

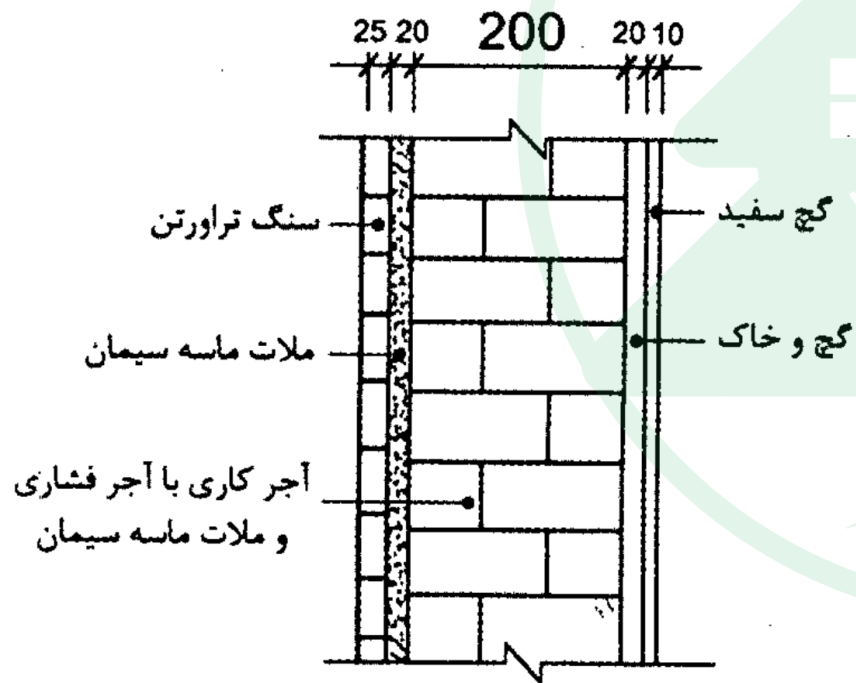
آزمون محاسبات اردیبهشت ۹۷



سبزسازه



۱- فرض کنید ارتفاع طبقات (کف تا کف) یک ساختمان بتنی برابر 4 متر و ارتفاع مقطع تیرهای پیرامونی 750 میلی متر است. دیوارهای پیرامونی این ساختمان مطابق شکل زیر از نوع آجر فشاری با ملات ماسه سیمان به ضخامت 200 میلی متر بوده که وجه داخلی آن متشکل از 10 میلی متر گچ سفید و 20 میلی متر گچ و خاک و وجه بیرونی آن متشکل از 20 میلی متر ملات ماسه سیمان و 25 میلی متر سنگ تراورتن است. حداقل بار مرده یکنواخت طولی تیرهای پیرامونی ناشی از وزن دیوارهای پیرامونی بر حسب KN/m به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ دیوارهای پیرامونی فاقد بازشو بوده و بر روی تیرهای بتنی می نشینند. (ابعاد در شکل به mm است.)



(1) 21

(2) 17

(3) 5.2

(4) 2.1

سبزسازه



جدول شماره پ ۶-۲-۲ جرم واحد حجم مصالح و اجزای ساختمان

شرح	جرم واحد حجم (کیلوگرم بر مترمکعب)
۱- آجرها و بلوک‌های ساختمانی	
آجر توپر پخته رسی معمولی (آجر فشاری)	۱۷۰۰
آجر سوراخدار پخته رسی (آجر سفال)	۱۳۰۰
آجر ماسه آهکی متخلخل	۱۴۵۰
آجر ماسه آهکی توپر	۱۸۰۰
آجر نسوز	۱۸۵۰
آجر ضد اسید	۲۰۰۰
آجر شیشه‌ای مجوف	۱۲۵۰
آجر مجوف	۶۰۰
بلوک سیمانی	۹۰۰ تا ۱۳۰۰ (متناسب با شکل)
۲- ملات‌ها	
ملات ماسه آهک	۱۸۵
ملات ماسه سیمان و آهک (با تارد)	۲۰۰۰
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰
ملات گچ	۱۳۰۰
ملات خاک نسوز	۱۹۰۰
کاهگل	۱۶۰۰
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰
ملات گل	۲۰۰۰

* در محاسبه وزن دیوار با مصالح بنایی می‌توان ۷۰ درصد وزن هر مترمکعب دیوار را مصالح آجری یا بلوکی و ۳۰ درصد بقیه را ملات به حساب آورد.



ادامه جدول شماره پ ۶-۲-۱ جرم مخصوص مواد

جرم مخصوص (کیلوگرم بر مترمکعب)	شرح
	۵- سنگ های طبیعی
۲۸۰۰	گرانیت
۳۰۰۰	دیوریت - گابرو
۳۰۰۰	بازالت - ملافیر
۲۰۰۰	کفسنگ (توف)
۲۸۰۰	سنگ های اذرین ماگماتیک
۲۸۰۰	سنگ های آتشفشانی
۱۶۰۰	توف های آتشفشانی
۲۵۰۰	تراورتن

سبزه سازه



با توجه به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۸ در پیوست ۲-۶ مطابق نکته زیر جدول پ - ۶-۲-۲ صفحه ۱۲۴ داریم:

$$\text{جرم واحد حجم تراورتن} = 2500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{جرم واحد حجم گچ سفید} = 1300 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{جرم واحد حجم ملات گچ و خاک} = 1600 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{جرم واحد حجم ملات ماسه و سیمان} = 2100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{جرم واحد حجم آجر فشاری} = 1700 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{جرم واحد حجم دیوار آجری با ملات ماسه و سیمان} = (0.3 * 2100) + (0.7 * 1700) = 1820 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

نوع مصالح	جرم واحد حجم Kg/m^3	ضخامت (m)	جرم واحد سطح Kg/m^2
سنگ تراورتن	2500	0.025	$2500 * 0.025 = 62.5$
آجر فشاری	1820	0.2	$1820 * 0.2 = 364$
ملات ماسه و سیمان	2100	0.020	$2100 * 0.020 = 42$
ملات گچ و خاک	1600	0.020	$1600 * 0.020 = 32$
گچ سفید	1300	0.010	$1300 * 0.010 = 13$



ضخامت سنگ تراورتن = 25 mm

ضخامت گچ سفید = 10 mm

ضخامت ملات گچ و خاک = 20 mm

ضخامت ملات ماسه و سیمان = 20 mm

ضخامت آجر فشاری = 200 mm

نما $q = 3.25 * q + 0.75 * q$ دیوار بار مرده کل

$$q = 3.25 * (62.5 + 42 + 364 + 32 + 13) + 0.75 * (62.5 + 42) = 1747.25 \frac{Kg}{m} = 17.47 \frac{KN}{m}$$

تیر بتنی

3.25 m

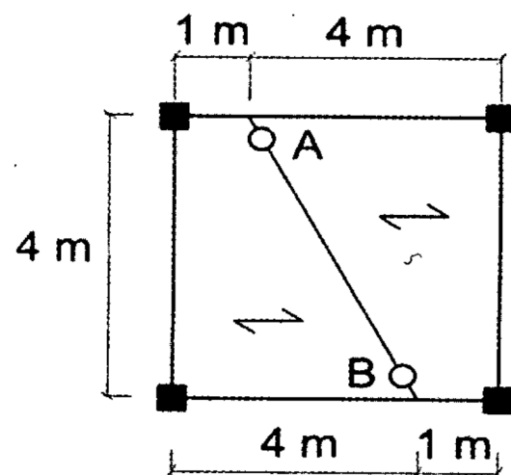
4 m

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



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



- (1) 48
- (2) 60
- (3) 75
- (4) 93.75

سبزسازه



۲-۳-۲-۶ ترکیب بارها در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

در طراحی به روش ضرائب بار و مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

۱) $\frac{1}{4}D$

۲) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(\frac{1}{6}W)]$

۴) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}W + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $\frac{1}{2}D + E + L + 0.2S$

۶) $0.9D + \frac{1}{6}W$

۷) $0.9D + E$

سبزسازه



حل:

طبق بند ۲-۳-۲-۶ ترکیب بار مربوط به روش ضریب بار و مقاومت و با توجه به انتخاب ترکیب بار بحرانی داریم:

$$q = 1.2D + 1.6L = \text{بار گسترده سطحی}$$

$$L = 3 \frac{KN}{m^2}$$

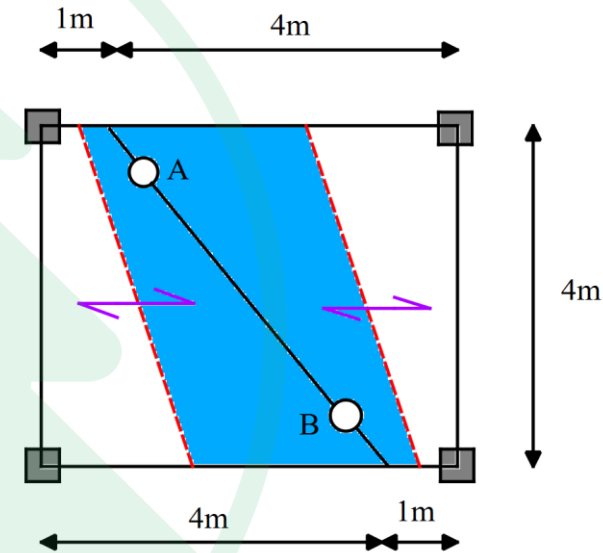
$$D = 6 \frac{KN}{m^2}$$

$$L_{AB} = \sqrt{4^2 + 3^2} = 5 \text{ m}$$

$$q = 1.2 * 6 + 1.6 * 3 = 12 \frac{KN}{m^2} = \text{بار گسترده سطحی}$$

$$W = \frac{q * A_T}{L_{AB}} = \frac{12 * \frac{4 * 5}{2}}{5} = 24 \frac{KN}{m} = \text{بار گسترده خطی}$$

$$M = \frac{W L_{AB}^2}{8} = \frac{24 * 5^2}{8} = 75 \text{ KN.m}$$

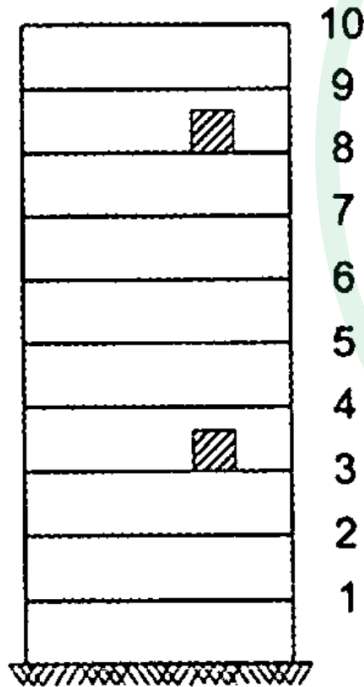


مقاومت خمشی طراحی تیرچه AB به صورت زیر بدست می آید:

پاسخ: گزینه ۳



۳- نسبت نیروی جانبی زلزله وارد بر قفسه مستقر در طبقه هشتم به نیروی جانبی زلزله وارد بر قفسه مشابه مستقر در طبقه سوم از یک ساختمان ده طبقه از روی تراز پایه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ مرکز جرم قفسه در 0.25 ارتفاع طبقه از کف طبقه منظور شود. (ارتفاع طبقات یکسان است)



- (1) 1.5
- (2) 1.4
- (3) 1.3
- (4) 1.2

سبزسازه



۲-۴ نیروی زلزله

۱-۲-۴ نیروی جانبی زلزله

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

۱-۱-۲-۴ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۱-۴) محاسبه شده و بر مرکز جرم جزء اثر داده می‌شود. توزیع این نیرو بین بخش‌های مختلف جزء به نسبت جرم آنهاست.

$$V_{pu} = \frac{0.4a_p A(1+S)W_p I_p}{R_{pu}} \left(1 + 2 \frac{Z}{H}\right) \quad (1-4)$$

در این رابطه:

V_{pu} = نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت. برای تعیین این نیرو در حد تنش‌های مجاز

باید این مقدار به ۱/۴ تقسیم شود.

A = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

$1+S$ = ضریب شتاب طیفی طبق بند (۱-۳-۲)

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

I_p = ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

W_p = وزن جزء سازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری

R_{pu} = ضریب رفتار جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴).

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

H = ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه



مقدار V_{pu} در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{pu}(\min) = 0.3A(1 + S)I_p W_p \quad (۲-۴)$$

همچنین مقدار V_{pu} لزومی ندارد بیشتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{pu}(\max) = 1.6A(1 + S)I_p W_p \quad (۳-۴)$$

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

R_{pu}	a_p	جزء معماری
۲/۵	۱	۹- قفسه و کابینت

سبزسازه



حل:

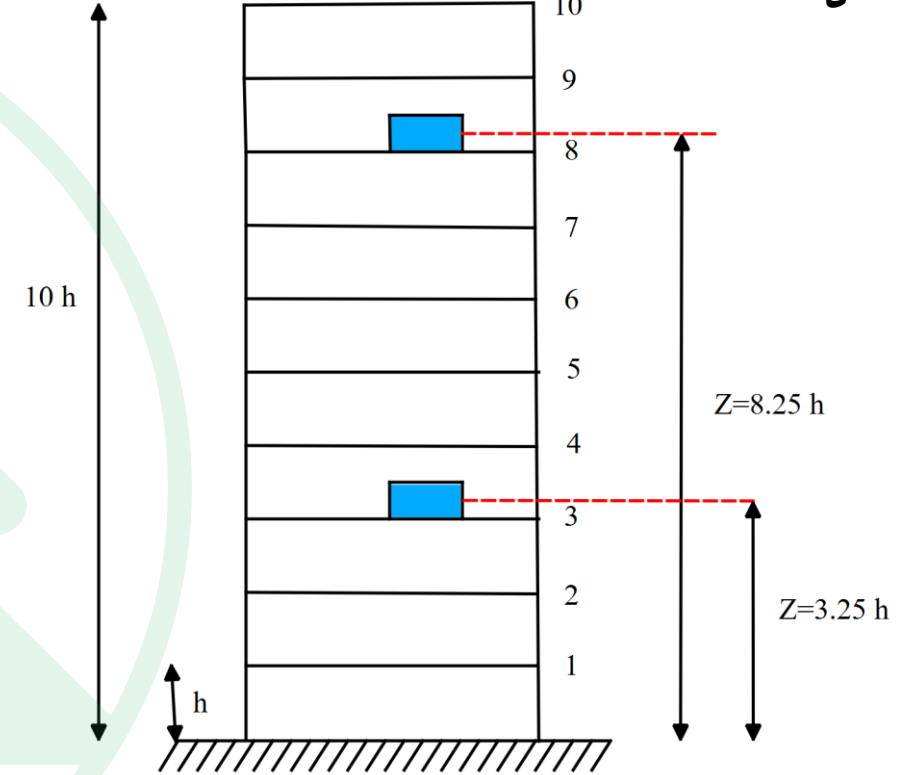
طبق بند ۴-۲-۱-۱ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

$$V_{pu} = \frac{0.4 a_p A(1+S) W_P I_P}{R_{Pu}} \left(1 + 2 * \frac{Z}{H}\right)$$

$$a_p = 1$$

$$R_{Pu} = 2.5$$

$$V_{pu8} = \frac{0.4 * 1 * A(1+S) W_P I_P}{2.5} \left(1 + 2 * \frac{8.25h}{10h}\right) = 0.424 A(1+S) W_P I_P$$



$$V_{pu \min} = 0.3 A(1+S) W_P I_P \leq V_{pu8} = 0.424 A(1+S) W_P I_P \leq V_{pu \min} = 1.6 A(1+S) W_P I_P \rightarrow ok \checkmark$$

$$V_{pu3} = \frac{0.4 * 1 * A(1+S) W_P I_P}{2.5} \left(1 + 2 * \frac{3.25h}{10h}\right) = 0.264 * A(1+S) W_P I_P$$

$$V_{pu \min} = 0.3 A(1+S) W_P I_P \not\leq V_{pu3} = 0.264 A(1+S) W_P I_P \rightarrow not ok \times \rightarrow V_{pu3} = 0.3 A(1+S) W_P I_P$$



در نهایت نسبت خواسته شده به صورت زیر بدست می آید:

$$\frac{V_{pu8}}{V_{pu3}} = \frac{0.424 A(1 + S) W_P I_P}{0.3 A(1 + S) W_P I_P} = 1.414$$

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



۴- یک ساختمان مسکونی 6 طبقه از روی تراز پایه با سیستم قاب خمشی بتنی ویژه در هر دو راستا بر روی زمین نوع III و در شهر رشت واقع شده است. براساس روابط تجربی زمان تناوب اصلی این ساختمان 0.8 ثانیه محاسبه شده است. اگر 6 طبقه به این ساختمان اضافه شود و با فرض اینکه در هر دو ساختمان مشخصات هندسی اعضاء، ارتفاع طبقات و وزن موثر لرزه‌ای کلیه طبقات یکسان باشد و میان قاب‌ها مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نکنند و برای محاسبه زمان تناوب اصلی هر دو ساختمان از روابط تجربی (بدون هرگونه افزایش) استفاده شود آنگاه براساس روش تحلیل استاتیکی معادل مقدار برش پایه ساختمان 12 طبقه نسبت به برش پایه ساختمان 6 طبقه حدوداً چند درصد افزایش می‌یابد؟

- 66 (1)
- 23 (2)
- 37 (3)
- 17 (4)

سبزسازه



جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۲۵	رشت	گیلان			*	

۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B=B_1N$$

(۱-۲)

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

۳-۲-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۱-۲-الف) و (۱-۲-ب) تعیین می‌گردد.

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

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

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

(۲-۲)



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

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

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

$$T_s < T < 4 \text{ sec}$$

(۳-۲)

$$N = 1.7$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

سبزسازه



جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

ضریب اهمیت	طبقه بندی ساختمان
۱/۴	گروه ۱
۱/۲	گروه ۲
۱/۰	گروه ۳
۰/۸	گروه ۴

گروه ۳- ساختمان های «با اهمیت متوسط»

این گروه ساختمان ها شامل کلیه ساختمان های مشمول این آیین نامه، بجز ساختمان های عنوان شده در سه گروه دیگر می باشند، مانند ساختمان های مسکونی و اداری و تجاری، هتل ها، پارکینگ های چندطبقه، انبارها، کارگاه ها، ساختمان های صنعتی

سبزسازه



جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند: مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.



حل:

$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W \geq 0.12AIW$$

$$T_6 = 0.05 H^{0.9} \rightarrow 0.8 = 0.05 H^{0.9} \rightarrow H = 21.77 m$$

$$R_u = 7.5$$

$$I = 1$$

$$A_6 = 0.30$$

$$T_s = 0.7$$

$$T_0 = 0.15$$

$$S = 1.75$$

$$\rightarrow T_6 = 0.8 \geq T_s = 0.7 \rightarrow B_1 = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) \rightarrow B_1 = (1.75 + 1) \left(\frac{0.7}{0.8} \right) = 2.406$$

$$\rightarrow T_s = 0.7 \leq T_6 = 0.8 \leq 4S \rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.7} (0.8 - 0.7) + 1 = 1.021$$

$$B = B_1 * N = 2.406 * 1.021 = 2.457$$

ساختمان مسکونی با سیستم قاب خمشی بتنی ویژه:

خاک نوع III و سازه در شهر رشت که در پهنه با خطر نسبی زیاد قرار دارد.



$$V_{u6} = \frac{A * 2.457 * I}{7.5} * 6W = 0.328AI(6W) \geq 0.12 * A * I * 6W \quad OK \checkmark$$

خاک نوع III و سازه در شهر رشت که در پهنه با خطر نسبی زیاد قرار دارد:

$$T_{12} = 0.05 H^{0.9} \rightarrow T_{12} = 0.05 * (2 * 21.77)^{0.9} = 1.49 S$$

$$T_S = 0.7$$

$$T_0 = 0.15$$

$$S = 1.75$$

$$\rightarrow T_{12} = 1.49 \geq T_S = 0.7 \rightarrow B_1 = (S + 1) \left(\frac{T_S}{T} \right) \rightarrow B_1 = (1.75 + 1) \left(\frac{0.7}{1.49} \right) = 1.292$$

$$\rightarrow T_S = 0.7 \leq T_6 = 1.49 \leq 4S \rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_S} (T - T_S) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.7} (1.49 - 0.7) + 1 = 1.168$$

$$B = B_1 * N = 1.292 * 1.168 = 1.51$$

$$V_{u12} = \frac{A * 1.51 * I}{7.5} * 12W = 0.2014 AI(12W) \geq 0.12 * A * I * (12W) OK \checkmark$$



در نهایت نسبت خواسته شده به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\frac{V_{u12}}{V_{u6}} = \frac{0.2014 AI(12W)}{0.328 AI(6W)} = \frac{0.2014 * 12}{0.328 * 6} = 1.23$$

$$\text{درصد افزایش} = (1.23 - 1) * 100 = 23 \%$$

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



۵- در دو ساختمان منظم، اولی 10 طبقه و دومی 20 طبقه و هر دو از نوع قاب خمشی فولادی ویژه و با اهمیت خیلی زیاد، براساس محاسبات تغییرمکان نسبی کلیه طبقات در هر دو ساختمان تحت اثر زلزله طرح و با در نظر گرفتن اثر $P - \Delta$ یکسان است. چنانچه ارتفاع طبقات هر دو ساختمان یکسان و برابر 3.6 متر و در تراز بام ساختمان کوتاهتر عرض درز انقطاع بین دو ساختمان برابر 1.2 متر باشد، آنگاه حداکثر تغییرمکان جانبی قابل قبول ساختمان بلندتر در تراز بام ساختمان کوتاهتر تحت اثر زلزله طرح به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید هر دو ساختمان مربوط به یک ملک است).

- (1) 180 mm
- (2) 90 mm
- (3) 130 mm
- (4) 150 mm

سبزسازه



۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به دست آورد:

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \quad (۳-۱۱)$$

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه
 C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

Δ_{eu} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۳-۱)
در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۳-۵-۲) مقایسه شود.
۳-۵-۲ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_M به دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز نماید.

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه $\Delta_a = 0.025h$

- در سایر ساختمان‌ها $\Delta_a = 0.020h$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.



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

۳-۵-۷ در زلزله سطح بهره‌برداری، تغییر مکان نسبی باید الزامات بند (۳-۱۱-۲) را اقناع نماید.

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-



حل:

طبق بندهای ۱-۵-۳ و ۲-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم داریم:

$$\Delta_m = C_d * \Delta_{eu} \rightarrow C_d * \Delta_{eu} \leq 0.02 * h = 0.02 * 3600 = 72 \text{ mm}$$

سازه دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه می باشد طبق جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

$$C_d = 5.5$$

$$C_d * \Delta_{eu} \leq 72 \rightarrow \Delta_{eu} \leq \frac{72}{5.5} = 13.09 \text{ mm}$$

در تراز طبقه دهم مقدار تغییر مکان به صورت زیر بدست می آید:

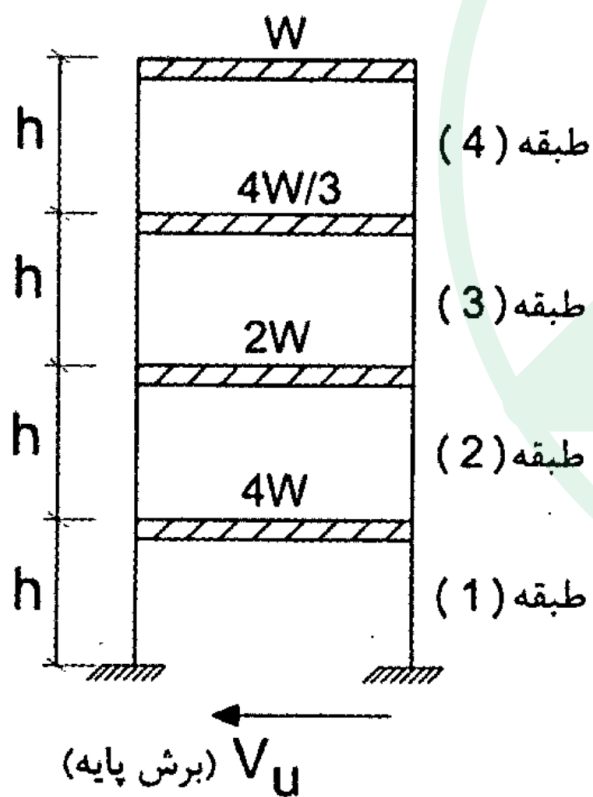
$$\rightarrow \Delta_{eu} \leq 10 * 13.09 = 130.9 \text{ mm}$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۶- در شکل زیر یک قاب ساختمانی فولادی با رفتار برشی (تیرهای کاملاً صلب) نشان داده شده است. فرض کنید مشخصات هندسی کلیه ستون‌ها یکسان است. همچنین فرض کنید وزن موثر لرزه‌ای طبقات مطابق شکل است. اگر زمان تناوب اصلی این قاب کمتر از 0.5 ثانیه باشد و از آثار $P - \Delta$ صرف نظر شود. آنگاه براساس نتایج تحلیل استاتیکی معادل، کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح نمی‌باشد؟



- (1) مقدار برش طبقه دوم سه برابر مقدار برش طبقه چهارم است.
- (2) مقدار تغییرمکان جانبی نسبی تراز سقف کلیه طبقات یکسان است.
- (3) مقدار نیروی جانبی در تراز سقف کلیه طبقات یکسان است.
- (4) مقدار برش طبقه سوم دو برابر مقدار برش طبقه چهارم است.

سبزسازه



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

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

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

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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

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

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از 0.5 ثانیه و بزرگ‌تر از 2.5 ثانیه باید به ترتیب برابر با 1.0 و 2.0 در نظر گرفته شود.

تبصره: در صورتی که وزن خرپشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مستقل محسوب شود. در غیر این صورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.



حل:

نیروی جانبی در تراز طبقات:

$$\rightarrow T < 0.5 S \rightarrow K = 1$$

$$F_1 = \frac{4W * h^1}{4W * h^1 + 2W * 2h^1 + \frac{4W}{3} * 3h^1 + W * 4h^1} V_u = \frac{V_u}{4}$$

$$F_2 = \frac{2W * 2h^1}{4W * h^1 + 2W * 2h^1 + \frac{4W}{3} * 3h^1 + W * 4h^1} V_u = \frac{V_u}{4}$$

$$F_3 = \frac{\frac{4W}{3} * 3h^1}{4W * h^1 + 2W * 2h^1 + \frac{4W}{3} * 3h^1 + W * 4h^1} V_u = \frac{V_u}{4}$$

$$F_4 = \frac{W * 4h^1}{4W * h^1 + 2W * 2h^1 + \frac{4W}{3} * 3h^1 + W * 4h^1} V_u = \frac{V_u}{4}$$

مقدار نیروی جانبی در تراز طبقات برابر است.



$$V_1 = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 4 * \frac{V_u}{4} = V_u$$

$$V_2 = F_2 + F_3 + F_4 = 3 * \frac{V_u}{4} = \frac{3V_u}{4}$$

$$V_3 = F_3 + F_4 = 2 * \frac{V_u}{4} = \frac{V_u}{2}$$

$$V_4 = F_4 = \frac{V_u}{4}$$

مقدار برش طبقه سوم دو برابر برش طبقه چهارم است.

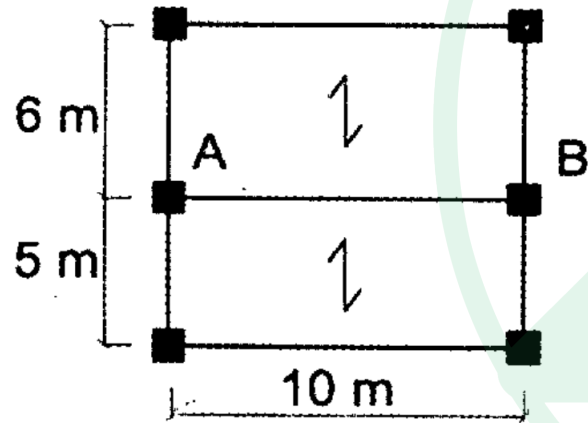
مقدار برش طبقه دوم سه برابر برش طبقه چهارم است.

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



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



- | | |
|-----|-----|
| (1) | صفر |
| (2) | 110 |
| (3) | 87 |
| (4) | 16 |

سبزسازه



۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

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

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

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

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

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

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

$$(۳-۱۰)$$

در این رابطه:

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

W_p: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است. نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و روبه پایین، جداگانه به سازه اعمال شود. در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.



جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

ضریب اهمیت	طبقه بندی ساختمان
۱/۴	گروه ۱
۱/۲	گروه ۲
۱/۰	گروه ۳
۰/۸	گروه ۴

گروه ۳- ساختمان های «با اهمیت متوسط»

این گروه ساختمان ها شامل کلیه ساختمان های مشمول این آیین نامه، بجز ساختمان های عنوان شده در سه گروه دیگر می باشند، مانند ساختمان های مسکونی و اداری و تجاری، هتل ها، پارکینگ های چند طبقه، انبارها، کارگاه ها، ساختمان های صنعتی

سبزسازه



جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۱۷	کرج	تهران				*
۱۸	کردکوی	گلستان			*	
۱۹	کرکوند	اصفهان			*	
۲۰	کرمان	کرمان				*

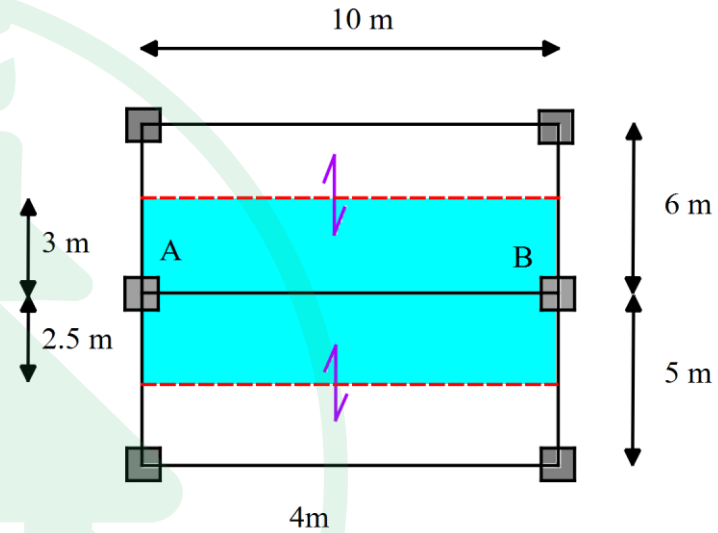
سبزسازه



حل:

$$F_{vu} = 0.6 A I W_P$$

$$A_T = (3 + 2.5) * 10 = 55 \text{ m}^2$$



مطابق بند ۳-۳-۹-۱ استاندارد ۲۸۰۰ حالت الف با توجه به اینکه کرمان در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار دارد نیروی قائم زلزله با در نظر گرفتن بار مرده داریم:

$$W_P = W_D = 7.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{vu} = 0.6 A I W_P A_T = 0.6 * 0.35 * 1 * 7.5 * 55 = 86.63 \text{ KN}$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۸- یک ساختمان 10 طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه به ارتفاع 35 متر از تراز پایه واقع در شهر تبریز بر روی خاک نوع II واقع شده است. در صورتی که براساس زمان تناوب تجربی مقدار برش پایه برابر V_u و زمان تناوب اصلی ناشی از تحلیل دینامیکی برابر 1.6 ثانیه باشد. آنگاه برای طراحی مقاطع اعضای این ساختمان مقدار حداقل برش پایه استاتیکی حدوداً چقدر می‌تواند در نظر گرفته شود؟ میان قاب‌ها مانعی برای حرکت جانبی قاب ایجاد نمی‌کنند و $\rho = 1$ می‌باشد. (نزدیکترین گزینه صحیح را انتخاب کنید).

(1) $0.7V_u$

(2) $0.85V_u$

(3) $0.80V_u$

(4) $0.75V_u$

سبزسازه



۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B=B_1N$$

(۱-۲)

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

۲-۳-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۲-۱-الف) و (۲-۱-ب) تعیین می‌گردد.

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

$$0<T<T_0$$

$$B_1=S+1$$

$$T_0<T<T_s$$

(۲-۲)

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

$$T>T_s$$

سبزسازه



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

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

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

$$T_s < T < 4 \text{ sec}$$

(۳-۲)

$$N = 1.7$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

سبزسازه



جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۷	تبریز	آذربایجان شرقی				*

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-



۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۳-۳-۳-۱ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به‌دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

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

(۳-۳)

تبصره- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به‌دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

سبزسازه



حل:

$$T_{\text{تجربی}} = 0.08 * H^{0.75} = 0.08 * 35^{0.75} = 1.15 \text{ S}$$

$$B = B_1 * N$$

خاک نوع II بوده و سازه در پهنه با خطر بسیار زیاد قرار دارد. بنابراین:

$$\rightarrow T = 1.15 \geq T_s = 0.5 \rightarrow B_1 = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) \rightarrow B_1 = (1.5 + 1) \left(\frac{0.5}{1.15} \right) = 1.087$$

$$\rightarrow T_s = 0.5 \leq T = 1.15 \leq 4S \rightarrow N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.4}{4 - 0.5} (1.15 - 0.5) + 1 = 1.074$$

$$B = B_1 * N = 1.087 * 1.074 = 1.17$$

$$V_u = \frac{ABI}{R_u} W \geq 0.12AIW \rightarrow V_{u1} = V_u = \frac{1.17AI}{7.5} W = 0.156AIW \geq 0.12AIW \quad OK \checkmark$$

در حالت دوم داریم:

$$T_{\text{تحلیلی}} = 1.6 \text{ S}$$

$$T_{\text{تجربی}} = 0.08 * H^{0.75} = 0.08 * 35^{0.75} = 1.15 \text{ S}$$

$$T_{\text{محاسباتی}} = \min(1.25 * 1.15 = 1.44 \text{ S} , \quad 1.6 \text{ S}) = 1.44 \text{ S}$$



$$\rightarrow T = 1.44 \geq T_s = 0.5 \rightarrow B_1 = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) \rightarrow B_1 = (1.5 + 1) \left(\frac{0.5}{1.44} \right) = 0.87$$

$$\rightarrow T_s = 0.5 \leq T = 1.44 \leq 4 S \rightarrow N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.4}{4 - 0.5} (1.44 - 0.5) + 1 = 1.1074$$

$$B = B_1 * N = 0.87 * 1.1074 = 0.96$$

$$V_{u2} = \frac{ABI}{R_u} W \geq 0.12AIW \rightarrow V_{u2} = \frac{0.96AI}{7.5} W = 0.128AIW \geq 0.12AIW \quad OK \checkmark$$

در نهایت حداقل نسبت خواسته شده به صورت زیر بدست می آید:

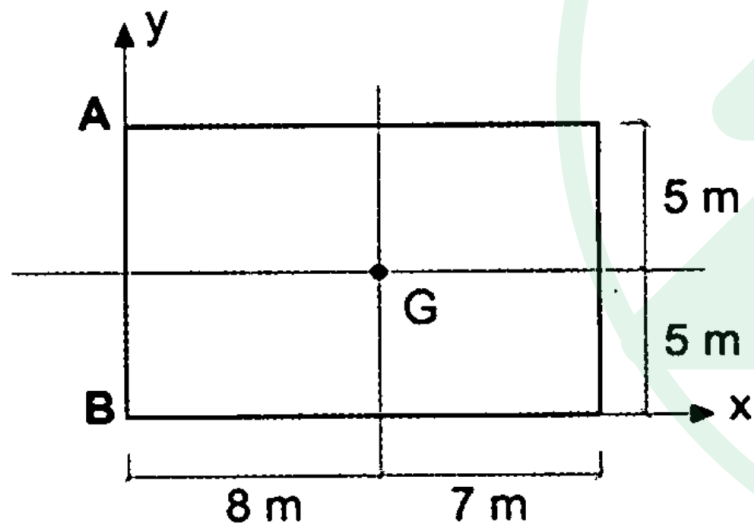
$$\frac{V_{u2}}{V_u} \geq \frac{0.128AIW}{0.156AIW} = 0.82 \rightarrow V_{u2} \geq 0.82 V_u$$

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



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



- (1) 29mm
- (2) 15mm
- (3) 19mm
- (4) 23mm

سبزسازه



۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

ب- نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1/0$ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

نامنظمی‌های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم‌های کف‌ها صلب و یا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند.

سبزسازه



حل: مطابق بند ۳-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰ در صورتی که ساختمان دارای نامنظمی زیاد یا شدید پیچشی باشد به جای اختلاف تغییرمکان مراکز جرم کف‌ها حداکثر تغییرمکان را برای تغییرمکان نسبی طبقه در نظر می‌گیریم:

$$\Delta_{max} > 1.2 * \left(\frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2} \right) \rightarrow ok \rightarrow \text{نامنظمی پیچشی زیاد}$$

$$\Delta_{max} > 1.4 * \left(\frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2} \right) \rightarrow ok \rightarrow \text{نامنظمی پیچشی شدید}$$

$$\theta = \frac{9}{10000}$$

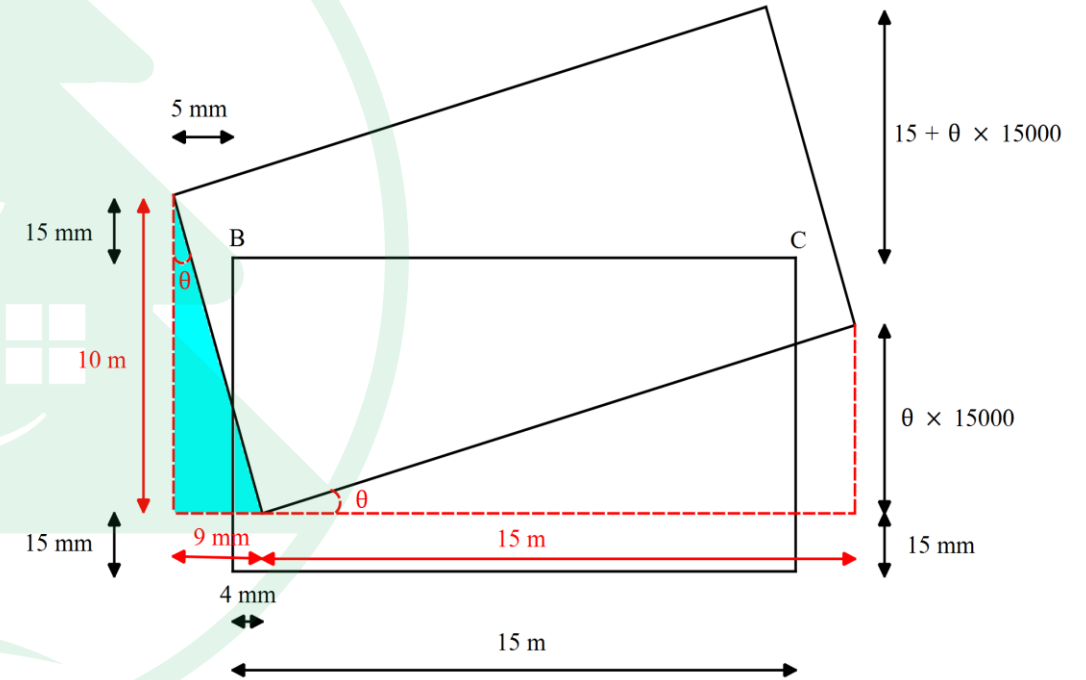
$$\Delta_{max} = 15 + \theta * 15000 = 15 + \frac{9}{10000} * 15000 = 28.5 \text{ mm}$$

$$\Delta_{min} = 15 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ave} = \left(\frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2} \right) = \left(\frac{28.5 + 15}{2} \right) = 21.75 \text{ mm}$$

$$\Delta_{max} = 28.5 \text{ mm} > 1.2 * 21.75 = 26.1 \text{ mm} \rightarrow ok \rightarrow \text{نامنظمی پیچشی زیاد}$$

$$\Delta_{eu} = \Delta_{max} = 28.5 \text{ mm} \approx 29 \text{ mm}$$



در نتیجه حداکثر تغییرمکان را برای تغییرمکان نسبی طبقه در نظر می‌گیریم:

پاسخ: گزینه ۱



۱۰- در محاسبه اثر باد روی یک ساختمان که متوسط ارتفاع بام آن 20 متر است، ضریب بادگیری با استفاده از روش دینامیکی برای جان پناه بام ساختمان به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ساختمان در مرکز شهر و در ناحیه پر درخت واقع شده است).

(1) 0.70

(2) 0.44

(3) 0.50

(4) 0.63

سبزسازه



پ ۱-۲-۴-۶ ضریب اثر تغییر سرعت

مقدار ضریب C_e در نواحی باز و پرتراکم از روابط زیر محاسبه می‌شود:

ناحیه ۱- نواحی باز

$$C_e = \left(\frac{Z}{10} \right)^{0.28} \quad (\text{پ-۴-۶-۱})$$

حداقل ضریب C_e ، ۱/۰ و حداکثر آن ۲/۵ می‌باشد.

ناحیه ۲- نواحی پرتراکم

$$C_e = 0.5 \left(\frac{Z}{12.7} \right)^{0.5} \quad (\text{پ-۴-۶-۲})$$

حداقل ضریب C_e ، ۰/۵ و حداکثر آن ۲/۵ می‌باشد.

Z یا ارتفاع مبنا در بند ۶-۱۰-۱-۶ تعریف شده است.

سبزسازه



حل:

با توجه به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۸ در پیوست ۴-۶ مطابق بند پ - ۶-۴-۲-۱ صفحه ۱۳۱ داریم:

$$0.5 \leq C_e = 0.5 * \left(\frac{Z}{12.7} \right)^{0.5} \leq 2.5$$

$$C_e = 0.5 * \left(\frac{20}{12.7} \right)^{0.5} = 0.628 \cong 0.63$$

$$0.5 \leq C_e = 0.63 \leq 2.5 \rightarrow OK$$

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



- ۱۱- در زیرزمین یک ساختمان، استخری از بتن آرمه با مشخصات ذیل ساخته شده است:
- طول و عرض داخل استخر 10m و 5m، ضخامت دیوارها 300 mm، ضخامت کف 450 mm
 - رقوم بالای دیوارهای اطراف ± 0.00 ، رقوم کف استخر 2.2-.
- اگر سطح آبهای زیرزمینی تا رقوم 1.30- بالا بیاید. در حالت خالی بودن استخر، ضریب اطمینان استخر در برابر فشار بالابرنده (uplift) به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟
- (از اثر اصطکاک سطوح دیوار و خاک صرف نظر شود. همچنین خاک منبسط‌شونده نبوده و وزن مخصوص بتن را برابر $25kN/m^3$ در نظر بگیرید.)

- (1) 1.65
- (2) 1.10
- (3) 1.35
- (4) 1.50

سبزسازه



۳-۴-۶ زیر فشار وارد بر کف و شالوده

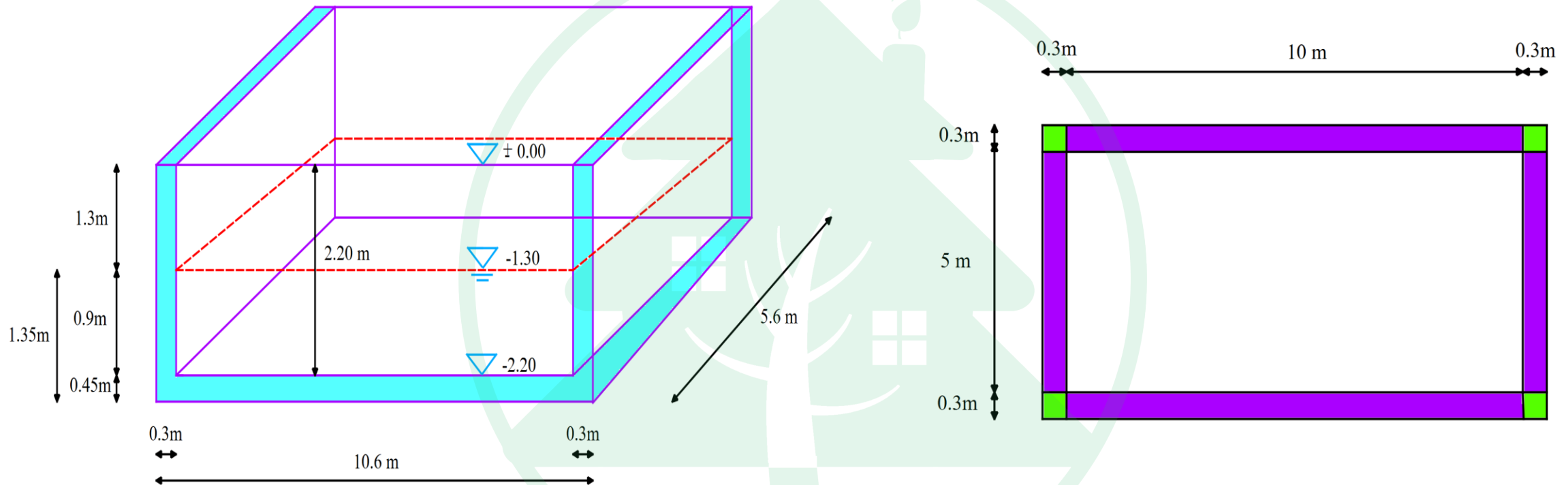
در طراحی کف زیرزمین و دیگر اجزاء مشابه تقریباً افقی که پایین‌تر از سطح زمین قرار دارند، اثر زیر فشار آب زیرزمینی، در صورت وجود، باید به صورت فشار هیدرواستاتیکی بر تمام کف در نظر گرفته شود. بارهای هیدرواستاتیکی باید تا زیر سطح شالوده ساختمان محاسبه شوند. هرگونه بار به سمت بالای دیگر نیز باید در طراحی منظور شود.

در صورت وجود خاک منبسط‌شونده در زیر شالوده یا تاوه بر روی زمین، شالوده، تاوه و دیگر اجزاء باید برای تحمل حرکات به سمت بالا طراحی شده یا در برابر بارهای به سمت بالا ناشی از خاک منبسط‌شونده مقاومت کنند؛ یا خاک منبسط‌شونده برداشته شده، یا در زیر و اطراف سازه به خوبی تثبیت گردد.

سبزسازه



حل: با توجه به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۸ مطابق بند پ - ۶-۴-۳ صفحه ۲۰ داریم:



$$F_1 = \gamma_W * V = 9.81 * 1.35 * 10.6 * 5.6 = 786 \text{ KN}$$

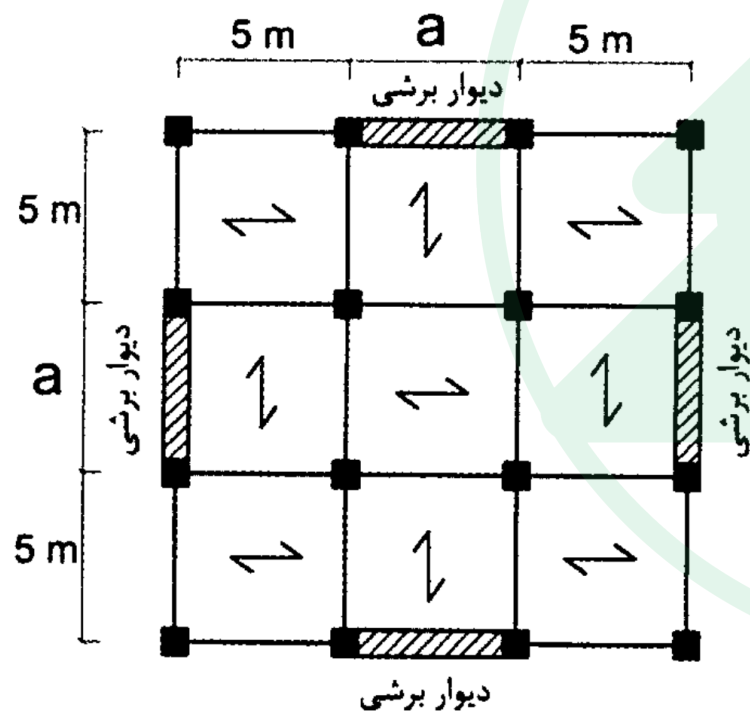
$$F_2 = \gamma_C * V = 25 * ((10 + 10 + 5.6 + 5.6) * 0.3 * 2.20 + (10.6 * 5.6 * 0.45)) = 1182.6 \text{ KN}$$

$$F_S = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی محرک}} = \frac{F_2}{F_1} = \frac{\text{وزن استخر}}{\text{نیروی بالا برنده}} = \frac{1182.6}{786} = 1.50$$

پاسخ: گزینه ۴



۱۲- پلان یک ساختمان چهارطبقه مسکونی منظم با سیستم باربر جانبی از نوع قاب ساختمانی به همراه دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه مطابق شکل زیر است. حداقل مقدار a برای آنکه مقدار ضریب نامعینی سازه را بتوان برابر واحد در نظر گرفت به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (فرض کنید مقدار زمان تناوب اصلی کمتر از 0.5 ثانیه، ارتفاع طبقه اول برابر 5 متر و ارتفاع سایر طبقات برابر 4 متر است. همچنین فرض کنید وزن موثر لرزه‌ای طبقات یکسان است.



- (1) 10 متر
- (2) 8 متر
- (3) 5 متر
- (4) 4 متر

سبزسازه



۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۳-۲-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بار جانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با $1/2$ افزایش داده شود.

۳-۳-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با $1/0$ منظور می‌شود.

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

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۳-۲)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

سبزسازه



حل:

نیروی جانبی در تراز طبقات:

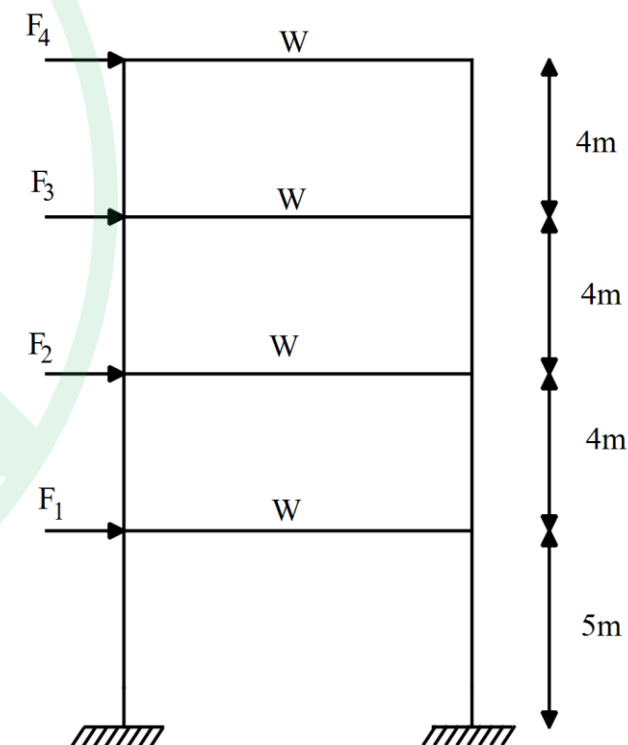
$$\rightarrow T < 0.5 S \rightarrow K = 1$$

$$F_1 = \frac{W * 5^1}{W * 5^1 + W * 9^1 + W * 13^1 + W * 17^1} V_u = 0.114 V_u$$

$$F_2 = \frac{W * 9^1}{W * 5^1 + W * 9^1 + W * 13^1 + W * 17^1} V_u = 0.205 V_u$$

$$F_3 = \frac{W * 13^1}{W * 5^1 + W * 9^1 + W * 13^1 + W * 17^1} V_u = 0.295 V_u$$

$$F_4 = \frac{W * 17^1}{W * 5^1 + W * 9^1 + W * 13^1 + W * 17^1} V_u = 0.386 V_u$$



$$V_1 = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 0.114 V_u + 0.205 V_u + 0.295 V_u + 0.386 V_u = V_u \rightarrow 100 \% V_u > 35\% V_u$$

$$V_2 = F_2 + F_3 + F_4 = 0.205 V_u + 0.295 V_u + 0.386 V_u = 0.886 V_u \rightarrow 88.6 \% V_u > 35\% V_u$$

$$V_3 = F_3 + F_4 = 0.295 V_u + 0.386 V_u = 0.681 V_u \rightarrow 68.1 \% V_u > 35\% V_u$$

$$V_4 = F_4 = 0.386 V_u \rightarrow 38.6 \% V_u > 35\% V_u$$

$$\frac{a}{h} = 2$$

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

$$\frac{a}{4} = 2 \rightarrow a = 8 \text{ m}$$

$$\rightarrow a = \max(10\text{m}, 8\text{m}) = 10 \text{ m}$$

برای طبقه اول داریم:

برای طبقه دیگر داریم:

پاسخ: گزینه ۱

نکته: با توجه به اینکه برش همه طبقات از 35 درصد برش پایه بزرگتر است بنابراین باید ارتفاع همه طبقات در محاسبه طول تقسیم بر ارتفاع در نظر گرفته شود اما چون حداقل a مدنظر مسئله است باید 10m را در نظر بگیریم چون اگر 8m انتخاب شود برای طبقه اول جوابگو نخواهد بود.



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

(1) 36.5 متر

(2) 41.5 متر

(3) 46.5 متر

(4) 50 متر

سبزسازه



۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B=B_1N$$

(۱-۲)

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

۳-۲-۱ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پیوندهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۱-۲-الف) و (۱-۲-ب) تعیین می‌گردد.

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

$$0<T<T_0$$

$$B_1=S+1$$

$$T_0<T<T_s$$

(۲-۲)

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

$$T>T_s$$

سبزسازه



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

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

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

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

$$T_s < T < 4 \text{ sec}$$

(۳-۲)

$$N = 1.7$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

سبزسازه



جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

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

(۳-۳)



حل:

قاب خمشی فولادی ویژه طبق جدول ۳-۴ داریم:

$$R_u = 7.5$$

برای آنکه مقدار حاصل از رابطه برش پایه حداقل مورد استفاده قرار نگیرد داریم:

$$V_{u2} = \frac{ABI}{R_u} W \geq 0.12AIW \rightarrow B = 0.12R_u = 0.12 * 7.5 = 0.9$$

با فرض انتخاب کمترین مقدار ارتفاع سازه از گزینه‌های سوال می‌توان فهمید که رابطه زیر قابل قبول است:

$$T = 0.08 * H^{0.75} = 0.08 * 36.5^{0.75} = 1.19 S \geq T_s = 0.4 S \quad OK \checkmark$$

$$T_s = 0.4 S$$

$$S = 1.5$$

در ادامه ضریب بازتاب را محاسبه می‌کنیم برای ساز با خطر نسبی زیاد و خاک نوع I:

$$\rightarrow T \geq T_s = 0.4 \rightarrow B_1 = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) \rightarrow B_1 = (1.5 + 1) \left(\frac{0.4}{T} \right) = \frac{1}{T}$$

$$\rightarrow T_s = 0.4 \leq T \leq 4S \rightarrow N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = \frac{0.7}{4 - 0.4} (T - 0.4) + 1 = \frac{7T}{36} - \frac{7}{90} + 1 = \frac{7T}{36} + \frac{83}{90}$$



$$B = B_1 * N = 0.9 \rightarrow 0.9 = \frac{1}{T} * \left(\frac{7T}{36} + \frac{83}{90} \right) \rightarrow T = 1.307 S$$

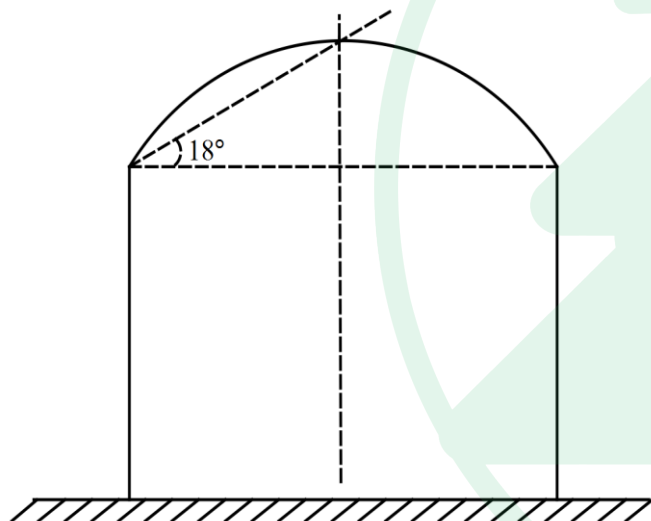
$$T = 0.08 * H^{0.75} \rightarrow 1.307 = 0.08 * H^{0.75} \rightarrow H = 41.46 m \cong 41.5 m$$

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



۱۴- یک سالن اجتماعات با ظرفیت 420 نفر در منطقه پرتراکم در شهرستان سقز از توابع استان کردستان مطابق شکل زیر جهت طراحی مورد نظر است. اگر بام این سالن به صورت برف گیر بوده و همیشه دمای داخل این سالن کمی بالاتر از صفر درجه باشد. بار نامتوازن برف در محل تاج بام قوسی شکل زیر برحسب کیلونیوتن بر مترمربع به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ **(با تغییر)**



- (1) 1.60
- (2) 2.10
- (3) 2.66
- (4) 3.20

سبزسازه



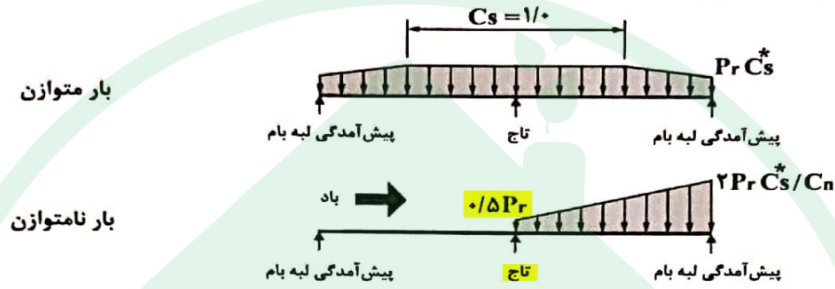
۶-۷-۲ بام‌های قوسی

برای بام‌های قوسی، بارگذاری متوازن و نامتوازن برف مطابق شکل ۶-۷-۳ انجام می‌شود. در این بام‌ها، اگر زاویه شیب خط رابط از تاج به پای قوس (یا نقطه‌ای که شیب خط مماس بر قوس در آن نقطه ۷۰ درجه باشد) کمتر از ۱۰ درجه یا بیشتر از ۶۰ درجه باشد، منظور کردن بار نامتوازن ضروری نیست. در غیراین صورت، در بارگذاری بار نامتوازن برای بخش رو به باد، بار برف در نظر گرفته نخواهد شد و برای قسمت پشت به باد، توزیع بار برف مطابق شکل خواهد بود. برای بخش‌هایی از بام با زاویه شیب بیشتر از ۷۰ درجه بار برف لحاظ نخواهد شد. در توضیحات زیر و شکل ۶-۷-۳ مقدار P_r با $C_s=1$ محاسبه شده است.

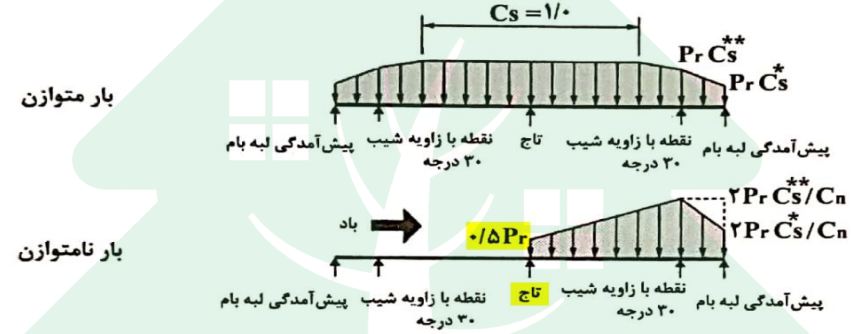
سبزسازه



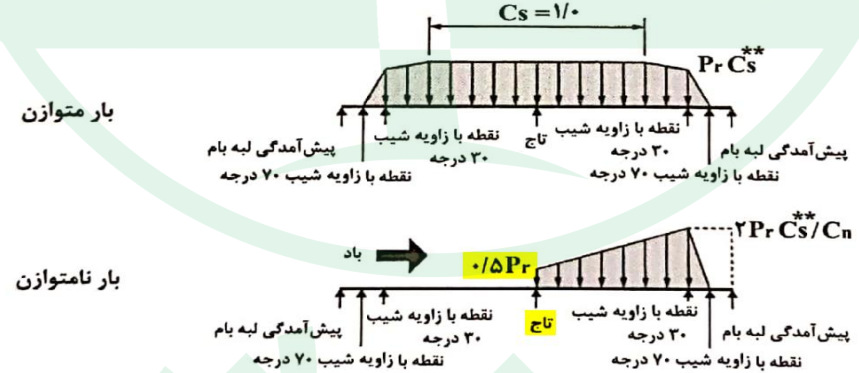
الف) زاویه شیب پای بام کمتر از ۳۰ درجه



ب) زاویه شیب پای بام بین ۳۰ تا ۷۰ درجه



پ) زاویه شیب پای بام بیشتر از ۷۰ درجه



یادداشت: مقدار $C_s = 1$ با P_r محاسبه می شود. ضمناً C_s^* و C_s^{**} با استفاده از روابط ۶-۷-۳ و به ترتیب براساس زاویه شیب پای بام و زاویه شیب ۳۰ منظور می گردد.

شکل ۶-۷-۳ بار متوازن و نامتوازن در بام های قوسی



۶-۷-۳ بار برف مبنا

بار برف مبنا، P_s ، باری است که بر اساس آمار موجود در منطقه، احتمال فراگذشت از آن در سال دو درصد باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال).

بار برف مبنا در مناطق مختلف کشور را باید با توجه به تقسیم‌بندی مشخص‌شده در جدول ۶-۷-۱ یا در شکل پیوست ۶-۵، حداقل برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

منطقه ۱- برف بسیار کم (نادر)	۰/۲۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۲- برف کم	۰/۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۳- برف متوسط	۱ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۴- برف زیاد	۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۵- برف سنگین	۲ کیلونیوتن بر مترمربع
منطقه ۶- برف فوق سنگین	۳ کیلونیوتن بر مترمربع

ادامه جدول ۶-۷-۱ تقسیم‌بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۷۲	سقز	۵	۱۰۲	گناباد	۲

سبزسازه



جدول ۱-۶ گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، زلزله و یخ

گروه خطرپذیری	نوع کاربری
۲	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی قابل توجه شود مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری، یا هر فضای سرپوشیده‌ای که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر زیر یک سقف باشد. ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشند لکن خرابی آن‌ها خسارت اقتصادی قابل توجهی داشته یا باعث از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد مانند موزه‌ها، کتابخانه‌ها و به طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پرازش نگهداری می‌شود. ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تأسیسات صنعتی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشند لیکن خرابی آن‌ها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش‌سوزی وسیع می‌شود مانند پالایشگاه‌ها، مراکز گازرسانی، انبارهای سوخت یا هرگونه ساختمان یا تأسیساتی که محل ساخت یا نگهداری مقادیری از موادی مانند سوخت‌های خطرناک یا مواد شیمیایی یا زباله خطرناک یا مواد منفجره باشند.

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

بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۱-۶	ضریب اهمیت I_e بار زلزله،	ضریب اهمیت I_w بار باد،	ضریب اهمیت I_z بار یخ،	ضریب اهمیت I_s بار برف،
۱	۱٫۴	۱٫۲	۱٫۲	۱٫۲
۲	۱٫۲	۱٫۱	۱٫۱	۱٫۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸	۰٫۸



۶-۷-۲ بار برف بام

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

$$P_r = I_s C_n C_h C_s P_s \quad (۶-۷-۱)$$

که در آن:

P_s = بار برف مبنا طبق بخش ۶-۷-۳

I_s = ضریب اهمیت بار برف طبق جدول ۶-۷-۲

C_n = ضریب برف‌گیری طبق بخش ۶-۷-۴

C_h = ضریب شرایط دمایی طبق بخش ۶-۷-۵

C_s = ضریب شیب طبق بخش ۶-۷-۶

است

۶-۷-۴ ضریب برف‌گیری

ضریب برف‌گیری، C_n ، با توجه به اثر ناهمواری محیط و ساخت و ساز اطراف و میزان برف‌گیری بام ساختمان بر اساس جدول ۶-۷-۲، در نظر گرفته می‌شود. برای مناطق ۱ الی ۳ بار برف، این ضریب برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۶-۷-۲ ضریب برف‌گیری، C_n

نوع ناحیه	بام برف‌ریز	بام نیمه برف‌گیر	بام برف‌گیر
پرتراکم	۰٫۹	۱٫۰	۱٫۱
باز	۰٫۸	۰٫۹	۱٫۰



۵-۷-۶ ضریب شرایط دمایی

ضریب شرایط دمایی، C_h ، از جدول ۳-۷-۶، با توجه به شرایط مورد انتظار ساختمان در سال‌های عمر مفید تعیین می‌شود.

جدول ۳-۷-۶ ضریب شرایط دمایی، C_h

۱/۰	تمام ساختمان‌ها به‌جز موارد زیر
۱/۱	ساختمان‌هایی که همیشه در دمای کمی بالاتر از صفر درجه سانتی‌گراد نگهداری می‌شوند.
۱/۲	ساختمان‌های بدون گرمایش و ساختمان‌هایی که زیر بام آنها باز است.
۱/۳	ساختمان‌هایی که همیشه دمای آنها زیر صفر درجه نگه‌داشته می‌شود.

سبزسازه



حل:

با توجه به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۸ مطابق بند ۶-۷-۷-۲ صفحه ۵۴ داریم:

$$10^{\circ} \leq \alpha = 18^{\circ} \leq 60^{\circ}$$

با توجه به اینکه زاویه آلفا بین ۱۰ و ۶۰ درجه می باشد لذا بار برف نامتوازن را در قسمت پشت به باد در نظر می گیریم.

مطابق شکل ۶-۷-۳ صفحه ۵۵ مبحث ۶ بار نامتوازن برف در محل تاج در سقف های قوسی برابر مقدار زیر است:

$$P = 0.5P_r$$

$$C_s = 1$$

$$P_s = 2 \frac{KN}{m^2}$$

$$I_s = 1.1$$

$$C_n = 1.1$$

$$C_h = 1.1$$

$$P_r = I_s C_n C_h C_s P_s$$

$$P = 0.5 * P_r = 0.5 * 1.1 * 1.1 * 1.1 * 1 * 2 = 2.662 \frac{KN}{m^2}$$

ضریب شیب در محل تاج برابر یک می باشد:

سقف در منطقه ۵ بار برف قرار دارد:

سالن اجتماعات در گروه اهمیت دو قرار دارد:

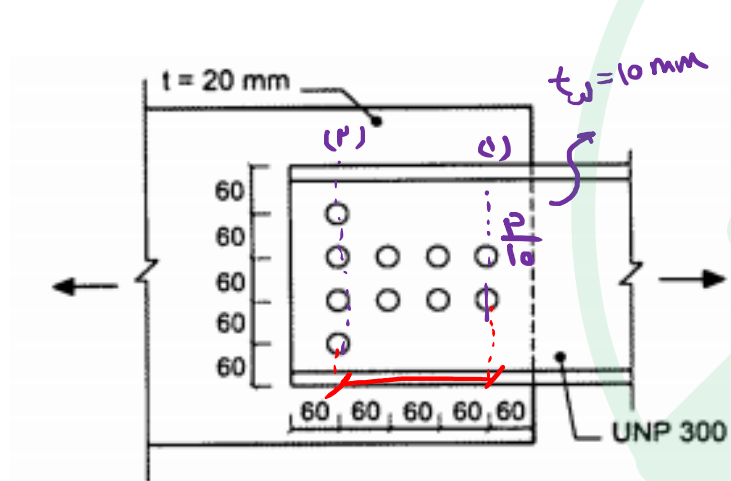
بام برفگیر و سازه در منطقه پرتراکم قرار دارد:

دمای داخل سالن همیشه کمی بالاتر از صفر درجه می باشد:

پاسخ: گزینه ۳



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



$$A_{n1} = A_g - 2Dt = 5110 - (2 \times 24 \times 10) = 5450 \text{ mm}^2$$

$$A_{n2} = A_g - 4Dt = 5110 - (4 \times 24 \times 10) = 4930 \text{ mm}^2$$

1500 KN (1)

1160 KN (2)

1270 KN (3) ✓

1390 KN (4)

$$A_g = 5110 \text{ mm}^2$$

مطابق بند ۱۰-۲-۳-۴ و بند ۱۰-۲-۲-۵ ب مورد ۱:

کنترل تسلیم

$$P_u \leq 0.9 F_y A_g = 0.9 \times 240 \times 5110 = 1270 \text{ KN}$$

سبزسازه



$$P_u \leq 0.175 F_u A_e$$

۰.۱۷۵

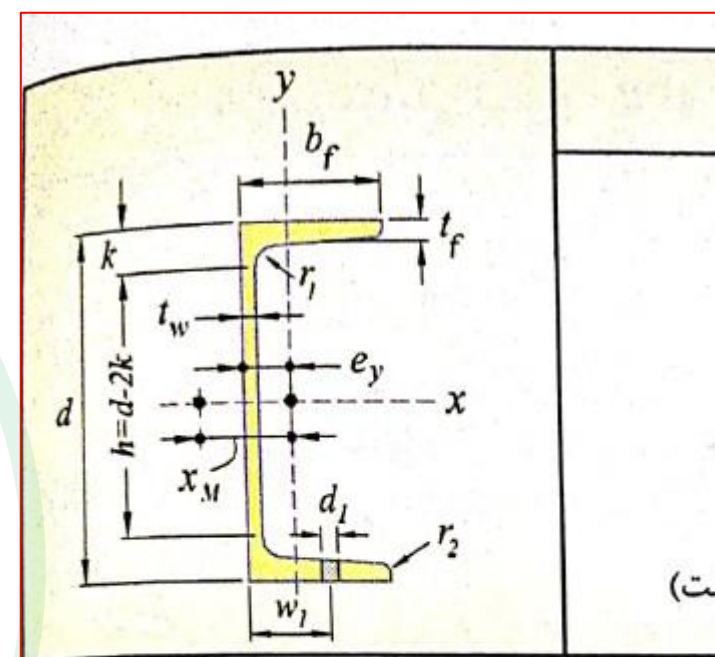


$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{27}{110} = 0.185$$

$$e = 17.5 \text{ cm}$$

$$P_{u1} \leq 0.175 \times F_u A_e = 0.175 \times 370 \times 0.185 \times 4000 = 1273 \text{ kN}$$

$$P - \frac{7}{10} P = 0.3 P \leq 0.175 F_u A_e = 0.175 \times 370 \times 0.185 \times 4920 \rightarrow P_{u2} \leq 2901 \text{ kN}$$



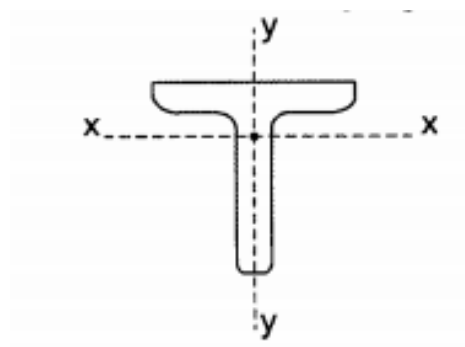
UNP	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن	
	d	b _f	t _w	t _f	k	h	A	G
							x10 ²	
	mm	mm					mm ²	kg/m
280	280	95	10	15	32	216	53.3	41.8
300	300	100	10	16	34	232	58.8	46.2
320	320	100	14	17.5	37	247	75.8	59.5

پاسخ: گزینه ۳

سبزه‌سازه



۱۶- مقاومت فشاری طراحی یک عضو محوری با مقطع سپری (مطابق شکل زیر) باید بر اساس کوچک ترین مقدار به دست آمده از کدام یک از حالت های حدی زیر تعیین شود؟



- ۱✓ کمانش خمشی حول محور X و کمانش خمشی - پیچشی حول محورها Y و Z
- ۲ کمانش خمشی - پیچشی حول محورها X و Y و Z
- ۳ کمانش خمشی حول محور Y و کمانش خمشی - پیچشی حول محورها X و Z
- ۴ کمانش خمشی حول محورها X ، کمانش خمشی حول محور Y و کمانش پیچشی حول محور Z

مطابق جدول ۱۰-۲-۴-۱:

کمانش خمشی حول محور X

کمانش خمشی حول محور Y

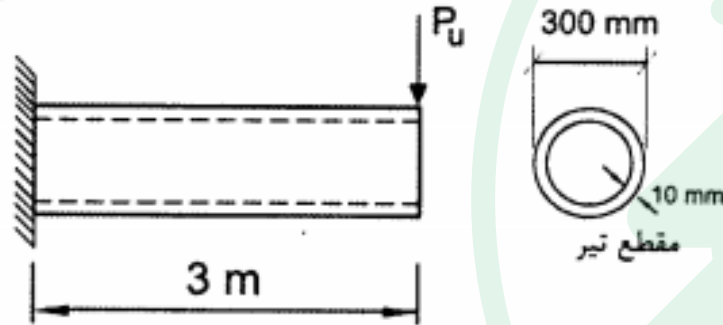
کمانش خمشی - پیچشی حول محور $Y-Z$

محور تقارن			
- کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش خمشی - پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو		مقاطع سپری	۶

سبزسازه



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



مقطع فشرده است. $\frac{D}{t} = \frac{300}{10} = 30 < 0.7 \times \frac{2 \times 10^5}{240} = 58$

- (1) 70
(2) 40
(3) 50
(4) 60 ✓

مطابق بند ۱۰-۲-۵-۸:

ادامه جدول ۱۰-۲-۴: نسبت‌های پهنای ضخامت اجزای فشاری با دو لبه مقید در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنای به ضخامت	حداکثر نسبت پهنای به ضخامت		مثال‌های نمونه
			(مرز فشرده و غیرفشرده) λ_p	(مرز غیرفشرده و ناغیر) λ_r	
۴۰	مقاطع دایره‌ای توخالی	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	

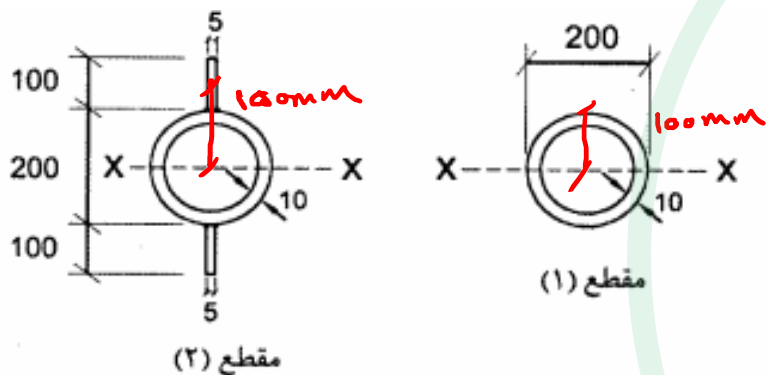
$M_u < \phi M_n = \phi Z F_y$
 $P_u \times 3 < 0.9 \times (4 \times 145 \times 10) \times 240$

$P_u < \frac{0.9 \times (4 \times 145 \times 10) \times 240}{3} = 20100 \text{ kN}$

پاسخ: گزینه ۴



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



- (1) ممان اینرسی مقطع (۲) بزرگتر از ممان اینرسی مقطع (۱) است. ✓
- (2) ✓ اساس مقطع الاستیک مقطع (۲) بزرگتر از اساس مقطع الاستیک مقطع (۱) است.
- (3) اساس مقطع الاستیک مقطع (۲) کوچکتر از اساس مقطع الاستیک (۱) است. ✓
- (4) اساس مقطع پلاستیک مقطع (۲) بزرگتر از اساس مقطع پلاستیک مقطع (۱) است. ✓

$$I_1 = \pi R^3 t = \pi \times 45^3 \times 10 = 2,129 \times 10^5 \quad \rightarrow \quad S_1 = \frac{I_1}{c} = \frac{2,129 \times 10^5}{100} = 2,129 \times 10^3$$

$$I_2 = \pi R^3 t + 2 \left(\frac{5 \times 100^3}{12} + 5 \times 100 \times 150^2 \right) = 2,129 \times 10^5 + 2,333 \times 10^5 \quad \rightarrow \quad S_2 = \frac{4,462 \times 10^5}{200} = 2,231 \times 10^3$$

$$S_1 > S_2$$

پاسخ: گزینه ۲



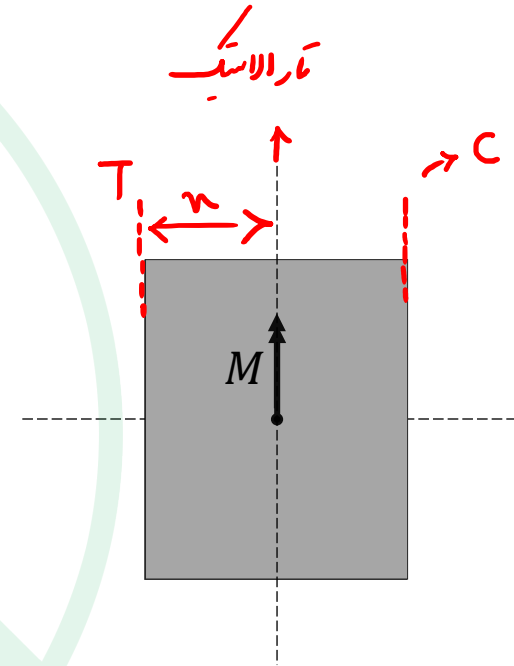
فاصله مرکز ثقل الایک تا دورترین نارسازی/کشی : y

$$S = \frac{I}{y}$$

$$M_y = S \cdot F_y$$

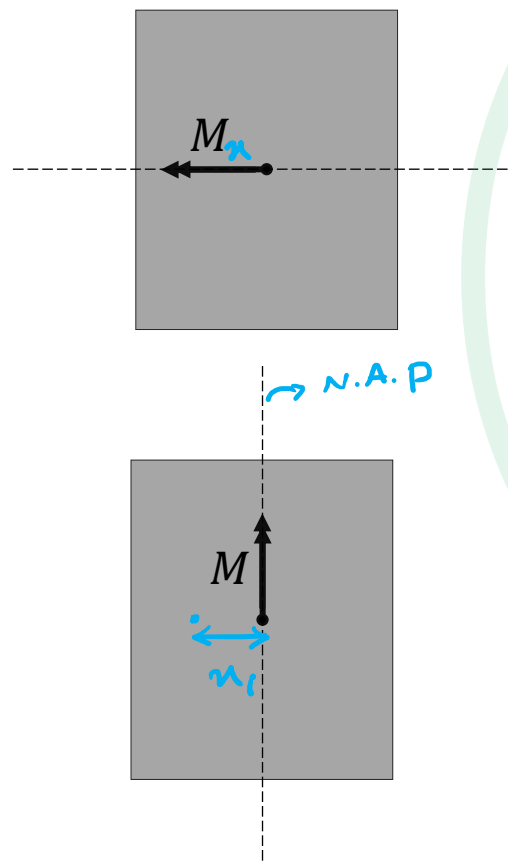
$$(M_y)_n = S_n \cdot F_y \quad S_n = \frac{I_n}{y}$$

$$(M_y)_y = S_y \cdot F_y \quad S_y = \frac{I_y}{n}$$



سبزسازه





$$M_p = Z_x F_y$$

$$Z_x = \sum A_i \underline{y_i}$$

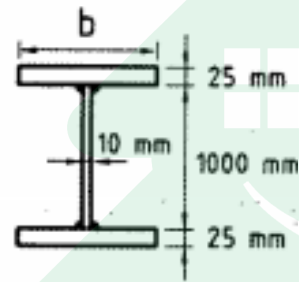
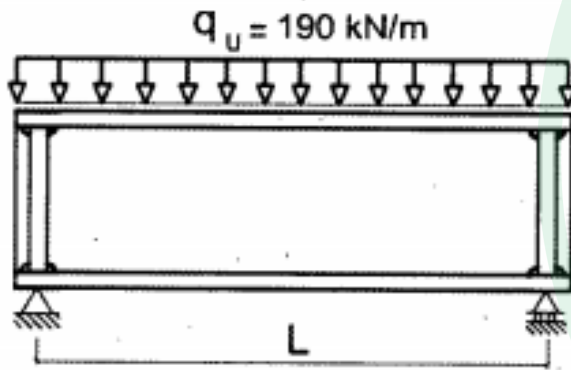
$$M_p = \underline{Z_y} F_y$$

$$Z_y = \sum A_i x_i$$

سبزسازه



۱۹- در تیر شکل زیر سخت‌کننده‌های عرضی فقط در محل تکیه‌گاه‌ها تعبیه شده‌اند. بدون توجه به لزوم تعبیه سخت‌کننده‌های عرضی در طول تیر و فقط براساس کنترل برش، حداکثر طول مجاز تیر برحسب متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید وزن واحد طول تیر در q_u لحاظ شده است. $F_y = 240 \text{ MPa}$)



- (1) 14
- (2) 8
- (3) 9
- (4) 10.5

سبزسازه



حل: مطابق بند ۱۰-۲-۶-۲-۱:

$$k_v = 5.34$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1000}{10} = 100 \geq 1.1 \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}} = 1.1 * \sqrt{\frac{5.34 * 2 * 10^5}{240}} = 73.38 \rightarrow C_{v1} = \frac{1.1 \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$= \frac{73.38}{100} = 0.734$$

$$V_u \leq \phi_v * V_n$$

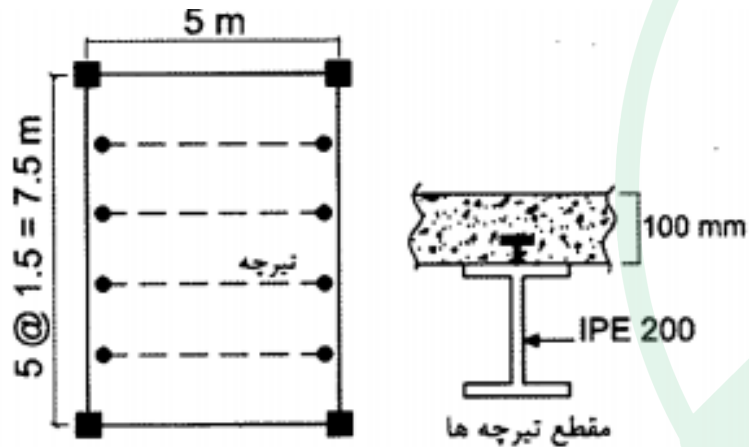
$$\frac{190 * L}{2} \leq 0.9 * 0.6 * 240 * 1050 * 10 * 0.734$$

$$\rightarrow L \leq 10514mm = 10.5m$$

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

سبزسازه

۲۰- در شکل زیر پلان یک ساختمان فولادی با تیرچه‌های مختلط نشان داده شده است. اگر ضخامت دال بتنی تخت برابر 100 میلی‌متر و مقطع تیرچه‌های مختلط از IPE200 باشد و تیرچه‌های دارای عملکرد مختلط کامل باشند. آنگاه براساس روش توزیع پلاستیک تنش، مقاومت خمشی طراحی تیرچه‌های مختلط بر اساس روش $LRFD$ برحسب $KN.m$ به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟
 $F_y = 240 \text{ Mpa}$, $f_c = 25 \text{ Ma}$, $W_c = 2500 \text{ kg/m}^3$



$$b_e = \lambda \left(\min \left(\frac{L_u}{\lambda}, \frac{S}{\lambda} \right) \right)$$

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

- 128 (1)
- 48 (2)
- 96 (3)
- 115 (4) ✓

مطابق بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ الف ۱ و شکل ۱۰-۲-۸-۲:

$$T = A_s F_y = 2850 \times 240 = 684 \text{ kN}$$

ظرفیت کششی پروفیل فولادی

$$C = 0.185 F_c A_c = 0.185 \times 25 \times 1250 \times 100 = 245415 \text{ kN} > T$$

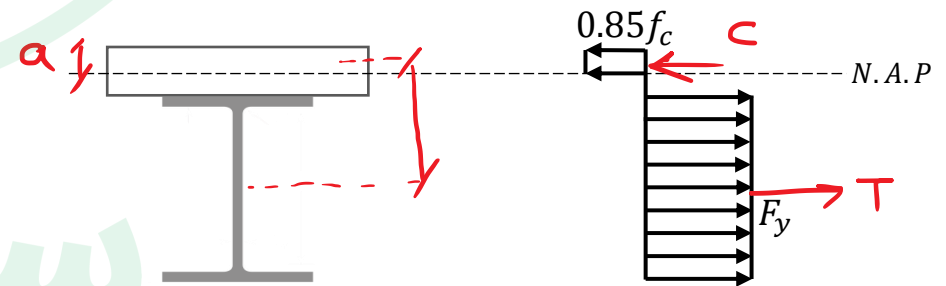
ظرفیت فشاری دال بتنی



$$A_s F_y = 0.185 F_c (b_e \times a) \rightarrow a = \frac{2150 \times 240}{0.185 \times 250 \times 240} = 25, 75$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s F_y \left(100 + 100 - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 2150 \times 240 \left(100 + 100 - \frac{25, 75}{2} \right) = 115 \text{ kNm}$$

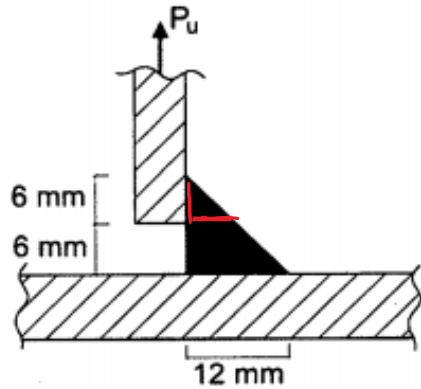
بنابراین گزینه ۴ صحیح است.



سبزسازه



۲۱- به لحاظ محاسباتی، ضخامت گلوگاه موثر جوش گوشه نشان داده شده در شکل زیر برحسب میلی‌متر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



$$t_e = 0.707a = 0.707 \times 6 = 4.2 \text{ mm}$$

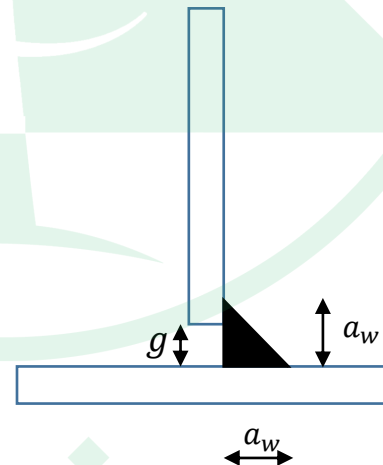
8.5 (1)

4.2 (2) ✓

5.4 (3)

6.0 (4)

مطابق بند ۱۰-۲-۹-۲-۲-الف و شکل ۱۰-۲-۹-۲-۹:



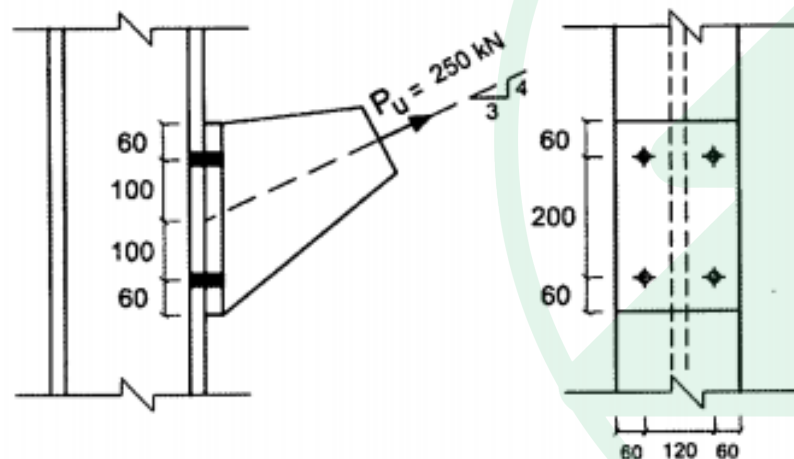
$$a_{weq} = a_w - g$$

$$t_e = 0.707(a_w - g)$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.



۲۲- در اتصال اتکایی شکل زیر قطر پیچ‌ها برابر 20 میلی‌متر و پیچ‌ها از نوع 8.8 هستند. مقاومت کششی طراحی هریک از پیچ‌ها به روش *LRFD* برحسب KN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید سطح برش پیچ‌ها از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد. (ابعاد به میلی‌متر است).



- (1) 85
- (2) 190
- (3) 140
- (4) 100

سبزسازه



حل: مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-۴ و جدول ۱۰-۱-۵:

ابتدا این موضوع چک می شود که آیا نیاز به در نظر گرفتن اندرکنش نیروها می باشد یا خیر. مطابق توضیحات زیر:

اگر هر دو شرط زیر تواما برقرار باشد اثر اندر کنش باید لحاظ گردد:

شرط اول:

$$\frac{f_{ut}}{0.75F_{nt}} > 0.3$$

شرط دوم:

$$\frac{f_{uv}}{0.75F_{nv}} > 0.3$$

اگر یک یا دو مورد از شرایط فوق برقرار نباشد نیاز به در نظر گرفتن رابطه اندرکنش نیروها نیست.

به ادامه حل تست می پردازیم:

کنترل شرط اول:

$$f_{ut} = \frac{250 * 1000 * \frac{3}{5}}{4 * 3.14 * \frac{20^2}{4}} = 119.43 \text{ mpa}$$

$$\frac{f_{ut}}{0.75F_{nt}} = \frac{119.43}{0.75 * 0.75 * 800} = 0.266 > 0.3 \quad N.ok$$

کنترل شرط دوم:

$$f_{uv} = \frac{250 * 1000 * \frac{4}{5}}{4 * 3.14 * \frac{20^2}{4}} = 159.24 \text{ mpa}$$

$$\frac{f_{uv}}{0.75 F_{nv}} = \frac{159.24}{0.75 * 0.45 * 800} = 0.589 > 0.3 \quad \text{ok}$$

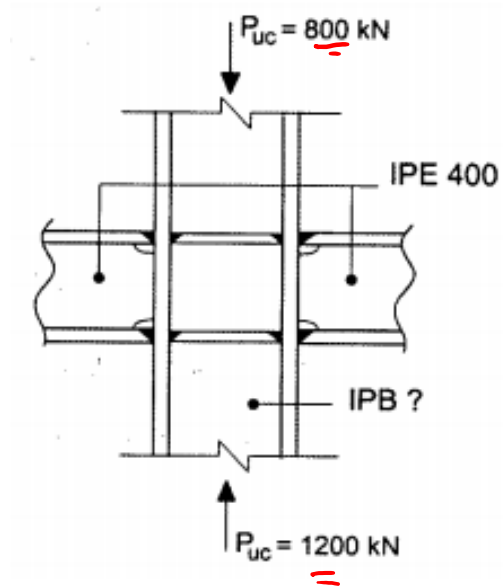
$$\begin{aligned} \phi * F_{nt} &= 0.75 F_{nt} * A_{nb} \\ &= 0.75 * 0.75 * 800 * 314 * 10^{-3} = 141.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

در نتیجه نیاز به نوشتن رابطه اندرکنش نیست.

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه

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



- (1) IPE 320
- (2) IPE 400
- (3) IPE 360
- (4) IPE 340

سبزسازه



$$\alpha_s = 1$$

مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۶:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1 \rightarrow \frac{\sum M_{pc}}{1 \times (C_{pr} \times R_y \times Z \times F_y)} > 1 \rightarrow \sum M_{pc} > 1 (1.4 \times 1.4 \times 1.35 \dots \times 1.4 = 1053 \text{ kN.m})$$

$$\sum M_{pc} = Z_c \left(F_y - \frac{100 \times 10^4}{A_g} \right) + Z_c \left(F_y - \frac{1200 \times 10^4}{A_g} \right) = Z_c \left(2 \times F_y - \frac{2 \times 10^4}{A_g} \right)$$

$$I_{PB} 320 \rightarrow \sum M_{pc} = 4149000 \left(2 \times 240 - \frac{2 \times 10^4}{14100} \right) = 724 \text{ kN.m}$$

$$I_{PB} 340 \rightarrow \sum M_{pc} = 2401000 \left(2 \times 240 - \frac{2 \times 10^4}{17100} \right) = 874 \text{ kN.m}$$

$$I_{PB} 340 \rightarrow \sum M_{pc} = 2483000 \left(2 \times 240 - \frac{2 \times 10^4}{18100} \right) = 991 \text{ kN.m}$$

$$I_{PB} 400 \rightarrow \sum M_{pc} = 3233000 \left(2 \times 240 - \frac{2 \times 10^4}{19800} \right) = 1225 \text{ kN.m} > 1053 \quad \checkmark$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.



۲۴- یک تیر فولادی دو سرساده به طول $5m$ تحت اثر بار مرده گسترده یکنواخت q_D برابر 3 kN/m واقع شده است. برای آنکه این تیر از منظر ارتعاش قابل قبول تلقی شود، کدام یک از مقاطع زیر باید به عنوان حداقل شماره مقطع تیر انتخاب شود؟ (از وزن واحد طول تیر صرف نظر نموده و فرض کنید تیر مذکور سطوح بزرگ خالی از تیغه بندی را تحمل می نماید. تیر متعلق به یک ساختمان مسکونی است . شدت بار زنده در محاسبات ناچیز فرض شود). (با اصلاح)

۱) $IPE240$

۲) $IPE270$

۳) $IPE180$

۴) $IPE220$

سبزسازه

حل: مطابق بند ۱۰-۲-۴ و جدول ۱۰-۲-۱:

$$q_D = 3 \text{ kN/m}$$

$$\Delta_{is} = \frac{5}{384} * \frac{(q_D) * L^4}{EI}$$
$$= \frac{5}{384} * \frac{(3) * 5000^4}{2 * 10^5 * I} = \frac{122070312.5}{I}$$

$$0.18 \sqrt{\frac{9810}{\frac{122070312.5}{I}}} \geq 5$$

$$\frac{9810I}{122070312.5} \geq 771.6$$

$$I \geq 9601433 \text{ mm}^4$$

$$I_{IPE180} = 13200000 \geq 9601433 \text{ mm}^4$$

با مراجعه به جدول اشتایل:

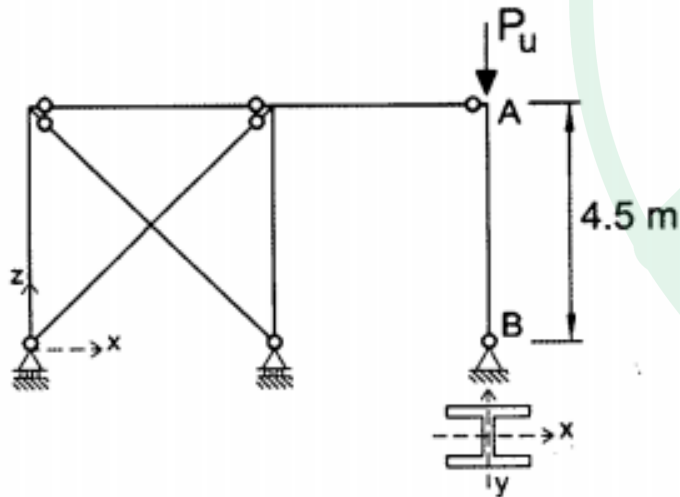
بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه

۲۵- در قاب شکل زیر، مقدار حداکثر P_u وارد بر ستون AB با توجه به کمانش خمشی در صفحه قاب بر حسب کیلونیوتن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (روش $LRFD$ مد نظر است).

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

$$E = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}, r_x = 180 \text{ mm}, r_y = 30 \text{ mm}, k_x = k_y = 1$$



$$\lambda = \frac{kL}{r} \rightarrow \lambda_y = \left(\frac{kL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 4500}{30} = 150$$

$$P_u < \phi P_n = \phi F_{cr} A_g$$

$$\lambda_y = 150 > \phi_{cr} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.97 \rightarrow F_{cr} = 0.177 F_c = 72.17 \text{ Mpa}$$

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^5}{150^2} = 171.24 \text{ Mpa}$$

$$P_u < \phi P_n = 0.9 \times 72.17 \times 2400 = 442.7$$

نکته مهم: در کل این سازه ناپایدار می باشد.

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.

403 (1)

547 (2)

492 (3)

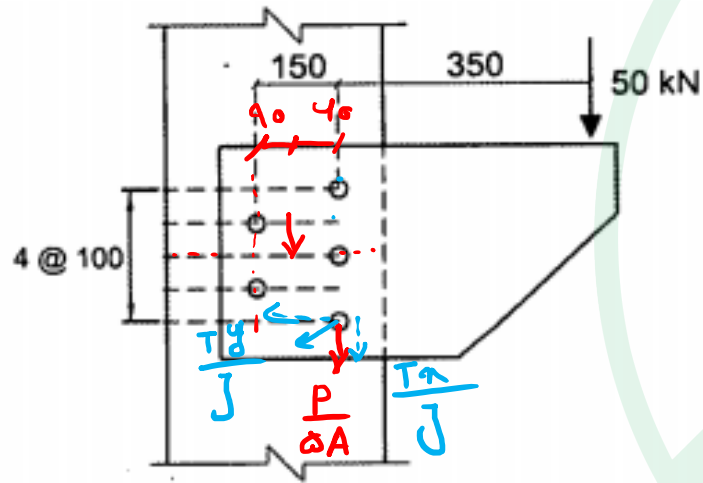
443 (4)

مطابق بند ۱۰-۲-۴-۳:



$$A = \frac{\pi}{4} (12)^2 = 200 \text{ mm}^2$$

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



$$F = \sqrt{\left(\frac{P}{\delta A} + \frac{T_x}{J}\right)^2 + \left(\frac{T_y}{J}\right)^2}$$

$$\bar{x} = \frac{\sum A_i \bar{x}_i}{\sum A_i} = \frac{2A_b \times 0 + 4A_b (150)}{6A_b} = 90 \text{ mm}$$

$$T = 50 \times (350 + 70) = 20,5 \text{ kN m}$$

$$J = I_x + I_y = \int x^2 dA + \int y^2 dA = 2A_b (90^2 + 100^2) + 4A_b (70^2 + 200^2) + A_b (70^2) = 127000 A_b = 254 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\frac{P}{\delta A} = \frac{50 \times 10^3}{5 \times 200} = 50$$

$$\frac{T_y}{J} = \frac{(20,5 \times 10^4) (200)}{254 \times 10^6} = 121,4$$

$$\frac{T_x}{J} = \frac{(20,5 \times 10^4) (70)}{254 \times 10^6} = 41,42$$

$$F = \sqrt{(50 + 41,42)^2 + 121,4^2} = 189 \text{ Mpa}$$

16 (1)

26 (2)

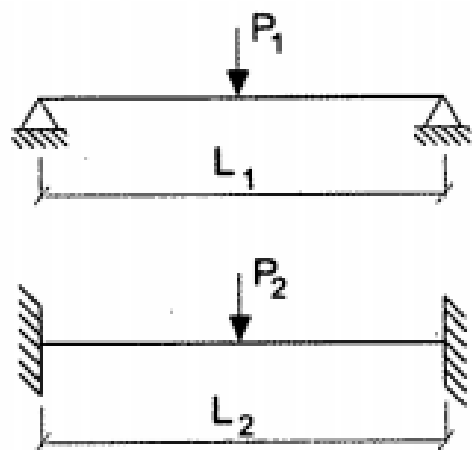
217 (3)

189 (4) ✓

بنابراین گزینه ۴ صحیح است.



۲۷- در شکل زیر فرض کنید مقادیر مقاومت خمشی اسمی (M_n) هر دو تیر فولادی (۱) و (۲) یکسان است. به ازای چه نسبتی از L_1 به L_2 مقادیر مقاومت خمشی مورد نیاز و خیز حداکثر هر دو تیر یکسان خواهد بود. همچنین فرض کنید بارهای P_1 و P_2 به وسط دهانه اعمال شده‌اند و مقطع هر دو تیر یکسان است.



①

②

$$\left(\frac{PL}{k}\right)_1 = \left(\frac{PL}{k}\right)_2 \rightarrow P_1 = \frac{L_2}{2L_1} P_2$$

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

$$\rightarrow \frac{L_1^2}{96} = \frac{L_2^2}{192} \rightarrow \frac{L_1}{L_2} = \frac{\sqrt{2}}{2}$$

نسبت مورد نیاز دو تیر

خیز دو تیر

(1) 2

(2) $\frac{\sqrt{2}}{2}$ ✓

(3) $\sqrt{2}$

(4) $\frac{1}{2}$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



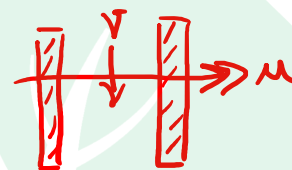
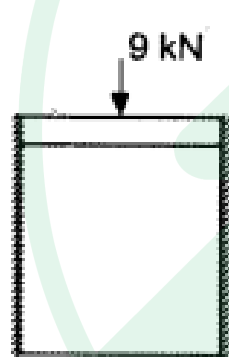
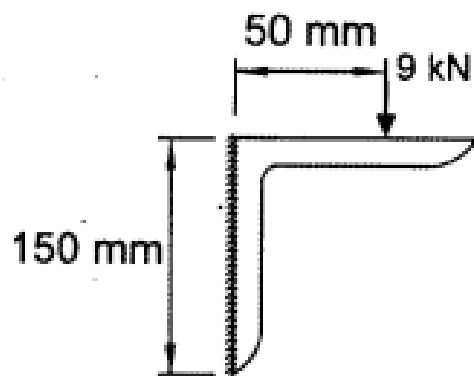
۲۸- حداکثر تنش براساس روش الاستیک، بر حسب Mpa در جوش اتصال ساده با نبشی نشیمن انعطاف پذیر به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ te برابر واحد فرض شود همچنین در محاسبات فقط جوش در نظر گرفته شود و از تاثیر اتکا نبشی صرف نظر شود.

(1) 134

(2) 60

(3) 67 ✓

(4) 90



$$F_v = \frac{V}{A} = \frac{9 \times 10^3}{2(1 \times 150)} = 30 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_m = \frac{M}{S} = \frac{(9 \times 10^3 \times 50)}{2 \times \frac{150^2}{4}} = 40 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_u = \sqrt{30^2 + 40^2} = 50 \text{ Mpa}$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.



$$\frac{F_u}{F} (20)^2 = 314 \text{ mm}^2$$

۲۹- نسبت مقاومت برشی طراحی با عملکرد لغزش بحرانی به مقاومت برشی طراحی با عملکرد اتکایی یک پیچ M20 از نوع A325 حدودا چقدر است؟
(فرض می شود که سطح برش در داخل ناحیه دندانه شده قرار دارد، سوراخ استاندارد است، وضعیت سطحی دو ورق اتصال یافته کلاس B بوده و از ورق پرکننده استفاده نشده است. تعداد صفحات لغزش یک می باشد.) (در هر دو حالت روش LRFD مد نظر است.)

$$\phi R_{nv} = 0.75 \times F_{nv} A_{nb} = 0.75 \times (0.45 \times 800) \times 314 = 84,78 \text{ kN}$$

بر اساس معادله اساسی

0.95 (1) ✓

0.85 (2)

0.57 (3)

1.07 (4)

بر اساس مقاومت لغزش بحرانی:

$$\phi R_{nv} = \phi \mu D_u h_f T_b n_s = 1 \times 0.75 \times 1.13 \times 1 \times 142 \times 1 = 101,23 \text{ kN}$$

$$\frac{101,23}{84,78} = 0.95$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه



بر اساس بند ۵-۳-۹-۲-۱۰ و بند ۳-۳-۹-۲-۱۰ و جدول ۵-۹-۲-۱۰ و جدول ۵-۱-۱۰:

جدول ۵-۱-۱۰: مشخصات مکانیکی پیچ‌ها^۱

نوع پیچ	ISIRI 2874 EN-ISO 898	ASTM	تنش تسلیم مشخصه (F_y) (MPa)	تنش کششی نهایی (F_u) (MPa)	گرفتگی نهایی (δ_u) (%)
پیچ‌های معمولی	4.6	A307	240	400	22
	4.8	—	320	420	14
	5.6	—	300	500	20
	5.8	—	400	520	10
	6.8	—	480	600	8
پیچ‌های یرمقاومت	8.8	A325 F1852	کاربرد ندارد	800	12
	10.9	A490 F2280	کاربرد ندارد	1000	9
	12.9	—	کاربرد ندارد	1200	8

جدول ۵-۹-۲-۱۰: حداقل نیروی پیش‌تنیدگی (T_d) در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی

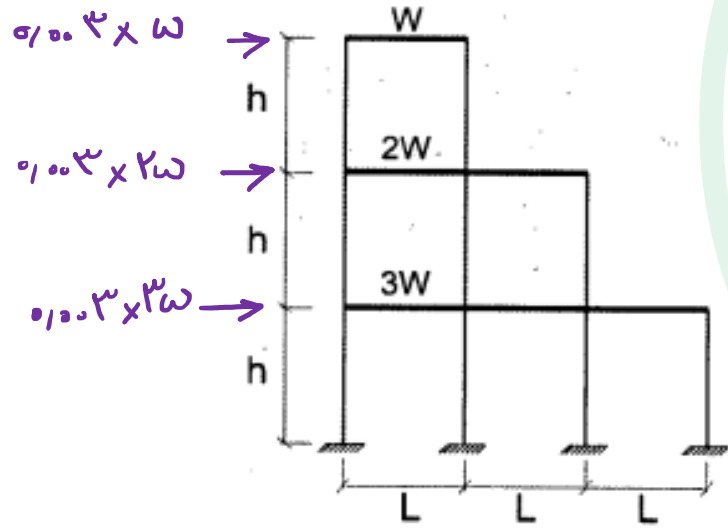
قطر اسمی پیچ (بر حسب میلی‌متر)	پیچ‌های نوع A325 مطابق استاندارد ASTM و 8.8 مطابق استانداردهای ISIRI و EN	پیچ‌های نوع A490 مطابق استاندارد ASTM و 10.9 مطابق استانداردهای ISIRI و EN
M16	91 kN	114 kN
M20	142 kN	179 kN
M22	176 kN	221 kN
M24	205 kN	257 kN
M27	267 kN	334 kN
M30	326 kN	408 kN
M36	475 kN	595 kN

سبزسازه



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

$$N_i = 0.0028_i + 0.0018_i = 0.0034_i$$



- (1) 0.003w
- (2) 0.018w ✓
- (3) 0.012w
- (4) 0.002w

$$F_{\text{برش پایه}} = 0.009w + 0.006w + 0.003w = 0.018w$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



۱۰-۲-۱-۵-۱ ملاحظات نواقص هندسی اولیه

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق مدل کردن این نواقص در تحلیل مرتبه دوم سازه انجام پذیرد. در سازه‌هایی که بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، به‌جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدل‌سازی، می‌توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال نمود:

$$N_i = 0.002Y_i \quad (10-2-1)$$

که در آن:

N_i = بار جانبی فرضی در طبقه i ام

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

(۳) وقتی از روش بار جانبی فرضی برای مدل‌سازی نواقص هندسی اولیه استفاده شده است، به‌جای

استفاده از T_b متغیر در رابطه ۱۰-۲-۱-۳ به منظور کاهش اضافی سختی خمشی اعضا، می‌توان

مقدار T_b را برای کلیه نسبت‌های $\frac{P_r}{P_y}$ برابر یک فرض کرد، مشروط بر اینکه یک بار جانبی فرضی

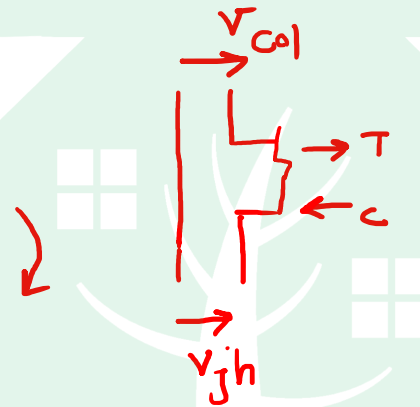
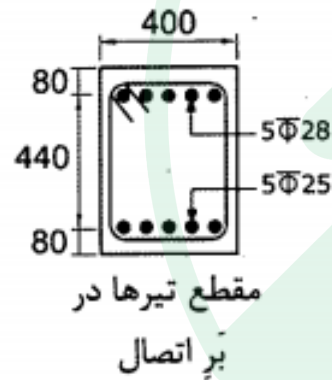
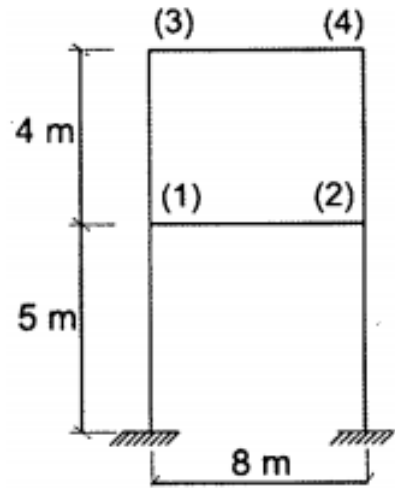
اضافی برابر $0.001Y_i$ به کلیه طبقات ساختمان اعمال شود. این بار جانبی فرضی اضافی باید در

کلیه ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه

در نظر گرفته شود. مورد ۲ از بند ۱۰-۲-۱-۵-۱ شامل این بار جانبی اضافی نمی‌شود.



۳۱- شکل زیر یک قاب ساختمانی بتنی با سیستم قاب خمشی بتن آرمه ویژه را نشان می‌دهد. ابعاد مقطع تیرها 400*600mm و ابعاد مقطع ستون‌ها 600*600mm است. اگر مقدار نیروی برشی ستون‌های طبقه دوم (ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها) برابر 340kN باشد، آنگاه نیروی برشی نهایی موثر در بحرانی ترین اتصال طبقه اول (گره‌های ۱ و ۲) بر حسب KN به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (میلگردها از رده S400 و بتن از رده C30 بوده و ابعاد مقطع تیرها به میلی‌متر است).



$$V_{jh} = C - V_{col} \quad C = T$$

$$V_{jh} = T - V_{col}$$

- | | |
|------|-------|
| 1200 | (1) ✓ |
| 1880 | (2) |
| 1570 | (3) |
| 1540 | (4) |

$$\rightarrow V_{jh} = 1.25f_y * A_s - V_{col} = 1.25 * 400 * 5 * \pi * \frac{28^2}{4} - 340 * 10^3 = 1199.38 \text{ kN}$$

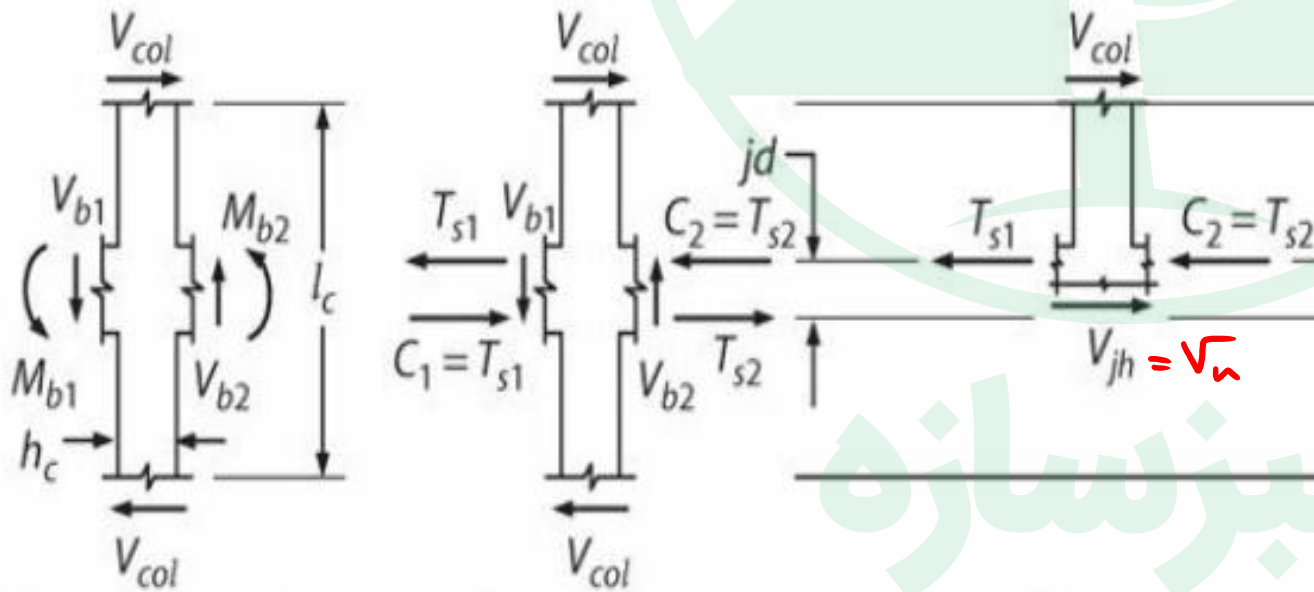
سبزسازه



۹-۲۰-۶-۵-۴ مقاومت برشی ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون

۹-۲۰-۶-۵-۴-۱ نیروی برشی در اتصال تیر به ستون باید در صفحه‌ی افقی وسط ارتفاع این اتصال و بر اساس نیروهای محاسبه شده در بر گره، با توجه به نیروهای فشاری و کششی در تیرها که مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۲ به دست آمده، و نیروی برشی در ستون‌ها در تطابق با مقاومت خمشی محتمل تیرها، M_{pr} ، محاسبه گردد.

۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه‌ی اتصال باید با فرض تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه شوند.



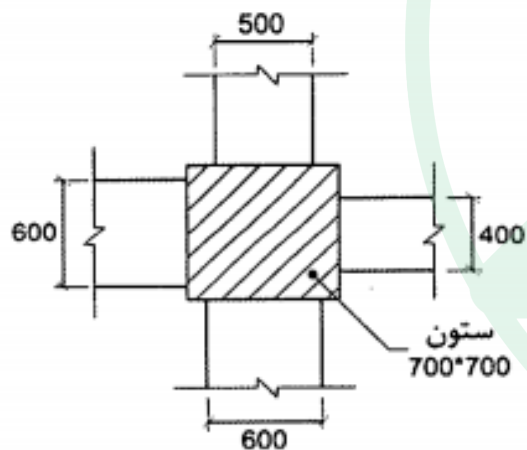
$$V_u = T_1 + C_2 - V_{c1}$$

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{c1}$$



۳۲- شکل زیر اتصال چهار تیر بتنی با مقاطع به ابعاد 400×400 ، 500×500 ، 600×600 به یک ستون با مقطع 700×700 mm را نشان می‌دهد. در خصوص این اتصال کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

- (1) اتصال در صورتی از چهار سمت محصورشده تلقی می‌شود که مقاومت فشاری بتن تیر بیش از مقاومت فشاری بتن ستون باشد.
- (2) اتصال از سه سمت محصورشده محسوب نمی‌شود.
- (3) اتصال از دو سمت مقابل محصورشده محسوب می‌شود.
- (4) اتصال از چهار سمت محصورشده محسوب می‌شود.



سبزسازه



حل:

با توجه به تعریف جدید محصورشدگی در آیین نامه ۹۹، گزینه های این تست مناسب برای این سوال نیست، در آیین نامه جدید محصورشدگی را در دو راستای متعامد بررسی می کنیم:
برای برش در راستای چپ به راست داریم:

$$\frac{3}{4} * 700 = 525 > 500 \text{ Not ok}$$

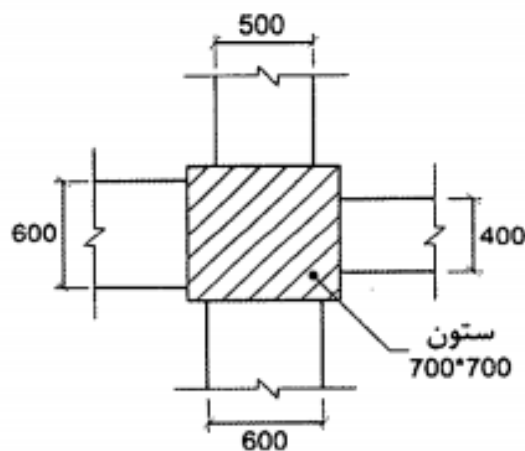
$$\frac{3}{4} * 700 = 525 \leq 600 \text{ ok}$$

پس اتصال برای برش در راستای چپ به راست شرایط محصورشدگی را ندارد.
برای برش در راستای بالا به پایین داریم:

$$\frac{3}{4} * 700 = 525 > 400 \text{ Not ok}$$

$$\frac{3}{4} * 700 = 525 \leq 600 \text{ ok}$$

پس اتصال برای برش در راستای بالا به پایین شرایط محصورشدگی را ندارد.



سبزسازه



۳۳- یک تیر بتنی دو سر ساده تحت بار گسترده یکنواخت مرده 50kN/m قرار دارد. تحت این بارگذاری، ممان اینرسی موثر مقطع (I_e)، 5 درصد بیش از ممان اینرسی مقطع ترک خورده (I_{cr}) بوده و تغییر شکل آنی در وسط دهانه 14.5mm است. اگر علاوه بر بار مرده مذکور، بار گسترده یکنواخت زنده برابر 25kN/m نیز به تیر اعمال شود. **آنگاه تغییر شکل آنی در وسط دهانه ناشی از بار زنده، به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟**

$\Delta_D = 14.5\text{mm}$
 $I_{eD} = 1.05I_{cr}$
 $\Delta_L = ?$
 $\Delta_{L+D} - \Delta_D = \Delta_L$

- 8mm (1) ✓
- 23mm (2)
- 13mm (3)
- 10mm (4)

$$I_{eD} = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_{aD}}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)} = 1.05I_{cr} \rightarrow \frac{1}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_{aD}}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)} = 1.05 \rightarrow 1 - \left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_{aD}}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right) = 0.95$$

$$\rightarrow \left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_{aD}}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right) = 0.05$$

سبزسازه



$$q_{D+L} = 50 + 25 = 75 = 1.5q_D \rightarrow M_{aD+L} = 1.5M_{aD}$$

$$I_{eD+L} = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_{aD+L}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)} = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{1.5M_{aD}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)} = \frac{I_{cr}}{1 - \frac{1}{1.5^2} \left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_{aD}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)}$$

$$= \frac{I_{cr}}{1 - \frac{1}{1.5^2} * 0.05} = 1.022I_{cr}$$

$$\Delta = \frac{5ql^4}{384EI_e} \rightarrow \frac{\Delta_{D+L}}{\Delta_D} = \frac{q_{D+L}}{q_D} \times \frac{I_{eD}}{I_{eD+L}} = \frac{1.5q_D}{q_D} \times \frac{1.05I_{cr}}{1.022I_{cr}} = 1.541 \rightarrow \Delta_{D+L} = 22.34 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D = 22.34 - 14.5 = 7.84 \text{ mm}$$



$$\Delta_{\text{آنی}} \propto \frac{1}{EI_e}$$

۹-۱۹-۲-۱ تغییر مکان آنی اعضا را می‌توان با استفاده از روش‌های معمول تحلیل سازه‌ها و روابطی که بر اساس رفتار خطی مصالح تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها و روابط، مقدار E_c بر اساس ضوابط بند ۹-۳-۶ تعیین شده و از ممان اینرسی مؤثر استفاده می‌گردد.

جدول ۹-۱۹-۱ ممان اینرسی مؤثر، I_e

لنگر سرویس	ممان اینرسی مؤثر، I_e
$M_a \leq \frac{2}{3} M_{cr}$	I_g
$M_a > \frac{2}{3} M_{cr}$	$\frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} M_{cr}}{M_a} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)}$

سبزه‌سازه



جدول ۹-۱۵-۱ محل مقطع بحرانی اعضای متکی به شالوده

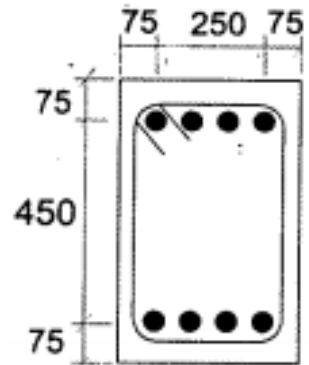
عضو متکی	محل مقطع بحرانی
ستون یا ستون پایه	بر ستون یا ستون پایه
ستون با کف ستون فولادی	وسط فاصله‌ی بر ستون و لبه‌ی کف ستون فولادی
دیوار بنی	بر دیوار
دیوار مصالح بنایی	وسط فاصله‌ی مرکز و بر دیوار بنایی

۹-۱۵-۲-۶-۳ ستون‌ها یا ستون پایه‌های بتنی با مقطع دایره یا چند ضلعی منظم را می‌توان به عنوان اعضای با مقطع مربعی با مساحت معادل برای محاسبه‌ی محل‌های مقاطع بحرانی لنگر، برش و طول مهارب میلگرد منظور نمود.

سبزسازه



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



- (1) 57
- (2) 357
- (3) 257
- (4) 157

سبزسازه



۹-۸-۱-۳ ابعاد مقطع باید طوری انتخاب شوند که رابطه‌ی زیر برآورده شود.

$$V_u \leq \phi \left(V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d \right) \quad (۹-۸-۹)$$

که در آن b_w و d به ترتیب عرض جان و عمق موثر مقطع هستند.

۹-۸-۶-۲-۳ ابعاد سطح مقطع باید طوری تعیین شوند که رابطه‌های زیر تامین گردند:

الف- برای مقاطع توپر:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) \quad (۹-۸-۳۱-الف)$$

ب- برای مقاطع تو خالی:

$$\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) \quad (۹-۸-۳۱-ب)$$

سبزسازه



حل:

$$V_u = 0.5\phi V_{nmax} = 0.5\phi(V_c + 0.66\sqrt{f_c}b_wd) = 0.5 * 0.75 * (0.17 + 0.66)\sqrt{f_c}b_wd \\ = 1.556b_wd$$

$$p_h = 2 * ((250 + 25 + 10) + (450 + 25 + 10)) = 1540 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = (250 + 25 + 10) \times (450 + 25 + 10) = 138225 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_wd}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \leq \frac{\phi(V_c + 0.66\sqrt{f_c}b_wd)}{b_wd} \rightarrow \sqrt{(1.556)^2 + \left(\frac{T_u * 1540}{1.7 * 138225^2}\right)^2} \leq 3.112$$

$$\rightarrow T_u \leq 56.84 \text{ kN.m}$$

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



۳۶- در یک تیر بتنی با مقطع مربعی شکل که تحت اثر **برش** و **خمشی** قرار دارد، نسبت **حداکثر نیروی برشی مقاوم** ^{۷۶} تامین شده (قابل قبول) توسط فولادهای برشی به نیروی برشی مقاوم تامین شده **توسط بتن** به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (بتن از **رده** C30 و میلگردها از نوع S400 است. برای تعیین نیروی برشی مقاوم تامین شده توسط بتن استفاده از روابط با **جزئیات دقیقتر مدنظر نیست**.)

- 1.25 (1)
- 3.25 (2)
- 3.85 (3) ✓
- 2.0 (4)

$$\frac{\phi V_{smax}}{\phi V_c} = \frac{\phi V_{nmax} - \phi V_c}{\phi V_c} = \frac{\phi 0.66 \sqrt{f_c} b_w d}{\phi 0.17 \sqrt{f_c} b_w d} = 3.88$$

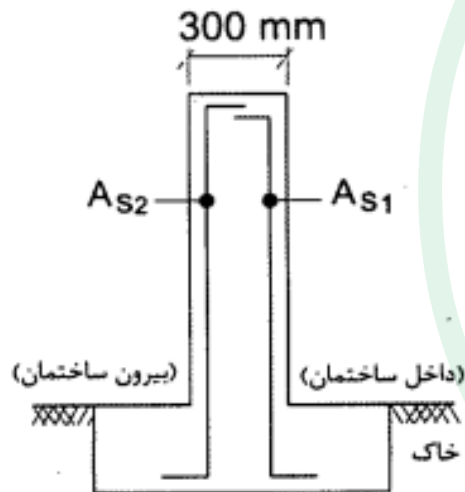
۹-۸-۳ ابعاد مقطع باید طوری انتخاب شوند که رابطه‌ی زیر برآورده شود.

$$V_u \leq \phi (V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d) \quad (9-8-9)$$

که در آن b_w و d به ترتیب عرض جان و عمق موثر مقطع هستند.



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



$$A_{S1}=150\text{mm}^2/\text{m}, A_{S2}=150\text{mm}^2/\text{m} \quad (1)$$

$$A_{S1}=225\text{mm}^2/\text{m}, A_{S2}=225\text{mm}^2/\text{m} \quad (2) \quad \checkmark$$

$$A_{S1}=200\text{mm}^2/\text{m}, A_{S2}=200\text{mm}^2/\text{m} \quad (3)$$

$$A_{S1}=150\text{mm}^2/\text{m}, A_{S2}=250\text{mm}^2/\text{m} \quad (4)$$

سبزسازه



۹-۱۳-۶-۲ در مواردی که برای برش داخل صفحه $V_u \leq 0.50\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ است، حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور طولی به مساحت کلی مقطع، ρ_l ، و حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور عرضی به مساحت کل مقطع، ρ_t ، باید بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۳-۶-۱ و ۹-۱۳-۶-۲ تعیین شوند.

۹-۱۳-۶-۱-۲ حداقل ρ_l برای آرماتورهای مختلف به شرح زیر است:

الف- برای آرماتورهای آجدار با قطر ۱۶ میلی متر و کمتر و با تنش تسلیم مساوی و یا بیش تر از ۴۲۰ مگاپاسکال: ۰/۰۰۱۲

ب- برای آرماتورهای آجدار با قطر ۱۶ میلی متر و کمتر و با تنش تسلیم کمتر از ۴۲۰ مگاپاسکال: ۰/۰۰۱۵

پ- برای آرماتورهای آجدار با قطر بیش تر از ۱۶ میلی متر: ۰/۰۰۱۵

ت- برای شبکه های سیمی جوش شده: ۰/۰۰۱۲

ث- در دیوارهای پیش ساخته با شبکه های میلگرد یا سیم جوش شده: ۰/۰۰۱۰

طبق بند ۹-۱۳-۶-۱:

$$\rho_{min} = 0.0015$$

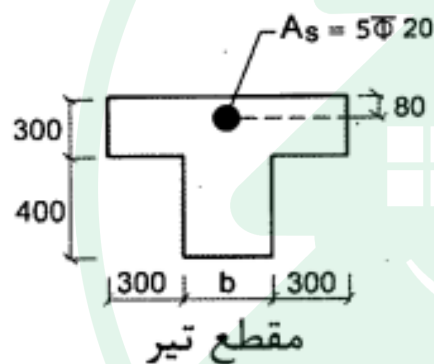
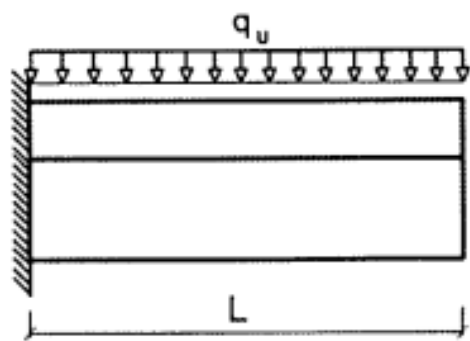
$$A_{smin} = 0.0015 * 300 * 1000 = 450 \text{ mm}^2$$

$$A_{S1} + A_{S2} = 225 + 225 = 450 \text{ mm}^2$$

در نتیجه پاسخ گزینه ۲ می باشد:



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



$$\rho_{min} = \frac{A_s}{b_e d} > \max \left(\frac{0.125 \sqrt{f_c}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right)$$

$\swarrow$ f_y $\swarrow$ f_y
 $\searrow$ $3,125 \times 10^{-3}$ $\searrow$

- 360mm (1✓)
- 125mm (2)
- 180mm (3)
- 250mm (4)

$$\frac{0.125 \times 10^3}{b_e \times d} > 0.0035 \rightarrow b_e < 723 \text{ mm}$$

$$b_e = \min(200 + b, 2b) < 723 \rightarrow b < 341 \text{ mm}$$

سبزسازه



۹-۱۱-۵-۲ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کم‌تر باشد؛ به جز موردی که در ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۳ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جایگزینی با کمترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

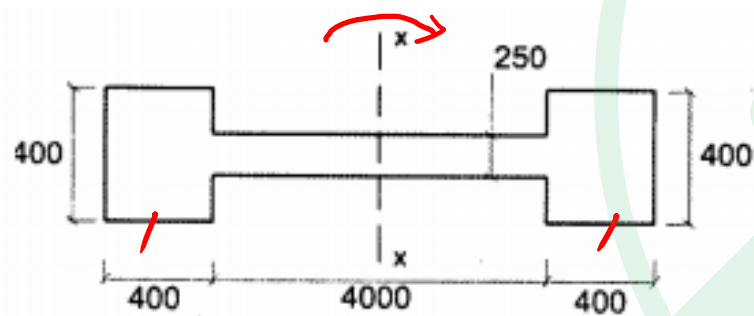
$$0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d \quad (۹-۱۱-۱-الف)$$

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d \quad (۹-۱۱-۱-ب)$$

سبزسازه



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



$$F_{\text{مشری}} = \frac{M}{\gamma_f} + \frac{N_u}{\gamma} = \frac{7000}{1.4} + \frac{150}{2} = 1444 kN$$

12φ16 (1)

12φ20 (2)

12φ18 (3)

12φ22 (4) ✓

$$F_{\text{کششی}} = \frac{M}{\gamma_f} - \frac{N_u}{\gamma} = \frac{7000}{1.4} - \frac{150}{2} = 1517 kN$$

$$12 \times \pi \times 16^2 = 2412 \text{ mm}^2 \quad (1)$$

$$12 \times \pi \times 20^2 = 3770 \text{ mm}^2 \quad (2)$$

$$12 \times \pi \times 18^2 = 3053 \text{ mm}^2 \quad (3)$$

$$12 \times \pi \times 22^2 = 4521 \text{ mm}^2 \quad (4)$$

سبزه‌سازه



$$A_g = 400 * 400 = 160000$$

$$P_u \leq \phi P_n = \phi * 0.8 * (0.85f_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

$$\rightarrow 1666 * 10^3 \leq 0.65 * 0.8 * (0.85 * 25 * (160000 - A_{st}) + 400 A_{st}) \rightarrow 1666 * 10^3 \leq 1768000 + 196.95 A_{st}$$

پس در فشار نیاز به آرماتور نیست.

$$T_u \leq \phi T_n = \phi f_y A_{st} \rightarrow 1516 * 10^3 \leq 0.9 * 400 * A_{st} \rightarrow A_{st} = 4211.1 \text{ mm}^2 \rightarrow 12\Phi 22$$

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



۳-۳-۸-۹ حداکثر مقاومت فشاری محوری

۳-۳-۸-۹-۱ به منظور در نظر گرفتن خروج از محوری اتفاقی، مقاومت فشاری اسمی، P_n ، نباید از $P_{n,max}$ ، مطابق رابطه‌های زیر تجاوز کند.

- برای ستون با تنگ بسته:

$$P_{n,max} = 0.8P_0 \quad (۳-۳-۸-۹-الف)$$

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (۳-۳-۸-۹-ب)$$

که در آن A_g مساحت سطح مقطع کل و A_{st} سطح مقطع فولادهای طولی است. در این رابطه مقدار f_y به ۵۵۰ مگاپاسکال محدود می‌شود.

۳-۴-۳-۸-۹ مقاومت کششی محوری اسمی، P_{nt} ، نباید از حداکثر مقاومت کششی محوری $P_{nt,max}$ که بر اساس رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود، بیش‌تر شود.

$$P_{nt,max} = A_{st} f_y \quad (۳-۴-۳-۸-۹-۱)$$



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

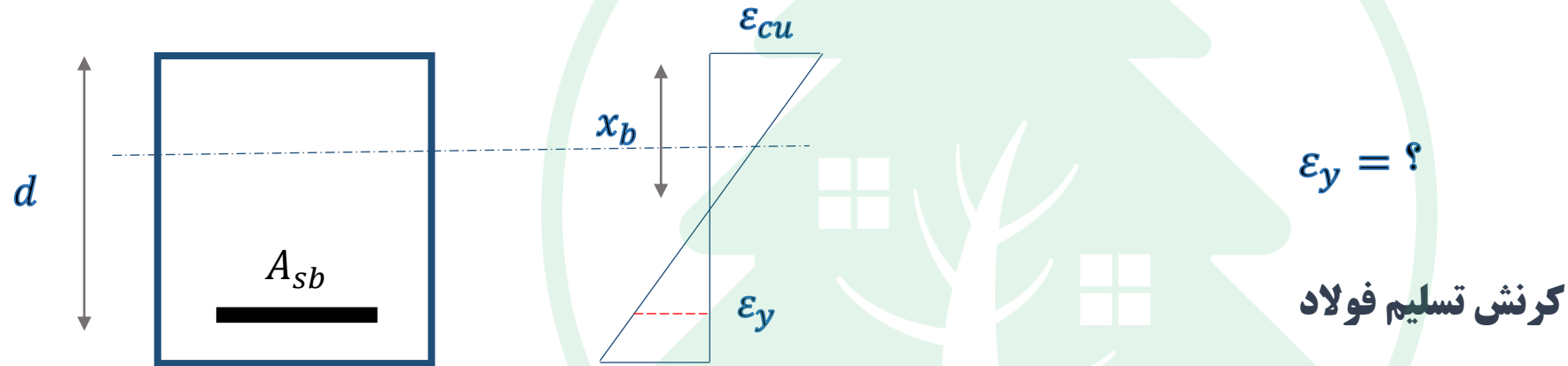
- 140 (1)
- 320 (2)
- 255 (3) ✓
- 210 (4)

سبزسازه



حل:

$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2.5 * \varepsilon_y} \rightarrow x = d * \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 2.5 * \varepsilon_y} = 680 * \frac{0.003}{0.003 + 2.5 * 0.002} = 255 \text{ mm}$$



S500 فولاد

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{500}{2 * 10^5} = 0.0025$$

S400 فولاد

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{2 * 10^5} = \underline{\underline{0.002}}$$

S340 فولاد

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{340}{2 * 10^5} = 0.0017$$



۴۱- در یک عضو بتن آرمه با مقطع مستطیلی شکل تحت اثر همزمان **برش، خمش و نیروی محوری فشاری**، **بدون استفاده از رابطه با جزئیات دقیق تر**، اگر پهنای عضو 25 درصد بزرگ تر شود ولی سایر ابعاد و مشخصات ثابت بماند، حداکثر نیروی برشی مقاوم تامین شده **توسط بتن** حدوداً چند درصد می تواند افزایش یابد؟ (فرض کنید مقدار نیروی فشاری نهایی برابر **$2A_g$** برحسب نیوتن می باشد و A_g مساحت برحسب میلی متر مربع قبل از افزایش پهنای است و حداقل فولاد برشی در مقطع استفاده شده است.) $f_c = 25 \text{ Mpa}$

- (1) 14
- (2) 28
- (3) 25
- (4) 18 ✓

سبزسازه



۹-۸-۴-۴ محاسبه‌ی مقاومت برشی تامین شده توسط بتن، V_c

۹-۸-۴-۴-۱ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده شده باشد،

$V_c, A_v \geq A_{v,min}$ را می‌توان از رابطه‌ی ساده‌تر (۹-۸-۱۲-الف)، و یا از رابطه‌ی (۹-۸-۱۲-ب)

محاسبه نمود. در این رابطه‌ها بار محوری، N_u ، در فشار مثبت، و در کشش منفی منظور می‌شود. همچنین V_c نباید منفی در نظر گرفته شود.

$$V_c = \left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۹-۸-۱۲-الف)$$

$$V_c = \left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (۹-۸-۱۲-ب)$$

$$\frac{V_{c2}}{V_{c1}} = \frac{\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_{g2}} \right) b_{w2}d}{\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_{g1}} \right) b_{w1}d} = \frac{\left(0.17 * 1 * \sqrt{25} + \frac{2A_{g1}}{6(1.25A_{g1})} \right) 1.25b_{w1}d}{\left(0.17 * 1 * \sqrt{25} + \frac{2A_{g1}}{6A_{g1}} \right) b_{w1}d} = 1.18$$



α

۴۲- در یک تیر بتن آرمه در محاسبه لنگر خمشی مقاوم اسمی، عمق ناحیه فشاری (β_{1x}) برابر $0.22d$ بدست آمده است که d فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی است. نسبت لنگر خمشی مقاوم محتمل به لنگر خمشی مقاوم اسمی برای این مقطع حدودا قدر خواهد بود؟

1.10 (1)

1.25 (2)

1.21 (3) ✓

1.16 (4)

سبزسازه



حل:

M_n :

$$C = T \rightarrow \alpha_0 f_c (\beta_1 x) b = A_s f_y \rightarrow \beta_1 x = \frac{A_s f_y}{\alpha_0 f_c b} = 0.22d$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{0.22d}{2} \right) = 0.89 A_s f_y d$$

M_{pr} :

$$C = T \rightarrow \alpha_0 f_c (\beta_1 x) b = 1.25 A_s f_y \rightarrow \beta_1 x = \frac{1.25 A_s f_y}{\alpha_0 f_c b} = 1.25 * 0.22d = 0.275d$$

$$M_{pr} = 1.25 A_s f_y \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) = 1.25 A_s f_y \left(d - \frac{0.275d}{2} \right) = 1.078 A_s f_y d$$

$$\frac{M_{pr}}{M_n} = \frac{1.078 A_s f_y d}{0.89 A_s f_y d} = 1.211$$

سبزسازه



۴۳- مقدار حداکثر نیروی برشی نهایی قابل انتقال به یک دیوار برشی به طول 6 متر از دیافراگم مجاور آن که متشکل از سقف تیرچه بلوک با ضخامت دال 50 میلی‌متر و آرماتور حرارتی $\Phi 6@200\text{mm}$ است، برحسب کیلونیوتن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و آرماتور از نوع S400 است. فرض کنید ضریب α_c دارای بیشترین مقدار ممکن است.)

500 (1

350 (2

400 (3

445 (4 ✓

سبزسازه



۹-۱۴-۳-۳ در دیافراگم‌هایی که کاملاً درجا اجرا شده‌اند، مقدار V_n باید با استفاده از رابطه‌ی (۹-۱۴-۱) تعیین شود.

$$V_n = A_{cv} (\lambda \times 0.17 \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (9-14-1)$$

در این رابطه، A_{cv} سطح مقطع خالص برشی بتن است که به ضخامت و عمق دیافراگم محدود شده، و سطح فضاهای خالی در آن، در صورت وجود، کاسته می‌شود. مقدار $\sqrt{f'_c}$ که در محاسبه‌ی V_n به کار می‌رود، نباید از $\frac{8}{3}$ مگاپاسکال بیش‌تر باشد. همچنین، ρ_t نسبت آرماتور توزیع شده‌ی موازی برش داخل صفحه‌ی دیافراگم است.

۹-۱۴-۳-۴ در دیافراگم‌های درجا اجرا شده، ابعاد A_{cv} باید چنان انتخاب شوند که رابطه‌ی (۹-۱۴-۲) برقرار باشد:

$$V_u \leq 0.66 \phi A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (9-14-2)$$

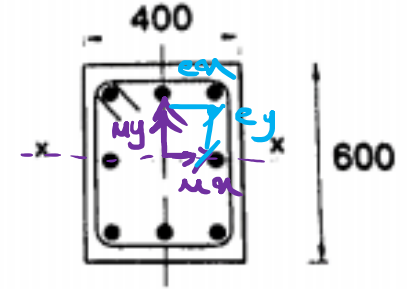
که در آن، مقدار $\sqrt{f'_c}$ که در محاسبه‌ی V_n به کار می‌رود، نباید از $\frac{8}{3}$ مگاپاسکال بیش‌تر باشد.

$$\phi V_n = \min \left\{ \begin{aligned} &\phi A_{cv} (\lambda \times 0.17 \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) = 0.75 * (6000 * 50) * \left(1 * 0.17 * \sqrt{25} + \frac{\frac{\pi}{4} * 6^2}{200 * 50} * 400 \right) = 445.72 \text{ kN} = 445.72 \\ &\phi 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c} = 0.75 * 0.66 * (6000 * 50) * \sqrt{25} = 742.5 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$



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

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



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

(1) $M_y = 27 \text{ kN.m}, M_x = 33 \text{ kN.m}, p = 1000 \text{ kN}$

(2) $M_y = 27 \text{ kN.m}, M_x = 40 \text{ kN.m}, p = 1000 \text{ kN}$ ✓

(3) $M_y = 20 \text{ kN.m}, M_x = 40 \text{ kN.m}, p = 1000 \text{ kN}$

(4) $M_y = 10 \text{ kN.m}, M_x = 40 \text{ kN.m}, p = 1000 \text{ kN}$

سبزسازه



۳-۳-۴-۵-۶-۹ مقدار M_2 در رابطه‌ی (۹-۶-۱۱) نباید از مقدار $M_{2,min}$ که از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود، برای هر محور مقطع ستون کمتر در نظر گرفته شود. نیازی نیست که $M_{2,min}$ به طور هم‌زمان در هر دو محور منظور شود.

$$M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h) \quad (۹-۶-۱۳)$$

$$M_{xmin} = P_u(15 + 0.03h) = 1000 * (15 + 0.03 * 600) * \frac{1}{1000} = 33 \text{ kN.m} \rightarrow M_x = 40 \text{ kN.m}$$
$$M_{ymin} = P_u(15 + 0.03h) = 1000 * (15 + 0.03 * 400) * \frac{1}{1000} = 27 \text{ kN.m} \rightarrow M_y = 27 \text{ kN.m}$$

سبزسازه



۴۵- در یک قطعه بتنی درجا و دارای شن و ماسه سبک، به منظور انتقال برش بین دو سطح بتن‌ریزی شده در زمان‌های متفاوت از آرماتور برش اصطکاکی عمود بر صفحه برش استفاده شده است. سطح تماس بتنی 0.2 متر مربع بوده و قبل از بتن‌ریزی تمیز و با ایجاد خراش‌هایی به عمق تقریبی 6 میلی‌متر به حالت زبر درآورده شده است. آرماتور برش اصطکاکی 10 عدد $\Phi 12$ می‌باشند. نیروی برش اصطکاکی مقاوم برحسب KN به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (آرماتورها از رده S340 و بتن از رده C20 می‌باشند).

- 220 (1✓)
- 510 (2)
- 450 (3)
- 340 (4)

سبزسازه



حل:

$$\phi V_n = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi \mu A_{vf} f_y = 0.75 * (1 * \lambda) * \left(10 * \pi * \frac{12^2}{4} \right) * 340 = 0.75 * 0.75 * 1131 * 340 = 216.3 \text{ kN} \\ \phi * 0.2 f_c A_c = 0.75 * 0.2 * 20 * 0.2 * 10^6 = 600 \text{ kN} \\ \phi * (3.3 + 0.08 f_c) A_c = 0.75 * (3.3 + 0.08 * 20) * 0.2 * 10^6 = 735 \text{ kN} \\ \phi * 11 A_c = 0.75 * 11 * 0.2 * 10^6 = 1650 \text{ kN} \end{array} \right. = 216.3 \text{ kN}$$

سبزسازه



جدول ۹-۳-۱ ضریب اصلاح λ با توجه به ترکیب دانه ها

بتن	ترکیب دانه ها	λ
تمام سبک دانه	ریز دانه و درشت دانه : سبک	۰/۷۵
نیمه سبکدانه [۱]	ریز دانه : ترکیب معمولی و سبک درشت دانه : سبک	۰/۷۵ تا ۰/۸۵
	ریز دانه : معمولی درشت دانه : سبک	۰/۸۵
	ریز دانه : معمولی درشت دانه : ترکیب معمولی و سبک	۰/۸۵ تا ۱/۰۰
	ریز دانه و درشت دانه : معمولی	۱/۰۰

۹-۸-۲-۲ مقاومت برش اصطکاکی اسمی، V_n ، در مواردی که آرماتورهای برش-اصطکاک

عمود یا مورب نسبت به صفحه برش باشند، به صورت زیر محاسبه می شود:

الف- اگر آرماتورهای برش-اصطکاک، عمود بر صفحه ی برش باشد:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \quad (۹-۸-۳۵)$$



جدول ۹-۸-۱ ضریب‌های اصطکاک

ردیف	شرایط سطح تماس	ضریب اصطکاک؛ μ
الف	بتن ریخته شده به صورت یک پارچه	1.4λ
ب	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده، و عمداً به عمق تقریبی ۶ میلی متر مضرس شده باشد.	1.0λ
پ	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده، و به صورت عمودی زیر نشده باشد.	0.6λ
ت	بتن قرار گرفته در مجاور فولاد ساختمانی نورد شده، که تمیز و عاری از رنگ بوده، و انتقال برش در عرض سطح تماس توسط گل میخ یا میلگرد آجدار جوش شده یا سیم‌های جوش شده انجام می‌شود.	0.7λ

$\lambda = 1.0$ برای بتن معمولی؛ برای بتن سبک وزن، λ بر اساس بخش ۹-۳-۲ تعیین می‌شود؛ ولی نباید از ۰/۸۵ بیش‌تر باشد.

سبزه‌سازه



۳-۲-۸-۸-۹ مقدار V_n در عرض صفحه‌ی برش مورد نظر نباید از مقادیر ارائه شده در رابطه‌های (۳۷-۸-۹) بیش‌تر شود. اگر بتن‌های با مقاومت‌های مختلف در مجاورت یک دیگر اجرا شوند، کم‌ترین مقدار f'_c باید در این رابطه‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

الف- برای بتن معمولی که به طور یک پارچه و یا در مقابل بتن سخت قبلی ریخته شده و عمداً به عمق تقریبی ۶ میلی متر مضرّس شده باشد، باید از کم‌ترین مقادیر زیر استفاده نمود:

$$V_n \leq 0.2 f'_c A_c \quad \text{(الف-۳۷-۸-۹)}$$

$$V_n \leq (3.3 + 0.08 f'_c) A_c \quad \text{(ب-۳۷-۸-۹)}$$

$$V_n \leq 11 A_c \quad \text{(پ-۳۷-۸-۹)}$$

سبزسازه



۴۶- در یک شالوده حجیم که فاصله مرکز میلگرد آرماتور جلدی تا نزدیکترین سطح جدار برابر 70mm است، کدام یک از گزینه‌های زیر را می‌توان به عنوان حداقل آرماتور جلدی لازم استفاده نمود؟

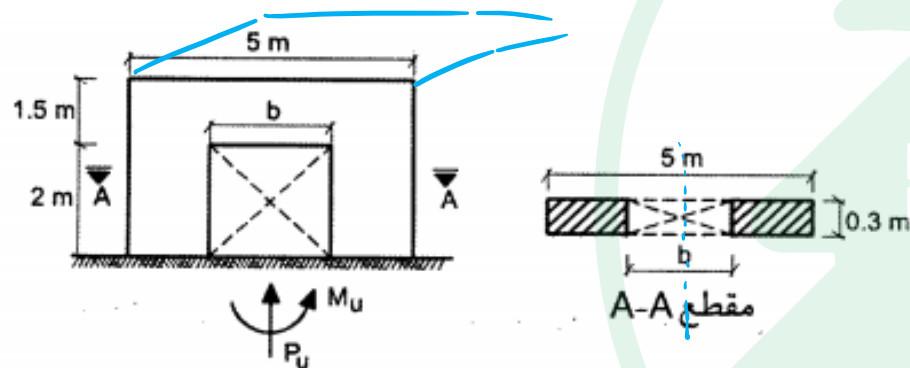
- (1) $\Phi 10@100\text{mm}$
- (2) $\Phi 16@150\text{mm}$
- (3) $\Phi 14@150\text{mm}$
- (4) $\Phi 14@200\text{mm}$

این سوال در آیین‌نامه جدید موضوعیتی ندارد.

سبزسازه



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



- (1) 1.00 m
- (2) 2.00 m
- (3) 1.50 m
- (4) 1.25 m ✓

سبزسازه



حل:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I} < 0.2f_c \rightarrow \frac{2330 * 10^3}{(5000 - b) * 300} + \frac{3600 * 10^6 * 2500}{\frac{300 * 5000^3}{12} - \frac{300 * b^3}{12}} < 0.2 * 25$$
$$\rightarrow b < 1250 \text{ mm}$$

۹-۲۰-۷-۴-۳ برای طراحی اجزای مرزی ویژه، می‌توان به جای استفاده از ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۴، از ضوابط این بند استفاده نمود.

در مواردی که تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع دیوار تحت اثر ترکیب بارهای ضریب‌دار، شامل اثر زلزله، از $0.2f'_c$ بیش‌تر باشد، باید اجزای مرزی ویژه پیش‌بینی شوند. این اجزا را می‌توان از مقطعی در امتداد ارتفاع دیوار، که تنش فشاری بتن در آن از $0.15f'_c$ کم‌تر باشد، قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع کل محاسبه می‌شود. در دیوارهای با مقطع U و T، باید عرض موثر بال بر اساس ضوابط بند ۹-۲۰-۷-۴ لحاظ شود.

سبزسازه



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

- (1) جهت بررسی ظرفیت باربری نوک شمع و شرایط اطراف آن، حداقل باید تا عمق 4 برابر قطر شمع در زیر نوک شمع شناسایی ادامه یابد مگر آنکه در عمقی کمتر به سنگ سالم یا خاک سخت برخورد شود.
- (2) ضخامت کلی سر شمع باید طوری انتخاب شود که عمق موثر میلگردهای تحتانی سر شمع حداقل برابر 250mm باشد.
- (3) حداقل تعداد 4 میلگرد طولی به مساحت حداقل 0.008 سطح مقطع ناخالص شمع پیش‌ساخته باید فراهم گردد.
- (4) در شمع‌هایی که تمام طول آن‌ها در لایه‌های خاک متراکم باشد بررسی کمانش ضروری نیست.

سبزسازه



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

۹-۱۵-۴-۶ سر شمع‌ها

۹-۱۵-۴-۱ ضخامت کلی سر شمع باید طوری انتخاب شود که عمق موثر میلگردهای تحتانی سر شمع حداقل ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۵-۴-۲ قسمت‌هایی از شمع‌ها که در هوا، آب یا خاک سستی قرار دارند که نمی‌تواند مقاومت کافی در طول عضو برای جلوگیری از کمایش را فراهم کند، باید به عنوان ستون مطابق فصل ۹-۱۲ طراحی شوند.

۹-۱۵-۴-۵ شمع‌های پیش ساخته

۹-۱۵-۴-۲ لازم است آرایش میلگردهای طولی به صورت متقارن باشد؛ و حداقل ۴ میلگرد طولی به مساحت حداقل ۰/۰۸ سطح مقطع ناخالص شمع فراهم گردد.



حل:

طبق بند ۹-۱۵-۴-۶-۱ عمق موثر میلگردهای تحتانی سر شمع حداقل برابر 300 میلی متر باید باشد و گزینه ۲ صحیح نمی باشد و پاسخ سوال است.

پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



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

- (1) 400
- (2) 520
- (3) 460
- (4) 430

سبزسازه



حل:

۱-۵-۴-۷- رویش تنش مجاز

۲-۱-۵-۴-۷- در خاک‌های چسبنده فقط ۵۰٪ بار زنده در محاسبات نشست درازمدت اعمال می‌شود.

مطابق بند ۲-۱-۵-۴-۷ در خاک‌های چسبنده فقط ۵۰ درصد بار زنده را در محاسبات نشست دراز مدت اعمال می‌کنیم.

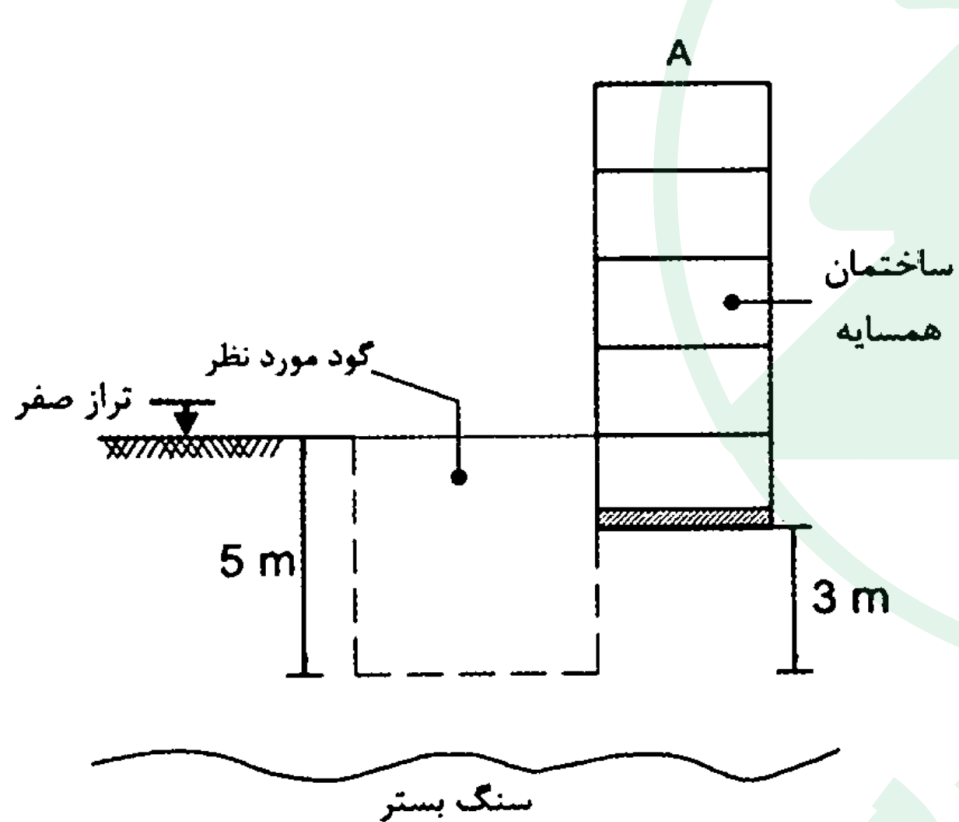
$$P = P_D + 0.5 * P_L = 400 + 0.5 * 120 = 460 \text{ KN}$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



۵۰- با توجه به شکل زیر، هدف احداث یک گود به عمق 5 متر می‌باشد. چنانچه با توجه به جنس خاک منطقه، عمق بحرانی 12 متر باشد، کدام یک از گزینه‌های زیر در مورد این گودبرداری صحیح است؟



- (1) باید مسئولیت گودبرداری برعهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح واگذار گردد.
- (2) مهندس طراح بایستی برای طراحی و پایدار سازی گود از متخصص ذیصلاح کمک بگیرد.
- (3) مسئولیت گودبرداری برعهده مهندس طراح ساختمان است.
- (4) در مورد پایدار سازی گود تشخیص پیمانکار ذیصلاح کفایت می‌کند.

سبزسازه



۷-۳-۳-۶-۱ جهت ارزیابی خطر گود قائم لازم است هر سه شرط تعیین شده برای هر دسته در جدول ۷-۳-۱ برقرار باشد. در صورتی که هر سه شرط مذکور به طور همزمان برقرار نباشد، خطر گود با توجه به شرطی که بحرانی است تعیین می شود. در صورت وجود اختلاف در ارزیابی خطر گود در وجوه مختلف آن، بحرانی ترین وجه به عنوان شاخص انتخاب می گردد.

عمق h_c از رابطه ۷-۳-۱ محاسبه می شود.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} \quad (7-3-1)$$

که در آن:

h_c بر حسب متر، عمقی است که از نظر تئوری، به دلیل وجود چسبندگی در خاک، دیواره جدار گودبرداری می تواند بدون استفاده از سیستم نگهدار پایداری بماند که به آن عمق بحرانی گودبرداری گفته شده است، c چسبندگی خاک بر حسب کیلوپاسکال، γ وزن مخصوص خاک بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب، k_a ضریب فشار افقی زمین در حالت محرک و q تنش ناشی از سربار کناره گود بر حسب کیلوپاسکال می باشد. مقادیر منفی h_c معادل صفر در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-۶-۲ اگر فاصله ساختمان مجاور از لبه گود کمتر از عمق گود باشد، باید تنش حاصل از کل بار ساختمان (q) در محاسبات پایداری گود در نظر گرفته شود.



مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر	عمق گود از زیر پی ساختمان موجود در محدوده ناپایداری دیواره گود	خطر گود
کمتر از ۰/۵	کمتر از ۴ متر	صفر	معمولی
بین ۰/۵ تا ۲	بین ۴ تا ۱۰ متر	بین صفر تا ۶ متر	زیاد
بیشتر از ۲	بیشتر از ۱۰ متر	بیشتر از ۶ متر	بسیار زیاد

۷-۳-۳-۶-۹ در صورتی که خطر گود مطابق با جدول ۷-۳-۳-۶-۹ زیاد باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید بر عهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح واگذار شود. نظارت بر اجرای عملیات بر عهده ناظر ذیصلاح ژئوتکنیک است.

سبزسازه



حل:

عمق بحرانی گود:

$$h_c = 12 \text{ m}$$

عمق گود از تراز صفر:

$$h = 5 \text{ m} > 4 \text{ m} \rightarrow \text{خطر زیاد}$$

عمق گود از زیر پی ساختمان موجود در محدوده ناپایداری:

$$0 < H = 3 \text{ m} \leq 6 \text{ m} \rightarrow \text{خطر زیاد}$$

$$\frac{h}{h_c} = \frac{5}{12} = 0.417 < 0.5 \rightarrow \text{خطر معمولی}$$

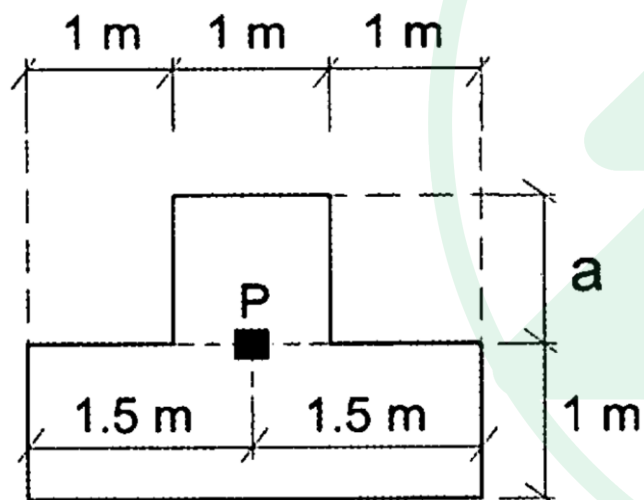
در نهایت حالت بحرانی که خطر گود زیاد است انتخاب می‌شود و مسئولیت طراحی گود برداری به عهده یک شرکت مهندسی ژئو تکنیک ذیصلاح می‌باشد.

پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



۵۱- پلان شکل زیر ابعاد یک پی منفرد به ضخامت 600mm را نشان می‌دهد. اگر در محاسبات از وزن پی صرف نظر شود، آنگاه مقدار a برحسب متر برای آنکه تنش در زیر پی تحت اثر نیروی محوری فشاری P (در موقعیت نشان داده شده) یکنواخت باشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



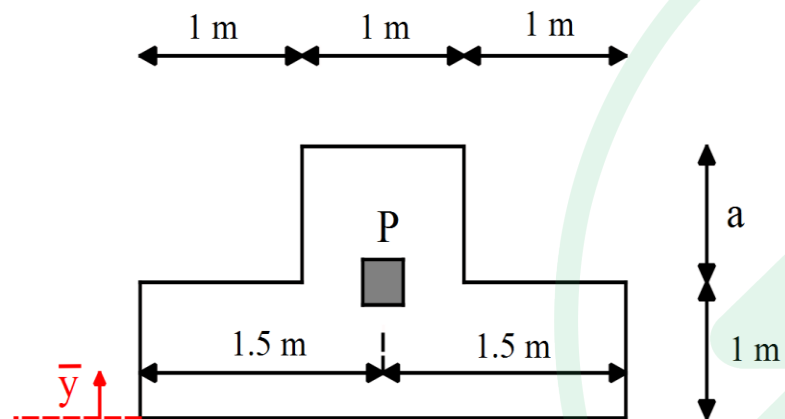
- (1) 3
- (2) $\sqrt{3}$
- (3) $\sqrt{2}$
- (4) 2

سبزسازه



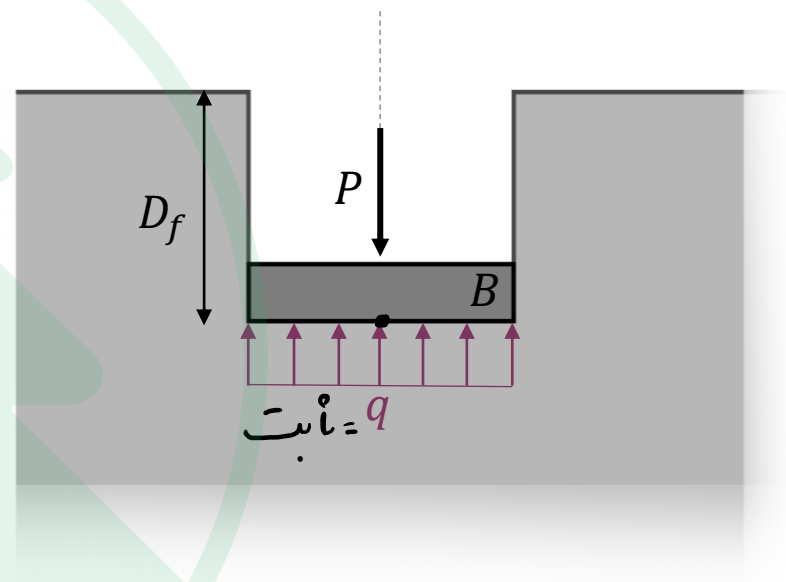
حل:

تنش در زیر پی زمانی یکنواخت است که بار به مرکز سطح پی وارد شود.



$$\bar{y} = \frac{(1 * 3 * 0.5) + ((1 * a) * (1 + \frac{a}{2}))}{(1 * 3) + (1 * a)} = 1$$

$$a = \sqrt{3}$$

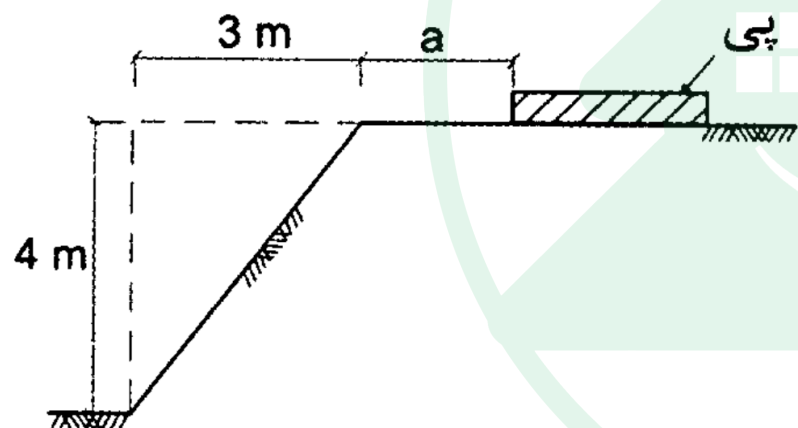


پاسخ: گزینه ۲

سبزسازه



۵۲- جهت احداث یک پی در بالای شیب نشان داده شده در شکل زیر، حداقل مقدار a برحسب متر جهت قرارگیری پی بدون نیاز به تحلیل دقیق پایداری و تغییر شکل پی، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



- (1) 6
- (2) 3
- (3) 4
- (4) 5

سبزسازه



۷-۴-۷-۵: محل پی‌هایی که در نزدیکی شیب‌ها ساخته می‌شوند باید مطابق موارد زیر انتخاب شوند:

الف- پی‌ها باید از لبه شیب در بالا و پائین فاصله مناسبی داشته باشند، این فاصله با کنترل پایداری شیب و تغییرشکلها مشخص می‌شود. در صورت طراحی مناسب (تأمین پایداری با محدودیت تغییرشکل در حد مجاز) این فاصله می‌تواند صفر شود.

ب- در صورت قرارگیری پی در بالای شیب، در صورت عدم محاسبه پایداری، خطی که با شیب ۲ افقی به ۱ قائم از لبه پی می‌گذرد نباید با سطح شیب برخورد کند. در صورت تأمین پایداری و تعیین تغییرشکل‌های پی که کمتر از مقادیر مجاز باشند، نقض مورد ذکر شده اشکالی ندارد.

سبزسازه

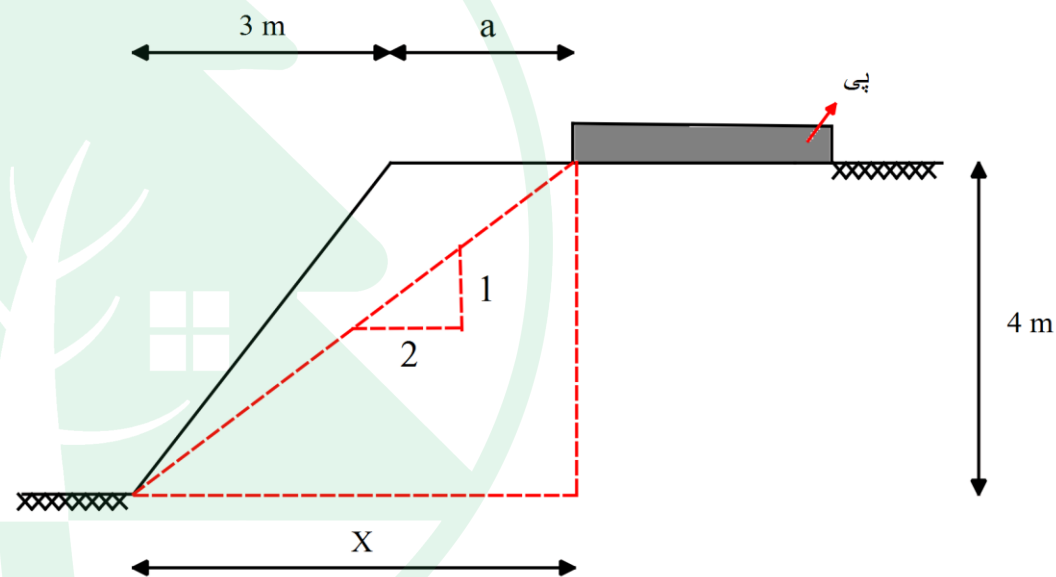


حل:

مطابق بند ۷-۴-۷ مورد ب و استفاده از تشابه مثلثات داریم:

$$\frac{1}{2} = \frac{4}{X} \rightarrow X = 8 \text{ m}$$

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

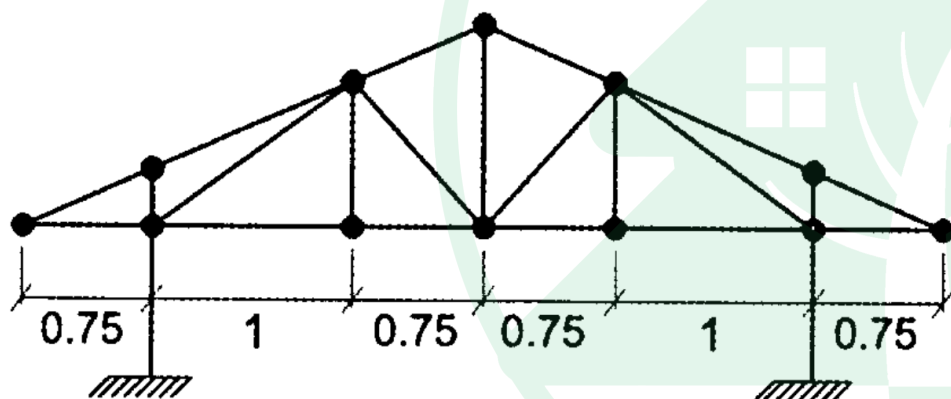


پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



۵۳- مطابق شکل زیر برای پوشش سقف یک ساختمان بنایی محصور شده با کلاف از خرپای چوبی استفاده شده است. حداکثر شیب قابل قبول این سقف به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک است؟ طول اعضای خرپا برابر با طول نظری آن‌ها (گره به گره) در نظر گرفته شود (در شکل ابعاد افقی خرپا به متر است). (با اصلاح)



- (1) 18%
- (2) 48%
- (3) 38%
- (4) 28%

سبزه‌سازه



حل:

مطابق مبحث هشتم ۹۸- ص ۱۲۴ و ۱۲۵ - بند ۸-۵-۵-۴:

۸-۵-۵-۴ سقف شیب‌دار

سقف شیب‌دار متشکل از خرپاهای چوبی یا فلزی، تیرچه‌های فرعی و پوشش مناسب روی تیرچه‌های فرعی می‌باشد. در اجرای این نوع سقف رعایت ضوابط زیر الزامی است:

- ۱- حداکثر فاصله خرپاها از یکدیگر $4/5$ متر می‌باشد.
- ۲- خرپاهای سقف شامل اعضای فوقانی، تحتانی و اعضای مورب و یا قائم متصل‌کننده اعضای فوقانی و تحتانی می‌باشند.

۳- در خرپاهای چوبی، اعضای فوقانی و تحتانی باید از چوب‌هایی با قطر حداقل ۸۰ میلی‌متر باشند.

۴- در سقف‌های شیب‌دار چوبی، اعضای مورب و یا قائم باید از چوب‌هایی با قطر حداقل ۵۰ میلی‌متر و طول حداکثر $1/2$ متر باشند.

۵- فاصله مرکز به مرکز تقاطع‌های موجود روی اعضای فوقانی و تحتانی حداکثر $1/2$ متر باشد.



حداکثر شیب مطابق مورد ۵ به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$L_{AC} \leq 1.2 \text{ m} \rightarrow \sqrt{1^2 + L_{AB}^2} \leq 1.2 \text{ m} \rightarrow L_{AB} = 0.663 \text{ m}$$

$$S = 100 * \tan \alpha$$

$$S_1 = 100 * \frac{0.663}{1.75} \approx 38 \%$$

$$S_2 = 100 * \frac{1.2}{2.5} \approx 48 \%$$

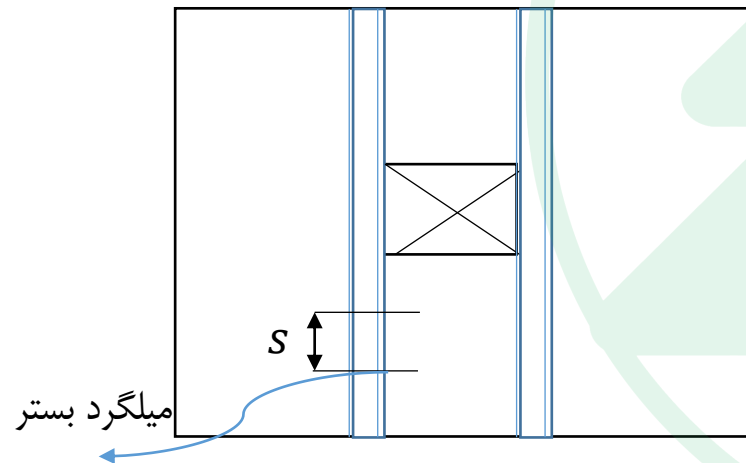
$$S_{max} = \min(38, 48) = 38 \%$$

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

سبزسازه



۵۴- کدام یک از گزینه های زیر می تواند به عنوان مقطع مناسب برای کلاف بازشوی قائم در سازه بنایی محصور شده با کلاف انتخاب گردد؟
(جایگزین تست)



۱) $S = 350mm$ و $UNP 60$

۲) $S = 450mm$ و $UNP 50$

۳) $S = 350mm$ و $UNP 65$

۴) $S = 450mm$ و $UNP 65$

سبزسازه



حل:

مطابق مبحث هشتم ۹۸ - ص ۱۲۱ و ۱۲۲ - بند ۸-۵-۵-۶-۳-ب :

ب) کلاف بازشوی فولادی:

بجای استفاده از کلاف بازشوی بتنی، می‌توان از کلاف بازشوی فولادی مناسب استفاده نمود. در اجرای کلاف بازشوی فولادی، رعایت ضوابط زیر الزامی است.

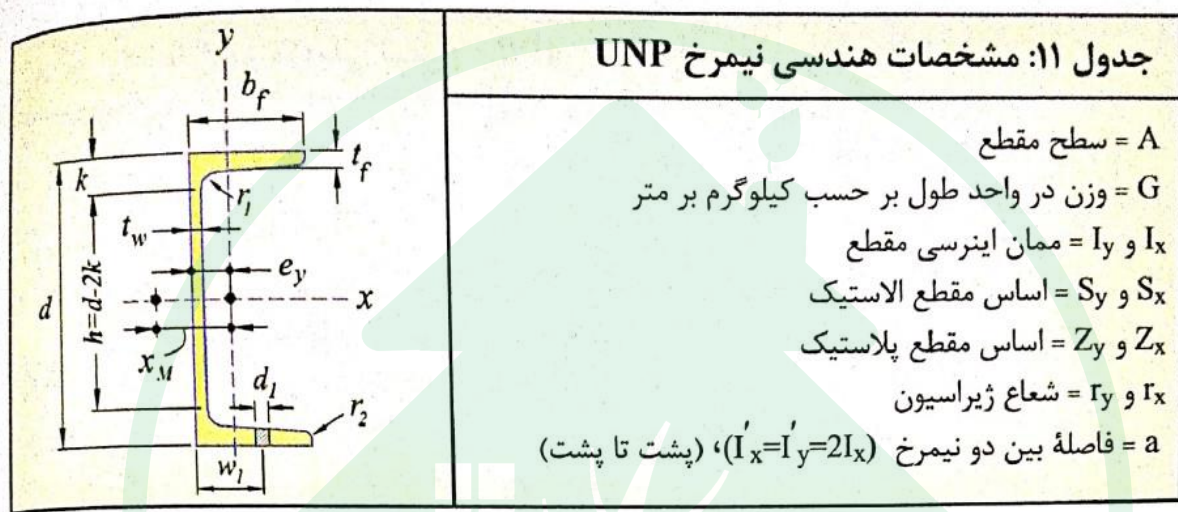
۱- سطح مقطع کلاف بازشوی فولادی نباید از ۸۰۰ میلی‌متر مربع کمتر باشد.

۲- لازم است کلاف بازشوی فولادی قائم، در فواصل حداکثر برابر با ۴۰۰ میلی‌متر، توسط دو شاخه میلگرد بستر به قطر حداقل ۱۰ میلی‌متر و به طول حداقل ۳۰۰ میلی‌متر، به دیوار مجاور مهار شود.

۳- لازم است کلاف‌های بازشوی افقی و قائم فولادی به‌نحو مناسب به یکدیگر و به کلاف‌های قائم و افقی بتنی متصل شوند.

سبزسازه





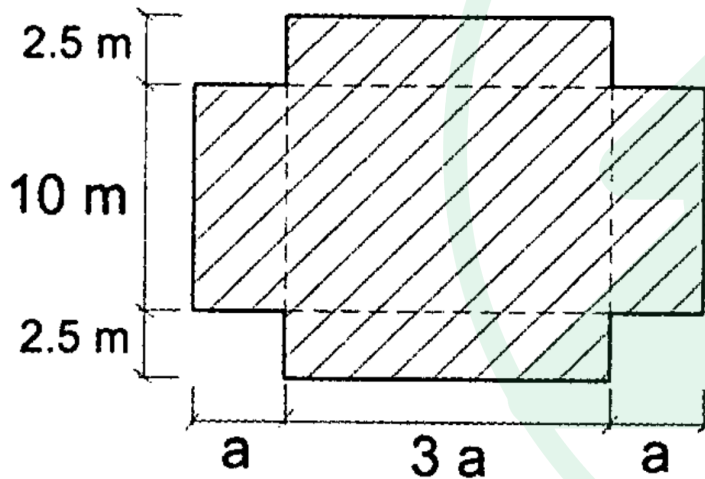
UNP	ابعاد هندسی مقطع						مساحت و وزن		مشخصات هندسی مقطع								a
									محور x-x				محور y-y				
	d	b _f	t _w	t _f	k	h	A	G	I _x	S _x	Z _x	r _x	I _y	S _y	Z _y	r _y	
							x10 ²		x10 ⁴	x10 ³	x10 ³		x10 ⁴	x10 ³	x10 ³		
	mm	mm					mm ²	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm
30 x 15	30	15	4	4.5	9	12	2.21	1.74	2.53	1.69	2.24	10.7	0.38	0.39	0.78	4.20	9
30	30	33	5	7	14.5	1	5.44	4.27	6.39	4.26	5.76	10.8	5.33	2.68	4.95	9.90	-
40 x 20	40	20	5	5.5	11	18	3.66	2.87	7.58	3.79	4.98	14.4	1.14	0.86	1.73	5.60	13
40	40	35	5	7	14.5	11	6.21	4.87	14.1	7.05	9.15	15.0	6.68	3.08	9.06	10.4	-
50 x 25	50	25	5	6	12.5	25	4.92	3.86	16.8	6.73	8.65	18.5	2.49	1.48	3.03	7.10	18
50	50	38	5	7	15	20	7.12	5.59	26.4	10.6	13.4	19.2	9.12	3.75	7.56	11.3	4
60	60	30	6	6	12.5	35	6.46	5.07	31.6	10.5	13.5	22.1	4.51	2.16	4.51	8.40	23
65	65	42	5.5	7.5	16	33	9.03	7.09	57.5	17.7	22.1	25.2	14.1	5.07	10.5	12.5	16

مساحت کلاف حداقل 800 میلی متر مربع بوده و حداکثر فاصله میلگرد بستر 400mm می باشد.

بنابراین گزینه ۳ صحیح است.



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



- (1) $1 \text{ m} \leq a \leq 5 \text{ m}$
- (2) $1.5 \text{ m} \leq a \leq 5 \text{ m}$
- (3) $1.5 \text{ m} \leq a \leq 6 \text{ m}$
- (4) $0.83 \text{ m} \leq a \leq 5 \text{ m}$

سبزسازه



حل:

مطابق مبحث هشتم ۹۸ - ص ۱۰۶ - بند ۸-۵-۴-۱:

پلان ساختمان باید واجد ویژگی‌های زیر باشد:

- ۱- طول ساختمان از سه برابر عرض آن یا ۲۵ متر بیشتر نباشد.
 - ۲- نسبت به هر دو محور اصلی تقریباً قرینه باشد.
 - ۳- پیشامدگی‌های آن الزامات زیر را برآورده نماید:
 - الف- اندازه پیشامدگی در هر امتداد نباید از یک‌پنجم بُعد ساختمان در همان امتداد بیشتر باشد. علاوه بر آن، بعد دیگر پیشامدگی نباید از مقدار پیشامده کمتر باشد.
 - ب- چنان‌چه اتصال قسمت پیشامده با ساختمان، بیش از نصف بعد ساختمان در آن امتداد باشد، این قسمت پیشامدگی تلقی نمی‌شود و در این صورت محدودیتی برای بعد دیگر وجود ندارد. مشروط بر آن که پلان ساختمان نامتقارن نشود.
- در صورت نداشتن هر یک از الزامات فوق، باید با ایجاد درز لرزه‌ای، مطابق بند ۸-۳-۳-۲، ساختمان را به قطعات مناسب تقسیم نمود، به گونه‌ای که هر قطعه واجد شرایط یاد شده باشد. لازم نیست که درز لرزه‌ای در پی ساختمان ادامه یابد.



مطابق موارد ۱، طول ساختمان نباید بیش از سه برابر عرض یا 25 متر باشد:

اگر فرض کنیم $5a$ طول ساختمان باشد داریم:

$$5a \leq \min(25m, 3 * 15 = 45m) \rightarrow 5a \leq 25 \rightarrow a \leq 5m$$

اگر فرض کنیم $5a$ عرض ساختمان باشد داریم:

$$15 \leq \min(25m, 3 * 5a = 15a) \rightarrow 15 \leq 15a \rightarrow a \geq 1m$$
$$1m \leq a \leq 5m$$

بنابراین گزینه ۱ صحیح است.

سبزسازه



۵۶- در یک ساختمان بنایی محصور شده با کلاف، برای نعل درگاه بالای یک بازشو به عرض 1.2 متر از یک تیر چوبی استفاده شده است. در صورتی که ضخامت دیوار روی نعل درگاه 300 mm باشد. حداقل ابعاد لازم برای تیر چوبی نعل درگاه برحسب میلی متر به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ (با اصلاح)

(1) 1800 * 200

(2) 1900 * 300

(3) 1440 * 300

(4) 1600 * 400

سبزسازه



حل:

مطابق مبحث هشتم ۹۸ - ص ۱۱۶ و ۱۱۷ و ۵۲ - بند ۸-۵-۵-۵ و بند ۸-۴-۳-۸:

۸-۵-۵-۵ نعل درگاه

در اجرای نعل درگاه، علاوه بر موارد ذکر شده در بند ۸-۴-۳-۸، رعایت موارد زیر الزامی است:

- ۱- در صورت استفاده از کلاف‌های قائم در اطراف بازشو، نعل درگاه باید به‌نحو مناسبی به آن‌ها متصل شود.
- ۲- عرض نعل درگاه باید مساوی ضخامت دیوار باشد.

- ۳- نعل درگاه روی بازشوی مجاور باید به‌صورت یک‌سره اجرا شده و ضوابط طول تکیه‌گاه مندرج در مورد ۳ بند ۸-۴-۳-۸ را نیز برآورده نماید.

۸-۴-۳-۸ نعل درگاه

- ۱- نعل درگاه می‌تواند از مصالحی مانند بنایی مسلح، فولاد، بتن مسلح درجا و یا بتن مسلح پیش‌ساخته باشد. در طبقه زیر زمین، استفاده از نعل درگاه فولادی مجاز نمی‌باشد.
- ۲- بار وارد بر نعل درگاه عبارت است از بخشی از دیوار مثلی شکل که اضلاع جانبی آن با افق زاویه ۶۰ درجه می‌سازد. تمام بار مثلی به اضافه کف‌ها و تیرها باید در طراحی نعل درگاه در نظر گرفته شوند.
- ۳- طول تکیه‌گاه تیر نعل درگاه در هر طرف باید حداقل ۳۵۰ میلی‌متر یا یک دهم طول دهانه، هر کدام که بیشتر است، در نظر گرفته شود.



عرض نعل درگاه مساوی ضخامت دیوار ($300mm$) در نظر گرفته می شود.

طول نعل درگاه از رابطه زیر محاسبه می شود:

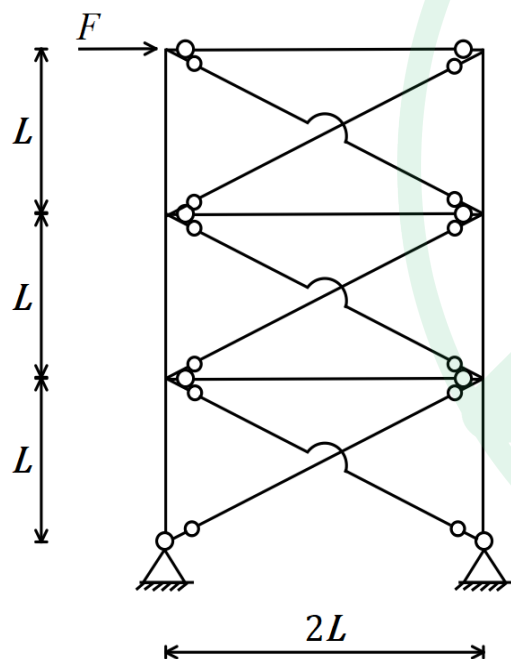
$$L \geq b + 2 \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{10} \\ 350 \end{array} \right.$$
$$L \geq 1200 + 2 \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1200}{10} \\ 350 \end{array} \right.$$
$$L \geq 1900mm$$

بنابراین گزینه ۲ صحیح است.

سبزسازه



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



$$(1) \quad \frac{15FL}{2\sqrt{5}AE}$$

$$(2) \quad \frac{3\sqrt{5}FL}{2AE}$$

$$(3) \quad \frac{15\sqrt{5}FL}{8AE}$$

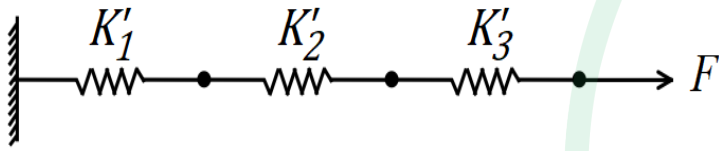
$$(4) \quad \frac{15\sqrt{5}FL}{2AE}$$

سبزسازه



حل:

با توجه به اینکه تیرهای طبقات صلب می‌باشند و جابه‌جایی افقی مهاربندها برابر می‌باشد لذا رفتار مهاربندها در هر طبقه به صورت فنرهای موازی می‌باشد و همچنین طبق صورت سوال مهاربندها در کشش و فشار مقاومت می‌کنند و سازه به صورت زیر مدلسازی می‌شود:



$$K = \frac{AE}{L_{\text{مهاربند}}} * \cos^2 \alpha = \frac{AE}{\sqrt{5} L} * \left(\frac{2}{\sqrt{5}} \right)^2 = \frac{4 AE}{5\sqrt{5} L}$$

$$L_{\text{مهاربند}} = \sqrt{L^2 + (2L)^2} = \sqrt{5} L$$

$$\cos \alpha = \frac{2 L}{\sqrt{5} L} = \frac{2}{\sqrt{5}}$$

$$K'_1 = K'_2 = K'_3 = \text{در هر طبقه 2 مهاربند داریم} * \frac{\overbrace{4 AE}^{\text{K هر مهاربند}}}{5\sqrt{5} L} = \frac{8 AE}{5\sqrt{5} L}$$

سبزسازه



با توجه به اینکه رفتار مهاربندها در هر طبقه با طبقه بالای خود به صورت فنرهای سری می باشد داریم:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K'_1} + \frac{1}{K'_2} + \frac{1}{K'_3} \rightarrow \frac{1}{K_{eq}} = \frac{\frac{1}{8AE}}{\frac{5\sqrt{5}L}{5\sqrt{5}L}} + \frac{\frac{1}{8AE}}{\frac{5\sqrt{5}L}{5\sqrt{5}L}} + \frac{\frac{1}{8AE}}{\frac{5\sqrt{5}L}{5\sqrt{5}L}} \rightarrow \frac{1}{K_{eq}} = \frac{15\sqrt{5}L}{8AE} \rightarrow K_{eq} = \frac{8AE}{15\sqrt{5}L}$$

در نهایت تغییر مکان جانبی سازه در محل بام به صورت زیر محاسبه می شود:

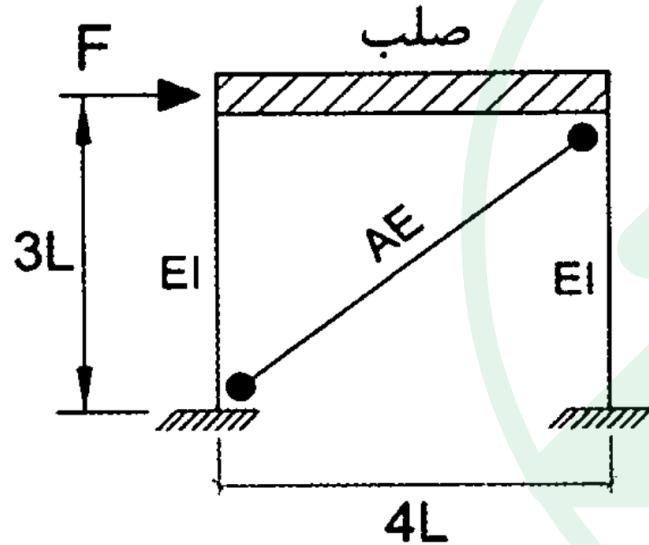
$$\Delta_{\text{بام}} = \frac{F}{K_{eq}} = \frac{F}{\frac{8AE}{15\sqrt{5}L}} \rightarrow \Delta_{\text{بام}} = \frac{15\sqrt{5}FL}{8AE}$$

پاسخ: گزینه ۳

سبزسازه



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



- (1) 50 درصد توسط ستون‌ها و 50 درصد توسط عضو مهاربندی
- (2) 75 درصد توسط ستون‌ها و 25 درصد توسط عضو مهاربندی
- (3) 25 درصد توسط ستون‌ها و 75 درصد توسط عضو مهاربندی
- (4) 40 درصد توسط ستون‌ها و 60 درصد توسط عضو مهاربندی

سبزسازه



حل:

ابتدا سختی جانبی ستون‌ها و مهاربند را محاسبه می‌کنیم و چون سقف سازه صلب بوده و جابه‌جایی افقی ستون‌ها و مهاربند برابر می‌باشد لذا رفتار ستون‌ها و مهاربند به صورت فنرهای موازی بوده و نیروی F به نسبت سختی بین ستون‌ها و مهاربند توزیع می‌شود:

$$L_{\text{مهاربند}} = \sqrt{(3L)^2 + (4L)^2} = 5L$$

$$\cos \alpha = \frac{4L}{5L} = \frac{4}{5}$$

$$K_{\text{سختی جانبی مهاربند}} = \frac{AE}{L_{\text{مهاربند}}} * \cos^2 \alpha = \frac{AE}{5L} * \left(\frac{4}{5}\right)^2 = \frac{16AE}{125L}$$

$$\xrightarrow{AE = \frac{7EI}{L^2}} K_{\text{مهاربند}} = \frac{16 * \left(\frac{7EI}{L^2}\right)}{125L} = \frac{112EI}{125L^3}$$

$$K_{\text{سختی جانبی 2 ستون}} = 2 * \frac{12EI}{(3L)^3} = \frac{8EI}{9L^3}$$

سبزه‌سازه



حال در ادامه مقدار درصد سهم ستون‌ها و مهاربند از نیروی جانبی F را بدست می‌آوریم:

$$F_{\text{ستونها}} = \frac{K_{\text{ستونها}}}{\sum K} * F = \frac{\frac{8 EI}{9 L^3}}{\frac{8 EI}{9 L^3} + \frac{112 EI}{125 L^3}} * F = 0.498 F \simeq 0.5 F$$

$$F_{\text{ستونها}} \text{ به درصد} = (0.5 * 100) * F \simeq \%50 F$$

$$F_{\text{مهاربند}} \text{ به درصد} = \%100 F - \%50 F = \%50 F$$

پس ستون‌ها و مهاربند هر دو نصف برش طبقه (50%) را تحمل می‌کنند.

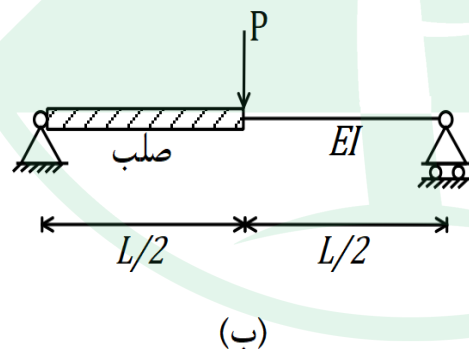
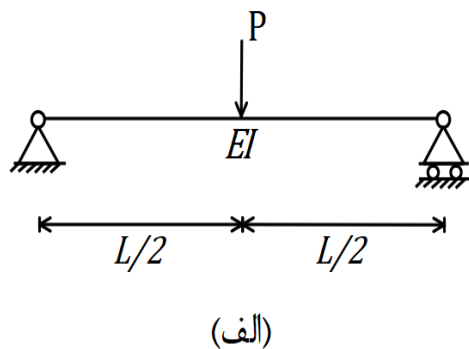
پاسخ: گزینه ۱

سبزسازه



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

- (1) مقدار تغییر شکل وسط تیر (الف) هشت برابر مقدار تغییر شکل وسط تیر (ب) است.
- (2) مقدار تغییر شکل وسط تیر (الف) چهار برابر مقدار تغییر شکل وسط تیر (ب) است.
- (3) مقدار تغییر شکل وسط هر دو تیر (الف) و (ب) یکسان است.
- (4) مقدار تغییر شکل وسط تیر (الف) دو برابر مقدار تغییر شکل وسط تیر (ب) است.



سبزسازه



حل:

مطابق روش کار مجازی در فصل 6 کتاب و استفاده از روابط حفظی خیز و شیب در تیرها می‌توان تغییر شکل تیرهای (الف) و (ب) را تعیین نمود.
تحلیل تیر (الف): مطابق روابط حفظی در فصل 9 کتاب برای تیرهای دو سر مفصل داریم:

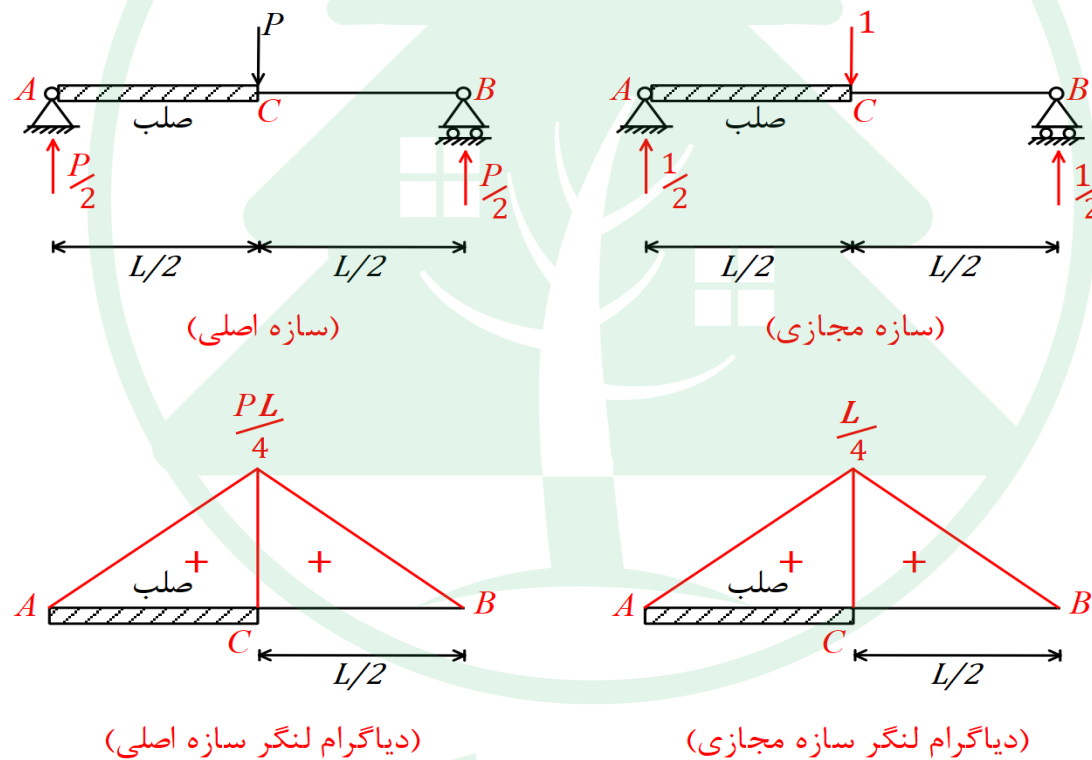


$$\Delta_{C(\text{الف})} = \frac{PL^3}{48EI}$$

سبزسازه



تحلیل تیر (ب): طبق روش کار مجازی می‌توان خیز وسط تیر را محاسبه نمود.



سبزه سازه



با توجه به اینکه در قطعه صلب EI بی‌نهایت است لذا رابطه کار مجازی برای قسمت AC صفر بوده و فقط قسمت انعطاف‌پذیر BC را در رابطه کار مجازی در نظر می‌گیریم:

$$\Delta_{C(ب) تیر} = \int_C^B \frac{M\bar{M}}{EI} dx = \frac{\frac{PL}{4} * \frac{L}{4} * \frac{L}{2}}{3 EI} = \frac{PL^3}{96 EI}$$

$$\frac{\Delta_{C(الف) تیر}}{\Delta_{C(ب) تیر}} = \frac{\frac{PL^3}{48 EI}}{\frac{PL^3}{96 EI}} = 2$$

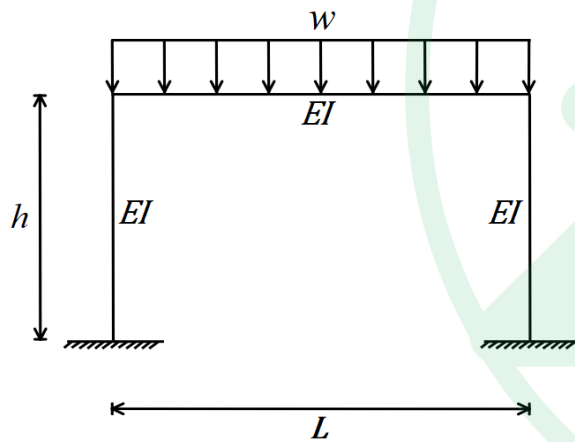
همانطور که مشاهده می‌کنید مقدار خیز در وسط تیر (الف) دو برابر تیر (ب) می‌باشد.

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه



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



$$\frac{7}{3} \quad (1)$$

$$\frac{3}{4} \quad (2)$$

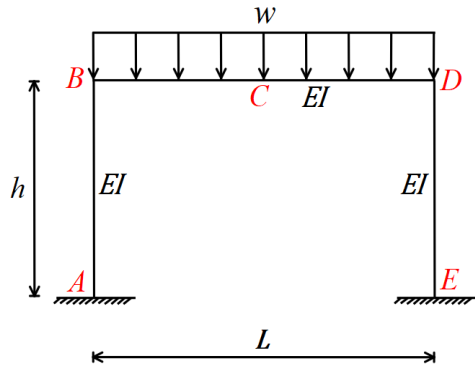
$$\frac{1}{2} \quad (3)$$

$$\frac{2}{3} \quad (4)$$

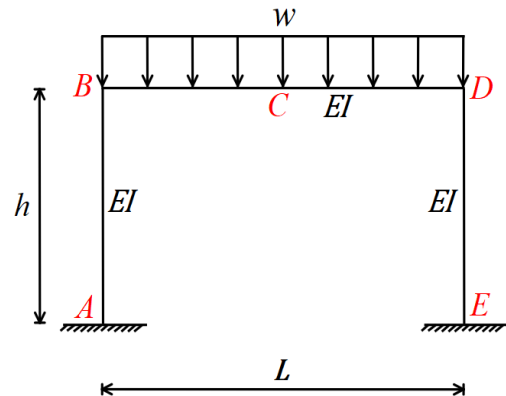
سبزسازه



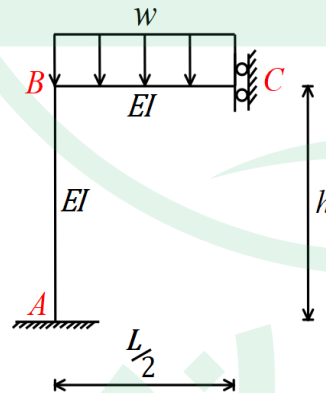
حل:



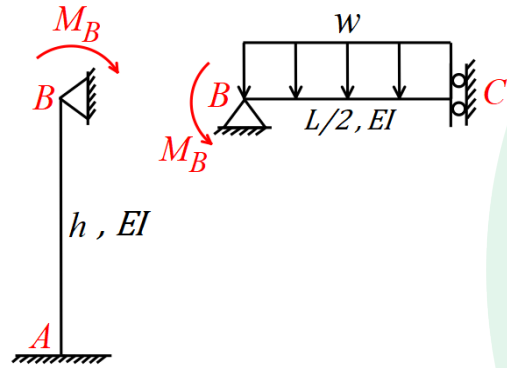
با توجه به اینکه سازه متقارن بوده و بارگذاری وارد بر سازه متقارن می باشد لذا در محل محور تقارن در نقطه C برش و شیب صفر بوده و خیز قائم داریم لذا در محل محور تقارن تکیه گاه لغزنده گیردار در امتداد محور تقارن قرار داده و سازه نیمه به صورت زیر می باشد. بنابراین:



سازه نیمه
⇒



در ادامه با توجه به برابر بودن شیب در دو طرف نقطه B سازه را از نقطه B جدا کرده و رابطه سازگاری $\theta_{B_L} = \theta_{B_R}$ را برای آن می‌نویسیم:



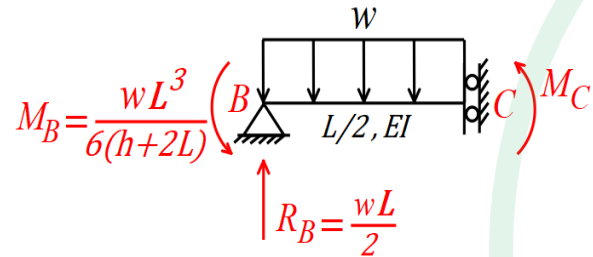
$$\curvearrowright \theta_{B_L} = \theta_{B_R} \rightarrow + \frac{M_B * h}{4 EI} = - \frac{M_B * \frac{L}{2}}{EI} + \frac{w * \left(\frac{L}{2}\right)^3}{3 EI}$$

$$\rightarrow \frac{M_B(h + 2 L)}{4 EI} = \frac{wL^3}{24 EI} \rightarrow M_B = \frac{wL^3}{6(h + 2 L)}$$

سبزه‌سازه



در نهایت با مشخص شدن M_B می‌توان قطعه BC را تحلیل کرده و با برابر قرار دادن حداکثر لنگر خمشی مثبت و حداکثر لنگر خمشی منفی در تیر نسبت $\frac{h}{L}$ را محاسبه نمود:



$$\sum M_C = 0 \rightarrow M_C + \frac{wL^3}{6(h+2L)} + \frac{wL}{2} * \frac{L}{4} = \frac{wL}{2} * \frac{L}{2}$$

$$\rightarrow M_C = \frac{wL^2}{4} - \frac{wL^2}{8} - \frac{wL^3}{6(h+2L)}$$

$$\rightarrow M_C = \frac{wL^2}{8} - \frac{wL^3}{6(h+2L)}$$

سبزسازه



در نهایت خواسته مسئله به صورت زیر بدست می آید:

$$M_B = M_{max}^- = \frac{wL^3}{6(h + 2L)}$$

$$M_C = M_{max}^+ = \frac{wL^2}{8} - \frac{wL^3}{6(h + 2L)}$$

$$\text{سوال طبق صورت} \rightarrow M_{max}^+ = M_{max}^-$$

$$\rightarrow \frac{wL^2}{8} - \frac{wL^3}{6(h + 2L)} = \frac{wL^3}{6(h + 2L)}$$

$$\rightarrow \frac{wL^2}{8} = \frac{wL^3}{3(h + 2L)} \rightarrow 8L = 3h + 6L \rightarrow 2L = 3h \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{2}{3}$$

پاسخ: گزینه ۴

سبزسازه

