بنام یگانه مهندس هستی

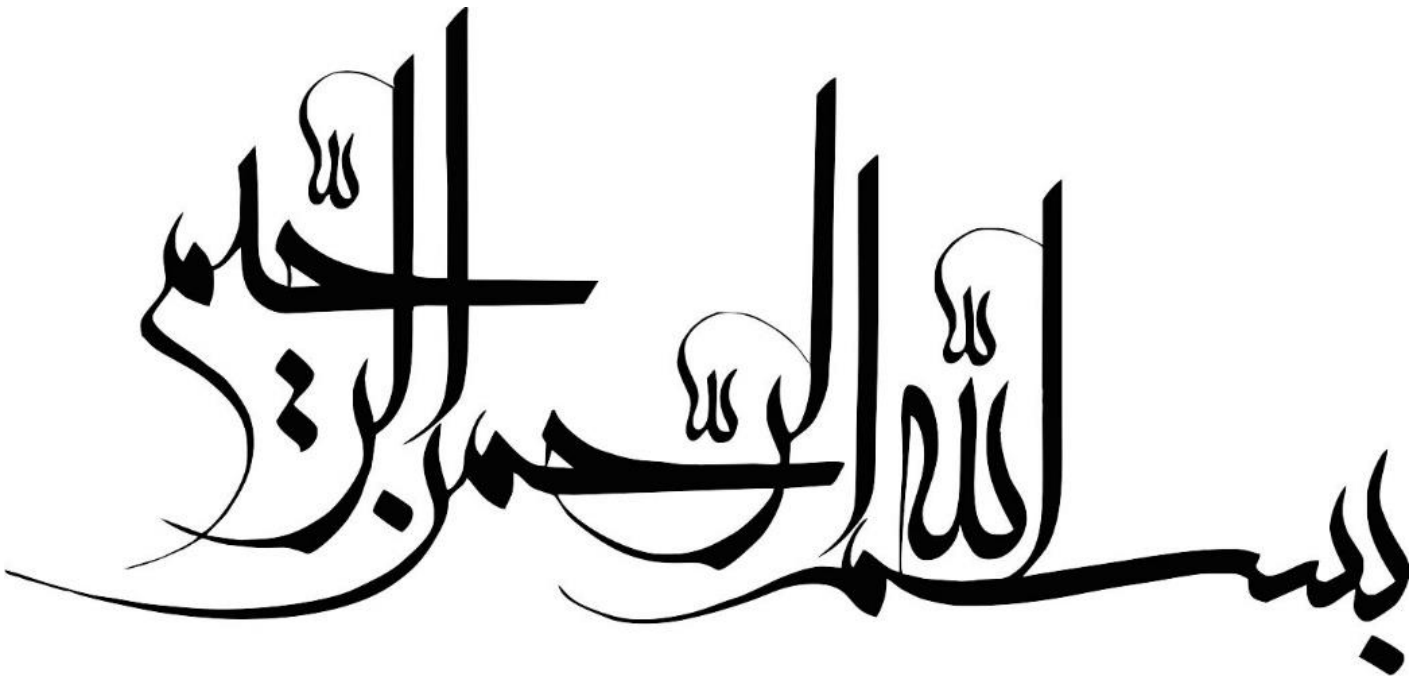
طراحی لرزه ای قاب های مهاربندی کمانش نا پذیر

BRB

AISC360-10

دانشجوی دکترای عمران زلزله

Arash.naghibi2016@gmail.com


بسم الله الرحمن الرحيم

فهرست مطالب

کلیات ۳
رفتار مهاربند کمانش ناپذیر ۳
اجزای مهاربند کمانش ناپذیر ٤
طراحی قاب های مهاربندی کمانش ناپذیر ٥
الف) نیروی طراحی عضو مهاربندی ٥
ب) نیروی طراحی بقیه اعضای قاب ٥
پایداری مهاربندی های کمانش ناپذیر ۷
اتصالات مهاربندی کمانش ناپذیر ۹
تیرها و ستون ها در قاب کمانش ناپذیر ۹
مثال ۱-۱ طراحی مهاربند در قاب مهاربندی کمانش ناپذیر ۱۰
مثال ۱-۲ طراحی ستون در قاب مهاربندی کمانش ناپذیر ۱٤
مثال ۱-۳ طراحی تیر در قاب مهاربندی کمانش ناپذیر ۱۹

کلیات

قاب های مهاربندی کمانش پذیر یا کمانش تاب (brbf) یکی از جدیدترین سیستم های باربر جانبی بوده که با استفاده از جزئیاتی سعی در بهبود عملکرد لرزه ای قاب های مهاربندی همگرا دارند. در این قاب ها از کمانش عضو فشاری توسط غلافی جلوگیری می شود. به دلیل حذف کمانش از عضو فشاری، بار بحرانی عضو تا سطح تسلیم افزایش یافته و رفتار آن در فشار و کشش یکسان می شود، به این ترتیب رفتار مهاربند در فشار همانند رفتار آن در کشش با تسلیم (و نه کمانش) همراه است. در این نوع مهاربندی ها کاهش مقاومت در عضو مهاربند در تمام زلزله به وجود نیامده و یا تشکیل چرخه های هیسترزیس پایدار انرژی زلزله مستهلک می گردد. از این مهاربندها می توان در طراحی ساختمان های جدید یا در مقاوم سازی سازه های موجود استفاده کرد.

ضوابط طراحی قاب های کمانش ناپذیر هنوز در آیین نامه های معتبر دنیا به طور کامل پوشش داده نشده است، AISC 341-10 پیشنهاداتی در مورد طراحی این نوع مهاربندی ها ارائه کرده است. در این فصل تلاش خواهد شد ضوابط طرح لرزه ای قاب های مهاربندی کمانش ناپذیر مطابق AISC 341-10 تشریح گردد.

رفتار مهاربند کمانش ناپذیر

عمده نقایص رفتاری قاب های مهاربندی همگرای متعارف، نتیجه اختلاف بین ظرفیت فشاری و کششی این مهاربندها و زوال در مقاومت و رفتار پس کمانشی این مهاربندها تحت بارگذاری چرخه ای می باشد، از این رو لازم است تا با استفاده از مکانیزم مناسبی از کمانش فشاری مهاربند جلوگیری شود و امکان تسلیم فشاری فولاد فراهم شود. باتوجه به پارامترهای موثر در رابطه $F_{cr}=\frac{n^2\pi^2EI}{L^2}$، برای این که بار بحرانی عضو فشاری افزایش یابد بایستی با تمهیداتی طول آزاد عضو فشاری را تا حد صفر کاهش داد $(L\to\circ)$تا بار بحرانی بی نهایت گردد. افزون بر این باید شرایطی را فراهم کرد که عضو فشاری مجبور باشد در مدهای بالاتر از مد اول کمانش کند $(n\to\infty)$تا بار بحرانی بی نهایت شود. در شکل ۵-۱ این حالات نمایش داده شده است.

روشی که مدنظر قرار گرفت عبارت بود از محصورسازی یک هسته فلزی شکل پذیر در میان حجمی از بتن که خود بتن توسط یک غلاف فلزی احاطه شده است (شکل ۵-۱) همان طور که در شکل ۵-۲ مشاهده می شود تحت بارگذاری چرخه ای مهاربندی های کمانش ناپذیر برخلاف مهاربندی های همگرا دارای چرخه های هیسترزیس پایدار بدون کاهش مقاومت و سختی می باشند.

اجزای مهاربند کمانش ناپذیر

هسته ی فولادی باید به گونه ای طراحی شود که در مقابل کل نیروی محوری مهاربند تسلیم شود. معمولا هسته فولادی با مقطع مستطیلی یا صلیبی طراحی می گردد. غلاف فلزی نباید هیچ گونه نیروی محوری را تحمل کند. دلیل استفاده از غلاف، جلوگیری از وقوع کمانش هسته فولادی به منظور تسلیم فشاری آن و در نتیه امکان جذب انرژی در مهاربند می باشد. تسلیم هسته با پوشاندن سراسر طول آن با بتن یا ملات در لوله فولادی میسر می گردد. بتن و غلاف فولادی علاوه بر تامین سختی و مقاومت خمشی لازم برای حذف کمانش کلی مهاربند، از کمانش موضعی هسته نیز جلوگیری می کنند.

در این سیستم نیاز به فراهم آوردن یک سطح لغزش یا لایه ناپیوستگی بین هسته فلزی و بتن محصورکننده وجود دارد. هدف از این امر آن است که نیروی مهاربندی فقط توسط هسته فولادی تحمل شود. مصالح و هندسه لایه لغزشی مذکور باید به گونه ای طراحی شود که امکان حرکت نسبی بین هسته فولادی و بتن فولاد شود. این حرکت نسبی به سبب وجود برش و اثر پواسون ایجاد می گردد. لازم به ذکر است سطح مقطع هسته فولادی در دو انتهای مهاربند که خارج از غلاف فولادی می باشد. برای اطمینان از عدم کمانش، بیش تر در نظر گرفته می شود.

پیکربندی های متداول قاب های مهاربندی کمانش ناپذیر در این قاب ها استفاده از مهاربندی های به شکل ۷ و ۸ معمول تر می باشد. با توجه به جزئیات غلاف مهاربند، آرایش ضربدری در این قاب ها از نظر اجرایی مشکل و غیر متداول می باشد.

طراحی قاب های مهاربندی کمانش ناپذیر

مطابق اصول طراحی بر اساس ظرفیت، در قاب های مهاربند کمانش ناپذیر عضو مهاربند نقش فیوز را داشته و به عنوان ضعیف ترین عضو قاب طراحی می گردد. بقیه اعضای قاب (تیر، ستون) تحت فرمان عضو مهاربند بوده و برای حداکثر نیروی قابل تولید توسط آن طراحی می شوند. نیروی طراحی مهاربند و سایر اعضا به صورت زیر محاسبه می شود:

الف) نیروی طراحی عضو مهاربندی

عضو مهاربند کمانش ناپذیر به عنوان یک عضو تغییر مکان – کنترل باید وارد محدوده غیر ارتجاعی شود. مقاومت محوری طراحی مهاربند در کشش و فشار از رابطه زیر به دست می آید:

$$\varphi P_{y\,sc} = \varphi F_{y\,sc} A_{sc} \quad (۱-۱)$$

که در آن

φ: ضریب کاهش مقاومت بوده و مقدار آن برابر ۰/۹ می باشد.

A_{sc}: سطح مقطع هسته فولادی (قسمت جاری شونده)

F_{ysc}: حداقل تنش تسلیم فولاد هسته، یا تنش تسلیم واقعی که از آزمایش به دست می آید.

ب) نیروی طراحی بقیه اعضای قاب

اعضای مجاور مهاربند کمانش ناپذیر (تیر ، ستون) نیرو – کنترل محسوب شده و باید در محدوده ارتجاعی باقی بمانند. نیروی طراحی این اعضا از تعادل و با اعمال ضرایب R_y, β, ω بر مقاومت عضو مهاربند به دست می آید. در این صورت مقاومت های مهاربند در کشش و فشار به صورت زیر می باشند.

$$T_{\max} = \omega R_y P_{ysc} \quad (۱-۲)$$

$$C_{\max} = \beta \omega R_y P_{yc} \quad (۱-۳)$$

که در آن :

R_y: ضریب تنش تسلیم مورد انتظار مهاربند بوده که از مبحث دهم و با توجه به نوع نیمرخ مصرفی به دست می آید. هم چنین در صورتی که تنش تسلیم مهاربند از آزمایش به دست آید این ضریب برابر واحد منظور می گردد.

ω: این ضریب بیان گر اثرات سخت شدگی کرنشی می باشد.

β: نسبت حداکثر نیروی فشاری به حداکثر نیروی کششی بوده و از آزمایشی که برای هسته فولادی انجام می شود به دست می آید.

برای تعیین ضرایب β,ω باید مراحل گام به گام زیر انجام شود:

۱- مقدار افزایش یا کاهش طول قطعه جاری شونده در امتداد محور طولی مهاربند از رابطه زیر به دست می آید:

$$\triangle_{bx}=\frac{P_{bx}L_{ysc}}{EA_{sc}}=\frac{P_{bx}(0/67L_1 or\ 0/5L_1)}{EA_{sc}} \qquad (٤-١)$$

که در آن :

L_{ysc}: طول تسلیم مهاربند بوده ، این طول در مهاربند قطری حدوداً دو سوم طول نقاط کار و در مهاربند شورون نصف طول نقاط کار منظور می گردد. این طول در شکل ۵-۵ نشان داده شده است.

P_{bx}: نیروی محوری مهاربند

۲- مقدار تغییر شکل محوری غیر ارتجاعی مهاربند از رابطه زیر به دست می آید:

$$\Delta_{bm}=C_d\triangle_{bx} \qquad (۵-۱)$$

که :

C_d: ضریب بزرگ نمایی تغییر مکان

Δ_{bx}: تغییر شکل محوری ارتجاعی مهاربند

۳- مقدار کرنش متوسط مهاربند از رابطه زیر به دست می آید:

$$\varepsilon_{BRB} = \frac{2\Delta_{bm}}{L_{ysc}} \qquad (۱-۶)$$

٤- با توجه به کرنش به دست آمده در گام قبل ضرایب β,ω با توجه به نمودار تنش – کرنش حاصل از آزمایش قطعه تسلیم شده به دست می آیند. مقدار β نباید از یک کم تر در نظر گرفته شود.

در نهایت با داشتن ضرایب β,ω مقادیر $C_{\max},\mathrm{T}_{\max}$ (با توجه به حد بالای تنش تسلیم) تعیین می شوند:

$$T_{\max} = \omega R_y \; F_{ysc} A_{sc} \qquad (۱-۷)$$

$$C_{\max} = \beta\omega R_y \; F_{ysc} A_{sc} \qquad (۱-۸)$$

پایداری مهاربندی های کمانش ناپذیر

در قاب های مهاربندی کمانش ناپذیر پایداری کلی سیستم (شامل هسته فولادی، پوشش و غلاف فولادی) حائز اهمیت است و تا رسیدن هسته فولادی به سطح تسلیم (مفصل پلاستیک محوری) نباید هیچ گونه ناپایداری در سیستم انتقال بیافتد.

سیستم کمانش ناپذیر باید قادر به تحمل بزرگترین دو مقدار تغییر مکان زیر باشد:

الف) دو برابر تغییر مکان واقعی طبقه

$$\Delta = 2C_d \Delta_W \qquad (۱-۹)$$

ب) تغییر مکان متناظر با ۲ درصد تغییر مکان نسبی طبقه $(\theta = 0/02)$

$$\Delta = 0/02h \qquad (۱-۱۰)$$

Δ_w:تغییر مکان نسبی ارتجاعی طبقه

C_d: ضریب بزرگ نمایی تغییر مکان

H: ارتفاع طبقه

سیستم مقیدکننده کمانش باید از کمانش موضعی یا کلی هسته فولادی تا تغییر شکل های متناظر با ۲ برابر تغییر مکان نسبی طبقه جلوگیری کند.

در جدول زیر مقادیر ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب بزرگ نمایی تغییر مکان مهاربند کمان ناپذیر مطابق ASCE7-10 آورده شده است.

مقادیر ضریب رفتار، اضافه مقاومت و بزرگ نمایی تغییر مکان BRBF

سیستم باربر جانبی	R_u	Ω	C_d
برای BRBF با اتصالات تیر به ستون ساده	۷	۲	۵/۵
برای BRBF اتصالات تیر به ستون گیردار	۸	۲/۵	۵
برای سیستم دوگانه قاب خمشی و BRBF	۸	۲/۵	۵

سختی واقعی مهاربند کمانش ناپذیر

در قاب های مهاربندی کمانش ناپذیر سختی مهاربند برای مدل سازی نرم افزار مورد نیاز می باشد. در این قاب ها مقطع مهاربند در سراسر طول آن یکسان نبوده و مقاومت مهاربند به وسیله مساحت هسته کنترل می شود، از این رو استفاده از مساحت هسته فلزی در مدل سازه ای از نقطه کار تا نقطه کار، بدون هیچ گونه اصلاحی، سختی واقعی مهاربند را در نظر نیم گیرد. با استفاده از ضریب اصلاح KF می توان سختی واقعی مهاربند را به صورت زیر به دست آورد:

$$k_{achal} = KF(K_{core}) = \frac{KF(A_{sc}E)}{L_{wp-wp}} \qquad (۱۱-۱)$$

که در آن A_{sc} مساحت هسته و L_{wp-wp} طول مهاربند بین نقاط کار می باشند. سختی واقعی مهاربند توسط سازنده مهاربند نیز می تواند مشخص شود. این سختی بستگی به ظرفیت مهاربند، هندسه دهانه و جزئیات اتصال دارد. این سختی واقعی توسط محاسب برای طراحی اولیه تیرها و ستون ها مورد استفاده قرار می گیرد. پس از فرستادن این اطلاعات به سازنده و کنترل سختی واقعی توسط سازنده ، طرح نهایی می گردد.

اتصالات مهاربندی کمانش ناپذیر

نیروی طراحی اتصالات مهاربند باید ۱۰٪ بیشتر از ظرفیت مهاربند در فشار باشد.

$$P_u = 1/1\beta\omega R_y P_{ysc} \qquad (۱۲-۱)$$

طراحی اتصالات باید در نظر گرفتن کمانش موضعی و کلی انجام گیرد. اتصال مهاربندی های کمانش ناپذیر به ورق اتصال می تواند به صورت پیچی یا پینی انجام شود. در شکل ۵-۸ دو نمونه از این اتصالات نشان داده شده است.

تیرها و ستون ها در قاب کمانش ناپذیر

مطابق ۱۰- AISC 341 در قاب مهاربندی کمانش ناپذیر، مقاطع کلیه ستون ها و تیرهای نظیر دهانه ی مهاربندی شده باید از نوع فشرده لرزه ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} باشند.

تیرها و ستون ها بر اساس آئی نامه های مربوطه طراحی می شوند. مقاومت مورد نیاز تیرها و ستون ها با استفاده از مقاومت های تنظیم شده مهاربند در ترکیب با بارهای ثقلی به دست می آید.

منطقه محافظت شده

منطقه محافظت شده در مهاربند کمانش پذیر شامل هسته فولادی مهاربند و المان های اتصال دهنده هسته فولادی به تیر و ستون می باشد.

مثال هایی از قاب های مهاربندی کمانش ناپذیر

در ادامه با ارائه ی مثال هایی به تبیین و تفسیر الزامات قاب های مهاربندی کمانش ناپذیر مطابق با AISC 341-10 پرداخته خواهد شد.

مثال ۱–۱ طراحی مهاربند در قاب مهاربندی کمانش ناپذیر

مهاربند BRB را از نوع کمانش ناپذیر و برای نیروی زلزله $P_e = 50ton$ طراحی کنید. جابجایی نسبی در تراز طبقه اول از تحلیل مرتبه اول برابر $\Delta_H = 0/55cm$ به دست آمده است. هم چنین انتهای ستون ها مفصلی فرض شده و از انتقال در جهت محورهای x-x و y-y جلوگیری شده است. تنش تسلیم حداقل و حداکثر هسته به صورت زیر است :

$$F_{ysc\ \min} = 2670kg/cm^2 \qquad F_{ysc} = 3230kg/m^2$$

حل:

تعیین نیروهای طراحی

ترکیبات بار لرزه ای حاکم به صورت زیر می باشند:

$$(1/2 + 0/6AI)D + \rho E + 0/5L + 0/2S$$
$$(0/9 - 0/6AI)D + \rho E$$

(ضریب بار زنده برای کاربری هایی که بار زنده گسترده یکنواخت آنها کمتر از ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع می باشد برابر با ۰/۵ منظور می گردد).

حداکثر نیروی محوری فشاری و کششی در مهاربند بر اساس ترکیبات بار فوق برابر است با :

$$P_u = T_u = \rho P_E$$
$$= 1/2(50)$$
$$= 60ton$$

لحاظ اثرات مرتبه دوم

اثرات مرتبه دوم با توجه به پیوست دوم مبحث دهم در ادامه آورده شده است.

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

محاسبه B_1

الف) نحوه محاسبه P_{story}

مساحت و محیط هر طبقه چنین است :

$$A_{story} = 810m^2$$

$$I_{story} = 2[4(9) + 3(7/5)] = 117m$$

P_{story} از مجموع بارهای ثقلی طبقات (رجوع شود به بارهای ثقلی در فصل ۳، بتدای مثال های قاب همگرای ویژه) در تراز طبقه دوم تحت اثر ترکیب بار لرزه ای زیر به دست می آید.

$$(1/2 + 0/6AI)D + \rho E + 0/5L + 0/2S$$
$$P_{story} = 810\{[1/2 + 0/6(0/35)(1)] \times [330 + 3(415)] + 0 + 0/5(3)(200) + 0/2(100)\}$$
$$P_{story} = 2229ton$$

ب) محاسبه $P_{e\,story}$

برش کل طبقه (H) برای دو دهانه مهاربندی در جهت موردنظر همان طور که در شکل ۵-۱۰ نشان داده شده است، برابر خواهد بود با :

$$H = 2(24/5 + 22/3 + 14/5 + 7/25) = 137ton$$

با توجه به داده های مثال مقدار جابجایی نسبی از تحلیل ارتجاعی مرتبه اول $\Delta_H = 0/55cm$ می باشد. ارتفاع طبقه L=420cm است. مطابق پیوست دوم مبحث دهم در سیستم های قاب مهاربندی $R_M = 1$ می باشد.در این صورت می توان نوشت :

$$P_{e\,story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} = 1\frac{137(420)}{0/55} = 105 \times 10^3 ton$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \dfrac{\alpha P_{story}}{P_{e\,story}}}$$

$$= \frac{1}{1 - \dfrac{1(2229)}{105(10^3)}}$$

$$= 1/02$$

نیروی فشاری و کششی طراحی مهاربند با در نظر گرفتن آثار مرتبه دوم برابر است با :

$$P_u = T_u = B_2 \rho p_e$$
$$= 1/02(1/2)(50)$$
$$= 61/2ton$$

اعضای مهاربندی در مهاربندی های کمانش ناپذیر شامل هسته سازه ای فولادی و سیستم مقیدکننده کمانش هسته می باشند. هسته فولادی باید برای تحمل کل نیروی محوری مهاربند طراحی شود.

$$A_{sc\ \min} = \frac{P_u}{\varphi F_{ysc\min}} = \frac{61/2(10)^3}{0/9(2670)} = 25/46cm^2 \ \ use \ \ A_{sc} = 26cm^2$$

سازندگان brb می توانند هسته فولادی را با هر دقت موردنظر بسازند، معمولا مساحت هسته را با نموهای استاندارد گرد می کنند.

وقتی که مساحت BRB بیش تر از مقدار مورد نیاز شود، مهندس طراح باید اثر نیروی افزایش یافته را روی سازه اعمال کند، زیرا تیرها و ستون ها به گونه ای طراحی شده اند که قوی تر از مقاومت تنظیم شده ی مهاربند باشند.

$$\varphi P_n = \varphi F_{ysc\min} A_{sc}$$
$$= 0/9(2670)(26)$$
$$= 62/5ton \succ 61/2ton\, ok$$

قسمت نهایی طرح مهاربندی کمانش ناپذیر، کنترل تغییر شکل مورد انتظار مهاربند می باشد، از این تغییر شکل برای تعیین نیروهایی که مهاربند به تیرها، ستون ها و اتصالات تحمیل می کند، استفاده می شود.

تذکر: آئین نامه AISC341-10 مقرر می دارد که مهاربندی های کمانش ناپذیر باید تغییر شکل های بزرگتر از ۲ درصد تغییر مکان نسبی یا دو برابر تغییر مکان نسبی طراحی طبقه را تحمل نمایند.

تغییر مکان جانبی نسبی طراحی طبقه در واژه نامه آئین نامه AISC 341-10 شامل اثر عملکرد غیر ارتجاعی می باشد. مقدار تغییر مکان نسبی از تحلیل ارتجاعی مرتبه اول $\Delta_H = 0/55cm$ به دست آمده است. این تغییر مکان نسبی بدون ضریب درجه نامعینی، ρ محاسبه شده است. ASCE/SEI 7 اجازه می دهد برای محاسبات تغییر مکان نسبی ضریب درجه نامعینی برابر ۱ در نظر گرفته شود. تغییر مکان نسبی غیر ارتجاعی طبقه به صورت زیر است :

$$\Delta = C_d \Delta_H = 5/5(0/55) = 3/025\text{cm}$$

دو برابر تغییر مکان نسبی غیرارتجاعی طبقه چنین است :

$$2\Delta = 2(3/025) = 6/05cm$$

تغییر شکل متناظر با ۲ درصد تغییر مکان نسبی برابر است با :

$$\Delta = 0/02h = 0/02(420) = 8/4cm$$

در این مورد تغییر مکان نسبی ۲ درصد حاکم می باشد. تغییر شکل مهاربند به صورت زیر محاسبه می شود.

$$\triangle_{br} = \sqrt{(420)^2 + (375 + 8/4)^2} - \sqrt{(420)^2 + (375)^2} = 5/63cm$$

در مشورت با سازنده ی مهاربند، طول تسلیم برای این مهاربند ۷۰ درصد طول نقطه کار تا نقطه کار تعیین می شود.

$$\begin{aligned} L_y &\geq 0/7L \\ &\geq 0/7\sqrt{(420)^2 + (375)^2} \\ &\geq 394cm \end{aligned}$$

در این صورت کرنش مهاربند چنین است :

$$\varepsilon_{brb} = \frac{\triangle_{br}}{L_y} = \frac{5/63}{394} = \%1/42$$

تعیین کرنش و طول تسلیم مهاربند معمولا توسط سازنده انجام می شود و در این جا فقط به منظور تبیین روش طراحی مهاربندی های کمانش ناپذیر ارائه شده است.

در مشورت با سازنده ی مهاربند کمانش ناپذیر، ضرایب β, ω متناظر با این سطح از کرنش (۱/۴۲٪) به صورت زیر تعیین شده اند:

$$\omega = 1/36 \ , \ \beta = 1/1$$

از این ضرایب برای تعیین نیروهایی که مهاربند به تیرها، ستون ها و اتصالات وارد می کند، استفاده می شود. شایان ذکر است به جای الزامات تغییر شکل مورد انتظار مهاربند که در این مثال استفاده شد، آئین نامه AISC 341-10 اجازه می دهد تغییر شکل مهاربند از یک تحلیل غیر خطی تعیین شود.

مثال ۱–۲ طراحی ستون در قاب مهاربندی کمانش ناپذیر

داده ها :

ستون مهاربند brb را با نیمرخ IPB با مشخصات فولاد $F_y = 3515 kg/cm^2, F_u = 4573 kg/cm^2$ و با در نظر گرفتن الزامات لرزه ای ستون در سیستم قاب مهاربندی کمانش ناپذیر طراحی کنید.

نیروهای ستون در اثر بارهای ثقلی و برف به شرح زیر است :

$$P_d = 67 ton \ , P_L = 27 ton \ \ P_s = 3/2 ton$$

مطابق AISC اگر $P_{ysc} (= F_{ysc})$ با آزمایش تعیین شود، نیازی به در نظر گرفتن ضریب تنش تسلیم مورد انتظار R_y نمی باشد. سازنده ی مهاربند ضرایب اضافه مقاومت را به صورت زیر ارائه کرده است.

$$w = 1/36 \ , \ \beta = 1/1$$

هم چنین تغییرات مصالح هسته به صورت زیر است :

$$F_{ysc\,\min} = 2670 kg/cm^2$$
$$F_{ysc\,\max} = 3230 kg/cm^2$$

حل :

تعیین نیروهای طراحی ستون

مطابق AISC 341-10 نیروی طراحی ستون ها تحت اثر بارهای لرزه ای بر پایه ی مقاومت های تنظیم شده مهاربندی ها است، برای تعیین مهاربند از $F_{y\max}, A_{sc}$ (با در نظر گرفتن تغییرات مصالح هسته) استفاده می شود. با شروع از مهاربندی های پایین، مقاومت های فشری تنظیم شده مهاربندی هایی که در بار ستون CL-1 تاثیر دارند به صورت زیر می باشند:

$$\beta\omega P_{ysc\max 2} = \beta\omega A_{sc2} F_{ysc\max}$$
$$= 1/1(1/36)(24)(3230)$$
$$116ton$$

$$\beta\omega P_{ysc\max 3} = \beta\omega A_{SC3} F_{ysc\max}$$
$$= 1/1(1/36)(18)(3230)$$
$$= 87ton$$
$$\beta\omega P_{ysc\max 4} = \beta\omega A_{SC4} F_{ysc\max}$$
$$= 1/1(1/36)(9)(3230)$$
$$= 43/5ton$$

هم چنین مقاومت های کششی تنظیم شده مهاربندی های که در بار ستون تاثیر دارند به صورت زیر می باشند:

$$\omega P_{ysc\max 2} = \omega A_{sc2} F_{ysc\max}$$
$$= 1/36(24)(3230)$$
$$= 105ton$$

$$\omega P_{ysc\max 3} = \omega A_{SC3} F_{ysc\max}$$
$$= 1/36(18)(3230)$$
$$= 79ton$$
$$\omega P_{ysc\max 4} = \beta\omega A_{SC4} F_{ysc\max}$$
$$= 1/36(9)(3230)$$
$$= 39/5ton$$

الف) نیروی محوری فشاری ستون

نیروی محوری فشاری ستون ازمجموع مولفه های قائم نیروهای تنظیم شده مهاربندی های فشاری و نصف نیروهای نامتعادل کننده قائم وسط تیر به دست می آید.

مجموع مولفه های قائم نیروهای تنظیم شده مهاربندهای فشاری چنین است :

$$\sum \beta\omega P_{ysc\max} \sin\theta = (116+87+43.5)(\sin 45) = 174ton$$

نیروهای نامتعادل کننده قائم وسط تیر به صورت زیر محاسبه می شود:

مولفه عمودی نیروی مهاربند کششی روی تیر $\omega P_{ysc\max} \sin\theta$ می باشد هم چنین مولفه عمودی نیروی مهاربند فشاری روی تیر $\omega\beta P_{ysc\max} \sin\theta$ خواهد بود. جمع این دو نیرو، که در مسیرهای مخالف عمل

می کنند، به عنوان نیروی نامتعادل قائم تیر شناخته می شود و نصف این نیرو به هریک از ستون های دو سمت تیر منتقل می شود. در این صورت:

$$F_{unbalacne} = \omega\beta P_{ysc\max}\sin\theta - \omega P_{ysc\max}\sin\theta = (\beta-1)\omega P_{ysc\max}\sin\theta$$

نیروی ستون در اثر نیروهای نامتعادل چنین است :

$$\sum\frac{1}{2}(\beta-1)\omega P_{ysc\max}\sin\theta = \frac{1}{2}(\beta-1)\omega F_{ysc\max}\sum A_{sc}\sin\theta$$
$$= \frac{1}{2}(1/1-1)(1/36)(3230)[9(\sin 45^\circ)+18(\sin 45^\circ)+24(\sin 45^\circ)+26(\sin 48/2^\circ)] = 12ton$$

کل نیروی محوری فشاری ستون در اثر مهاربندی ها برابر است با

$$P_{QE} = 174-12 = 162ton$$

ب) نیروی محوری کششی ستون

نیروی محوری کششی ستون از مجموع مولفه های قائم نیروهای تنظیم شده مهاربندهای کششی و نصف نیروهای نامتعادل کننده قائم وسط تیر به دست می آید.

مجموع مولفه های قائم نیروهای تنظیم شده مهاربندی های کششی چنین است:

$$\sum\omega P_{ysc\max}\sin\theta = (105+79+39) = (\sin 45^\circ) = 158ton$$

کل نیروی محوری کششی ستون در اثر مهاربندی ها برابر است با :

$$P_u =)1/2+0/6AI)P_D + P_{QE}_0/5P_L + 0/2P_S$$
$$= [1/2+0/6(0/35)(1)](67)+162+0/5(27)+0/2(3/2)$$
$$= 271ton$$

مقاومت کششی محوری مورد نیاز ستون بر اساس تحلیل فوق برابر است با :

$$P_u = (0/9-0/6AI)P_D + T_{E_{mh}}$$
$$= [0/9-(0/6)(0/35)(1)](67)+(-170)$$
$$= -124\,\text{ton}$$

لحاظ اثرات مرتبه دوم

نظر به این که مولفه لرزه ای مقاومت مورد نیاز ستون از تحلیل حاصل از ظرفیت مهاربندی ها به دست می آید، نیازی به در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ (ضریب β_2) نمی باشد. به بیانی دیگر اثر $P-\Delta$ نیروهای منتج از مقاومت های مورد انتظار فشاری و کششی مهاربندی ها را افزایش نمی دهد. اثر $P-\delta$ (ضریب β_1) نیز به علت آن که در ستون ها هیچ گونه لنگری وجود ندارد، در نظر گرفته نمی شود.

انتخاب نیمرخ

نیمرخ IPB260 با مشخصات زیر انتخاب می شود:

$$A_g = 118cm^2, d = 26cm, b_f = 26cm, t_t = 1/75cm$$
$$r_x = 11/2cm \ , \ r_y = 6/58cm \ , t_w = 1cm$$

کنترل محدودیت پهنا به ضخامت

مطابق AISC 341-10 در قاب مهاربندی کمانش ناپذیر، مقاطع کلیه ی ستون های نظیر دهانه ی مهاربندی شده باید از نوع فشرده لرزه ای با شکل پذیری زیاد با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} باشند.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_s} = \frac{26}{2(1/75)} = 7/42$$
$$\lambda_{hd} = 0/3\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0/3\sqrt{\frac{2/1(10^6)}{3515}} = 7/32$$

به علت اختلاف ناچیز می توان گفت مناسب است.

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{17/7}{1} = 17/7$$
$$C_a = \frac{P_u}{\varphi_c P_y} = \frac{P_u}{0/9F_yA_g} = \frac{271(10^3)}{0/9(3515)(118)} = 0/72, \frac{P_u}{\varphi_c P_y} \succ 0/125$$
$$\lambda_{hd} = 0/77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2/93 - c_a) \geq 1/49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$
$$= 0/77\sqrt{\frac{2/1(10^6)}{3515}}\left(2/93 - 0/72\right) \geq 1/49\sqrt{\frac{2/1(10^6)}{3515}}$$
$$= 41/6 \geq 36/41 \Rightarrow \lambda_w \prec \lambda_{hd} = 41/6 o.k$$

تعیین مقاومت فشاری موجود

مطابق مبحث دهم، برای سیستم های قاب مهاربندی، ضریب طول موثر اعضای فشاری k=1 در نظر گرفته می شود.

$$\frac{k_x L_x}{r_x} = \frac{1(420)}{11/2} = 37/5$$
$$\frac{k_y L_y}{r_y} = \frac{1(420)}{6/58} = 63/83$$
$$4/71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4/71\sqrt{\frac{2/1(10^6)}{3515}} = 115$$

با توجه به لاغری ستون $63/83 \prec 115$ کمانش غیر ارتجاعی حاکم است، یعنی :

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2(2)(10^6)}{(63/83)^2} = 5087 kg/cm^2$$
$$F_{cr} = [0/658^{\frac{F_y}{F_e}}]F_y = [./658^{\frac{3515}{5087}}](3515) = 2633 kg/cm^2$$
$$P_n = A_g F_{cr} = 118(2633) = 311 ton$$
$$P_c = \varphi_c P_n = 0/9(311) = 280 ton \succ 271 ton\ o.k$$

تعیین مقاومت کششی موجود

$$P_n = A_g F_y = 118(3515) = 415 ton$$
$$\varphi_t P_n = 0/9(415) = 373 ton \succ 124 ton\ ok$$

استفاده از نیمرخ ipb 260 برای ستون در قاب مهاربندی کمانش ناپذیر مناسب است.

مثال ۱–۳ طراحی تیر در قاب مهاربندی کمانش ناپذیر

داده ها :

تیر دو سر ساده مهاربند brb را ازنیمرخ IPB با مشخصات $F_y = 3515 kg/cm^2$, $F_u = 4570 kg/cm^2$ به صورت غیر مرکب در قاب مهاربندی کمانش ناپذیر طراحی کنید.

هم چنین بال تحتانی تیر در نقاط یک چهارم مهار جانبی شده است. لنگرها و برش های ثقلی تیر به صورت زیر است:

$$V_D = 5/1 ton \, , V_L = 3/9 ton \, , M_D = 16/6 ton.\mathrm{m} \quad \mathrm{M}_L = 13/8 ton.\mathrm{m}$$

$$\omega = 1/36 \quad \beta = 1/1$$

هم چنین تغییرات مصالح هسته به صورت زیر است :

$$F_{ysc\,\min} = 2670 kg/cm^2$$

$$F_{ysc\,\max} = 3230 kg/cm^2$$

حل :

تعیین نیروهای طراحی تیر

مقاومت تنظیم شده مهاربند کششی brb چنین محاسبه می شوند:

$$\begin{aligned} \omega P_{ysc\,\max 2} &= \omega A_{sc2} F_{ysc\ \max} \\ &= 1/36(26)(3230) \\ &= 114 ton \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \omega P_{ysc\,\max 2} &= \omega A_{sc2}\ F_{ysc\ \max} \\ &= 1/36(26)(3230) \\ &= 114 ton \end{aligned}$$

مقاومت تنظیم شده مهاربند فشاری BRB به صورت زیر می باشند:

$$\begin{aligned} \beta\omega P_{ysc\,\max 2} &= \beta\omega A_{sc2}\ F_{ysc\max} \\ &= 1/1(1/36)(26)(3230) \\ &= 125/6 ton \end{aligned}$$

نیروی قائم نامتعادل تیر BM بر اساس مولفه قائم نیروهای مهاربند برابر است با :

$$P_y = (125/6 - 114)\sin 48/2$$
$$= 8/65 ton$$

نیروی قائم نامتعادل عمود بر تیر را می توان به عنوان بار اعمالی زلزله بر وسط تیر دو سر مفصل در نظر گرفت که باعث ایجاد نیروی برشی و لنگر خمشی زیر در تیر می شود:

$$V_E = \frac{-Py}{2} = \frac{-8/65}{2} = -4/32 ton$$
$$M_E = \frac{-P_y L}{4} = \frac{-8/65(7/5)}{4} = -16/22 ton.m$$

مولفه های افقی نیروهای مهاربند چنین است:

$$P_{tx} = 114(\cos 48/2^\circ) = 76 ton$$
$$P_{cx} = 125/6(\cos 48/2^\circ) = 84 ton$$

نیروی محوری تیر در اثر بارهای لرزه ای برابر است با :

$$P_{QE} = \frac{P_{tx} + P_{cx}}{2} = \frac{76+84}{2} = 80 ton$$

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

$$M_u = (1/2 + 0/6AI)M_D + M_{QE} + 0/5M_L + 0/2M_S$$
$$= [1/2 + 0/6(0/35)(1)](16/6) - 16/22 + 0/5(13/8) + 0/2(0)$$
$$= 14/1 ton.m$$
$$M_u = (0/9 - 0/6AI)\,\mathrm{M}_D + M_{QE}$$
$$= [0/9 - 0/6(0/35)(1)](16/6) - 16/22$$
$$= -4/76 ton.m$$

نیروی محوری طراحی تیر بر اساس ترکیبات بار حاکم به صورت زیر است :

$$P_u = (1/2 + 0/6AI)P_D + P_{QE} + 0/5P_L + 0/2P_S$$
$$= [1/2 + 0/6(0/35)(1)](0) + 80 + 0/5(0) + 0/2(0)$$
$$= 80 ton$$
$$P_u = (0/9 - 0/6AI)\,\mathrm{P}_D + P_{QE}$$
$$= [0/9 - 0/6(0/35)(1)](0) + 80$$
$$80 ton$$

به دلیل این که لنگر ناشی از بارهای لرزه ای، لنگر بارهای ثقلی را خنثی می کند، باید ترکیبات بارگذاری غیر لرزه ای نیز در نظر گرفته شوند. در این صورت مقاومت خمشی تیر تحت بارهای ثقلی چنین است:

$$M_u = 1/2M_D + 1/6M_L + 0/5(\mathrm{M}_L \ or \ M_S \ or \ M_R)$$
$$= 1/2(16/8) + 1/6(13/8) + 0/5(0)$$
$$= 42/24 ton.m$$

هم چنین مقاومت برشی مورد نیاز تیر تحت بارهای ثقلی چنین است:

$$V_n = 1/2V_D + 1/6V_L + 0/5(V_{Lr} \ or V_S \ or \ V_R)$$
$$1/2(5/1) + 1/6(3/9) + 0/5(0)$$
$$= 12/36 ton.m$$

شایان ذکر است به علت این که بارهای مرده و زنده اثری در نیروهای محوری تیر ندارند، هیچ نیروی محوری که به طور همزمان با لنگر فوق عمل کند، وجود ندارد.

انتخاب مقطع تیر

نیمرخ ipe450 با مشخصات هندسی زیر انتخاب می شود:

$$A = 98/8cm^2 \ , d = 45cm \ , \ t_w = 0/94cm \ , b_f = 19cm \ , t_f = 1/46cm \ , \mathrm{I}_X = 33740cm^4$$
$$I_y = 1680cm^2 \ , r_x = 18/5cm \ , r_y = 4/12cm \ Z_X = 1624cm^3 \ , \ S_X = 1500cm^3$$
$$C_W = 791000\,cm^6 \quad j = 63/8cm^4$$

کنترل محدودیت های عرض به ضخامت

AISC 341-10 مقرر می دارد که تیرها در قاب های مهاربندی کمانش ناپذیر باید الزامات اعضای با شکل گیری زیاد را برآورده کنند و حداکثر نسبت پهنا به ضخامت آن ها از λ_{hd} فراتر نرود.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{19}{2(1/46)} = 6/5$$

$$\lambda_{hd} = 0/3\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0/3\sqrt{\frac{2/1(10^6)}{3515}} = 7/33$$

$$\lambda_f \prec \lambda_{hd} \quad o.k$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{37/8}{0/94} = 40/21$$

$$C_a = \frac{P_u}{\varphi_b P_y} = \frac{P_u}{0/9F_y A_g} = \frac{80(10^3)}{0/9(3515)(98/8)} = 0/25 \quad C_a \succ 0/125$$

$$\lambda_{hd} = 0/77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2/93 - C_a) \geq 1/49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 0/77\sqrt{\frac{2/1(10^6)}{3515}}(2/93 - 0/25) \geq 1/49\sqrt{\frac{2/1(10^6)}{3515}}$$

$$= 50/32 \geq 36/41 \Rightarrow \lambda_w \prec \lambda_{hd} = 50/32 o.k$$

تعیین مقاومت خمشی (خمش منفی)

مقاومت خمشی موجود تیر در ناحیه خمش منفی (بال تحتانی تیر در فشار) به صورت زیر محاسبه می شود:

بال تحتانی تیر در نقاط یک چهارم مهار جانبی شده است.

$$L_b = \frac{750}{4} = 187/5cm$$

L_p که مرز حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچشی – جانبی غیر ارتجاعی را مشخص می کند، چنین محاسبه می شود:

$$L_p = 1/76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1/76(4/12)\sqrt{\frac{2/1(10^6)}{3515}} = 177cm$$

L_r که مرز بین دو حالت حدی کمانش پیچشی – جانبی غیر ارتجاعی و ارتجاعی را مشخص می کند، طبق رابطه زیر تعیین می شود:

$$L_r = 1/95 r_{ts} \frac{E}{0/7F_y}\sqrt{\frac{jc}{s_x h_\circ}+\sqrt{\left(\frac{jc}{s_x h_\circ}\right)^2+6/76\left(\frac{0/7F_y}{E}\right)^2}}$$

$$=1/95(4/93)\frac{2/1(10^6)}{0/7(3515)}\sqrt{\frac{63/8(1)}{1500(43/54)}+\sqrt{\left(\frac{63/8(1)}{1500(43/54)}\right)^2+6/76\left(\frac{0/7(3515)}{2/1(10^6)}\right)^2}}$$

$$=530cm$$

که در آن : $h_\circ = d - t_f = 43/54cm, c=1, r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{6}\frac{ht_w}{b_f t_f}\right)}}$

$$L_P \prec L_b \prec L_r$$

کمانش جانبی – پیچشی غیر ارتجاعی حاکم است C_b به طور حافظه کارانه برابر واحد در نظر می شود.

$$M_P = F_y Z_X = 3515(1624) = 57ton.m$$

$$M_n = C_b[M_P - (M_p - 0/7F_y S_x)\left(\frac{L_b - L_P}{L_r - L_P}\right) \le M_P$$

$$=1[57-(57-0/7(3515)(1500\times10^{-5})(\frac{187/5-177}{530-177})]$$

$$=56/5ton.m$$

$$M_n = 56/5ton.m \prec M_P$$

تعیین مقاومت خمشی (خمش مثبت)

دال مرکب باعث مهار پیوسته تیر می شود، بنابراین حالت حدی کمانش جانبی – پیچشی به وقوع نمی پیوندد و مقاومت خمشی بر اساس لنگر پلاستیک تیر به دست می آید. در این صورت :

$$\varphi_b M_P = \varphi_b F_y z$$

$$=0/9(3515)(1624)$$

$$51/3ton.m \succ 42/24ton.m \; o.k$$

تعیین مقاومت فشاری تیر

برای تیر تحت نیروی محوری فشاری، حالت های وقوع کمانشی زیر محتمل است:

۱) کمانش خمشی حول محور ضعیف

از آن جا که تیر به طور پیوسته توسط دال مرکب مهار جانبی شده است، کمانش خمشی حول محور ضعیف y به وقوع نمی پیوندد.

۲) کمانش خمشی حول محور قوی

کمانش خمشی حول محور قوی x باید کنترل گردد. در این حالت تیر در وسط دهانه توسط مهاربند کمانش ناپذیر مهار جانبی شده است و طول ممهار نشده برابر ۳۷۵ cm در نظر گرفته می شود.

۳) کمانش خمشی – پیچشی

به علت این که بال بالای تیر بوسیله دال مرکب قید شده است حالت حدی کمانش پیچشی خمشی محتمل است. طول مهار نشده پیچشی مشابه طول مهار نشده کمانش خمشی حول محور ضعیف نمی باشد. در این مثال مهارهای جانبی بال تحتانی تیر در نقاط یک چهارم باعث مهار پیچشی می شوند، بنابراین طول مهار نشده کمانش پیچشی برابر ۱۸۷/۵ cm در نظر گرفته می شود.

$$\frac{kL_X}{r_x}=\frac{1(375)}{18/5}=20/27$$
$$\frac{kL_y}{r_y}=\frac{1(0)}{4/12}=0$$
$$\frac{KL_Z}{r_y}=\frac{1(187/5)}{4/12}=45/5$$

جان نیمرخ تحت فشار محوری نازک می باشد زیرا :

$$\lambda_w=\frac{h}{t_w}=\frac{37/8}{0/94}=40/21$$
$$\lambda_r=1/49\sqrt{\frac{E}{F_y}}=1/49\sqrt{\frac{2/1(10^6)}{3515}}=36/41$$
$$\lambda_w=40/21cm\succ 36/41\ \ not\ \ o.k$$

لازم به ذکر است که در محاسبه مقاومت اعضای فشاری با اجزای نازک باید ضریب کاهش Q را دخالت داد. در بررسی اجزای با یک لبه متکی مثل جان نیمرخ I شکل ضریب Q=Qs است. مقادیر Qs برای نیمرخ های مختلف در آیین نامه AISC360-10 آورده شده است. افزودنی است مبحث دهم استفاده از مقاطع فولادی با اجزای نازک را در اعضایی که تحت فشار محوری قرار دارند، مجاز نمی داند.

تعیین مقاومت کمانش خمشی حول محور x با فرض Q=1

تنش کمانشی ارتجاعی برابر با :

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{2}\right)^2} = \frac{\pi^2 (2/1)(10^6)}{(20/27)^2} = 50444 kg/cm^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{3515}{50444} = 0/07$$

چون ۲/۲۵ ≻ ۰/۰۷ بنابراین محدوده کمانش غیر ارتجاعی حاکم بوده و تنش بحرانی چنین است:

$$F_{cr} = [0/658^{\frac{F_y}{F_e}}]F_y = [0/658^{\frac{3515}{50444}}](3515) = 3413 kg/cm^2$$

تعیین مقاومت کمانش خمشی – پیچشی با فرض Q=1

به علت این که بال بالایی تیر بوسیله دال بتنی مقید شده است حالت حدی کمانش خمشی – پیچشی باید محاسبه گردد.

$$F_e = \left\{ \frac{\pi^2 E[C_W + I_y (d/2)^2}{(K_2 L)^2} + GJ \right\} \left[\frac{1}{I_x + I_y + (d/2)^2 A_g} \right]$$

$$= \left\{ \frac{\pi^2 (2/1)(10^6)[791000 + 1680\left(\frac{45}{2}\right)^2}{[1(187/5)]^2} + (807692)(63/8) \right\}$$

$$\times \left[\frac{1}{33740 + 1680 + \left(\frac{45}{2}\right)^2 (98/8)} \right]$$

$$= 11925 kg/cm^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{3515}{11925} = 0/29$$

چون $2/25 \succ 0/29$ تنش کمانش بحرانی برابر است با :

$$F_{cr} = \left[0/658^{\frac{Fy}{Fe}} \right] F_y = \left[0/658^{\frac{3515}{11925}} \right] (3515) = 3113 kg/cm^2$$

به علت این که F_{cr} در این حالت کمتر از حالت کمانشی خمشی حول محور قوی است لذا این حالت حدی حاکم است.

- تعیین ضریب کاهش Q برای اعضا لاغر

برای تعیین ضریب کاهش Q مطابق AISC ۳٦۰ – 10 مقدار $f = F_{cr}$ فرض می شود که F_{cr} کم ترین دو حالت حدی قبل می باشد. عرض موثر جان لاغر به صورت زیر محاسبه می گردد.

$$b = h = d - 2k = 37/8cm$$
$$f = F_{cr} = 3113kg/cm^2$$
$$b_e = 1/92t\sqrt{\frac{E}{f}}[1 - \frac{0/34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}] \le b$$
$$= 1/92(0/94)\sqrt{\frac{2/1(10^6)}{3113}}[1 - \frac{0/34}{\left(\frac{37/8}{0/94}\right)}\sqrt{\frac{2/1(10^6)}{3113}}] \le 37/8cm$$
$$= 36/57cm$$
$$Q_a = \frac{A_e}{A_g} = \frac{A_g - t_w(h - b_e)}{A_g} = \frac{98/8 - 0/94(45 - 36/57)}{98/8} = 0/92$$
$$Q_s = 1$$
$$Q = Q_S Q_a = 1(0/92) = 0/92$$
$$\frac{QF_y}{F_e} = \frac{0/92(3515)}{11952} = 0/27$$

چون $0/27 \prec 2/25$ است، تنش کمانش بحرانی برابر است با :

$$F_{cr} = Q\left[0/658^{\frac{QFy}{F_e}}\right]F_y = 0/92\left[0/658^{\frac{0/92(3515)}{11952}}\right](3515) = 2888kg/cm^2$$

مقاومت فشاری طرح چنین است :

$$\varphi_c P_n = \varphi_c F_{cr} A_g$$
$$= 0/9(2888)(98/8)$$
$$= 257ton$$

اثر هم زمان فشار محوری و لنگر خمشی

$$P_c = \varphi_c P_n = 257 ton$$
$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{80}{257} = 0/31 \succ 0/2$$

به دلیل این که $\frac{P_u}{P_c} \succ 0/2$ طراحی تیر – ستون توسط رابطه زیر کنترل می شود:

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9}(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cx}}) \le 1$$

لازم به ذکر است، لنگر خمشی حداکثر ناشی از ترکیب بارگذاری ثقلی نباید با نیروی محوری که ناشی از بارهای لرزه ای است ، به کار رود.

ضریب لنگر خمشی برای لنگر مثبت (بال فوقانی در فشار) ناشی از اثرات لرزه ای چنین است:

$$\frac{M_{ux}}{M_{cx}} = \frac{14/1}{51/3} = 0/27$$

هم چنین ضریب لنگر خمشی برای لنگر منفی (بال تحتانی در فشار) ناشی از اثرات لرزه ای چنین است:

$$\frac{M_{ux}}{M_{cx}} = \frac{4/76}{51} = 0/093$$

از ضریب لنگر خمشی مثبت برای اثر متقابل استفاده می شود.

$$0/31 + \frac{8}{9}(0/27 + 0) = 0/55 \prec 1 \ ok$$

کنترل مقاومت برشی تیر

$$\frac{h}{t_w} = \frac{37/8}{0/94} = 40/21 \prec 2/24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2/24\sqrt{\frac{2/1(10^6)}{3515}} = 54/7 \Rightarrow \varphi_v = 1 \ \ c_v = 1$$
$$V_n = 0/6 F_y A_W C_V = 0/6(3515)(45)(0/94)(1) = 89 ton$$
$$\varphi_v V_v = 1(89) = 89 ton \succ V_u = 12/36 ton \ o.k$$

بنابراین استفاده از نیمرخ IPE450 برای تیر در قاب مهاربندی کمانش ناپذیر مناسب است.

الزامات مهار جانبی تیرها

مطابق AISC 341-10 مهار جانبی تیر در قاب های مهاربندی کمانش ناپذیر باید الزامات اعضای با شکل پذیری متوسط را برآورده کند، در این صورت حداکثر فاصله مهارهای جانبی تیر برابر است با :

$$L_b = \frac{0/17 r_y E}{F_y}$$
$$= \frac{0/17(4/12)(2/1)(10^6)}{3515}$$
$$= 418cm$$

مهاربندی بال تحتانی در نقاط یک چهارم تیر (۱۹۰/۵ cm) این الزام را برآورده می کند. از آن جا که مهارهای جانبی بال تحتانی تیر در نقاط یک چهارم تیر $(L_b = 187/5cm)$ تعبیه شده اند، این ضابطه برآورده می شود.

بر اساس پیوست ششم AISC360-10 مقاومت مورد نیاز مهارهای جانبی گرهی برابر است با :

$$P_{br} = 0/02 M_u C_d / h_\circ$$

در رابطه فوق C_d ضریب انحنا بوده و مقدار آن برای انحنای یک طرفه برابر واحد می باشد.

مقاومت خمشی مورد نیاز تیر به صورت زیر است :

$$M_u = R_y F_y z$$
$$= 1/2(3515)(1624)$$
$$= 68/5 ton.m$$

بنابراین ، مقاومت مورد نیاز مهارهای جانبی گرهی برابر است با :

$$P_{br} = \frac{0/02(68/5)(1)}{(45-1/46)(10^{-2})} = 3/15 ton$$

بر اساس پیوست ششم AISC 360-10 سختی لازم برای مهار گرهی برابر است با :

$$\beta_{br} = \frac{1}{\varphi}\left(\frac{10 M_u C_d}{L_b h_\circ}\right) = \frac{10(68/5)(10^2)(1)}{0/75(187/5)(45-1/46)} = 11/2 ton/cm$$

سختی محوری مهار جانبی برابر است با :

$$k = \frac{AE}{L}$$

سطح مقطع مهار جانبی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$K \geq \beta_{br} = 11/2 ton/cm$$
$$A \geq \frac{\beta_{br} L}{E}$$
$$\geq \frac{11/2(10^2)(900)}{2/1(10^6)}$$
$$= 4/8 cm^2$$

مهارهای جانبی باید با حداقل سطح مقطع $4/8 cm^2$ و حداقل مقاومت محوری مورد نیاز ۳/۱۵ ton در نقاط یک چهارم بال فوقانی و تحتانی تیر تعبیه شوند.

منابع:

۱- کتاب طراحی سازه های فولادی (جلد ششم) طراحی اتصالات به روش حالات حدی و مقاومت مجاز (LRFD-ASD)

۲- مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲

۳- آیین نامه فولاد آمریکا AISC3610-10

با تشکر از حسن توجه شما

آرش نقیبی دانشجوی دکترای عمران زلزله دانشگاه صنعتی اصفهان

Arash.naghibi2016@gmail.com