دانشکده فنی و مهندسی
گروه آموزشی مهندسی عمران

پاسخنامه آزمون صلاحیت بهسازی
(ارزیابی، طرح و اجرا)
خرداد ۱۴۰۴
براساس دفترچه F-302

تهیه و تنظیم:
نوید سیاه پلو
استادیار گروه مهندسی عمران
جهاددانشگاهی خوزستان
زمستان ۱۴۰۴-ویرایش ۰

توجه مهم! انتشار این پاسخنامه در شبکه های اجتماعی بشرط عدم انتفاع مالی بلامانع است.
از خوانندگان تقاضا می شودنظرات و پیشنهاد های اصلاحی خود را به آدرس ایمیل n.siahpolo@gmail.com ارسال نمایید. ضمنا از علاقه مندان دعوت می شود فیلم ها رایگان اینجانب را در زمینه های مختلف از طریق آپارات با آی دی navidsiahpolo ملاحظه نمایید.

۱- یک ساختمان ۵ طبقه با قاب خمشی بتنی به ارتفاع طبقات ۳/۴ متر بر روی خاک نوع III شهر تهران ساخته شده است. جهت ارزیابی سازه برای سطح خطر ۲ در تحلیل استاتیکی خطی مقدار نیروی زلزله را محاسبه نمایید. وزن موثر سازه W و طیف مورد نظر طیف استاندارد ۲۸۰۰ است.

۱) 0.95W ۲) 1.42W ۳) 0.24W ۴) 1.1W

گزینه **۲**.

برای حل این سئوال از فصل ۳ نشریه ۳۶۰ بخش محاسبه نیروی استاتیکی معادل استفاده شده است. ابتدا زمان تناوب تجربی قاب خمشی بتنی براساس نشریه ۳۶۰-۹۲ بدست می آید:

$T = 0.08H^{0.75} = 0.07(5 \times 3.4)^{0.75} = 0.57\ s$

در ادامه و با مراجعه به استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک نوع ۳ و نطقه لرزه خیزی خیلی زیاد پارامترهای خاک برداشت می شود

$Soil\ III\ and\ A = 0.35g : T_o = 0.15\ , T_s = 0.7\ s, S = 1.75$

ضریب C_1 بشرح رابطه زیر بدست می آید:

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} = 1 + \frac{0.7 - 0.57}{2(0.7) - 0.2} = 1.11 \geq 1.0$$

چون مقدار R_u داده نشده است لاجرم باید پارامتر C_2 را برابر ۱ در نظر گرفت. ضمنا برای قاب خمشی بتنی ۵ طبقه داریم:

$C_m = 0.9$

در ادامه شتاب مبنای طرح براساس ۲۸۰۰ بدست آمده و برای تبدیل آن به سطح MCE در ۱/۵ ضرب می کنیم:

$T_o = 0.15 < T = 0.57\ s < T_s = 0.7 \rightarrow B_1 = S + 1 = 1.75 + 1 = 2.75$

$T < T_s \rightarrow N = 1.0$

$S_{a-BSE2} = 1.5ANB_1 = 1.5(0.35)(1.0)(2.75) = 1.44$

در نهایت نیروی استاتیکی معادل براساس نشریه ۳۶۰-۹۲ برابر است با:

$V = C_s W = C_1 C_2 C_m S_a W = (1.11)(1)(0.9)(1.44)W = 1.44W$

۲- در ارزیابی یک سازه فولادی موجود با سیستم قاب ساده و مهاربندی قطری ارتفاع طبقات ۳/۴ متر بوده وستون های دهانه مهاربندی با مقطع IPB300 است. در نقشه های موجود سازه مصالح از نوع ST37 و با تنش تسلیم 235 MPa ذکر شده است. در هنگام اجرای سازه نیز از مصالح فولادی با انجام آزمایش با مشخصات نقشه مطابقت داده شده که مدارک آنها در دسترس است. اگر هدف بهسازی مطلوب و تحلیل استاتیکی غیرخطی بشد، براساس اطلاعات موجود بیشینه ظرفیت موجود فشاری محوری قابل قبول ستون های دهانه مهاربندی را محاسبه نمایید. ضریب طول موثر ستون را ۰/۹ فرض کنید.

۱) 3250 kN ۲) 2420 kN ۳) 3220 kN ۴) 2640 kN

گزینه **۳**.

براساس جدول ۲-۱ برای هدف بهسازی **مطلوب** و تحلیل غیرخطی سطح اطلاعات می باید **متعارف** باشد لذا ضریب آگاهی ۱ است. از طرفی مطابق بند ۲-۷-۲-۲-۳ بدلیل در دسترس بودن گزارش آزمایش مصالح، مقاومت ذکر شده در مدارک مستقیما مشخصات کرانه پایین فولاد است. ضمنا مطابق بند ۵-۴-۲ در قابهای مهاربندی همگرا ستون های دهانه مهاربند همگرا مشابه ستون های قاب خمشی با اتصالات صلب از حیث مقاومت می باشد. در ستون قاب های خمشی که منحصرا در معرض نیروی فشار هستند آمده که رابطه زیر باید برقرار باشد.

$Q_{UF} \leq \kappa Q_{CL}$

در این ستون چون گفته شده که که ضریب طول موثر برابر ۰/۹ است ابتدا ضریب لاغری بحرانی محاسبه می شود. اشکالی که در صورت سئوال وجود دارد اینکه مشخص نشده است که ضریب طول موثر در هر دو امتداد ۰/۹ است یا فقط برای کمانش درون صفحه

قاب. بعلاوه باید مسئله مشخص می کرد که محور قوی ستون عمود بر صفحه است یا به موازات صفحه. در ادامه با فرض اینکه ضریب طول موثر ستون در هر دو راستا ۰/۹ است مسئله حل می شود. ضمنا مطابق جداول اشتال IPB یا HE-B از نوع مقطع متوسط است:

$$r_x = 13\ cm\ ; , r_y = 7.58\ cm\ ; A_g = 149\ cm^2$$

$$\lambda_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{0.9(340)}{13} = 23.5$$

$$\lambda_y = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{0.9(340)}{7.58} = 40.4$$

با مشخص شدن لاغری حداکثر می باید کرانه پایین تنش بحرانی کمانشی را محاسبه نماییم:

$$\lambda_{max} = 40.4 < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_{yL}}} \rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{max}^2} = 1209\ MPa \rightarrow F_{cr,E} = \left(0.658^{\frac{F_{yL}}{F_e}}\right)F_{yL} = \left(0.658^{\frac{235}{1209}}\right)(235)$$
$$= 216\ MPa$$

بنابراین کرانه پایین ظرفیت فشاری مقطع برابر است با :

$$Q_{CL} = \kappa A_g F_{cr,L} = 1.0(14900)(216)\left(\frac{1}{1000}\right) = 3220\ kN$$

۳- در خصوص استفاده از الیاف FRP برای مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی کدام عبارت صحیح است؟

۱) برای محصور کردن ستون جهت الیاف باید تا حد امکان عمود بر محور ستون باشد.

۲) برای محاسبه مقاومت فشاری محوری ستون، تنها باید از سهم الیاف‌های موازی با محور ستون استفاده شود.

۳) دورپیچ کردن ستون‌ها تنها سبب افزایش مقاومت برشی ستون می‌شود.

۴) افزایش شکل‌پذیری ستون به علت رفتار شکل‌پذیر الیاف FRP تأمین می‌شود.

گزینه **۱** صحیح است. در نشریه ۵۲۴ و در خصوص تقویت ستون ها با الیاف FRP توجه به نکات زیر ضروری است:

۱. استفاده از FRP ضمن افزایش ظرفیت برشی ستون، مودگسیختگی آن را از **حالت برشی به خمشی** تغییر داده و **شکلپذیری** را به میزان قابل توجهی افـزایش میدهد.

۲. دورپیچی اعضای فشاری با الیاف FRP باعث **افزایش مقاومت فشاری** آنهـا مـیگـردد. برای محصور کردن عضو بتنی، لازم است راستای **الیاف تا حد امکان عمود بر محور طولی عضو** باشد. ایـن امـر همچنـین باعـث افـزایش شکلپذیری اعضا تحت ترکیب نیروهای محوری و خمشی می شود.

۳. در محاسبه **مقاومت فشاری** محوری عضو باید از سـهم **الیاف موازی با راستای طولی** آن صرفنظر گردد.

۴- در کدام گزینه زیر هدف بهسازی مطلوب برای یک ساختمان مفروض بطور قطع تامین شده است؟

۱- اگر در سطح خطر ۱ قابلیت استفاده ساختمان تامین شده باشد.

۲- اگر در سطح خطر ۲ ایمنی جانی ساختمان تامین شده باشد.

۳- اگر در سطح خطر ۲ آستانه فروریزش تامین شده باشد.

۴- اگر در سطح خطر ۱ ایمنی جانی محدود و در سطح خطر ۲ استانه فروریزش تامین شده باشد.

گزینه **۲** صحیح است. دقت دارید که در **هدف بهسازی مطلوب** در سطح خطر **۲** تامین **CP** و در سطح خطر **۱** تامین **LS** الزامی است. اینکه مطابق گزینه ۳ CP در سطح خطر ۲ تامین شود تضمین کننده تامین LS در سطح خطر ۱ نیست. اما اگر در سطح خطر ۲ LS بجای CP تامین شود قطع به یقین در سطح خطر ۱ سطح عملکرد LS تامین می شود.

۵- ساختمانی برای هدف بهسازی ویژه با سطح اطلاعات جامع مطالعه می شود. در محل ساختمان احتمال فرونشست وجود دارد. اگر بجای سطح اطلاعات جامع از سطح اطلاعات متعارف استفاده شود در گرد آوری اطلاعات مربوط به مخاطره ساختگاهی فرونشست چه تاثیری خواهد داشت

۱- در سطح اطلاعات متعارف حداقل ۱ گمانه ولی در سطح اطلاعات جامع ۳ گمانه لازم است.

۲- در سطح اطلاعات جامع مقدار اطلاعات لازم بیشتر است.

۳- در سطح اطلاعات متعارف در صورت وجود گزارش ژئوتکنیک نیاز به انجام آزمایش اضافی نیست.

۴- تفاوتی نمی کند.

گزینه **۴** صحیح است زیرا در بحث **فرونشست** نشریه تقسیم بندی خاصی از نظر رابطه سطح اطلاعات با هدف بهسازی نکرده است. همین موضوع برای سایر مخاطرات ساختگاهی مانند گسلش، روانگرایی و زمین لغزش نیز پابرجاست.

۶- ساختمان یک طبقه منظمی که فرض می شود همه جرم آن بطور یکنواخت روی دال سقف توزیع شده است دارای سه قابل خمشی یکسان در جهت X به فاصله ۵ متر از هم است. دیافراگم نرم بوده و می توان هر قاب را دو بعدی مدلسازی و تحلیل کرد. در جهت X نسبت زمان تناوب تحلیلی قاب میانی به قاب کناری را محاسبه نمایید.

۱) 1.40 ۲) 0.7 ۳) 1.0 ۴) 0.50

گزینه **۱**.

مطابق ضابطه ۳-۴-۳-۲-۳ در ساختمان های با دیافراگم نرم جرم هر قاب باید براساس سطح بارگیر آن تعیین شود. پس اگر فرض کنیم که بتوان مشخصات سختی و جرم هر قاب را بصورت یک سازه تکدرجه آزادی در نظر بگیریم (که البته خیلی فرض درستی نیست)، زمان تناوب تحلیلی تقریبا برابر است با:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

پس نسبت زمان تناوب قاب میانی به کناری برابر است با (M اندیس میانی و k اندیس کناری است)

$$\frac{T_m}{T_k} = \sqrt{\frac{m_m}{m_k}.\frac{k_k}{k_m}}$$

در صورت سئوال گفته شده قاب های خمشی یکسان پس یعنی سختی آنها با هم برابر است. بعلاوه سطح بارگیر قاب میانی، ۲ برابر قاب کناری است. پس نسبت فوق برابر است با :

$$\frac{T_m}{T_k} = \sqrt{\frac{2m}{m}.\frac{k}{k}} = \sqrt{2}$$

۷ – نسبت ضریب واکنش بستر پی سطحی نواری به ضریب واکنش بستر پی سطحی منفرد مربع با بعد یکسان با عرض پی نواری، در خاک تیپ III، در حالتی که شتاب حداکثر سطح زمین ۰.۰۵g باشد، به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟

۱) ۰/۹۵

۲) ۰/۹۰
۳) ۱
۴) ۰/۶

گزینه **۱** صحیح است. براساس نشریه ۳۶۰-۹۲ ضریب بستر در پی منفرد برابر است با :

$$k_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-\nu)}$$

برای پی نواری این ضریب برابر است با :

$$k_{sv}B = \frac{1.3G}{1-\nu}$$

اگر دو رابطه فوق با هم مقایسه شود مشخص است که در صورت یکسان بودن عرض پی، در هر دو حالت ضریب بستر باهم برابر خواهد بود.

۸- برای تامین معیار پذیرش سطح عملکرد ایمنی جانی اتصالات تیر – ستون قاب خمشی فولاید از نوع اتصال ترمیم شده با ورق و بال تیر جوش شده به بال ستون که در آن نسبت دهانه آزاد به عمق تیر برابر ۱۵ باشد کمترین ضریب اصلاح شده m را بدست آورید. روش تحلیل خطی و عضو اصلی است.

۱) 0.50 ۲) 2.10 ۳) 0.72 ۴) 3.10

گزینه ؟ صحیح است.

ابتدا باید به جدول ۵-۱ مراجعه کنید و با توجه به نوع اتصال داده شده در صورت سئوال، ردیف مربوطه را انتخاب کنید. در این سئوال **اتصال ترمیم شده با ورق و بال تیر جوش شده به بال ستون** ردیف ۱۲ می باشد. سپس به جدول ۵-۲ مراجعه و براساس سطح عملکرد و اینکه عضو اصلی است یا غیر اصلی، ضریب m را انتخاب می کنیم. در این سئوال گفته شده که سطح عملکرد ایمنی جانی و عضو اصلی است. پس ضریب m برابر ۲/۸ بدست می آید. اما چون نسبت دهانه آزاد به عمق تیر برابر ۱۵ است باید از ضریب اصلاح استفاده شود :

$$m^* = m(1.4 - 0.04\,L_e/d) = 2.8\big(1.4 - 0.04(15)\big) = 2.24$$

۹- برای معیار پذیرش سطح عملکرد ایمنی جانی برای ستون بتن مسلح در روش خطی ضریب m را بدست آورید. این ستون عضو اصلی است و نیاز برش در محل مفصل پلاستیک آن ستون ناشی از تشکیل مفصل خمشی ۲/۵ برابر مقاومت برشی اسمی ستون است.

۱) 1.0 ۲) 2.50 ۳) 1.80 ۴) 1.25

گزینه **۱** صحیح است.

ابتدا از جدول ۶-۳ می باید شرایط ستون مشخص شود مطابق صورت سئوال نیروی برشی ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک یا همان V_p ۲/۵ برابر مقاومت برشی اسمی یا همان V_n است به عبارتی اگر k=1 فرض شود آنگاه

$$\frac{V_p}{(\frac{V_n}{k})} = 2.5 > 1.0 \rightarrow iii$$

پس ستون شرایط iii را دارد که نشان دهنده شکست برشی مقدم بر تسلیم خمشی است. با مراجعه به جدول ۶-۶ ردیف پ، ضریب m برای سطح عملکرد LS در همه شرایط برابر ۱ می باشد.

۱۰- اگر اندرکنش خاک و سازه در نظر گرفته شود برش پایه ساختمان ۹۰۰ تن و شتاب طیفی نظر زمان تناوب 0.5g است. بدون لحاظ کردن اندرکنش خاک و سازه برش پایه ۱۵۰۰ تن و شتاب طیفی نظیر زمان تناوب ساختمان در این حالت 0.4g است. در این ساختمان حداقل برش پایه روش استاتیکی غیرخطی چقدر است؟

۱) ۹۰۰ تن-نیرو ۲) ۱۰۵۰ تن-نیرو ۳) ۱۵۰۰ تن نیرو ۴) ۶۳۰ تن-نیرو

گزینه **۲** صحیح است.

مطابق نشریه ۳۶۰-۹۲ **حداقل برش پایه تحلیل با اندرکنش V_{SSI} نباید کمتر از ۷۰٪ برش پایه بدون اندرکنش V_s باشد.**

پس

$$V_{SSI} > 0.7V_s = 0.7(1500) = 1050\ tonf$$

۱۱- برای ارزیابی یک ساختمان قاب خمشی فولادی شش طبقه از طیف طرح شتاب افقی با مقدار $T_0 = 0.2$ ثانیه استفاده شده است. مقدار ضریب تصحیح برای در نظر گرفتن تغییرمکان های غیر ارتجاعی سیستم در روش تحلیل استاتیکی خطی را محاسبه نمایید. فرض کنید ارتفاع هر طبقه ساختمان ۳ متر و طیف مورد استفاده طیف دستور العمل بهسازی است.

۱) ۲ ۲) ۱ ۳) ۱/۵ ۴) ۱/۲

گزینه **۴** صحیح است.

ابتدا زمان تناوب تجربی قاب خمشی فولادی برابر است با:

$$T = 0.08H^{0.75} = 0.08(6 \times 3)^{0.75} = 0.7$$

در ادامه مقدار T_s برابر است با:

$$T_o = 0.2T_s \rightarrow T_s = \frac{0.2}{0.2} = 1.0\ s$$

بنابراین مقدار C_1 برابر است با:

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} = 1 + \frac{1 - 0.7}{2(0.2) - 0.2} = 1.16$$

۱۲- در ساختمانی در هر دو جهت متعامد در پلان، از قاب خمشی بتنی استفاده شده است. کرانه پایین مقاومت محوری ستون مشترک بین دو جهت در گوشه ساختمان ۱۰۰ تن می‌باشد. در تحلیل خطی، حداکثر بار محوری ناشی از زلزله در آن ستون در دو امتداد برابر ۱۵ تن است. اعمال بار قائم تنها، در این ستون نیروی محوری ۵ تن ایجاد کرده است. بعد از اعمال بار قائم و انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی نیروی محوری ستون به ۴۰ تن می‌رسد. کدام گزینه **صحیح** است؟

۱) در ارزیابی به روش استاتیکی غیرخطی، نیروی محوری این ستون باید ۳۵ تن لحاظ شود.

۲) در ارزیابی، نیروی محوری این ستون را می‌توان ۵ تن لحاظ نمود.

۳) از لحاظ نیروی محوری این ستون برای تراز بار وارد قابل قبول است.

۴) در ارزیابی، نیروی محوری این ستون را می‌توان ۱۵ تن لحاظ نمود.

گزینه **۳**

گزینه ۲ صحیح نیست زیرا نیروی محوری ستون چه در تحلیل خطی در برابر زلزله و چه تحلیل استاتیکی غیرخطی با اثرات بار قائم فراتر از ۵ تن است و نیروی محوری ۵ تن صرفا نیروی محوری ناشی از اثرات بار قائم است. گزینه ۴ صحیح نیست زیرا در ارزیابی نیروی محووری ستون (خطی یا غیرخطی) باید اثرات همزمان بار ثقلی و زلزله دیده شود. گزینه ۱ صحیح نیست زیرا مطابق داده های مسئله نیروی محوری ستون در تحلیل استاتیکی غیرخطی ۴۰ تن است ضمن آنکه نیروی محوری ستون‌ها باید از نتایج تحلیل

غیرخطی و در ترکیب همزمان بار ثقلی و جانبی برداشت شود و نباید صرفاً نیروی ثقلی یا نیروی زلزله خطی جایگزین آن گردد. تنها گزینه ای که صحیح است، گزینه ۳ می باشد. دلیلش اینکه نیروی محوری ستون در اثر بارهای قائم و انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی ۴۰ تن است که معیار اعضا نیروکنترل زیر را برآورده می کند حتی اگر از کمترین ضریب آگاهی نشریه استفاده شود.

$P_{NSP} = 40\ tonf \leq \kappa P_{CL} = \kappa(100) : OK$

۱۳- در تحلیل خطی یک ساختمان قاب خمشی فولادی، اتصال ستون به فونداسیون صلب مدل شده است. اگر لنگر وارد بر شالوده ستون در این مدل ۳۰ تن-متر باشد، لنگری که شالوده برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه باید برای آن ارزیابی شود را محاسبه نمایید.

۱) ۲۰ تن نیرو-متر ۲) ۱۰ تن نیرو-متر ۳) ۷/۵ تن نیرو-متر ۴) ۳۰ تن نیرو-متر

گزینه **۱** صحیح است.

با توضیحات قبل رفتار سازه پی در **حالت اتصال** صلب **نیرو کنترل** بوده و برای ارزیابی آن باید نیروهای حاصل از تحلیل خطی طبق رابطه زیر به **تراز واقعی** Q_{UF} کاهش داده می شود. ضمنا برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه ضریب m برابر ۱/۵ است.

$$Q_{UF} = \frac{Q_{UD}}{m} = \frac{30}{1.5} = 20$$

۱۴- در یک ساختمان پیش‌ساخته، سیستم باربر جانبی شامل دیوارهای برشی پیش‌ساخته اتصالی است. اگر دیوارهای برشی این ساختمان به روش **درجا** ساخته شده بودند، معیار پذیرش ضریب m نظیر سطح عملکرد آستانه فروریزش برای آنها برابر ۶ بود. ضریب m برای سطح عملکرد آستانه فروریزش **دیوارهای برشی پیش‌ساخته اتصالی** این ساختمان به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟

۱) ۶

۲) ۳

۳) ۸

۴) ۴

گزینه **۲** صحیح است. دیوارهای برشی پیش ساخته در بند ۶-۴-۲ نشریه ۳۶۰-۹۲ بحث شده است. در بحث معیارپذیرش این دسته از دیوارها باید به نوع دیوار برشی پیش ساخته توجه کرد. در این سئوال نوع **اتصالی** مد نظر است. چون در این مسئله ضریب m مجهول است پس بدین معناست که نوع تحلیل خطی است. در دیوارهای برشی پیش ساخته اتصالی طبق بند ۶-۴-۲-۲-۵-الف باید از همان ضوابط دیوارهای برشی درجا استفاده کرد با این تفاوت که ضریب m را باید ۵۰٪ کاهش داد. پس چون در این مسئله ضریب m برای درجا ۶ داده شده است، برای پیش ساخته اتصال ضریب m برابر ۳ می باشد.

۱۵- معیار پذیرش (ضریب m) میانقاب یک ساختمان قاب بتنی در روش استاتیکی خطی برای سطح عملکرد آستانه فروریزش به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟ (این میانقاب مقاومت بیشتری از قاب داشته و طول میانقاب دو برابر ارتفاع آن است.)

۱) ۶

۲) سطح عملکرد آستانه فروریزش ساختمان تأمین شده است.

۳) سطح عملکرد آستانه فروریزش میانقاب تأمین شده است.

۴) ۸

گزینه **۳** صحیح است. برای پاسخ به این سئوال ابتدا توجه داشته باشید که یحتمل منظور طراحی بررسی ظرفیت میانقاب در داخل صفحه است. ضمن اینکه طراح می باید نوع میانقاب را مشخص می کرد که در این سئوال منظور ایشان، میانقاب بنایی است. به استناد ۳۶۰-۹۲ برای کنترل میانقاب می باید از ضوابط فصل ۸ استفاده کرد. در صورتیکه رفتار داخل صفحه میانقاب مدنظر باشد، باید از جدول ۸-۱ نشریه کمک گرفت. در این جدو دو پارامتر اهمیت دارد

- ضریب β نسبت مقاومت های قاب به میانقاب
- نسبت ارتفاع به طول میانقاب یا L_{inf}/h_{inf}

نکته مهم اینکه در این مسئله سطح عملکرد آستانه فروریزش مد نظر طراح است. در جدول ۸-۱ اگر توجه داشته باشید، متناظر با CP عددی گزارش نشده است به این معنی که برای این سطح عملکرد نیازی به کنترل عملکرد میانقاب نبوده و بصورت پیش فرض این سطح عملکرد برای **میانقاب** و نه قاب تامین شده است.

۱۶- رده بندی رفتاری یک جز غیر سازه ای حساس به شتاب تعیین شده و در سطح ایمنی جانبی برآیند نیروهای افقی و قائم وارد بر آن جز غیر سازه ای برابر ۴۰۰ کیلوگرم نیرو است. اگر در محاسبه این نیروها از کمترین مقادیر مجاز استفاده شده باشد، نیروی قائم وارد بر این جز غیر سازه ای را بیابید.

۱) ۲۰۰ کیلوگرم نیرو ۲) ۳۰۰ کیلوگرم نیرو ۳) ۴۰۰ کیلوگرم نیرو ۴) ۱۰۰ کیلوگرم نیرو

نزدیک ترین پاسخ، گزینه **۱** صحیح است. در بند ۹-۷-۲ آمده است که برای اجزای حساس به شتاب و در سطح ایمنی جانی می توان از رابطه ساده شده بخش ۹-۷-۲-۱ استفاده کرد. در این سئوال تاکید شده که برای محاسبه نیروها از مقادیر کمینه نشریه استفاده شده است. مطابق نشریه کمینه نیروی لرزه ای قائم وارد بر اجزای حساس به شتاب برابر است با:

$$F_{PV(min)} = \pm 0.2 S_{xs} W_p$$

از طرفی رابطه بین نیروی لرزه ای افقی و قائم بشکل زیر است:

$$F_P = \pm 1.5 F_{PV}$$

پس می توان گفت کمینه نیروی لرزه ای افقی برابر است با:

$$F_{P(min)} = \pm 1.5\left(0.2 S_{xs} W_p\right) = \pm 0.3 S_{xs} W_p$$

برآیند نیروی لرزه ای افقی و قائم در مسئله ۴۰۰ کیلوگرم نیرو داده شده است. دقت دارید که دو نیرو بر هم عمود هستند پس برای تعیین برآیند آنها می باید از رابطه زیر استفاده کرد:

$$\sqrt{F_{P(min)}^2 + F_{PV(min)}^2} = \sqrt{0.3^2 + 0.2^2} S_{xs} W_p = 400 \rightarrow S_{xs} W_p = 1109$$

$$F_{PV(min)} = \pm 0.2 S_{xs} W_p = \pm 0.2(1109) = \pm 221$$

۱۷- در یک دیوار برشی فولادی به ضخامت ۲ میلیمتر فاصله سخت کننده افقی حداکثر چقدر باشد تا این دیوار برشی سخت شده لحاظ شود. مقاومت تسلیم فولاد $2400\ kgf/cm^2$ و مدول الاستیسیته آن $2.1x106\ kgf/cm^2$ است.

۱) ۵ سانتی متر ۲) ۱۵ سانتی متر ۳) ۱۰ سانتی متر ۴) ۲۰ سانتی متر

گزینه **۱** صحیح است. به استناد بند ۵-۵-۱ نشریه دیوار برشی دارای یک راستا سخت کننده بشرطی سخت شده محسوب می شود که :

$$\frac{s}{t_w} \le 2.88\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow s \le 0.2\sqrt{\frac{2.1E6}{2400}} = 5.91\ cm$$

۱۸- مودهای فشاری پنجه، گهواره ای و برشی-لغزشی یک دیوار مصالح بنایی بدون کلاف معیارهای پذیرش روش خطی را اقناع کرده اند. مقاومت فشاری قائم این دیوار هم جوابگوست. نیروی جانبی وارد بر این دیوار ۴۰ تن-نیرو و کرانه پایین مقاومت جانبی مود شکست قطری این دیوار ۳۵ تن-نیرو است. کدام گزینه در خصوص عملکرد داخل صفحه دیوار صحیح است؟

۱- اگر این دیوار عضو غیر اصلی باشد، معیار پذیرش جوابگو است.

۲- اگر دیوار با کلاف هم بود، معیارهای پذیرش جوابگو نبود.

۳- اگر این دیوار عضو اصلی باشد، معیار پذیرش جوابگو است.

۴- اگر دیوار با کلاف بود، معیارهای پذیرش جوابگو بودند.

گزینه **۴** صحیح است. دقت کنید که شکست قطری دیوار یک مود شکست ترد و تلاش آن کنترل شونده با نیرو است. طبق صورت مسئله نیروی جانبی وارد بر دیوار از کرانه پایین مقاومت جانبی شکست قطری بیشتر است. پس دیوار جوابگوی معیار شکست قطری نیست. ولی در بالا گفته شد که **برای ساختمانه های بنایی کلاف دار غیر مسلح می توان مقاومت اعضای نیروکنترل بدست آمده از بند ۷-۵-۲-۲-۲ را ۲۰٪ افزایش داد.** پس اگر کرانه پایین مقاومت جانبی شکست قطری را ۲۰٪ افزایش دهیم به عدد ۴۲/۵ تن-نیرو می رسیم که از نیروی جانبی وارد بر دیوار بیشتر است. لذا معیارپذیرش خطی را جوابگوست. البته برای بررسی دقیق تر طراح می بایست سطح آگاهی را مشخص می کرد. زیر اگر سطح اطلاعات حداقل باشد ضریب آگاهی ۰/۷۵ بوده و حتی با کلافدار کردن نیز دیوار جوابگو نخواهد بود.

۱۹- ساختمان سه طبقه حاوی دیوار برشی در شهر کرمان با بارمرده ۱۰۰ تن-نیرو و بار زنده ۴۰ تن-نیرو مفروض است. برای این ساختمان ضریب بازتاب طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در ناحیه شتاب ثابت برابر ۲/۵ گزارش شده است. حداکثر تلاش طراحی در اعضای نیرو کنترل این سازه با روش بهسازی ساده چقدر است؟

۱) ۱۹۴ تن-نیرو ۲) ۱۴۵ تن-نیرو ۳)۱۲۹ تن نیرو ۴)۲۰۶ تن-نیرو

گزینه **۱** صحیح است.

برای شهر کرمان با توجه به درجه لرزه ای خیزی بسیار زیاد شتاب مبنای طراحی ۰/۳۵ است. از طرفی طبق جدول ۱-۴ نشریه برای قاب با دیوار برشی ۳ طبقه ضریب تحصیح تغیرمکان های غیر ارتجاعی ۱/۱ است. پس نیروی برش پایه در این ساختمان برابر است با:

$$V = CS_aW = 1.1(0.35)(2.5)\big(100 + 0.2(40)\big) = 103.95$$
$$J = 1.5 + AB_m = 1.5 + 0.35(2.5) = 2.38$$
$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{CJ} = 1.1[100 + 40] + \frac{103.95}{1.1 * 2.38} = 194\ tonf$$

این سئوال به نظر دارای اشکال در طرح است. اگر منظور طراح از ۱۰۰ و ۴۰ کل بارمرده و زنده سازه است، پس می توان به کمک آن نیروی برش پایه استاتیکی را به کمک رابطه ۱۱-۶ نشریه بدست آورد. در ادامه محاسبه حداکثر تلاش اعضای نیرو کنترل مد نظر است. معمولا تلاش متناظر است با نیروی محوری، لنگر خمشی و یا نیروی برشی. پس باید نوع تلاش را مشخص می کرد. اگر فرض کنیم که تلاش محوری مد نظر طراح بوده، این اعداد قطعا با آنچه بعنوان بار مرده و زنده برای تعیین نیروی برش پایه داده است تفاوت دارد. بعلاوه به نظر می رسد که طراح فرض کرده نیروی زلزله بدست آمده بعنوان برش پایه عینا همان تلاش ناشی از زلزله در عضو نیرو کنترل است که این برداشت هم صحیح نیست. نکته بعدی اینکه نوع کاربری ساختمان برای تعیین درصد مشارکت بار زنده در محاسبه وزن مرده لرزه ای مشخص نشده است.

۲۰- سازه‌ای با سطح عملکرد ایمنی جانی دارای دیافراگم‌های صلب در شهر نیشابور بر خاک نوع II بنا شده است. به منظور برقراری ضوابط اتصال به دیافراگم در جهت خارج از صفحه دیوار، کدام گزینه معرف حداقل وزن واحد طول دیوار سهم مهار است؟

۱) 1800 kgf/m

۲) 2670 kgf/m

۳) 2000 kgf/m

۴) 1500 kgf/m

گزینه **۴** صحیح است. در این سئوال فرض می کنیم که طراح مجاز دانسته است از طیف استاندارد ۲۸۰۰ برای محاسبه S_{xs} استفاده شود. نیشابور در درجه لرزه خیزی **زیاد** است. برای خاک نوع ۲ بکمک شکل ۲-۱-ب استاندارد ۲۸۰۰ برای زمان تناوب ۰/۲ ثانیه، ضریب B_1 برابر ۲/۵ بدست می اید. بعلاوه چون برای تعیین شتاب طیفی باید زمان تناوب را ۰/۲ ثانیه فرض کنیم و از T_s کوچکتر است، پس ضریب N نیز ۱ می باشد. لذا

$S_{xs} = S_a(T = 0.2s, 5\%) = AB = 0.3(2.5)(1) = 0.75$

ضریب اصلاح α برای سطح **عملکرد ایمنی جانی** در **دیافراگم صلب** ۰/۴ است. پس حداقل وزن واحد طول دیوار سهم مهار برابر است با :

$F_p = \alpha S_{xs} W \geq \min(600\ kgf, 600 S_{xs}) = \min\big(600\ kgf, 600(0.75)\big) = 450\ kgf$

$\alpha S_{xs} W = 0.4(0.75)W \geq 450 \rightarrow W \geq 1500\ kgf/m$

۲۱- کدام گزینه در خصوص چشمه‌های اتصال در قاب‌های خمشی فولادی صحیح نیست؟

۱) چشمه اتصال مجاز است وارد محدوده غیرالاستیک شده و در استهلاک انرژی مشارکت کند.

۲) در یک تغییر شکل نسبی طبقه مشخص، بروز رفتار غیرارتجاعی در چشمه اتصال منجر به افزایش دوران پلاستیک در تیرهای متصل به چشمه اتصال می‌شود.

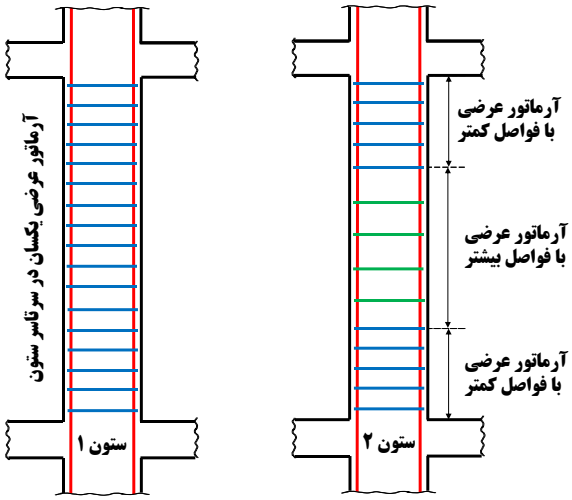
۳) زاویه تغییر شکل برشی حد تسلیم چشمه اتصال مستقل از مشخصات هندسی چشمه اتصال است.

۴) از میان اجزای مختلف موجود در یک قاب خمشی فولادی، چشمه اتصال دارای بیشترین ظرفیت شکل‌پذیری است.

گزینه **۳** صحیح است زیرا دوران تسلیم چشمه اتصال فقط به تنش تسلیم قابل انتظار مصالح و مدول برشی فولاد وابسته است. اگر بخواهیم از منظر مبحث ۱۰ ویرایش ۱۴۰۱ به موضوع نگاه کنیم، اجازه ورود محدود چشمه اتصال به محدوده غیرالاستیک داده شده است بشرط آنکه در مدل تحلیلی اثرات چشمه اتصال دیده شود ولی صراحتا از قابلیت استفاده از ظرفیت انرژی مستهلک شده آن صحبتی نشده است. در نشریه ۳۶۰ نیز منعی برای جلوگیری از ورود چشمه اتصال به محدوده غیر الاستیک نشده است. تجربه زلزله های گذشته و امکان تسلیم برشی در چشمه اتصال نشان می دهد که ظرفیت استهلاک انرژی قابل ملاحظه ای در چشمه اتصال وجود دارد اگرچه ممکن است آیین نامه ها بر این ظرفیت استهلاک انرژی حساب ویژه ای بازنکرده باشند (برای محدود کردن تغییرشکلهای ماندگار در پایان زلزله). بنابراین به نظر می تنها گزینه ۲ صحیح نیست زیرا غیرالاستیک شدن چشمه اتصال روی تغییرمکان نسبی طبقه تاثیرگذار است و نه دوران پلاستیک تیرها. در واقع تغییرمکان نسبی طبقه در محدود غیرخطی خطی تابعی از دوران تیر، دوران چشمه اتصال و دوران ستون است.

۲۲- ستون‌های نشان‌داده‌شده در تصویر مربوط به ستون‌های یک قاب خمشی بتنی هستند. در ستون شماره ۱ تعداد ساقه‌های آرماتورهای عرضی و فواصل آن‌ها از یکدیگر در سراسر ستون ثابت است. در ستون شماره ۲ تعداد ساقه‌های آرماتورهای عرضی در

سراسر ستون یکسان اما فواصل آن‌ها در نواحی بحرانی نزدیک به دو انتهای ستون متراکم‌تر است. در این صورت با توجه به الزامات نشریه ۳۶۰، کدام‌یک از گزینه‌های زیر **ناصحیح** است؟



۱) در ستون شماره ۲ تنها کافی است در بخش میانی ستون کنترل برش ستون انجام شده و نیازی به انجام کنترل برشی در دو بخش انتهایی ستون نیست.

۲) در ستون شماره ۱ تنها کافی است کنترل برش ستون در دو قسمت انتهایی ستون انجام شده و نیازی به انجام کنترل برشی در بخش میانی ستون نیست.

۳) در ستون شماره ۲ کنترل برش ستون هم در دو بخش انتهایی و هم در بخش میانی باید انجام شود.

۴) در ستون شماره ۱، ظرفیت برشی در انتهای تحتانی با ظرفیت برشی در انتهای فوقانی ستون لزوماً یکسان نیست.

گزینه **۱** صحیح است. دلیل اینکه گزینه ۱ جواب مسئله و تنها گزینه ناصحیحی است اینکه در ستون ۲ اگر فرض کنیم که توزیع برش لرزه ای یکنواخت است، ممکن است بخش میانی ستون جوابگو باشد ولی برش متناظر با تسلیم شدگی دو انتهای ستون که مبنای کنترل مقاومت برشی دو انتهای ستون است معمولا بسیار بزرگتر از برش لرزه ای ناشی از تحلیل دربرابر بارهای جانبی است که می تواند باعث شود با وجود کاهش فاصله دورگیرها در دو انتها، ستون جوابگوی نیروی برشی ناشی از تسلیم دو انتهای ستون نباشد. دقت کنید که گزینه های ۲ تا ۴ با توجیهات زیر پاسخ صحیح نیستند. ضمن آنکه مسئله گفته گزینه ناصحیح را انتخاب کنید.

- برش لرزه ای (ناشی از بارهای لرزه ای) عموما در ستون حاکم بوده و توزیع این برش در ارتفاع ستون ثابت است. لذا در ستون ۱ باید مقاومت برشی در کل ارتفاع جوابگو باشد. ولی چون توزیع آرماتور عرضی در کل ارتفاع ستون ۱ یکسان فرض شده است، لذا همینکه ستون در دو انتها کنترل شود کافیست.
- با توضیحات قبل و نظر به اینکه برش لرزه ای در ارتفاع ستون ثابت ولی در ستون ۲ توزیع خاموت گذاری یکنواخت نیست، لذا تضمینی وجود ندارد که اگر ستون در دو انتها جوابگوی بارهای لرزه ای باشد، در وسط دهانه نیز جوابگو باشد. پس باید در میانه ارتفاع هم کنترل شود.
- در ستون ها ظرفیت برشی تابع نیروی محوری است. لذا ممکن است بخاطر اندک اختلافی که بارمحوری در بالا و پایین ستون دارد (که به نظر من ناچیز است) ظرفیت برشی دو انتها اندکی با هم تفاوت داشته باشند.

۲۳- براساس تحلیل های تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از ۸ زوج شتاب نگاشت نتایج مربوط به دوران پلاستیک در انتهای یکی از تیرهای فولادی سازه در جدول زیر داده شده است. در زلزله شماره ۳ سازه دچار فروریزش شده و به دلیل خطای همگرایی نتایج، تحلیل در میانه زلزله متوقف شده است. در صورتیکه بخواهیم از میانگین نتایج ۷ زوج شتاب نگاشت استفاده کنیم، دوران پلاستیکی که باید با معیار پذیرش مقایسه شود را محاسبه نمایید؟

۱) 0.014 rad ۱) 0.12 rad ۱) 0.21 rad ۱) 0.066 rad

شماره زلزله	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
دوران پلاستیک مثبت (رادیان)	۰/۰۱۵	۰/۰۰۱	۰/۰۲۰	۰/۰۱۰	۰/۰۲۵	۰/۰۱۰	۰/۰۰۵	۰/۰۳۵
دوران پلاستیک منفی (رادیان)	-۰/۰۰۵	-۰/۰۲۵	-۰/۰۴۵	-۰/۰۱۵	-۰/۰۰۵	-۰/۰۲۵	-۰/۰۰۱	۰

گزینه **۱** صحیح است

براساس بند ۳-۴-۴-۱ پاسخ سازه می تواند برابر متوسط مقدار پاسخ ها در نظر گرفته شود. ضمنا پاسخ زلزله ۳ را کنار می گذاریم ولی همچنان بخاطر معتبر بودن پاسخ ۷ زوج شتاب نگاشت، می توان از متوسط گیری استفاده کرد. لذا با این فرض متوسط دوران پلاستیک مثبت و منفی را محاسبه می کنیم :

$$\bar{\theta}_p^+ = \frac{1}{7}[0.015 + 0.001 + 0.01 + 0.025 + 0.01 + 0.005 + 0.035] = 0.0144\, rad$$

$$\bar{\theta}_p^- = \frac{1}{7}|-0.005 - 0.025 - 0.015 - 0.005 - 0.025 - 0.001| = 0.011\, rad$$

پس دوران پلاستیک تیر در انتهای مورد نظر برابر است با بیشینه دو مقدار فوق یا به عبارتی $0.0144\, rad$. در پاسخ نامه منتشر شده گزینه ۳ را صحیح دانسته اند. به نظرمی رسد طراح برای تهیه راه حل این سئوال ابتدا برای هر رکورد قدرمطلق دوران پلاستیک هر رکورد را با هم جمع کرده و سپس میانگین گرفته است (البته با حذف رکورد ۳). این روش در نشریه و آیین نامه بالادستی آن نیامده است.

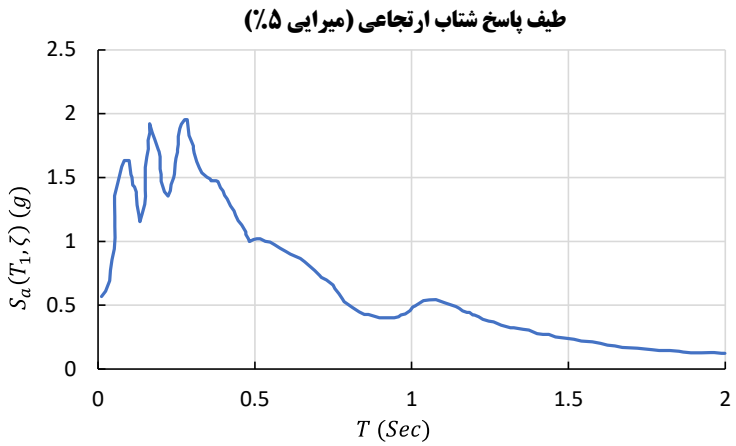
شماره زلزله	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
دوران پلاستیک مثبت (رادیان)	۰/۰۱۵	۰/۰۰۱	۰/۰۲۰	۰/۰۱۰	۰/۰۲۵	۰/۰۱۰	۰/۰۰۵	۰/۰۳۵
دوران پلاستیک منفی (رادیان)	-۰/۰۰۵	-۰/۰۲۵	-۰/۰۴۵	-۰/۰۱۵	-۰/۰۰۵	-۰/۰۲۵	-۰/۰۰۱	۰
جمع قدر مطلق	۰/۰۲۰	۰/۰۲۶	-	۰/۰۲۵	۰/۰۳۰	۰/۰۳۵	۰/۰۰۶	۰/۰۳۵

$$\bar{\theta}_p = \frac{1}{7}[0.02 + 0.026 + 0.025 + 0.030 + 0.035 + 0.006 + 0.035] = 0.025\, rad$$

تاکید می شود که این روند حال احتمالی مد نظر طراح صحیح نیست.

۲۴- ساختمانی ۳ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی و میرایی ذاتی ۲٪ و زمان تناوب ۱ ثانیه در امتداد شرقی-غربی نیازمند بهسازی تشخیص داده می شود. بهسازی به کمک میراگرهای وابسته به سرعت انجام شده است به نحوی که بدون تغییر در سختی، میرایی از ۲٪ به ۲۰٪ افزایش یافته است. در این صورت تحت مولفه شرق-غربی زلزله سرپس ذهاب، تغییرمکان مرکز جرم بام ساختمان در امتداد شرقی-غربی پیش از بهسازی و پس از بهسازی را محاسبه نمایید. طیف شتاب مولفه شرقی-غربی زلزله سرپل ذهاب با میرایی ۵٪ در شکل نمایش داده شده است. از تاثیر مولفه شمالی-جنوبی صرفه نظر شود.

۱) قبل از بهسازی 0.18 m و بعد از بهسازی 0.07m
۲) قبل از بهسازی 0.15 m و بعد از بهسازی 0.10m
۳) قبل از بهسازی 0.18 m و بعد از بهسازی 0.10m
۴) قبل از بهسازی 0.15 m و بعد از بهسازی 0.07m



گزینه **۳** صحیح است.

با استفاده از طیف پاسخ شتاب برای میرایی ۵٪ در زمان تناوب ۱ ثانیه، شتاب طیفی $0.5g$ بدست می آید. رابطه تغییر مکان هدف در نشریه ۳۶۰ برابر است با :

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 S_a \frac{T^2}{4\pi^2} g$$

برای تعیین ضریب C_o یا باید از رابطه ضریب مشارکت مودی استفاده کرد که در این صورت مولفه های مود ارتعاشی طبقات در مود اول نیاز است که در این مسئله داده های لازم برای تعیین مود اول نمایش داده نشده است. اگر بخواهیم از جدول استفاده کنیم باید مشخص شود که رفتار سازه برشی است یا خیر. اگر فرض کنیم قاب خمشی از نوع ساختمان برشی است برای دو نوع توزیع بار نشریه، ضریب مذکور، ۱/۲ داده شده است

بعلاوه در این مسئله زمان تناوب سازه (که یحتمل منظور طراحی زمان تناوب موثر اصلی است) برابر ۱ ثانیه داده شده است. برای این زمان تناوب ثابت های C_1 و C_2 طبق نشریه ۱ می باشند. نکته اصلی مسئله مختص طیف شتابی است که داده شده است. این طیف برای میرایی ۵٪ است در حالیکه مسئله تغییر مکان هدف را برای میرایی ۲ و ۲۰ درصد خواسته است. مطابق نشریه برای تبدیل طیف پاسخ شتاب میرایی ۵٪ به سایر میرایی ها می توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln 100\beta}$$

این ضریب برای میرایی ۲ ٪ برابر است با:

$$B_{2\%} = \frac{4}{5.6 - \ln 100(0.02)} = 0.82$$

پش شتاب طیفی در میرایی ۲٪ برابر است با:

$$S_a(1,2\%) = \frac{S_a(1s,5\%)}{B} = \frac{0.5g}{0.82} = 0.61g$$

ضریب B برای میرایی ۲۰ ٪ برابر است با:

$$B_{20\%} = \frac{4}{5.6 - \ln 100(0.20)} = 1.54$$

پش شتاب طیفی در میرایی ۲٪ برابر است با:

$$S_a(1,20\%) = \frac{S_a(1s,5\%)}{B} = \frac{0.5g}{1.54} = 0.32g$$

پس تغییر مکان هدف قبل و بعد از بهسازی برابر است با :

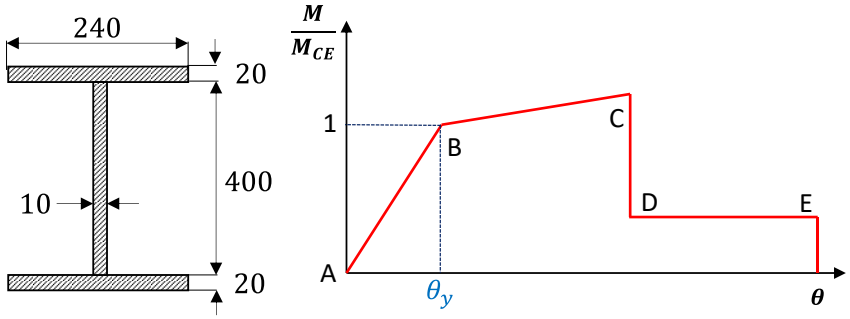
$$\delta_{t-2\%} = 1.2(1)(1)(0.61)(9.81)\left(\frac{1^2}{4\pi^2}\right) = 0.18m = 18\ cm$$

$$\delta_{t-20\%} = 1.2(1)(1)(0.32)(9.81)\left(\frac{1^2}{4\pi^2}\right) = 0.095m \approx 10\ cm$$

۲۵- برای تحلیل غیرخطی استاتیکی یک سازه با قاب خمشی فولادی باید تیر با مقطع شکل زیر مدل شود. مختصات مقطه C در نمودار مدل رفتاری این تیر را محاسبه نمایید.

۱) $9\theta_y$ ،1.27 ۲) $9\theta_y$ ،1.03 ۳) $10\theta_y$ ،1.03 ۴) $10\theta_y$ ،1.27

$F_{ye} = 270\ MPa$
$F_y = 245\ MPa$



گزینه **۴** صحیح است. با توجه به مقطع داده شده باید مشخص شود که از کدام ردیف جدول ۵-۳ نشریه می توان استفاده کرد. لذا اول شرایط فشردگی مقطع را کنترل می کنیم :

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{240}{2(20)} = 6 \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{yE}}} = 4.2\sqrt{\frac{2e5}{270}} = 8.2$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{400}{10} = 40 \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{yE}}} = 4.2\sqrt{\frac{2e5}{270}} = 67$$

براساس جدول ۵-۳ تیر شرایط ردیف الف را داراست (فشرده لرزه ای زیاد). ضمنا براساس بند ۵-۲-۱-۲ اثرات کرنش سخت شدگی را می توان با شیب ۳٪ بخش ارتجاعی در نظر گرفت.

$$\theta_c = \theta_y + \theta_a = \theta_y + 9\theta_y = 10\theta_y$$

$$M_c = M_y\left(1 + \alpha\frac{\theta_a}{\theta_y}\right) = M_y\left(1 + 0.03\left(\frac{9\theta_y}{\theta_y}\right)\right) = 1.27M_y$$

۲۶- جهت تقویت اتصال بتنی با استفاده از ورق فولادی مسلح‌کننده کدام عبارت صحیح نیست؟

۱) در مکان‌های با خوردگی شیمیایی زیاد تحت شرایطی می‌توان از این نوع تقویت استفاده نمود.

۲) استفاده از ورق ۵ میلی‌متر مجاز است.

۳) در اتصالات میانی ورق‌های مسلح‌کننده باید در کلیه وجوه تیر و ستون به کار برده شود.

۴) استفاده از چسب اپوکسی برای چسباندن ورق الزامی است.

گزینه **۴** جواب سئوال است زیرا:

- گزینه ۱ صحیح است زیرا مطابق نشریه ۵۲۴، در محیط‌های خورنده **در صورت اعمال تمهیدات حفاظتی مناسب** (پوشش ضدخوردگی، رنگ، ملات محافظ و ...) استفاده از ورق فولادی **مجاز است**.
- گزینه ۲ نیز صحیح است زیر حداقل ضخامت ورق فولادی ۴ میلی‌متر مجاز بوده و ضخامت‌های کمتر توصیه نمی‌شود.
- ورقهای فـولادی مسلح کننده را در کلیهٔ وجوه تیر و ستون بکار برد پس گزینه ۳ نیز صحیح است.
- پس تنها گزینه ۴ نادرست است زیر استفاده از **چسب اپوکسی الزامی نیست** و اهمیت استفاده از پیچ های پیش تنیده بیشتر از چسب اپوکسی است. در عبارت چسب اپوکسی از کلمه **بهتر است** استفاده شده است.

۲۸- در خصوص تقویت ستون بتنی با استفاده از روکش بتنی، کدام عبارت **صحیح** است؟
۱) جوشکاری آرماتورهای جدید به آرماتورهای موجود ستون مجاز است.
۲) آرماتورهای طولی جدید، هواه باید به‌صورت پیوسته در طبقات و داخل پی گسترش یابد.
۳) استفاده از آرماتورهای Ω شکل در این روش الزامی است.
۴) روکش بتنی باید دور تا دور ستون و به‌طور کامل انجام شود.

طبق نشریه ۵۲۴ **جوشکاری آرماتورهای جدید به آرماتورهای موجود ستون مجاز نیست** زیرا کیفیت اتصال و دوام آن تضمین نیست. اگر هدف افزایش ظرفیت خمشی ستون باشد باید آرماتورهای طولی جدید بصورت پیوسته در طبقات و داخل پی گسترش یابند وبرای تقویت برشی یا محوری می توان آرماتورهای طولی را تا زیر تیر سقف آورد. بعلاوه استفاد از آرماتورهای Ω (یعنی دورگیر یا دورپیچ)، **الزامی نیستند.** همچنین بسته به شرایط می توان روکش را فقط در یک وجه ستون هم اجرا نمود. **لذا به نظر تنها گزینه ۱ صحیح است. درباره جوشکاری آرماتور ها به هم تنها ضابطه ای که در بخش ۲-۵-۱-۱-۱ نشریه ۵۲۴ وجود دارد بشرح زیر است :**

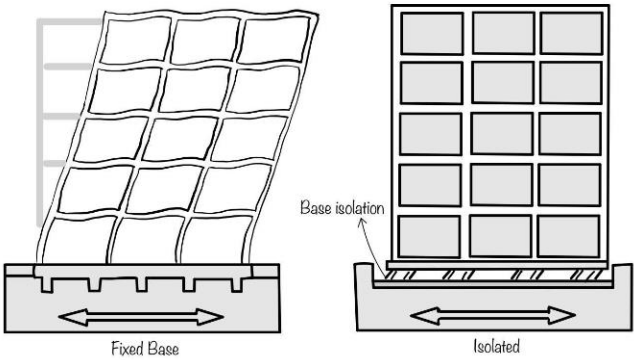
« گاهی عملکرد مرکب بتن قدیم و روکش صرفاً از طریق چسبندگی بین آنها (با توجه به زیر بودن سطح بتن قدیمی) تامین می‌گردد که می‌توان برای ایجاد اتصال قوی‌تر بین قفس قدیم و جدید، آرماتور Ω که به میلگردهای قدیمی و جدید جوش شده‌اند، استفاده نمود.»

۲۹- در خصوص استفاده از جداساز لرزه‌ای کدام عبارت **صحیح** است؟
۱)کارایی آن به نوع خاک بستگی دارد.
۲) در سازه‌های بلند مؤثرتر از سازه‌های کوتاه است.
۳) سبب تحریک مودهای بالاتر سازه می‌شود.
۴) به علت تغییر شکل زیاد تکیه‌گاه‌ها، تغییر شکل نسبی طبقات بیشتر خواهد شد.

گزینه **۱** صحیح است. پاسخ این سئوال را باید با نشریه ۵۲۴ داد. در صفحه ۳۷۴ این نشریه درباره جداساز آمده است که :

۱. جداسازی از پایه برای ساختمانهای سخت تر نتایج بهتری بدست میدهد (یعنی سازه های کوتاه تر)
۲. در خاکهای سخت جداگر لرزهای بـسیارکاربردی بوده و درخاکهای نرم ازکارایی آن کاسته میشود.
۳. عدم تحریک مودهای بالاتر توسط حرکت زمین

ضمنا توجه داشته باشید که عمده تغییرشکلها زمین در جداگر باقی مانده و در نتیجه تغییرشکل نسبی طبقات در بالای سامانه جداساز تقریبا صفر ست.



/https://www.eigenplus.com/what-are-the-types-of-base-isolation-devices

۳۰- برای ارزیابی لرزه‌ای یک دیوار برشی بتنی و آگاهی از تعداد و فواصل میلگردها، با استفاده از اسکن، فاصله میلگردهای افقی و قائم ۴۰ cm به‌دست آمده، اما قطر میلگردها با تقریب بین ۱۰ تا ۱۴ میلی‌متر تخمین زده شده است. ضخامت دیوار ۴۰ cm و میلگردگذاری در دو سفره (در هر وجه دیوار) انجام شده است. با این اطلاعات کدامیک از عبارات زیر صحیح است؟

۱) اگر قطر میلگردها کمتر از ۱۶ mm باشد نباید اثر میلگرد بر مقاومت برشی دیوار را در نظر گرفت.

۲) فقط چنانچه قطر میلگردها ۱۴ mm باشد می‌توان در محاسبه مقاومت برشی دیوار اثر میلگردها را در نظر گرفت.

۳) چنانچه قطر میلگردها ۱۰ mm باشد نباید اثر آنها را در محاسبه مقاومت برشی دیوار در نظر گرفت.

۴) در هر حال می‌توان در محساسبه مقاومت برشی دیوار، اثر میلگردها را در نظر گرفت.

گزینه **۴** صحیح است. مطابق نشریه، اگر درصد میلگرد افقی یک دیوار برشی یا قطعه‌ی دیواری، ρ_h کمتر از ۰/۰۰۲۵ ولی بیشتر از ۰/۰۰۱۵ باشد، و فاصله میلگردها از یکدیگر کمتر از ۴۵ سانتیمتر باشد، در محاسبه‌ی مقاومت برشی دیوار می‌توان اثر میلگردها را منظور نمود. برای درصد میلگردهای افقی کمتر از ۰/۰۰۱۵، سهم آرماتور دیوار در مقاومت برشی دیوار را می‌توان **مقدار ثابتی** براساس مقدار حاصل از $\rho = 0.0015$ در نظر گرفت. **لذا به استناد توضیحات ارائه شده همواره می توان اثر میلگردها را در محاسبه مقاومت برشی در نظر گرفت. فقط سهم مشارکت آرماتورهای افقی و قائم به نسبت ρ محاسبه شده وابسته است.**