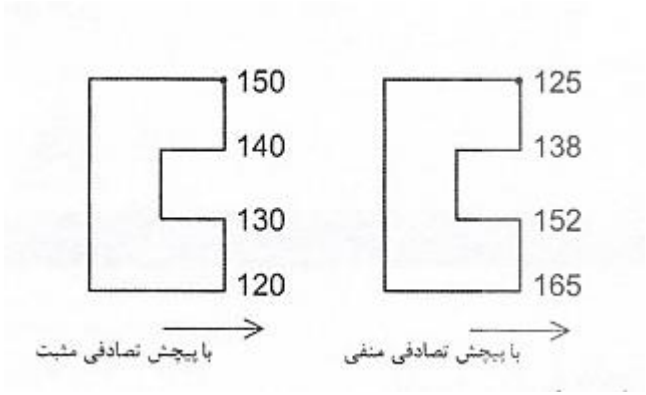
آکادمی مهندس دوگوهرانی

پاسخ تشریحی
آزمون محاسبات اسفند ماه ۱۴۰۲

۱. در یک ساختمان ۵ طبقه برای کنترل نامنظمی پیچشی در پلان دیافراگم صلب مدل شده است. و تغییر مکانهای انتهای ساختمان در طبقه چهارم ناشی از زلزله با پیچش تصادفی مثبت و منفی در شکلهای زیر نشان داده شده اند نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی به تغییر مکان نسبی متوسط ($\Delta_{max}/\Delta_{avg}$) در طبقه چهارم چقدر است؟ اندازه ها در شکل به میلی متر می باشند.



۱.۱۱

۱.۱۴

۱.۲۱

با این اطلاعات نمی توان این نسبت را محاسبه کرد.

آیین نامه ۲۸۰۰– صفحه ۶ – گزینه ۴

ب-**نامنظمی پیچشی**: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن A_j = ۱/۰ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان 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.

در کنترل نامنظمی پیچشی، باید اطلاعات طبقه نسبت به طبقه زیرین سنجیده شود که که در این جا این اطلاعاتی از طبقه سوم داده نشده است.

MOSTAFA DOGOHARANI

۲ . بار برف متوازن برای سقف شیبدار یک سالن صنعتی در شهر ایلام در حالت برف ریز که گروه ناهمواری محیط برای آن ناحیه باز در نظر گرفته شده **برابر نصف بار مبنا Pبرآورد** شده است. **در صورتی که ضریب اهمیت** بار برف و ضریب شرایط دمایی برابر با ۱ فرض شود سطح بام لغزنده باشد فضای کافی پایین تر از لبه بام **برای ریزش برف وجود داشته باشد** مقدار زاویه شیب این سقف به کدام گزینه نزدیک تر است؟

(۱) ۱۵ درجه

(۳) ۲۰ درجه

(۲) ۴۰ درجه

(۴) ۳۰ درجه

$$\left.\begin{aligned} P_r &= \frac{1}{2}P_s \\ I_s &= 1 \\ C_h &= 1 \\ \alpha_0 &= 5^\circ \\ C_n &= 0.8 \end{aligned}\right\} \rightarrow P_r = I_s C_n C_h C_s P_s = \frac{1}{2}P_s \rightarrow C_s = 0.625$$

$$C_s = 1 - \frac{\alpha - \alpha_0}{70 - \alpha_0} \rightarrow 0.625 = 1 - \frac{\alpha - 5}{70 - 5} \rightarrow \alpha = 29.4^\circ$$

مبحث ۶ – بند ۶-۷-۲ – صفحه ۴۵ – گزینه ۴

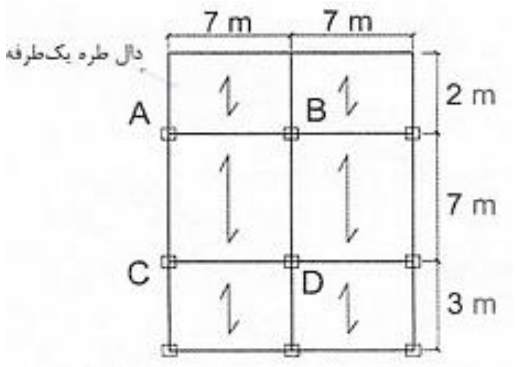
۶-۷-۲ بار برف بام

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:

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

MOSTAFA DOGOHARANI

۳. در پلان یک طبقه از ساختمانی بار زنده گسترده یکنواخت کلیه سطوح 2 kN/m می باشد. بارگذاری بار زنده تیرهای AB و CDحداکثر چند درصد مجاز به کاهش هستند؟ این کف محل عبور یا پارک خودروهای سواری و همچنین محل اجتماع و ازدحام نمی باشد. ضمناً این طبقه مربوط به بام ساختمان نیست.



۱) ۸.۸ درصد برای تیر AB و ۱۰ درصد برای تیر CD

۲) ۴.۴ درصد برای تیر AB و ۲۵ درصد برای تیر CD

۳) ۱.۳ درصد برای تیر AB و ۲۰ درصد برای تیر CD

۴) بدون کاهش برای تیر AB و CD

مبحث ۶ –صفحه ۲۴ – گزینه ۳

$$L = L_0\left[0.25+\frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right]$$

$$CD\rightarrow\begin{cases}A_T=(1.5+3.5)\times 7=35m^2\\K_{LL}=2\\\dfrac{L}{L_0}=0.25+\dfrac{4.57}{\sqrt{2\times 35}}=0.8\end{cases}\rightarrow(1-\frac{L}{L_0})\times 100=20\%$$

$$AB\rightarrow\begin{cases}A_T=(2+3.5)\times 7=38.5m^2\\K_{LL}=1\\\dfrac{L}{L_0}=0.25+\dfrac{4.57}{\sqrt{1\times 38.5}}=0.987\end{cases}\rightarrow(1-\frac{L}{L_0})\times 100=1.3\%$$

۶-۵-۵-۱ کاهش در بارهای زنده گسترده یکنواخت

بار زنده گسترده اعضایی راکه برای آنها، مقدار $K_{LL}A_T$ برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، می‌توان با درنظر گرفتن محدودیت‌های بندهای ۶-۵-۵-۲ تا ۶-۵-۵-۵، طبق رابطه (۶-۵-۱) کاهش داد:

$$L = L_0\left[۰/۲۵+\frac{۴/۵۷}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right] \qquad (۶-۵-۱)$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۴. در یک طبقه از یک ساختمان اداری دو قسمت A و B را در نظر بگیرید که هر کدام دارای مساحت ۲۰۰ متر مربع می باشند قسمت A دفتر کار معمولی و قسمت B سالن انتظار مجموعه را تشکیل می دهد. وزن کل تیغه های جدا کننده بخش A برابر 80 KN و برای B برابر 120 KN می باشد حداقل بار زنده گسترده متوسط کل برای دو قسمت A و B چه مقدار است؟ جدا کننده ها از نوع سبک با وزن هر متر مربع ۰.۵ کیلونیوتن بر متر مربع دیوار می باشد. کاهش بار زنده لحاظ نمی شود.

B:4.5 kN/m², A:3.5 kN/m²

B:5 kN/m², A:1 kN/m²

B:4.5 kN/m², A:3 kN/m²

B:5 kN/m², A:3 kN/m²

مبحث ۶ – صفحه ۲۲ – گزینه ۱

۶-۵-۲-۲ ضوابط مربوط به جداکننده‌ها

در ساختمان‌های اداری یا سایر ساختمان‌هایی که درآن‌ها احتمال استفاده از جداکننده‌های داخلی با وزن هرمترمربع ۱کیلونیوتون برمترمربع، با یا بدون جابجایی موقعیت آن‌ها وجود دارد، باید وزن آن‌ها بدون توجه به اینکه در نقشه‌ها نشان داده شده یا نشده باشند، منظور گردند.

در ساختمان‌هایی که جداکننده‌های سبک، نظیر دیوارهای ساندویچی و ورق گچی با وزن هر مترمربع سطح کمتر از ۰/۴ کیلونیوتن بر مترمربع دیوار به کار برده می‌شوند، بار گسترده معادل وارد برکف را باید حداقل ۰/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفت. درسایر موارد، بار گسترده معادل وزن جداکننده‌ها و تیغه‌ها برکف را نباید کمتر از۱ کیلونیوتن بر مترمربع منظور نمود. بار گسترده معادل جداکننده‌ها در محاسبات جزو بار زنده محسوب می‌گردند اما در تعیین نیروی زلزله این بارها باید در محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای به بارمرده اضافه شوند.

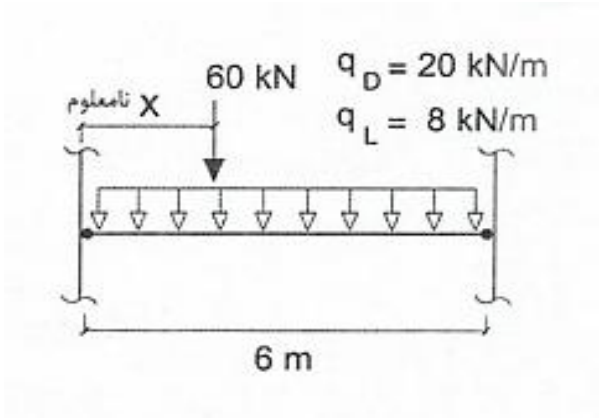
استثناء : اگر حداقل بار زنده، L_0، از ۴ کیلونیوتن بر مترمربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده جدا کننده‌ها نیست.

$$\begin{cases} L_0 = 2.5KN/m^2 \\ q_A = \max\left[1, \dfrac{80}{400}\right] = 1KN/m^2 \end{cases} \rightarrow q_{A,total} = 2.5+1 = 3.5KN/m^2$$

$$\begin{cases} L_0 = 4.5KN/m^2 > 4KN/m^2 \\ q_B = 0 \end{cases} \rightarrow q_{B,total} = 4.5KN/m^2$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۵. یک تیر دو سر مفصل فولادی در معرض خطر احتمالی سقوط اشیاء بر روی آن به عنوان حادثه غیر عادی قرار دارد مطابق شکل در صورتی که نیروی حاصل از سقوط اشیاء به صورت بار متمرکز و با مقدار ۰ تعیین شده باشد حداکثر مقاومت خمشی مورد نیاز تیر به روش ضریب بار و مقاومت به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بار مرده و زنده وارد بر تیر به صورت گسترده و به ترتیب برابر ۲۰ kN/m و ۳ kN/mهستند.



Mu=216 kN.m

Mu=255.6 kN.m

Mu=273.6 kN.m

Mu=309.6 kN.m

مبحث ۶ –صفحه ۱۴ –گزینه ۱

$$q_u = 1.2q_D + 0.5q_L = 1.2\times 20 + 0.5\times 8 = 28kN/m^2$$

$$P_u = A_k = 60kN$$

$$M_u = \frac{28\times 6^2}{8} + \frac{60\times 6}{4} = 216kN.m$$

۶-۲-۴-۲ ظرفیت

به منظور کنترل ظرفیت یک سازه یا عضو سازه‌ای به روش ضرائب بار و مقاومت در تحمل اثر یک حادثه غیرعادی، ترکیب بار زیر باید منظور شود:

$$(۰/۹ \text{ یا } ۱/۲)D + A_k + ۰/۵L + ۰/۲S$$

A_k اثر ناشی از حادثه غیرعادی می‌باشد.

MOSTAFA DOGOHARANI .inbr.ir

۶. برای نگهداری خاکی به ارتفاع ۲.۷ متر باید از دیوار حائل کنسولی با مصالح بنایی استفاده شود. در صورتی که وزن مخصوص خاک برابر ۱۶.۵ Kn/m2و مقدار ضریب فشار خاک استاتیکی در حالت محرک برابر ۰.۲۵ باشد کل نیروی فشاری بدون ضریب ناشی از این بارگذاری که باید در طراحی در نظر گرفته شود به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ شرایط خاک خشک و بدون سربار است.

H=11.1 KN (برای یک متر طول دیوار)

H=15 KN (برای یک متر طول دیوار)

H=18.2 KN (برای یک متر طول دیوار)

H=22 KN (برای یک متر طول دیوار)

مبحث ۶ – صفحه ۱۹ – گزینه ۳

$$q_1 = Ka\gamma H = 0.25\times16.5\times2.7 = 11.1375 KN/m^2$$

$$q_2 = 5\times2.7 = 13.5 KN/m^2$$

$$q_u = \max(q_1, q_2) = 13.5 KN/m^2$$

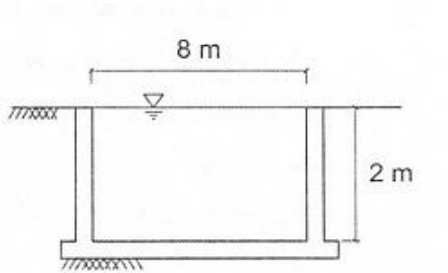
$$P_u = q_u \times \frac{H}{2} = 13.5\times\frac{2.7}{2} = 18.22 kN$$

۶-۴-۲ فشار جانبی

۶-۴-۲-۱ نیروی ناشی از فشار خاک یا فشار هیدرواستاتیکی باید بر روی دیوارهای زیرزمین‌ها و سایر سازه‌های مشابه که در پشت اجزاء آن‌ها خاک قرار دارد، منظور گردد. فشار خاک باید با توجه به مشخصات مکانیکی آن و ضوابط مبحث هفتم مقررات ملّی ساختمان تعیین گردد. این فشار در هرحالت نباید کمتراز فشار مایع معادل با وزن مخصوص ۵کیلونیوتن برمترمکعب در نظرگرفته شود.

MOSTAFA DOGOHARANI

۷. در شکل مقطع یک استخر آب با طول زیاد نشان داده شده است و فرض می شود دیوارها به صورت طره عمل می کنند چنانچه فشار خاک از نوع فعال (Ka=1/3) و جرم مخصوص خاک 2000 kg/m3 فرض شود نسبت مقاومت خمشی مورد نیاز پای دیوار در حالت پر به حالت خالی استخر به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ روش حالت حدی مقاومت از وجود سربار و سایر بارگذاری ها صرف نظر شود فشار خاک همیشگی فرض می شود قدر مطلق مقاومت های خمشی مورد نیاز در نظر گرفته شود.



۱.۳۰

۰.۸۳

۰.۶۷

۰.۷۵

مبحث ۶ – صفحه ۱۲ –گزینه ۴

$$\begin{cases} K_a\gamma H = \frac{1}{3}\times 20000\times 2 = 13.33KN/m^2 > 5\times 2 = 10KN/m^2 \\ M_1 = 1.6\times\frac{13.332}{2}\times\frac{2}{3} = 14.2KN.m/m \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0.9K_a\gamma H = \frac{1}{3}\times 20000\times 2 \\ 1.4\gamma_w H = 1.4\times 10\times 2 \\ M_2 = \frac{(1.4\gamma_w H - 0.9K_a\gamma H)\times 2}{2}\times\frac{2}{3} = 10.6KN.m/m \end{cases}$$

$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{14.2}{10.6} = 0.75$$

پ) در مواردی که بار سیال، F، بر سازه وارد می‌شود، اثر این بار باید با ضریب باری همانند ضریب بار مرده، D، در ترکیب بارهای ۱ تا ۸ و ۱۰ منظور شوند.

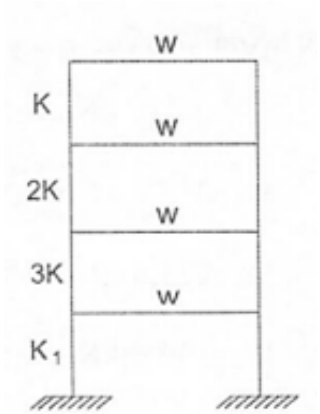
ت) در صورت وجود فشار جانبی خاک و فشار آب زیرزمینی یا مواد انباشته، H، اثر آن‌ها را باید به صورت زیر منظور نمود:

ت-۱) اگر اثر این بار در جهت افزودن به اثرات دیگر بارها باشد، اثر بار H باید با ضریب ۱/۰ در ترکیب بارها منظور شود.

ت-۲) اگر اثر این بار در جهت کاهش اثرات دیگر بارها باشد، در صورت وجود دائمی بار H، اثر آن باید با ضریب ۰/۶ در ترکیب بارها منظور شود و در بقیه موارد باید از اثر بار H صرف‌نظر گردد.

MOSTAFA DOGOHARANI

۸. در شکل زیر سختی جانبی و وزن مؤثر لرزه ای طبقات نشان داده شده است. حداقل مقدار K1 بر حسب K برای آنکه برای محاسبه این ساختمان در برابر زلزله بتوان از روش تحلیل استاتیکی معادل استفاده کرد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ پلان طبقات در ارتفاع یکنواخت و بدون نامنظمی می باشد.



1.6K

2.1K

1.8K

3K

آیین نامه ۲۸۰۰ – صفحه ۲۷ –گزینه ۲

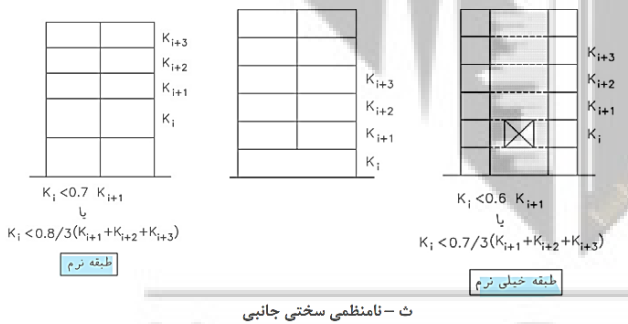
۲-۲-۳ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان درکلیه ساختمان‌ها با هرتعداد طبقه به‌کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه‌طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به‌کار گرفت:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد



ث – نامنظمی سختی جانبی

$$\begin{cases} K_1 \geq 0.7K_2 \\ K_1 \geq 0.8\left(\dfrac{K_2+K_3+K_4}{3}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} K_1 \geq 0.7\times 3K \rightarrow K_1 \geq 2.1K \\ K_1 \geq 0.8\left(\dfrac{3K+2K+K}{3}\right)=1.6K \end{cases} \rightarrow K_1 \geq 2.1K$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۹. برای بررسی آثار تغییرات دمایی بر مهاربندهای یک سازه صنعتی در طراحی به روش LRFD تحلیل سازه نشان می دهد که نیروی محوری مهاربند تحت بار مرده ۲۰ و تحت بار زنده غیر قابل کاهش ۱۰ کیلونیوتن هر دو فشاری و تحت بارگذاری حرارتی $\pm T$ است. اگر مقاومت فشاری مورد نیاز مهاربند با در نظر گرفتن اثر تغییرات دمایی ۲۴۰ باشد، مقاومت کششی مورد نیاز آن به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر خواهد بود؟

KN ۱۹۷

136 KN

182 KN

211 KN

مبحث ۶ – صفحه ۱۱ – گزینه ۳

$$\begin{cases} 1.2P_D + 0.5P_L + 1.2P_T = 1.2\times 20 + 0.5\times 10 + 1.2P_T = 240 \rightarrow P_{T1} = 175.8KN \\ 1.2P_D + 1.6P_L + P_T = 1.2\times 20 + 1.6\times 10 + P_T = 240 \rightarrow P_{T2} = 200KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{T1} = 1.2\times 20 + 0.5\times 10 + 1.2\times 175.8 = -182KN \\ F_{T2} = 1.2\times 20 + 1.6\times 10 + 2008 = -160KN \end{cases}$$

$$F_T = \max\left[F_{T1}, F_{T2}\right] = 182KN$$

چ) در مواردی که اثر بارهای خودکرنشی وجود داشته باشد، علاوه بر ترکیب بارهای ارائه شده، دو ترکیب بار زیر نیز باید در نظر گرفته شود:

۱) ۱/۲D+۰/۵L+۰/۵(Lr یا S)+۱/۲T

۲) ۱/۲D+۱/۶L+۱/۶(Lr یا S)+T

MOSTAFA DOGOHARANI

۱۰. برای آنکه احتمال ارتعاش یک ساختمان در راستای عمود بر جهت باد از احتمال ارتعاش آن در جهت باد بیشتر نباشد حداقل عرض مؤثر عمود بر جهت جریان باد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ساختمان بلند و نرم با ارتفاع طبقات یکسان طول مؤثر ۱۸ متر در جهت باد و ارتفاع کل از تراز زمین ۵۰ متر است.

۱) ۱۴ متر

۲) ۱۶ متر

۳) ۱۲ متر

۴) ۱۰ متر

مبحث ۶ – صفحه ۱۳۸ – گزینه ۲

$$\frac{\sqrt{wd}}{H} > 0.333$$

$$\frac{\sqrt{w \times 18}}{50} > 0.333 \rightarrow w > 15.4m$$

پ-۶-۴-۴ کنترل ارتعاش ساختمان

در ساختمان‌های بلند و نرم، تحت اثر تغییرات سرعت باد، ارتعاش ساختمان توسط ساکنان آن حس می‌شود. آستانه این احساس درساختمان‌های مسکونی با ساختمان‌های اداری تفاوت دارد. ارتعاش ساختمان الزاماً در همان جهت تأثیر باد اتفاق نمی‌افتد و ممکن است ساختمان در راستای عمود بر راستای تأثیر باد ارتعاش کند.

برای ساختمان‌های باکاربری مسکونی مقدار شتاب قابل حس توسط افراد ۰/۰۰۵ شتاب ثقل و در ساختمان‌های با کاربری اداری ۰/۰۱۵ شتاب ثقل می‌باشد.

باد مورد نظردراین مطالعات، بارباد سطح بهره‌برداری (W_{ser}) است که بر مبنای دوره بازگشت ده‌ساله باد در منطقه محاسبه می‌شود. برای تعیین این سرعت می‌توان از ۰/۸۰ سرعت مبنای باد (بند ۶-۱۰-۲) استفاده نمود.

چنانچه بین طول و عرض مفید ساختمان رابطه $\frac{\sqrt{wd}}{H} < ۰/۳۳۳$ برقرار باشد، احتمال ارتعاش جانبی از ارتعاش در جهت باد بیشتر است.

در این رابطه، H ارتفاع ساختمان (از تراز زمین)، d طول مؤثر ساختمان (در جهت باد) و W عرض مؤثر ساختمان (عمود برجهت جریان باد) است. طول و عرض مؤثر متناسباً از رابطه ۶-۱۰-۱-د محاسبه می‌شود.

www.inbr.ir
MOSTAFA DOGOHARANI

۱۱. خصوصیات مکانیکی خاک منطقه به صورت $\gamma = 20\ kN/m^3, \varphi = 30^\circ, C = 0.0125\ MPa$ **است. در نظر است که جهت اجرای یک واحد مسکونی گود قائمی به ارتفاع ۵ متر حفر شود. اگر ساختمانهای همسایه ۳ طبقه و تراز فونداسیون آن ۲ متر بالاتر از کف گود باشد خطر گود چه میزان است؟ کل سربار ساختمان همسایه برابر 30kN/m فرض شود. همچنین سطح آب زیرزمینی بسیار پایین تر از کف گود بوده و محل گود فاقد هرگونه رطوبت در نظر گرفته شود.**

(۱) گودبرداری مجاز نیست.

(۲) خطر گود معمولی است.

(۳) خطر گود زیاد است.

(۴) خطر گود بسیار زیاد است.

مبحث ۷ – صفحه ۳۳ – گزینه ۴

$$h_c = \frac{2C}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma}$$

$$k_a = \frac{1-\sin\theta}{1+\sin\theta} = \frac{1-0.5}{1+0.5} = \frac{1}{3}$$

$$h_c = \frac{2\times 0.0125\times 10^3}{20\sqrt{\frac{1}{3}}} - \frac{30}{20} = 0.67m$$

$$\frac{h}{h_c} = \frac{5}{0.67} = 7.46 > 2$$

جدول ۷-۳-۱ ارزیابی خطر گود با دیوار قائم

مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر	عمق گود از زیر پی ساختمان موجود در محدودهٔ ناپایداری دیوارهٔ گود	خطر گود
کمتر از ۰/۵	کمتر از ٤ متر	صفر	معمولی
بین ۰/۵ تا ۲	بین ٤ تا ۱۰ متر	بین صفر تا ٦ متر	زیاد
بیشتر از ۲	بیشتر از ۱۰ متر	بیشتر از ٦ متر	بسیار زیاد

MOSTAFA DOGOHARANI

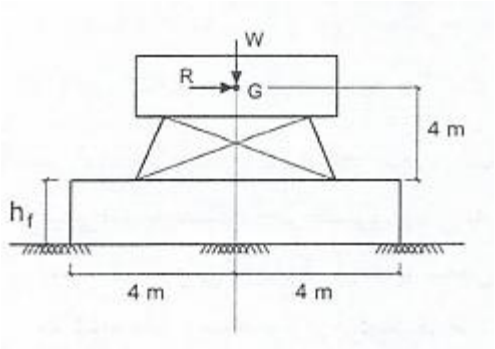
۱۲. یک دستگاه صنعتی بر روی یک پی مستطیلی به ابعاد ۸۴ متر قرار دارد نیروهای حاصل از یک ترکیب بار شامل باد به روش تنش مجاز برای بار قائم و جانبی به ترتیب برابر W=1000KN و R=800KN در مرکز جرم دستگاه مطابق شکل وارد شده است. حداقل ضخامت پی بتنی با وزن مخصوص 25 kN/m3 برای آنکه واژگونی پی کنترل شود به کدام یک از موارد زیر نزدیک تر است؟ پی بر روی خاک قرار داشته و بدون سربار است.

Hf= 900 mm (1

Hf= 400 mm (2

Hf= 700 mm (3

Hf= 1100 mm (4



مبحث ۷ – صفحه ۴۵ – گزینه ۱

$$F.S = \frac{M_R}{M_A} \geq 1.75$$

$$W_c = \gamma_c V_c = 25 \times \left(8 \times 4 \times h_f\right) = 800 h_f$$

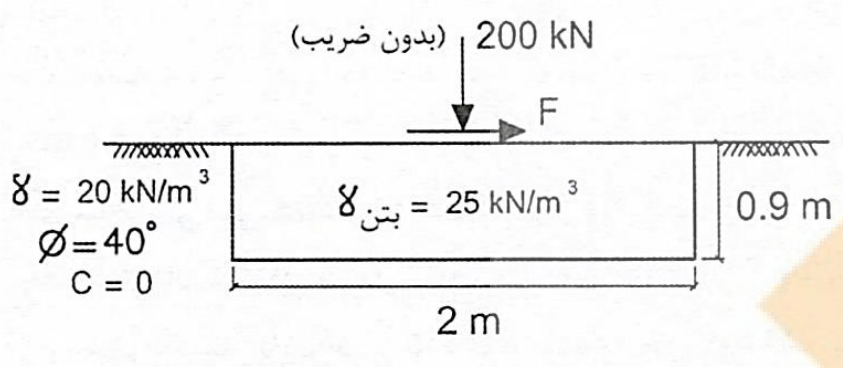
$$F.S = \frac{\sum M_{RO}}{\sum M_{AO}} \frac{\left(1000 \times 800 h_f\right) \times 4}{800\left(4 + h_f\right)} \geq 1.75 \rightarrow h_f \geq 0.89 m$$

جدول ۷-٤-٤ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد- نواری)

نوع حالت حدی	برشی			تراوش	
	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی ساختمان	پایداری کلی	رگاب	فشار رو به بالا
ضریب اطمینان	۱/۵	۳	۱/۷۵	۱/۵	٤	۱/۵

MOSTAFA DOGOHARANI

۱۳. در شکل زیر حداکثر نیروی F برای آنکه پی منفرد معیار لغزش در روش تنش مجاز را رعایت نماید به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ پی مربعی است خاک در حالت زهکشی شده می باشد و شرایط استاتیکی فرض شود. همچنین با توجه به حرکت نسبی پی و زمین نیروی رانش جلوی پی بسیج می شود و در طول عمر سازه وجود دارد. پی ساخته شده با بتن درجا می باشد.



202 KN

133 KN

183 KN

128 KN

مبحث ۷ – صفحه ۴۱ – گزینه ۳

$$P_a = \frac{1}{2}K_a\gamma H^2 L = \frac{1}{2}\left(\frac{1-\sin 40}{1+\sin 40}\right)\times 20\times 0.9^2\times 2 = 3.52KN$$

$$P_P = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{2}K_a\right)\gamma H^2 L = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{2}\frac{1-\sin 40}{1+\sin 40}\right)\times 20\times 0.9^2\times 2 = 37.24KN$$

$$S = \sum Fy\tan\delta = (200+2\times 2\times 0.9\times 25)\tan 40^\circ = 243.33KN$$

$$F.S = \frac{F_R}{F_A} \geq 1.5$$

$$\frac{P_P+S}{P_a+F} = \frac{37.24+243.33}{3.52+F} \geq 1.5 \rightarrow F = 183.52KN$$

جدول ۷-٤-٤ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد- نواری)

نوع حالت حدی	برشی				تراوش	
	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی ساختمان	پایداری کلی	رگاب	فشار رو به بالا
ضریب اطمینان	۱/۵	۳	۱/۷۵	۱/۵	٤	۱/۵

الف ۳-۲: نیروی رانشی مقاوم P_p با استفاده از ضریب مقاوم خاک K_p محاسبه می‌شود و مقدار آن بستگی به میزان حرکت نسبی بین سازه پی و زمین دارد. در محاسبه P_p در هیچ حالت مقدار K_p نباید بیشتر از پنجاه درصد مقدار محاسباتی آن در نظر گرفته شود.

MOSTAFA DOGOHARANI

۱۴. در آزمایش بارگذاری شمع ها کدام یک از گزینه های زیر صحیح نمی باشد؟

(۱) وجود شواهد و مستندات قبلی برای رفتار شمع های مشابه در ساختگاههای مشابه در تعیین تعداد شمع های آزمایشی تاثیر دارد .

(۲) در صورتی که شمع آزمایشی تحت بارگذاری قرار میگیرد باید حداکثر تا مقدار بار طراحی یا حد گسیختگی بارگذاری گردد.

(۳) مدت زمان بین نصب شمع های آزمایشی و انجام آزمایش باید به اندازه ای باشد که شمع مقاومت سازه ای خود را به دست آورده باشد.

(۴) در صورتی که شمع های آزمایشی هم تحت آزمایش بارگذاری استاتیکی و هم دینامیکی قرار گیرند باید فاصله زمانی دو آزمایش به حدی باشد که تغییرات فشار آب حفره ای حتی الامکان از بین رفته و شرایط خاک به حالت اولیه خود برگردد.

مبحث ۷ –صفحه ۸۷ –گزینه ۲

۷-۶-۸-۳ شمع‌های آزمایشی

۷-۶-۸-۳-۱ در انتخاب نوع و تعداد "شمع‌های آزمایشی" مورد نیاز برای کنترل و تدقیق طراحی باید موارد مختلفی از جمله شرایط زمین و تغییرات آن در محدوده ساختگاه، تعداد و اهمیت سازه‌های اجرائی، شواهد و مستندات قبلی موجود برای رفتار شمع‌های مشابه در ساختگاه‌های مشابه و تعداد کل و نوع شمع موردنیاز در طرح در نظر گرفته شود.

۷-۶-۸-۳-۵ مدت زمان در نظر گرفته‌شده بین نصب شمع‌های آزمایشی و انجام آزمایش‌ها باید به اندازه‌ای در نظر گرفته شود که شمع مقاومت سازه‌ای خود را به دست آورده باشد و فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از اجرای شمع به شرایط پایدار اولیه خود بازگشته باشد.

۷-۶-۸-۳-۷ چنانچه بر روی شمع آزمایشی هم آزمایش بارگذاری دینامیکی و هم آزمایش بارگذاری استاتیکی مدنظر باشد، باید فاصله زمانی دو آزمایش به حدی باشد که تغییرات در خاک و زمین ناشی از عملیات آزمایش اول (مانند تغییرات فشار آب حفره‌ای و دست‌خوردگی خاک) حتی‌الامکان از بین رفته باشد و شرایط خاک به حالت اولیه خود بازگشته باشد.

۷-۶-۸-۳-۴ در صورتی که شمع‌های اصلی تحت بارگذاری قرار گیرند حداکثر تا ۱/۲ برابر بار طراحی می‌توانند بارگذاری شوند.

MOSTAFA DOGOHARANI

۱۵. در یک ساختمان با مصالح بنایی مسلح از ستون به ارتفاع مؤثر ۳ متر و ابعاد ۵۰۰×۵۰۰ میلی متر با مصالح آجر فشاری رسی به مقاومت مشخصه 12 MPa و ملات M15 استفاده شده است. در صورتی که مقدار آرماتور ستون حداقل مجاز باشد مقاومت طراحی فشاری این ستون به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (آرماتورها S400)

Pu=840 kN (1

Pu=935 kN (2

Pu=1324 kN (3

Pu=1192 kN (4

مبحث ۸ – صفحه ۸۰ –گزینه ۱

۸-۴-۶-۲-۲ مقاومت محوری اسمی

الف- برای اعضایی که مقدار h/r در آنها از ۱۰۰ کمتر است:

$$P_n = 0.8\left[0.8f'_m(A_n - A_{st}) + f_y A_{st}\right]\left[1 - \left(\frac{h}{140r}\right)^2\right] \qquad (۵-۴-۸)$$

$$f'_m = 3.5MPa$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{a^4}{12}}{a^2}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = 0.288\times 500 = 144.5mm$$

$$\frac{h}{r} = \frac{3000}{144.5} = 20.76 < 100$$

$$A_s \geq 0.005A_n = 0.005\times 500^2 = 1250mm^2$$

$$P_n = 0.8\times\left[0.8\times 3.5\left(500^2 - 1250\right) + 400\times 1250\right]\left[1 - \frac{3000}{140\times 144.5}\right] = 936kN$$

$$\xrightarrow{\phi=0.9} P_u \leq \phi P_n = 0.9\times 936 = 842.4kN$$

جدول ۸-۲-۴ مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f'_m، بر حسب مقاومت فشاری آجر رسی

مقاومت فشاری مشخصه آجر (MPa)	مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی، f'_m (MPa)	
	ملات ماسه-سیمان نوع خیلی قوی یا قوی	ملات ماسه-سیمان نوع متوسط
≥ ۱۰	۳/۵	۳/۰
۹	۳/۴	۲/۸
۸	۳/۰	۲/۵
۷	۲/۸	۲/۳
۶	۲/۴	۲/۰
۵	۲/۰	۱/۷
۴	۱/۸	۱/۴
۳	۱/۴	۱/۰

MOSTAFA DOGOHARANI

۱۶. در ساختمان بنایی دو طبقه با دیوار بلوک سیمانی با کلاف به ابعاد پلان ۱۲×۱۲ متر حداقل دیوار نسبی سازه ای در هر امتداد برای مناطق با خطر نسبی زیاد در طبقه اول چند درصد است؟ فرض کنید فاصله بین مرکز سطح طبقه اول به مرکز سطح دیوار نسبی همان طبقه ۱.۸۰ متر باشد.

(۱) ۱۲ درصد

(۲) ۱۰ درصد

(۳) ۱۱.۵ درصد

(۴) ۱۱ درصد

مبحث ۸ – صفحه ۱۱۳ – گزینه ۴

$$e_{max} = 0.05L = 0.05 \times 12 = 0.6m$$

$$e = 1.8m > e_{max}$$

$$0.01 \times 12 = 0.12$$

$$n = \frac{e - e_{max}}{0.12} = \frac{.8 - 0.6}{0.12} = 10$$

$$\rightarrow 10 \times 1.10 = 11\%$$

جدول ۸-۵-۳ حداقل دیوار نسبی سازه‌ای در هر امتداد ساختمان بنایی با کلاف (٪)

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

MOSTAFA DOGOHARANI

۱۷. عضو خمشی بنایی مسلح به عرض ۳۰۰ میلی متر و ارتفاع ۳۵۰ میلی متر ساخته شده از آجر رسی در یک دهانه مفروض است. در صورتی که از حداکثر مقاومت اسمی مقطع بخواهیم بهره مند شویم مقدار سطح آرماتورهای کششی مورد نیاز به کدام گزینه نزدیک تر است؟ طرح به روش مقاومت نهایی میباشد. عمق مؤثر ۳۰۰ mmو مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی ۳.۵ مگاپاسکال است. در قسمت کششی مقطع از آرماتورهای S400 استفاده میشود و میلگرد در ناحیه فشاری استفاده نشده است.

۲۲۰ mm²

300 mm²

270 mm²

180 mm²

مبحث ۸ – صفحه ۷۸ و ۸۲ – گزینه ۳

۸-۴-۶-۴ حداکثر میلگردهای کششی خمشی

۸-۴-۶-۴-۱ برای عضو خمشی بنایی، حداکثر سطح مقطع میلگردهای کششی خمشی با در نظر گرفتن تعادل نیروهای محوری مقطع و رعایت شرایط زیر محاسبه می‌شود:

۱- توزیع کرنش در مقطع باید به‌صورت خطی، متناظر با کرنش در دورترین میلگرد کششی، معادل ۱/۵ برابر کرنش تسلیم و کرنش فشاری حداکثر در بنایی، مطابق مورد ۴ بند ۸-۴-۶-۱، در نظر گرفته شود.

۸-۴-۶-۱ فرضیات طراحی

روش طراحی مقاومت نهایی بر فرضیات زیر استوار است:

۱- میلگرد کاملاً توسط بنایی در بر گرفته شده و سازگاری کرنش بین بنایی و میلگرد وجود دارد، به طوری‌که بارهای اعمالی به‌صورت مرکب تحمل می‌شوند.

۲- مقاومت اسمی مقاطع بنایی مسلح برای ترکیب خمش و بار محوری باید بر اساس اعمال شرایط تعادل و سازگاری کرنش‌ها باشد.

۳- توزیع کرنش در عمق مقطع، خطی در نظر گرفته می‌شود.

۴- حداکثر کرنش قابل استفاده در دورترین تار فشاری بنایی برابر با ۰/۰۰۳۵ برای بنایی آجر رسی و ۰/۰۰۲۵ برای بنایی بلوک سیمانی فرض می‌شود.

۵- مقدار تنش میلگرد در محدوده ارتجاعی از حاصل‌ضرب مدول ارتجاعی در کرنش میلگرد به‌دست می‌آید ولی نباید از تنش تسلیم (f_y) بیشتر در نظر گرفته شود. برای کرنش‌های بزرگتر از کرنش تسلیم، تنش در میلگرد باید مستقل از کرنش و برابر با مقاومت تسلیم در نظر گرفته شود.

۶- در محاسبات خمش و نیروهای محوری باید از مقاومت کششی بنایی صرف نظر کرد، ولی برای محاسبه خیز، مقاومت کششی بنایی باید در نظر گرفته شود.

۷- تنش بنایی در دورترین تار فشاری برابر با ۰/۸۰ مقاومت مشخصه بنایی (f'_m) است که در ناحیه فشاری و تا عمق ۰/۸ فاصله بین تار فشاری حداکثر و محور خنثی به‌صورت یک‌نواخت توزیع می‌شود.

$$A_{smax} = \frac{0.8 f'_m ab}{f_y}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 1.5\varepsilon_y \\ \varepsilon_{mu} = 0.0035 \\ \varepsilon_y = \dfrac{f_y}{E} = \dfrac{400}{2\times10^5} = 0.002 \end{cases}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + 1.5\varepsilon_y} \rightarrow \frac{c}{300} = \frac{0.0035}{0.0035 + 1.5\times0.002} \rightarrow c = 161.53mm$$

$$a = 0.8c = 0.8\times161.53 = 129.224$$

$$A_{smax} = \frac{0.8\times3.5\times129.224\times300}{400} = 271.37mm^2$$

۱۸ . در یک ساختمان با مصالح بنایی مسلح و در طراحی به روش تنش مجاز در صورتی که از میلگرد با قطر ۱۴ میلیمتر و فولاد S340 استفاده شده باشد تنش مجاز کششی میلگرد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

MPa ۲۹۰

170 MPa

210 MPa

250 MPa

مبحث ۸ – صفحه ۱۴۱ – گزینه ۲

۸-پ-۲-۶-۳-۱ تنش‌های مجاز میلگرد فولادی

۱- تنش کششی در میلگرد نباید از نصف تنش تسلیم مشخصه فولاد ($۰/۵\, f_y$) بیشتر شود.

۲- چنان‌چه میلگردهای عرضی مطابق الزامات بند ۸-۴-۴-۵ تامین شده باشند، تنش فشاری در میلگرد نباید از نصف تنش تسلیم مشخصه فولاد ($۰/۵\, f_y$) بیشتر شود. در غیر این صورت، از ظرفیت فشاری میلگرد باید صرف نظر شود.

$$f_s \le 0.5\, f_y = 0.5 \times 340 = 170 MPa$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۱۹ .کرنش جمع شدگی یک دال بتنی به ضخامت ۳۰۰ میلیمتر چهار سال پس از گیرش بتن به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید Fc=30 Mpa بوده و از کرنش جمع شدگی خشک شدن بتن صرف نظر نمائید.

4×10^{-5}

2.5×10^{-5}

5×10^{-5}

3×10^{-5}

مبحث ۹ – صفحه ۵۷۶ – گزینه ۱

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cse} + \varepsilon_{csd}$$

$$\varepsilon_{csd} = 0$$

$$\varepsilon_{cse} = 50\times10^{-6}\times\left(0.06\,f_c' - 1\right)\times\left(1 - e^{-0.1t}\right)$$

$$\varepsilon_{cse} = 50\times10^{-6}\times\left(0.06\times30 - 1\right)\times\left(1 - e^{-0.1\times4\times365}\right) = 4\times10^{5}$$

$$\varepsilon_{cs} = 4\times10^{5} + 0 = 4\times10^{5}$$

۹-پ۴-۳ اثرات جمع شدگی بتن

۹-پ۴-۳-۱ کرنش جمع شدگی بتن، $\varepsilon_{cs}(t)$ با استفاده از رابطه‌ی (۹-پ۴-۴) محاسبه می‌شود.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cse} + \varepsilon_{csd} \qquad (۹-پ۴-۴)$$

در رابطه‌ی فوق، ε_{cse} کرنش جمع شدگی شیمیایی درونی بتن، و ε_{csd} کرنش جمع شدگی خشک شدن بتن در زمان t است. کرنشهای جمع شدگی بتن که از روابط بندهای ۹-پ۴-۲ تا ۹-پ۴-۵ به دست می‌آیند، دارای دقت ۳۰ ± درصد می‌باشند.

MOSTAFA DOGOHARANI

۲۰. حداقل ضخامت یک دال بتن آرمه توپر کنسولی یک طرفه به طول کنسول برابر ۳ متر و ساخته شده از بتن سبک با وزن مخصوص ۱۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب و آرماتور ۳۴۰ Fy= برای آنکه نیازی به محاسبات دقیق خیر نباشد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید دال بتن آرمه توپر به جدا کننده ها یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببیند متصل نیستند کف پوش بتنی به صورت مرکب یا یکپارچه با دال بتنی اجرا نمی شود.

300 mm

360 mm

320 mm

340 mm

مبحث ۹ – صفحه ۱۴۴ – گزینه ۳

۹-۹-۳-۱ حداقل ضخامت دال

۹-۹-۳-۱-۱ برای دال‌های توپُر که به جدا کننده‌ها (تیغه‌ها) یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببینند، متصل نیستند، ضخامت کل دال، h، نباید از مقادیر جدول ۹-۹-۱ که برای بتن معمولی و فولاد با تنش تسلیم f_y=420 MPa تنظیم شده است، کم‌تر باشد؛ مگر آن که محاسبه‌ی خیز آن‌ها بر اساس بند ۹-۹-۳-۲ انجام شود. برای $f_y \neq 420$ MPa مقادیر جدول ۹-۹-۱ باید در $(0.4+f_y/700)$ ضرب شوند.

۹-۹-۳-۱-۲ برای دال‌های بتن آرمه‌ی ساخته شده با بتن سبک (با وزن مخصوص، w_c، در محدوده‌ی ۱۴۴۰ تا ۱۸۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب)، مقادیر جدول ۹-۹-۱ باید در بزرگ‌ترین مقدار (الف) و (ب) ضرب شوند.

الف- $1.65 - 0.0003w_c$

ب- ۱/۰۹

جدول ۹-۹-۱ حداقل ضخامت دال‌های یک طرفه‌ی توپر

شرایط تکیه گاهی	حداقل ضخامت، h
تکیه‌گاه ساده	$l/20$
یک انتهای ممتد	$l/24$
دو انتهای ممتد	$l/28$
طرّه (کنسولی)	$l/10$

$$h_{min} = \frac{l}{10} \times \alpha \times \beta$$

$$\alpha = \left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right) = \left(0.4 + \frac{340}{700}\right) = 0.886$$

$$\beta = \max\left\{1.65 - 0.004w_c, 1.09\right\} = 1.2$$

$$h_{min} = \frac{l}{10} \times 0.886 \times 1.2 = 318.96mm$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۲۱. هرگاه بار گسترده یکنواخت زنده و مرده روی تیر شکل زیر به ترتیب برابر 20 kN/m و 40 kN/m باشد و از وزن تیر صرف نظر شود حداکثر نیروی برشی طراحی در بر ستون محور A هرگاه این تیر در قاب خمشی ویژه قرار داشته باشد چقدر است؟

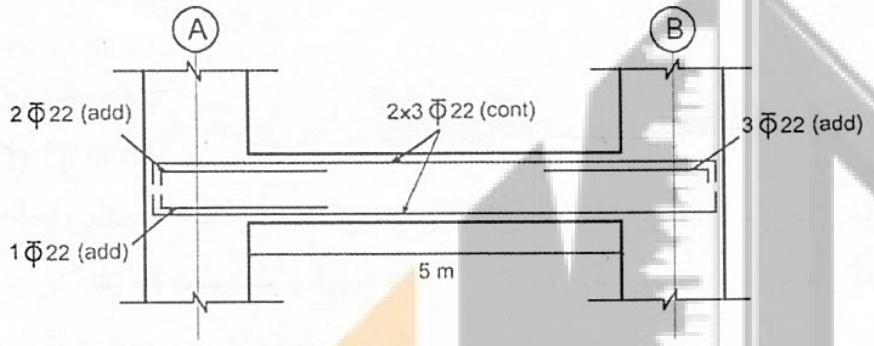
360 KN

324 KN

264 KN

295 KN

مبحث ۹– صفحه ۳۶۵– گزینه ۲



Fc=30 MPa, fy=400 MPa
b=500 mm , d=540 mm

$$V_A = \max\begin{cases} \dfrac{M^+_{pr,R} + M^-_{pr,L}}{L_n} + \dfrac{qL_n}{2} \\ \dfrac{M^-_{pr,R} + M^+_{pr,L}}{L_n} - \dfrac{qL_n}{2} \end{cases}$$

$$M_{pr} = 1.25\rho f_y b d^2 (1 - 0.625\frac{\rho f_y}{\alpha_1 f_c'})$$

$$\xrightarrow{3\phi 22} M^+_{pr,R} = 293.88 kN.m$$

$$\xrightarrow{6\phi 22} M^-_{pr,R} = 564.8 kN.m$$

$$\xrightarrow{4\phi 22} M^+_{pr,L} = 387.88 kN.m$$

$$\xrightarrow{5\phi 22} M^-_{pr,L} = 475.2 kN.m$$

$$V_A = \max\begin{cases} \dfrac{293.88 + 475.2}{5} + \dfrac{(1.2\times 40 + 20)\times 5}{2} = 323.8KN \\ \dfrac{564.8 + 387.88}{5} - \dfrac{(1.2\times 40 + 20)\times 5}{2} = 306.34KN \end{cases}$$

$$V_A = 323.8KN \approx 324KN$$

۹-۲۰-۶-۲-۴ برش در تیرهای با شکل پذیری زیاد

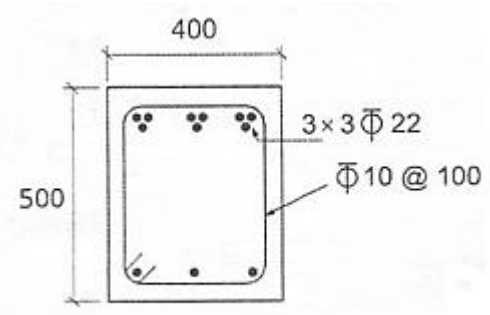
۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ نیروی برشی طراحی تیرها، V_e، باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم ضریب‌دار وارد بر تیر و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی تیر با فرض آن که در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr}، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در تیر، بیش‌ترین مقدار باشد.

MOSTAFA DOGOHARANI

۲۲ . مقطع تیر کنسولی که به یک دیوار بتن آرمه به عرض ۴۰۰ میلیمتر گیردار شده است طبق شکل زیر در نظر بگیرید حداقل طول لازم برای مهار میلگردهای گروهی بالایی تیر در کشش در دیوار حدوداً چقدر است بدون قلاب انتهایی از روابط دقیق بدون به کارگیری از روابط ساده شده استفاده نمائید میلگردها بدون اندود میباشند. بتن از نوع معمولی است. از آرماتور عرضی صرف نظر کنید اندازه ها در شکل به میلی متر است.

Fc=30 MPa, fy=400 MPa

پوشش بتن روی میلگردها= 40 mm



۱) ۱۳۴۰ میلی متر

۲) ۱۱۲۰ میلی متر

۳) ۱۲۸۰ میلی متر

۴) ۱۹۳۰ میلی متر

مبحث ۹ – صفحه ۴۲۵ – گزینه ۱

$$l_d = \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b \geq 300mm$$

$$3taei \rightarrow \begin{cases} x = \frac{22}{2} \\ y = \frac{22 \sin 60}{3} = \frac{\sqrt{3}}{6} \times 22 \end{cases}$$

$$c_b = \min \left\{ \begin{array}{l} x + \frac{d_b}{2} + d_v + cover = 11 + 11 + 10 + 40 = 72mm \\ y + \frac{d_b}{2} + d_v + cover = \frac{\sqrt{3}}{6} \times 22 + 11 + 10 + 40 = 37.35mm \\ \frac{1}{2}(400 - 2 \times 72) = 128mm \end{array} \right\} = 64mm$$

$$\xrightarrow{k_{tr}=0} \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = \frac{64 + 0}{38.11} = 1.679 \leq 2.5$$

$$l_d = \frac{1.3 \times 1 \times 1 \times 1}{1(1.679)} \frac{0.9 \times 400}{\sqrt{30}} \times 22 = 1119.5mm$$

$$l_d' = 1.2 l_d = 1.2 \times 1119.5 = 1343mm$$

۹-۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۳-۲-۱ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش، l_d، نباید کم‌تر از مقادیر زیر گرفته شود

الف– طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از رابطه‌ی (۹-۲۱-۱)، یا بر اساس ضوابط ساده شده‌ی بند ۹-۲۱-۳-۲-۳ محاسبه نمود. طول گیرایی از رابطه‌ی زیر با ضرایب اصلاحی ψ_t، ψ_e و ψ_s و ψ_g مطابق بند ۹-۲۱-۳-۲-۲ محاسبه می‌شود.

$$l_d = \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b \qquad (۹-۲۱-۱)$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۲۳. یک دیوار برشی ویژه به طول ۶ متر تحت نیروی برش طرح Vc=5300 KN قرار دارد، حداقل ضخامت قابل قبول این دیوار برشی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ در این دیوار بتن معمولی رده C25 بوده و $\frac{h_{wcs}}{l_w} \leq 1.5$ و شرایط لازم برای توسعه خمش در آن برقرار نیست.

(۱) ۳۹۰ میلی متر

(۳) ۷۵۰ میلی متر

(۲) ۵۶۰ میلی متر

(۴) ۴۵۰ میلی متر

مبحث ۹– صفحه ۱۱۰ – گزینه ۴

۹-۱۳-۵-۳-۲ در هیچ مقطع افقی از دیوار، مقدار V_n نباید بیش‌تر از $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$ منظور شود.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$5300\times10^3 \leq 0.6\times0.66\sqrt{25}\times(6000\times h) \rightarrow h \geq 446.13mm$$

الف- در هر عضو طراحی شده جهت مقاومت در مقابل E، اگر مقاومت برشی اسمی عضو کم‌تر از برش متناظر با توسعه‌ی مقاومت خمشی اسمی عضو باشد، ضریب کاهش مقاومت در برش $\phi = 0.60$ در نظر گرفته می‌شود. مقاومت خمشی اسمی مورد اشاره باید مقدار حداکثر محاسبه شده با منظور کردن بارهای محوری با ضریب از آن ترکیب‌های بارگذاری که شامل E است، در نظر گرفته شود.

MOSTAFA DOGOHARANI

۲۴. در یک تیر بتنی در قاب خمشی متوسط به ابعاد ۶۰۰×۵۰۰ میلیمتر ارتفاع ۶۰۰ میلی متر حداقل فاصله آرماتور عرضی(S) برای نیروی برشی مشخص چه مقدار باشد تا آرماتور عرضی در عرض مقطع دو ساق خاموت $\varphi 12$ کافی باشد و نیازی به سنجاقی نداشته باشیم؟ بتن از نوع معمولی می باشد.

Fc=25 MPa, fy=400 MPa
پوشش بتن روی میلگردها= 60 mm

(۱) ۱۴۰ میلی متر

(۲) ۱۱۰ میلی متر

(۳) ۱۲۰ میلی متر

(۴) ۱۵۰ میلی متر

مبحث ۹ – صفحه ۲۰۷– گزینه ۲

۹-۱۱-۶-۵-۳ در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز فولادهای برشی $V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، حداکثر فاصله‌ی افقی بین آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۶۰۰ میلی متر بیش‌تر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار d و ۶۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد. اگر $V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی در طول عضو نباید از کم‌ترین مقدار $d/4$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر بوده، و حداکثر فاصله‌ی ساق‌ها در عرض مقطع نباید از کم‌ترین مقدار $d/2$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد.

$$d = 600 - (60 + 12 + \frac{d_b}{2}) = 528mm$$

$$fasele\ saqha\ dar\ arz \rightarrow 500\text{-}2\times 60\text{-}12 = 368mm \le \min\{d, 600mm\} \rightarrow V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$$

$$\frac{A_v d}{S} fy \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$$

$$\frac{2\times\frac{\pi}{4}12^2\times 528}{S}\times 400 \le 0.33\times\sqrt{25}\times 500\times 528 \rightarrow S \ge 109.6mm$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۲۵. در یک تیر طره ای بتنی فاصله بر تکیه گاه تا انتهای طره ۲.۰ متر است. به منظور ارزیابی مقاومت سازه موجود از روش آزمایش بارگذاری تدریجی **استفاده شده است. حداکثر تغییر مکان اندازه گیری شده در آزمایش بارگذاری اول که ۲۴ ساعت پس از اعمال کل بار آزمایشی اندازه گیری شده ۲.۴ میلی متر است پس از ۲۴ ساعت از برداشتن بار نیز تغییر مکان پسماند مربوط به همین نقطه از** تیر نسبت به وضعیت تیر قبل از انجام آزمایش اندازه گیری شده است. مقدار این تغییر پسماند حداکثر **چقدر باید باشد تا این تیر معیارهای پذیرش تغییر مکان را دارا باشد؟**

۱) ۰.۶ میلی متر

۲) ۱.۳ میلی متر

۳) ۲.۰ میلی متر

۴) ۱.۰ میلی متر

مبحث ۹– صفحه ۴۹۷ – گزینه ۱

۹-۲۳-۵-۲ اندازه گیری پاسخ سازه

۹-۲۳-۵-۳-۵ تغییر مکان‌های اندازه گیری شده باید شرط زیر را برآورده نمایند:

$$\Delta_r \leq \Delta_1/4 \qquad (۹-۲۳-۲)$$

در این رابطه Δ_r تغییر مکان پس‌ماند بر حسب میلی متر است که ۲۴ ساعت پس از برداشتن بار آزمایش اندازه گیری می‌شود. برای آزمایش بارگذاری اول، تغییر مکان پس‌ماند نسبت به وضعیت سازه، قبل از انجام آزمایش اندازه گیری می‌شود. همچنین Δ_1 حداکثر تغییر مکان در آزمایش بارگذاری اول بر حسب میلی متر است که ۲۴ ساعت پس از اعمال کل بار آزمایشی اندازه گیری می‌شود.

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4} = \frac{2.4}{4} = 0.6mm$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۲۶ . یک مقطع بتنی مستطیل شکل به ابعاد ۵۰۰×۲۵۰ میلی متر تحت اثر لنگر پیچشی خالص قرار دارد. حداکثر لنگر پیچشی قابل تحمل توسط این مقطع (T) با توجه به ابعاد سطح مقطع به کدام یک از موارد زیر نزدیک تر است؟ مقطع دارای میلگرد پیچشی طولی کافی است و خاموت های عرضی از میلگرد ۱۰ بوده و حداقل فولاد عرضی لازم را تامین مینمایند. پوشش بتن از روی خاموت ها ۴۰ میلیمتر در نظر گرفته شود بتن معمولی و C20 است. میلگردها از رده S340هستند اطلاعات مربوط به میزان میلگردهای خمشی موجود نیست و از روابط ساده آئین نامه استفاده نمائید مقاومت پیچشی طراحی مقطع با توجه به میلگردهای پیچشی طولی و نیز خاموت های بسته پیچشی جوابگوی لنگر پیچشی وارده می باشد.

13.24 KN.m

15.24 KN.m

20.15 KN.m

17.87 KN.m

مبحث ۹ – صفحه ۱۳۵– گزینه ۴

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

الف- برای مقاطع توپر:

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

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u P_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2}\le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f_c'}\right)$$

$$\xrightarrow{V_u=0} T_u \le \frac{1.7A_{oh}^2}{P_h}\times\phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f_c'}\right)\rightarrow \frac{V_c}{b_w d}=0.17\sqrt{f_c'}$$

$$A_0=0.85A_{oh}\rightarrow\begin{cases}x=250-2\times40-2\times5=160mm\\ y=500-2\times40-2\times5=410mm\end{cases}$$

$$\begin{cases}A_{oh}=xy=160410=65600mm^2\\ P_h=2(x+y)=2(160+410)=1140mm\end{cases}$$

$$T_u\le\frac{1.7\times65600^2}{1140}\times0.75\left(0.17\sqrt{20}+0.66\sqrt{20}\right)=17.87KN.m$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۲۷ . یک تیر بتنی دو سر ساده مطابق شکل زیر تحت بار گسترده با ضریب **qu=40 kN/m** ۴۰ قرار دارد. در صورتی که نیاز باشد کمترین آرماتور خمشی در تیر استفاده شود حداقل عمق مؤثر تیر با فرض عرض ۳۰۰ میلیمتر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی از نوع **C25** و آرماتور **S400** هستند.

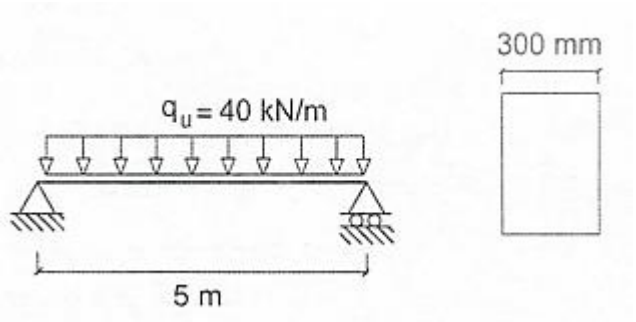
d=425 mm (1

d=585 mm (2

d=625 mm (3

d=385 mm (4

مبحث ۹– شکست نرم– گزینه ۲



$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{40 \times 5^2}{8} = 125 KN.m$$

$$M_u \le \phi M_n \rightarrow \begin{cases} \phi = 0.9 \\ M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.5 \frac{\rho f_y}{\alpha f_c}\right) \end{cases}$$

$$\rho_{\min} = \max\left\{0.25\frac{\sqrt{f_c}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y}\right\} = \max\left\{0.25\frac{\sqrt{25}}{400}, \frac{1.4}{400}\right\} = 0.0035$$

$$138.9 \times 10^6 = 0.0035 \times 400 \times 300 \times d^2 \left(1 - 0.5 \frac{0.0035 \times 400}{0.85 \times 25}\right)$$

$$d = 584.8 mm$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۲۸ . در یک مهار همزمان نیروی کششی 15 KN و نیروی برشی 5 KN وارد شده است. اگر مهار کاشتنی از نوع حساسیت کم به نصب و مقاومت کششی اسمی آن 30 KN باشد مقاومت برشی اسمی آن حداقل چند KN باشد تا مهار جوابگوی بار وارده باشد.(فرض بر آن است که مقاومت مهار با گسیختگی بتن کنترل می شود و آرماتور اضافی از سطح گسیختگی عبور نمی کند.)

۲۰.۶

۱۲.۶

۱۶.۶

۲۶.۶

مبحث ۹ – صفحه ۳۲۴ – گزینه ۳

۹-۱۸-۶ اندرکنش نیروهای کششی و برشی

۹-۱۸-۶-۳ اگر $V_{ua}>0.2\phi V_n$ و $N_{ua}>0.2\phi N_n$ باشند، رابطه‌ی زیر باید برای اندرکنش کشش و برش برقرار شود:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n}+\frac{V_{ua}}{\phi V_n}\le 1.2 \qquad (۹-۱۸-۳۵)$$

نوع مهار		بار	ϕ	
			با آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی[۲] به جز برای گسیختگی برون‌کشیدگی و قلوه‌کن شدگی بتن	بدون آرماتورهای اضافی گذرنده از سطح گسیختگی و شامل گسیختگی برون‌کشیدگی یا قلوه‌کن شدگی بتن
تمامی انواع مهارها		برشی	۰/۷۵	۰/۷۰
مهارهای تعبیه شده	گل‌میخ‌های سَر دار، پیچ‌های سَر دار، یا پیچ‌های قلاب‌دار	کششی	۰/۷۵	۰/۷۰
مهارهای کاشتنی	گروه ۱. حساسیت کم به نصب و قابلیت اعتماد زیاد		۰/۷۵	۰/۶۵
	گروه ۲. حساسیت متوسط به نصب و قابلیت اعتماد متوسط[۱]		۰/۶۵	۰/۵۵
	گروه ۳. حساسیت زیاد به نصب و قابلیت اعتماد کم[۱]		۰/۵۵	۰/۴۵

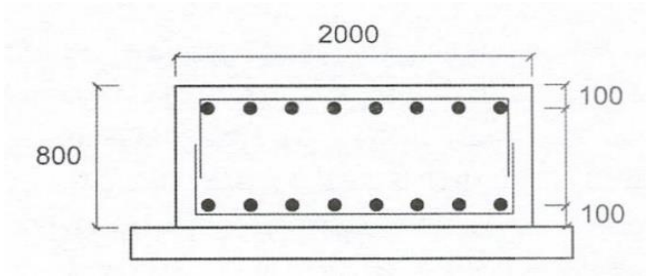
$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n}+\frac{V_{ua}}{\phi V_n}\le 1.2$$

$$\begin{cases}\phi_N=0.65\\ \phi_V=0.7\end{cases}$$

$$N_{ua}=15>0.2\times 0.65\times 30=3.9KN$$

$$\frac{15}{0.65\times 30}+\frac{5}{0.7\times V_n}\le 1.2\rightarrow V_n=16.58KN$$

۲۹. یک پی نواری بتنی مطابق شکل به عرض ۲ متر و ضخامت ۰.۸ متر دارای آرماتورهای خمشی بالا و پایین به مقدار حداقل مجاز است مقاومت برشی طراحی مقطع پی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی C25 و مقطع فاقد آرماتور برشی است. $\lambda_S = 1$ ابعاد در شکل به میلی متر است .



V_u=440 kN

V_u=588 kN

V_u=319 kN

V_u=490 kN

مبحث ۹ – صفحه ۱۲۰ – گزینه ۱

$$A_{s\min} = 0.0081A_g$$

$$A_{s\min} = 0.0081\times 2000\times 800 = 2880mm^2$$

$$\rho_w = \frac{880}{2000\times 700} = 0.0021$$

$$V_c = \left(0.66\times 1\times 1\times 0.0021^{1/3}\times\sqrt{25}\right)\times 2000\times 700\times 10^{-3} = 591.63KN$$

$$V_u \le 0.75\times 591.63 = 443.72KN$$

۹-۹-۶ آرماتور گذاری

۹-۹-۶-۱ حداقل آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ در وجه کششی، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.

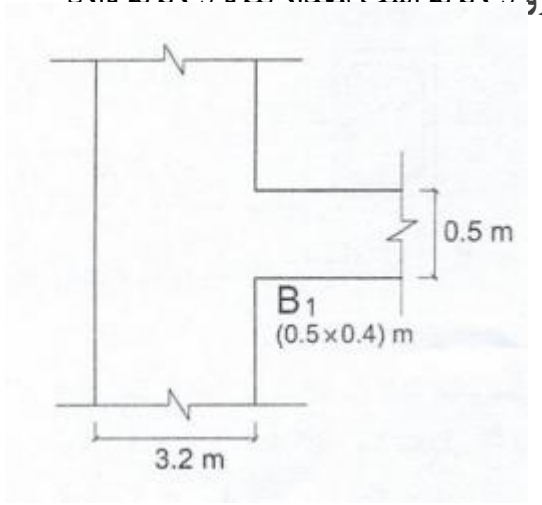
۹-۸-۴-۲ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد، V_c ، $A_v < A_{v,min}$ از رابطه‌ی (۹-۸-۱۳) تعیین می‌شود.

$$V_c = \left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d \qquad (۹-۸-۱۳)$$

که λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.

MOSTAFA DOGOHARANI

۳۰ .در یک ساختمان منظم در پلان با سیستم دوگانه قاب خمشی بتن آرمه متوسط و دیوارهای برشی ویژه یکی از دیوارهای برشی در طبقه سوم مستقیماً به دیافراگم وصل نبوده و صرفاً از طریق تیر **B1به** سایر اعضای این طبقه متصل است در یک ترکیب بارگذاری شامل نیروی زلزله وارد بر دیافراگم این طبقه تشدید نیافته **نیروی برشی** (V_u) **ایـن دیـوار در بالای طبقه ۲۴۰۰ و در پایین طبقه ۲۷۳۰** است. صرفاً برای تامین مقاومت محوری مورد نیاز در محل اتصال **B1به** دیوار کل مساحت میلگرد لازم **به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ همچنین مشخصات مصالح C30** و **S400** ضریب نامعینی سیستم برابر یک و برش در دیوار و نیروی محوری در تیر فقط ناشی از نیروی زلزله است مقدار نیروی زلزله وارد بر دیافراگم این طبقه (**Fبین حداقل و** حداکثر مقدار قرار دارد.



920 mm²

2300 mm²

3400 mm²

4000 mm²

مبحث ۹–صفحه ۱۱۵– گزینه ۲

۹-۲۰-۶-۳-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۶-۳-۲-۱ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع آرماتور طولی به سطح مقطع کل ستون نباید کم‌تر از یک درصد و بیش‌تر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

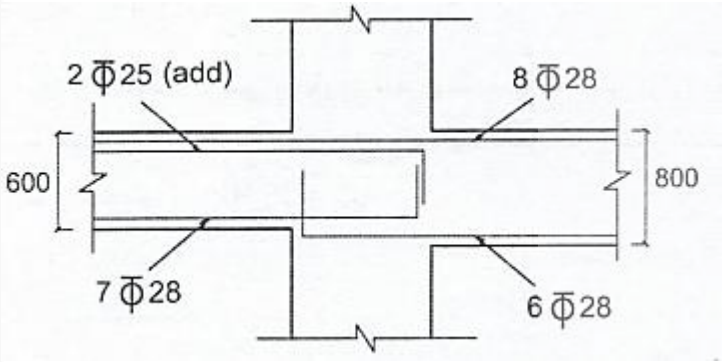
$$0.9A_{st}\,f_y \geq \Omega\left(V_{top}-V_{bot}\right)$$

$$0.9\times A_{st}\times 400 \geq 2.5\left(2730-2400\right) \rightarrow A_{st}=2290mm^2 \xrightarrow{0.01\leq\frac{A_{st}}{A_g}\leq 0.06} OK$$

$$\xrightarrow{control}\begin{cases} P_0 = 0.85\,f_c^{'}\left(A_g-A_{st}\right)+f_y A_{st} \\ P_{n,\max}=0.8P_0 \\ 0.65\times 0.8\left[0.85\times 30\left(500\times 400-2290\right)+400\times 2290\right]\geq 2.5\left(2730-2400\right)\end{cases}$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۳۱ . در شکل ناحیه اتصال تیر به ستون در یک قاب خمشی ویژه بتنی نشان داده شده است فقط میلگردهای طولی تیرها مقاومت برشی مورد نیاز ناحیه اتصال تیر به ستون در این شکل بدون در نظر گرفتن برش ستون به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ نوع میلگردها S400 و رده بتن C35 فرض شود ابعاد روی شکل به میلی متر است.



4315 KN

4625 KN

4805 KN

5110 KN

مبحث ۹ – صفحه ۳۷۵– گزینه ۳

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 ۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ به دست آمده، و نیروی برشی در ستون‌ها در تطابق با مقاومت خمشی محتمل تیرها، M_{pr}، محاسبه گردد.

$$V_u = 1.25 f_y \left(A_{sR} + A_{sL}\right) - V_c$$

$$A_{s1} = A^{+}_{sR} + A^{-}_{sL} = 6\frac{\pi}{4}28^2 + \left(8\frac{\pi}{4}28^2 + 2\frac{\pi}{4}25^2\right) = 9602.3mm^2$$

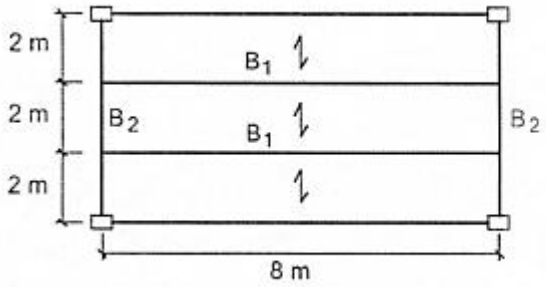
$$A_{s2} = A^{-}_{sR} + A^{+}_{sL} = 8\frac{\pi}{4}28^2 + 7\frac{\pi}{4}28^2 = 9236.3mm^2$$

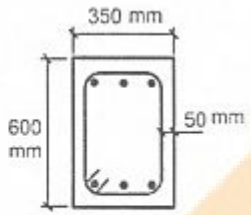
$$As = \max\left(A_{s1}, A_{s2}\right) = 9236.3mm^2$$

$$V_u = 1.25 \times 400 \times 9236.3 \times 10^{-3} - 0 = 4801.15KN$$

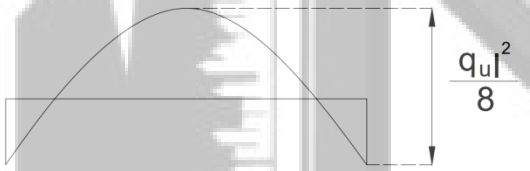
MOSTAFA DOGOHARANI

۳۲. در شکل پلان یک ساختمان بتنی کاملاً متقارن با سیستم قاب خمشی متوسط نشان داده شده است. بار گسترده یکنواخت وارد بر کف در یک ترکیب بارگذاری ثقلی برای طراحی برابر با 15 kN/m2بوده و تحت این ترکیب بار مقاومت خمشی مورد نیاز در وسط تیرB1 ، 180 kN/mاست. اگر طراح بخواهد تیر B2را برای حداقل مقاومت پیچشی مورد نیاز و قابل قبول طراحی نماید لنگر خمشی مورد نیاز در وسط تیر B1حدوداً چقدر افزایش خواهد یافت؟ از نقش سازه ای سیستم کف تاثیر ابعاد مقاطع بر تحلیل و نیروی محوری در تیرها صرف نظر کنید. مشخصات مصالح بتن و میلگرد به ترتیب C30و S400است. بتن معمولی فرض شود و نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمائید





مقطع تیر B_2



12 kN.m

15 kN.m

36.5 kN.m

28.5 kN.m

مبحث ۹– صفحه ۱۹۷– گزینه .....

خمش B1 همان پیچش B2 می باشد.

۹-۱۱-۳-۶ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز توزیع نیروهای داخلی در عضوی از یک سازه‌ی نامعین وجود داشته باشد (پیچش همسازی)، اجازه داده می‌شود حداکثر لنگر پیچشی نهایی بر اساس بند ۹-۸-۶-۱-۴ به ϕT_{cr} کاهش داده شود. در این حالت لازم است اثرات لنگرها و برش‌های تعدیل یافته‌ی عضو در سایر اعضای مجاور، با استفاده از رابطه‌ی تعادل، محاسبه شده و در طراحی به کار گرفته شوند. لنگر پیچشی ترک خوردگی، T_{cr}، بر اساس بند ۹-۸-۶-۲-۲ محاسبه می‌شود.

$$180 + M = \frac{qL^2}{8} \rightarrow M = 60KN.m$$

$$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) = 0.33\times1\times\sqrt{30}\times\left(\frac{(350\times600)^2}{2\times(350+600)}\right) = 41.96KN.m$$

$$\varphi T_{cr} = 0.75\times41.96 = 31.47 \le 60KN.m \rightarrow$$

$$\varphi T_{cr} + M_{B1} = \frac{qL^2}{8} \rightarrow 31.47 + M_{B1} = \frac{15\times2\times8^2}{8}$$

$$M_{B1} = 208.53$$

$$208.53 - 180 = 28.53 \uparrow$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۳۳ . برای دال تخت به ضخامت ۲۰۰ میلی متر با ستون میانی مربع به ابعاد ۴۰۰ میلی متر با فرض برش منگنه ای Vu=500 KN مقدار Av/S بدون لحاظ بارهای جانبی و لنگر نامتعادل کننده به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

d=160mm
fyt= 300 MPa
fc= 25 MPa

10 mm²/mm

8 mm²/mm

6 mm²/mm

11 mm²/mm

مبحث ۹– صفحه ۱۲۷ – گزینه ۲

$$v_c \le 0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'}$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+\frac{d}{250}}} \le 1 \rightarrow \lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+\frac{160}{250}}} = 1.1 \not\le 1 \rightarrow \lambda_s = 1$$

$$v_c \le 0.17\times 1\times 1\times\sqrt{25} \rightarrow v_c \le 0.85MPa$$

$$b_0 = 4\times\left(400+2\frac{160}{2}\right) = 2240mm$$

$$V_c = 0.85\times 2240\times 160\times 10^{-3} = 304.64kN$$

$$V_u \le \phi V_n \rightarrow 500 \le 0.75V_n \rightarrow V_n \ge 666.67kN$$

$$V_n = V_c + V_s \rightarrow 666.67 = 304.64 + V_s \rightarrow V_s = 362.03kN$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt}}{S} d$$

$$362.03 = \frac{A_v}{S} 300\times 160 \rightarrow \frac{A_v}{S} = 7.54mm$$

۹–۸–۵–۳–۲ برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، مقدار v_c که در مقاطع بحرانی محاسبه می‌شود نباید از حدود زیر بیش‌تر باشد:

الف– اگر از خاموت استفاده شده باشد:

$$v_c \le 0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'} \qquad (۹–۸–۲۱)$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۳۴ . مقدار مقاومت برشی دو طرفه تامین شده توسط بتن برای یک دال تخت بدون آرماتور برشی با ستون میانی مربع شکل به ابعاد ۵۰۰ میلیمتر چقدر است؟ با فرض d=160mm و بتن از نوع معمولی و fc= 25 MPa

۱.۶۵ مگاپاسکال

۱.۸۵ مگاپاسکال

۲.۵۵ مگاپاسکال

۳.۱۵ مگاپاسکال

مبحث ۹– صفحه ۱۲۷– گزینه ۱

$$v_c = \min\begin{cases} 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'} \\ 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'} \\ 0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'} \end{cases}$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+d/250}} \le 1$$

$$\begin{cases} \beta = 1 \\ \alpha_s = 40 \\ b_0 = 4\times\left(500+2\frac{160}{2}\right) = 2640mm \end{cases}$$

$$v_c = \min\begin{cases} 0.33\times1\times1\times\sqrt{25} = \boxed{1.65MPa} \\ 0.17\times\left(1+\frac{2}{1}\right)\times1\times1\times\sqrt{25} = 2.55MPa \\ 0.083\times\left(2+\frac{40\times160}{2640}\right)\times1\times1\times\sqrt{25} = 1.84MPa \end{cases}$$

۹-۸-۵-۳-۱ مقاومت برشی بتن برای اعضای دو طرفه‌ی که در آن‌ها از آرماتور برشی استفاده نشده باشد، کم‌ترین مقداری است که از سه رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'} \qquad \text{(۹-۸-۲۰-الف)}$$

$$v_c = 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'} \qquad \text{(۹-۸-۲۰-ب)}$$

$$v_c = 0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'} \qquad \text{(۹-۸-۲۰-پ)}$$

در رابطه‌های فوق، β نسبت وجه بزرگ به وجه کوچک مقطع ستون است. هم‌چنین مقدار α_s برای ستون‌های میانی، کناری و گوشه به ترتیب برابر با ۴۰، ۳۰ و ۲۰ منظور می‌شود. به علاوه λ_s ضریب اصلاح تاثیر اندازه بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۸-۱۴) تعیین می‌شود.

MOSTAFA DOGOHARANI

۳۵ . در طراحی یک عضو فشاری بر اساس الزامات روش تحلیل مستقیم و نیز بر اساس حالتهای حدی کمانش خمشی مقدار Fcrبحرانی برابر ۰.۵ برآورد شده است. اگر مقطع این عضو فشاری IPB300باشد. طول این عضو فشاری به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ Fy=240 MPa, E=2×10^5 MPa

۱) ۵.۵ متر

۲) ۷.۷ متر

۳) ۶.۶ متر

۴) ۸.۸ متر

مبحث ۱۰– صفحه ۶۹– گزینه ۴

$$F_{cr}=0.5F_y=0.5\times240=120MPa=1200Kg/cm^2\rightarrow\lambda=117$$

$$\xrightarrow{IPB300} r_{\min}=r_y=75.8mm$$

$$\lambda=\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max}=\frac{KL}{r_{\min}}=\frac{1\times L}{75.8}=117\rightarrow L=8.8m$$

۱۰-۲-۴-۳ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش خمشی در اعضای با مقطع بدون اجزای لاغر

مقاومت فشاری اسمی (P_n)، اعضای فشاری با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن بدون اجزای لاغر براساس کمانش خمشی حول محور موردنظر با استفاده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$P_n=F_{cr}A_g \qquad (۱-۴-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_g= سطح مقطع کلی عضو

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

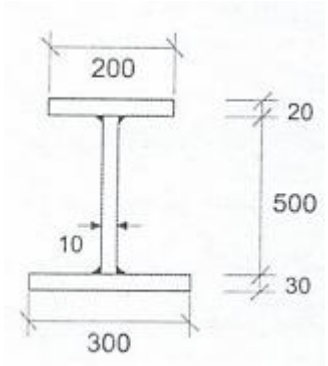
الف) اگر $\frac{KL}{r}\le4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e}\le2.25$) باشد:

$$F_{cr}=\left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y \qquad (۲-۴-۲-۱۰)$$

ب) اگر $\frac{KL}{r}>4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e}>2.25$) باشد:

$$F_{cr}=0.877F_e \qquad (۳-۴-۲-۱۰)$$

inbr.ir
MOSTAFA DOGOHARANI



۳۶. اساس مقطع پلاستیک شکل زیر مطابق کدام یک از گزینه های زیر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.

$10^3 \times 3875\ mm^3$

$10^3 \times 3425\ mm^3$

$10^3 \times 3120\ mm^3$

$10^3 \times 3695\ mm^3$

مبحث ۱۰– گزینه ۲

خط فوقانی بال تحتانی مساحت مقطع را به دو قسمت مساوی تقسیم کرده است پس محور خنثی پلاستیک می باشد.

$$Z_x = \sum A_i \overline{y_i} = 200 \times 20 \times 510 + 500 \times 10 \times 250 + 300 \times 30 \times 15 = 3425000 mm^3$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۳۷ .در تیر شکل زیر فرض کنید در نقاط A B و C تکیه گاههای جانبی وجود دارد. مقدار ضریب اصلاح کمانش جانبی - پیچشی تیر در ناحیه AB به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ مقطع تیر I شکل و دارای دو محور تقارن فرض شود.

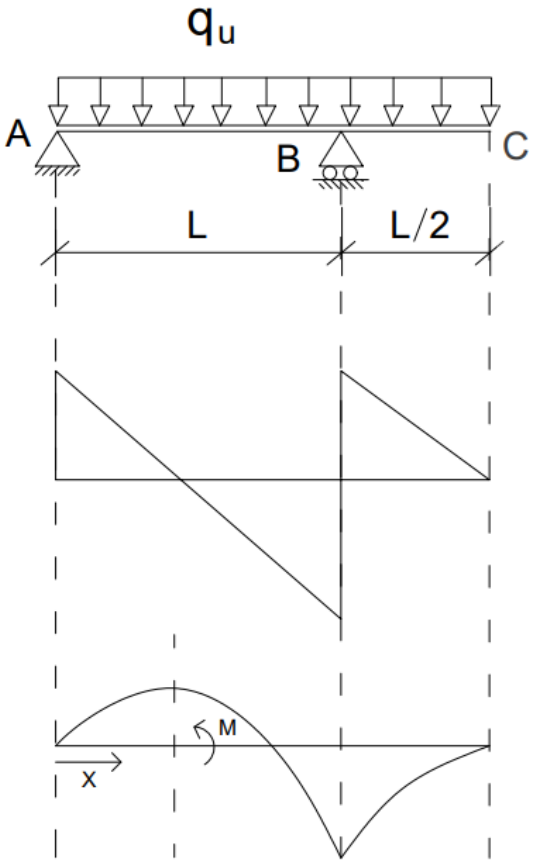
۱.۵۹

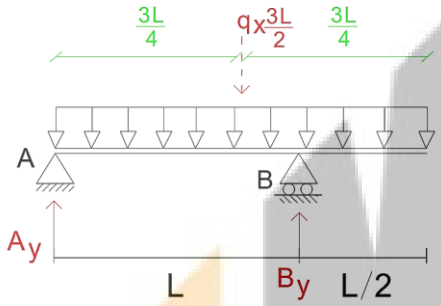
۲.۰۸

۱.۱۴

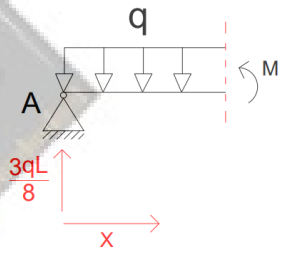
۱.۹۵

مبحث ۱۰- صفحه ۵۶- گزینه ۲





$$\sum M_B = 0 \rightarrow A_y L - q\frac{3L}{2}(L - \frac{3L}{4}) = 0 \rightarrow A_y = \frac{3qL}{8}$$



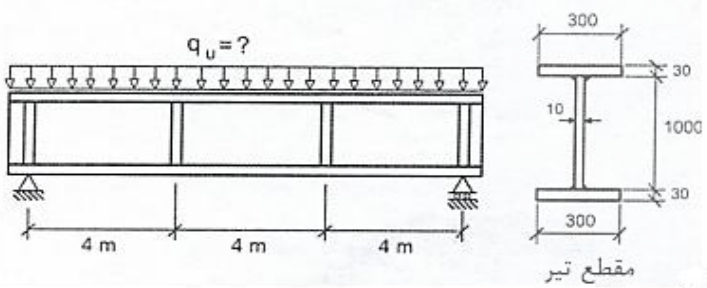
$$M(x) = \frac{3qL}{8}x - \frac{q}{2}x^2 \rightarrow \begin{cases} x = \frac{L}{4} \rightarrow M_A = \frac{qL^2}{16} \\ x = \frac{2L}{4} \rightarrow M_B = \frac{qL^2}{16} \\ x = \frac{3L}{4} \rightarrow M_C = 0 \\ x = L \rightarrow M_{max} = \frac{qL^2}{8} \end{cases}$$

MOSTAFA DOGOHARANI

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = \frac{12.5(\frac{qL^2}{8})}{2.5(\frac{qL^2}{8}) + 3(\frac{qL^2}{16}) + 4(\frac{qL^2}{16}) + 3(0)} = 2.08$$

۳۸ . در تیر دو سر ساده شکل زیر سخت کننده های عرضی در فواصل ۴ متری قرار دارند. فقط برای کنترل مقاومت برشی در طراحی به روش LRFD حداکثر مقدار مجاز qu به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ در مقطع تیر ابعاد به میلی متر است.

Fy=360 MPa, E=2×105 MPa



343 kN/m

154 kN/m

206 kN/m

229 kN/m

مبحث ۱۰– صفحه ۱۲۵– گزینه ۳

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} \qquad (۱-۶-۲-۱۰)$$

ب-۲) برای $\frac{h}{t_w} > 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_{v1} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \qquad (۴-۶-۲-۱۰)$$

– برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h > 3$:

$$k_v = 5.34 \qquad (۷-۶-۲-۱۰)$$

$$V_u \le \phi_v V_n = 0.9\times 0.6F_y A_w C_{v1} \rightarrow \frac{q_u L}{2} \le 0.9\times 0.6F_y A_w C_{v1}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{4000}{1060} = 3.77 > 3 \rightarrow K_v = 5.34$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1000}{10} = 100 > 1.1\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 59.9$$

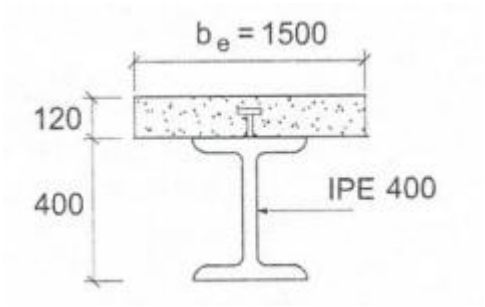
$$C_{v1} = \frac{1.1\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} = 0.599$$

$$\frac{q_u \times 12000}{2} \le 0.9\times 0.6\times 360\times (1060\times 10)\times 0.599 \rightarrow q_u \le 205.7 N/mm$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۳۹ . در شکل زیر مقطع یک تیر دو سر ساده مختلط با عملکرد مختلط ناقص نشان داده شده است. اگر میزان عملکرد مختلط ناقص برابر ۵۰ درصد باشد در خصوص موقعیت محور خنثی پلاستیک مقطع تیر کدام یک از گزینه های زیر صحیح است؟ ابعاد روی شکل به میلی متر است.

Fy=240 MPa, fc = 25 MPa



(1)موقعیت محور خنثی پلاستیک در داخل دال بتنی قرار دارد.

(۲) موقعیت محور خنثی پلاستیک در داخل جان تیر فولادی قرار دارد.

(۳) موقعیت محور خنثی پلاستیک درست در محل اتصال دال بتنی به تیر فولادی قرار دارد.

(۴) موقعیت محور خنثی پلاستیک در داخل بال فوقانی تیر فولادی قرار دارد.

مبحث ۱۰ – صفحه ۱۵۵ – گزینه ۴

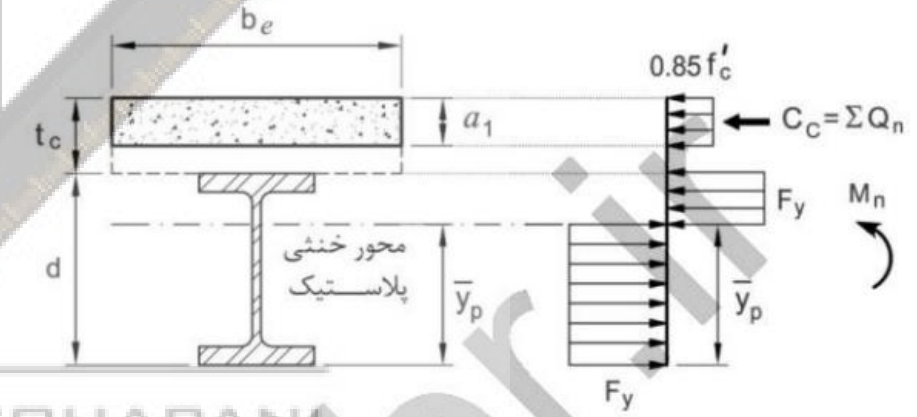
$$\sum Q_n = \frac{1}{2}\times \min\left[A_s F_y, 0.85 f_c' b_e t_c\right]$$

$$\sum Q_n = \frac{1}{2}\times \min\left[84.5\times10^2\times240, 0.85\times25\times1500\times120\right] = 1014\times10^3\, N$$

$$a_1 = \frac{\sum Q_n}{0.85 f_c' b_e} = \frac{1014\times10^3}{0.85\times25\times1500} = 31.81mm$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow 0.85 f_c' b_e a_1 + A_{sc} F_y = \left(A_s - A_{sc}\right) F_y$$

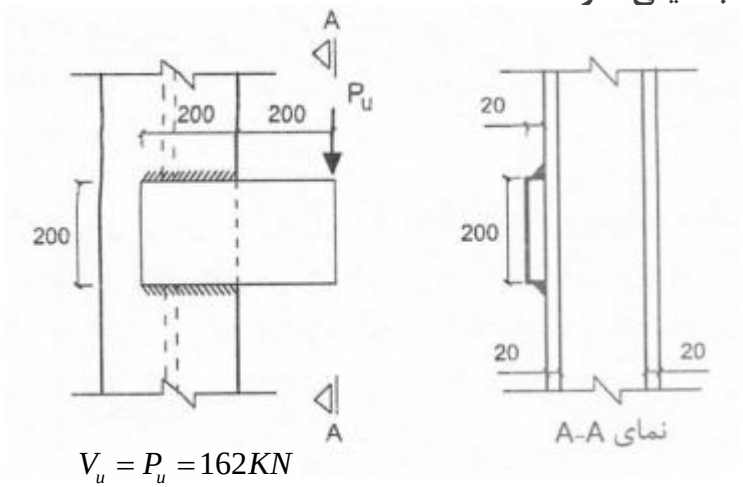
$$A_{sc} = \frac{A_s F_y - 0.85 f_c' b_e a_1}{2Fy} = 2112.6mm^2 < b_f t_f = 180\times135 = 2430mm^2$$



شکل ۱۰-۲-۸-۳: توزیع تنش پلاستیک در مقطع مختلط در حالت عملکرد مختلط ناقص

MOSTAFA DOGOHARANI

۴۰. اتصال نشان داده شده در شکل زیر تحت اثر نیروی Pu=162 KN قرار دارد. براساس روش LRFD و فقط کنترل مقاومت فلز جوش حداقل بعد محاسباتی جوش گوشه به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ الکترود مصرفی از نوع E60و Fy= 240 MPa و E=2×10 MPa فرض شود در شکل ابعاد به میلی متر است.



12 mm

8 mm

15 mm

10 mm

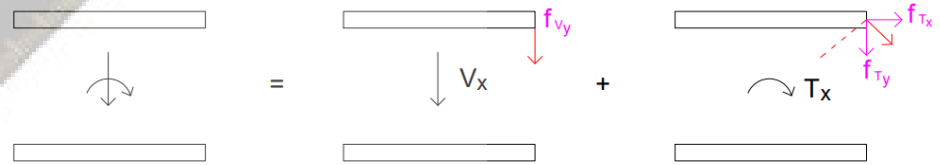
مبحث ۱۰ – صفحه ۲۰۰ – گزینه ۱

$$V_u = P_u = 162KN$$

$$T_u = P_u(200+\frac{200}{2}) = 48600KN.m$$

$$\xrightarrow{te=1} J = \frac{b\left(3d^2+b^2\right)}{6} = \frac{200\left(3\times200^2+200^2\right)}{6} = 5.33\times10^6 mm^3$$

$$\left.\begin{aligned} f_{vy} &= \frac{V_u}{Aw} = \frac{162000}{2\times200} = 405N/mm \\ f_{Tx} &= \frac{T_u y}{J} = \frac{48600\times10^3\times100}{5.33\times10^6} = 911.82N/mm \\ f_{Ty} &= \frac{T_u x}{J} = \frac{48600\times10^3\times100}{5.33\times10^6} = 911.82N/mm \end{aligned}\right\} \rightarrow f_u = \sqrt{{f_{Tx}}^2+(f_{vy}+f_{Ty})^2} = 1601N/mm$$



$$1601 \le \phi 0.6F_{ue}\frac{\sqrt{2}}{2}a \rightarrow 1601 \le 0.75\times0.6\times420\times\frac{\sqrt{2}}{2}\times a \rightarrow a \ge 11.98mm$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۴۱. در شکل زیر اتصال پیچی عضو کششی B به عضو کششی A نشان داده شده است. پهنای ویتمور در عضو کششی A به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.

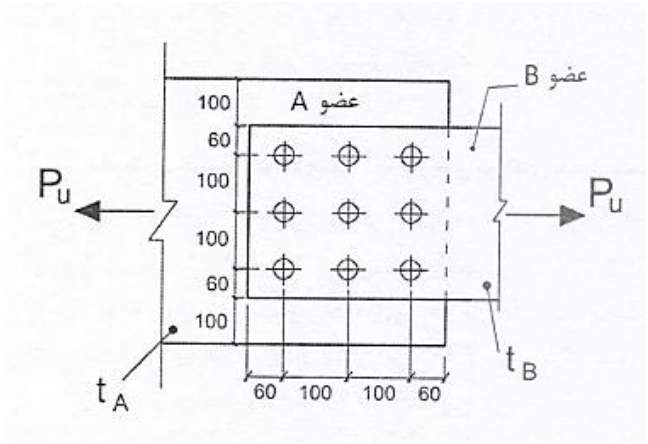
Fy=240 MPa, E=2×105 Mpa

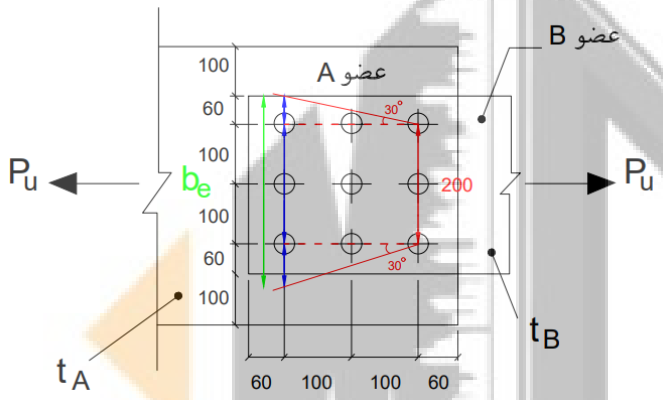
500 mm

520 mm

430 mm

320 mm



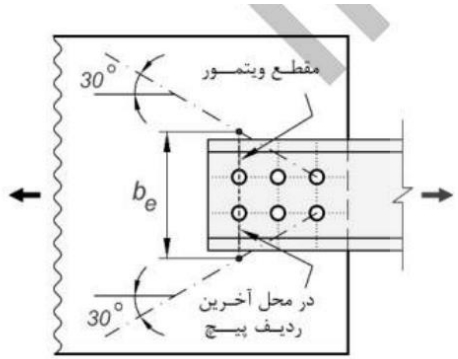


مبحث ۱۰ – صفحه ۲۱۸ – گزینه ۳

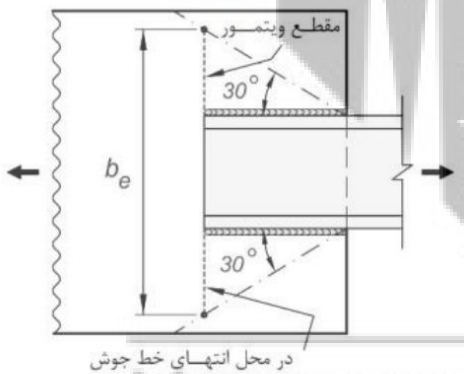
$$b = 4\times100 + 2\times60 = 520mm$$

$$b_e = 200 + 2\times200\tan 30 = 430.94 < b = 520mm$$

$$b_e = 430.94mm$$



(ب) اتصال پیچی

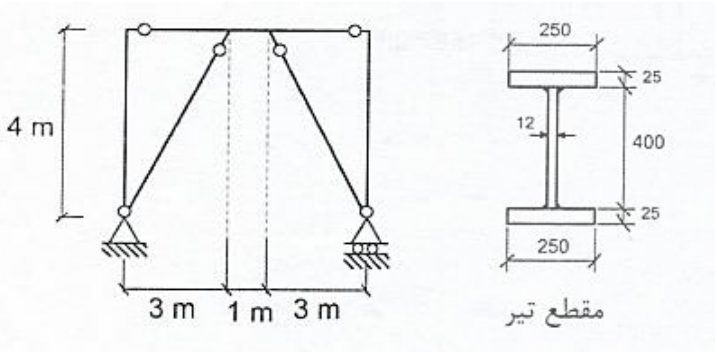


(الف) اتصال جوشی

شکل ۱۰-۳-۹-۱۶: پهنای ویتمور در محل اتصال اعضا به ورق اتصال (ورق گاست)

MOSTAFA DOGOHARANI

۴۲ . در شکل زیر مدل ساده شده یک قاب مهاربندی شده و اگرا (EBF)نشان داده شده است. براساس الزامات لرزه ای این نوع قابها و در طراحی بـه روش LRFD حـداقل مقاومـت فشاری مورد نیاز اعضای مهاربندی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ از آثار بارهای ثقلی صرف نظر نموده و فرض کنید مقدار نیروی محوری تیر پیوند برابر صفر اسـت. در مقطع تیر ابعاد به میلی متر است.



Fy=240 MPa, E=2×105 MPa

1304 KN

3156 KN

1932 KN

1449 KN

مبحث ۱۰ – صفحه ۳۴۱ – گزینه ۴

ب) مقاومت برشی اسمی تیر پیوند

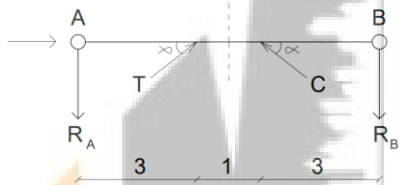
۲- براساس تسلیم خمشی در مقطع کلی

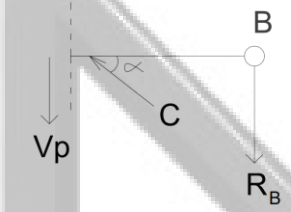
$$V_n=\frac{2M_p}{e} \qquad (۲-۳-۴-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

$$V_p=\begin{cases}0.6F_yA_{lw} & \alpha_sP_r/P_y\le 0.15 \qquad (۳-۳-۴-۳-۱۰)\\ 0.6F_yA_{lw}\sqrt{1-(\alpha_sP_r/P_y)^2} & \alpha_sP_r/P_y>0.15\end{cases}$$

$$M_p=\begin{cases}F_yZ & \alpha_sP_r/P_y\le 0.15 \qquad (۴-۳-۴-۳-۱۰)\\ F_yZ\left(\frac{1-\alpha_sP_r/P_y}{0.85}\right) & \alpha_sP_r/P_y>0.15\end{cases}$$





$$V_n=\min\begin{cases}0.6F_yA_v=0.6\times240\times400\times12=691.2KN\\ \frac{2M_p}{e}=\frac{2\times3136250\times240}{1000}=1505.4KN\end{cases}$$

$$Z_x=2\times250\times25\times212.5+2\times200\times12\times100=3136250$$

$$\left.\begin{aligned}V_p=\frac{1.25R_yV_n}{d_s}\xrightarrow{d_s=1}V_p=1.25R_yV_n\\ V_p=C\sin\alpha-R_B=\frac{4}{5}C-\frac{4}{35}C=\frac{24}{35}C\end{aligned}\right\}\rightarrow\frac{24}{35}C=1.25\times1.15\times691.2=\boxed{1449KN}$$

$$\sum M_A=0\rightarrow R_B\times7+C\sin\alpha\times3-T\sin\alpha\times4=0$$

$$\xrightarrow{T=C}R_B=\frac{C\sin\alpha}{7}=\frac{4}{35}C$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۴۳. در خصوص قاب خمشی فولادی ویژه توام با دال بتنی سازه ای کدام یک از عبارت هـای زیر صحیح است؟

(۱) در تمامی اتصالات گیردار پیش تائید شده در فاصله حداقل برابر ۲۵ میلی متـر از طریـق مصالح انعطاف پذیر باید از اتصال دال بتنی به وجوه ستون اجتناب شود.

(۲) در تمامی اتصالات گیردار پیش تائید شده مقدار ضریب Cpr یکسان است.

(۳) در تمامی اتصالات گیردار پیش تائید شده تعبیه سوراخ دسترسی الزامی است.

(۴) در تمامی اتصالات گیردار پیش تائید شده محدودیت نسبت دهانه آزاد تیر بـه عمـق آن یکسان (مشابه) است.

مبحث ۱۰ – صفحه ۳۹۵ – گزینه ۱

پ) ملاحظات اجرایی تیرها

تیرها باید مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۲-۸ دارای مهار جانبی باشند. علاوه بر الزامات آن بخش، به‌جز در اتصالات فلنجی پیش‌تأییدشده، تعبیهٔ مهار جانبی اضافی در دو انتهای تیر در فاصله‌ای بین انتهای ناحیهٔ حفاظت‌شده تا نصف عمق تیر بعد از آن، الزامی است. طول ناحیهٔ حفاظت‌شده برای انواع مختلف اتصالات پیش‌تاییدشده، در بخش‌های مربوطه ارائه شده است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، درصورتی‌که تیرها در فاصلهٔ میانی بین دو ناحیهٔ حفاظت‌شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصلهٔ حداکثر برابر 300 میلی‌متر باشند، تعبیهٔ مهارهای جانبی اضافی در محل‌های مذکور الزامی نیست. همچنین:

(۱) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، به‌جز در اتصالات پیش‌تأییدشدهٔ فلنجی، در نواحی حفاظت‌شدهٔ تیر تعبیهٔ برشگیر در روی بال فوقانی تیر مجاز نیست. در اتصال پیش‌تأییدشدهٔ فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی و نیز در اتصال پیش‌تأییدشدهٔ فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی، در فاصلهٔ 1.5 برابر عمق تیر از بر ستون، تعبیهٔ برشگیر در روی بال فوقانی تیر مجاز نیست.

(۲) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در فاصلهٔ حداقل برابر 25 میلی‌متر از طریق مصالح انعطاف‌پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به وجوه ستون اجتناب شود.

تبصره: منظور از دال بتنی سازه‌ای، دال بتن‌آرمه‌ای است که ضخامت آن بیش از 75 میلی‌متر بوده و تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن، بیش از 14 مگاپاسکال باشد. در دال بتنی همراه با عرشهٔ فولادی، ضخامت معادل دال بتنی روی عرشه مدنظر است.

۴۴. در قاب های خمشی فولادی ویژه با تیرهای فولادی با دال بتنی متکی بر آن و با اتصالات گیردار پیش تائید شده در خصوص مهار جانبی تیرها کدام یک از عبارتهای زیر صحیح نمی باشد؟

(۱) مهار مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه ای همواره الزامی نیست.

(۲) مهار هر دو بال تیر هم بال فوقانی و هم بال تحتانی به صورت جانبی همواره الزامی نیست.

(۳) در محدوده ای که بین دال بتنی و تیر فولادی برشگیر مورد نیاز تعبیه شود، هر دو بال تیر بال فوقانی و تحتانی مهار شده محسوب می شود.

(۴) در نواحی مفصل پلاستیک تعبیه مهار جانبی اضافی همواره الزامی نیست.

مبحث ۱۰ – صفحه ۲۶۸ – گزینه ۳

ب) تیرهای فولادی با دال بتنی متکی بر آن

در این نوع تیرها، در محدوده‌ای که بین دال بتنی و تیر فولادی برشگیر موردنیاز تعبیه شود، بال فوقانی تیر، مهارشده محسوب می‌شود. بال تحتانی تیر و بال فوقانی آن در سایر نواحی در صورت نیاز باید الزامات مهارهای جانبی حالت (الف) این بند را تأمین نمایند.

MOSTAFA DOGOHARANI

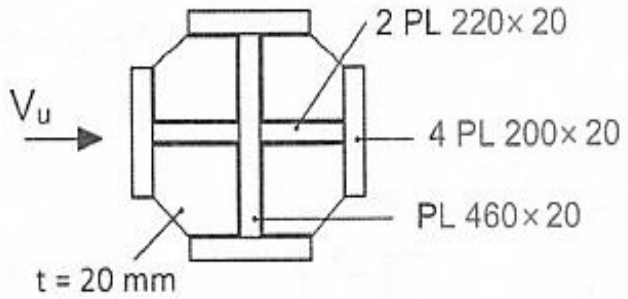
۴۵. هنگام کنترل برش در چشمه اتصال ستون صلیبی با مقطع شکل زیر مساحت جان مورد استفاده در محاسبه مقاومت برشی موجود چشمه اتصال چه مقدار است؟ اندازه ها در شکل به میلی متر می باشد.

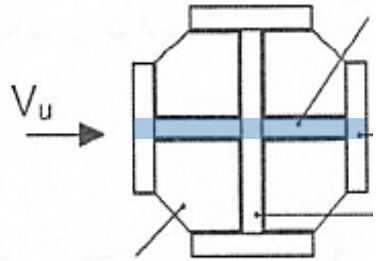
16000 mm^2

18000 mm^2

14000 mm^2

10000 mm^2





مبحث ۱۰ – صفحه ۲۳۸ – گزینه ۴

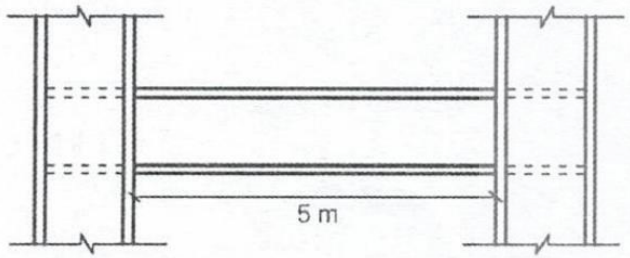
با توجه به اینکه در این ستون صلیبی در محل اتصال تیر به ستون از ورق های کمربندی استفاده نشده است با توجه به تبصره ذیل از مقررات ملی فقط جان موازی با برش وارده در محاسبات لحاظ می شود.

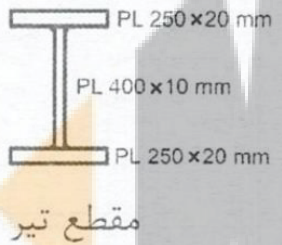
تبصره ۲: در کنترل برش در چشمهٔ اتصال ستون‌های با مقطع صلیبی، مقاومت برشی موجود چشمهٔ اتصال باید براساس جان موازی با نیروی وارده مقطع محاسبه شود. چنانچه ورق‌های بال در طولی حداقل برابر 300 میلی‌متر در بالا و پایین تیر با ورق‌های کمربندی به شکل هشت‌ضلعی درآید، در این صورت می‌توان از مساحت بال‌های موازی با نیروی واردهٔ مقطع نیز استفاده کرد.

$$A_w = d_c t_w = (2+200+20+200+20)\times 20 = 1000 mm^2$$

۴۶ . حداکثر مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال مقطع شکل زیر در قاب خمشی متوسط چه مقدار است؟ اتصال از نوع BFPمی باشد. از بارهای ثقلی صرف نظر کنید.

Fy=235 MPa, Sh=400 mm





885 KN.m

618 KN.m

500 KN.m

675 KN.m

مبحث ۱۰ – صفحه ۲۹۲ – گزینه ۱

$$M_u = M_{hr} + V_{hr} S_h$$

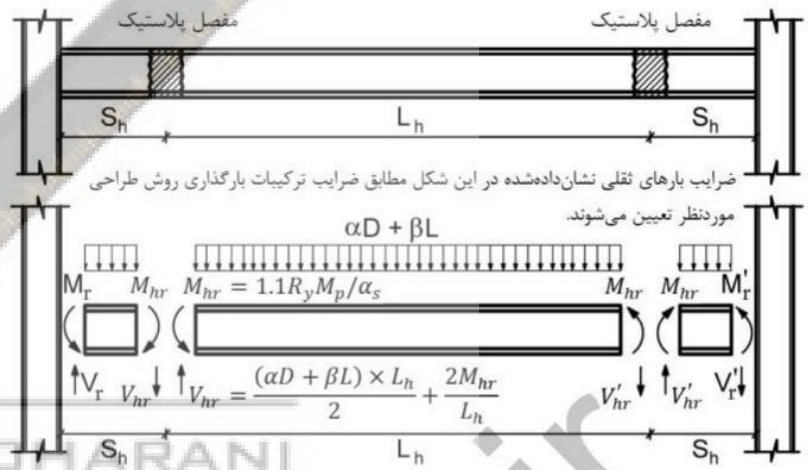
$$M_{hr} = \frac{1.1 R_y M_p}{d_s} = 1.1 R_y M_p$$

$$\boxed{AB} \rightarrow \sum M_B = 0 \rightarrow V_{hr} L_h = 2M_{hr} \rightarrow V_{hr} = \frac{2M_{hr}}{L_h}$$

$$M_u = 1.1 R_y M_p + \frac{2M_{hr}}{L_h} S_h$$

$$\begin{cases} M_p = F_y Z = 235 \times \left[\dfrac{250 \times 440^2}{4} - \dfrac{240 \times 440^2}{4} \right] = 587.5 \times 10^6 \, KN.m \\ M_{hr} = 1.1 R_y M_p = 1.1 \times 1.15 \times 587.5 = 743.19 \end{cases}$$

$$M_u = 743.19 + \frac{2 \times 743.19}{5 - 2 \times 0.4} \times 0.4 = 884.75 KN.m$$

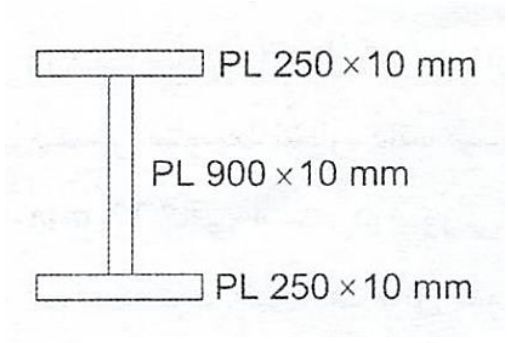


شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱ : نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط

MOSTAFA DOGOHARANI

۴۷. در یک تیر فولادی دو سر ساده با مقطع شکل زیر مقدار **CV1** **لازم جهت تامین مقاومت برشی مورد نیاز ۰.۹ گزارش شده است. حداکثر فاصله مجاز سخت کننده های عرضی در چشمه های ابتدایی و انتهایی در صورت** نیاز به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟

$E=2\times10^5 MPa$, $Fy=240$ MPa



1000 mm

2000 mm

1600 mm

2700 mm

مبحث ۱۰ – صفحه ۱۲۵ – گزینه ۳

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی

ب-۲) برای $\frac{h}{t_w} > 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_{v1} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \qquad (۴-۶-۲-۱۰)$$

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

- برای جان مقاطع بدون سخت‌کننده:

$$k_v = 5.34 \qquad (۵-۶-۲-۱۰)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h \le 3$:

$$k_v = 5+\frac{5}{(a/h)^2} \qquad (۶-۶-۲-۱۰)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h > 3$:

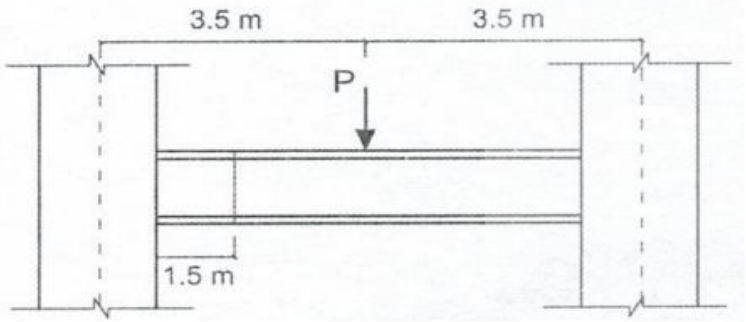
$$k_v = 5.34 \qquad (۷-۶-۲-۱۰)$$

$$C_{v1} = \frac{1.1\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} = \frac{1.1\sqrt{\frac{K_v \times 2\times10^5}{240}}}{\frac{900}{10}} = 0.9 \rightarrow K_v = 6.5$$

$$K_v = 5+\frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5+\frac{5}{\left(\frac{a}{900}\right)^2} = 6.5 \rightarrow a = 1643mm$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۴۸ . در شکل بخشی از یک قاب خمشی متوسط با اتصالات از نوع WUF-W نشان داده شده است. بارهای بدون ضریب مرده و زنده غیر قابل کاهش در مقدار و ضریب بار به ترتیب برابر است با PD=100KN و PL=70KN در روش LRFD مقاومت خمشی مورد نیاز وصله تیر در فاصله ۱.۵ متری از بر ستون به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ ستون ها از قوطی با ابعاد مقطع ۴۰۰×۴۰۰ میلیمتر و لنگر پلاستیک مقطع در کل طول تیر ساخته شده از ورق 360 kN.m است. واحدها در شکل به متر است. از مؤلفه قائم زلزله صـرف نظـر کنید



459 KN.m

391 KN.m

360 KN.m

407 KN.m

مبحث ۱۰ – صفحه ۲۹۴ – گزینه ۲

۱۰-۳-۳-۲-۱۰ وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۳ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم تیرها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد.

در این نوع قاب‌های خمشی، مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس لنگر خمشی به‌دست‌آمده از پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از M_p/α_s کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ تیر

α_s = برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

$$P_n = 1.2P_D + P_L = 1.2\times100 + 70 = 190KN$$

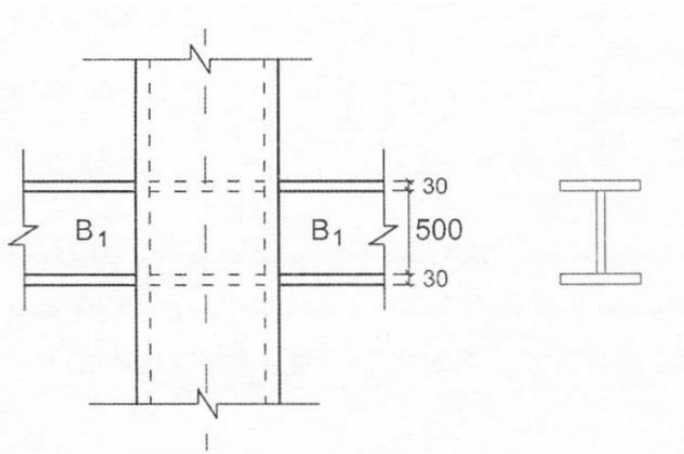
$$M_{hr} = 1.1R_yM_p = 1.1\times1.15\times360 = 455.4KN.m$$

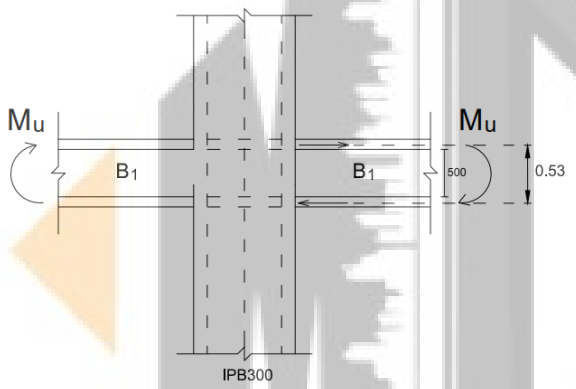
$$\begin{cases} V_{hrL} = \dfrac{2M_{hr}}{L_n} + \dfrac{P_n}{2} = \dfrac{2\times455.4}{L_n} + \dfrac{190}{2} = 233KN \\ V_{hrR} = \dfrac{2M_{hr}}{L_n} - \dfrac{P_n}{2} = \dfrac{2\times455.4}{L_n} - \dfrac{190}{2} = 43KN \end{cases}$$

$$\left.\begin{aligned} M_{hrL} + 455.4 - 233\times1.5 = 0 \rightarrow M_{hrL} = 105.9KN.m \\ M_{hrR} + 43\times1.5 - 455.4 = 0 \rightarrow M_{hrR} = 390.9KN.m \end{aligned}\right\} \xrightarrow{\max} M_{hr} = 390.9KN.m$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۴۹. در اتصال نوع WUF-W نشان داده شده در شکل که مربوط به یک سازه با قاب خمشی ویژه است مقاومت برشی مورد نیاز در چشمه اتصال بدون احتساب برش در ستون برابر با ۶۵۰۰ KN محاسبه شده است برای طراحی ورقهای پیوستگی مقاومت مورد نیاز در وجه ستون به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ ستون از نوع قوطی و روش محاسبه LRFD است. برای سادگی از بارهای ثقلی وارد بر تیرها صرف نظر شده است. در شکل ابعاد به میلیمتر است.





5433 KN

4353 KN

5343 KN

3435 KN

مبحث ۱۰ – صفحه ۲۳۷ – گزینه ۴

مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۸، در چشمهٔ اتصال مقاومت برشی موردنیاز (V_{rp}) از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{rp} = \frac{M_{r1}}{d_{b1}} + \frac{M_{r2}}{d_{b2}} - V_r \qquad (۱۰-۲-۹-۴۴)$$

$$V_{pr} = \frac{M_{u1}}{d_{b1}} + \frac{M_{u2}}{d_{b2}} - V_u \xrightarrow{V_u=0} V_{pr} = \frac{2M_u}{d_b} \rightarrow M_u = \frac{V_{pr} d_b}{2}$$

$$M_u = \frac{6500 \times 0.56}{2} = 1820 KN.m$$

$$M_u = R_u \times 0.53 \rightarrow R_u = \frac{M_u}{0.53} = \frac{1820}{0.53} = 3433 KN$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۵۰ .در شکل ناحیه اتصال گیردار از نوع (WUF-W) تیر به ستون Hشکل در یک ساختمان با قاب خمشی متوسط نشان داده شده است. از نظر محاسباتی برای ورقهای پیوستگی به ضخامت 12mm کافی است. در صورتی که ضخامت تمامی ورقهای پیوستگی یکسان در نظر گرفته شود، کمترین ضخامت قابل قبول آنها مطابق کدام یک از گزینه های زیر اســت؟ ابعاد روی شکل به میلی متر است.

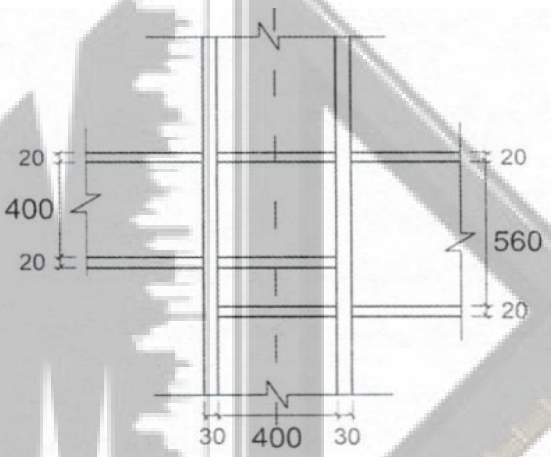
12 mm

15 mm

10 mm

20 mm

مبحث ۱۰ – صفحه ۲۹۳ و ۳۰۷ – گزینه ۲



۱۰-۳-۳-۲-۸ ورق‌های پیوستگی

الزامات لرزه‌ای ورق‌های پیوستگی در قاب‌های خمشی متوسط مشابه الزامات مذکور در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۱۰ است؛ با این تفاوت که لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین اتصال باید براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف در نظر گرفته شود.

ورق‌ها علاوه بر تأمین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰، باید دارای شرایط زیر نیز باشند:

۱- طول ورق‌های پیوستگی باید برابر با فاصلهٔ خالص دو بال ستون باشد.

۲- پهنای ورق‌های پیوستگی در ستون‌های با مقطع قوطی‌شکل باید برابر فاصلهٔ خالص دو جان مقطع ستون بوده و در ستون‌های با مقطع Hشکل مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در هر طرف جان مقطع ستون نباید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق پوششی اتصال کمتر باشد.

۳- ضخامت ورق‌های پیوستگی نباید از 50% ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر فقط به یک وجه ستون متصل هستند و از 75% ضخامت بال ضخیم‌تر تیرها یا ضخامت ورق ضخیم‌تر پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر به هر دو وجه ستون متصل هستند، کمتر در نظر گرفته شود.

$$t_{\min} = \max\{0.75\times 20, 12mm\} = 15mm$$

MOSTAFA DOGOHARANI

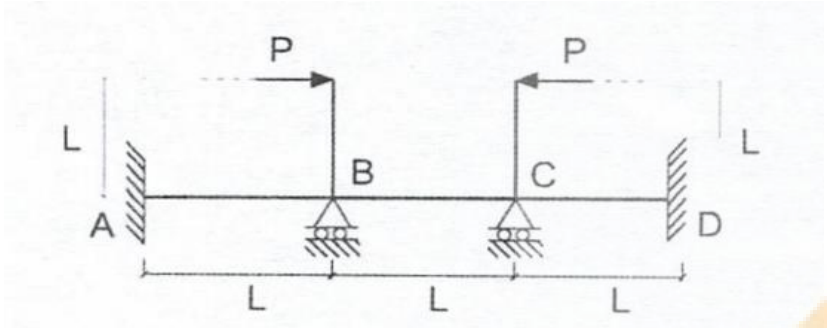
۵۱ .در تیر شکل زیر اگر از تغییر طول محوری تغییر شکل برشی و آثار مرتبه دوم تمامی اعضا صرف نظر شود و صلبیت خمشی کلیه اعضا یکسان و برابر EIباشد مقدار لنگر خمشی در تکیه گاه Aچقدر خواهد بود؟

PL/3

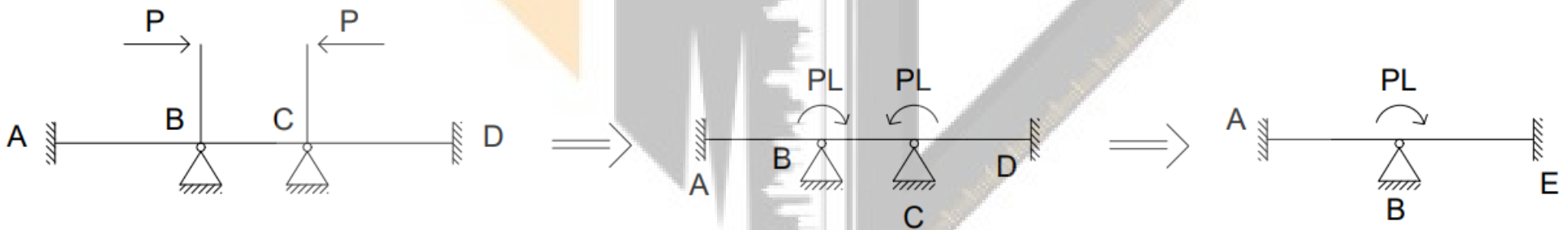
PL/6

PL/4

PL/3 ۲



تحلیل سازه – گزینه ۱

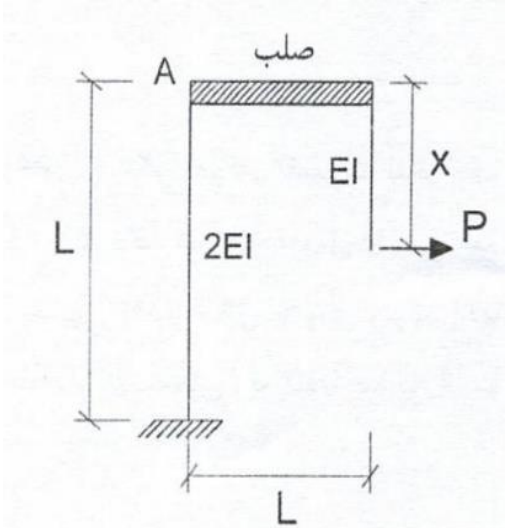


$$K_{BA}=\frac{4EI}{L}$$
$$K_{BE}=\frac{4EI}{L/2}=\frac{2EI}{L}$$
$$\rightarrow M_{BA}=\frac{K_{BA}}{K_{BA}+K_{BE}}PL=\frac{\frac{4EI}{L}}{\frac{4EI}{L}+\frac{2EI}{L}}PL=\frac{2}{3}PL$$

$$M_A=\frac{1}{2}M_{BA}=\frac{1}{3}PL$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۵۲ .در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضای قائم صرف نظر شود به ازای چه مقدار X بر حسب L مقدار جابه جایی افقی در گره A برابر صـفر خواهـد بود؟



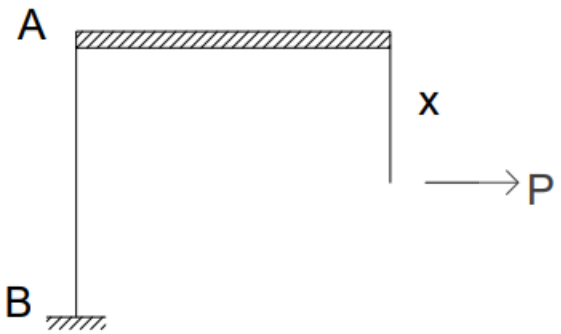
$\frac{1}{3}L$

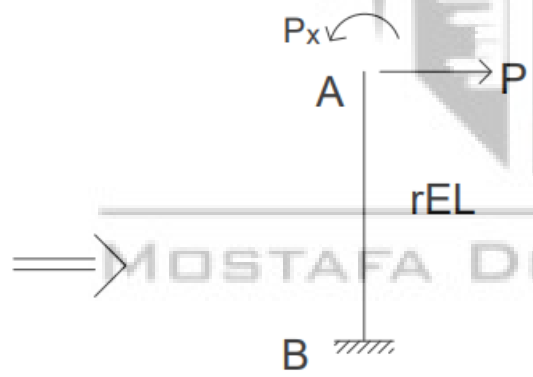
$\frac{1}{2}L$

$\frac{2}{3}L$

$\frac{1}{6}L$

تحلیل سازه – گزینه ۳





$$\Delta_A = 0$$

$$\frac{PL^3}{3(2EI)} - \frac{(PX)L^2}{2(2EI)} = 0 \rightarrow X = \frac{2L}{3}$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۵۳ .در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود مقدار لنگر خمشی حداکثر در تیر ABCبه کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

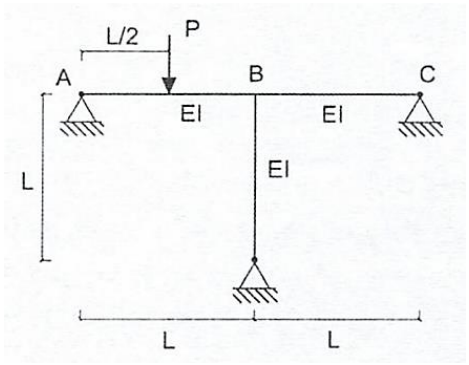
$\frac{5PL}{16}$

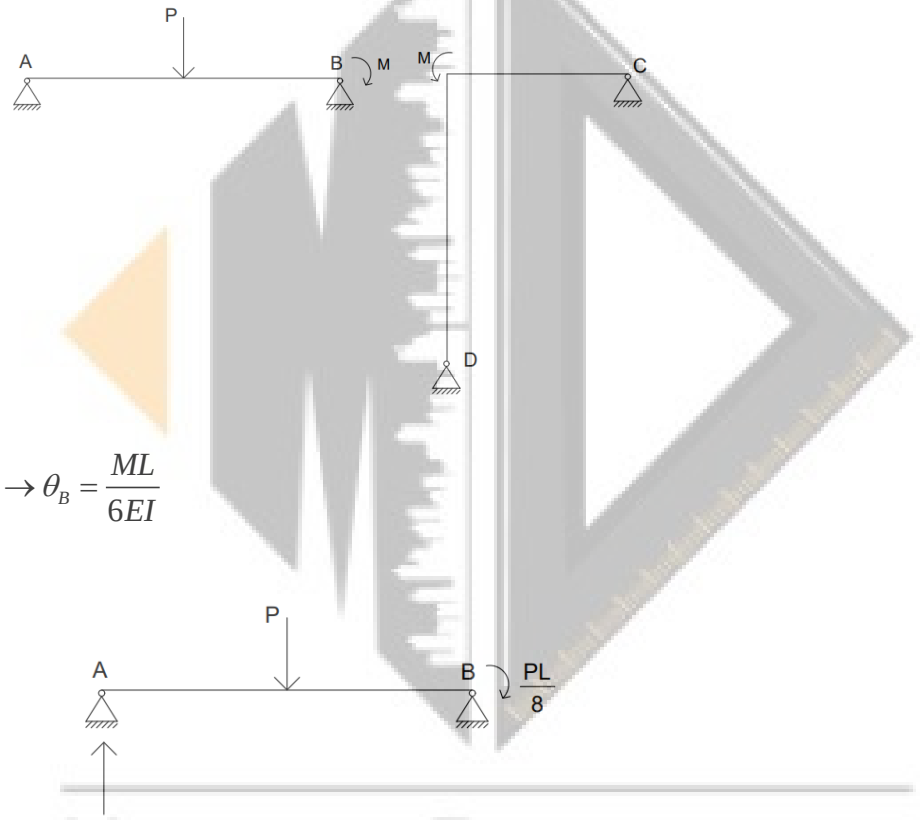
$\frac{5PL}{24}$

$\frac{PL}{8}$

$\frac{3PL}{16}$

تحلیل سازه – گزینه ۴





$$\boxed{AB} \rightarrow \theta_B = \frac{PL^2}{16EI} - \frac{ML}{3EI}$$

$$\boxed{DBC} \rightarrow K_{BC} = K_{BD} = \frac{3EI}{L} \rightarrow \theta_B = \frac{M}{K} = \frac{M}{\frac{3EI}{L} + \frac{3EI}{L}} \rightarrow \theta_B = \frac{ML}{6EI}$$

$$\xrightarrow{\theta_B = \theta_B} \frac{PL^2}{16EI} - \frac{ML}{3EI} = \frac{ML}{6EI} \rightarrow M = \frac{PL}{8}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow \frac{PL}{8} - \frac{PL}{2} + A_y L = 0 \rightarrow A_y = \frac{3}{8}P$$

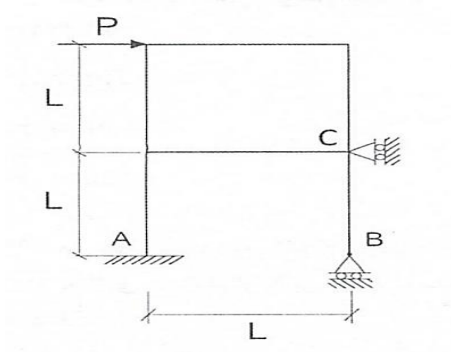
$$M_E = A_y \frac{L}{2} = \frac{3}{8}P \times \frac{L}{2} \rightarrow M_E = \frac{3}{16}PL$$

$$M_{BC} = M_{BD} = \frac{M}{2} = \frac{PL}{16}$$

$$(M_{\max})_{ABC} = \max\left[\frac{PL}{8}, \frac{3PL}{16}, \frac{PL}{16}\right] = \frac{3PL}{16}$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۵۴ . در قاب شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا صرف نظر شود و صلبیت خمشی کلیه اعضا یکسان و برابر EI باشد و نیز عکس العمل قائم تکیه گاه B برابر αP باشد. مقدار عکس العمل افقی تکیه گاه C چقدر خواهد بود؟



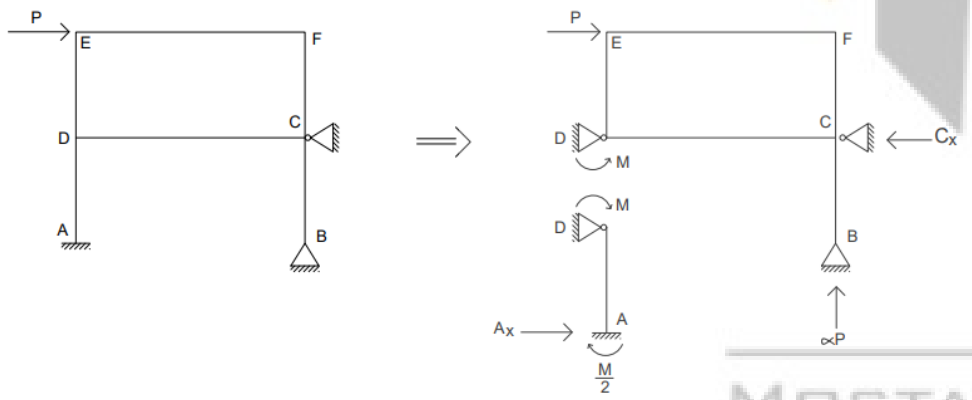
$\frac{1}{2}(2-3\alpha)P$

$\frac{1}{3}(3-4\alpha)P$

$\frac{1}{2}(5-3\alpha)P$

$\frac{1}{4}(3-2\alpha)P$

تحلیل سازه - گزینه ۳



$$\sum M_D = 0 \rightarrow M_D = PL - \alpha PL$$

$$M_A = \frac{M}{2}$$

$$\boxed{AD} \rightarrow M + \frac{M}{2} - A_x L = 0 \rightarrow A_x = \frac{3M}{2L}$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow P + A_x - C_x = 0 \rightarrow C_x = P + A_x = P + \frac{3M}{2L}$$

$$C_x = P + \frac{3(PL - \alpha PL)}{2L} = \frac{1}{2}(5 - 3\alpha)P$$

MOSTAFA DOGOHARANI

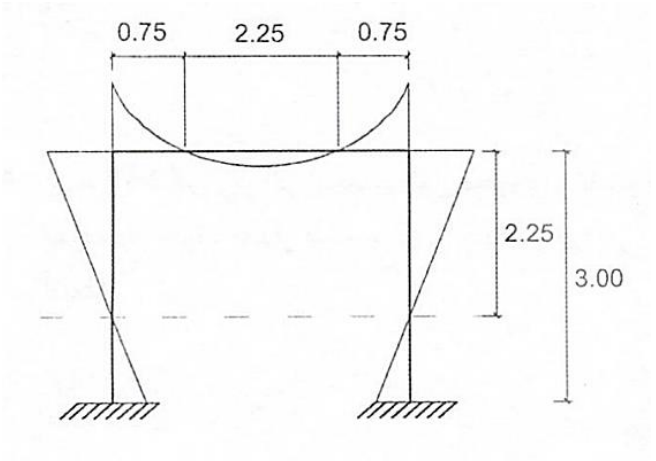
۵۵. در شکل نمودار تغییرات لنگر یک قاب خمشی کاملاً متقارن از نظر بارگذاری و هندسه و .... که فاقد هرگونه مفصل داخلی است نشان داده شده است. تحلیل از مرتبه اول الاستیک بوده و از تغییر شکل محوری و برشی تمامی اعضاء صرف نظر شده است. فقط با این اطلاعات کدام یک از گزینه های زیر قطعاً صحیح است؟ ابعاد روی شکل به متر است.

(۱) تمام یا برخی از اعضای سازه دارای مقطع متغیر هستند.

(۲) تیر تحت بار گسترده یکنواخت قرار دارد.

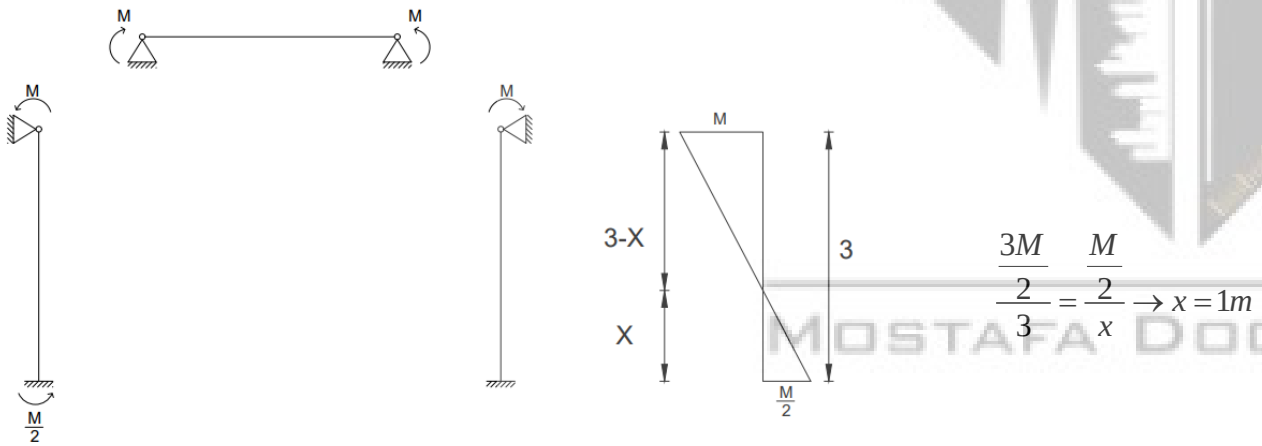
(۳) ستون ها در حد فاصل دو انتهای خود تحت بار جانبی قرار دارند.

(۴) مقدار نیروی محوری در تیر صفر است.



تحلیل سازه – گزینه ۱

از آنجا که نقطه عطف در شکل برابر 0.75m می باشد بنابراین تنها عاملی که باعث جابجایی نقطه عطف در ستون می شود تغییرات EIمی باشد.



$$\frac{\frac{3M}{2}}{3} = \frac{\frac{M}{2}}{x} \rightarrow x = 1m$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۵۶. یک ساختمان فولادی ده طبقه کاملاً منظم در هر دو راستا و نیز در ارتفاع از نوع قاب خمشی فولادی ویژه با ارتفاع یکسان در تمامی طبقات و برابر ۴ متر و وزن مؤثر لرزه ای یکسان در تمامی طبقات و برابر ۷ مفروض است اگر در تحلیل این ساختمان به روش استاتیکی معادل از زمان تناوب تجربی (بدون هرگونه افزایش استفاده شود و در آن جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت جانبی قاب ایجاد نمایند مقدار نیروی جانبی در تراز پایین ترین طبقه حدوداً چند درصد برش پایه خواهد بود؟ ساختمان در روی سطح زمین قرار دارد.

(۱) حدوداً ۴ درصد

(۳) حدوداً ۳ درصد

(۲) حدوداً ۲ درصد

(۴) حدوداً ۱ درصد

آیین نامه ۲۸۰۰– صفحه ۳۸ – گزینه ۴

$$T = 0.8\left(0.08H^{0.75}\right) = 0.8\left(0.08\times 40^{0.75}\right) = 1.018S$$

$$0.5 \le T \le 2.5 \rightarrow K = 0.5T + 0.75 = 1.259$$

$$F_{u1} = \frac{w_1 h_1^k}{\sum w_i h_i^k} V_u$$

$$F_{u1} = \frac{w\times 4^{1.259}}{w\times 4^{1.259}\left(1^{1.259}+2^{1.259}+3^{1.259}+\ldots+10^{1.259}\right)} V_u = \frac{1}{89.5} V_u = 0.011 V_u \approx 1.1\%$$

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

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

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

MOSTAFA DOGOHARANI

۵۷ . فرض نمائید در یک ساختمان بتنی با قاب خمشی بتن آرمه ویژه واقع در شهر تهران مقدار زمان تناوب اصلی ساختمان برابر ۱.۱۷ ثانیه و مقدار ضریب اصلاح طیف برابر ۱.۱ محاسبه شده است. این ساختمان بر روی کدام یک از انواع زمین های زیر قرار دارد؟

III

IV

II

I

آیین نامه ۲۸۰۰– صفحه ۱۷ – گزینه ۱

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

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N=1 \qquad T<T_s$$

$$N=\frac{0.7}{4-T_s}(T-T_s)+1 \qquad T_s<T<4\ \text{sec} \qquad (۳-۲)$$

$$N=1.7 \qquad T>4\ \text{sec}$$

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

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

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

$$1.1=\frac{0.7}{4-T_s}(1.17-T_s)+1 \rightarrow T_s=0.7S \rightarrow \boxed{III}$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۵۸. فرض کنید در یک ساختمان مسکونی دو طبقه از تراز پایه از نوع قاب ساختمانی با مهاربندی همگرای ویژه فولادی تمامی شرایط استفاده از روش ساده شده تحلیل و طراحی مهیا بوده و برای تحلیل و طراحی آن از این روش استفاده شده است. اگر برای کنترل اجزایی از این ساختمان استفاده از ضریب ۲۰ ضرورت داشته باشد مقدار آن چقدر باید در نظر گرفته شود؟

۱.۵

۲.۵

۳

۲

آیین نامه ۲۸۰۰– صفحه ۵۶ – گزینه ۲

۳-۱۳-۵ در مواردی که استفاده از ضریب اضافه‌مقاومت برای کنترل اجزایی از سازه بر طبق ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی ضروری باشد، و یا سازه مشمول بند (۳-۹) این استاندارد باشد، این ضریب در روش ساده شده برابر ۲/۵ فرض می‌شود.

MOSTAFA DOGOHARANI

۵۹ .فرض کنید وزن مؤثر لرزه ای یک سیلوی بتنی درجا با دیواره پیوسته تا روی پی برابر ۷ بوده و سیلو در منطقه با خطر نسبی زیاد قرار دارد حداقل برش پایه این سیلو به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید سیلو در ردیف ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد قرار دارد و بر روی زمین نوع IIIاحداث شده است.

0.224W

0.192W

0.16W

0.09W

آیین نامه ۲۸۰۰– صفحه ۶۹ – گزینه ۱

۵-۳ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی بر زمین

۵-۳-۱ ضوابط این نوع سازه‌ها عیناً مشابه سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها، موضوع بند (۵-۲) است و فقط الزامات زیر جایگزین بندهای نظیر می‌گردند:

الف- پارامترهای نیروی جانبی بر اساس جدول (۵-۲) تعیین می‌گردند.

ب- حداقل نیروی جانبی یا برش پایه از روابط زیر به‌دست می‌آیند:

۱- در موارد کلی

$$V_{u_{min}} = 0.09\ W \qquad (۵-۳)$$

$$V_{u\min} = \frac{1.6AIW}{R_u} = \frac{1.6\times0.3\times1.4\times W}{3} = 0.224W$$

۲- در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد و زمین‌های نوع III و IV

$$V_{u_{min}} = 1.6AIW/R_u \qquad (۵-۴)$$

MOSTAFA DOGOHARANI

۶۰ .زمان تناوب اصلی نوسان با استفاده از تحلیل دینامیکی یک بیمارستان به ارتفاع ۲۰ متر از تراز پایه در تبریز که با قاب خمشی بتنی ویژه طراحی شده است ۱.۲۵ ثانیه می باشد. ضریب زلزله برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقه چه مقدار است؟ طبقه بندی زمین ساختگاه از نوع II بوده و جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمی کنند.

۰.۰۶۸

۰.۰۷۵

۰.۰۹۶

۰.۰۸۲

$$C=\frac{ABI}{R_u}\rightarrow\begin{cases}A=0.35\\B=?\\I=1.4\\R_u=7.5\end{cases}$$

$$T_a=0.05\times 20^{0.9}=0.74S$$

$$T=\min\left[1.25T_a,T_t\right]=\min\left[1.25\times 0.74,1.25\right]=0.925S$$

$$B=B_1N\rightarrow\begin{cases}N=\frac{0.7}{4-T_s}\left(T-T_s\right)+1=\frac{0.7}{4-0.5}\left(0.925-0.5\right)+1=1.0852\\B_1=\left(S+1\right)\frac{T_s}{T}=\left(1.5+1\right)\frac{0.5}{0.925}=1.35\end{cases}$$

$$\rightarrow B=B_1N=1.35\times 1.0852=1.465$$

$$C=\frac{ABI}{R_u}=\frac{0.35\times 1.465\times 1.4}{7.5}=0.0957>C_{\min}\rightarrow OK$$

$$C_{\min}=0.12AI=0.12\times 0.35\times 1.4=0.0588$$

آیین نامه ۲۸۰۰– صفحه ۲۸ – گزینه ۳

C: ضریب زلزله که از رابطه (۳-۲) به‌دست می‌آید:

$$C=\frac{ABI}{R_u}\qquad(۳-۲)$$

مقداربرش پایه، V_u، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u\,min}=0.12AIW\qquad(۳-۳)$$

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.

MOSTAFA DOGOHARANI