

بنام خدا

با سلام،

از خوانندگان محترم تقاضا دارم در صورت مشاهده هرگونه ایرادی از طریق صفحه زیر اطلاع دهنده 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](mailto:hoseinzadeh.m@gmail.com)

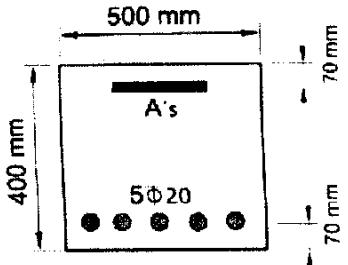
[hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir](mailto:hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir)

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 میلیمتر مربع، مقطع زیر در شرایط مقطع متعادل قرار می‌گیرد؟ (بتن از رده C20 و میلگردهای مصرفی از نوع S400 می‌باشد.)



(۱) 1000

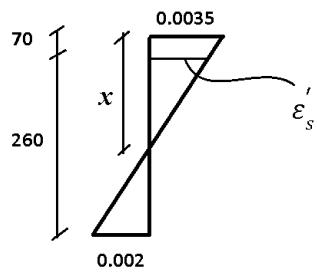
(۲) 1500

(۳) 500

۴) نیازی به آرماتور فشاری نیست.

در صد میلگردهای کششی در مقطع فوق برابر  $\rho = \frac{5 \times 314}{500 \times 330} = 0.0095$  می‌باشد که بسیار کمتر از آرماتور بالانس می‌باشد. 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 نمی‌توان به حالت تعادل رسید و گزینه ۴ صحیح است.

اگر مقطع پر فولاد باشد (در صد میلگرد کششی بالا باشد)، با افزودن میلگرد فشاری می‌توان 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 می‌باشد، کرنش فولادهای کششی برابر 0.002 خواهد بود. و مقدار عمق تارخنثی (x) به شرح زیر بدست می‌آید:

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

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

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

بنابراین فولادهای فشاری در حالت تعادل مقطع جاری می‌شوند. برای یافتن مقدار مساحت فولادهای فشاری از رابطه تعادل مقطع

استفاده می‌شود:

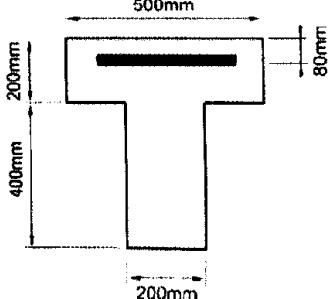
$$C = T \rightarrow A'_s F_{yd} + (\beta x)(b)(\alpha f'_{cd}) = A_s F_{yd}$$

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

$$A'_s = -1458 \text{ mm}^2$$

علامت منفی به این معنی می‌باشد که به جای افزایش میلگردهای فشاری باید به میلگردهای کششی افروده 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 خمی منفی قرار دارد. حداقل مقدار آرماتور کششی مصرفی بر حسب میلی متر 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).



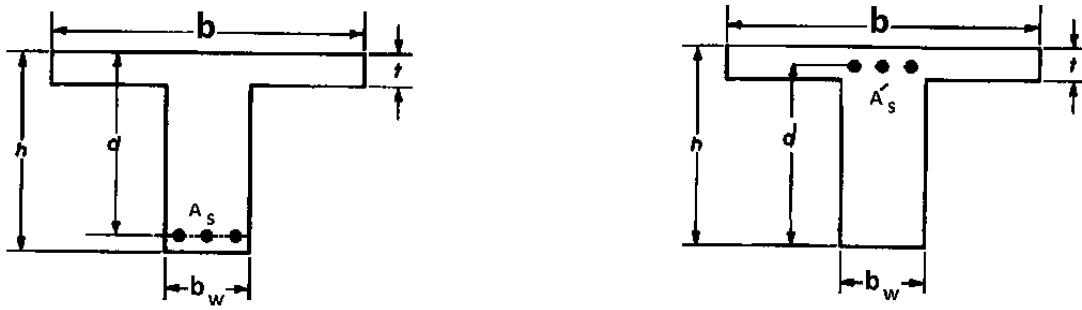
- 760 (۱)  
430 (۲)  
1070 (۳)  
860 (۴)

گزینه ۴

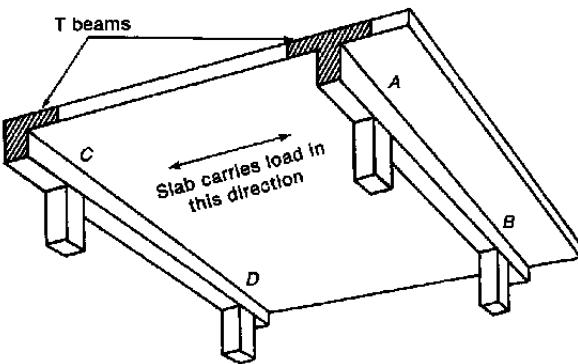
شکل زیر برگرفته از صفحه ۲۱ جزوه بتن محاسبات می باشد که بر اساس آن داریم:

$$\text{Max} \left( \frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y} \right) = 0.0041$$

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



$$A_{s-min} = \text{Max} \left( \frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y} \right) b_w d \quad A'_{s-min} = \text{Max} \left( \frac{0.25\sqrt{f_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y} \right) \times \text{Min}(2b_w, b) \times d$$



- 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 تار فشاری بتن در مقطع متعادل در حالت اول به همین فاصله در حالت دوم به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

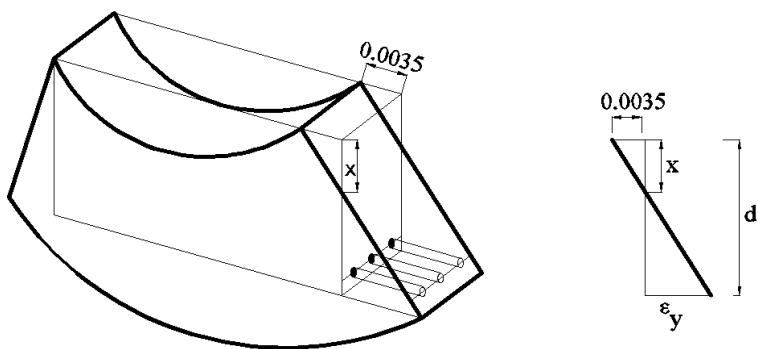
۱) ۰.۹۰	۲) ۰.۹۴	۳) ۱.۰۰	۴) ۱.۰۶
گزینه ۴			

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 ۱-۱۴-۹

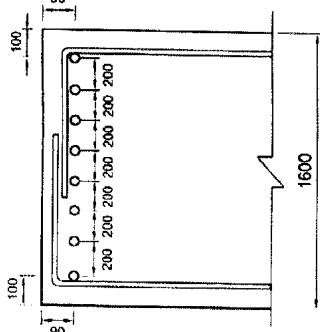
رده بتن	C۵۰ تا C۱۲	C۵۵	C۶۰	C۷۰	C۸۰	C۹۰	C۱۰۰	C۱۲۰
$\varepsilon_{cu}$	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸

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



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

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



10 mm (۱)

16 mm (۲)

20 mm (۳)

25 mm (۴)

گزینه ۳

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

#### ۶-۸-۲۰-۹ آرماتور جلدی

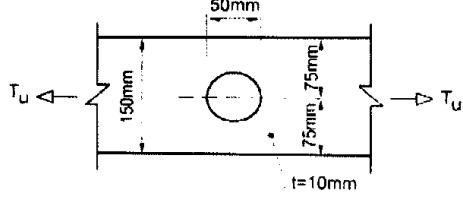
در شالوده‌های حجیم مقدار آرماتور جلدی از رابطه (۳-۲۰-۹) به دست می‌آید:

$$A_b = \frac{1/8 d_c s}{100} \quad (3-20-9)$$

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- حداقل نیروی کششی نهایی قابل تحمل  $T_u$ ، توسط تسمه کششی سوراخ دار نشان داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید طول تسمه نسبتاً زیاد بوده و فولاد مصرفی با  $F_u = 370 \text{ MPa}$  و  $F_y = 240 \text{ MPa}$  می‌باشد).



مصرفی با  $F_u = 370 \text{ MPa}$  و  $F_y = 240 \text{ MPa}$  می‌باشد.

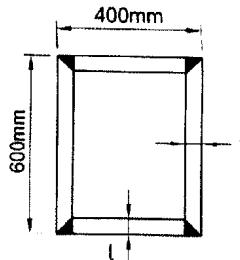
- 360 kN (۱)
- 320 kN (۲)
- 270 kN (۳)
- 220 kN (۴)

گزینه ۳

$$A_n = 100 \times 10 = 1000 \text{ mm}^2 \rightarrow \varphi A_n F_u = 0.75 \times 1000 \times 370 = 277.5 \text{ kN}$$

$$A_g = 150 \times 10 = 1500 \text{ mm}^2 \rightarrow \varphi A_g F_y = 0.9 \times 1500 \times 240 = 324 \text{ kN}$$

۶- مقطع زیر برای یکی از ستون‌های یک ساختمان با سیستم باربر جانبی در هر دو امتداد از نوع قاب خمشی فولادی با شکل پذیری زیاد (ویژه) پیشنهاد شده است. براساس کنترل کمانش موضعی حداقل ضخامت قابل قبول برای ورق‌های تشکیل‌دهنده ستون کدامیک از مقادیر زیر است؟



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

40 mm (۱)

35 mm (۲)

25 mm (۳)

20 mm (۴)

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 ارضاء کنند.

با توجه به جدول زیر، برای "ستونها" در سازه‌ای با شکل پذیری زیاد ضخامت بال ستون باید رابطه زیر را ارضاء کند تا مقطع فشرده لرزه‌ای 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 می‌کند،  $t=35\text{mm}$  می‌باشد.

جدول ۱۰-۳-۱-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضا با شکل پذیری متوسط و زیاد

مثال‌های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	$\frac{t}{\lambda}$
	$\lambda_{hd}$ اعضای با شکل پذیری زیاد	$\lambda_{md}$ اعضای با شکل پذیری متوسط			
			$b/t$	بال‌های مقطع توخالی مستطیلی (HSS)	
	$0.155 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.164 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$b/t$	بال‌های مقطع قوطی شکل ساخته شده از ورق	۴
			$d/t$	ورق‌های کناری مقطع I-شکل قطوی شده وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌رود	

[۲] در مقطاع اشکل قوطی شده و مقطاع قوطی شکل ساخته شده از ورق اگر به عنوان ستون مورد استفاده قرار

گیرنده محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اعضا با شکل پذیری زیاد می‌تواند به  $\sqrt{\frac{E}{F_y}}/16$  محدود شود.

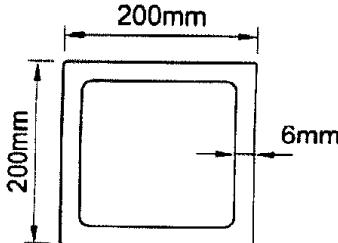
[۳] نسبت پهنا به ضخامت در بال‌های مقطاع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و بال‌های مقطاع قوطی شکل

ساخته شده از ورق در صورتی که به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار گیرنده می‌تواند به

$1/12 \sqrt{E/F_y}$  محدود شود.

۷- مقاومت پیچشی طراحی تیر با مقطع نشان داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (طول تیر برابر ۵ متر و ضخامت جدار مقطع یکنواخت فرض شود. فولاد مصرفی با

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



$$48 \text{ kN.m} \quad (1)$$

$$58 \text{ kN.m} \quad (2)$$

$$68 \text{ kN.m} \quad (3)$$

$$78 \text{ kN.m} \quad (4)$$

گزینه ۲

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

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

مقاومت پیچشی طراحی اعضای با مقطع لوله‌ای و قوطی شکل مساوی  $T_n$  می‌باشد که در آن  $\phi T$  ضربی کاهش مقاومت برای پیچش برابر  $+0.9$  و  $T_n$  مقاومت پیچشی اسمی می‌باشد که بر اساس

حالاتی حدی تسلیم پیچشی و کمانش پیچشی با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$C = 2(B-t)(H-t) - 4.5(4-\pi)t^3 \quad (12-7-2-10)$$

$$T_n = F_{cr}C$$

$$(8-7-2-10)$$

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

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

$$\frac{h}{t} \leq 2/45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{برای} \quad (11-7-2-10)$$

$$F_{cr} = 0.6 F_y$$

$$2/45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \leq 3/0.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{برای} \quad (12-7-2-10)$$

$$F_{cr} = \frac{0.7 F_y (1 + 0.5 \sqrt{E/F_y})}{\left(\frac{h}{t}\right)^2}$$

$$3/0.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \leq 26 \quad \text{برای} \quad (11-7-2-10)$$

$$F_{cr} = \frac{0.758 \pi^2 E}{\left(\frac{h}{t}\right)^4}$$

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

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

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

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

- 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 ۷۵۰ میلی‌متر و بعد ۵ میلی‌متر استفاده شده است. طول مؤثر هر ردیف جوش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟
- ۱) ۷۵۰ میلی‌متر  
۲) ۷۲۵ میلی‌متر  
۳) ۶۷۵ میلی‌متر  
۴) ۵۳۵ میلی‌متر
- گزینه ۳

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

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

#### ۱۰- ۲-۹-۲-۲- جوش‌های گوشه

(ب) محدودیت‌ها:

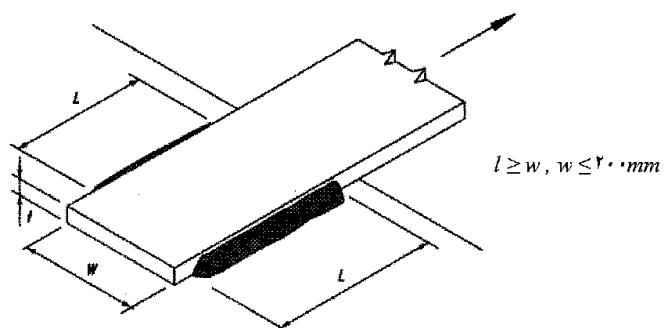
۱- حداقل بُعد جوش‌های گوشه نباید از بُعد مورد نیاز برای انتقال بارهای محاسبه شده و اندازه‌های

نشان داده شده در جدول ۲-۹-۲-۱۰ کوچکتر انتخاب شود. حداقل بُعد جوش تابع ضخامت قطعه نازکتر می‌باشد و از طرفی نباید بُعد جوش از ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده تجاوز نماید.

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



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

$$L_e = \beta L$$

$$\beta = 1/2 - 0.1/0.2 (L/a) \leq 1/10 \quad (1-9-2-10)$$

که در آن:

$$L_e = \text{طول موثر جوش}$$

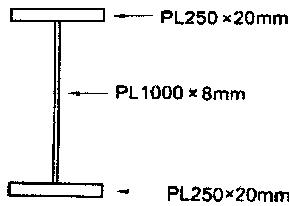
$L$ = طول واقعی جوشی که از قسمت انتهایی جوش به صورت طولی بارگذاری شده است.

$$a = \text{بعد ساق جوش}$$

$$\beta = \text{ضریب کاهش طول واقعی (اسمی) جوش}$$

برای  $L/a$  بزرگتر از ۳۰۰ طول موثر جوش باید برابر  $180 + a$  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 ۰.۶ به دست آمده است، حداکثر فاصله مجاز سخت‌گذرهای عرضی در چشممهای ابتدایی و انتهایی به گدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟  $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$  و  $F_y = 240 \text{ MPa}$



- ۱) ۱۴۰۰ میلی‌متر
- ۲) ۲۸۰۰ میلی‌متر
- ۳) ۷۰۰ میلی‌متر
- ۴) ۲۱۰۰ میلی‌متر

گزینه ۱

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

مقدار  $C_v$  "لازم" داده شده است. باید بر اساس روابط آین نامه ای مقدار  $C_v$  را محاسبه و برابر ۰.۶ قرار دهیم.

با توجه به اینکه مقدار  $h/t_w$  بالا می‌باشد، رابطه ب-۳ حاکم خواهد بود:

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

بنابراین برای اینکه مقدار  $C_v$  برابر ۰.۶ بددست آید، باید مقدار  $K_v$  برابر ۷.۴۵ باشد.

مقدار  $K_v$  بستگی به فواصل سخت‌گذرهای دارد:

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

#### ۱-۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی

$$\frac{h}{t_w} > 1/37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

ب-۳) برای  $\frac{h}{t_w} < 1/37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

(با سخت‌گذرهای حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود.)

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (1-6-2-10)$$

که در آن:

$F_y$  = تنش تسلیم فولاد جان

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

$C_v$  = ضریب برشی جان به شرح زیر:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2/24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{الف) برای جان مقطع I شکل نورده شده با}$$

$$C_v=1 \quad \phi_v=1 \quad (2-6-2-10)$$

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

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

$$C_v=1$$

$$\begin{cases} k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \\ \frac{a}{h} \leq \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ و } \left[ \frac{4}{h/t_w} \right] \\ \text{یا } \left[ \frac{2}{h/t_w} \right] \end{array} \right\} \\ k_v = 5 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{a}{h} > \left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{h/t_w} \\ \text{یا } \frac{2}{h/t_w} \end{array} \right\} \end{cases}$$

در روابط فوق:

$t_w$  = ضخامت جان مقطع

$a$  = فاصله آزاد بین سخت‌گذرهای عرضی جان

برای تیرهای نورده شده مساوی فاصله آزاد بین دو بال منهای شعاع‌های گردی محل اتصال جان  $= h$  به بال

برای مقطوع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌ها جوشی باشد مساوی فاصله آزاد بین دو بال

برای مقطوع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌ها پیچی باشد مساوی فاصله بین خطوط پیچ

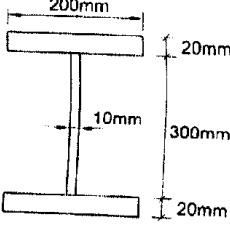
برای مقطوع سپری مساوی عمق کلی مقطع

$$1/1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1/37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad \text{ب-۲) برای} \quad (4-6-2-10)$$

$$C_v = \frac{1/\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$$

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؟

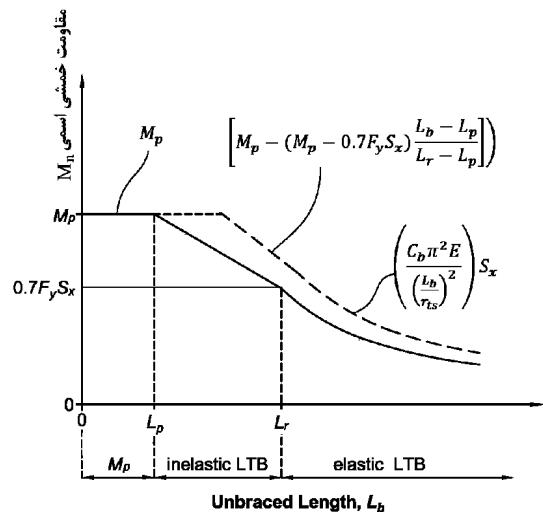
$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad F_y = 240 \text{ MPa}$$



- 3.0 m (۱)  
2.5 m (۲)  
2.0 m (۳)  
1.5 m (۴)

گزینه ۲

سوال در واقع مقدار  $L_p$  را می‌خواهد (به شکل زیر توجه نمایید).



تعریف زیر نیز در مبحث ۱۰ آمده است:

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

$$L_p = 1.76 I_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6-5-2-10)$$

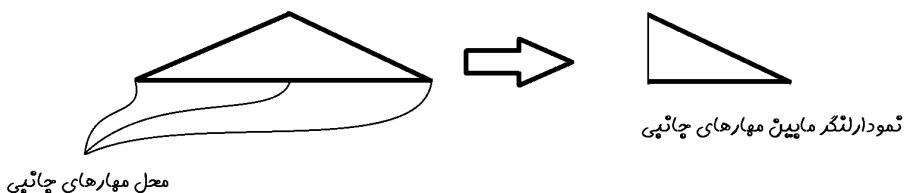
بنابراین خواهیم داشت:

$$L_p = 1.76 \sqrt{\frac{I_x}{A}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \sqrt{\frac{2 \times \frac{20 \times 200^3}{12} + \frac{300 \times 10^3}{12}}{2 \times 20 \times 200 + 10 \times 300}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \sqrt{\frac{26691667}{11000}} \sqrt{\frac{200000}{240}} = 2502 \text{ mm}$$

- 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 صرف نظر شود).



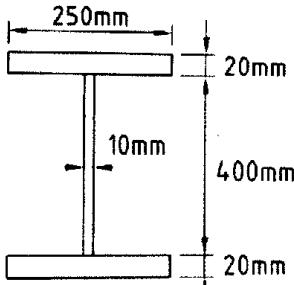
دیاگرام لنگر تحت بار فوق به صورت زیر خواهد بود:



با توجه به شکل دیاگرام لنگر مابین تکیه گاهها گزینه ۳ صحیح است. شکل زیر برگرفته از جزو 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 ۵ متر، تحت بارگستردگی یکنواخت در صفحه جان (خمش حول محور قوى) مطابق شکل زیر است. براساس مقاومت خمشی و برشی طراحی تیر، اتصال این تیر حداقل برای چه مقدار عکس العمل تکیه‌گاهی نهایی باید طراحی شود تا اتصال زودتر از تیر خراب نشود؟ (نزدیک ترین جواب مدنظر است)



$F_y = 240 \text{ MPa}$
$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$
435 kN (۱)
235 kN (۲)
335 kN (۳)
635 kN (۴)

### گزینه ۱

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

بر اساس معیار خمش تیر:

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

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

بر اساس معیار برش تیر:

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

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

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

۱۳- برای یک تیر پیوند در مهاربند و اگر  $V_p = 160 \text{ kN}$  و  $M_p = 240 \text{ kN.m}$  بوده و نسبت مقاومت محوری مورد نیاز به مقاومت تسلیم محوری برابر ۰.۱ می باشد. اگر طول تیر پیوند ۲.۴ متر باشد، مقاومت برشی طراحی ( $\Phi_v V_n$ ) تیر پیوند برحسب کیلونیوتن، حدوداً چقدر است؟

144 (۴)

288 (۳)

180 (۲)

72 (۱)

گزینه ۴

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

**۳-۱۲-۳-۱۰ مقاومت برشی طراحی تیر پیوند**

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی  $\phi_v V_n$  می باشد که در آن،  $\phi_v$  ضریب کاهش مقاومت برابر  $0/9$  و  $V_n$  مقاومت برشی اسمی می باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالتهای حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم برشی

$$V_n = V_p$$

(۱-۱۲-۳-۱۰)

ب) تسلیم خمشی

$$V_n = \frac{\gamma M_p}{e}$$

(۲-۱۲-۳-۱۰)

در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} \cdot / 6 F_y A_{lw} & P_u / P_c \leq 0/15 \\ \cdot / 6 F_y A_{lw} \sqrt{1 - \left( \frac{P_u}{P_c} \right)^2} & P_u / P_c > 0/15 \end{cases} \quad (۳-۱۲-۳-۱۰)$$

$$M_p = \begin{cases} F_y Z & P_u / P_c \leq 0/15 \\ F_y Z \left( \frac{1 - P_u / P_c}{0.85} \right) & P_u / P_c > 0/15 \end{cases} \quad (۴-۱۲-۳-۱۰)$$

 $P_u =$  مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف $P_c =$  مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر  $F_y A_g$  $A_{lw} =$  مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر  $(d - 2t_f)t_w$  برای مقاطع I شکل و برابر  $2(d - 2t_f)t_w$  برای

مقاطع قوطی شکل

 $F_y =$  تنش تسلیم فولاد تیر پیوند $Z =$  اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند $e =$  طول تیر پیوند که برابر است با فاصله بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصله

بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا برستون

۱۴- در یک سقف مختلط با بتن از رده C25 و تیر آهن های 200 IPE (با سطح مقطع  $2850 \text{ mm}^2$ ) از فولاد با تنش تسیلیم 240 MPa، ضخامت دال ۸۰ mm و عرض مؤثر دال ۶۰ mm چند kN.m مقاومت خمشی اسمی ( $M_n$ ) مثبت هر تیر مختلط حدوداً چند می باشد؟

84 (۴)

96 (۳)

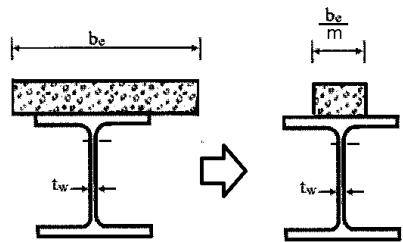
112 (۲)

132 (۱)

گزینه ۲

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

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



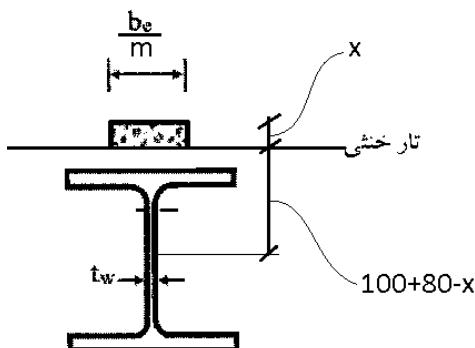
در شکل مقابل  $m$  نسبت تبدیل بتن به فولاد می باشد که برابر است با:

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

بنابراین مساحت بتن معادل برابر است با:

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

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



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

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

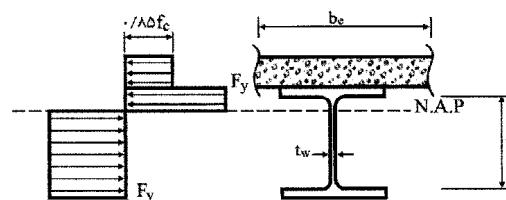
### ۳-۳-۸-۲-۱۰ مقاومت خمشی مقاطع مختلط دارای برشگیر

الف) مقاومت خمشی مثبت

مقابله خمشی مثبت طراحی مساوی  $\phi_b M_n$  می باشد که در آن  $\phi_b$  ضریب کاهش مقابله برابر  $0.9$  و

$M_n$  مقاومت خمشی مثبت اسمی می باشد که باید بر اساس حالت حدی تسیلیم به شرح زیر تعیین شود.

۱. در صورتی که  $\frac{h}{t_w} \leq 3/\sqrt{E/F_y}$  باشد،  $M_n$  باید بر اساس توزیع پلاستیک تنش بر روی مقطع مختلط تعیین شود.



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

۲. در صورتی که  $\frac{h}{t_w} > 3/\sqrt{E/F_y}$  باشد بر اساس روى هم گذاري تنش های الاستیک با فرض مقطع تبدیل یافته و با در نظر گرفتن اثر پایه های موقع برای حالت حدی تسیلیم در تارهای انتهایی مقطع مختلط ( $M_y$ ) تعیین گردد. به عبارت دیگر:

$$M_n = \min (M_{n1}, M_{n2})$$

(۱۰-۸-۲-۱۰)

۱۵- یک تیر دو سر ساده با مقطع و عملکرد مختلط با دهانه ۶ متر موجود است. اگر ضخامت دال بتنی ۱۰۰ mm، تیرچه فولادی 200 IPE به فاصله ۲ متر و عرض مؤثر دال بتنی هر تیرچه ۱.۵ m باشد و در صورتی که از ناودانی 60 UNP به طول ۶۰ میلیمتر با فواصل مساوی از یکدیگر به عنوان برش گیر استفاده شود، حداقل فاصله ناودانی ها (بر حسب میلیمتر) حدوداً چقدر است؟ (رده بتن 30 با  $E_c = 30000 \text{ MPa}$ ، فولاد با  $F_y = 240 \text{ MPa}$ ، ضخامت جان ناودانی برابر  $t_f = 6 \text{ mm}$  و ضخامت بال ناودانی برابر  $t_w = 6 \text{ mm}$  بوده و تیر بارگستردہ یکنواخت را تحمل می کند).

$$(1) 200 \quad (2) 800 \quad (3) 400 \quad (4) 600$$

گزینه ۴

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

$$\text{Min}(0.85f_c A_c, F_y A_s) = \text{Min}(0.85 \times 30 \times 100 \times 1500, 240 \times 2850) = \text{Min}(3825000, 684000) = 684 \text{ kN}$$

مقاومت طراحی هر برشگیر برابر است با:

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

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  $\frac{6000 \text{ mm}}{10} = 600 \text{ mm}$  خواهد بود.

#### ۷-۸-۲-۱۰ برشگیرها

##### ۱- الزامات عمومی

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

##### 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 رابطه زیر تعیین شود.

$$Q_n = 0.7(t_f + 0.5t_w)L_a\sqrt{f_c E_c} \quad (34-8-2-10)$$

##### ۳-۳-۸-۲-۱۰ مقاومت خمشی مقطع مختلط دارای برشگیر

(ت) انتقال بار بین تیر فولادی و دال بتنی

##### ۱- نواحی لنگر خمشی مشبّت

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 خردشگی بتن و تسليم کششی مقطع فولادی در نظر گرفته شود.

##### ۲- خردشگی بتن

$$(19-8-2-10)$$

##### ۳- تسليم کششی مقطع فولادی

$$(20-8-2-10)$$

در روابط فوق:

$f_c$ = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانهای بتن

$A_c$ = سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض مؤثر

$A_s$ = مساحت مقطع فولادی

$F_y$ = تنش تسليم 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 رابطه زیر بر اساس مقاومت برشی برشگیرها تعیین گردد.

$$V_{hn} = \sum Q_n \quad (21-8-2-10)$$

که در آن:

$$Q_n = f_c A_c + F_y A_s$$

۱- ضخامت متوسط بال ناودانی

۲- ضخامت جان ناودانی

۳- طول ناودانی

۴- مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانهای بتن

$E_c$ = مدول الاستیسیته بتن

##### ۴- برشگیرهای تیرهای با مقطع مختلط

(پ) جزئیات بندی

به استثنای برشگیرهای نصب شده در داخل کنگره ورق های فولادی شکل داده شده، برشگیرها باید حداقل ۲۵ میلیمتر پوشش جانبی از بتن داشته باشند. حداقل فاصله ۶ میلیمتر تا لبه بتن در امتداد برش افقی براي بتن های با وزن مخصوص معمولی باید ۲۰ میلیمتر و براي بتن های سیک ۲۵ میلیمتر باشد.

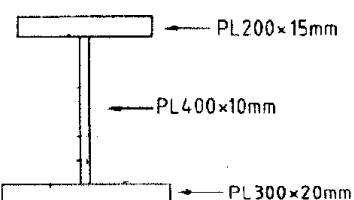
حداقل فاصله مرکز تا مرکز بین برشگیرهای از نوع ۶ میلیمتر مساوی ۶ برابر قطر آنها در امتداد محور طولی تیر و ۴ برابر قطر آنها در امتداد عمود بر محور طولی تیر با مقطع مختلط می باشد، مگر در داخل کنگره های ورق های فولادی شکل داده شده که حداقل فاصله مرکز تا مرکز تا ۴ میلیمتر در هر امتداد را می توان ۴ برابر قطر ۶ میلیمتر انتخاب کرد. حداقل فاصله مرکز تا مرکز بین برشگیرها نباید از ۸ برابر ضخامت کل دال بتنی یا ۸۰ میلیمتر تجاوز نماید.

$Q_n = \sum Q_n$ = مجموع مقاومت های برشی اسمی برشگیرها در حد فاصل نقاط لنگر خمشی مشبّت حداقل و لنگر صفر مطابق مقررات بند ۷-۸-۲-۱۰.

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

$$V_{hn} \geq V_{hu} \quad (22-8-2-10)$$

۱۶- یک تیز ورق به شکل زیر مفروض است. مقدار لنگر پلاستیک این مقطع نسبت به محور قوی بر حسب  $m \text{ kN.m}$  به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



(۱) ۱۷۹

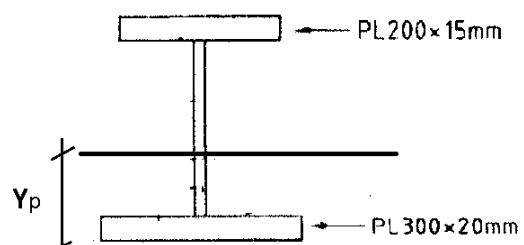
(۲) ۴۰۴

(۳) ۴۹۴

(۴) ۸۰۹

گزینه ۳

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



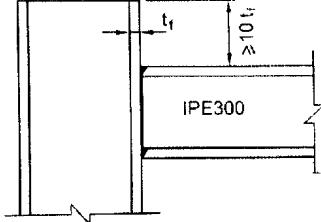
$$300 \times 20 + (Y_p - 20) \times 10 = 200 \times 15 + (420 - Y_p) \times 10 \rightarrow Y_p = 70 \text{ mm}$$

پس از یافتن  $Y_p$  باید اساس پلاستیک مقطع محاسبه شود:

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

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

۱۷- در طراحی اتصال گیردار شکل زیر از یک قاب خمشی با شکل پذیری متوسط، اگر سخت کننده برای ستون در مقابل بال کششی تیر دنظر گرفته نشده باشد، حداقل ضخامت لازم بال ستون بحسب میلی متر به کدامیک از گزینه های زیر نزدیکتر است؟ عرض بال تیر حدود ۰.۷ mm است. مقطع ستون IPB نورد شده بوده و فولاد مصرفی با  $F_y = 240 \text{ MPa}$  می باشد. عرض بال تیر  $t_{cf} = 150 \text{ mm}$  و ضخامت بال آن  $10.7 \text{ mm}$  می باشد.



30 (۱)

25 (۲)

20 (۳)

15 (۴)

گزینه ۲

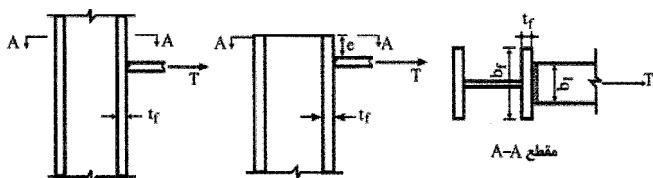
$$t_{cf} > 0.4\sqrt{1.8 \times 150 \times 10.7} = 21.5 \text{ mm}$$

$$t_{cf} > \frac{150}{6} = 25 \text{ mm}$$

کنترل فوق مربوط به روابط ورق پیوستگی می باشد. علاوه بر این روابط، روابط بند ۱۰-۹-۲-۱۰-۱ 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  $0.9AF_y$  درنظر گرفت که در این صورت نیز روابط مربوط به ورق پیوستگی حاکم خواهد بود. همچنین برای کنترل بند ۱۰-۹-۲-۱۰-۱ نیاز به ضخامت جان ستون داریم که ارائه نشده است و امکان کنترل وجود ندارد.

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

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



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

مقاومت طراحی خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی مساوی  $\phi R_n$  می باشد که در

آن  $\phi$  ضریب کاهش مقاومت برابر  $1/9$  و  $R_n$  مقاومت اسمی طبق رابطه زیر می باشد.

$$R_n = \phi / 25 F_y t_f^2 \quad (۲۰-۹-۲-۱۰)$$

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

الزامات این بند برای نیروی کششی متمرکز تکی، نیروی فشاری متمرکز تکی و هر دو مولفه

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

مقاومت طراحی تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری مساوی  $\phi R_n$  می باشد که در آن  $\phi$  ضریب کاهش مقاومت مساوی ۱ و  $R_n$  مقاومت اسمی می باشد که براساس

حالات حدی تسلیم موضعی جان به شرح زیر تعیین می شود:

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله ای بزرگتر از  $d$  از انتهای عضو وارد می شود:

$$R_n = F_y w t_w (\Delta k + l_b) \quad (۲۰-۹-۲-۱۰)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله ای مساوی یا کوچکتر از  $d$  از انتهای عضو وارد می شود:

$$R_n = F_y w t_w (\gamma / \Delta k + l_b) \quad (۲۰-۹-۲-۱۰)$$

#### ۱۰-۸-۳-۱۰ ورق های پیوستگی

ورق های پیوستگی (سخت کننده های عرضی) در مقابل بال های تیر یا ورق های پوششی اتصال بال بالای و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون علاوه بر تامین الزامات بخش ۱۰-۹-۲-۱۰ باید دارای شرایط زیر نیز باشند.

(الف) در ستون های H شکل در صورتی که ضخامت بال ستون بزرگتر از مقادیر تعیین شده توسط روابط ۳-۱۰-۲-۸-۳-۱۰ باشد، تعیینة ورق های پیوستگی در چشممه اتصال الزامی نیست. در غیر اینصورت تعیینه یک جفت سخت کننده (ورق های پیوستگی) در داخل ستون و با رعایت شرایط (پ) تا (ج) همین بند الزامی است.

$$t_{cf} \geq \sqrt[4]{1/\lambda b_{bf} t_{bf} \frac{R_y b F_y b}{R_c c F_y c}} \quad (۲۰-۸-۳-۱۰)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{\phi} \quad (۲۰-۸-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

$F_y$  = حداقل تنش تسلیم مصالح بال تیر

$F_y$  = حداقل تنش تسلیم مصالح بال ستون

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

جدول ۱۰-۳-۱۰

$R_y$  = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح ستون مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۱۰

$b_{bf}$  = پهنای بال تیر

$t_{bf}$  = ضخامت بال تیر

$t_{cf}$  = ضخامت بال ستون

۱۸- چنانچه در یک اتصال پیچی از نوع اتکایی تحت اثر مشترک کشش و برش، تنش کششی مورد نیاز یک پیچ برابر ۰.۳۵ مقاومت کششی اسمی آن پیچ (وقتی که نیروی کششی به تنها بیان عمل گند) باشد، مقاومت برشی اسمی پیچ چند درصد نسبت به حالتی که نیروی برشی به تنها بیان عمل می‌گند، کاهش می‌یابد؟

۹۵ (۱)	۸۳ (۲)	۱۷ (۳)	۵ (۴)
--------	--------	--------	-------

گزینه ۳

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

وقتی کشش و برش همزمان اثر می‌گند، رابطه زیر باید کنترل گردد. در این رابطه ۰.۷۵ ضریب کاهش مقاومت می‌باشد. در حضور نیروی کششی، نسبت تنش برشی به تنش مقاوم برشی به ۰.۸۳ محدود می‌شود.

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

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

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

۱۹- مهاربندی‌های همگرای ویژه نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک ساختمان فولادی مقاوم در برابر وزنه، از لوله به قطر خارجی ۱۶۰ mm و ضخامت ۵ mm تشکیل شده است. چنانچه  $F_{cre}=217 \text{ MPa}$  باشد، حداقل مقاومت خمشی طراحی تیر طبقه (با صرفنظر از اثر بارهای ثقلی) به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ ( $F_y = 240 \text{ MPa}$ )

	530 kN.m (۱)
	700 kN.m (۲)
	115 kN.m (۳)
	0 kN.m (۴)

گزینه ۱

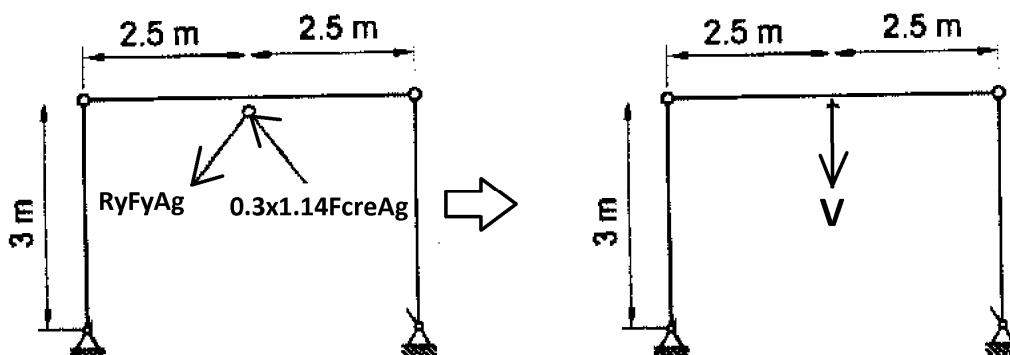
$$R_y F_y A_g = 1.25 \times 240 \times (\pi \times 80^2 - \pi \times 75^2) = 1.25 \times 240 \times 2433.5 = 730050 N = 730 kN$$

$$0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g = 0.3 \times 1.14 \times 217 \times 2433.5 = 180.6 kN$$

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 طراحی شود.



### ۱۰-۳-۱۱- الزامات تكميلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده 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  $R_y F_y A_g$  و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر  $1/14 F_{cre} A_g$  می‌باشد.

(ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر  $R_y F_y A_g$  و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر  $1/14 F_{cre} A_g$  می‌باشد.

که در آن:

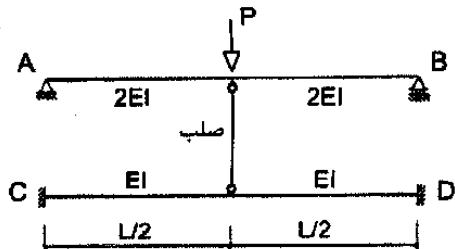
$R_y$  = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۱-۲-۳-۱۰.

$F_y$  = 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 بجائی  $R_y F_y$  از  $R_y F_y$  استفاده شده باشد.

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



- $\frac{1}{3}$  (۱)
- $\frac{2}{3}$  (۲)
- $\frac{3}{4}$  (۳)
- $\frac{1}{4}$  (۴)

گزینه ۱

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

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

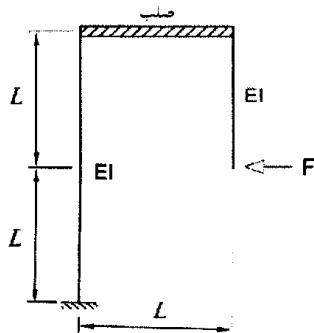
$$K_{CD} = \frac{192EI}{L^3}$$

بنابراین سختی تیر CD ۲ برابر سختی تیر AB می‌باشد 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 نشان داده شده برابر با کدام گزینه است؟ (صلبیت خمشی و محوری عضو افقی بی‌نهایت فرض می‌شود).



$$\frac{5}{2} \frac{FL^3}{EI} \quad (1)$$

$$\frac{3}{2} \frac{FL^3}{EI} \quad (2)$$

$$2 \frac{FL^3}{EI} \quad (3)$$

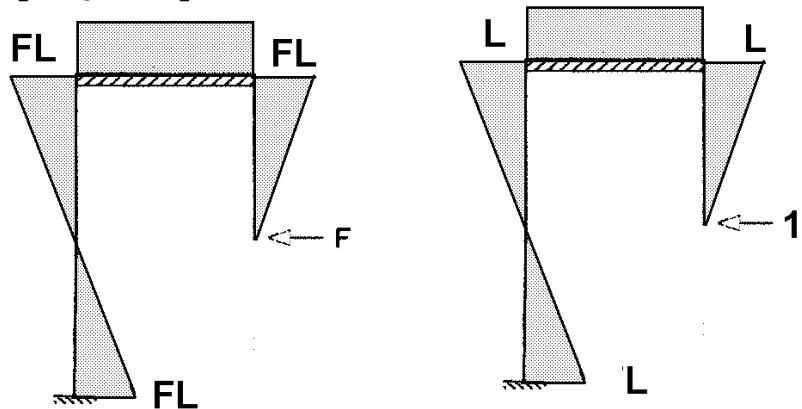
$$\frac{FL^3}{EI} \quad (4)$$



گزینه ۴

با استفاده از روش کار مجازی مقدار جابجایی بدست می‌آید:

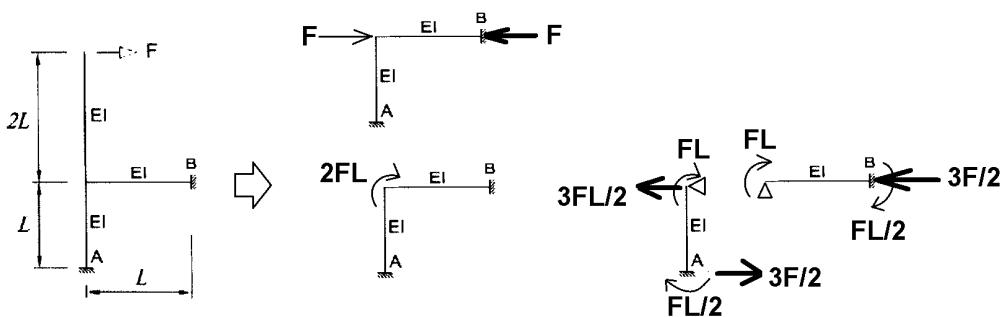
$$\Delta = 3 \left[ \frac{FL \times L \times L}{3EI} \right] = \frac{FL^3}{EI}$$



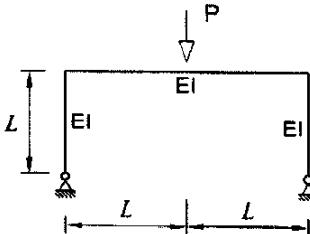
۲۲- در سازه‌ای مطابق شکل زیر تمامی اعضا دارای صلبیت خمشی یکسان می‌باشند. اگر از تغییر شکل‌های محوری و اثرات ثانویه صرف نظر شود، مقدار عکس العمل افقی در تکیه‌گاه B چقدر خواهد بود؟



با توجه به شکلهای زیر گزینه ۲ صحیح است.



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



$$\frac{3P}{16} \quad (1)$$

$$\frac{P}{2} \quad (2)$$

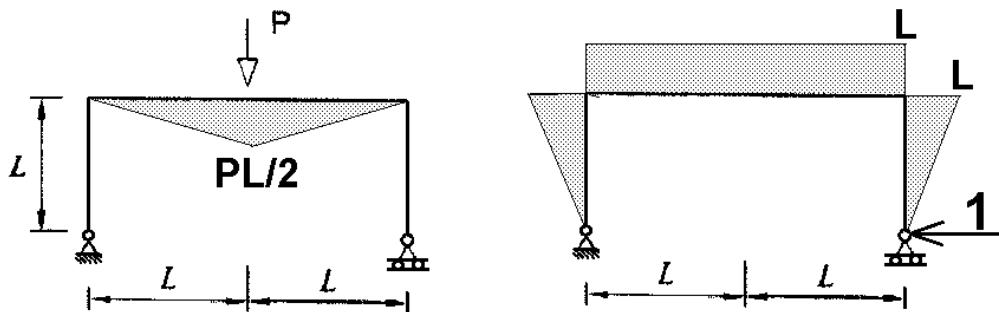
$$\frac{3P}{32} \quad (3)$$

$$\frac{P}{4} \quad (4)$$

گزینه ۱

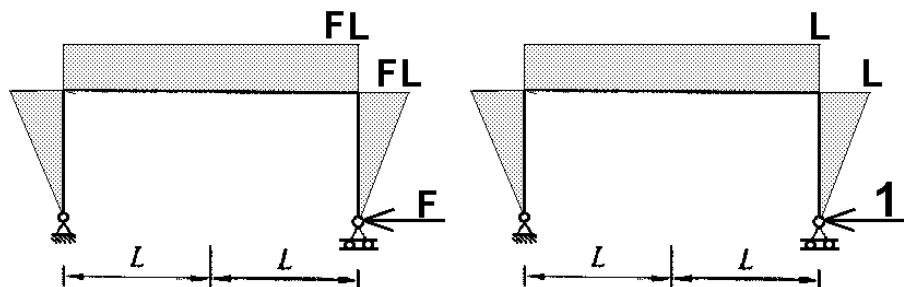
در صورتی که اتصال تکیه گاه مفصلی باشد، تغییر مکان آن با روش کار مجازی به راحتی بدست می‌آید:

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



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

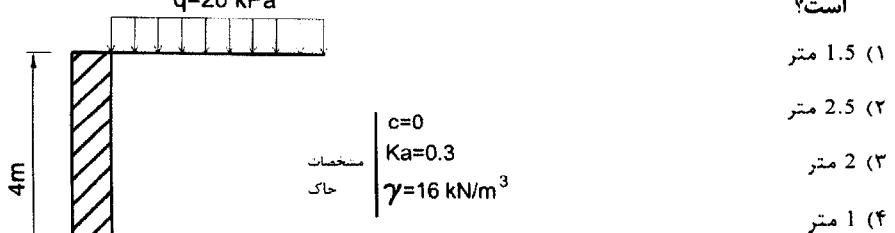
$$\Delta_F = 2 \frac{FL \times L \times L}{3EI} + \frac{FL \times 2L \times L}{EI} = \frac{8FL^3}{3EI}$$



با توجه به اینکه تکیه گاه مفصلی ثابت می‌باشد:

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

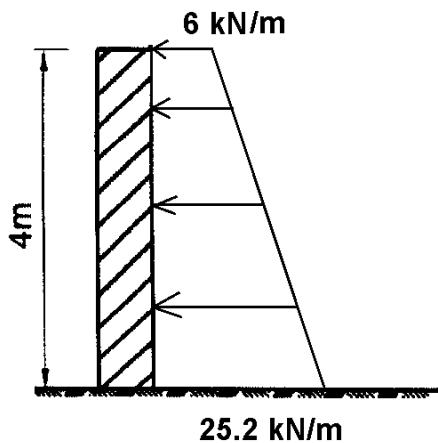
۲۴- دیوار سنگی نشان داده در شکل زیر دارای وزن مخصوص  $25 \text{ kN/m}^3$  است. حداقل ضخامت لازم دیوار برای آنکه پایداری در مقابل واژگونی تأمین گردد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



گزینه ۳

$$\left. \begin{array}{l} M_o = 6 \times 4 \times 2 + \frac{(25.2 - 6) \times 4}{2} \times \frac{4}{3} = 99.2 \\ M_r = 4t \times 25 \times \frac{t}{2} \end{array} \right\} M_r > 2M_o \rightarrow 50t^2 > 198.4 \rightarrow t > 1.99 \text{ m}$$

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



جدول ۷-۵-۳ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی

شرطیکی	لوزهای	لغزش	واژگونی	ظرفیت باربری بی دیوار	پایداری کلی (شیروانی)
استاتیکی	۱/۲	۱/۵	۳	۱/۵	۱/۵
لوزهای	۱/۲	۱/۲	۲	۲	۱/۳

۲-۵-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 به ترتیب چه مقادیری هستند؟

۱.۲ و ۰.۶۵ (۱)	۱.۵ و ۰.۶۵ (۱)
۱.۲ و ۰.۶ (۳)	۱.۵ و ۰.۹ (۳)

گزینه ۱

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

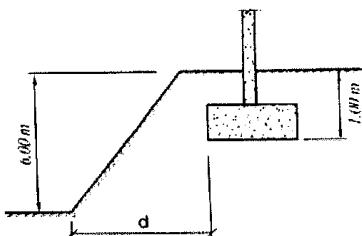
نوع گسیختگی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱/۲	۲	۱/۵	۱/۲

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

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

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

(۱) ۱۵ متر



(۲) 12 متر

(۳) 8 متر

(۴) 10 متر

گزینه ۴

۷-۴-۷ ملاحظات اجرایی پی‌های سطحی

۱-۷-۴-۷ انتخاب موقعیت و عمق پی

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

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

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

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

- حداقل تعداد گمانه موردنیاز جهت شناسایی ژئوتکنیکی زمین برای احداث یک ساختمان منفرد بدون زیرزمین با سطح اشغال ۵۰۰۰ متر مربع و اهمیت زیاد و روی زمین مناسب با لایه‌بندی ساده، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

(۱) ۳ عدد      (۲) ۵ عدد      (۳) ۷ عدد      (۴) ۱۰ عدد

گزینه ۳

جدول ۱-۲-۷ جدول حداقل تعداد گمانه

تعداد گمانه	شرایط زیرسطحی	اهمیت ساختمان	مساحت	
۲	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	خیلی زیاد و زیاد	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع	
۳	لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب			
۱	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	متوسط	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع	
۲	لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب			
۱	زمین مناسب یا نامناسب	کم	خیلی زیاد و زیاد	
۳	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	متوسط		
۵	لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال ۲۰۰ الی ۱۰۰۰ متر مربع		
۲	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب		کم	
۳	لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب			
۱	زمین مناسب	خیلی زیاد و زیاد	یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع	
۲	زمین نامناسب			

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

- ۲-۸- مقدار  $\frac{CH}{C}$  طبق مقررات ملی ساختمان، برای کنترل ضربی اطمینان در برابر بالا زدگی کف گود در طراحی سازه‌های نگهبان ترجیحاً باید کوچکتر از کدامیک از مقادیر زیر باشد؟

(۱) ۴      (۲) ۶      (۳) ۸      (۴) ۱۰

گزینه ۲

- ۲-۱-۵-۵-۷ ضربی اطمینان در برابر بالا زدگی کف بالا زدگی کف گود باید کنترل شود و ترجیحاً  $\frac{CH}{C} > 6$  باشد.

۲۹- مقطع یک ساختمان تجاری در شهر آبعلی دارای سقف شیشه‌ای به صورت زیر می‌باشد. در صورتیکه ضریب شوابط دمایی یک باشد، بام برف‌زیز 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؟



$$C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 5^\circ$$

$$\alpha = tg^{-1} \left( \frac{1.5}{3} \right) = 26.6^\circ$$

$$\begin{aligned} C_s &= 1 - \frac{26.6 - 5}{70 - 5} = 0.667 \\ C_e &= 0.9 \\ I_s &= 1 \\ P_g &= 2 \end{aligned}$$

$$0.7 C_s C_t C_e I_s P_g = 0.84 kPa$$

### ۲-۷-۶ بام برف بام

بار برف بر روی بام،  $P_r$ ، با توجه به شبیب و دمای بام، برف‌گیری، و اهمیت سازه، برای هر مترا مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه ۲-۷-۶-۱ تعیین می‌شود:

$$P_r = \gamma C_s C_t C_e I_s P_g \quad (۲-۷-۶)$$

$$\begin{cases} C_t = 1 \rightarrow \alpha_0 = 5^\circ \\ C_t = 1.1 \rightarrow \alpha_0 = 10^\circ \\ C_t \geq 1.2 \rightarrow \alpha_0 = 15^\circ \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{بام لغزنه بدون مانع} \\ \text{بام شبیب دار} \end{cases}$$

بام تخت  $\rightarrow C_s = 1$

$\rightarrow C_s = 1$   $\rightarrow$  بام‌های کنگره‌ای و شبیب دار دندانه‌ای

$\rightarrow C_s = 1$   $\rightarrow$  بام‌های کنگره‌ای و شبیب دار دندانه‌ای

برای بام‌های مسطح، ضریب شبیب،  $C_s$ ، برابر واحد می‌باشد. برای بام‌های شبیبدار ضریب شبیب بر حسب زاویه شبیب،  $\alpha$ ، بهصورت زیر تعیین می‌شود:

$$C_s = 1, \quad \alpha \leq \alpha_0 \quad (۲-۷-۶-\alpha)$$

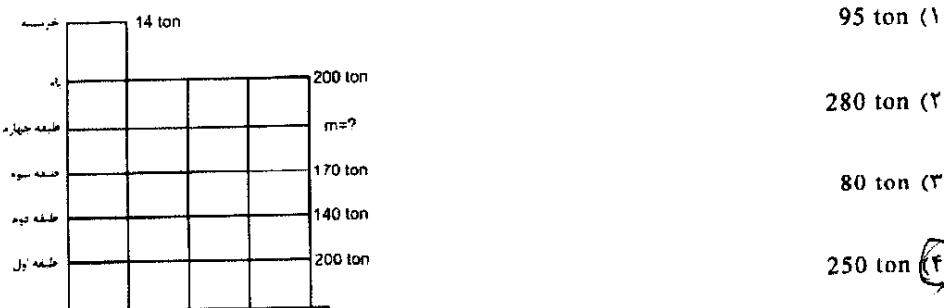
$$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{\gamma + \alpha_0} \quad \alpha_0 < \alpha < 7^\circ \quad (۲-۷-۶-\beta)$$

$$C_s = \dots \quad \alpha \geq 7^\circ \quad (۲-۷-۶-\gamma)$$

جدول ۲-۷-۶ ضریب برف‌گیری،  $C_s$

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

۳۰- در ساختمان پنج طبقه شکل زیر، برای آن که ساختمان به لحاظ توزیع جرم منظم تلقی شود، جرم طبقه چهارم حداقل چقدر می‌تواند باشد؟ (قیمتیک ترین عدد موردنظر است).



گزینه ۴

#### ۲-۷-۱۱-۶ 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 خریشته 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؟

1.33 (۴)

1.21 (۳)

1.15 (۲)

0.9 (۱)

با توجه به رابطه زیر دوره تناوب چنین طره ای با  $^2$  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:

$$T = \frac{1}{\sqrt{gEI}} \sqrt{\frac{q}{I}} \quad (۳)$$

که در آن:

$I$  = طول منشور

$q$  = وزن واحد طول منشور

$I$  = ممان اینرسی مقطع

$E$  = مدول ارتجاعی

$g$  = شتاب ثقل

۳-۲- در یک ساختمان مسکونی بیش از 40 طبقه با ارتفاع طبقات حدوداً 3.5 متر و دارای سیستم پاربر جانبی دوگانه از نوع قاب خمینی بتقی ویژه به همواره دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه، که در منطقه‌ای با پهنایه با خطر نسبی کم و روی زمین نوع I ساخته می‌شود، ضریب زلزله حدوداً به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

$$0.025 \quad (4) \quad 0.030 \quad (3) \quad 0.015 \quad (2) \quad 0.020 \quad (1)$$

گزینه ۱

$$A = 0.2$$

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

ضریب زلزله حداقل برابر است با:

$$0.1AI = 0.02$$

۴-۳-۲ 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:

$$\begin{aligned} B &= 1+S \left( \frac{T}{T_0} \right) & 0 \leq T \leq T_0 \\ B &= S+1 & T_0 \leq T \leq T_S \\ B &= (S+1) \left( \frac{T_S}{T} \right)^{\frac{1}{r}} & T \geq T_S \end{aligned} \quad (۴-۲)$$

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

$$V_{\min} = 0.1 \Delta I W \quad (۴-۲)$$

- ۳۳- چنانچه در یک ساختمان فولادی سه طبقه با زمان تناوب طبیعی کمتر از ۰.۵ ثانیه، مقدار نیروی برشی پایه در اثر زلزله برابر ۷ و جرم طبقات اول، دوم و سوم به ترتیب ۶۰۰، ۳۰۰ و ۲۰۰ 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 ۰.۷ است، نیروی شلاقی  $F_t$  صفر خواهد بود:

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

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

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

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

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

$$F_i = (V - F_e) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (9-2)$$

در این رابطه:

$F_e$ : نیروی جانبی در تراز طبقه ۱

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

$h_i$ : ارتفاع تراز آ، ارتفاع سقف طبقه آ، از تراز پایه

$n$ : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

$F_i$ : نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه آ که به وسیله رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_i = 0.7 TV \quad (10-2)$$

- (۱) فقط در ساختمان‌های تا ارتفاع ۵۰ متر از تراز پایه
- (۲) فقط در ساختمان‌های تا ارتفاع ۳۰ متر از تراز پایه
- (۳) فقط در ساختمان‌های تا ارتفاع ۱۰ 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 بنای آن به صورت سنتی به وفور در نقاط مختلف کشور یافت می‌شود) می‌توان بدون حضور تیر و ستون و تنها با اتکا به دیوارهای باربر (دیوار حمال) بارهای ثقلی و لرزه‌ای را به زمین منتقل کرد.

جدول ۶ مقادیر ضریب وفتار ساختمان، R، همراه با حداقل ارتفاع مجاز ساختمان  $H_m$

$H_m$ (متر)	R	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۷	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط ۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی ۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۶		
۲۰	۵		
۱۵	۴		

۳-۲-۵-۸ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمی منحصرآ 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 ۵ طبقه و دارای اهمیت زیاد که بر روی زمین نوع IV ساخته می‌شوند.

(۲) ساختمانهای نامنظم با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر از تراز پایه که بر روی زمین نوع III ساخته می‌شوند.

(۳) ساختمانهای منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که بر روی زمین نوع IV ساخته می‌شوند.

- (۴) ساختمانهای منظم با ارتفاع بیشتر از ۵۰ متر از تراز پایه که بر روی زمین نوع I ساخته با توجه به بند زیر گزینه ۱ صحیح است.

#### ۱-۴-۲ حرکت زمین

۱-۴-۱ حرکت زمین، که در تحلیل‌های دینامیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد باید حداقل دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعريف 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 ۲-۱-۴-۲ و ۳-۱-۴-۲ استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط بند ۴-۱-۴-۲، را ملاحظه داشت.

استفاده از هر یک از این طیف‌ها برای کلیه ساختمانها اختیاری است. تنها در مورد ساختمانهایی که طبق بند ۳-۲-۲ 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 ۵ طبقه مسکونی و فاقد پارکینگ برابر ۳۰ مترمربع در هر طبقه است. نسبت بار زنده طراحی کاهش یافته به کل بار زنده طراحی کاهش نیافته، برای طراحی ستون پایین ترین طبقه حداقل چقدر می‌تواند باشد؟ فرض نمایید که کاهش بار زنده با مجاز نصی باشد.

$$0.67 \quad 0.55 \quad 0.46 \quad 0.4$$

دو مورد زیر در محاسبه این نسبت دخیل می‌باشد:

۱- کاربری پشت بام: برای مثال اگر دارای باغچه و گلخانه باشد، مقدار بار زنده با مترمربع ۵ kPa خواهد بود که در این صورت بیشترین نسبت حاصل می‌شود.

۲- بار زنده تیغه بندی: بسته به نوع تیغه بندی می‌تواند از ۰.۵ kPa تا یک مقدار نامحدود (بسته به حجم تیغه‌ها) تغییر کند.

هر دو مورد فوق غیر قابل کاهش می‌باشند. با توجه به اینکه مقدار بار زنده متغیر می‌باشد حل این مسئله میسر نمی‌باشد. برای مثال اگر بار زنده با مترمربع ۵kPa و بار زنده تیغه بندی برابر ۱.۵ kPa باشد، خواهیم داشت:

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

$$P_{L-Reduced} = 30L_r + 120L + 120L_{partition} = 30 \times 1.5 + 120 \times 0.92 + 120 \times 1.5 = 442.6$$

$$P_L = 30L_r + 120L + 120L_{partition} = 30 \times 1.5 + 120 \times 2 + 120 \times 1.5 = 570$$

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

طرح ممکن است بار تیغه بندی را منظور نکرده باشد که در این صورت با توجه به اینکه عنوان شده "حداکثر چقدر می‌تواند باشد"

باید بار زنده با مترمربع ۵kPa ممکن منظور شود که طبق جدول بارها می‌باشد. در این صورت خواهیم داشت:

$$P_{L-Reduced} = 30L_r + 120L = 30 \times 1.5 + 120 \times 0.92 = 262$$

$$P_L = 30L_r + 120L = 30 \times 1.5 + 120 \times 2 = 390$$

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

و گزینه ۴ صحیح خواهد بود.

۳۷- حداقل نیروی جانبی زلزله در امتداد عمود بر سطح دیوار وارد بر یک تیغه جداگشته 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 ۱۰۰ میلی‌متر، با ابعاد ۳ متر در ۵ متر از جنس مصالح گچی با جرم مخصوص برابر ۱۳۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد).

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

گزینه ۱

$$F_p = 0.35 \times 0.7 \times 1.4 \times (3 \times 5 \times 0.1 \times 1300) = 668 \text{ kg} = 6.68 \text{ kN}$$

#### ۸-۲ 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:

$$F_p = AB_p I w_p \quad (۱۸-۲)$$

در این رابطه:  
 A و I مقادیر مندرج در بندهای ۳-۳-۲ و ۷-۳-۲ 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  $B_p$

$B_p$	جهت نیروی افقی	اجزای ساختمان با قطعات الحاقی
۰/۷	در امتداد عمود بر سطح دیوار	دیوارهای خارجی و داخلی ساختمان و تیغه‌های جداگشته
۲/۰۰	در امتداد عمود بر سطح دیوار	جان پناهها و دیوارهای طر一面ی
۲/۰۰	در هر امتداد	اجزای تزئینی و داخلی و یا قسمتهای الحاقی به ساختمان
۱/۰۰	در هر امتداد	مخازن، برجها، دودکشها، وسایل و ماشین آلات در صورتی که متصل به ساختمان و یا جزئی از آن باشند و سقفهای کاذب
۱/۰۰	در هر امتداد	اتصالات عنصر سازه‌ای پیش ساخته

۳۸- یک ساختمان مسکونی سه طبقه با ارتفاع ۱۰ متر از قراز پایه در شهر بهم، 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.)

0.03 (۴)

0.107 (۳)

0.125 (۲)

0.146 (۱)

گزینه ۲

$$\begin{aligned} A &= 0.3 \\ T = 0.07H^{\frac{3}{4}} &= 0.39 \rightarrow B = (1.5 + 1) = 2.5 \\ I &= 1 \\ R &= 6 \end{aligned} \left. \begin{array}{l} A \\ B \\ I \\ R \end{array} \right\} \frac{ABI}{R} = 0.125$$

## ۸-۳-۲ 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 در نظر گرفته شود.

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

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

$H_m$ (متر)	$R$	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵	۷	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط ۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی ۴- دیوارهای برشی با مصالح بتایی مسلح	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵	۶		
۲۰	۵		
۱۵	۴		

الف- برای ساختمانهایی با سیستم قاب خمشی

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

- در قابهای فولادی

$$T = 0.108 H^{\frac{3}{4}} \quad (5-2)$$

- در قابهای بتن مسلح

$$T = 0.107 H^{\frac{3}{4}} \quad (6-2)$$

۳۹- یک ساختمان یک طبقه با پلان مستطیل شکل، بر اثر نیروی زلزله در امتداد جنوب به شمال، جابجایی دو گوشه شمالی بام برابر ۷۲ و ۳۲ میلی متر محاسبه شده است. در صورتی که فاصله مرکز سختی و جرم در امتداد شرقی - غربی برابر ۳.۱ متر و طول ساختمان در جهت غربی - شرقی برابر ۲۸.۶ متر باشد، حداقل مقدار کل برونو مرکزی نیروی جانبی (شامل برونو مرکز اتفاقی) بر حسب متر به چه مقداری نزدیک تر است؟

۵.۸ (۴)	۵ (۳)	۴.۵ (۲)	۳.۱ (۱)
		گزینه ۳	

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

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

### ۳-۱۰-۳-۲ برونو مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، $A_j$ ، 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 برونو مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی، اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی بند (۱-۱-۸-۱-۱-۳) می‌شود، برونو مرکزی اتفاقی

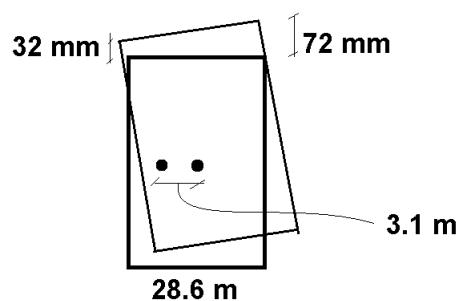
حداقل باید در ضریب بزرگنمایی  $A_j$ ، طبق رابطه زیر، ضرب شود

$$A_j = \left( \frac{\Delta_{\max}}{1.2 \Delta_{\text{ave}}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 2 \quad (12-2)$$

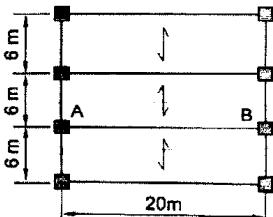
در این رابطه:

$\Delta_{\max}$  = حداقل تغییر مکان طبقه  $j$

$\Delta_{\text{ave}}$  = 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 لرزه خیز با خطر نسبی بسیار زیاد و بر روی خاک نوع II واقع شده است. مقدار کل نیروی قائم ناشی از زلزله  $\gamma$  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).



- 265 (۱)  
194 (۲)  
318 (۳)  
530 (۴)  
گزینه ۱

$$W_p = (q_D + q_L)A = (6 + 3)(20 \times 6) = 1080 \text{ kN}$$

$$F_v = 0.7AIW_p = 0.7 \times 0.35 \times 1 \times 1080 = 264.6 \text{ kN}$$

### ۱۲-۳ نیروی قائم ناشی از زلزله

۱۲-۳-۱ 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 متتمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای مستقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستونها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. در صورتی که بار متتمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

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

۱۲-۳-۲ مقدار نیروی قائم برای عناصر بندهای الف و ب از رابطه (۱۳-۲) 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.

$$F_v = 0.7AIW_p \quad (13-2)$$

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- جایجایی جانبی نسبی واقعی طرح طبقه‌ای از یک ساختمان بدون لحاظ اثر  $P-\Delta$  برابر ۴۰ میلی متر و در تحلیل با لحاظ اثر  $P-\Delta$  برابر ۵۰ میلی‌متر بدست آمده است. شاخص پایداری برای آن طبقه حدوداً چقدر می‌باشد؟

- |         |          |         |          |
|---------|----------|---------|----------|
| 0.2 (۴) | 0.25 (۳) | 0.1 (۲) | 0.05 (۱) |
| گزینه ۴ |          |         |          |

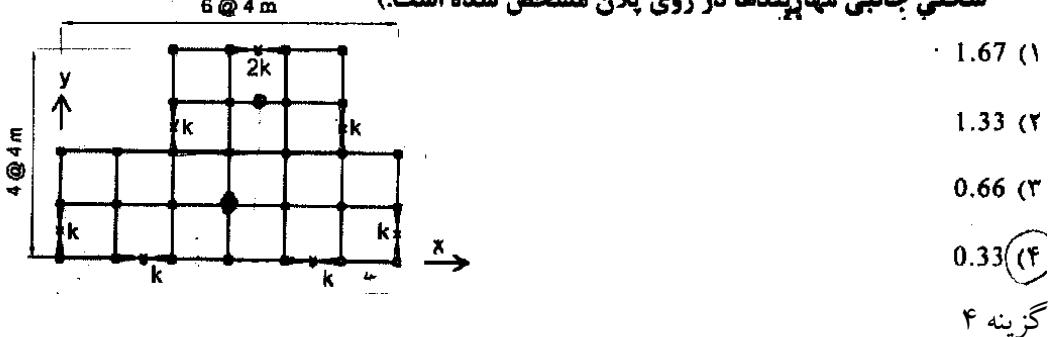
$$50 = \frac{40}{1 - \theta_i} \rightarrow \theta_i = 0.2$$

### **P-Δ اثر ۶-۲**

تفییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طیقه با منظور کردن اثر  $P-\Delta$  موضوع بند ۵-۲ را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

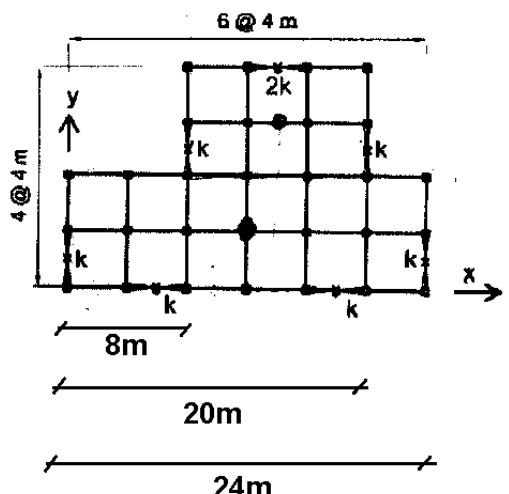
$$\bar{\Delta}_{wi} = \frac{\Delta_{wi}}{1 - \theta_i} \quad (17-2)$$

۴۲- در ساختمانی با سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربندی هم محور فولادی پلان تیپ طبقات مطابق شکل زیر است. فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در امتداد محور X بر حسب 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).



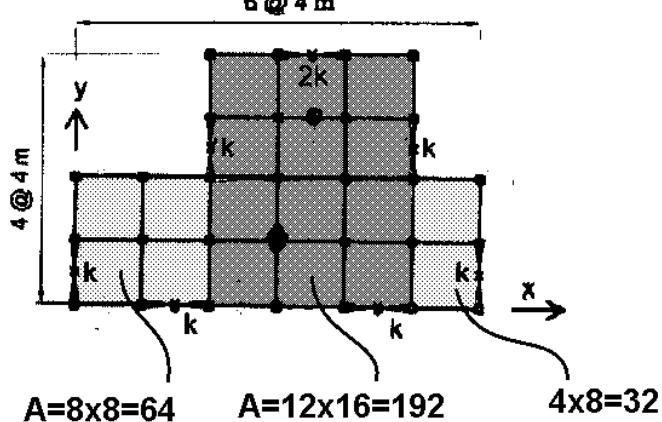
مختصات X مرکز سختی بر اساس موقعیت بادبندها برابر است با:

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



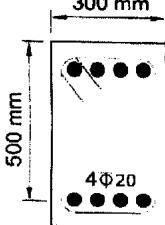
مرکز جرم (با توجه به یکنواخت بودن توزیع جرم) برابر با مرکز سطوح کف ها می‌باشد:

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



$$X_k - X_M = 0.333 \text{ m}$$

۴۳- لنگر خمثی مقاوم محتمل مشبک ( $M_{pr}$ ) مقطع بتقی شکل زیر، بر حسب کیلونیوتون متر، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است. بتن از رده C30 و فولاد از نوع S400 می‌باشد؟



- 285 (۱)
- 230 (۲)
- 200 (۳)
- 325 (۴)

گزینه ۱

راحل تقریبی:

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

راحل دقیق:

فاصله میلگردهای فشاری از تار بالای 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 خمثی مقطع صرف نظر می‌شود.

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

### ۹-۱-۲-۳-۹ لنگر خمثی مقاوم محتمل

لنگر خمثی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمثی مقاوم با فرض  $f_y = 1/25 f_s$ ،  $\phi_c = \phi_s = 1$ ، مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

۴۴- نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن در یک تیر بتن مسلح درجا با مقطع مستطیل براساس رابطه  $V_c = 0.2 \phi_c f_c b_w d$  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  $f_{cd} = 25$  میلیون پاسخ ۳ است.

$$4 V_c (۱)$$

$$6.25 V_c (۲)$$

$$9.50 V_c (۳)$$

$$25 V_c (۴)$$

گزینه ۳

با افزایش خاموت، مقاومت برشی افزایش می‌یابد. ولی آین نامه برای این افزایش محدودیتی قرار داده است. به طوریکه حداکثر مقاومت برشی (شامل مقاومت بتن و خاموت) باید 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  $V_c$  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:

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

#### ۲-۱۵-۹ حالت حدی نهایی مقاومت در برش

(۱-۱۵-۹) در مقطاع تحت اثر برش، کنترل حالت حدی مقاومت باید بر اساس رابطه

صورت گیرد:

$$V_u \leq V_r \quad (۱-۱۵-۹)$$

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

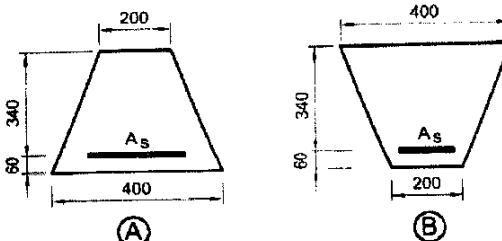
۲-۲-۱۵-۹ مقدار  $V_r$  از رابطه (۲-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

$$V_r = V_c + V_s \quad (۲-۱۵-۹)$$

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

۳-۲-۱۵-۹ مقدار  $V_r$  باید بیشتر از  $25 f_{cd} b_w d / 20$  در نظر گرفته شود.

۴۵ - در صورتی که مقدار آرماتور کششی در هر دو مقطع شکل زیر برابر  $A_s = 4\Phi 20$  باشد، نسبت لنگر خمثی مقاوم مقطع A به لنگر خمثی مقاوم مقطع B به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C30 و فولاد از نوع S400 و ابعاد از ۶۰ تا ۳۴۰ میلی‌متر می‌باشد).



- |      |     |
|------|-----|
| 1.20 | (۱) |
| 0.8  | (۲) |
| 1.1  | (۳) |
| 0.9  | (۴) |

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 می‌باشد. مقدار Z نیز بسته به شکل مقطع و درصد میلگرد بین ۰.۷۵d تا ۰.۹۵d می‌تواند تغییر کند.

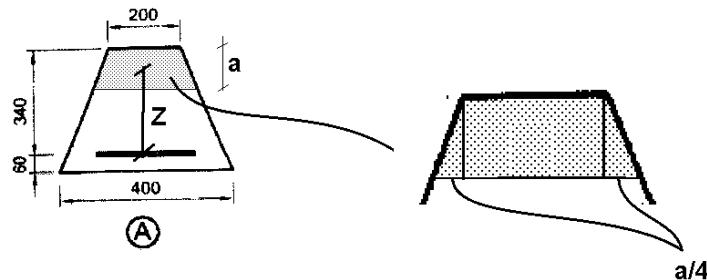
در این سوال باید مقدار Z در هر دو مقطع محاسبه شود.

مقطع A:

$$C = T \rightarrow \left( 200a + \frac{a^2}{4} \right) \alpha f'_{cd} = A_s F_{yd} \rightarrow \left( 200a + \frac{a^2}{4} \right) 0.8 \times 0.65 \times 30 = 4 \times 314 \times 0.85 \times 400 \\ a = 119 \text{ mm}$$

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

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

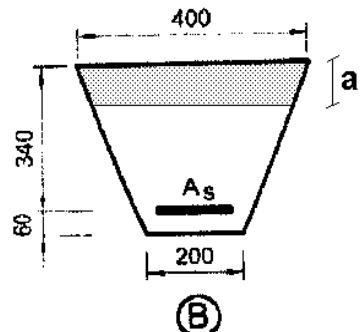


مقطع B:

$$C = T \rightarrow \left( 400a - \frac{a^2}{4} \right) \alpha f'_{cd} = A_s F_{yd} \rightarrow \left( 400a - \frac{a^2}{4} \right) 0.8 \times 0.65 \times 30 = 4 \times 314 \times 0.85 \times 400 \\ a = 72 \text{ mm}$$

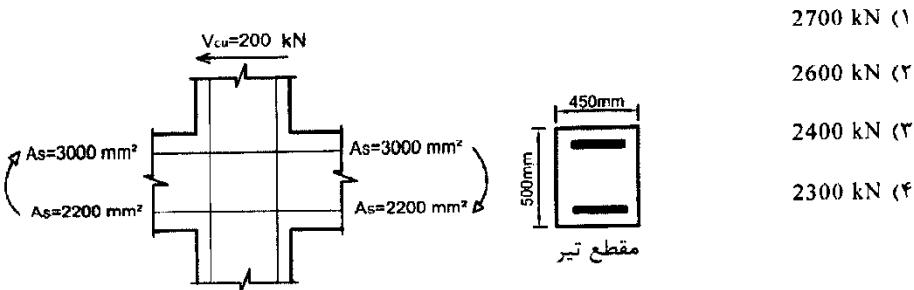
با فرض اینکه مرکز سطح قسمت هاشور خورده به صورت تقریبی در میانه مقطع باشد، داریم:

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



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

- در شکل زیر یک اتصال تیر به ستون بتنی نشان داده شده است. چنانچه این اتصال مربوط به یک ساخته‌مان با شکل پذیری زیاد باشد. نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ نوع میلگرد S400، رده بتن C25، ابعاد مقطع ستون  $500 \times 500$  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.



گزینه ۳

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

۱-۴-۴-۲۳-۹ ضوابط کلی طراحی

۱-۱-۴-۴-۲۳-۹ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش برا براساس رابطه

(۱-۱۵-۹) صورت گیرد. مقادیر  $V_u$  و  $V_r$  در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۲-۱-۴-۴-۲۳-۹

و ۳-۱-۴-۴-۲۳-۹ تعیین شوند.

۲-۱-۴-۴-۲۳-۹ نیروی برشی نهایی مؤثر 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 پیدا 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 لنگرهای 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 بتُنی با شکل پذیری زیاد، ۲۳۰۰ کیلونیوتن است. چنانچه مقطع ستون، مربعی به طول اضلاع  $500 \times 500$  میلی‌متر بوده و از هر چهار طرف به تیرهای با پهنای ۴۰۰ 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 که در این اتصال، آرماتور گذاری عرضی ویژه قرار داده می‌شود.

C35 (۴)

C25 (۳)

C30 (۲)

C40 (۱)

گزینه ۴

$$A_j = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

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

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

### ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد

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

۱-۴-۴-۲۳-۹ ضوابط کلی طراحی

۱-۱-۴-۴-۲۲-۹ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قابها برای برش باید براساس رابطه (۱-۱۵-۹) صورت گیرد. مقادیر  $v_c$  و  $b$  در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۲-۱-۴-۴-۲۳-۹ و ۲-۱-۴-۴-۲۳-۹ تعیین شوند.

۲-۱-۴-۴-۲۳-۹ نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال،  $V$ ، باید بر اساس تنش کششی برابر  $f_y / 47$  که ممکن است در میلکردهای کششی تیرهای دو سمت وجود داشته باشد، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. لغزشی مثبت یا منفی، برابر با تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمی مثبت یا منفی، برابر با لغزگرهای خمی مقاوم محتمل،  $M_p$ ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لغزگرهای باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

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

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

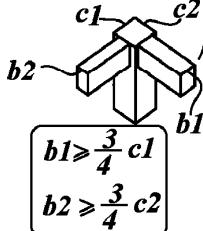
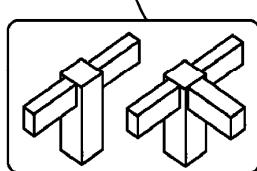
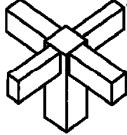
 $12A_j v_c$  $94v_c$  $7/54v_c$ 

الف- برای اتصالات محصور شده در چهار سمت

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

پ- برای سایر اتصالات

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.

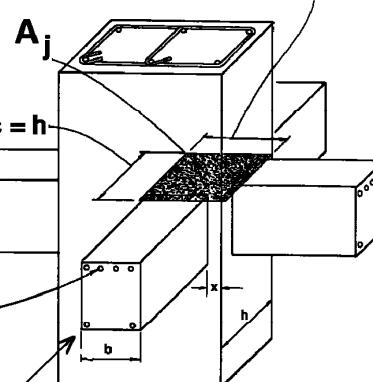


عمق این مقطع برابر با عمق کلی مقطع ستون است. در مواردی که تیر اصلی به تکیه‌گاهی به پهنای بیشتر اتصال می‌باید عرض مؤثر اتصال کوچکترین دو مقادیر (الف) و (ب) اختیار شود:

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.

$$\text{عرض مؤثر اتصال} = \text{Min}(b + h, b + 2x)$$

A<sub>j</sub> = عمق اتصال

کش در این میلکردها موجب ایجاد

برش در چشمۀ اتصال می‌شود

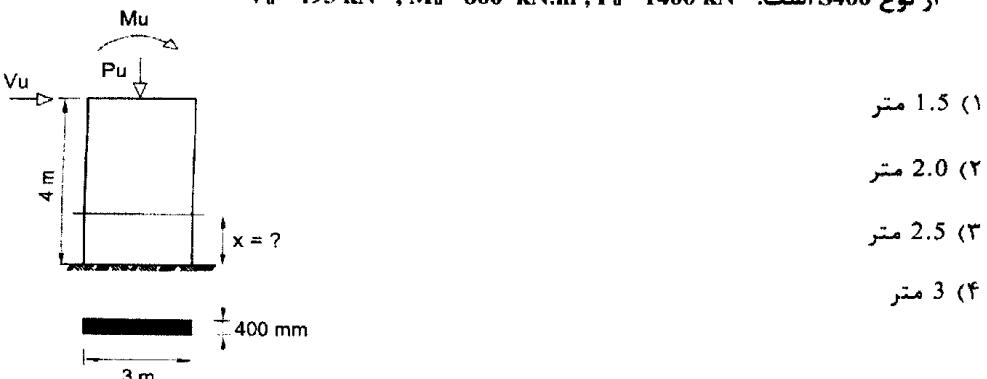
تنش این میلکردها در محاسبات برش

چشمۀ اتصال برابر  $f_y / 47$  منظور شود

جهت نیروی زلزله که موجب ایجاد  
برش در چشمۀ اتصال شده است

۴۸- نما و مقطع یک دیوار پرشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط در شکل نشان داده شده است. بر اساس 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 ده C25 و میلگرد از نوع S400 است.

$$V_u = 495 \text{ kN}, M_u = 800 \text{ kN.m}, P_u = 1400 \text{ kN}$$



گزینه ۳

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

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

#### ۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری متوسط

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

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

#### ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد

۱-۳-۴-۲۳-۹ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای و در دیافراگم‌ها  
۱-۳-۴-۲۳-۹ در کناره‌ها و اطراف بازشوها در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها که در آنها تنש فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع تحت اثر بارهای نهایی، به انضمام اثر زلزله، از  $0.31f_{cd}$  بیشتر باشد، باید اجزای لبه مطابق ضوابط بندهای ۲-۳-۳-۴-۲۳-۹ تا ۴-۳-۳-۴-۲۳-۹ بیش 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  $0.23f_{cd}$  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 خوردنگی نیست، حداکثر تنש کششی قابل قبول در قسمت بتنی بر حسب MPa به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک تو است؟ (فرض کنید که بین درز قطعات پیش‌ساخته میلگرد رد شده و رد بتن C30 می‌باشد)

۰.۳۶ (۴)	۰.۶۵ (۳)	۱.۹۵ (۲)	۳.۲۵ (۱)
گزینه ۲			

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

#### ۵-۹-۲۴-۹ 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،  $f_{ci}$   $\cdot / 6$

ب) حد تنش تحت شرایط بهره‌برداری،  $f_c$   $\cdot / 6$

پ) حد تنش تحت بارهای دائمی در دوره بهره‌برداری،  $f_c$   $\cdot / 5$

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  $\cdot / 6$  مقاومت مشخصه کششی بتن که از رابطه زیر تعیین می‌شود، محدود گردد.

$$f_t = \cdot / 6 \sqrt{f_c} \quad (26-24-9)$$

- در یک قاب خمشی با شکل پذیری زیاد، ابعاد مقطع یکی از ستون‌های طبقه بام برابر  $d=440 \text{ mm}$ ,  $500 \times 500 \text{ mm}$  است. چنانچه حداکثر نیروی محوری نهایی مؤثر به این ستون برابر  $500 \text{ kN}$ ، قطر میلگرد های عرضی برابر  $10 \text{ mm}$ ، قطر میلگرد های طولی برابر  $25 \text{ میلیمتر}$ ، نوع فولاد S400 و رده بتن C25 باشد. بدون توجه به نیازهای محاسباتی حداکثر فاصله میلگرد های عرضی در نواحی بحرانی این عضو به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

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

گزینه ۱

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

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

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

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

۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد

۱-۴-۲۳-۹ اعضا تحت خمش در قابها ( $N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$ )

۳-۱-۴-۲۳-۹ آرماتور عرضی

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

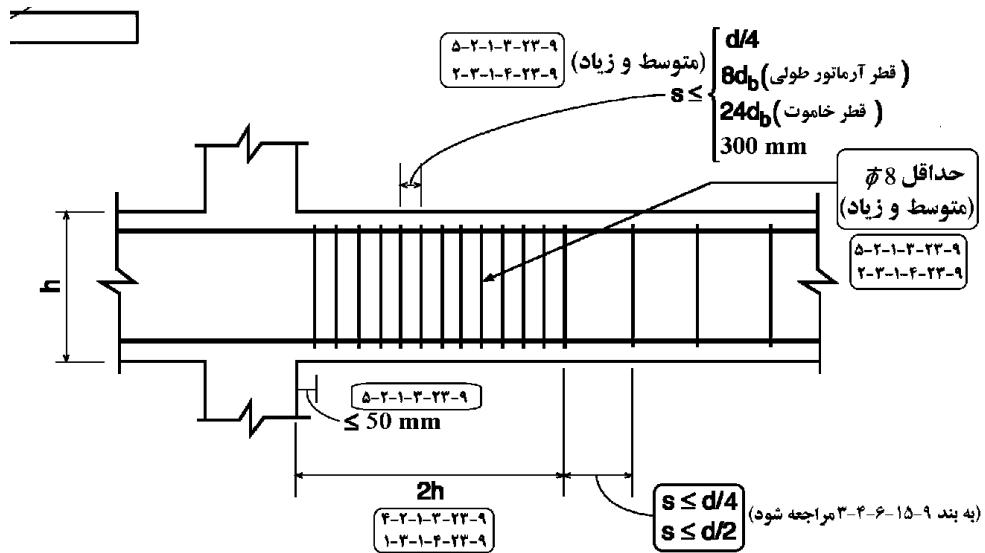
پ- در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به میلگرد فشاری نیاز باشد.

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

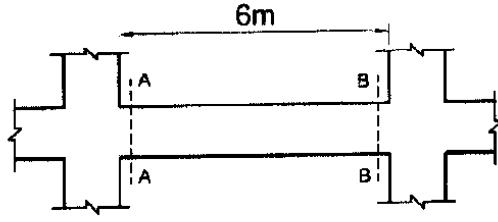
الف- قطر تنگ‌ها کمتر از ۸ میلیمتر نباشد.

ب- فاصله تنگ‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: بکچهارم 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 صورتی که لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع A-A و B-B تیر یک ساختمان با شکل پذیری متوسط برابر مقادیر زیر باشد، حداقل نیروی برشی همسار 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.)



$$\begin{aligned}M_A^- &= 150 \text{ kN.m} \\M_A^+ &= 60 \text{ kN.m} \\M_B^- &= 120 \text{ kN.m} \\M_B^+ &= 66 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

45(۴)

36(۳)

30(۲)

21 (۱)

گزینه ۳

دقت شود که با توجه به بند زیر، برش لرزه‌ای بر اساس لنگر خمشی مقاوم محتمل محاسبه می‌شود. در حالیکه در سوال لنگر خمشی اسمی ارائه شده است. با توجه به تعریف آین نامه رابطه زیر بین این لنگرها برقرار است:

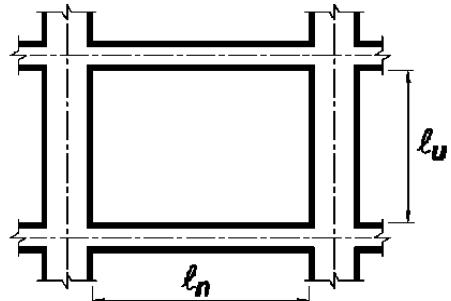
$$\text{لنگر خمشی مقاوم محتمل} = \text{لنگر خمشی اسمی} \times 1.25$$

بنابراین نیروی برشی همساز برابر خواهد بود با:

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

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

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



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

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

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

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

$$\begin{aligned}M_{nl} &(\downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow) M_{nr} \\V_{ul} & \quad \ell_n \quad V_{ur} \\M_{nl} + M_{nr} + \frac{q_u \ell_n}{2} &\end{aligned}$$

### ۸-۱-۲-۲۳-۹ لنگر خمشی مقاوم اسمی

لنگر خمشی مقاوم اسمی مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض  $f_s = f_y$ ,  $\phi_c = \phi_s = 1$ ,  $f_s = f_y$ , مقاومت میلگرددهای فولادی می‌باشد).

### ۹-۱-۲-۲۳-۹ لنگر خمشی مقاوم محتمل

لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض  $f_s = 1/25 f_y$ ,  $\phi_c = \phi_s = 1$ , مقاومت میلگرددهای فولادی می‌باشد).

۵-۵-۲- 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 زیر در آورده می‌شود. چنانچه سطح تماس دو قطعه به طور همزمان تحت اثر نیروی برشی نهایی برابر  $N = 800$  kN و نیروی محوری نهایی عمود بر سطح تماس (که می‌تواند فشاری یا کششی باشد) برابر  $N = 200$  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  $\lambda$  برابر یک فرض شود.

$$\begin{array}{ll} 2650 \text{ mm}^2 & (1) \\ 3250 \text{ mm}^2 & (2) \\ 600 \text{ mm}^2 & (3) \end{array}$$

گزینه ۴

آرماتورهای لازم برای تحمل برش:

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

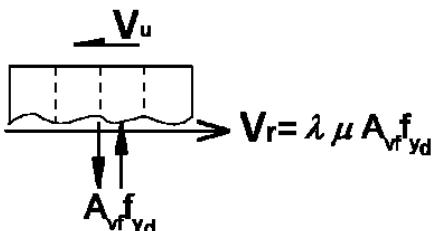
آرماتور لازم برای تحمل کشش:

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

## ۱۵-۹-۲-۱۳-۲-۱۳-۳-۲- ۲-۱۳-۱۵-۹

در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی نسبت به صفحه برش مایل باشد به طوری که نیروی برشی در آن ایجاد کشش کننده

$$V_r = \lambda A_{vf} f_{yf} (\mu \sin \alpha_r + \cos \alpha_r) \quad (1-23-15-9)$$



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

$$V_r = \lambda \mu A_{vf} f_{yf} \quad (2-23-15-9)$$

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

(الف) برای بتنی که به صورت یکپارچه ریخته شده باشد:

(ب) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شدهای با زبری سطحی قید شده در بند ۱/۲۵

(ج) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شدهای با زبری سطحی کمتر از میزان قید شده در بند ۰/۹

(د) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شدهای با زبری سطحی کمتر از میزان قید شده در بند ۰/۵

(ه) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده باشد:

## ۱۵-۹-۳-۱۳-۴-۳- ۲-۱۳-۱۵-۹

در مواردی که در سطح برش علاوه بر نیروی برشی، نیروی کششی نیز اثر کند، باید آرماتور اضافی برای تحمل کشش در استناد نیروی کششی اعمال شده، پیش‌بینی شود.

۱۵-۹-۳-۳-۱۳-۳- ۲-۱۳-۱۵-۹ در مواردی که در سطح برش علاوه بر نیروی برشی نیروی فشاری دائمی نیز اثر کننده، مقدار این نیرو را می‌توان به نیروی  $A_{vf} f_{yf}$ ، متعلق به آرماتور برش اصطکاکی در رابطه ۰/۸-۲-۲۳-۱۵-۹ اضافه نمود.

۱۵-۹-۴-۳-۱۳-۱۵-۹ 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 گرددند. برای مهار کردن آرماتورها می‌توان از ادوات مکانیکی استفاده نمود.

۱۵-۹-۵-۳-۱۳-۵- ۲-۱۳-۱۵-۹ در مواردی که بتن در مجاورت بتن سخت شده قبلي ریخته می‌شود، سطح تماس یوای انتقال برش باید تمیز و عاری از دوغاب خشک شده باشد. برای آنکه بتوان ضریب اصطکاک اکثر را برابر با ۰/۹ فرض نمود سطح تماس باید با ایجاد خراشهای به عمق تقریبی پنج میلی‌متر به حالت زیر آورده شود.

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

- (۱) در شالوده با بتن پیش ساخته، حدود ۸ درصد بیشتر از شالوده با بتن درجاست.
- (۲) در شالوده با بتن پیش ساخته، حدود ۵ درصد کمتر از شالوده با بتن درجاست.
- (۳) در شالوده با بتن پیش ساخته، حدود ۵ درصد بیشتر از شالوده 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:

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

۲-۱-۱۰-۱۳-۹ برای محاسبه نیروی مقاوم  $\Delta V$ ، مقادیر مقاومت های مشخصه بتن و فولاد در ضرایب

ایمنی جزئی به شرح (الف) تا (ج) این بند، ضرب می شوند:

(الف) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات درجا  $\phi_c = 0.65$

(ب) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات پیش ساخته  $\phi_c = 0.7$

(ج) ضریب ایمنی جزئی مقاومت فولاد  $\phi_s = 0.85$

در موارد استثنائی مقادیر  $\phi$  برای هر حالت ارائه شده اند. روابط ارائه شده در این مبحث با فرض

$\phi_c = 0.65$  می باشد.

تبصره: در شرایطی که در یک عضو حاشیه ایمنی بیشتری مورد نیاز باشد یک ضریب ایمنی مکمل

$\phi_n$  نیز بر مقاومت نهایی مقطع اعمال می گردد.

۵-برای تیری با مقطع مستطیل  $d=500 \text{ mm}$  و  $b=300 \text{ mm}$  تحت لنگر خمشی مشبّت مشخصی می‌توان از ۳Φ28 (حالت A) و یا ۴Φ25 (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 می‌باشد. 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 می‌یابد):

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

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

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

$$W_A = 11.05 \times 10^{-6} f_{s-A}^3 \sqrt{d_c A_A} \\ W_B = 11.05 \times 10^{-6} f_{s-B}^3 \sqrt{d_c A_B}$$

$$\frac{W_A}{W_B} = \frac{f_{s-A}^3 \sqrt{A_A}}{f_{s-B}^3 \sqrt{A_B}} = 1.06 \sqrt[3]{\frac{4}{3}} = 1.06 \times 1.1 = 1.16$$

بنابراین عرض ترک در حالت A بیشتر می‌باشد.

### ۲-۳-۱۷-۹ محاسبه عرض ترک

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

$$w = 11 / 0.5 \times 10^{-9} f_s \sqrt{d_c} \quad (۷-۱۷-۹)$$

در شرایط محیطی متوسط (A)، و شدید (B) و (C) مقدار تنش  $f_s$  به  $f_y \frac{2}{3}$  و در شرایط محیطی

خیلی شدید (D) و فوق العاده شدید (E) مقدار این تنش به  $f_y \frac{1}{2}$  محدود می‌شود.

### ۲-۳-۱۷-۹ محدودیت عرض ترک

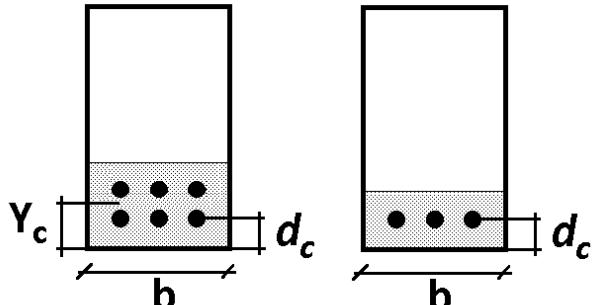
۴-۶-۹ مقدار عرض ترک در تیرها و دال‌های یک طرفه مناسب با شرایط محیطی ذکر شده در بند ۴-۶-۹

و شرایط لازم برای آبندی ساختمان به مقادیر زیر محدود می‌شود:

- شرایط محیطی متوسط (A) و شدید (B)  $0.75 \text{ میلی متر}$

- شرایط محیطی شدید (C)  $0.5 \text{ میلی متر}$

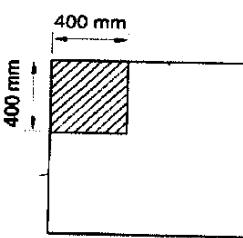
- شرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق العاده شدید (E) و یا آبندی ساختمان  $0.1 \text{ میلی متر}$



$$A = \frac{2 Y_c b}{6}$$

$$A = \frac{2 d_c b}{3}$$

۵۵- ستون گوشه یک ساختمانی به ابعاد  $400 \times 400$  میلی‌متر تحت اثر نیروی محوری فشاری، روی بی به ابعاد  $1500 \times 1500$  قرار دارد. در صورتیکه در بی 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 تنفس برشی در مقطع بحرانی یکنواخت فرض شود).



550 (۱)

850 (۲)

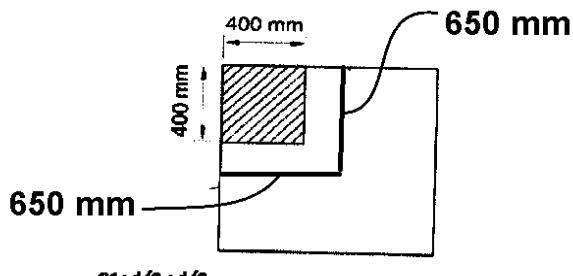
1250 (۳)

1700 (۴)

گزینه ۲

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

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

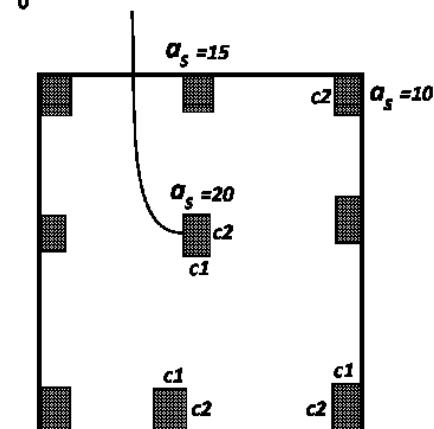


$$b_0 = 2 \times C1 + 2 \times C2 + 4d$$

$$\beta_c = \frac{\text{Max}(C1, C2)}{\text{Min}(C1, C2)}$$

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

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) v_c b_o d \quad (33-15-9)$$



$$b_0 = C1 + 2 \times C2 + 2d$$

$$b_0 = C1 + C2 + d$$

$$V_c = v_c b_o d \quad (35-15-9)$$

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

۱۵-۹-۲-۴-۵ در دال‌ها و شالوده‌هایی که در آنها از آرماتور برشی برای تأمین مقاومت برشی استفاده می‌شود مقدار  $V_c$  براساس ضوابط (الف) الی (ب) تعیین می‌شوند:

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

$$(36-15-9)$$

(ب) مقدار  $V_c$  با استفاده از ضوابط بند ۹-۱۵-۹ محاسبه می‌شود.

(پ) در این حالت مقدار  $V_c$  نباید بیشتر از  $\frac{3}{7} b_o d$  در نظر گرفته شود.

۶-۵- در یک اتصال دال به ستون، لنگر خمشی متعادل نشده‌ای ناشی از بارهای ثقلی برابر  $100 \text{ kN.m}$  باید بین دال و ستون میانی یک ساختمان منتقل شود. قسمتی از این لنگر که با عملکرد خمشی منتقل می‌شود (بر حسب  $\text{kN.m}$ ) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ابعاد مقطع ستون  $400 \times 400$  میلی‌متر و ضخامت دال  $200$  میلی‌متر ( $d=150 \text{ mm}$ ) می‌باشد.

(۴) صفر

60 (۲)

100 (۱)

گزینه ۲

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

**۱۵-۹ برش و پیچش****۱۷-۱۵-۹ ضوابط ویژه برای دال‌ها و شالوده‌ها**

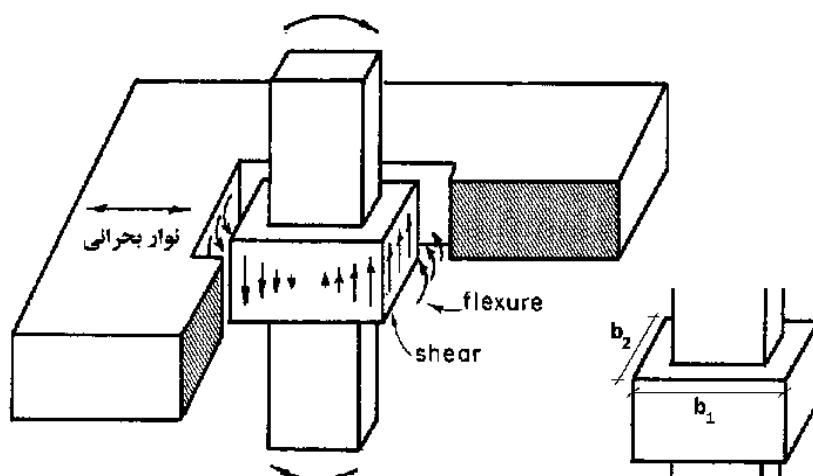
۵-۱۷-۱۵-۹ انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون  
 ۱-۵-۱۷-۱۵-۹ در مواردی که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای،  $M_{uf}$ ، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال و ستون منتقل شود، قسمتی از آن،  $M_{vf}$ ، با عملکرد خمشی بر اساس ضوابط بند ۳-۳-۱۸-۹ و بقیه آن،  $M_{mf}$ ، از رابطه (۴۱-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

$$M_{vf} = (1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}) M_u \quad (41-15-9)$$

۲-۵-۱۷-۱۵-۹ برای تعیین تنش برشی ناشی از لنگر خمشی  $M_{uf}$  فرض می‌شود حداقل این تنش در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۱-۲-۱۵-۹ ب، ایجاد می‌شود و مقدار تنش در هر تار از این مقطع متناسب با فاصله آن تار از مرکز سطح مقطع است.  
 ۳-۵-۱۷-۱۵-۹ در مواردی که دال علاوه بر نیروی برشی  $V$  تحت اثر برش ناشی از انتقال لنگر خمشی قوار 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 ۱-۲-۱۵-۹ ب و حداقل تنش برشی محاسبه شده در بند ۲-۵-۱۷-۹ باید

کمتر از مقدار  $\frac{V}{b_2}$  باشد.

ب-در دال‌های با کلاهک برشی، مجموع تنش برشی ناشی از بارهای قائم در مقطع بحرانی خاص، طبق تعریف بند ۱-۲-۱۵-۹ ب و حداقل تنش برشی محاسبه شده در بند ۲-۵-۱۷-۹ باید کمتر از  $\frac{V}{b_1}$  باشد.

**۱۸-۹ طراحی دال****۱۸-۹ ضوابط کلی طراحی دال‌ها****۳-۳-۱۸-۹ انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون**

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

$$M_{vf} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (1-18-9)$$

۲-۳-۳-۱۸-۹ لنگر خمشی  $M_{uf}$  توسط عرضی از دال که به دو مقطع به فواصل  $1/5$  برابر ضخامت دال یا ضخامت کتیبه دال از بر خارجی ستون در دو سمت آن محدود است، تحمل می‌شود آزمایش‌های موردنیاز برای تحمل این لنگر خمشی باید در همین عرض جای خود شوند.

۳-۳-۴-۱۸-۹ 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،  $M_{uf}$ ، باید بر اساس ضوابط بند ۱-۲-۱۵-۹ ب-۵-۱۷-۹ صورت گیرد.

$b_1$  = بعد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ شدگی که به فاصله  $\frac{d}{2}$  از لبه تکیه گاه قرار دارد

و در امتداد محور طولی نوار پوششی می‌باشد، میلی‌متر

$b_2$  = بعد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ شدگی که به فاصله  $\frac{d}{2}$  از لبه تکیه گاه قرار دارد

و در امتداد محور عرضی نوار پوششی می‌باشد، میلی‌متر

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 آجردار مورد استفاده در مقطع کلاف عرضی چند میلی‌متر مربع باید باشد؟

385 ۳ ۲۳۵ (۳)

314 (۲)

157 (۱)

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

## ۵-۸ ساختمان‌های بنایی محصور شده با کلاف

### ۵-۵-۸ طرح و اجرا

#### ۱۱-۵-۵-۸ 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  $6$  میلی‌متر به فواصل حداکثر  $250$  میلی‌متر در جهت عمود بر تیرچه‌ها، قرار داده شود.
- ۳- پوشش بتن روی بلوک‌ها حداقل دارای  $50$  میلی‌متر ضخامت باشد.
- ۴- در صورت تجاوز دهانه تیرچه‌ها از  $4$  متر، تیرچه‌ها به وسیله کلاف عرضی که عرض مقطع آن حداقل  $100$  میلی‌متر باشد به هم متصل شوند. این کلاف باید دارای حداقل  $2$  میلگرد آجردار سراسری به قطر  $10$  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  $1/5$  متر تعییه شود.

- ۰-۵۸- حداقل سطح مقطع یک تسمه فولادی برای مهاربندی ضربدری سقف طاق ضربی در ساختمان‌های بنایی محصور شده با کلاف چند میلی‌متر مربع می‌باشد؟

154 (۱۴)

196 (۳)

385 (۲)

615 (۱)

گزینه ۴

$$\varphi 14 = 3.14 \times 7^2 = 153.8 \text{ mm}^2$$

## ۵-۸ ساختمان‌های بنایی محصور شده با کلاف

### ۵-۵-۸ طرح و اجرا

#### ۱۱-۵-۵-۸ سقف

##### (الف) سقف‌های طاق ضربی

- ۱- فاصله بین تیرآهن‌های سقف از ۱ متر بیشتر نشود.
- ۲- تیرآهن‌های سقف باید در فواصل حداقل 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 چشممه‌های ۱ متری، حداقل به صورت یک چشممه در میان، با تسمه یا میلگرد به شکل ضربدری به تیرآهن کناری خود مهار شود.
- ۶- تکیه‌گاه مناسبی برای پاطاق آخرين دهانه طاق ضربی تعبيه گردد. اين تکيه‌گاه می‌تواند با قرار دادن يك نيمرخ فولادی و اتصال آن با کلاف زير خود يا با جاسازی در کلاف بتني تأمین شود. چنانچه اين تکيه‌گاه فولادی باشد باید با میلگردها يا تسمه‌های کاملاً کشیده و مستقیم در دو انتهای تير و همچنین در فواصل کمتر از ۲ متر به آخرین تیرآهن سقف متصل گردد.
- ۷- حداقل سطح مقطع میلگرد يا تسمه که برای مهاربندی ضربدری تیرآهن‌های سقف يا استوار کردن آخرين دهانه به کار می‌رود، میلگرد با قطر ۱۴ میلی‌متر يا تسمه معادل آن می‌باشد.

-۵۹ در نظر است ساختمان ۲ طبقه آجری محصور شده با کلاف با زیربنای ۸۵ مترمربع در طبقه اول و ۵۵ مترمربع در طبقه دوم احداث گردد. ساختمان مورد نظر در منطقه با خطر لرزه خیزی نسبی زیاد قرار دارد، حداقل میزان کل دیوار نسبی در دو طبقه و در هر امتداد این ساختمان حدوداً چند مترمربع باید باشد؟

5.1 (۴)	5.9 (۳)	7.3 (۲)	9.5 (۱)
گزینه ۲			

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

#### ۷-۵-۵-۸ 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- حداقل 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- حداقل طول مجاز محصور بین دو کلاف قائم نباید از ۵ متر بیشتر باشد ارتفاع دیوارهای باربر باید با مقادیر بند (۷-۵-۵-۸) 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 ۷-۵-۸ کمتر باشد.

جدول ۷-۵-۸ حداقل درصد دیوار نسبی در هر امتداد ساختمان آجری محصور شده با کلاف

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

۶۰- در یک ساختمان بنایی دو طبقه بدون زیرزمین محصور شده با کلاف، ارتفاع طبقه همکف از روی کلاف زیرین تا زیر سقف ۴.۵ متر است. اگر ضخامت هر کدام از سقفها برابر ۳۵۰ میلی متر بوده و تراز روی کلاف زیرین همکف برابر با تراز زمین مجاور باشد، حداقل ارتفاع مفید طبقه بالاتر چند متر می تواند باشد؟

2.6 (۴)

2.8 (۳)

3.2 (۲)

3 (۱)

گزینه ۳

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

$$8 - 4.5 - 2 \times 0.35 = 2.8 \text{ m}$$

## ۵-۸ ساختمان‌های بنایی محصور شده با کلاف

### ۵-۵-۸ طرح و اجرا

#### ۲-۵-۵-۸ ارتفاع و تعداد طبقات ساختمان

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

(الف) حداقل 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) حداقل 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 حداقل ۴ متر از روی کلاف زیرین تعبیه گردد. به این ترتیب می‌توان ارتفاع طبقه را حداقل تا ۶ متر افزایش داد.