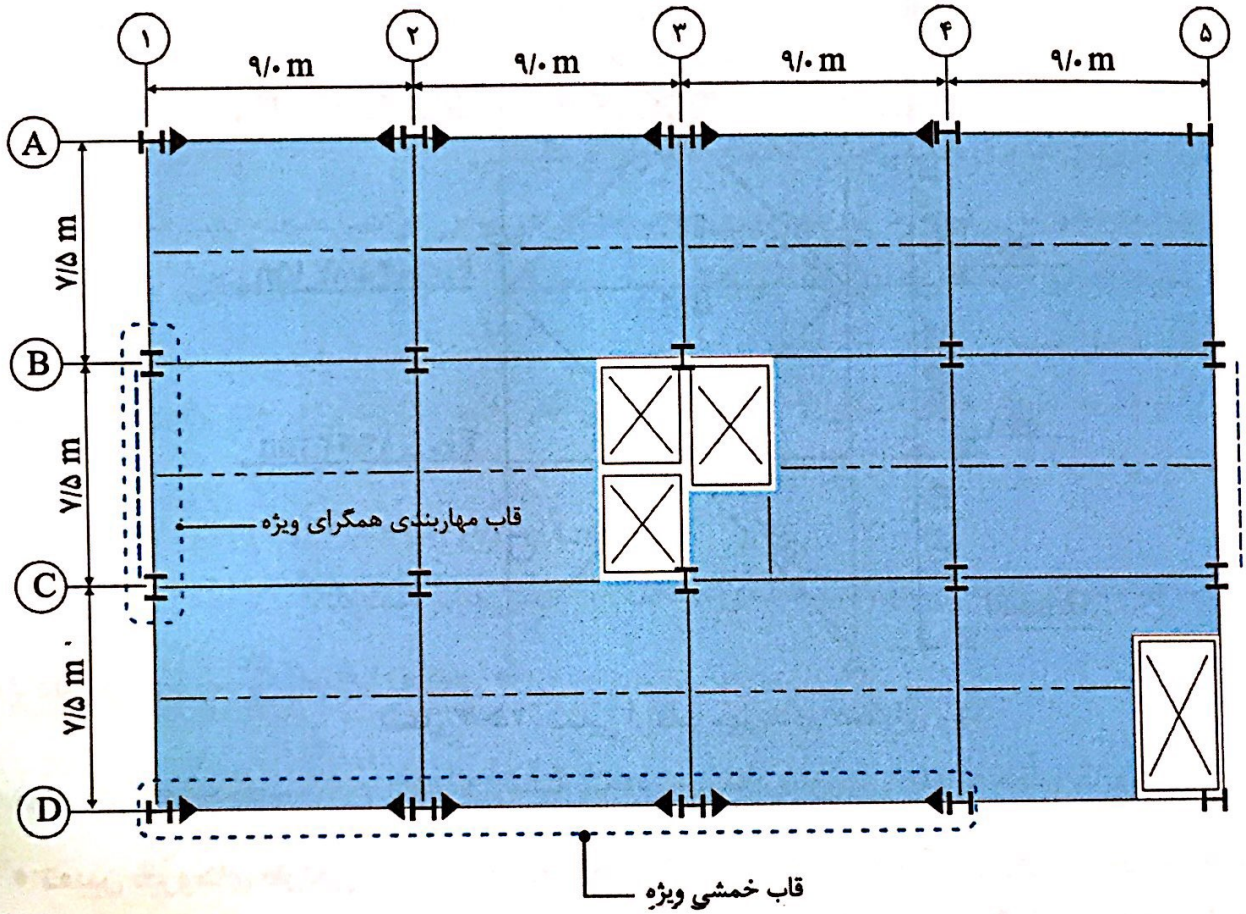
بار دیوارهای پیرامونی $۲۶۰\,kg/m$ می‌باشد، ساختمان در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع است ($A = ۰/۳۵$)، سایر پارامترهای لرزه‌ای چنین است:

$R = ۵/۵$, $\Omega_0 = ۲/۰$, $\rho = ۱/۲$, $I = ۱/۰$, $C_d = ۵/۰$

هم‌چنین در تمام مثال‌های این فصل از تحلیل مرتبه اول استفاده شده است.



شکل ۳-۴۴ پلان طبقات برای مثال‌های قاب مهاربندی همگرای ویژه

مثال ۳-۱ طراحی مهاربند در قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه

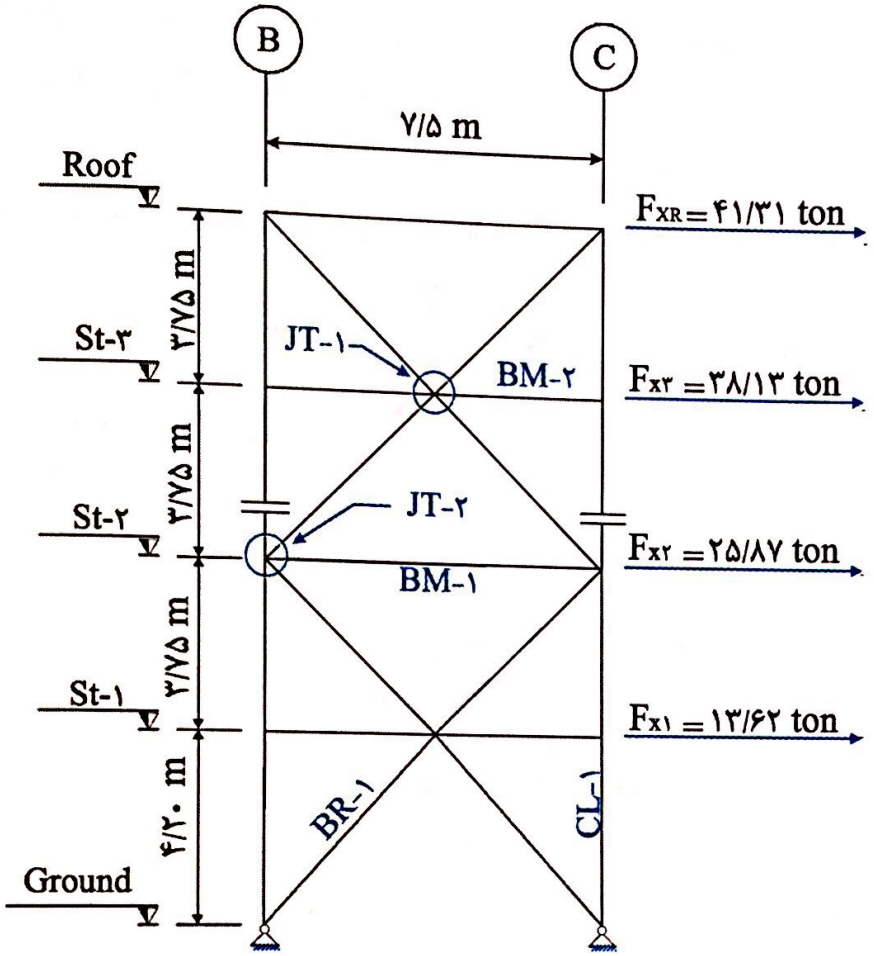
داده‌ها:

با توجه به شکل ۳-۴۵ عضو مهاربند BR-۱ را از نیمرخ قوطی با $F_y = ۲۹۵۰\,kg/cm^2$ و $F_u = ۴۰۸۰\,kg/cm^2$ طراحی کنید. بارهای وارد به مهاربند از تحلیل مرتبه اول به صورت زیر به دست آمده‌اند:

$P_D = ۸/۲\,ton$, $P_L = ۴/۳\,ton$, $P_E = \pm ۹۰\,ton$

جابجایی نسبی تراز طبقه اول از تحلیل مرتبه اول برابر $\Delta_H = ۰/۵\,cm$ به‌دست آمده است. هم‌چنین انتهای ستون‌ها مفصلی فرض شده و از انتقال قاب در جهت محورهای x-x و y-y جلوگیری به‌عمل آمده است.

Scanned with CamScanner



شکل ۳-۴۵ نمایی از قاب مهاربندی همگرای ویژه

حل:

♦ تعیین نیروهای طراحی

مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، برای سازه کلیه ساختمان‌های واقع در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد، مؤلفه قائم نیروی زلزله ($۰/۶AI$) باید در محاسبات منظور شود. در این صورت ترکیبات بار لرزه‌ای حاکم در فشار و کشش، به ترتیب به صورت زیر می‌باشند:

$$(۱/۲+۰/۶AI)D+\rho E+۰/۵L+۰/۲S$$

$$(۰/۹-۰/۶AI)D+\rho E$$

(ضریب بار زنده برای کاربری‌هایی که بار زنده گسترده یکنواخت آنها کم‌تر از ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد، برابر با ۰/۵ منظور می‌گردد).

حداکثر نیروی محوری فشاری در مهاربند بر اساس ترکیب بار فوق چنین است:

$$P_u=\left[۱/۲+۰/۶(۰/۳۵)(۱/۰)\right](۸/۲)+۱/۲(۹۰)+۰/۵(۴/۳)+۰/۲(۰)$$

$$=۱۲۲\ ton$$

حداکثر نیروی محوری کششی در مهاربند بر اساس ترکیب بار فوق چنین است:

$$P_u=\left[۰/۹-۰/۶(۰/۳۵)(۱/۰)\right](۸/۲)+۱/۲(-۹۰)$$

$$=-۱۰۲\ ton$$

Scanned with CamScanner

♦ محاسبه طول مهاربند

طول مهاربند برابر است با:

$$L_{br} = \sqrt{۴/۲^۲ + ۳/۷۵^۲} = ۵/۶۳\ m$$

شایان ذکر است که این طول بر اساس فاصله‌ی نقاط کار (محل تلاقی محورهای مهاربند، ستون و تیر) به‌دست می‌آید. طول مهار نشده کمتری (کسر طول ورق اتصال) نیز ممکن است توسط مهندس طراح به‌کار برده شود.

♦ کنترل توزیع نیروی جانبی بین اعضای فشاری و کششی

مبحث دهم مقرر می‌دارد که مهاربندی‌ها در امتداد هر محور در هر طبقه باید طوری درنظر گرفته شوند که در جهت بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود.

با توجه به نتایج تحلیل (شکل ۳-۴۵)، کل نیروی افقی قاب مهاربندی در جهت مورد نظر به قرار زیر است:

$$F_h = ۴۱/۳۱ + ۳۸/۱۳ + ۲۵/۸۷ + ۱۳/۶۲ = ۱۱۹\ ton$$

مؤلفه‌ی افقی نیروی زلزله در مهاربند طبقه‌ی همکف در کشش برابر است با:

$$P_E \cos\alpha = ۹۰\left(\frac{۳/۷۵}{۵/۶۳}\right) = ۵۹/۹۴\ ton$$

این مقدار نیرو تقریباً نصف مقدار نیروهای افقی وارده بر قاب ($\frac{۱۱۹}{۲} = ۵۹/۵$) می‌باشد، بنابراین قاب موردنظر شرایط بیش‌تر از ۳۰ درصد و کم‌تر از ۷۰ درصد کل نیروهای افقی را تأمین می‌کند.

نیمرخ قوطی Box ۱۸۰×۱۲/۵ با مشخصات هندسی زیر انتخاب می‌شود:

$$B = ۱۸\ cm\ ,\ A_g = ۸۲/۱\ cm^۲\ ,\ I_x = ۳۷۹۰\ cm^۴\ ,\ r_x = ۶/۸\ cm\ ,\ t = ۱/۲۵\ cm$$

♦ کنترل نسبت پهنا به ضخامت

مبحث دهم مقرر می‌دارد مقاطع اعضای مهاربندی در قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه باید از نوع فشرده‌ی لرزه‌ای با شکل‌پذیری زیاد و محدودیت حداکثر پهنا به ضخامت λ_{hd} باشند، در این صورت:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{B - ۳t}{t} = \frac{۱۸ - ۳(۱/۲۵)}{۱/۲۵} = ۱۱/۴$$

$$\lambda_{hd} = ۰/۵۵\sqrt{\frac{E}{F_y}} = ۰/۵۵\sqrt{\frac{۲/۱(۱۰^۶)}{۲۹۵۰}} = ۱۴/۶۷$$

$$\lambda < \lambda_{hd} \quad \textbf{o.k.}$$

Scanned with CamScanner

♦ **کنترل لاغری مهاربند**

ضریب طول مؤثر مهاربند برای هر دو محور x و y برابر $K = ۱/۰$ می‌باشد.

$$\frac{KL}{r} = \frac{۱/۰(۵۶۳)}{۶/۸} = ۸۳ < ۲۰۰ \quad \textbf{o.k.}$$

♦ **لحاظ اثرات مرتبه دوم**

در ادامه اثرات مرتبه دوم مطابق پیوست دوم مبحث دهم مورد بررسی قرار می‌گیرد:

$$P_u = P_{nt} + B_۲ P_{lt}$$

– محاسبه‌ی $B_۲$

برای محاسبه $B_۲$ نیاز به محاسبه P_{story} و $P_{e\,story}$ می‌باشد.

الف) محاسبه‌ی P_{story}

مساحت و محیط هر طبقه با توجه به ابعاد پلان مثال چنین است:

$$A_{story} = (۴\times۹/۰)(۳\times۷/۵) = ۸۱۰\ m^۲$$

$$l_{story} = ۲\left[۴(۹/۰)+۳(۷/۵)\right] = ۱۱۷\ m$$

P_{story} از مجموع بارهای ثقلی طبقات (اطلاعات اولیه مثال‌های این فصل) در تراز طبقه دوم تحت اثر ترکیب بار لرزه‌ای زیر به دست می‌آید.

$$(۱/۲+۰/۶AI)D + \rho E + ۰/۵L + ۰/۲S$$

$$P_{story} = ۸۱۰\left\{\left[۱/۲+۰/۶(۰/۳۵)(۱/۰)\right]\times\left[۳۳۰+۳(۴۱۵)\right]+۰+۰/۵(۳)(۲۰۰)+۰/۲(۱۰۰)\right\}$$

$$+\left[۱/۲+۰/۶(۰/۳۵)(۱/۰)\right]\times\left[۲۶۰(۴)(۱۱۷)\right]$$

$$P_{story} = ۲۲۲۹\ ton$$

ب) محاسبه‌ی $P_{e\,story}$

مطابق شکل۳-۴۵ برش کل طبقه (H) برای دو دهانه مهاربندی در جهت موردنظر برابر خواهد بود با:

$$H = ۲(۴۱/۳۱+۳۸/۱۳+۲۵/۸۷+۱۳/۶۲) = ۲۳۸\ ton$$

با توجه به داده‌های مثال مقدار جابجایی نسبی از تحلیل ارتجاعی مرتبه اول $\Delta_H = ۰/۵\ cm$ می‌باشد. ارتفاع طبقه $L = ۴۲۰cm$ است. مطابق پیوست ۲ مبحث دهم در سیستم‌های قاب مهاربندی $R_M = ۱-۰/۱۵\frac{P_{mf}}{P_{story}} = ۱/۰$ می‌باشد. در این صورت:

$$P_{e\,story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} = ۱/۰\frac{۲۳۸(۴۲۰)}{۰/۵} = ۱۹۹\times۱۰^۳\ ton$$

Scanned with CamScanner

بنابراین ضریب B_2 برابر است با:

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{P_{story}}{P_{estory}}} \geq 1$$

$$= \frac{1}{1-\frac{2229}{199(10^3)}}$$

$$= 1/01$$

مطابق مبحث دهم به‌علت این‌که $B_2 \leq 1/5$ است استفاده از روش طول مؤثر برای کنترل پایداری معتبر بوده و هیچ‌گونه محدودیتی ندارد.

نیروی محوری فشاری مهاربند با در نظر گرفتن آثار مرتبه دوم برابر است با:

$$P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

$$P_u = (1/2 + 0/6AI)P_D + B_2 \rho P_E + 0/5P_L + 0/2P_S$$

$$= [1/2 + 0/6(0/35)(1/0)](8/2) + 1/01(1/2)(90) + 0/5(4/3) + 0/2(0/0)$$

$$= 123\ ton$$

♦ **تعیین مقاومت فشاری موجود**

$$\frac{KL}{r} = \frac{1/0(563)}{6/8} = 83$$

$$4/71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4/71\sqrt{\frac{2/1(10^6)}{2950}} = 126$$

چون ۱۲۶>۸۳، کمانش غیرارتجاعی حاکم است:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2(2/1)(10^6)}{(83)^2} = 3008\ kg/cm^2$$

$$F_{cr} = \left[0/658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y = \left[0/658^{\frac{2950}{3008}}\right](2950) = 1957\ kg/cm^2$$

$$P_n = A_g F_{cr} = 82/1(1957) = 161\ ton$$

$$P_c = \varphi_c P_n = 0/9(161) = 145\ ton > 123\ ton \quad \textbf{o.k.}$$

♦ **تعیین مقاومت کششی موجود**

$$P_n = A_g F_y = 82/1(2950) = 242\ ton$$

$$\varphi_t P_n = 0/9(242) = 217\ ton > 102\ ton \quad \textbf{o.k.}$$

استفاده از نیمرخ Box ۱۸۰×۱۲/۵ برای مهاربند مناسب است.

Scanned with CamScanner

پیشنهاد:

در پایان این مثال ذکر این نکته ضروری است که اگر مهندس محاسب طول مهار نشده مهاربند را کم‌تر از طول نقطه کار تا نقطه کار در نظر بگیرد، ممکن است نیمرخ کوچک‌تری نیز جوابگو باشد.

در روش طراحی ظرفیت، تمام مهاربندهای سازه به حداکثر ظرفیت (فشاری یا کششی) خود رسیده و تصویر ظرفیت هریک از مهاربندها بر روی تیرها و ستون‌ها تعیین می‌شود تا تلاش‌های طراحی تیرها و ستون‌ها از ظرفیت مهاربندها به دست آید. در مثال پیش‌رو هدف از تحلیل قاب، به دست آوردن نیروهای مهاربند همگرا ویژه مطابق مبحث دهم و استفاده از تصویر این نیروها در طراحی تیرها و ستون‌ها در مثال‌های آتی می‌باشد.

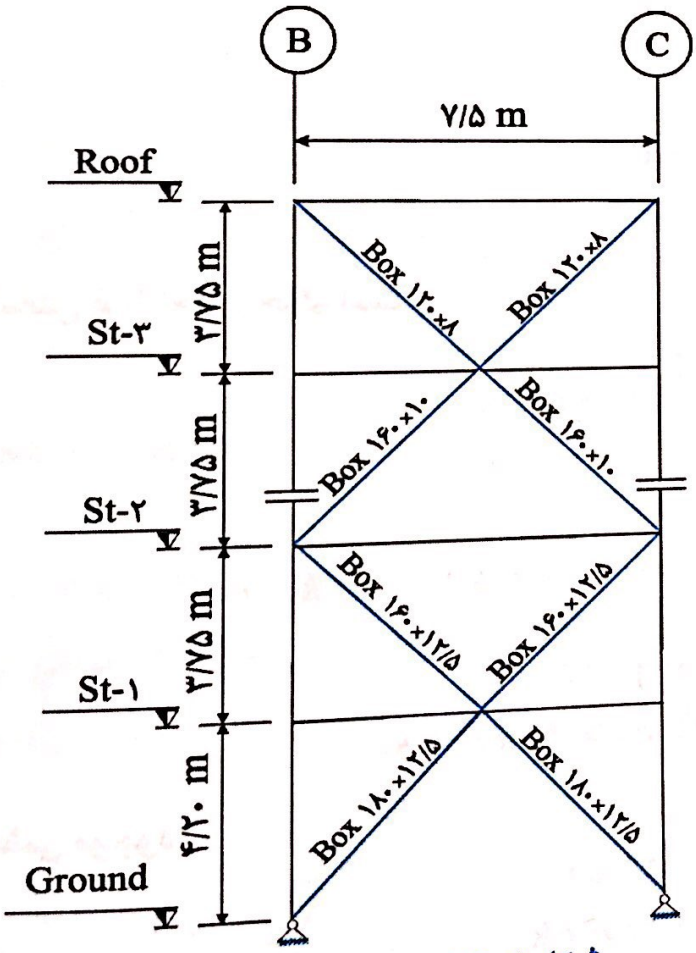
مثال ۳-۲ تحلیل قاب مهاربندی همگرای ویژه

داده ها:

با توجه به قاب مهاربندی و مقاطع نشان داده شده در شکل۳-۴۶ مقاومت‌های کششی و فشاری مورد انتظار مهاربندی‌ها را بر اساس الزامات لرزه‌ای مبحث دهم به‌دست آورید.

مشخصات فولاد مهاربندها چنین است:

$F_y = ۲۹۵۰ kg/cm^۲$, $F_u = ۴۰۸۰ kg/cm^۲$



شکل ۳-۴۶ مقاطع مهاربندی‌ها در قاب

Scanned with CamScanner

حل:

مشخصات هندسی نیمرخ مهاربندی‌ها به شرح زیر است:

$Box۱۲۰\times۸: \ A=۳۵/۲\ cm^۲ \ , \ r=۴/۵۵\ cm$

$Box۱۶۰\times۱۰: \ A=۵۴/۹\ cm^۲ \ , \ r=۵/۶۸\ cm$

$Box۱۶۰\times۱۲/۵: \ A=۷۲/۱\ cm^۲ \ , \ r=۵/۹۸\ cm$

$Box۱۸۰\times۱۲/۵: \ A=۸۲/۱\ cm^۲ \ , \ r=۶/۸\ cm$

برای طراحی تیرها و ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه باید نخست ظرفیت مهاربندی‌ها مطابق مبحث دهم به صورت زیر تعیین شود:

تذکر: *نیروهای طراحی تیرها، ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کم‌تر در نظر گرفته شود:*

الف) تحلیلی که درآن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_yF_yA_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر $۱/۱۴F_{cre}A_g$ می‌باشد.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_yF_yA_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر $۰/۳\times۱/۱۴F_{cre}A_g$ می‌باشد.

به‌منظور بررسی اثرات تحلیل‌های (الف) و (ب) در قاب موردنظر، باید مقاومت‌های مورد انتظار کششی، فشاری و پس‌کمانشی همه‌ی مهاربندی‌ها تعیین شوند. AISC ۳۴۱-۱۰ مقرر می‌دارد که برای تعیین مقاومت فشاری موردانتظار، باید از طول واقعی مهاربند (نه فاصله نقطه کار تا نقطه کار مهاربند) استفاده شود. طول نقطه کار تا نقطه کار مهاربند در طبقه همکف برابر است با:

$$L_{br}=\sqrt{۴/۲۰^۲+۳/۷۵^۲}=۵/۶۳\ m$$

طول نقطه کار تا نقطه کار در سایر طبقات برابر است با:

$$L_{br}=\sqrt{۳/۷۵^۲+۳/۷۵^۲}=۵/۳۰m$$

شایان ذکر است که طول واقعی مهاربند به مقدار قابل ملاحظه‌ای کم‌تر از فاصله‌ی نقطه‌ی کار تا نقطه‌ی کار (طول محاسبه شده در بالا) می‌باشد. عواملی همچون عمق تیر و ستون و رعایت فاصله‌ی ۲t انتهای مهاربند از خط تکیه‌گاهی ورق اتصال باعث این کاهش طول می‌شوند. طول واقعی مهاربند تقریباً بین ۳/۶ m تا ۳/۹ m به‌دست آمده است. در ادامه مثال از طول ۳/۶ m برای تعیین مقاومت فشاری مورد انتظار همه مهاربندی‌ها استفاده می‌شود.

Scanned with CamScanner

در جداول ۳-۱ و ۳-۲ به ترتیب مقاومت‌های کششی مورد انتظار و مقاومت‌های فشاری مورد انتظار و پس‌کمانشی همه مهاربندی‌ها آورده شده است. در ادامه یک نمونه از محاسبات برای مهاربند Box۱۲۰×۸ آمده است، بدیهی است مقاومت سایر مهاربندی‌ها به روش مشابه تعیین می‌شود.

جدول ۳-۱ مقاومت کششی مورد انتظار مهاربندها

نیمرخ مهاربند	A (cm^2)	$R_yF_yA_g$ (ton)
Box۱۲۰×۸	۳۵/۲	۱۳۰
Box۱۶۰×۱۰	۵۴/۹	۲۰۲
Box۱۶۰×۱۲/۵	۷۲/۱	۲۶۶
Box۱۸۰×۱۲/۵	۸۲/۱	۳۰۳

جدول ۳-۲ مقاومت فشاری مورد انتظار و پس‌کمانشی مهاربندها

نیمرخ مهاربند	A (cm^2)	r (cm)	L (cm)	KL/r	F_{cre} (kg/cm^2)	مقاومت فشاری مورد انتظار ۱/۱۴ $F_{cre}A_g$ (ton)	مقاومت پس کمانشی مورد انتظار ۰/۳ (۱/۱۴ $F_{cre}A_g$) (ton)
Box۱۲۰×۸	۳۵/۲	۴/۵۵	۳۶۰	۷۹	۲۳۱۷	۹۳	۲۸
Box۱۶۰×۱۰	۵۴/۹	۵/۶۸	۳۶۰	۶۳	۲۷۴۴	۱۷۲	۵۱-
Box۱۶۰×۱۲/۵	۷۲/۱	۵/۹۸	۳۶۰	۶۰	۲۸۲۰	۲۳۲	۷۰
Box۱۸۰×۱۲/۵	۸۲/۱	۶/۸	۳۶۰	۵۳	۲۹۹۱	۲۸۰	۸۴

◆ **مقاومت کششی مورد انتظار مهاربند Box۱۲۰×۸**

مطابق مبحث دهم نسبت تنش تسلیم موردانتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربند برابر است با:

$$R_y = ۱/۲۵$$

مقاومت کششی موردانتظار مهاربند برابر است با:

$$P_{tension} = R_yF_yA_g$$
$$= ۱/۲۵(۲۹۵۰)(۳۵/۲)$$
$$= ۱۳۰\ ton$$

◆ **مقاومت فشاری مورد انتظار مهاربند Box۱۲۰×۸**

در فشار محوری برای تعیین F_{cre}، از R_yF_y به‌جای F_y استفاده می‌شود، دراین صورت:

$$\frac{KL}{r} = \frac{۱/۰(۳۶۰)}{۴/۵۵} = ۷۹$$

$$۴/۷۱\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} = ۴/۷۱\sqrt{\frac{۲/۱(۱۰^۶)}{۱/۲۵(۲۹۵۰)}} = ۱۱۲$$

Scanned with CamScanner

چون ۱۱۲>۷۹، بنابراین کمانش غیرارتجاعی حاکم است:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (2/1)(10^6)}{(79)^2} = 33220\ kg/cm^2$$

$$F_{cre} = \left[0/658^{\frac{R_y F_y}{F_e}}\right] R_y F_y = \left[0/658^{\frac{1/25(2950)}{33220}}\right](1/25)(2950) = 23317\ kg/cm^2$$

مطابق مبحث دهم مقاومت فشاری موردانتظار مهاربند به صورت زیر محاسبه می‌شود:

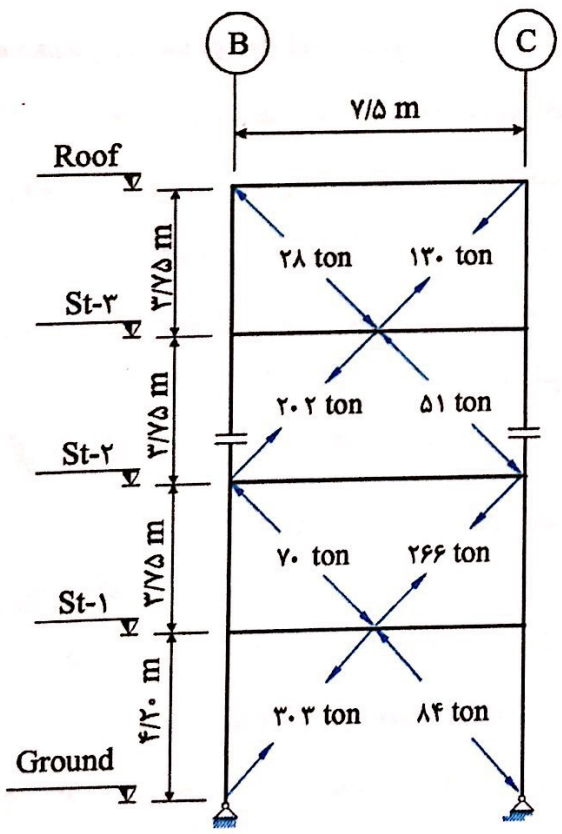
$$P_{compression} = 1/14 F_{cre} A_g = 1/14(23317)(35/2) = 93\ ton$$

♦ مقاومت فشاری پس‌کمانشی مورد انتظار مهاربند Box۱۲۰×۸

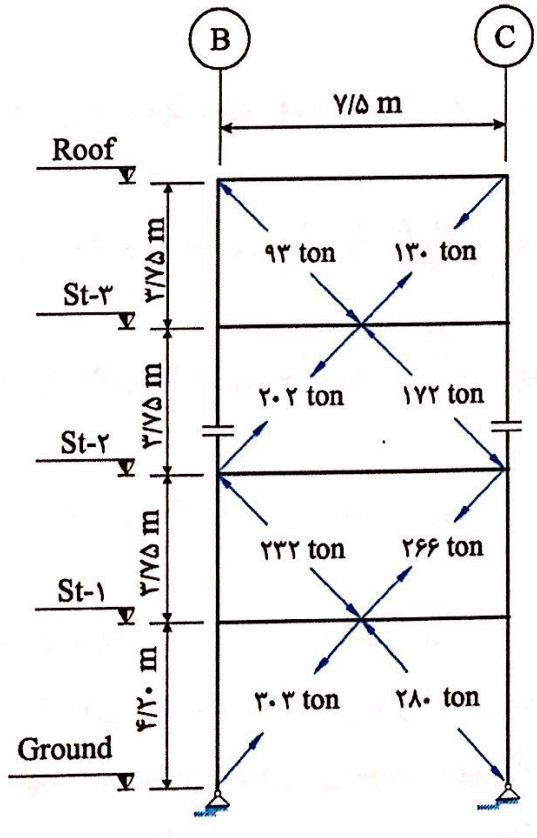
مقاومت فشار پس‌کمانشی موردانتظار از حاصلضرب ضریب ۰/۳ در مقاومت‌های فشاری مورد انتظار به‌دست می‌آید. در این صورت:

$$0/3 P_{compression} = 0/3(1/14 F_{cre} A_g) = 28\ ton$$

شکل ۳-۴۷- (الف) نیروهای وارد به قاب در اثر مقاومت‌های کششی و فشاری مورد انتظار مهاربندی‌ها را نشان می‌دهد، هم‌چنین شکل ۳-۴۷- (ب) نیروهای وارد به قاب در اثر مقاومت‌های کششی و فشار پس‌کمانشی موردانتظار مهاربندی‌ها را نشان می‌دهد.



ب) در اثر مقاومت‌های کششی و فشار پس کمانشی مورد انتظار مهاربندی‌ها



الف) در اثر مقاومت‌های کششی و فشاری مورد انتظار مهاربندی‌ها

شکل ۳-۴۷ نیروهای وارد بر قاب ناشی از تحلیل مهاربندها

Scanned with CamScanner

مثال ۳-۳ طراحی ستون در قاب مهاربندی همگرای ویژه

داده‌ها:

ستون CL-۱ نشان داده شده در شکل ۳-۴۵ را از نیمرخ IPB با مشخصات فولاد $F_y = ۳۵۱۵\ kg/cm^۲$، $F_u = ۴۵۷۰\ kg/cm^۲$ و با در نظر گرفتن الزامات لرزه‌ای ستون در سیستم قاب مهاربندی همگرای ویژه طراحی کنید. نیروهای ستون در اثر بارهای ثقلی و برف به شرح زیر است:

$$P_D = ۶۷\ ton \quad , \quad P_L = ۲۷\ ton \quad , \quad P_S = ۳/۲\ ton$$

نیروی زلزله در ستون CL-۱ از تحلیل استاتیکی معادل (شکل ۳-۴۵) و بدون ضریب اضافه مقاومت ($\Omega_.$) برابر ۱۱۲ ton به‌دست آمده است.

نیروهای حاصل از مقاومت‌های موردانتظار مهاربندی‌ها که قبلاً در مثال ۳-۲ محاسبه شدند در ادامه این مثال مورد استفاده قرار خواهند گرفت. هم‌چنین انتهای ستون‌ها مفصلی فرض شده و از انتقال قاب در جهت محورهای x-x و y-y جلوگیری شده است.

حل:

♦ تعیین نیروهای طراحی ستون

مبحث دهم مقرر می‌دارد که نیروی طراحی ستون‌ها در قاب مهاربندی همگرای ویژه نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کمتر در نظر گرفته شود:

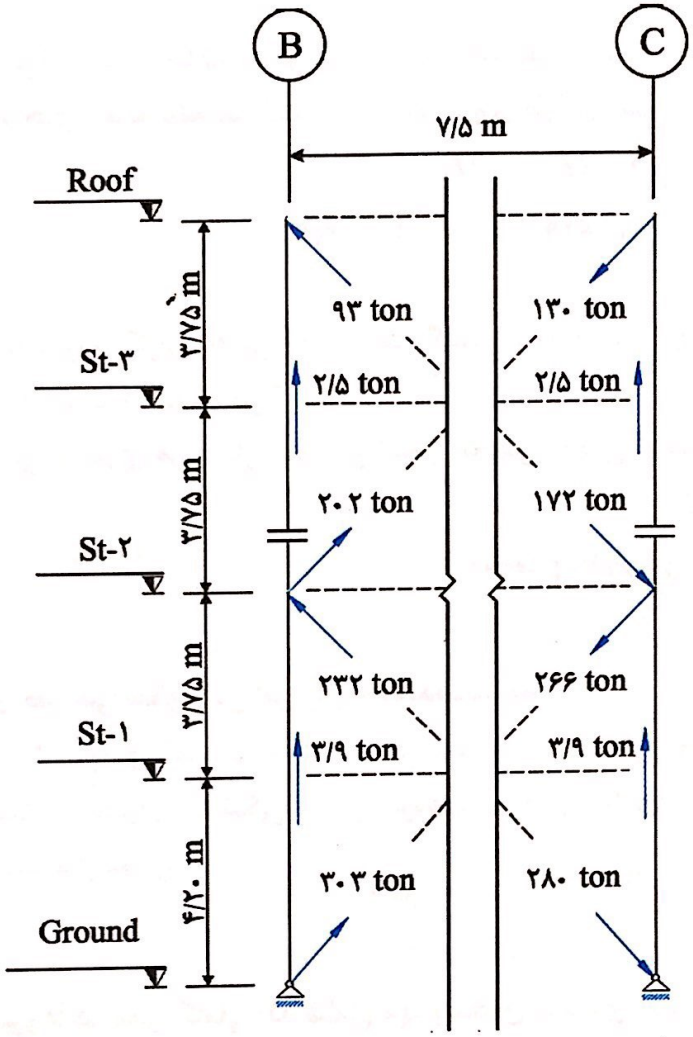
الف) تحلیلی که درآن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر $۱/۱۴ F_{cre} A_g$ می‌باشد.

ب) تحلیلی که درآن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر $۰/۳ \times ۱/۱۴ F_{cre} A_g$ می‌باشد.

حالت (ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود که مهاربند دارای مقاومت فشار پس‌کمانشی است در اینجا حاکم نمی‌باشد.

در شکل ۳-۴۸ ظرفیت‌های مورد انتظار مهاربندی‌ها که قبلاً در مثال ۳-۲ تعیین شدند نشان داده شده است، تصویر این نیروها می‌توانند به‌عنوان بارهای اعمالی به تیر و ستون در نظر گرفته شوند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود برش‌های اعمالی به تیر، در نهایت به ستون منتقل می‌شوند. بدیهی است چون نیروهای لرزه‌ای در هر دو جهت در نظر گرفته می‌شوند، ستون قاب مورد نظر باید برای حداکثر کشش و فشار طراحی شود.

Scanned with CamScanner



شکل ۳-۴۸ نیروهای وارد به ستون

♦ تعیین نیروهای طراحی ستون ناشی از تحلیل مهاربندی‌ها

نیروی محوری فشاری در ستون ناشی از تحلیل مهاربندی‌ها و در اثر نیروهایی که باعث فشار در ستون می‌شوند برابر است با:

$$P_{E_m} = (۱۳۰+۱۷۲+۲۶۶)\sin ۴۵^\circ - ۲/۵ - ۳/۹ = ۳۹۵\ ton$$

نیروهای ۲/۵ ton و ۳/۹ ton در اثر نیروی نامتعادل وسط تیر در ستون ایجاد شده‌اند.

نیروی محوری کششی در ستون ناشی از تحلیل مهاربندی‌ها و در اثر نیروهایی که باعث کشش در ستون می‌شوند برابر است با:

$$T_{E_m} = (-۹۳-۲۰۲-۲۳۲)\sin ۴۵^\circ - ۲/۵ - ۳/۹ = -۳۷۹\ ton$$

مقادیر ۲/۵ ton و ۳/۹ ton از برش تیرهای مهاربند به دست آمده‌اند، لازم به ذکر است چون مقاومت موردانتظار مهاربند پایین‌ترین تراز منظور نگردیده‌است، نیروهای فشاری وکششی دقیقاً یکسان نمی‌باشند.

Scanned with CamScanner

با استفاده از ترکیبات بار حاکم شامل ضریب اضافه مقاومت و جایگزینی نیروهای حاصل از ظرفیت مهاربندها به‌جای زلزله تشدید یافته ($\Omega_0 P_E$)، نیروی طراحی ستون چنین است:

$$P_u = (1/2 + 0/6AI)P_D + P_{E_m} + 0/5P_L + 0/2P_S$$
$$= [1/2 + 0/6(0/35)(1/0)](67) + 395 + 0/5(27) + 0/2(3/2)$$
$$= 504\ ton$$

(ضریب بار زنده برای کاربری‌هایی که بار زنده گسترده یکنواخت آنها کم‌تر از ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد برابر با ۰/۵ منظور می‌گردد).

مقاومت کششی محوری موردنیاز ستون بر اساس تحلیل حاصل از ظرفیت مهاربندها چنین است:

$$P_u = (0/9 - 0/6AI)P_D + T_{E_{mh}}$$
$$= [0/9 - 0/6(0/35)(1/0)](67) + (-379)$$
$$= -333\ ton$$

♦ تعیین نیروهای طراحی ستون در اثر زلزله تشدید یافته

در شکل ۳-۴۵ نیروهای اعمالی به قاب در اثر تحلیل استاتیکی معادل (بدون ضریب اضافه مقاومت) نمایان است. از تحلیل استاتیکی معادل نیروهای لرزه‌ای فشاری و کششی ستون CL-۱ بدون ضریب اضافه مقاومت عبارتند از:

$$P_E = 112\ ton$$
$$T_E = -112\ ton$$

با استفاده از این نیروها در مدل کاملی که شامل مهاربندهای فشاری نیز می‌باشد، نیروی محوری فشاری تشدید یافته ستون به صورت زیر می‌باشد (مطابق AISC ۳۴۱-۱۰ در حالت استفاده از زلزله تشدید یافته باید مهاربندهای فشاری حذف گردند، در این مثال با تقریب از مدل کامل استفاده شده است):

$$P_u = (1/2 + 0/6AI)P_D + \Omega_0 P_E + 0/5P_L + 0/2P_S$$
$$= [1/2 + 0/6(0/35)(1/0)](67) + 2/0(112) + 0/5(27) + 0/2(3/2)$$
$$= 333\ ton$$

نیروی محوری کششی تشدیدیافته ستون برابر است با:

$$P_u = (0/9 - 0/6AI)P_D + \Omega_0 T_E$$
$$= [0/9 - 0/6(0/35)(1/0)](67) + 2/0(-112)$$
$$= -178\ ton$$

مطابق AISC ۳۴۱-۱۰ از آن‌جا که نیروهای طراحی در این حالت (زلزله تشدید یافته) کم‌تر از مقادیر به‌دست آمده در حالت تحلیل مهاربندی‌ها (حالت قبل) می‌باشند، مقادیر تشدیدیافته برای طراحی ستون استفاده می‌شوند. شایان ذکر است مطابق مبحث دهم برای طراحی ستون باید از نیروهای حاصل از تحلیل مهاربندی‌ها استفاده شود. ملاحظه می‌شود که نیروی ستون در حالت تحلیل مهاربندی‌ها به طور قابل ملاحظه‌ای بیشتر از زلزله تشدید یافته است. به نظر می‌رسد ضوابط مبحث دهم در مورد این ستون‌ها سخت گیرانه‌تر است.

Scanned with CamScanner

$$\lambda_{hd} = ۰/۷۷\sqrt{\frac{E}{F_y}}(۲/۹۳ - C_a) \geq ۱/۴۹\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= ۰/۷۷\sqrt{\frac{۲/۱(۱۰^۶)}{۳۵۱۵}}(۲/۹۳ - ۰/۵۱) \geq ۱/۴۹\sqrt{\frac{۲/۱(۱۰^۶)}{۳۵۱۵}}$$

$$= ۴۵/۵۵ \geq ۳۶/۴۱$$

$\lambda_w < \lambda_{hd} = ۴۵/۵۵$ **o.k.**

♦ تعیین مقاومت فشاری موجود

مطابق مبحث دهم، برای سیستم‌های قاب مهاربندی، ضریب طول مؤثر اعضای فشاری $K=۱$ درنظر گرفته می‌شود.

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{۱/۰(۴۲۰)}{۱۷/۱} = ۲۵$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{۱/۰(۴۲۰)}{۷/۴} = ۵۷$$

$$۴/۷۱\sqrt{\frac{E}{F_y}} = ۴/۷۱\sqrt{\frac{۲/۱(۱۰^۶)}{۳۵۱۵}} = ۱۱۵$$

چون $۱۱۵ > ۵۷$، کمانش غیرارتجاعی حاکم است:

$$F_e = \frac{\pi^۲ E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^۲} = \frac{\pi^۲(۲/۱)(۱۰^۶)}{(۵۷)^۲} = ۶۳۷۹ \ kg/cm^۲$$

$$F_{cr} = \left[۰/۶۵۸^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y = \left[۰/۶۵۸^{\frac{۳۵۱۵}{۶۳۷۹}}\right](۳۵۱۵) = ۲۷۹۱ \ kg/cm^۲$$

$$P_n = A_g F_{cr} = ۱۹۸(۲۷۹۱) = ۵۵۳ \ ton$$

$$P_c = \varphi_c P_n = ۰/۹(۵۵۳) = ۴۹۷ \ ton > ۳۳۴ \ ton \quad \textbf{o.k.}$$

♦ تعیین مقاومت کششی موجود

$$P_n = A_g F_y = ۱۹۸(۳۵۱۵) = ۶۹۶ \ ton$$

$$\varphi_t P_n = ۰/۹(۶۹۶) = ۶۲۶ \ ton > ۱۷۸ \ ton \quad \textbf{o.k.}$$

استفاده از نیمرخ IPB ۴۰۰ برای ستون مناسب است.

Scanned with CamScanner

مثال ۳-۴ طراحی تیر در قاب مهاربندی همگرای ویژه

داده‌ها:

تیر دو سر ساده BM-۲ نشان داده شده در شکل ۳-۴۵ را از نیمرخ IPB با مشخصات $F_y = ۳۵۱۵ kg/cm^۲$ ، $F_u = ۴۵۷۰ kg/cm^۲$ و به عنوان یک تیر غیرمرکب طراحی کنید.

دال مرکب باعث مهاربندی تیر شده است. نیروهای مهاربندها در شکل ۳-۴۷ نشان داده شده‌اند.

برش‌ها و لنگرهای ثقلی تیر به صورت زیر می‌باشند:

$$V_D = ۵/۱\ ton \ , \ V_L = ۳/۹\ ton \ , \ M_D = ۱۶/۶\ ton.m \ , \ M_L = ۱۳/۸\ ton.m$$

حل:

• تعیین نیروهای طراحی تیر

در قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه، نیروی طراحی تیرها نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کمتر در نظر گرفته شود:

الف) تحلیلی که درآن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر $۱/۱۴ F_{cre} A_g$ می‌باشد.

ب) تحلیلی که درآن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر $۰/۳ \times ۱/۱۴ F_{cre} A_g$ می‌باشد.

این نیروها در جداول ۳-۱ و ۳-۲ آورده شده‌اند. نیروهای اعمالی بر تیر BM-۲ در شکل‌های ۳-۴۹ و ۳-۵۰ نشان داده شده‌اند.

الف) تحلیل تیر بر اساس مقاومت‌های کششی و فشاری مورد انتظار مهاربندی‌ها:

نیروی نامتعادل عمود بر تیر BM-۲ براساس مؤلفه قائم نیروهای چهار عضو مهاربندی برابر است با:

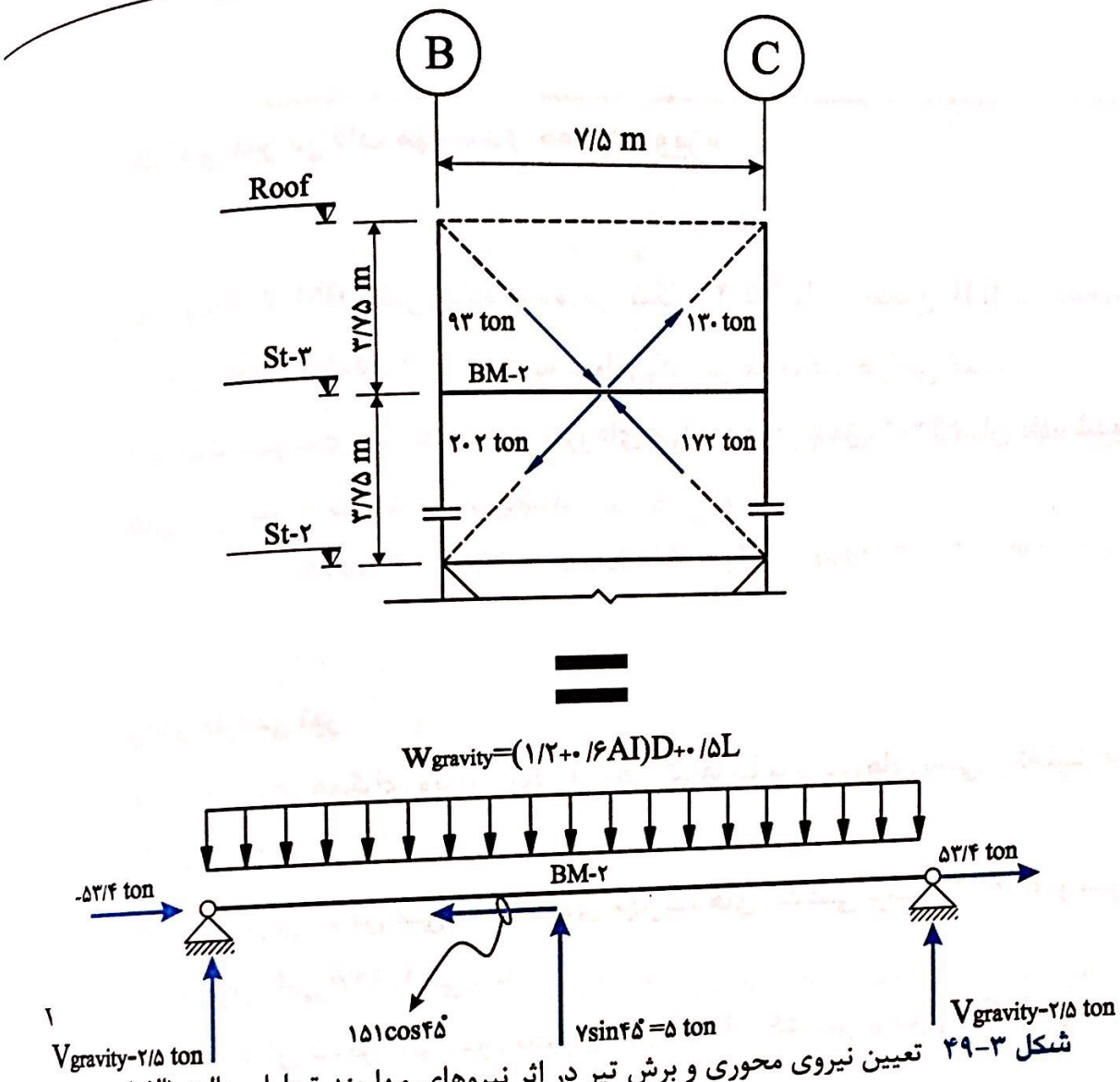
$$P_y = (۱۳۰ - ۹۳ + ۱۷۲ - ۲۰۲) \sin ۴۵^\circ = ۵\ ton$$

این نیروی نامتعادل عمود بر تیر را می‌توان به عنوان بار اعمالی زلزله بر وسط تیر در نظر گرفت که باعث ایجاد نیروی برشی و لنگرخمشی زیر در تیر می‌شود:

$$V_E = \frac{P_y}{۲} = \frac{۵}{۲} = ۲/۵\ ton$$

$$M_E = \frac{P_y L}{۴} = \frac{۵(۷/۵)}{۴} = ۹/۴\ ton.m$$

Scanned with CamScanner



شکل ۳-۴۹ تعیین نیروی محوری و برش تیر در اثر نیروهای مهاربند-تحلیل حالت (الف)

برای تعیین نیروی محوری تیر، تفاوت بین مجموع مؤلفه‌های افقی مقاومت‌های موردانتظار مهاربندی‌های پایین و بالای تیر به عنوان **نیروی طبقه** وارد به تیر از طریق مهاربند درنظرگرفته می‌شود (شکل ۳-۴۹).

$$P_E = \frac{۱}{۲}\left[(۲۰۲+۱۷۲)-(۹۳+۱۳۰)\right]\left(\cos ۴۵^\circ\right) = ۵۳/۴\ ton$$

نیروی محوری طراحی تیر BM-۲ بر اساس ترکیبات بار لرزه‌ای حاکم به صورت زیر است:

$$P_u = (۱/۲+۰/۶AI)P_D + \Omega_۰ P_E + ۰/۵P_L + ۰/۲P_S$$
$$= \left[۱/۲+۰/۶(۰/۳۵)(۱/۰)\right](۰)+۵۳/۴+۰/۵(۰)+۰/۲(۰)$$
$$= ۵۳/۴\ ton$$

(ضریب بار زنده برای کاربری‌هایی که بار زنده گسترده یکنواخت آنها کمتر از ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد برابر با ۰/۵ منظور می‌گردد).

Scanned with CamScanner

نیروی برشی طراحی تیر BM-۲ براساس ترکیبات بار لرزه‌ای حاکم به صورت زیر است:

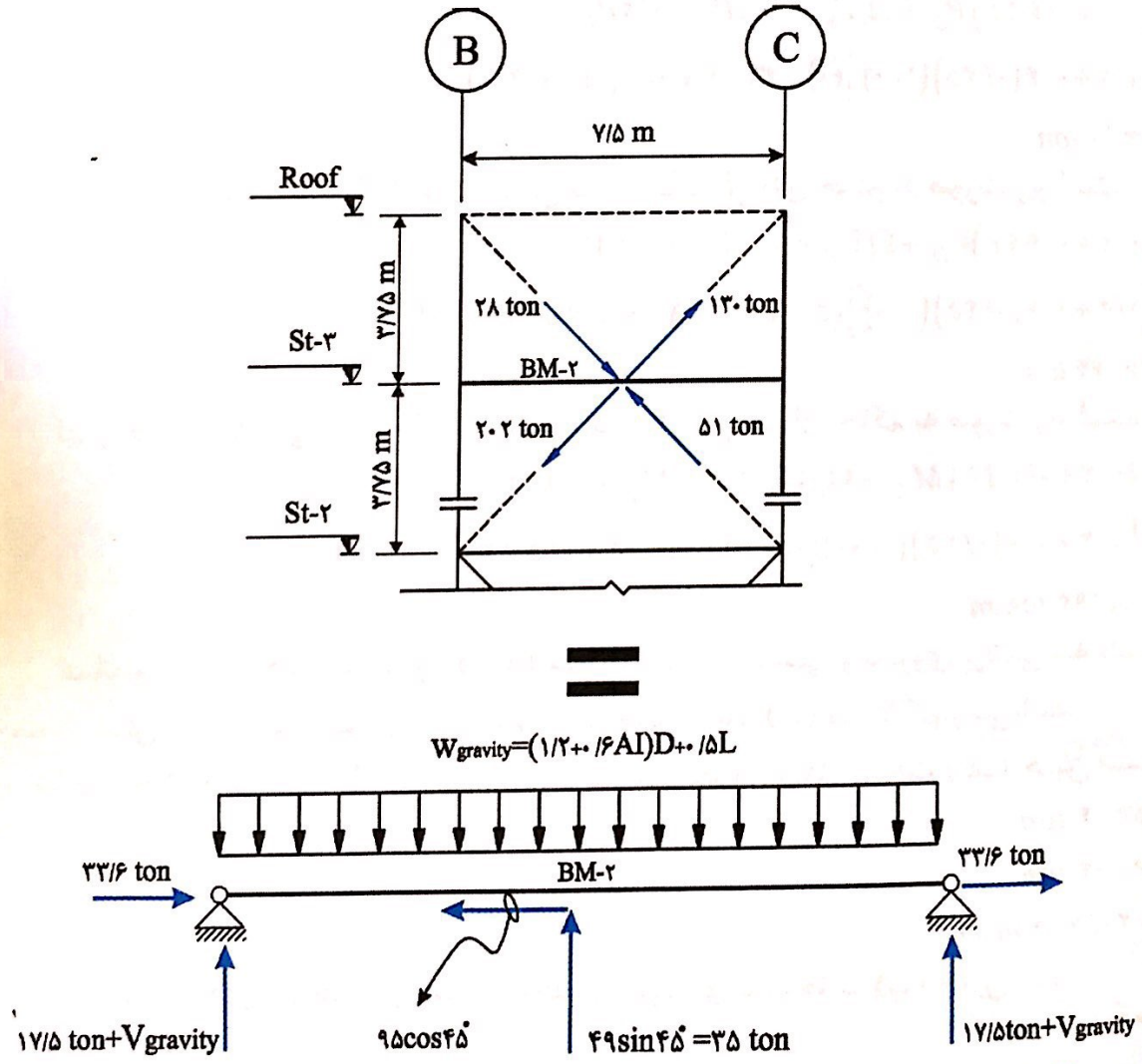
$$V_u = (1/2 + 0/6AI)V_D + \Omega_0 V_E + 0/5V_L + 0/2V_S$$
$$= [1/2 + 0/6(0/35)(1/0)](5/1) - 2/5 + 0/5(3/9) + 0/2(0)$$
$$= 6/64\ ton$$

لنگر خمشی طراحی تیر BM-۲ بر اساس ترکیبات بار حاکم به صورت زیر است:

$$M_u = (1/2 + 0/6AI)M_D + \Omega_0 M_E + 0/5M_L + 0/2M_S$$
$$= [1/2 + 0/6(0/35)(1/0)](16/6) - 9/4 + 0/5(13/8) + 0/2(0)$$
$$= 20/91\ ton.m$$

ب) تحلیل تیر بر اساس مقاومت‌های کششی و فشار پس‌کمانشی موردانتظار مهاربندی‌ها:

در این تحلیل برای به دست آوردن مقاومت فشار پس‌کمانشی باید مقاومت‌های مورد انتظار فشاری مهاربندی‌ها در ضریب ۰/۳ ضرب شوند. این مقادیر در جدول ۳-۲ آورده شده‌اند.



شکل ۳-۵۰ تعیین نیروی محوری و برش تیر در اثر نیروهای مهاربند - تحلیل حالت (ب)

Scanned with CamScanner

نیروی نامتعادل عمود بر تیر براساس مؤلفه قائم نیروهای چهار عضو مهاربندی برابر است با:

$$P_y = (۱۳۰ - ۲۸ + ۵۱ - ۲۰۲)\sin ۴۵^\circ = -۳۵\ ton$$

این نیروی نامتعادل عمود بر تیر را می‌توان به عنوان بار اعمالی زلزله بر وسط تیر در نظر گرفت که باعث ایجاد نیروی برشی و لنگرخمشی زیر در تیر می‌شود:

$$V_E = \frac{P_y}{۲} = \frac{۳۵}{۲} = ۱۷/۵\ ton$$

$$M_E = \frac{P_y L}{۴} = \frac{۳۵(۷/۵)}{۴} = ۶۵/۶۲\ ton.m$$

برای تعیین نیروی محوری تیر، تفاوت بین مجموع مؤلفه‌های افقی مقاومت‌های مورد انتظار مهاربندی‌های پایین و بالای تیر به عنوان **نیروی طبقه** وارد به تیر از طریق مهاربند درنظر گرفته می‌شود (شکل ۳-۵۰).

$$P_x = \frac{۱}{۲}\left[(۲۰۲ + ۵۱) - (۲۸ + ۱۳۰)\right](\cos ۴۵^\circ) = ۳۳/۶\ ton$$

نیروی محوری طراحی تیر BM-۲ بر اساس ترکیبات بار لرزه‌ای حاکم به صورت زیر است:

$$P_u = (۱/۲ + ۰/۶AI)P_D + \Omega_۰ P_E + ۰/۵P_L + ۰/۲P_S$$

$$= \left[۱/۲ + ۰/۶(۰/۳۵)(۱/۰)\right](۰) + ۳۳/۶ + ۰/۵(۰) + ۰/۲(۰)$$

$$= ۳۳/۶\ ton$$

نیروی برشی طراحی تیر BM-۲ بر اساس ترکیبات بار لرزه‌ای حاکم به صورت زیر است:

$$V_u = (۱/۲ + ۰/۶AI)V_D + \Omega_۰ V_E + ۰/۵V_L + ۰/۲V_S$$

$$= \left[۱/۲ + ۰/۶(۰/۳۵)(۱/۰)\right](۵/۱) + ۱۷/۵ + ۰/۵(۳/۹) + ۰/۲(۰)$$

$$= ۲۶/۶۴\ ton$$

لنگر خمشی طراحی تیر BM-۲ بر اساس ترکیبات بار لرزه‌ای حاکم به صورت زیر است:

$$M_u = (۱/۲ + ۰/۶AI)M_D + \Omega_۰ M_E + ۰/۵M_L + ۰/۲M_S$$

$$= \left[۱/۲ + ۰/۶(۰/۳۵)(۱/۰)\right](۱۶/۶) + ۶۵/۶۲ + ۰/۵(۱۳/۸) + ۰/۲(۰)$$

$$= ۹۵/۹۳\ ton.m$$

همانطور که مشاهده می‌شود در حالت (ب) لنگر خمشی و نیروی برشی به طور قابل ملاحظه‌ای بیش‌تر از حالت (الف) بوده ولی نیروی محوری حالت (ب) نسبتاً کم‌تر می‌باشد.

به طور خلاصه نیروهای طراحی تیر ناشی از تحلیل مهاربندی‌ها درحالت (الف) چنین است:

$$P_u = ۵۳/۴\ ton$$

$$V_u = ۶/۶۴\ ton$$

$$M_u = ۲۰/۹۱\ ton.m$$

هم‌چنین نیروهای طراحی تیر ناشی از تحلیل مهاربندی‌ها درحالت (ب) چنین است:

$$P_u = ۳۳/۶\ ton$$

$$V_u = ۲۶/۶۴\ ton$$

$$M_u = ۹۵/۹۳\ ton.m$$

Scanned with CamScanner

آشکار است که نیروی برشی و لنگر خمشی حاصل از تحلیل حالت (ب) نباید همزمان با نیروی محوری حاصل ازتحلیل حالت (الف) به کار روند و هر دو حالت باید به طور مجزا مورد بررسی قرار گیرند.

♦ انتخاب مقطع تیر

نیمرخ IPB۴۵۰ با مشخصات هندسی زیر انتخاب می‌شود:

$A = ۲۱۸\ cm^۲$, $d = ۴۵\ cm$, $t_w = ۱/۴\ cm$, $b_f = ۳۰\ cm$, $t_f = ۲/۶\ cm$, $I_x = ۱۰۷۲۰۰\ cm^۴$

$I_y = ۱۱۷۲۰\ cm^۴$, $r_x = ۱۹/۱\ cm$, $r_y = ۷/۳۳\ cm$, $Z_x = ۳۸۶۱/۶\ cm^۳$, $S_x = ۴۲۹۰\ cm^۳$

$C_w = ۵۲۵۸۰۰۰\ cm^۶$, $J = ۴۸۵\ cm^۴$, $d - ۲k = ۳۴/۴\ cm$

♦ کنترل کمانش موضعی

مبحث دهم مقرر می‌دارد که تیرها در قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه در دهانه مهاربندی باید از نوع فشرده لرزه‌ای بوده و الزامات اعضای با شکل‌پذیری متوسط λ_{md} را برآورده کنند:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{۲t_f} = \frac{۳۰}{۲(۲/۶)} = ۵/۷۷$$

$$\lambda_{md} = ۰/۳۸\sqrt{\frac{E}{F_y}} = ۰/۳۸\sqrt{\frac{۲/۱(۱۰^۶)}{۳۵۱۵}} = ۹/۲۹$$

$\lambda_f < \lambda_{md}$ **o.k.**

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{۳۴/۴}{۱/۴} = ۲۴/۵۷$$

$$C_a = \frac{P_u}{\varphi_c P_y} = \frac{P_u}{۰/۹F_y A_g} = \frac{۵۳/۴(۱۰^۳)}{۰/۹(۳۵۱۵)(۲۱۸)} = ۰/۰۸ \ , \ C_a \le ۰/۱۲۵$$

$$\lambda_{md} = ۳/۷۶\sqrt{\frac{E}{F_y}}(۱ - ۲/۷۵C_a) = ۳/۷۶\sqrt{\frac{۲/۱(۱۰^۶)}{۳۵۱۵}}\left[۱ - ۲/۷۵(۰/۰۸)\right] = ۷۱/۶۲$$

$\lambda_w < \lambda_{md}$ **o.k.**

مقطع فشرده خمشی می‌باشد. هم‌چنین جان نیمرخ تحت فشار محوری نازک نمی‌باشد زیرا :

$$\lambda_r = ۱/۴۹\sqrt{\frac{E}{F_y}} = ۱/۴۹\sqrt{\frac{۲/۱(۱۰^۶)}{۳۵۱۵}} = ۳۶/۴۱$$

$\lambda_w = ۲۴/۵۷\ cm < ۳۶/۴۱$ **o.k.**

به منظور تعیین حالت حدی مورد استفاده در محاسبه مقاومت‌های موردنیاز تیر، الزامات مهارهای جانبی تیر باید مورد بررسی قرار گیرد.

Scanned with CamScanner