در مورد ساختمان‌های مشمول این فصل رعایت نکات زیر الزامی است:

الف) حداکثر تعداد طبقات بدون احتساب زیرزمین به دو محدود می‌شود.

ب) در احتساب تعداد طبقات، تراز روی سقف زیرزمین نباید نسبت به متوسط تراز زمین مجاور بیش از ۱/۵ متر باشد، در غیر این صورت، این طبقه نیز به عنوان طبقه‌ای از ساختمان منظور می‌گردد.

پ) تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید بیش از ۸ متر باشد.

ت) حداکثر ارتفاع طبقه (از روی کلاف زیرین تا زیر سقف) محدود به ۴ متر می‌باشد و در صورت تجاوز از این حد، باید یک کلاف افقی اضافی در داخل دیوارها و در ارتفاع حداکثر ۴ متر از روی کلاف زیرین تعبیه گردد. به این ترتیب می‌توان ارتفاع طبقه را حداکثر تا ۶ متر افزایش داد.