فصل ۱۴

طراحی مهاربندها و اتصالات آنها

طراحی کاربردی سازه‌های فولادی (جلد دو) ـ محسن گرامی

در این فصل:

۱-۱۴	پیشگفتار
۲-۱۴	مهاربندی هم‌مرکز یا همگرا
۳-۱۴	مهاربندی برون‌مرکز یا واگرا
۴-۱۴	طراحی اتصالات در قاب‌های مهاربندی شده
۵-۱۴	تست‌های فصل چهاردهم
۶-۱۴	مسائل فصل چهاردهم

۱-۱۴ پیشگفتار

وظیفه اصلی سازه تحمل بارهای وارده می‌باشد. بارهای وارده به دودسته اصلی، بارهای ثقلی و بارهای جانبی دسته‌بندی می‌شوند. براین‌اساس انواع سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی در ساختمان‌ها عبارت‌اند از:

الف) سیستم قاب خمشی یا قاب پیوسته: در این سیستم تمام بارهای قائم و همچنین نیروی جانبی زلزله تنها به‌وسیله قاب‌های خمشی (بدون دیوارهای برشی یا مهاربندها) تحمل می‌شود. این سیستم به‌وسیله صلبیت گره‌ها و مقاومت خمشی هر یک از المان‌ها، بار جانبی را متحمل می‌شود.

ب) سیستم قاب‌های مهاربندی شده: در این سیستم تمام بارهای قائم توسط دیوارهای باربر یا قاب با اتصالات ساده تحمل می‌شود و مقابله با نیروی جانبی زلزله به‌وسیله مهاربندها تأمین می‌گردد. اتصال تیر به ستون قاب‌هایی که مهاربندی شده‌اند معمولاً اتصال ساده است و بنابراین هیچ‌گونه لنگری از تیر به ستون منتقل نمی‌شود.

ج) سیستم دیوار برشی: دیوار برشی به‌صورت یک تیر طره و با ایجاد تغییر شکل‌های خمشی، تحمل برش می‌نماید.

د) سیستم دوگانه یا ترکیبی (سیستم مختلط قاب خمشی و دیوارهای برشی یا مهاربندها):

در این سیستم بارهای قائم توسط قاب خمشی و نیروی جانبی زلزله توأماً توسط قاب خمشی و دیوارهای برشی یا مهاربندها تحمل می‌شود، در این حالت نیروی جانبی زلزله بین قاب و دیوارها و یا قاب و مهاربندها به نسبت صلبیت آنها توزیع می‌گردد ولی درهرحال قاب به‌تنهایی باید ظرفیت تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی زلزله را داشته باشد.

انواع دیگری از سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی نیز وجود دارد که خارج از بحث این فصل است.

به‌طورکلی در تمامی سیستم‌های فوق باید دو موضوع اساسی زیر موردنظر قرار گیرد:

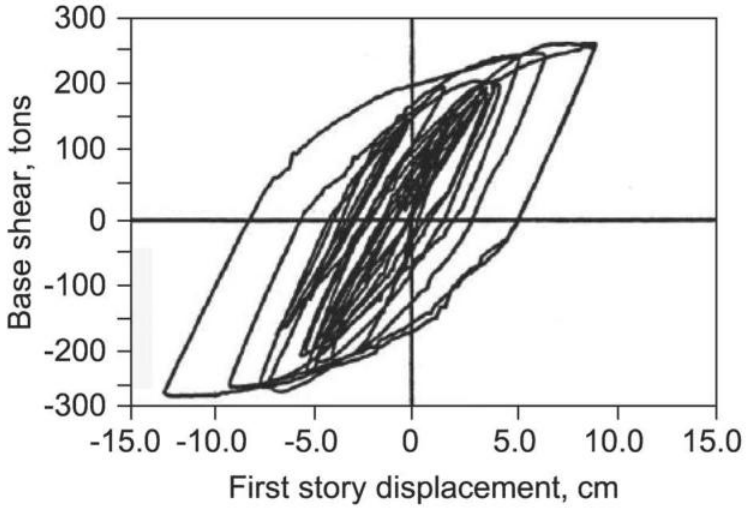
الف) ایجاد سختی و مقاومت کافی در سازه جهت کنترل تغییر مکان جانبی تا از تخریب اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای تحت زلزله متوسط یا کوچک جلوگیری به عمل آید.

ب) ایجاد شکل‌پذیری و قدرت استهلاک انرژی در سازه به‌خاطر ممانعت از فروریختگی سازه در یک زلزله شدید.

قاب‌های مهاربندی شده برحسب اینکه مهارها در آنها مثلث‌بندی کاملی به وجود آورند یا نه به دو گروه زیر تقسیم‌بندی می‌شوند:

الف) قاب با مهاربندی‌های هم مرکز یا همگرا (CBF)

این سیستم مقاومت و سختی قابل‌ملاحظه‌ای از خود نشان می‌دهد ولی به علت کمانش مهارها قدرت جذب انرژی و رفتار غیر ارتجاعی آن ضعیف است. نمونه منحنی هیسترزیس مهاربند همگرای ضربدری در شکل ۱ــ۱۴ مشاهده می‌شود که بیانگر انرژی جذب شده توسط سیستم مهار جانبی تحت بارگذاری رفت و برگشتی است.



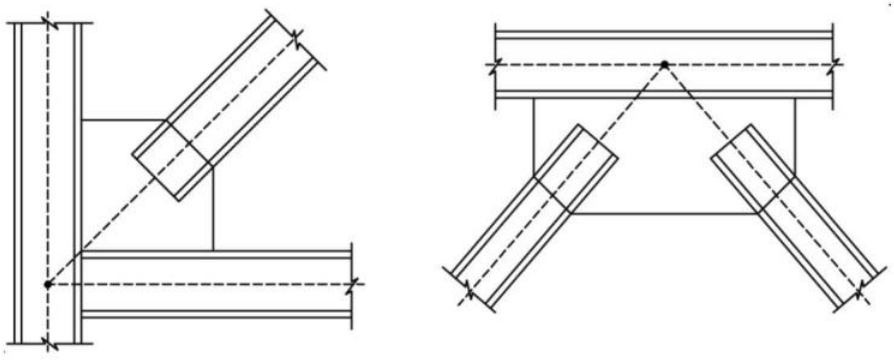
شکل ۱ـ۱۴ منحنی هیسترزیس برش پایه نسبت به دریفت طبقه در سیستم SCBF

ب) قاب با مهاربندی‌های برون مرکز یا واگرا (EBF)

این سیستم مقاومت و سختی مهاربند همگرا را با رفتار غیر ارتجاعی و قدرت جذب انرژی قاب خمشی ترکیب نموده و نهایتاً رفتار مناسبی را از خود ارائه می‌کند.

۱۴-۲ مهاربندی هم‌مرکز یا همگرا

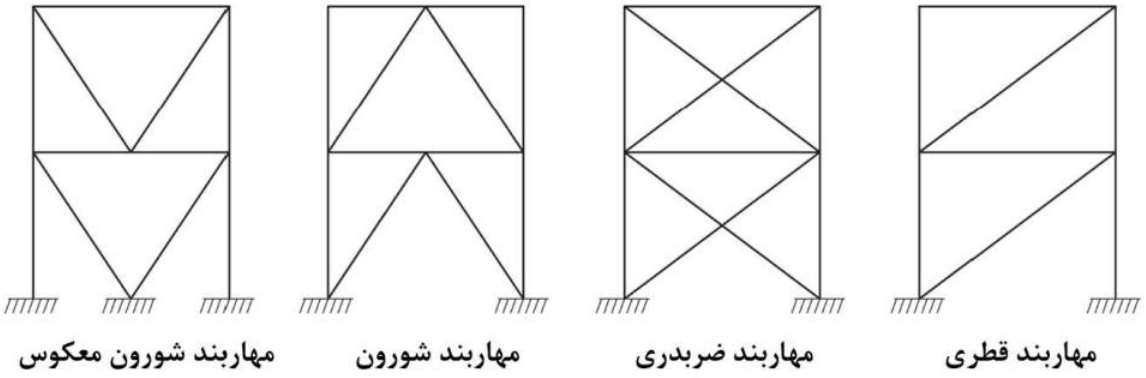
به مهاربندی هم مرکز یا همگرا اطلاق می‌شود که محورهای خنثی در اعضای مختلف (تیرها، ستون‌ها و اعضای مهاربندی) مطابق شکل ۲ـ۱۴ در یک نقطه مشترک در هر اتصال با یکدیگر تلاقی نمایند. به این نقطه مشترک، نقطه عملکرد گفته می‌شود. در این سیستم مهاربندی، اعضای قطری به همراه تیرها و ستون‌های قاب تشکیل یک سیستم خرپایی می دهند و معمولاً اعضای مهاری در معرض نیروی محوری هستند.



ب) اتصال مهاربند به تیر طبقه الف) اتصال مهاربند به تیر و ستون

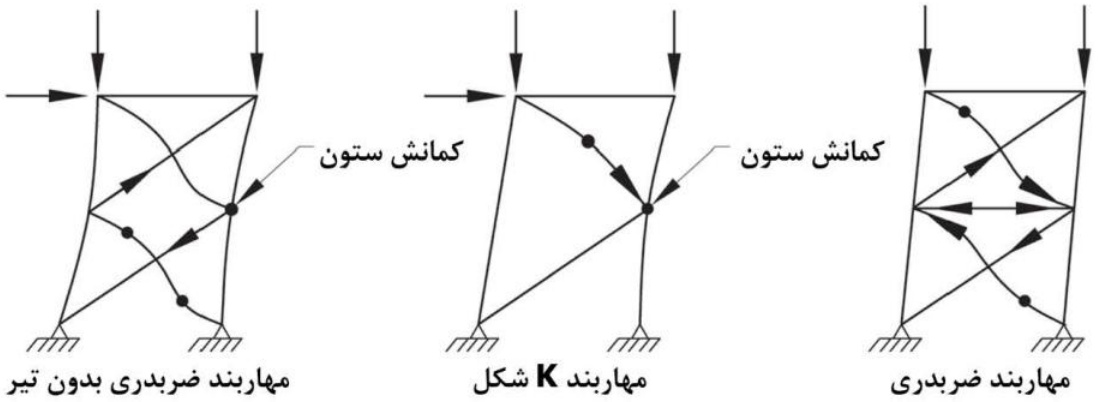
شکل ۲ـ۱۴ نمایش اتصال در مهاربندهای همگرا

انواع مهاربندی‌های همگرا عبارتند از: ضربدری X، قطری، شورون Λ (هشتی)، شورون معکوس V (هفتی) و مهاربند K که در شکل ۳ـ۱۴ نشان‌داده‌شده است.



شکل ۳ـ۱۴ انواع مهاربند همگرا

در صورت حذف تیر افقی میان مهاربندهای ضربدری و حذف نیمی از مهاربندها مطابق شکل ۴ـ۱۴، مهاربند دیگری به شکل K ایجاد می‌شود که مکانیزم انتقال بار در این نوع مهاربند متفاوت از مهاربند ضربدری است.



شکل ۴ـ۱۴ مهاربند K شکل

از لحاظ اقتصادی برای دهانه‌های نسبتاً کوچک استفاده از این مهاربندها مقرون‌به‌صرفه است. لازم به ذکر است استفاده از مهاربند K بطور کلی در ویرایش ۹۲ هم برای همگرای معمولی و هم برای مهاربند همگرای ویژه مجاز نمی‌باشد. از مزایای آنها می‌توان به سختی خوب در برابر بارهای جانبی، ساده بودن اتصالات و سرعت اجرای بالای آنها اشاره کرد، ولی به دلیل عدم شکل‌پذیری مناسب، از لحاظ جذب انرژی ضعیف عمل می‌کنند. همچنین در مناطق با زلزله‌خیزی بالا، استفاده از این قاب‌ها به‌صورت گسترده پیشنهاد نمی‌شود، چون عناصر فشاری آنها در بارهای تناوبی ضعیف عمل کرده و بعد از چند سیکل تا حدود ۵۰% اثر مقاومتی خود را از دست می‌دهند.

بر طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در این قاب‌ها تیرهای دهانه مهاربندی شده باید قادر به جذب نیروهای زلزله ایجاد شده در طبقه به‌اضافه نیروهای منتقل شده از طبقات بالا، و انتقال آنها به مهاربندها باشند. در مواردی که اتصال کافی بین تیر و دیافراگم

کف وجود دارد انتقال نیروها توسط عملکرد مشترک آن دو صورت می‌گیرد ولی در مواردی که اتصال کافی بین تیر و دیافراگم وجود ندارد، تیر باید به‌تنهایی بتواند از عهده انتقال این نیروها برآید.

تعبیه سوراخ‌های متوالی، در جان تیر دهانه مهاربندی شده و تیرهای حدفاصل مهاربندهای جابه‌جا شده طبقات بالا و پایین مجاز نیست. چنانچه لازم باشد سوراخ دسترسی در جان تیر تعبیه شود، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت خمشی، برشی و محوری تیر در مقطع سوراخ‌دار، کمتر از مقاومت مقطع کامل تیر نباشد. در این موارد باید سعی شود سوراخ در دورترین فاصله از محل اتصال تیر به ستون و یا از محل اتصال تیر به مهاربندها واقع شود. برای ایجاد رفتار شکل‌پذیر در مهاربندهای همگرا توجه به نکات زیر اساسی می‌باشد:

ــ مهاربندهای همگرا فیوز قاب محسوب می‌شوند.

ــ مهاربندها ضعیف‌ترین عضو قاب می‌باشند. سایر اعضاء مانند ستون، تیر و اتصالات به‌مراتب قوی‌تر هستند.

ــ المان مهاربندی به شکلی انتخاب می‌شود تا بهترین ظرفیت استهلاک انرژی و مکانیزم شکست را داشته باشد (رعایت محدودیت $\frac{Kl}{r}$ و $\frac{b}{t}$)

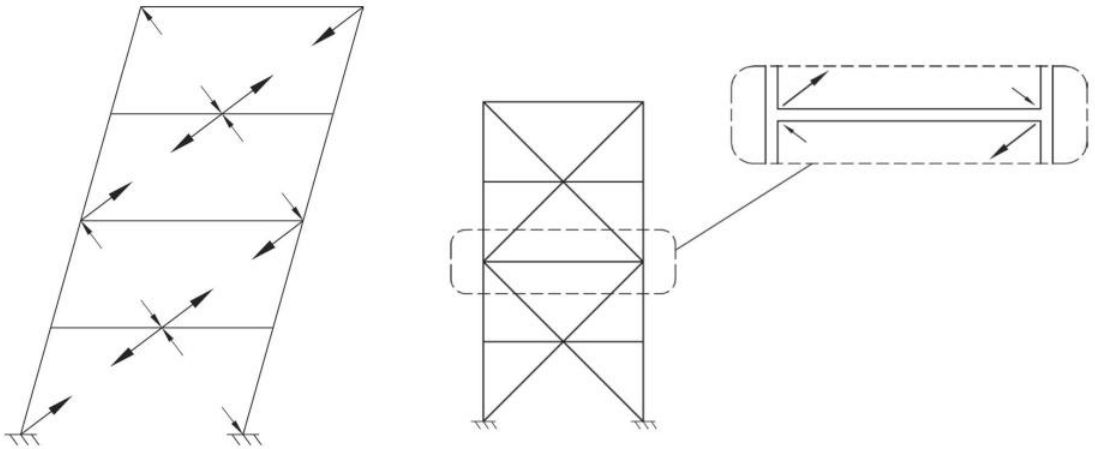
در حالت کلی برای طراحی مهاربندها و سایر اعضا مانند ستون و تیر و اتصالات نتیجه می‌شود:

ــ مهاربندها بر اساس نیروی زلزله حاصل از آیین‌نامه لرزه‌ای طراحی می‌شود، با رعایت الزامات لرزه‌ای که در اینجا فصل ۳ مبحث دهم مقررات ملی ویرایش ۹۲ می‌باشد.

ــ سایر اعضا برای حداکثر نیرویی طراحی می‌شود که به‌وسیله مهاربند تولید می‌گردد.

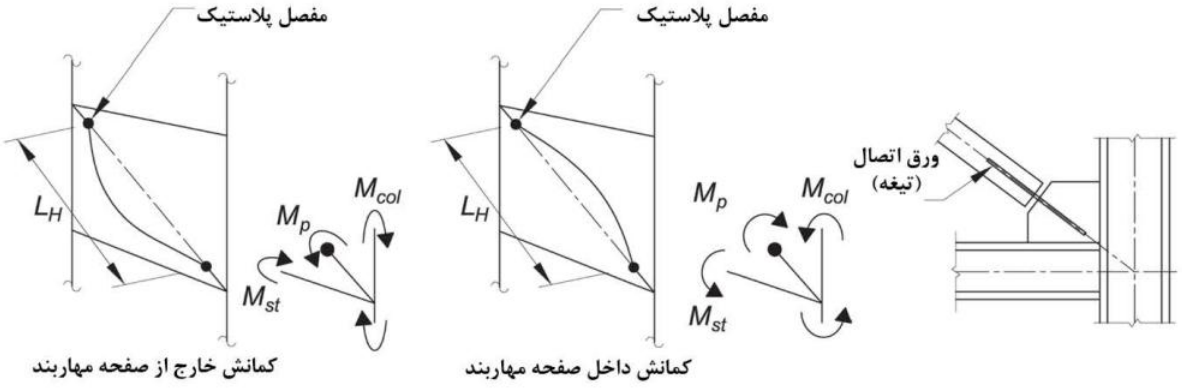
۱۴-۲-۱ تحلیل دقیق و تقریبی مهاربندی‌های همگرا

حضور مهاربند در قاب تحت بارگذاری جانبی، مطابق شکل ۵ــ۱۴ منجر به اعمال نیروهای متمرکز به ستون‌ها می‌گردد. چنانچه مهاربندهای کششی و فشاری تحت بیشترین نیروی ظرفیت خود باشند، مقادیر نیروهای فشاری و کششی یکسان نخواهد بود. دلیل این امر کمانش مهاربند فشاری است که در بخش‌های بعدی توضیح کاملتری داده خواهد شد.



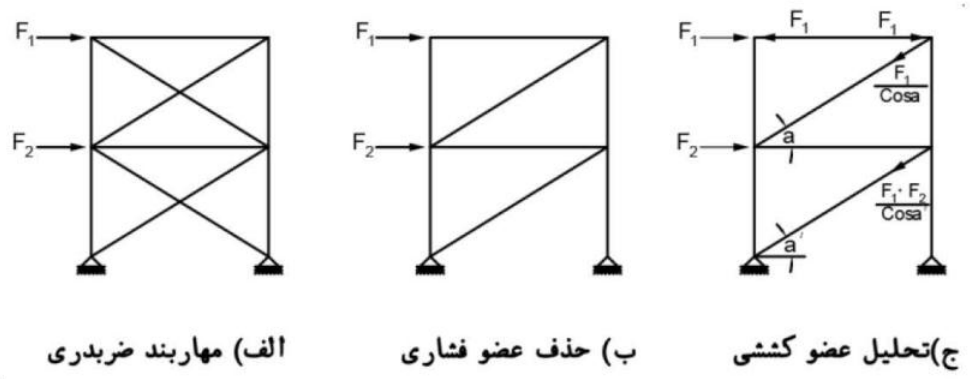
شکل ۵ــ۱۴ انتقال نیروی فشاری و کششی مهاربند به قاب

کمانش درون صفحه و برون صفحه مهاربند در شکل ۶ــ۱۴ نمایش‌داده‌شده است.



شکل ۶ـ۱۴کمانش مهاربند

برای تحلیل مهاربندی‌های ضربدری دو روش وجود دارد. در روش اول فرض بر این است که عضو فشاری کمانه می‌کند، پس آن را حذف کرده و سازه معین حاصل شده تحلیل می‌شود و طراحی بر اساس اعضای کششی انجام می‌پذیرد و سپس از همین مقاطع برای عضو فشاری نیز استفاده می‌شود. در واقع عضو طوری طراحی می‌شود که سطح مقطع لازم در کشش فراهم شود. در این روش لاغری عضو، اهمیتی ندارد. در شکل ۷ـ۱۴ نتایج تحلیل عضو کششی نشان‌داده‌شده است.



شکل ۷ـ۱۴ تحلیل مهاربندهای ضربدری

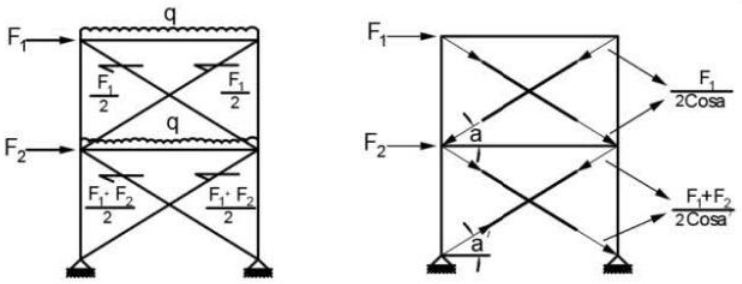
لازم به ذکر است که در ویرایش اول آیین‌نامه استفاده از این روش قابل‌قبول بود، ولی در ویرایش دوم و سوم قابل‌قبول نیست. روش دوم برای تحلیل مهاربندی‌های ضربدری، منظور نمودن عضو کششی و فشاری در تحلیل و طراحی است که تحلیل آن به دو صورت دقیق و تقریبی صورت می‌گیرد.

۱۴-۲-۱-۱ تحلیل دقیق مهاربند همگرای ضربدری (X)

در این روش سازه نامعین را یا به‌صورت دستی و یا با استفاده از نرم‌افزارهای کامپیوتری تحلیل کرده و عضو کششی و فشاری کاملاً مجزا طراحی می‌شوند. اگر بار جانبی نیروی زلزله باشد، هر عضو مهاربند برای حالت بحرانی کشش یا فشار طرح می‌شود. روند تحلیل به‌صورت شماتیک در شکل ۱۲ـ۱۴ نمایش‌داده‌شده است.

۱۴-۲-۱-۲ تحلیل تقریبی مهاربند همگرای ضربدری (X)

در این روش فرض می‌شود که برش در هر طبقه به طور مساوی بین هر دو عضو مهاربند تقسیم می‌شود و نیروی کششی و فشاری داخلی اعضای مهاربند به دست می‌آید. طراحی بر اساس حالت بحرانی صورت می‌گیرد. معمولاً عضو فشاری بحرانی تراست. در انتها نیز عضو طرح شده برای نیروی کششی کنترل می‌شود. در شکل ۸ـ۱۴ نتایج تحلیل تقریبی عضو کششی و فشاری مهاربند نشان‌داده‌شده است.



الف) مهاربند ضربدری ب) تحلیل تقریبی اعضا

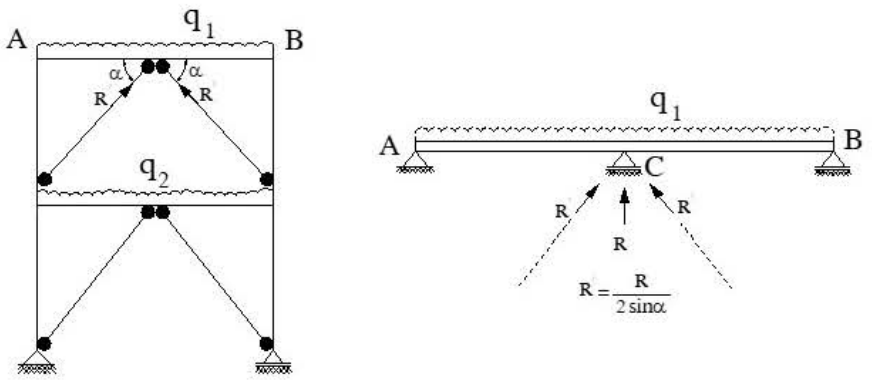
شکل ۸ـ۱۴ تحلیل تقریبی مهاربندی ضربدری

نکته مهم در تحلیل مهاربند ضربدری این است که بار ثقلی بر روی اعضای مهاربندی اثری ندارد.

۱۴-۲-۱-۳ تحلیل مهاربند شورون V و معکوس شورون Λ

در جایی که به دلیل محدودیت‌های معماری امکان استفاده از مهاربندهای ضربدری نیست، از مهاربندهای معکوس شورون (به شکل عدد هشت) استفاده می‌شود که بار ثقلی یک نیروی فشاری در اعضای این نوع مهاربند ایجاد می‌کند، پس سازه باید برای بارهای ثقلی و جانبی جداگانه تحلیل شود و سپس با استفاده از ترکیب بارهای طراحی، نیروهای طراحی در اعضا تعیین شود.

در تحلیل برای بار ثقلی، عکس‌العمل میانی فرض شده محاسبه می‌گردد و به‌کمک آن نیروی فشاری در اعضای مهاربندی مطابق شکل ۹ـ۱۴ تعیین می‌شود.

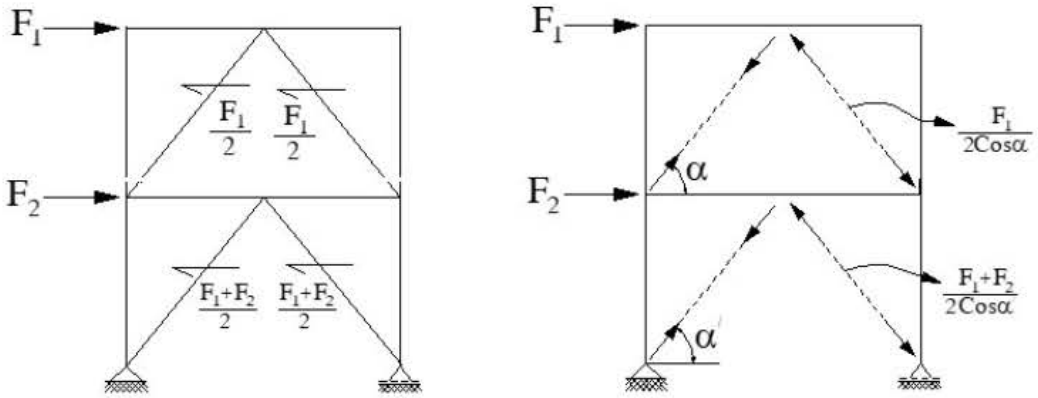


شکل ۹ـ۱۴ تحلیل مهاربند هشتی تحت بار ثقلی

R' نیروی محوری مهاربند $R'=\frac{R}{2\sin(\alpha)}$

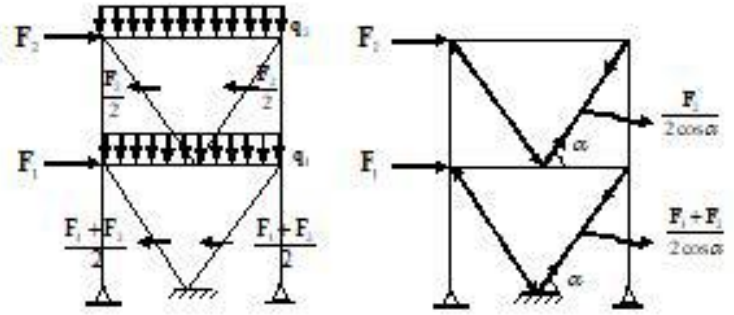
در شکل بالا R' نیروی محوری مهاربند در اثر بارهای ثقلی تیر است که می‌توان آن را با کمک از شکل‌های (۵ ـ ۷) تا (۵ ـ ۹) فصل ۵ استخراج نمود.

برای تحلیل مهاربند هشتی تحت بار جانبی از همان روش تقریبی ارائه شده در مهاربند ضربدری استفاده می‌شود که نتایج تحلیل آن در شکل ۱۰ـ۱۴ ارائه شده است.

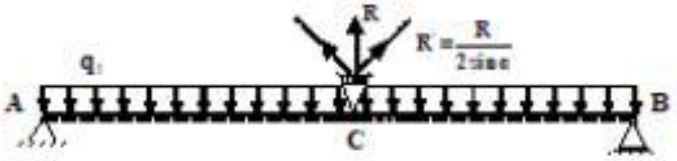


شکل ۱۰ـ۱۴ تحلیل مهاربند شورون تحت اثر بار جانبی

برای تحلیل مهاربند هفتی تحت بار جانبی از همان روش تقریبی ارائه شده در مهاربند ضربدری استفاده می‌شود که نتایج تحلیل آن در شکل ۱۱ـ۱۴ ارائه شده است.



الف ـ تحلیل مهاربند هفتی تحت اثر بار جانبی



ب ـ تحلیل مهاربند هفتی تحت اثر بار ثقلی

شکل ۱۱ـ۱۴ تحلیل مهاربند هفتی

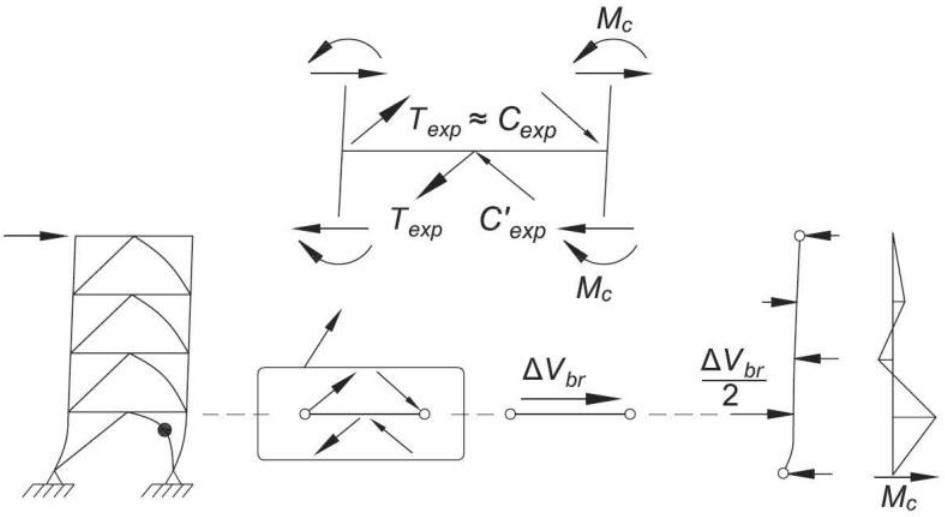
R' نیروی محوری مهاربند در اثر بارهای ثقلی تیر

بار ثقلی در مهاربندهای هفتی، باعث ایجاد کشش در اعضای مهاربندی می‌شود. در این حالت نیز مشابه مهاربند هفتی باید اثرات ناشی از بار ثقلی و بار جانبی توأمان مورد بررسی قرار گیرد و نیروهای طراحی اعضا تعیین گردد.

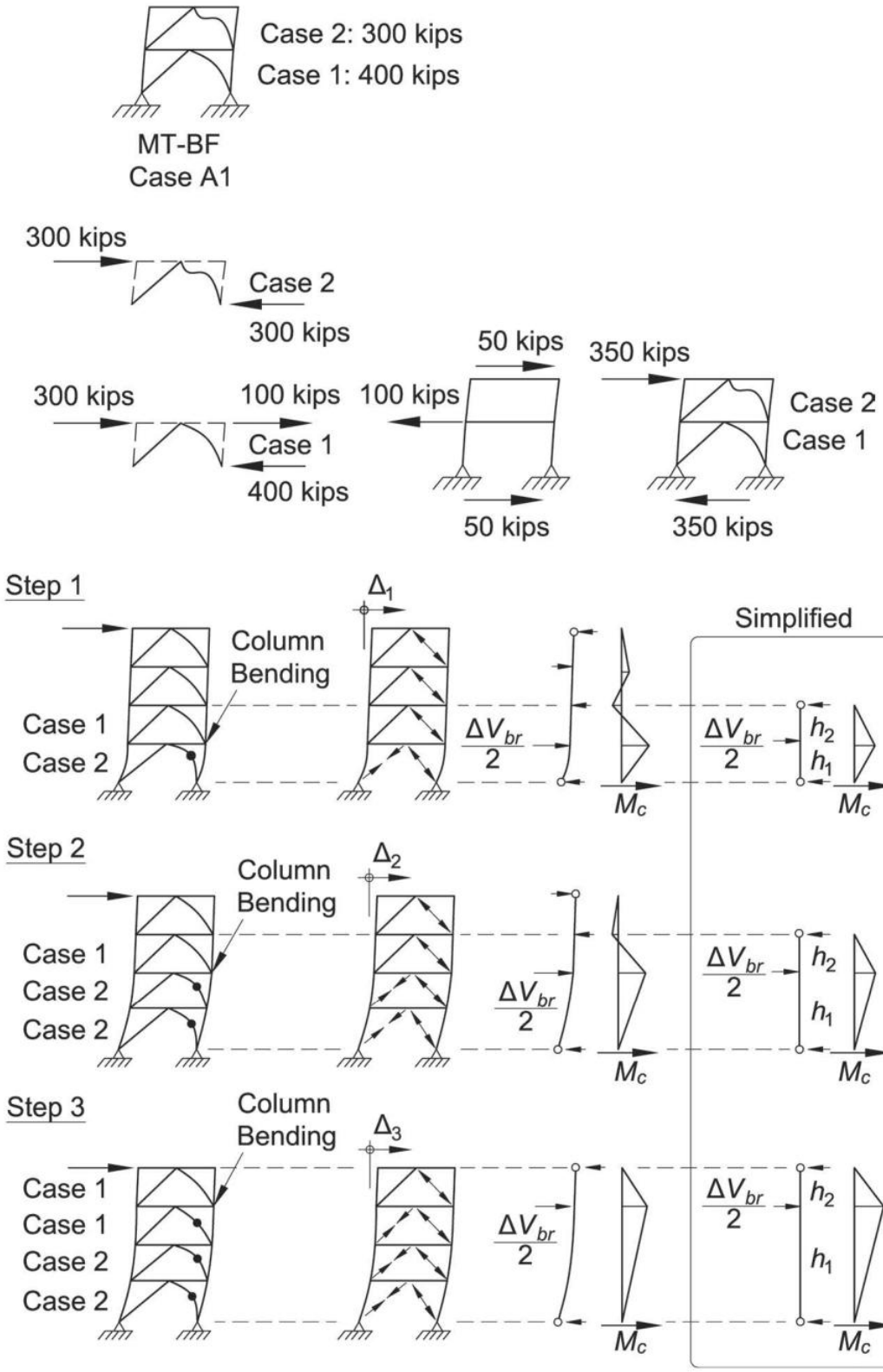
مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، سیستم مهاربندی هم مرکز یا همگرا را در دو سطح شکل‌پذیری زیاد و معمولی مورد ارزیابی قرار می‌دهد. ضریب رفتار در آئین ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به شرح جدول ۱ـ۱۴ می‌باشد:

جدول ۱ـ۱۴ ضریب رفتار انواع سیستم‌های مقاوم جانبی

سیستم باربر جانبی	ضریب رفتار	اضافه مقاومت	Cd	حداکثر ارتفاع
قاب ساده با مهاربند همگرا ویژه	۵/۵	۲	۵	۵۰
قاب ساده با مهاربند همگرا معمولی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
قاب خمشی ویژه با مهاربند همگرا ی ویژه	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
قاب خمشی متوسط با مهاربند همگرا ی ویژه	۶	۲/۵	۵	۷۰



شکل ۱۲ـ۱۴ نیروی برش سقف و نیروهای مهاربند



شکل ۱۳ـ۱۴ تحلیل قاب

۱۴-۲-۲ طراحی قاب‌های ساده مهاربندی شده همگرای ویژه (با شکل‌پذیری زیاد)

قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه به قاب‌هایی گفته می‌شود که در آنها از مهاربندها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزله طرح تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه تحمل کنند و در آنها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرا ارتجاعی موردنظر ممکن است به مرحله بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. به‌این‌ترتیب پیکربندی و طراحی مهاربند و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهده این تغییر شکل‌ها بر آیند و رفتار تیرها و ستون‌ها در قاب عملاً در مرحله ارتجاعی باقی بماند.

۱۴-۲-۲-۱ توزیع نیروی جانبی

در قاب‌های مهاربندی شده همگرا نیروی جانبی باید بین کلیه مهاربندهای کششی و فشاری توزیع شود و اعضای مهاربندها باید برای حداکثر نیروی ایجاد شده تحت اثر ترکیبات بار متعارف طراحی شوند. در قاب‌های مهاربندی شده ویژه، طراحی مهاربندها به‌صورت کششی تنها مجاز نیست.

مهاربندها در امتداد هر محور در هر طبقه باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر جهت بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آنکه اعضای مهاربندهای فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای بار زلزله از جمله ترکیب بارگذاری تشدید یافته نشان می‌دهد، باشند. منظور از محور مهاربندی در این قسمت، یک یا چند محور مهاربندی شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از ۱۰ درصد بعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور از یکدیگر قرار گرفته باشند.

۱۴-۲-۲-۲ طراحی اعضای قطری مهاربند

این اعضا به‌صورت اعضای کششی مطابق ضوابط فصل دوم و به‌عنوان عضو فشاری مطابق ضوابط فصل سوم طراحی می‌شوند. در طراحی این اعضا می‌بایست ضوابط لرزه‌ای زیر نیز منظور شوند:

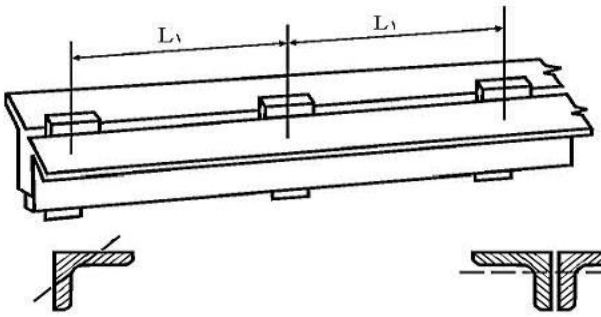
- پیکربندی مهاربندهای مجاز شامل مهاربندهای قطری، ضربدری X و مهاربندهای به شکل V و Λ می‌باشند. استفاده از مهاربندهای به شکل K مجاز نیست.
- قطری‌ها باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر با λ_{hd} طبق جدول ۲ـ۱۴ باشند. این موضوع برای حصول اطمینان از جاری شدن مقطع است.
- از به‌کاربردن وصله در طول عضو قطری باید حتی‌الامکان خودداری شود. در صورت لزوم، وصله باید بتواند تمام ظرفیت عضو را به‌صورت اتصال پوششی و یا به‌صورت مستقیم و با جوش نفوذی کامل انتقال دهد. وصله اجزای قطری نباید در یک مقطع قرار گیرند. همچنین محل وصله عضو مهاربند نباید در ناحیه یک‌چهارم طول در وسط آن قرار گیرد.
- ناحیه یک‌چهارم طول قطری در وسط آن و دو ناحیه انتهایی قطری (به طول حداقل ارتفاع مقطع آن)، نواحی بحرانی تلقی می‌گردد.
- تعبیه سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری X و شورون V و Λ) مجاز نیست
- لاغری عضو قطری فشاری، $\frac{KL}{r}$ در مهاربندهای ویژه ضربدری X، قطری و شورون V و Λ نباید از ۲۰۰ تجاوز نماید.
- ضریب طول مؤثر عضو قطری، در مهاربندهای قطری و مهاربندهای V و Λ برابر با یک و در مهاربندهای ضربدری، چنانچه در محل تقاطع دو عضو مهاربندی اتصال کافی وجود داشته باشد، در صفحه مهاربندی برابر ۰/۵ و در جهت عمود بر صفحه مهاربندی، برابر با ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود.

۱۴-۲-۲-۳ محدودیت فاصله بین لقمه‌ها

$$\frac{L_1}{r_1} \leq 0.4\,\lambda_{max} \qquad \text{۱۴ـ۱}$$

$r_1=r_{min}$ شعاع ژیراسیون مینیمم برای مقطع تک پروفیل.

توزیع لقمه‌ها باید مطابق شکل ۱۴ـ۱۴ به‌صورت یکنواخت باشد و حداقل ۲ لقمه موجود باشد. چنانچه کمانش مهاربند حول محور کمانشی در اتصال دهنده ایجاد برش نکند، رعایت محدودیت لاغری ارائه شده الزامی نمی‌باشد.



محور شعاع ژیراسیون حداقل مقطع مرکب (استفاده از مقطع نبشی فقط برای نمایش است و سایر نیمرخ‌ها نیز قابل استفاده هستند)

محور شعاع ژیراسیون حداقل تک‌عضو

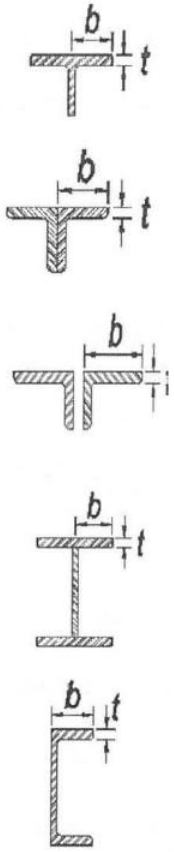
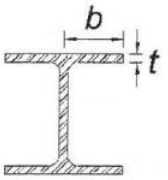
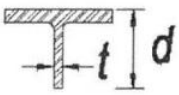
شکل ۱۴ ـ ۱۴ نمایش لقمه

۱۴-۲-۳ ضوابط فشردگی لرزه‌ای

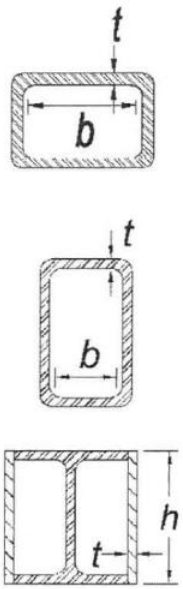
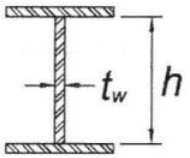
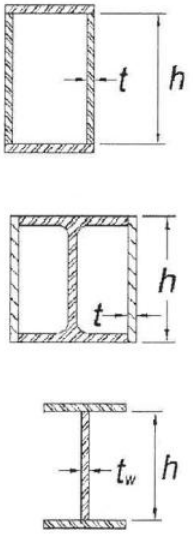
در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط که از آنها انتظار تحمل تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه می‌رود، برای مقاطع اعضا ضوابط سخت‌گیرانه‌تری دررابطه‌با کمانش موضعی بال‌ها و جان اعمال می‌شود. در نتیجه برای نسبت پهنا یا ارتفاع به ضخامت اجزا در اعضای تحت‌فشار، یا فشار و خمش رعایت اعداد کوچک‌تری مقرر می‌گردد. در این‌گونه سیستم‌های سازه‌ای تعریف جدیدی از مقطع فشرده، موضوع بخش ۱۰ ـ ۲ ـ ۲ در فصل دوم، جانشین تعریف قبلی می‌گردد و با نام مقطع فشردهٔ لرزه‌ای معرفی می‌شود.

مقطع فشردهٔ لرزه‌ای همان تعریف مقطع فشرده بخش ۱۰ ـ ۲ ـ ۲ را دارد، با این تفاوت که در آن نسبت پهنا یا ارتفاع به ضخامت اجزای مقطع برای سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط به اعدادی که در جدول ۱۰ ـ ۳ ـ ۴ ـ ۱ عنوان شده، محدود می‌گردد.

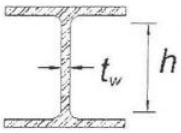
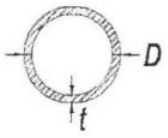
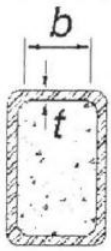
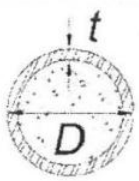
جدول ۲ــ۱۴ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در مقاطع فشرده لرزه‌ای

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
۱	(اجزای با یک لبه متکی) بال‌های مقاطع I شکل نوردشده و ساخته شده از ورق، ناودانی‌ها، سپری‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دوبل باقاصله و ساق برجسته نبشی‌های دوبل به‌هم‌چسبیده	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲	(اجزای با یک لبه متکی) بال‌های مقاطع شمع‌های H شکل	b/t	کاربرد ندارد.	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۳	(اجزای با یک لبه متکی) تیغه (جان) مقاطع سپری	d/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

جدول ۲ـ۱۴ (ادامه) محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در مقاطع فشرده لرزه‌ای

۴	(اجزای با دو لبه متکی) بال‌های متقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به‌عنوان مهاربند به کار می‌رود.	b/t b/t h/t	$0.64\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۵	(اجزای با دو لبه متکی) جان مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به‌عنوان مهاربند به کار می‌روند.	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۶	(اجزای با دو لبه متکی) جان مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به‌عنوان تیر یا ستون به کار می‌روند. ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به‌عنوان تیر یا ستون مورداستفاده قرار می‌گیرند. جان مقاطع I شکل قوطی ساخته شده از ورق هرگاه به‌عنوان تیر یا ستون مورداستفاده قرار می‌گیرند.	h/t_w h/t h/t	برای $C_a \le 0.125$ $3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1 - 2.75\,C_a)$ برای $C_a > 0.125$ $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.23 - C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	برای $C_a \le 0.125$ $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1 - 0.93\,C_a)$ برای $C_a > 0.125$ $0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93 - C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	

جدول ۲ـ۱۴ (ادامه) (ادامه) محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در مقاطع فشرده لرزه‌ای

۷	(اجزای با دو لبه متکی) جان مقاطع شمع‌های H شکل	h/t_w	کاربرد ندارد.		
۸	(اجزای با دو لبه متکی) جان مقاطع لوله‌ای	D/t	$0.044\frac{E}{F_y}$	$0.038\frac{E}{F_y}$	
۹	(اجزای با دو لبه متکی) بال‌های و جان‌های مقاطع قوطی شکل پر شده با بتن	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۰	(اجزای با دو لبه متکی) جداره‌های مقاطع توخالی دایره‌ای شکل پر شده با بتن	D/t	$0.15\frac{E}{F_y}$	$0.076\frac{E}{F_y}$	

توضیحات زیر مکمل شرایط جدول می‌باشد:

[۱] برای مقاطع سپری محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برای اعضای با شکل‌پذیری زیاد می‌تواند تا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ افزایش یابد مشروط بر اینکه،کمانش عضو فشاری حول صفحهٔجان سپری باشد و در اتصال انتهای عضو، انتقال بار محوری فقط از طریق وجه بیرونی بال سپری صورت گرفته باشد.

[۲] در مقاطع I شکل قوطی شده و مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق اگر به‌عنوان ستون مورداستفاده قرار گیرند، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اعضای با شکل‌پذیری زیاد می‌تواند به $0.6\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود شود.

[۳] نسبت پهنا به ضخامت در بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق در صورتی‌که به‌عنوان تیر یا ستون مورداستفاده قرار گیرند، می‌تواند به $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود شود.

[۴] در صورتی‌که مقاطع توخالی دایره‌ای شکل به‌عنوان تیر یا ستون مورداستفاده قرار گیرند، نسبت قطر به ضخامت در اعضای با شکل‌پذیری متوسط می‌تواند به $0.7\frac{E}{F_y}$ محدود شود.

۱۴-۲-۳-۱ طراحی تیرهای قاب‌های مهاربندی شده V و Λ

تیرهای دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها باشد. این ضابطه به دو دلیل عمده تعریف شده است. اولین دلیل آن اطمینان از پایداری تیر در صورت خرابی مهاربند در خلال رفتار فرا ارتجاعی

قاب است. همچنین پایداری تیر در شرایط اجرایی و بهره‌برداری نیز مدنظر است. به طور مثال اگر بنا بر هر دلیلی ابتدا تیر مستقر در دهانه مهاربند V و Λ اجرا شده و پس از گذشت مدتی مهاربند V و Λ در محل خود نصب گردد. در این حالت حدفاصل زمان اجرای تیر تا اجرای مهاربند می‌بایست پایداری تیر حفظ شود.

تیرها در این قاب باید در حدفاصل دو ستون پیوسته باشند و مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی ـ پیچشی، در هر دو بال بالا و پایین، داشته باشند. وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندها به تیر الزامی است.

تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی ضریب دار باشد (عمدتاً بارهای ثقلی در تیر با ایجاد خمش و زلزله باعث ایجاد فشار می‌شود، در نتیجه این عضو به‌صورت تیر ـ ستون می‌بایست موردتوجه قرار گیرد).

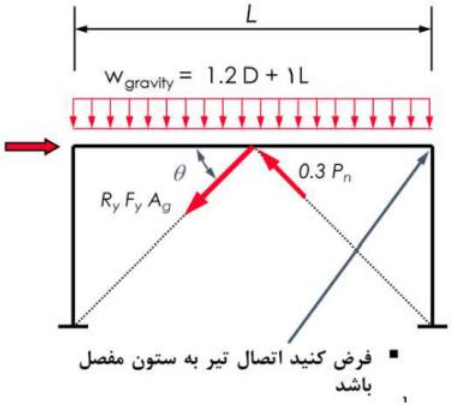
هر دو بال تیر مستقر در دهانه مهاربند V و Λ می‌بایست در برابر کمانش جانبی و پیچشی مهار شده باشد.

اگر مقدار خروج از محوریت مهاربند V و Λ در ناحیه اتصال به تیر کمتر از عمق تیر باشد، این مهاربند همگرا محسوب می‌شود.

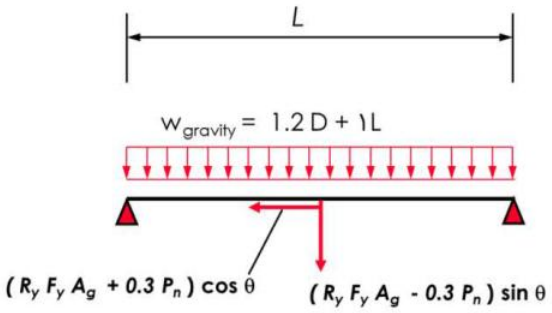
برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای قطری کششی و فشاری ناشی از زلزله در ناحیه اتصال مهاربند به تیر، تیر دهانه مهاربندی شده باید با درنظرگرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریب دار که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از نیروهای زیر در مهاربندها محاسبه شوند:

الف) نیروی لرزه‌ای قطری کششی حداقل $R_y F_y A_g$ و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته

ب) نیروی لرزه‌ای قطری فشاری $0.3P_n$



شکل ۱۵ـ۱۴ نیروی غیرمتعادل مهاربندهای کششی و فشاری در طراحی تیر



شکل ۱۶ ـ ۱۴ نیروی محوری با درنظرگرفتن نیروهای نامتعادل

A_g	سطح مقطع کلی عضو قطری
F_y	تنش تسلیم فولاد مهاربندی
R_y	نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی
P_n	مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری

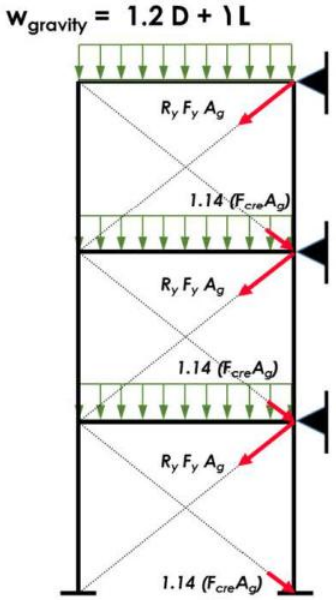
۱۴-۲-۳-۲ طراحی ستون و اتصالات آنها

ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی شده باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق جدول ۲ ـ ۱۴ باشد. همچنین مقاطع تیرهای دهانه مهاربندی شده باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق جدول ۲ ـ ۱۴ و مقاطع بقیه ستون‌ها باید فشرده باشند.

مقاومت طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها در قاب‌های مهاربندی شده ویژه نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچک‌تر باشند:

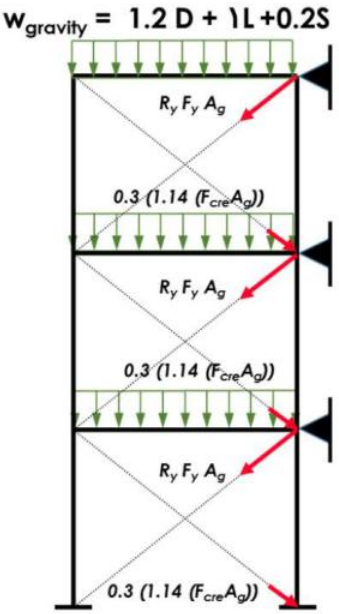
الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر مقدار زیر می‌باشد:

$$P_n = 1.14 F_{cr} A_g$$



شکل ۱۷ ـ ۱۴ نمایش نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری برای محاسبه مقاومت طراحی تیرها و ستون‌ها و اتصالات آنها

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندهای کششی برابر با $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری برابر با $0.3P_n = 0.3 * 1.14F_{cr}A_g$ باشد.



شکل ۱۸ ـ ۱۴ نمایش نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری برای محاسبه مقاومت طراحی تیرها و ستون‌ها و اتصالات آنها

Fcr تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق فصل اعضای فشاری که در آن RyFy به‌جای Fy استفاده می‌شود.

۱۴-۲-۴ قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی

قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی به قاب‌هایی گفته می‌شود که از آنها انتظار تحمل تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی محدودی، بدون کاهش قابل‌ملاحظه در مقاومت اعضا و اتصالات آنها، زیر اثر زلزله طرح می‌رود.

۱۴-۲-۴-۱ اعضای قطری مهاربند

پیکربندی مهاربندی‌های مجاز شامل مهاربندهای قطری، ضربدری و مهاربندهای به شکل V و Λ می‌باشند. استفاده از مهاربندی‌های K در این نوع قاب‌ها مجاز نمی‌باشد.

در این قاب‌ها مهاربندهای قطری و ضربدری را می‌توان به‌صورت کششی تنها طراحی نمود.

قطری‌ها باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشند. می‌بایست در مقطع فشرده لرزه‌ای محدودیت پهنا به ضخامت بر اساس محدودیت ارائه شده برای λ_{md} طبق جدول ۲ـ۱۴ رعایت شود.

لاغری عضو قطری مهاربند فشاری، $\frac{KL}{r}$ در مهاربندهای V و Λ نباید از $4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ تجاوز نماید و برای مهاربندهای قطری و ضربدری نباید از ۲۰۰ تجاوز نماید.

برای تعیین ضریب طول مؤثر عضو قطری می‌توان همان ضوابط قاب همگرای ویژه را بکار برد.

در صورت لزوم به تعبیه سوراخ دسترسی در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های طراحی در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های طراحی مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

اگر مقدار خروج از محوریت مهاربند V و Λ در ناحیه اتصال به تیر کمتر از عمق تیر باشد، این مهاربند همگرا محسوب می‌شود.

۱۴-۲-۴-۲ تیرها و ستون‌های قاب مهاربندی شده V و Λ

تیرهای قاب باید ضوابط متعلق به قاب‌های مهاربندی شده ویژه را برآورده نمایند.

بنابراین به طور خلاصه کنترل ضوابط زیر که در سیستم ویژه الزامی می‌باشد برای شکل‌پذیری معمولی الزامی ندارد:

- عدم نیاز به کنترل ضوابط وصله در مهاربند.
- عدم نیاز به کنترل مقطع فشرده لرزه‌ای در مقطع ستون.

در انتهای این بخش لازم است مهم‌ترین گام‌های موردنیاز در طراحی مهاربندهای همگرا به‌صورت مرحله‌بندی شده ارائه گردد. در این قسمت تلاش شده است تا ضوابط به شکلی ارائه شوند تا برای دو سطح شکل‌پذیری معمولی و ویژه به تفکیک قابل‌استفاده باشند.

براین‌اساس برای مهاربند همگرای ضربدری X و مهاربندهای V و Λ گام‌های مشترک در طراحی عبارتند از:

الف- کنترل مقطع قطری‌های مهاربند

در حالت شکل‌پذیری ویژه و معمولی حتماً مقطع می‌بایست فشرده لرزه‌ای باشد.

ب- کنترل لاغری اعضای قطری

حداکثر لاغری مهاربند همگرا اعم از ضربدری، V و Λ برای حالت شکل‌پذیری ویژه به عدد ۲۰۰ محدود می‌شود.

برای حالت شکل‌پذیری معمولی، حداکثر لاغری مهاربند همگرای V و Λ به $4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود می‌شود. برای فرم مهاربند ضربدری با شکل‌پذیری معمولی محدودیت ۲۰۰ (مطابق ضوابط ستون ها) تعریف شده است.

لازم به ذکر است که ضریب طول مؤثر برای مهاربند همگرای ضربدری حول محور درون و برون صفحه به ترتیب ۰/۵ و ۰/۷ می‌باشد. این ضرایب برای مهاربند V و Λ در هر دو حالت برابر یک تعریف شده است.

پ- تعیین فاصله بین لقمه‌ها

برای شکل‌پذیری ویژه از ۲ـ۱۴ استفاده می‌شود:

$$\frac{L_1}{r_1} \leq 0.4\,\lambda_{max} \qquad \text{۱۴ـ۲}$$

برای شکل‌پذیری معمولی از ضابطه ستون‌ها مطابق ۳ـ۱۴استفاده می‌شود:

$$\frac{L_1}{r_1} \leq \frac{3}{4}\lambda_{max} \qquad \text{۱۴ـ۳}$$

ت- کنترل نیروی فشاری وکششی در مهاربند

در حالت شکل‌پذیری ویژه از آنجاکه می‌بایست مهاربند برای کشش و فشار طراحی گردد، بدین منظور ابتدا نیروی فشاری وکششی موجود در مهاربند از رابطه $T_u = P_u = \frac{V}{2\cos\alpha}$ تعیین می‌گردد که در آن V نیروی برش طبقه و α زاویه مهاربند با محور تیر می‌باشد. سپس برای کنترل عضو قطری برای فشار وکشش وارده از ۴ـ۱۴ استفاده می‌شود.

$$P_u \leq \phi A_g F_{cr} \qquad \text{۱۴ـ۴}$$
$$T_u \leq \phi_t F_y A_g \,,\ \phi_t = 0.9$$

لازم به ذکر است می‌توان مهاربندی‌های قطری و ضربدری با شکل‌پذیری معمولی را به‌صورت کششی تنها طراحی نمود. در این صورت نیروی محوری سهم هر مهاربند برابر $T_u = \frac{V}{\cos\alpha}$ خواهد بود. همچنین اعضای فشاری باید محدودیت $\frac{KL}{r} \leq 300$ را برآورده نمایند $(K = 1)$.

توجه: اتصال مهاربند معمولاً به‌صورت جوشی در نظر گرفته می‌شوند. در صورت استفاده از اتصالات پیچ و مهره‌های باید گسیختگی کششی نیز در مقطع خالص کنترل گردد.

ث- طراحی تیر دهانه مهاربند V و Λ

تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی (۱٫۲D+1.6L) بدون حضور مهاربندها باشند. کنترل این ضابطه برای مهاربند ضربدری نیاز نیست.

ضوابطی که در ادامه می‌آید می‌بایست برای هر دو حالت شکل‌پذیری ویژه و معمولی کنترل گردد. طبق ضوابط لرزه‌ای تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها باشد. در این صورت لنگر خمشی طرح تیر از ۵ـ۱۴ محاسبه می‌گردد.

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} \le \phi_b M_n \qquad ۱۴ـ۵$$

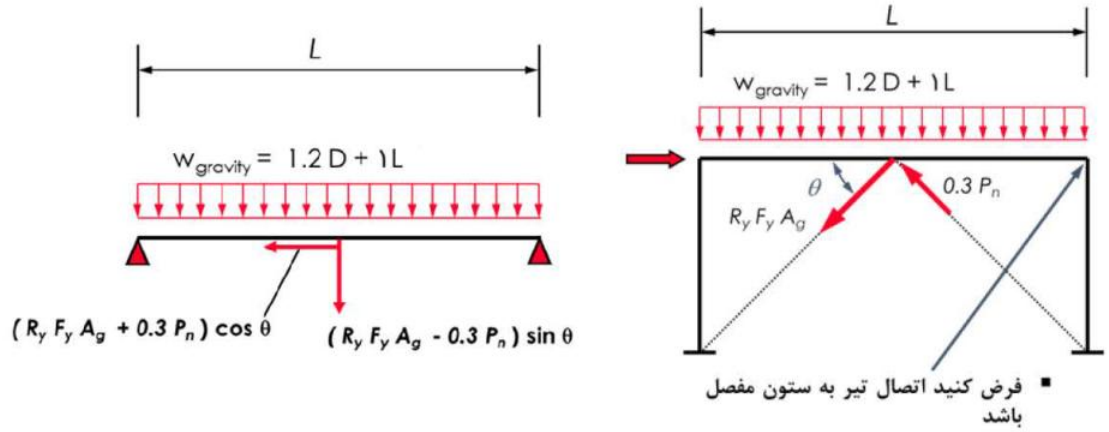
M_u مقاومت خمشی موردنیاز

q_u بار ثقلی ضریب دار $(1.2D + 1.6L)$

ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر با ۰٫۹

M_n مقاومت خمشی اسمی

با مراجعه به جدول اشتال پروفیل موردنظر انتخاب می‌گردد. همچنین تیر دهانه مهاربندی باید قادر به تحمل نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشد که در نتیجه:

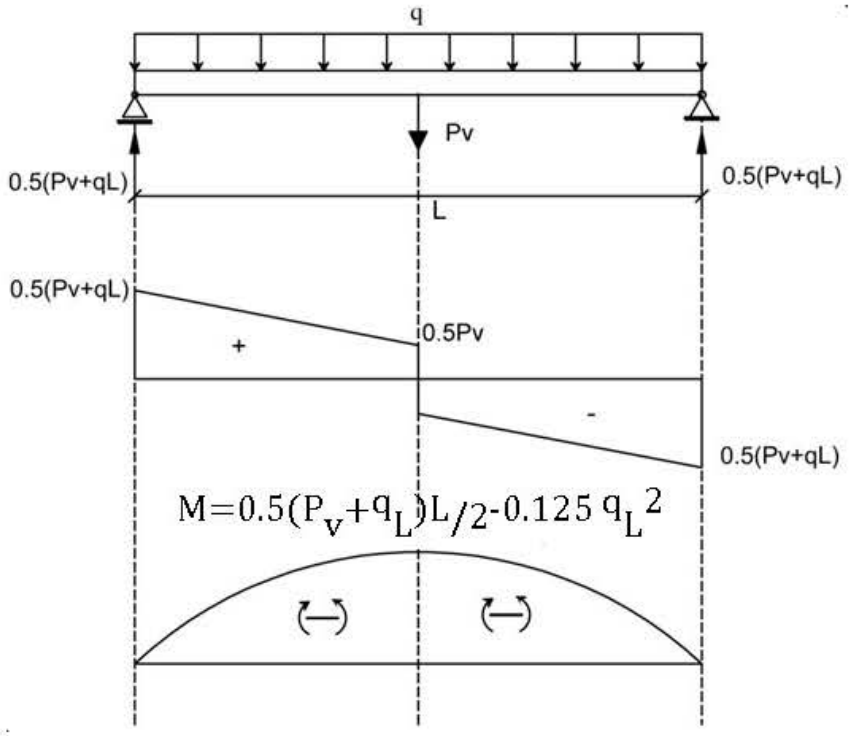


شکل ۱۹ـ۱۴ بار متمرکز وارد به وسط تیر به علت درنظرگرفتن اثرات لرزه‌ای در مهاربندی

نیروی برشی و لنگر خمشی وارد بر تیر باتوجه‌به شکل ۱۹ـ۱۴ محاسبه می‌شود. برای این منظور نیروهای فوق در راستای قائم تجزیه می‌شوند و مؤلفه قائم طبق ۶ـ۱۴ محاسبه می‌شود.

$$P_v = (R_y F_y A_g - 0.3\,P_n)\sin\theta \qquad ۱۴ـ۶$$

لنگر خمشی و نیروی برشی ناشی از مؤلفه قائم به همراه اثرات بار ثقلی مطابق شکل ۲۰ـ۱۴ قابل ترسیم است.



شکل ۲۰ـ۱۴ دیاگرام برش و خمش در تیر ساده

در نهایت برای طرح تیر در برابر خمش و برش نتیجه می‌شود:

$$M_u \le \phi_b M_n \qquad \text{۱۴ـ۷}$$

$$V_u \le \phi_V\left(0.6F_y A_w C_V\right)$$

$$V_u = 0.5(P_V + q_u L)$$

$$if\ \frac{h}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_V = 1\ ,\phi_V = 1 \qquad \text{۱۴ـ۸}$$

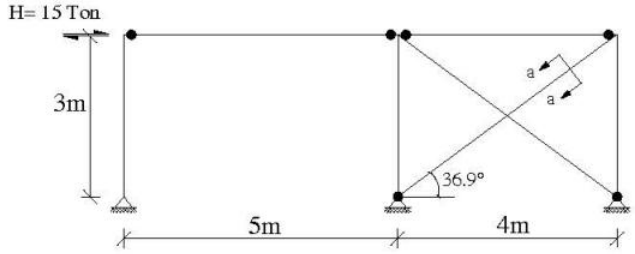
$$A_w = dt_w$$

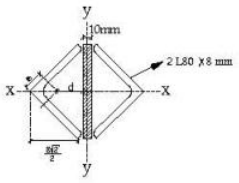
d	ارتفاع کلی مقطع
tw	ضخامت جان مقطع
h	قسمت صاف جان برابر با d-2c
Cv	ضریب برشی جان
Fy	تنش تسلیم فولاد جان

معمولاً استفاده از این ضابطه باعث می‌شود که مقطع تیر بسیار بزرگ محاسبه گردد. برخی از محققین برای رفع این مشکل پیشنهاد نموده‌اند که شکل مهاربند V و Λ در طبقات مجاور به‌صورت یک‌درمیان استفاده گردد به‌طوری‌که در هر دو طبقه، شکل ظاهری مهاربند به‌صورت مهار X گردد. بدین ترتیب مؤلفه قائم نیروی متمرکز (متأثر از بارگذاری مذکور) خنثی شده و به دنبال آن مقطع تیر کوچک‌تر طرح می‌گردد.

مثال ۱۴-۱

چنانچه مهارها قسمتی از قاب مهار شده همگرای ویژه باشند، لاغری و تنش‌های فشاری در مهارهای بکار رفته در قاب شکل ۲۱ـ۱۴ را بررسی نمایید. همچنین فاصله لقمه‌های لازم را برای جلوگیری از کمانش تک عضو معین کنید. مقطع به کار رفته برای مهاربند شامل دو نبشی است که طبق شکل زیر تشکیل مقطع قوطی می‌دهد. ضخامت ورق اتصال ۱۰ میلیمتر فرض می‌گردد.





شکل ۲۱ـ۱۴ نمایش مهاربند مثال

حل:

مشخصات مهاربند باتوجه‌به جدول اشتال:

$$L8: r_u = 3.06cm\,, r_V = 1.56cm\,, A = 12.3cm^2\,, e = 2.26cm$$

گام ۱- کنترل مقطع قطری‌های مهاربند

اعضای قطری بایستی دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشند باتوجه‌به اینکه شکل مقطع مانند مقاطع قوطی می‌باشد، طبق جدول ۲ـ۱۴ نتیجه می‌شود:

$$\frac{b}{t} \le 0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{8}{0.8} = 10 \le 16.26$$

گام ۲- کنترل لاغری اعضای قطری

$$\lambda_{max} \le 200$$

$$r_x = r_u = 3.06\ cm$$

$$d = \left(\frac{a\sqrt{2}}{2} + 0.5\right) - e\sqrt{2} = \left(\frac{8\sqrt{2}}{2} + 0.5\right) - 2.26\sqrt{2} = 2.96\ cm$$

$$r_y = \sqrt{r_v^2 + d^2} = \sqrt{1.56^2 + 2.96^2} = 3.35\ cm$$

$$\lambda_x = \frac{KL}{r_x} = \frac{0.5 \times 500}{3.06} = 81.7\ cm$$

$$\lambda_y = \frac{KL}{r_y} = \frac{0.7 \times 500}{3.35} = 104.5\ cm$$

$$\lambda_{max} = 104.5 \le 200$$

در نتیجه لاغری اعضای قطری مناسب است.

گام ۳- تعیین فاصله بین لقمه‌ها

$$\frac{L_1}{r_1} \le 0.4\,\lambda_{max} \Rightarrow L_1 \le 0.4 \times 104.5 \times 1.56 = 65.20\ \text{cm}$$

$$r_1 = r_{min} = r_v = 1.56\ cm$$

بنابراین فاصله بین لقمه‌ها ۶۰ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود. وجود دو بست انتهایی بلافاصله بعد از اتمام ورق اتصال الزامی است.

گام ۴- کنترل مقاومت فشاری وکششی در مهاربند

تعیین نیروی فشاری وکششی موجود در مهاربند:

$$T_u = P_u = \frac{V}{2cos\,\alpha}$$

$$T_u = P_u = \frac{15 \times 10^3}{2\,cos\,36.9} = 9379\ kg$$

کنترل عضو قطری برای فشار وارده:

$$P_u \le \phi A_g F_{cr}$$

$$A_g = 2 \times 12.3 = 24.6\ cm^2$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139.32$$

$$\lambda_{max} = 104.5 \le 139.32 \Rightarrow F_{cr} = 1376.5$$

$$9379\ kg \le 0.9 \times 24.6 \times 1376.5 = 30475.71\ kg$$

در تحلیل تقریبی ۵۰ درصد نیروی جانبی به مهاربند فشاری اختصاص‌یافته است.

مقاومت فشاری طراحی نزدیک به مقاومت فشاری موردنیاز می‌باشد،کنترل عضو قطری برای فشار پذیرفته می‌شود.

کنترل عضو قطری برای کشش وارده

$$\lambda_{max} \le 300$$

$$104.5 \le 300$$

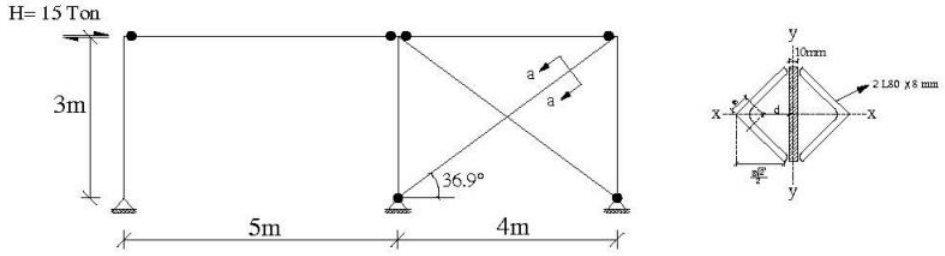
$$T_u \le \phi_t F_y A_g\,,\ \phi_t = 0.9$$

$$9376kg \le 0.9 \times 2400 \times 24.6 = 53136\ kg$$

مثال ۱۴-۲

چنانچه مهارها قسمتی از قاب مهار شده همگرای معمولی باشند، لاغری و تنش‌های فشاری در مهارهای بکار رفته در قاب شکل ۲۳ـ۱۴ را بررسی نمایید (تکرار). همچنین فاصله لقمه‌های لازم را برای جلوگیری از کمانش تک عضو معین

کنید. مقطع به‌کار رفته برای مهاربند شامل دو نبشی است‌که طبق شکل زیر تشکیل مقطع قوطی می‌دهد. ضخامت ورق اتصال ۱۰ میلیمتر فرض می‌گردد.



شکل ۲۲ ـ ۱۴ نمایش مهاربند مثال

حل:

گام ۱- کنترل مقطع قطری‌های مهاربند

باتوجه‌به اینکه در قسمت الف فشردگی مقطع مذکور با λ_{hd} جوابگو بوده است لذا فشردگی مقطع با λ_{md} نیز پاسخگو می‌باشد.

گام ۲- کنترل لاغری اعضای قطری

این قسمت مانند قاب مهاربندی همگرای ویژه می‌باشد

گام ۳- تعیین فاصله بین لقمه‌ها

$$\frac{L_1}{r_1} \le \frac{3}{4}\lambda_{max} \rightarrow L_1 \le \frac{3}{4} \times 104.5 \times 1.56 = 122.26\ cm$$

$$r_1 = r_{min} = r_V = 1.56\ cm$$

فاصله بین لقمه‌ها ۱۰۰ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

گام ۴- کنترل مقاومت فشاری وکششی در مهاربند

طبق ضوابط لرزه‌ای مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان می‌توان مهاربندی‌های قطری و ضربدری با شکل‌پذیری معمولی را به‌صورت کششی تنها طراحی نمود. در این صورت تمامی نیروی زلزله به‌صورت کششی به قطری‌ها منتقل می‌شود:

$$T_u = P_u = \frac{V}{cos\ \alpha}$$

$$T_u = P_u = \frac{15 \times 10^3}{cos\ 36.9} = 18758\ kg$$

گام ۵- کنترل عضو قطری برای کشش وارده

$$\lambda_{max} \le 300$$

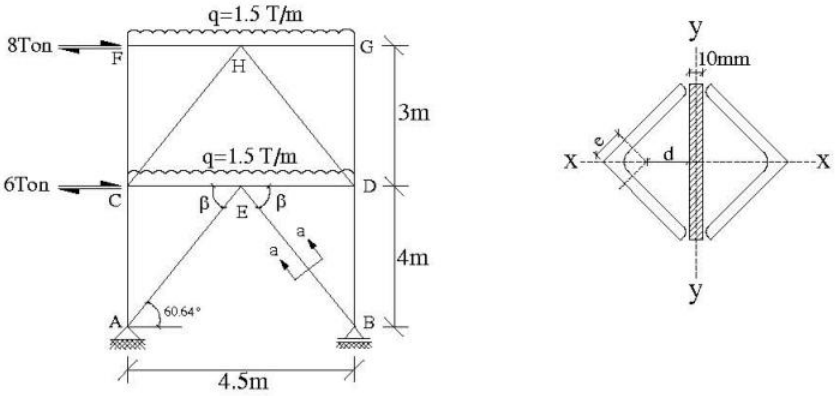
$$104.5 \le 300$$

$$T_u \le \phi_t F_y A_g\ ,\ \phi_t = 0.9$$

$$18758\,kg \leq 0.9 \times 2400 \times 24.6 = 53136\,kg$$

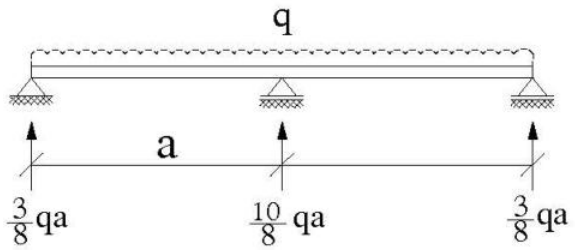
مثال ۱۴-۳

قسمتی از سیستم مهاربندی قاب همگرای ویژه در برابر زلزله مطابق شکل ۲۳ـ۱۴ است. چنانچه بار مرده ثقلی P_D=1.5ton/m و بار زنده طبقات برابر P_L=1.0ton/m و بار زلزله به‌صورت رفت و برگشتی اعمال شود، سیستم مهاربندی همگرای طبقه پایین را از مقطع زوج نبشی طرح کنید.



شکل ۲۳ـ۱۴ نمایش مهاربند مثال

حل:



شکل ۲۴ـ۱۴ راهنمای تحلیل مثال

گام ۱- تعیین وکنترل مقطع قطری‌های مهاربند

تحلیل تحت اثر بارهای ثقلی برای اعضای AE, BE:

عکس‌العمل تکیه‌گاه میانی برابر است با:

$$R_D = \frac{10}{8}qa = \frac{10}{8} \times 1.5 \times 2.25 = 4.22\ ton$$

$$F_{AE})_{DL} = F_{BE})_{DL} = \frac{R_{DL}}{2\sin\beta} = \frac{4.22}{2\sin 60.64} = 2.24\ ton$$

$$R_{LL} = \frac{10}{8}qa = \frac{10}{8} \times 1 \times 2.25 = 2.81\ ton$$

$$F_{AE})_{LL} = F_{BE})_{LL} = \frac{R_{LL}}{2\sin\beta} = \frac{2.81}{2\sin 60.64} = 1.62\ ton$$

تحلیل تحت اثر بار جانبی برای اعضای AE, BE:

$$F_{AE} = F_{BE} = \frac{V}{2\cos\alpha}$$
$$F_{AE} = F_{BE} = \frac{8+6}{2\cos 60.64} = 14.3\ ton$$

باتوجه‌به اینکه نیروی زلزله به‌صورت رفت و برگشتی است، نیرو در اعضا به‌صورت کششی و فشاری به‌صورت متناوب تغییر می‌کند.

تعیین نیروهای طراحی بر اساس ترکیبات بار:

$$1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 2.24 + 1.6 \times 1.62 = 5.28\ ton$$
$$1.2P_D + P_L + P_E = 1.2 \times 2.24 + 1.62 + 14.3 = 18.6\ ton$$
$$0.9P_D - P_E = 0.9 \times 2.24 - 14.3 = -12.28\ ton$$

بنابراین برای نیروی فشاری $22.1\ ton$ مهاربند طراحی شده و برای نیروی کششی $16.8\ ton$ کنترل می‌گردد.

به‌عنوان فرض اولیه از $2L12$ استفاده می‌شود.

$$L12: r_u = 4.60\ cm, r_V = 2.35\ cm, A = 27.5\ cm^2, e = 3.40\ cm$$

قطری‌ها بایستی دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشند باتوجه‌به اینکه شکل مقطع مانند مقاطع قوطی می‌باشد.

$$\frac{b}{t} = \frac{12}{1.2} = 10 \le 0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.26 \rightarrow OK$$

گام ۲- کنترل لاغری اعضای قطری

$$\lambda_{max} \le 200$$
$$r_x = r_u = 4.60\ cm$$
$$d = \left(\frac{a\sqrt{2}}{2} + 0.5\right) - e\sqrt{2} = \left(\frac{12\sqrt{2}}{2} + 0.5\right) - 3.4\sqrt{2} = 4.17\ cm$$
$$r_y = \sqrt{r_v^2 + d^2} = \sqrt{2.35^2 + 4.17^2} = 4.78\ cm$$
$$\lambda_x = \frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 459}{4.60} = 99.8\ cm$$
$$\lambda_y = \frac{KL}{r_y} = \frac{1 \times 459}{4.78} = 96.0\ cm$$
$$\lambda_{max} = 99.78 \le 200$$

گام ۳- تعیین فاصله بین لقمه‌ها

$$\begin{cases} \dfrac{L_1}{r_1} \le 0.4\,\lambda_{max} \\ r_1 = r_{min} = r_v = 2.35cm \end{cases} \rightarrow L_1 \le 0.4 \times 99.78 \times 2.35 = 93.79\ cm$$

بنابراین فاصله لقمه‌ها برابر با ۸۰ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود. وجود دو بست انتهایی بلافاصله بعد از اتمام ورق اتصال الزامی است.

گام ۴- کنترل مقاومت فشاری وکششی در مهاربند

$$P_u \le \phi A_g F_{cr}$$
$$A_g = 2 \times 27.5 = 55\ cm^2$$
$$\lambda_{max} = 99.78 \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139.32 \Rightarrow F_{cr} = 1443\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$
$$22.1 \times 10^3\ kg \le 0.9 \times 55 \times\times 1443 = 71428.5\ kg$$

لذا مهاربند در فشار مناسب است. برای کنترل کششی مقطع مهاربند نتیجه می‌شود:

$$\lambda_{max} = 99.78 \le 300$$
$$T_u \le \phi_t F_y A_g\ , \phi_t = 0.9$$
$$16.8 \times 10^3\ kg \le 0.9 \times 2400 \times 55 = 118800\ kg$$

بنابراین مقطع برای کشش نیز مناسب است.

گام ۵- طراحی تیر مستقر در دهانه مهاربند V و Λ (تیر CD)

تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها باشد:

با فرض آنکه فواصل مهار جانبی کم باشد، یعنی $L_b \le L_p$ باشد، داریم:

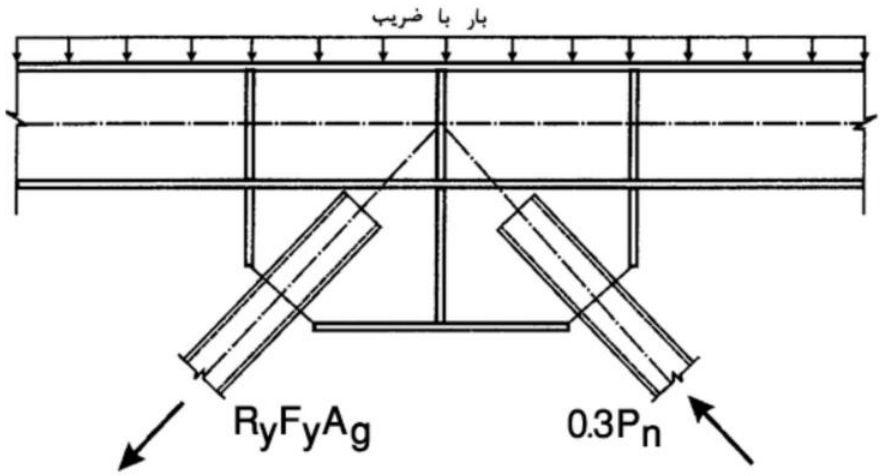
$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{3.4 \times 4.5^2}{8} = 8.6\ t.m$$
$$q_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 1.5 + 1.6 \times 1 = 3.4\ \frac{ton}{m}$$
$$\phi_b M_n = 0.9\ Z \times 2400 = 2160\ Z$$
$$M_u \le \phi_b M_n \Rightarrow 8.6 \times 10^5 \le 2160\ Z \Rightarrow Z \ge 398.14\ cm^3$$

لذا لنگر پلاستیک موردنیاز برای مقطع تک برابر است با:

$$Z_i \ge \frac{389.1}{2} = 195\ cm^3$$

در نتیجه استفاده از 2IPE20 به‌عنوان مقطع تیر مناسب است.

$$2IPE20: Z = 2Z_i = 2 \times 209.7 = 419.4\ cm^3$$



شکل ۲۵ـ۱۴ نمایش اتصال مهاربند به تیر در مثال

تیر دهانه مهاربندی باید قادر به تحمل نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشد در نتیجه از تحلیل سیستم فوق نیروی برشی و لنگر خمشی وارد بر تیر محاسبه می‌شود:

$$P_V = \left[R_y F_y A_g - 0.3(1.14P_n)\right] sin\,\theta$$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{R_y F_y}{F_e}}\right] R_y F_y = \left[0.658^{\frac{1.2\times2400}{2081.77}}\right] \times 1.2 \times 2400 = 1614.05\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_V = [1.2 \times 2400 \times 55 - 0.3 \times (1.14 \times 55 \times 1614.05)]\ sin\,60.64 = 111593.8\ kg$$

با تجزیه نیروهای فوق در راستای قائم مقدار برش و لنگر برابر خواهد شد با:

$$V_u = 0.5(P_V + q_u L) = 0.5(111.6 + 3.4 \times 4.5) = 65.49\ ton$$

$$M_u = 0.5(P_V + q_u L)\frac{L}{2} - (0.125 q_u L^2) = 65.49 \times 2.25 - (0.125 \times 3.4 \times 4.5^2)$$

$$M_u = 138.74\ t.m$$

$$\phi_b M_n = 0.9\ Z \times 2400 = 2160\ Z$$

$$M_u \le \phi_b M_n \Rightarrow 138.74 \times 10^5 \le 2160\ Z$$

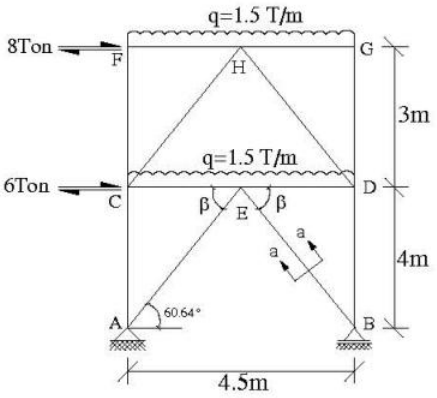
$$\Rightarrow Z \ge 6423.15 cm^3 \Rightarrow 2IPE60 + 2PL35 \times 1.5$$

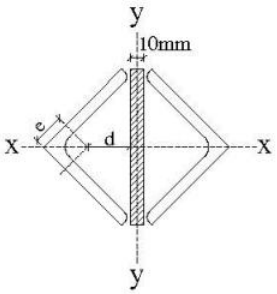
برش نیز کنترل می‌شود.

همان گونه که ملاحظه می‌شود اعمال این ضابطه باعث می‌گردد که مقطع تیر بسیار بزرگ محاسبه گردد.

مثال ۱۴-۴

چنانچه قاب شکل زیر قاب همگرای معمولی باشد، سیستم مهاربندی همگرای طبقه پایین را از مقطع زوج نبشی طرح کنید.





شکل ۲۶ ـ ۱۴ نمایش مهاربند مثال

حل:

حل مسئله با شکل‌پذیر معمولی

۱ ـ نیاز به فشرده لرزه‌ای بودن مقطع مهاربند نمی‌باشد.

۲ ـ می‌توان مهار را به‌صورت کششی طرح نمود.

حل این مثال به خوانندگان واگذار می‌شود.

مثال ۱۴-۵

قاب ساده با مهاربند همگرای ویژه (هشتی) با مشخصات زیر مفروض است:

سازه مربوط به منزل مسکونی واقع در شهر تهران است.

سازه دارای شش سقف بوده با ارتفاع هر طبقه ۴ متر بوده و نیروی جانبی وارد بر سقف‌ها برابر ۱۰،۲۰،۳۰،۴۰،۵۰،۶۰ تن (بیشترین نیرو برای بالاترین طبقه) محاسبه گردیده است.

پلان به‌صورت مستطیل با ابعاد ۱۰×۸ متر بوده و دارای ستون میانی نمی‌باشد، در نتیجه عرض دهانه مهاربند ۸ متر و عرض بارگیر تیر مهاربند ۵ متر می‌باشد.

مقطع مهاربند پایین ترین طبقه 2UNP20 رو در رو (قوطی شکل) می‌باشد.

جهت تعیین ضریب نامعینی، سیستم مقاوم جانبی سازه دارای نامعینی کافی نمی‌باشد.

مطلوب است:

الف) محاسبه بار وارد شده به قاب محور ۱ در هر طبقه، ناشی از بارهای مرده، زنده و جانبی

ب) محاسبه نیروی برشی اعمال شده به قاب محور ۱ در پائین‌ترین طبقه

پ) محاسبه نیروی محوری ناشی از بار مرده، زنده و جانبی مهاربندهای پائین‌ترین طبقه

ت) محاسبه نیروی طراحی کششی و فشاری مهاربند پائین‌ترین طبقه

ث) در ادامه نیروی طراحی مهاربند در فشار ۱۰۰ تن و در کشش ۸۵ تن فرض شود.

ج) کنترل فشردگی لرزه‌ای مقطع مهاربند

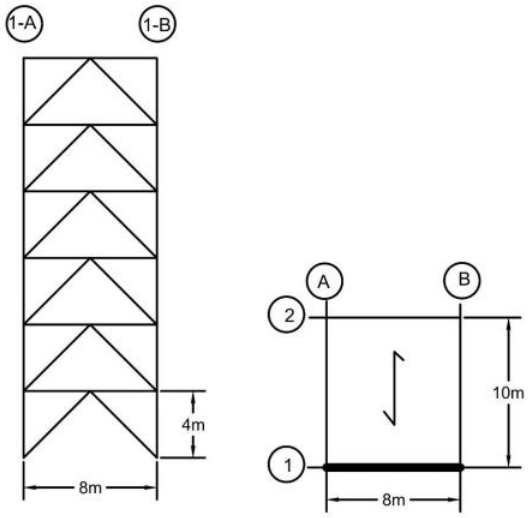
چ) کنترل لاغری مهاربند

ح) کنترل مقاومت فشاری مهاربند

خ) کنترل مقاومت کششی مهاربند

د) محاسبه مقدار بارهای متمرکز جهت طراحی تیر

توضیح: از اثرات مرتبه دوم صرف‌نظر می‌شود.



شکل ۲۷ ـ ۱۴ قاب مهاربندی مثال

حل:

$UNP20: d = 20^{cm}, b_f = 7.5^{cm}, t_f = 1.15^{cm}, t_w = 0.85^{cm}, A = 32.2^{cm^2},$
$I_x = 1910^{cm^4}, I_y = 143^{cm^4}, e = 2.01^{cm}$

گام ۱- محاسبه بار وارد شده به قاب محور ۱ در هر طبقه، ناشی از بارهای مرده، زنده و جانبی

$$A = 8m \times \frac{10}{2} m = 40m^2$$
$$F_D = \omega_D \times A = 0.5 \frac{tonf}{m^2} \times 40\ m^2 = 20\ tonf$$
$$F_L = \omega_L \times A = 0.2 \frac{tonf}{m^2} \times 40\ m^2 = 8\ tonf$$
$$F_E = \frac{1}{2} F_i = \frac{10,20,30,40,50,60}{2}\ tonf = 5,10,15,20,25,30\ tonf$$

گام ۲- نیروی برشی اعمال شده به قاب محور ۱ در پائین‌ترین طبقه

$$V_{total} = 10 + 20 + 30 + 40 + 50 + 60 = (10 + 60) * 3 = 210^{tonf}$$
$$V_{frame1} = \frac{1}{2} V_{total} = \frac{210}{2} = 105^{tonf}$$

گام ۳- محاسبه نیروی محوری ناشی از بار مرده، زنده و جانبی در هر عضو مهاربند پائین‌ترین طبقه

$$P_D = \frac{1}{2}\frac{F_D}{sin(\theta)} = \frac{1}{2} \times \frac{20}{0.707} = 14.14\ tonf$$
$$P_L = \frac{1}{2}\frac{F_L}{sin(\theta)} = \frac{1}{2} \times \frac{8}{0.707} = 5.66\ tonf$$
$$P_E = \frac{1}{2}\frac{V_{frame1}}{cos(\theta)} = \frac{1}{2} * \frac{105}{0.707} = 74.25\ tonf$$

گام ۴- محاسبه نیروی طراحی کششی و فشاری مهاربند

مؤلفه قائم زلزله به مقدار $0.6AI$ منظور گردد ⟵ سازه در پهنه خطر نسبی زیاد

$$\omega_L = 200 < 500\frac{Kgf}{m^2} \rightarrow "0.5"L$$
$$\rho = 1.2$$
$$P_u^+ \rightarrow (1.2 + 0.6AI)D + \rho E + 0.5^{(*)}L + 0.2S$$
$$P_u^+ = 1.41 * 14.14\ tonf + 1.2 * 74.25\ tonf + 0.5 * 5.66\ tonf + 0$$
$$P_u^+ = 111.87\ tonf$$
$$P_u^- \rightarrow (0.9 - 0.6AI)D + \rho E$$
$$P_u^- = 0.69 * 14.14\ tonf + 1.2(-74.25\ tonf) = -79.34\ tonf$$

سهم مهاربند کششی ٪ ۵۰ برش قاب است که بین ٪ ۳۰ و ٪ ۷۰ می‌باشد.

گام ۵- کنترل فشردگی مقطع

در مهار همگرای ویژه، مقاطع باید فشرده لرزه‌ای باشند.

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{7.5}{1.15} = 6.52 < \lambda_{hd} = 0.3\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 8.7$$
$$\frac{h}{t_w} = \frac{20-2\times1.15}{0.85} = 20.8 \nleq 0.55\sqrt{\frac{2040}{2.4}} = 16.04 \rightarrow not\ OK$$

مقطع فشرده لرزه‌ای نمی‌باشد.

گام ۶- کنترل لاغری مهاربند

$$2UNP200 - BOX:$$
$$r_x = r_{x0} = \sqrt{\frac{I_{x0}}{A_0}} = \sqrt{\frac{1910}{32.2}} = 7.7^{cm}$$
$$r_y = \sqrt{\frac{I_{y0}}{A_0} + \left(b_f - e\right)^2} = \sqrt{\frac{143}{32.2} + (7.5 - 2.01)^2} = 5.88^{cm}$$
$$l = 4^m \times \sqrt{2} = 5.66^m = 566^{cm}$$
$$\lambda = \frac{Kl}{r_{min}} = \frac{1.0*566}{5.88} = 96.3 < 200 \rightarrow O.K.$$

گام ۷- **کنترل مقاومت فشاری مهاربند**

$$\lambda = 96.3 < 4.71\sqrt{\frac{2.04*10^6}{2400}} = 137.3$$

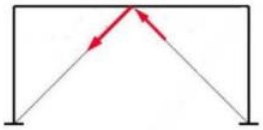
$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 * 2.04*10^6}{(96.3)^2} = 2171\frac{Kgf}{cm^2}\ ;\ F_{cr} = 2400 \times 0.658^{\frac{2400}{2171}} = 1511\frac{Kgf}{cm^2}$$

$$P_u^+ = 111.87\ tonf \nleq \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 * 1511 * \left(2 * 32.2^{cm^2}\right) = 87.6^{tonf} \rightarrow NOT\ O.K.$$

گام ۸- **کنترل مقاومت کششی مهاربند**

$$P_u^- = |-79.34\ tonf| \leq \phi_t A_g F_y = 0.9 * \left(2 * 32.2^{cm^2}\right) * 2.4\frac{tonf}{cm^2} = 139.1^{tonf} \rightarrow O.K.$$

گام ۹- **محاسبه بارگذاری طراحی تیر مهاربند**



$$2UNP200 \rightarrow R_y = 1.15$$

$$R_y F_y = 1.15 * 2400 = 2760\frac{Kgf}{cm^2}$$

$$\lambda = 96.3 < 4.71\sqrt{\frac{2.04*10^6}{2760}} = 128 \rightarrow F_{cre} = 2760 \times 0.658^{\frac{2760}{2171}} = 1621\frac{Kgf}{cm^2}$$

$$F^t = R_y F_y A_g = 1.15 * 2.4\frac{tonf}{cm^2} * \left(2 * 32.2^{cm^2}\right) = 177.7^{tonf}$$

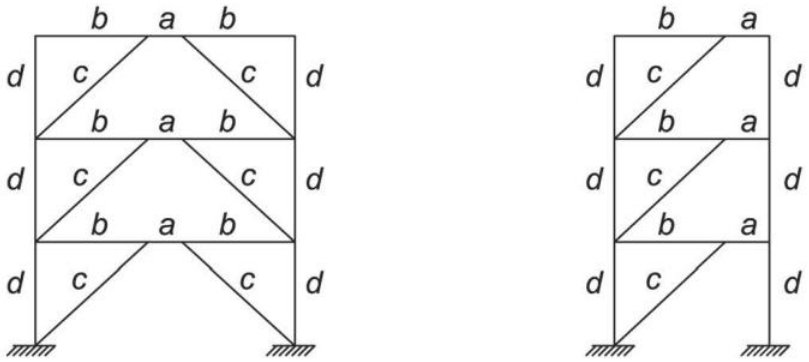
$$F_1^c = 1.14 F_{cre} A_g = 1.14 * 1621 * (2 * 32.2) = 119.0^{tonf}$$

$$F_2^c = 0.3 * 1.14 F_{cre} A_g = 0.3 F_1^+ = 35.7^{tonf}$$

۱۴-۳ مهاربندی برون مرکز یا واگرا

نتایج تحقیقات مختلف بر رفتارسنجی قاب‌های خمشی فولادی موید این موضوع است که این دسته از سیستم‌های مقاوم جانبی از نظر شکل‌پذیری و قابلیت تحمل تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی، از پتانسیل بسیار خوبی برخوردار است. در دسته دیگر، سیستم مهاربندی همگرا دارای سختی قابل‌توجهی است که این پارامتر نقطه مقابل شکل‌پذیری است. بدین‌جهت ایده استفاده از مهاربند واگرا مطرح گردید. ویژگی اصلی این سیستم مهاربندی این موضوع است که این نوع سیستم سازه‌ای دارای تلفیقی از خاصیت شکل‌پذیری و سختی جانبی است. البته این دو پارامتر به‌شدت وابسته به طول تیر پیوند است. تیر پیوند یک پارامتر بسیار مهم می‌باشد که در ادامه تعریف خواهد شد. یکی از دلایل اصلی استفاده از مهاربند واگرا بحث معماری است. در این فرم مهاربندی امکان ایجاد بازشو (درب یا پنجره) وجود دارد؛ بنابراین در وجوه نمای سازه و در طبقات پارکینگ که امکان مانور خودرو یک نیاز ضروری است، استفاده از این مهاربند می‌تواند یک گزینه مناسب قلمداد شود.

بر طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان قاب‌های مهاربندی شده واگرا قاب‌هایی هستند که در آنها، مهاربندها در هر دهانه، بافاصله کمی از یکدیگر روی محور طولی تیر و یا بافاصله کمی از گره اتصال تیر به ستون، به تیر متصل می‌شوند. در این قاب‌ها رفتار جانبی لرزه‌ای سازه ترکیبی از عملکرد خمشی ــ برشی تیرها و ستون‌های دهانه مهاربندی شده و عملکرد کششی ــ فشاری مهاربندها می‌باشد. در شکل ۲۸ــ۱۴ انواع این قاب‌ها نشان‌داده‌شده است.



شکل ۲۸ــ۱۴ انواع مهاربند واگرا و اجزاء آن

a تیر پیوند

b قسمتی از تیر که خارج ناحیه پیوند است

c مهاربند

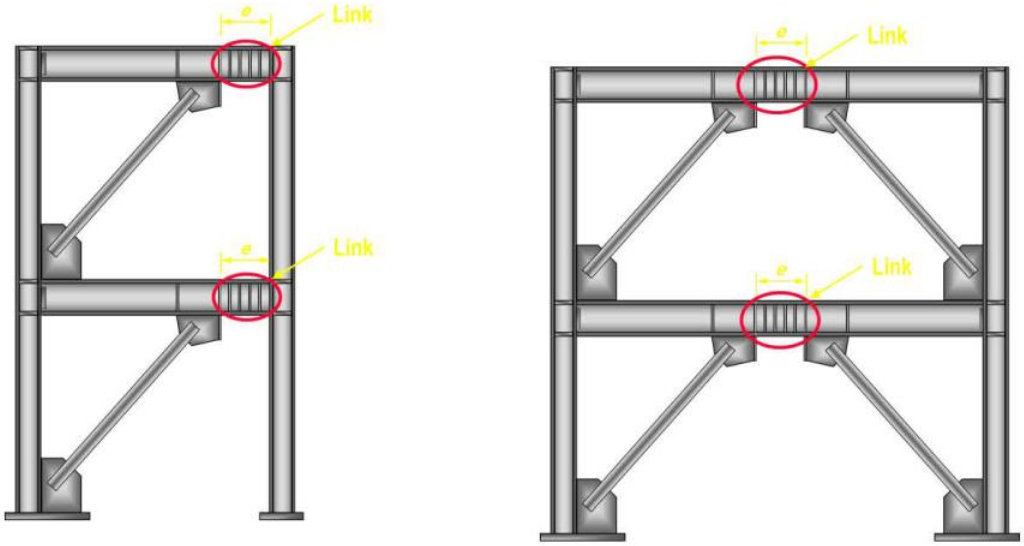
d ستون

e1 تیر پیوند فعال

در این قاب‌ها تیرهای متعلق به دهانه مهاربندی شده به دو ناحیه زیر نام‌گذاری می‌شوند:

الف) ناحیه تیر پیوند: به ناحیه‌ای اطلاق می‌شود که بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربند روی تیر و یا بین نقطه تلاقی محور عضو مهاربندی تا گره اتصال تیر به ستون قرار دارد. برای طول تیر پیوند اساساً محدودیت خاصی موجود نیست ولی ازآنجاکه رفتار سازه‌ای این تیر وابسته به طول آن است، توصیه می‌شود این طول بزرگ در نظر گرفته نشود و به حدود یک‌پنجم طول دهانه تیر محدود گردد.

ب) ناحیه خارج از تیر پیوند: به قسمت یا قسمت‌هایی از تیر که جزء تیر پیوند نیست، اطلاق می‌شود.



ب ـ تیر پیوند کنار الف ـ تیر پیوند وسط

شکل ۲۹ـ۱۴ نمایش تیر پیوند در مهاربند واگرا

سیستم مهاربندی برون مرکز یا واگرا دو ویژگی سختی مناسب جانبی و جذب انرژی بالا را با یکدیگر ترکیب می‌کند. هر پانل این دستگاه سازه‌ای از تیر، ستون‌ها و یک یا دو مهار تشکیل می‌شود. تفاوت این سیستم با مهاربندی هم محور در این است که مهارها به‌صورت برون محور به تیرها متصل می‌گردند. برون محوری اتصال مهاربندی سبب پدیدآمدن لنگرهای خمشی و نیروهای برشی بزرگ در ناحیه تیر نزدیک به مهار می‌گردد. به‌این‌ترتیب، تنش‌های ناحیه‌ای از تیر وارد محدوده غیرارتجاعی شده و سبب اتلاف انرژی ناشی از زمین‌لرزه می‌شود. این ناحیه از تیر که مانند یک فیوز عمل می‌کند، تیر پیوند نام دارد و در شکل با e مشخص شده است. در واقع اساسی‌ترین معیار طراحی این سیستم، جاری شدن فقط تیر پیوند می‌باشد و دیگر اعضا در حالت الاستیک باقی می‌مانند.

در قاب‌های مهاربندی شده واگرا انتظار آن است که تیر پیوند قادر به تحمل تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای تحت اثر بار جانبی زلزله باشد، درحالی‌که اعضای قطری مهاربندها، ستون‌ها و ناحیه خارج از تیر پیوند عمدتاً در محدوده ارتجاعی باقی بمانند. طراحی اعضای این قاب‌ها باید چنان صورت گیرد که این رفتار در آنها تأمین شود.

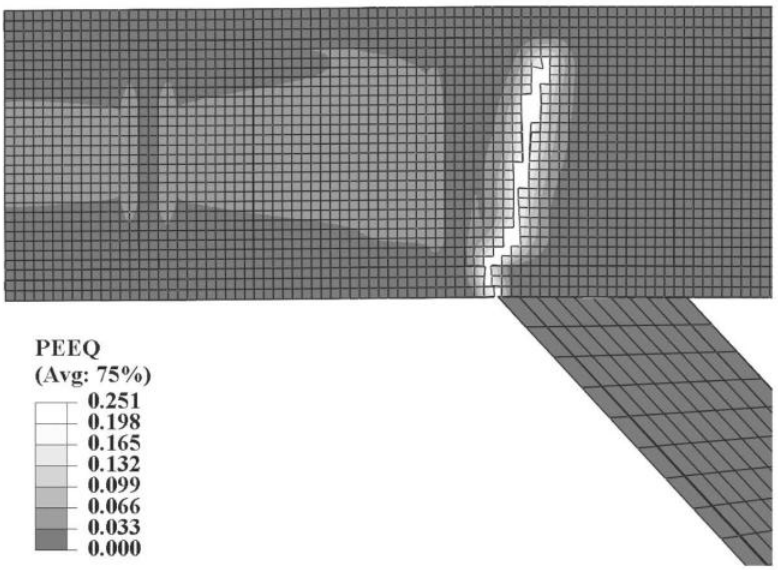
۱۴-۳-۱-۱ محدودیت تیرها، ستون‌ها و مهاربندی‌های دهانه دارای تیر پیوند

تیرهای دهانه مهاربندی شده در قاب مهاربندی شده با مهاربند واگرا، در مواردی که تیر پیوند در ناحیه میانی تیر و دور از ستون‌ها واقع است می‌توانند دارای اتصالات ساده یا گیردار به ستون‌ها باشند، ولی در مواردی که تیر پیوند در مجاورت ستون واقع است باید دارای اتصال صلب به آن ستون باشند. مورد اخیر بدین‌جهت است که هدف ضوابط محدود نمودن دوران تکیه برای جلوگیری از شکل‌گیری مود خرابی خمشی ناشی از دوران قابل‌توجه تکیه‌گاه است تا به‌نوعی امکان ایجاد مود خرابی برشی فراهم آید.

اتصال اعضای قطری به تیرها در این قاب‌ها می‌تواند به‌صورت ساده و یا صلب باشد. در حالت اخیر مهاربندها خود تحت اثر لنگر خمشی علاوه بر نیروی محوری قرار می‌گیرند و باید این اثر در طراحی اعضاء و اتصالات آنها منظور شود. لازم به ذکر است در مهاربندهای واگرا، شکل‌پذیری کم تعریف نمی‌شود و فقط از مهاربند واگرای ویژه نام‌برده می‌شود.

تیر پیوند باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} بر اساس محدودیت‌های جدول ۲ـ۱۴ باشد. مقطع تیر پیوند باید از نوع I شکل (نورد شده یا ساخته شده با ورق) یا از نوع قوطی شکل ساخته شده از ورق باشد.

در تیر پیوند باید از اعمال هرگونه تغییر ناگهانی در بال و جان مقطع خودداری گردد. همچنین انجام هرگونه وصله‌کاری در اجزای تیر پیوند در طول آن مجاز نمی‌باشد. جان تیر پیوند باید از یک ورق تک بدون هرگونه ورق مضاعف در نظر گرفته شود و هیچ‌گونه بازشویی نباید در آن ایجاد شود. عملیات جوشکاری در این تیر تنها برای اتصال ورق‌های سخت‌کننده مجاز می‌باشد. از دلایل این امر می‌توان به تمرکز تنش برشی در ابتدا و انتهای تیر پیوند اشاره کرد که در شکل ۳۰ـ۱۴ قابل مشاهده است.



شکل ۳۰ـ۱۴ تمرکز تنش برشی در تیر پیوند

در تیرهای پیوند ساخته شده از ورق، اتصال جان (یا جان‌ها) به بال تیر باید از نوع جوش گوشه دوطرفه یا جوش شیاری بانفوذ کامل باشد.

مقاطع ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر با λ_{hd} بر اساس جدول ۲ـ۱۴ باشد.

۱۴-۳-۱-۲ مهار جانبی تیر پیوند

در دو انتهای تیر پیوند در بال‌های فوقانی و تحتانی باید مهارهای جانبی تعبیه شود که هر مهار جانبی بتواند نیروی زیر را تحمل نماید.

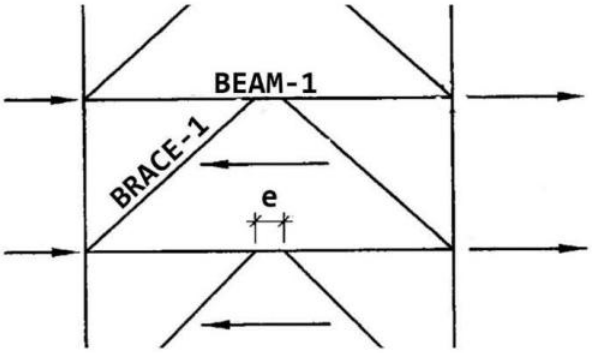
$$P_{bu} = \frac{0.06\, R_y F_y Z_b}{h_0} \qquad ۱۴ـ۹$$

مثال ۱۴-۶

قاب خمشی با مهاربندی واگرا با «اهمیت خیلی زیاد» و در پهنه با «خطر نسبی خیلی زیاد» مدنظر می‌باشد. ضریب نامعینی سازه $\rho = 1.2$ است. تغییرمکان نسبی طبقه از تحلیل ارتجاعی مرتبه اول برابر $\delta_{xe} = 0.5cm$ و نیروی محوری نهایی برابر $P_u = 11.1ton$ بدست آمده است. دهانه قاب $L = 6m$، ارتفاع طبقات $h = 4m$ و طول تیر پیوند $e = 1.2m$ می‌باشد. مقطع تیر پیوند IPE36 و فولاد مصرفی از نوع ST37 می‌باشد. شکل زیر بیانگر وضعیت تیر پیوند Beam-1 می‌باشد. مطلوب است:

الف ـ کنترل فشردگی لرزه‌ای مقطع تیر پیوند

ب ـ محاسبه نیروی محوری مهار جانبی تیر.



حل:

IPE36
UNP24

گام ۱- کنترل فشردگی لرزه‌ای مقطع تیر پیوند

$$\lambda_{bf} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{17.0}{2*1.27} = 6.7 \le \lambda_{hd} = 0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.75 \ \ ok$$

$$\lambda_{bw} = \frac{d-2t_f}{t_{bw}} \le ? \ \lambda_{hd} = \begin{cases} 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-0.93C_a) \ ; if \ C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \le 0.125 \\ 0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} \ ; if \ Ca > 0.125 \end{cases}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{11.1^{tonf}}{0.9*1.2*2.4\frac{tonf}{cm^2}*72.7cm^2} = 0.06 < 0.125$$

$$\rightarrow \lambda_{hd} = 2.45\sqrt{\frac{2.04*10^6}{2400}}(1-0.93*0.06) = 68.8$$

$$\lambda_{bw} = \frac{d-2t_f}{t_w} = \frac{36-2*1.27}{0.8} = 41.8 \le \quad \lambda_{hd} = 68.8 \ ok$$

پس شرایط فشردگی لرزه‌ای برای مقطع تیر پیوند برقرار است.

گام ۲- **محاسبه نیروی محوری مهار جانبی تیر پیوند P_{bu}**

$$P_{bu} = \frac{0.06\,R_y F_y Z_b}{h_0} = \frac{0.06*1.2*2.4*973.7}{36-1.27} = 4.84\ tonf$$

۲-۳-۱۴ طراحی تیر پیوند

طراحی تیر پیوند برای برش بر اساس تأمین ۱۰ـ۱۴ صورت می‌گیرد.

$$V_u \le \phi_V V_n \qquad \text{۱۴ـ ۱۰}$$

V_u مقاومت برشی موردنیاز تیر پیوند

V_n مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

Φ_v ضریب کاهش مقاومت برابر با ۰/۹

مقاومت برشی موردنیاز تیر پیوند V_u بر اساس تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بار متعارف تعیین می‌شود. مقاومت برشی طراحی تیر پیوند (ظرفیت برشی) مساوی $\Phi_v V_n$ می‌باشد که در آن Φ_v ضریب کاهش مقاومت برابر با ۰/۹ و V_n مقاومت برشی اسمی می‌باشد.

مقاومت برشی اسمی V_n برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی طبق روابط زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$V_n^{link} = min\left(V_n = \frac{2M_p}{e}, V_p = 0.6F_y A_w \times \alpha_1\right) \qquad \text{۱۴ـ ۱۱}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} 1; if\ \frac{P_u}{P_c} \le 0.15 \\ \sqrt{1-(\frac{P_u}{P_c})^2}\ ; if\ \frac{P_u}{P_c} > 0.15 \end{cases} \qquad \text{۱۴ـ ۱۲}$$

$$M_p = \begin{cases} F_y\,Z\ ; if\ \frac{P_u}{P_c} \le 0.15 \\ F_y\,Z\left(\frac{1-(\frac{P_u}{P_c})}{0.85}\right); if\ \frac{P_u}{P_c} > 0.15 \end{cases} \qquad \text{۱۴ـ ۱۳}$$

P_u = مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

P_c = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر $F_y A_g$

A_{lw} = مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل و برابر $2(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر پیوند

Z = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

e = طول تیر پیوند که برابر است با فاصلهٔ بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصلهٔ بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون

مثال ۱۴-۷

در قاب مهاربندی شده با مهاربند واگرا در مثال قبل بارهای نهایی (ضریب دار) و ظرفیت برشی تیر پیوند را محاسبه نمایید. نتایج تحلیل سازه تیر ارائه شده است. ترکیب بار بحرانی 1.2D+L+E در نظر گرفته شود.

$$P_D = 3.4\ ton, P_L = 2.4\ ton, P_E = 3\ ton, V_D = 1\ ton, V_L = 0.7\ ton, V_E = 40\ ton$$
$$M_D = 2\ ton.m, M_L = 1.3\ ton.m, M_E = 30\ ton.m$$

حل:

گام ۱- محاسبه مقادیر بار نهایی ضریب دار P_u, V_u, M_u

$$0.6AI = 0.6 * 0.35 * 1.4 = 0.294 \cong 0.3$$
$$(1.2 + 0.6AI)D + L + \rho E = 1.5D + L + 1.2E$$
$$P_u = 1.5 * 3.4 + 2.4 + 1.2 * 3 = 11.1\ tonf$$
$$V_u = 1.5 * 1 + 0.7 + 1.2 * 40 = 50.2\ tonf$$
$$M_u = 1.5 * 2 + 1.3 + 1.2 * 30 = 39.3\ tonf.m$$

گام ۲- محاسبه وکنترل ظرفیت برشی مقطع تیر پیوند V_n

$$IPE36: Z_x = 973.7\ cm^3$$
$$e = l_{link} = 1.2m = 120cm$$
$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{11.1}{2.4*72.7} = 0.063 \le 0.15 \rightarrow ignore\ axial\ load \rightarrow V_p = 0.6F_yA_w$$
$$\rightarrow V_p = 0.6 * 2.4 * 33.46 = 48.2\ tonf$$
$$A_w = \left(d_b - 2t_{fb}\right) t_{wb} = (36 - 2 * 1.27) * 0.8 = 33.46\ cm^2$$
$$\frac{P_u}{P_c} \le 0.15 \rightarrow ignore\ axial\ load \rightarrow M_p = Z_x\ F_y = 973.7 * 2.4 = 2337\ tonf.cm$$
$$V_n^{link} = min\left(\frac{2M_p}{e}, V_p\right) = min\left(\frac{2*2337}{1.2*10^2}, 48.2\right) = 38.95 \cong 39.0\ tonf$$
$$V_u = 50.2\ tonf \not\le \phi_v V_n = 0.9 * 39.0 = 35.1\ ton \rightarrow NOT\ OK$$

۱۴-۳-۲-۲ طول تیر پیوند

رفتار فرا ارتجاعی تیر پیوند بستگی به طول آن و مشخصات مقطع آن به لحاظ مقاومتهای برشی و خمشی دارد. در تیرهای پیوندی که دارای شرایط $\frac{P_u}{P_c} > 0.15$ باشند، نیروی محوری تیر پیوند قابل چشم‌پوشی نیست و طول تیر پیوند باید ضوابط زیر را برآورده نمایند. درصورتی‌که $\rho' \le 0.5$ باشد، $e \le \frac{1.6M_P}{V_P}$ و درصورتی‌که $\rho' > 0.5$ باشد $e \le \frac{1.6M_P}{V_P}(1.15 - 0.3\rho')$ باشد. در این روابط $\rho' = \frac{P_u/P_c}{V_u/V_c}$ می‌باشد.

$$\frac{P_u}{P_c}=\frac{P_u}{F_yA_g}<>^{?}0.15\rightarrow\begin{cases}\frac{P_u}{P_c}\le 0.15\rightarrow ignore\\ \frac{P_u}{P_c}>0.15\rightarrow\begin{cases}\rho'=\frac{\frac{P_u}{P_c}}{\frac{V_u}{V_c}}\le 0.5\rightarrow e\le\frac{1.6M_p}{V_p}\\ \rho'>0.5\rightarrow e\le\frac{1.6M_p}{V_p}(1.15-0.3\rho')\end{cases}\end{cases}$$ ۱۴ـ ۱۴

V_u = مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

V_c = مقاومت تسلیم برشی تیر پیوند برابر $۰/۶F_yA_{lw}$

P_u = مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

P_c = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر F_yA_g

A_{lw} = مساحت جان (یا جان‌ها) مقطع تیر پیوند برابر $(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل و برابر $۲(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل

A_g = سطح مقطع کلی مقطع تیر پیوند

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر پیوند

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۳

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۴

از طرفی نظر به اینکه از تیر پیوند در رفتار برشی انتظار شکل‌پذیری بیشتری می‌رود، توصیه می‌شود طول تیر پیوند طوری انتخاب گردد که این رفتار حاکم شود.

مثال ۱۴-۸

در قاب مهاربندی شده با مهاربند واگرا در مثال قبل ضوابط طول تیر پیوند راکنترل نمایید.

حل ـ کنترل ضوابط طول تیر پیوند

$$\frac{P_u}{P_c}=\frac{P_u}{F_yA_g}<>^{?}0.15\rightarrow\begin{cases}\frac{P_u}{P_c}\le 0.15\rightarrow ignore\\ \frac{P_u}{P_c}>0.15\rightarrow\begin{cases}\rho'=\frac{\frac{P_u}{P_c}}{\frac{V_u}{V_c}}\le 0.5\rightarrow e\le\frac{1.6M_p}{V_p}\\ \rho'>0.5\rightarrow e\le\frac{1.6M_p}{V_p}(1.15-0.3\rho')\end{cases}\end{cases}$$

$$\frac{P_u}{P_c}=\frac{11.1}{2.4*72.7}=0.064<0.15\rightarrow ignore$$

۱۴-۳-۲-۳ دوران تیر پیوند

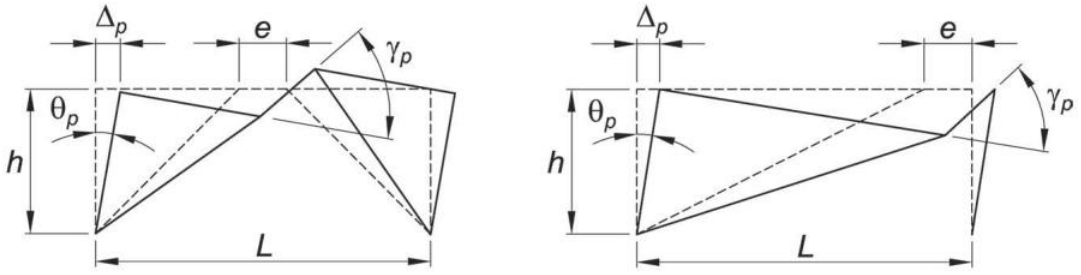
حداکثر دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن، وقتی‌که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه δ_i مساوی تغییرمکان جانبی نسبی طرح Δ فرض شود، نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید. تغییرمکان جانبی نسبی طبقه بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی تعیین می‌شود. در مواردی‌که طول پیوند $e\le\frac{1.6M_P}{V_P}$ باشد حداکثر دوران مجاز برابر با ۰/۰۸ رادیان است. در مواردی‌که طول تیر

پیوند $e \geq \frac{2.6M_P}{V_P}$ باشد حداکثر دوران مجاز برابر با ۰/۰۲ رادیان است و برای مقادیر e بین دو مقدار فوق، γ_p را باید با درون‌یابی خطی تعیین نمود.

$$e = X? \times \frac{M_p}{V_p} \rightarrow \begin{cases} X \leq 1.6 \rightarrow \gamma_p^{MAX} = 0.08\,rad \\ 1.6 < X < 2.6 \rightarrow \gamma_p^{MAX}\ from\ interpolation \\ X \geq 2.6 \rightarrow \gamma_p^{MAX} = 0.02\,rad \end{cases} \qquad \text{۱۴ـ ۱۵}$$

γ_p دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن

γ_p برای حالات مختلف در شکل ۱۴ـ۳۱ نشان‌داده‌شده است. نکته مهم اینکه دوران موجود در تیر پیوند می‌بایست از ظرفیت دوران تیر پیوند γ'_p کمتر باشد.



شکل ۱۴ـ۳۱ زاویه دوران تیر پیوند γ_p

L	طول دهانه
h	ارتفاع طبقه
Δ_p	تغییرمکان نسبی (دریفت) پلاستیک طبقه
θ_p	دریفت زاویه‌ای پلاستیک طبقه (رادیان) برابر $\theta_p = \frac{\Delta_p}{h}$
γ_p	زاویه دوران پلاستیک تیر پیوند (رادیان)

دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن γ_p در حالتی که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح فرض شود را می‌توان از روابط مندرج در شکل ۱۴ـ۳۱ استخراج نمود.

مثال ۱۴-۹

در قاب مهاربندی شده با مهاربند واگرا در مثال قبل دوران تیر پیوند را محاسبه و با مقدار مجاز کنترل نمایید.

حل ـ کنترل زاویه چرخش پلاستیک تیر پیوند γ_p

$$\Delta_p = C_d \times \delta_{xe} = 4 * 0.5cm = 2cm$$

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{h} = \frac{2}{400} = 0.005\,rad$$

$$e = X? \times \frac{M_p}{V_p} \rightarrow \begin{cases} X \leq 1.6 \rightarrow \gamma_p^{MAX} = 0.08\ rad \\ \gamma_p^{MAX} = 0.08 - \frac{X-1.6}{2.6-1.6} \times 0.06 = 0.176 - 0.06X \\ X \geq 2.6 \rightarrow \gamma_p^{MAX} = 0.02\ rad \end{cases}$$

$$X = \frac{e\,V_p}{M_p} = \frac{120 \times 48.2}{2337} = 2.47$$

$$1.6 \leq X = 2.47 \leq 2.6 \rightarrow \gamma_p^{MAX} = 0.176 - 0.06 \times 2.47 = 0.0278\ rad$$

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \times \theta_p = \frac{6.0}{1.2} * 0.005 = 0.025$$

$$\gamma_p = 0.025 \leq \gamma_p^{MAX} = 0.0278 \rightarrow OK$$

۱۴-۳-۲-۴ اتصالات تیرهای پیوند به ستون

برای اتصال تیر پیوند به ستون نیز رعایت ضوابط زیر پیشنهاد شده است:

اتصال تیر پیوند کناری به ستون، باید به‌صورت صلب باشد. این اتصال باید توانایی دوران غیرالاستیک تیر پیوند را بدون کاهش مقاومت داشته باشد. برای این منظور، طراحی این اتصال باید مطابق ضوابط اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه صورت گیرد. نیروی برشی لازم در چشمه اتصال باید با استفاده از لنگر خمشی انتهایی تیر پیوند تعیین گردد.

مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید حداقل برابر $R_y V_n$ باشد که V_n طبق قسمت ۱۴ـ۱ـ۳ـ۱ تعیین می‌شود. R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم فولاد تیر پیوند است.

مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار M_p و $\frac{eV_n}{2}$ در نظر گرفته شود

$$M_u = min\begin{cases} M_P \\ \frac{eV_n}{2} \end{cases}$$ ۱۴ـ۱۶

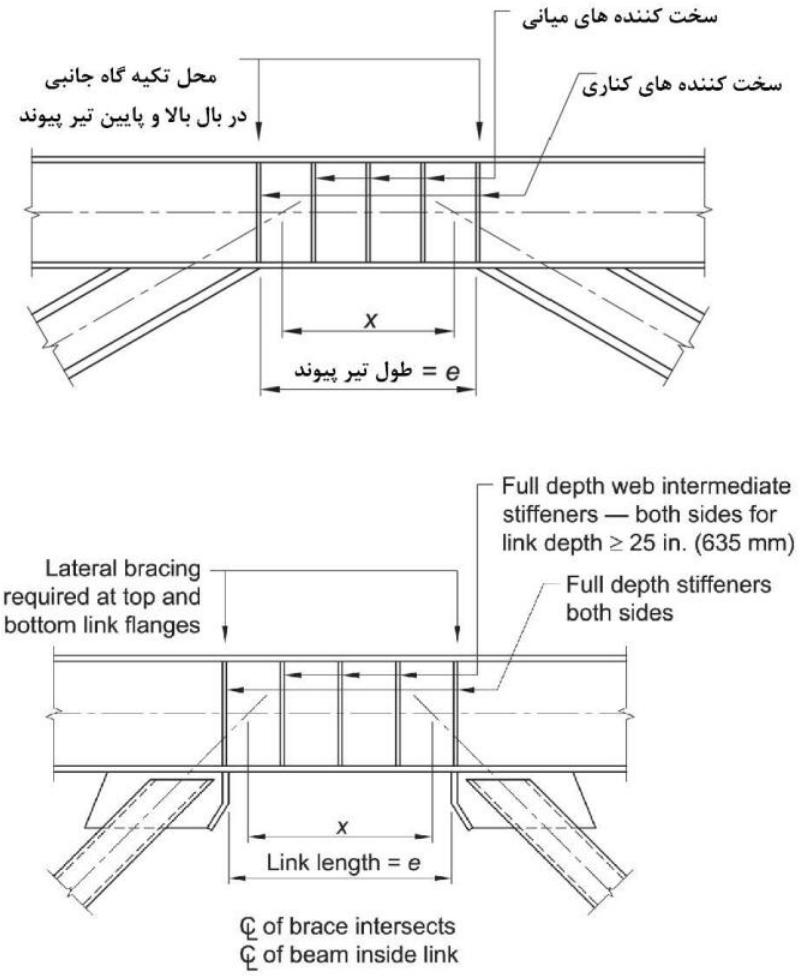
M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند

V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند

e طول تیر پیوند

۱۴-۳-۲-۵ سخت‌کننده‌های تیرهای پیوند

تیرهای پیوند باید با تعدادی سخت‌کننده در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به تیر و نیز تعدادی سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند. مشخصات این سخت‌کننده‌ها باید بر اساس ضوابط بندهای زیر در نظر گرفته شوند. شمای کلی سخت‌کننده‌های تیر پیوند در شکل ۱۴ـ۳۲ نمایش‌داده‌شده است.



شکل ۳۲ـ۱۴ جزئیات تیرهای پیوند کناری و میانی

۱۴-۳-۲-۶ سخت‌کننده انتهایی تیر پیوند I شکل

سخت‌کننده انتهایی، در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به تیر پیش‌بینی می‌شود. این سخت‌کننده‌ها باید به‌صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند. پهنای سخت‌کننده (b_s) نباید از $\frac{b_f}{2} - t_w$ و ضخامت سخت‌کننده (t_s) نباید از $0.75t_w$ یا ۱۰ میلیمتر، کمتر اختیار شود. b_f عرض بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان آن است.

$$b_s \geq \frac{b_f}{2} - t_w$$
$$t_s \geq max\begin{cases}0.75\,t_w \\ 10\,mm\end{cases}$$

۱۴ـ ۱۷

مثال ۱۴-۱۰

سخت‌کننده انتهایی مهاربند واگرای مثال قبل را طرح نمایید.

حل: طراحی سخت‌کننده انتهایی تیر پیوند

باتوجه‌به بند ۱۰ـ۳ـ۱۲ـ۱۰ـ۱ مبحث دهم، از سخت‌کننده جفت در دو طرف جان در تمام ارتفاع استفاده می‌شود.

$$b_s \geq \frac{b_{bf}}{2} - t_{bw}$$

$$b_s \geq \frac{17}{2} - 0.8 = 7.7cm \rightarrow w_{pl} = 8\ cm$$

$$t_s \geq max\ (0.75t_{bw}, 10^{mm})$$

$$t_{pl} \geq max(0.75 * 0.8^{cm}, 1^{cm}) \rightarrow t_{pl} = 1cm$$

$$h_{pl} = d - 2t_f = 36 - 2 * 1.27 = 33.46\ cm \rightarrow h_{pl} = 33\ cm$$

$$\rightarrow use\ 2 \times PL\ 33 * 8 \times 1\ cm$$

۱۴-۳-۲-۷ سخت‌کننده میانی تیر پیوند I شکل

فاصله سخت‌کننده‌ها d_{st} باید از مقدار مجاز آن D_{st} بیشتر نباشد. بیشترین فاصله مجاز سخت‌کننده‌های میانی بر اساس طول تیر پیوند به حالت‌های زیر تقسیم می‌شود:

الف) برای تیر پیوند با طول $e \leq \frac{1.6M_P}{V_P}$ اگر زاویه دوران ۰٫۰۸ رادیان باشد $D_{st} = 30t_w - \frac{d}{5}$ و اگر زوایه دوران ۰٫۰۲ رادیان باشد $D_{st} = 52t_w - \frac{d}{5}$ می‌باشد. برای تیرهای پیوند با زاویه دوران بین دو مقدار ۰٫۰۸ و ۰٫۰۲ رادیان می‌توان از درون‌یابی خطی بین دو مقدار مذکور استفاده نمود.

$$e = X? \times \frac{M_p}{V_p} \rightarrow \begin{cases} X<1.6 \rightarrow I: \begin{cases} \gamma_p = 0.08 \rightarrow d_{st} \leq 30t_w - \frac{d}{5} \\ d_{st} \rightarrow interpolation \\ \gamma_p = 0.02 \rightarrow d_{st} \leq 52t_w - \frac{d}{5} \end{cases} \\ II: 2.6 \leq X \leq 5 \rightarrow d_{st} \leq 1.5b_f \\ III: 1.6 \leq X \leq 2.6 \rightarrow d_{st} \leq min\ (I,II) \\ IV: X>5 \rightarrow ignore \end{cases} \qquad \text{۱۴ـ ۱۸}$$

ب) اگر طول تیر پیوند $\frac{2.6M_P}{V_P} \leq e \leq \frac{5M_P}{V_P}$ باشد: بایستی یک سخت‌کننده به فاصله $1.5b_f$ در هر یک از دو انتهای تیر پیوند تعبیه نمود.

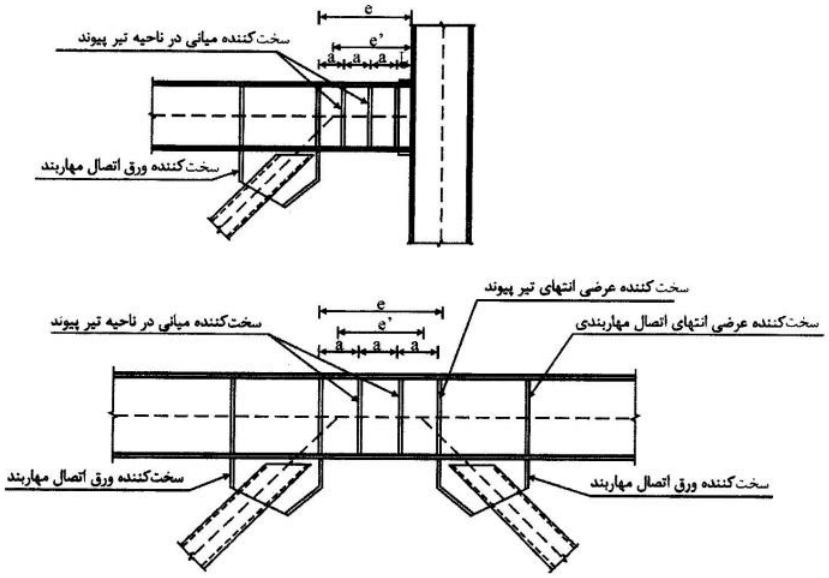
پ) اگر طول تیر پیوند $\frac{1.6M_P}{V_P} \leq e \leq \frac{2.6M_P}{V_P}$ باشد: سخت‌کننده‌های میانی باید الزامات هر دو شرط الف و ب در فوق را تأمین نمایند.

ت) اگر طول تیر پیوند $e \geq \frac{5M_P}{V_P}$ باشد: تعبیه سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

سخت‌کننده‌های موردنیاز باید در تمام ارتفاع تیر پیوند تعبیه شوند، این سخت‌کننده‌ها در تیرهای با ارتفاع ۶۰۰ میلیمتر و بیشتر باید به‌صورت یک جفت در دو سمت جان تعبیه گردند. در تیرهای با ارتفاع کمتر از ۶۰۰ میلیمتر می‌توان این سخت‌کننده‌ها را به‌صورت تکی در یک سمت جان تعبیه کرد. سایر مشخصات این سخت‌کننده‌ها مشابه سخت‌کننده‌های انتهایی است.

۱۴-۳-۲-۸ اتصال سخت‌کننده‌های انتهایی و میانی به تیر پیوند I شکل

اتصال سخت‌کننده‌ها به جان و بال‌های تیر پیوند باید توسط جوش گوشه برقرار گردد. مقاومت موردنیاز اتصال سخت‌کننده‌ها به جان حداقل باید برابر با $F_y A_{st}$ باشد، مقاومت موردنیاز اتصال سخت‌کننده‌ها به هر یک از بال‌های تیر پیوند باید حداقل برابر با $0.25F_y A_{st}$ باشد. A_{st} سطح مقطع عرضی هر یک از سخت‌کننده‌ها است. جزئیات تیرهای پیوند کناری و میانی در شکل ۳۳ـ۱۴ نشان‌داده‌شده است.



شکل ۳۳ـ۱۴ جزئیات تیرهای پیوند کناری و میانی

مثال ۱۴-۱۱

سخت‌کننده میانی مهاربند مثال قبل را طرح نمایید.

حل

طراحی سخت‌کننده میانی تیر پیوند

باتوجه‌به بند ۱۰ـ۳ـ۱۲ـ۱۰ـ۱ مبحث دهم داریم:

$$e = X^? \times \frac{M_p}{V_p} \rightarrow \begin{cases} X<1.6 \rightarrow I: \begin{cases} \gamma_p = 0.08 \rightarrow d_{st} \le 30 t_w - \frac{d}{5} \\ d_{st} \le \left(\frac{0.08-\gamma_p}{0.08-0.02} \times 22 + 30\right) t_w - \frac{d}{5} = (51.33 - 366.7\gamma_p) t_w - \frac{d}{5} \\ \gamma_p = 0.02 \rightarrow d_{st} \le 52 t_w - \frac{d}{5} \end{cases} \\ 1.6 \le X \le 2.6 \rightarrow d_{st} \le min\ (I, II) \\ 2.6 \le X \le 5 \rightarrow d_{st} \le 1.5 b_f \\ X>5 \rightarrow ignore \end{cases}$$

$$1.6 \le X = 2.48 \le 2.6 \rightarrow d_{st} \le$$

$$min\begin{cases}\left(\frac{0.08-0.025}{0.08-0.02}\times 22+30\right)t_w - \frac{d}{5} = 50.17*0.8-\frac{36}{5} = 32.9cm\\ 1.5b_f = 1.5*17 = 25.5cm\end{cases}$$

$$\rightarrow d_{st} = 20cm$$

$$w_{pl} \ge \frac{b_f}{2} - t_w = \frac{17}{2} - 0.8 = 7.7cm \rightarrow w_{pl} = 8cm$$

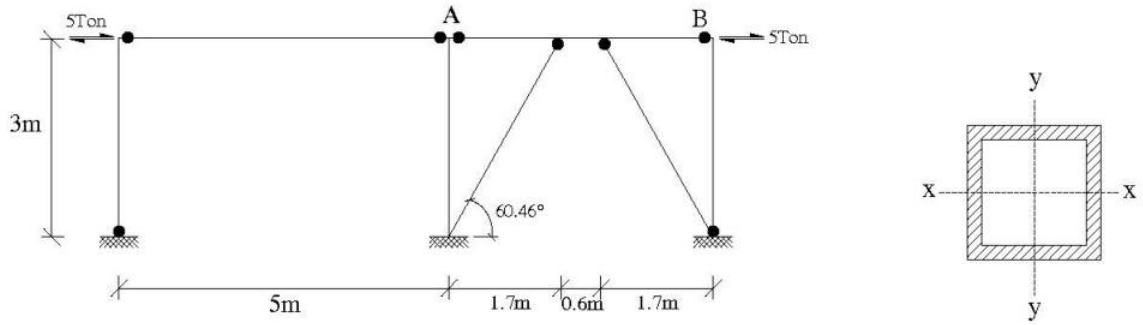
$$t_{pl} \ge max\begin{cases} t_w \\ 10\ mm\end{cases} \rightarrow t_{pl} = 10\ mm$$

$$h_{pl} = d - 2t_f = 36 - 2*1.27 = 33.46\ cm \rightarrow h_{pl} = 33\ cm$$

$$\rightarrow use\ PL\ 33*8*1\ @\ 20\ cm$$

مثال ۱۴-۱۲

قاب مهاربندی شده واگرای شکل ۳۴ـ۱۴ موردنظر است. مطلوب است طرح تیر پیوند از پروفیل IPE بگونه‌ای که طول پیوند کوچک‌تر از $1.6\frac{M_p}{V_p}$ باشد.



شکل ۳۴ـ۱۴ قاب مثال

حل:

برش در هر مهاربند برابر است با $\frac{V}{2}$ بنابراین نیرو در هر مهاربند عبارتست از :

$$P_u = \frac{V}{2\cos\alpha}$$

به همین ترتیب برش نیروی برشی موجود در تیر پیوند عبارت است از:

$$V_u = \frac{V\sin\alpha}{2\cos\alpha} = \frac{10}{2}\times tan(60.46) = 8.82ton$$

باتوجه‌به اینکه طول پیوند کوچک‌تر از $1.6\frac{M_p}{V_p}$ می‌باشد و با فرض نیروی محوری تیر ناچیز و تسلیم برشی در نظر گرفته شود:

$$V_u \le \phi V_n = 0.9\times 0.6F_yA_w \rightarrow A_w \ge \frac{V_u}{0.9\times 0.6F_y} = \frac{8.82\times 10^3}{0.9\times 0.6\times 2400} = 6.80\ cm^2$$

با انتخاب IPE24 نتیجه می‌شود:

$$A_w = (d - 2t_f)t_w = (24 - 2 \times 0.98) \times 0.62 = 13.66cm^2$$

$$IPE24: d = 24, t_w = 0.62, t_f = 0.98, S_x = 324, Z_t = 367, A = 39.1, r_x = 9.97, r_y = 2.69$$

ازآنجاکه برای حدس اولیه پروفیل فرض شد که تسلیم برشی حاکم می‌باشد. حال باید این فرض کنترل گردد. در نتیجه:

$$V_P = 0.6F_yA_w = 0.6F_y(d - 2t_f)t_w = 19670.4kg$$

$$M_P = F_yZ_b = 2400 \times 367 = 880800kg.cm$$

$$\frac{2M_P}{e} = \frac{2 \times 880800}{60} = 29360kg$$

$$V_P \leq \frac{2M_P}{e} \Rightarrow 19670kg < 29360kg\ ok$$

فرض کنترل کننده بودن تسلیم برشی درست است. در روش تحلیل دستی به دلیل توزیع یکنواخت نیرو بین دو مهاربند همواره نیروی محوری تیر پیوند صفر است.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\frac{P_u}{P_c} \leq 0.15 \rightarrow V_P = 0.6F_yA_w\ , M_P = ZF_y$$

$$\frac{0}{2400 \times 39.1} = 0 \leq 0.15$$

$$\rightarrow V_P = 0.6 \times 2400 \times 13.66 = 19670.4kg$$

$$\rightarrow M_P = 2400 \times 367 = 880800\ kg.cm$$

$$V_n = min\left\{19670.4, \frac{880800 \times 2}{60}\right\} = 19670.4kg$$

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow 8.82 \times 10^3 \leq 0.9 \times 19670.4kg = 17703kg$$

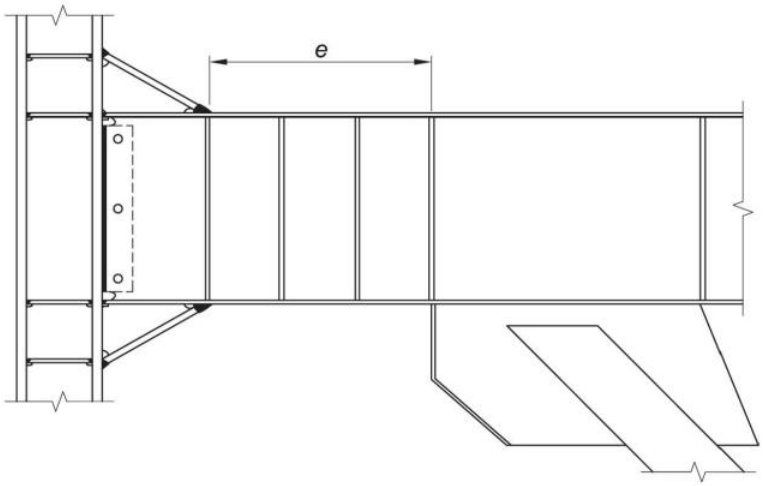
مقطع عضو در ناحیه پیوند می‌بایست دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشد:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{12}{2 \times 0.98} = 6.22 \leq 8.75\ ok$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{22.04}{0.62} = 35.55 \leq 44.074\ ok$$

۱۴-۳-۲-۹ تیر پیوند کناری

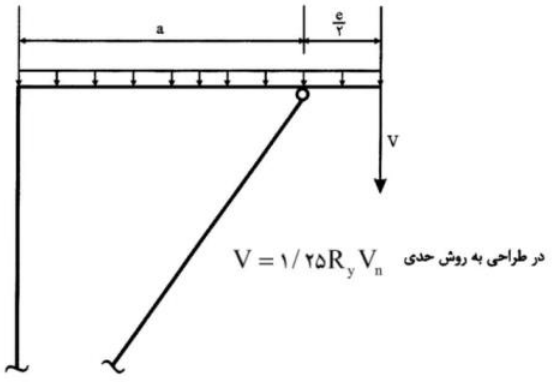
نوعی دیگر از تیر پیوند، تیر پیوند کناری است. نمونه جزئیات اتصال تیر پیوند به ستون در نمایش‌داده‌شده است.



شکل ۳۵ـ۱۴ جزئیات اتصال پیوند کناری به ستون

۱۴-۳-۲-۱۰ تیر خارج از ناحیه پیوند

تیر ناحیه خارج از تیر پیوند باید برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی ناشی از ترکیبات بارگذاری مختلف، طراحی شود، با این تفاوت که به‌جای اثر زلزله در این ترکیبات باید شرایطی را منظور کرد که در آن تیر پیوند به حداکثر ظرفیت باربری برشی خود زیر اثر بار جانبی زلزله رسیده باشد. برای این منظور می‌توان این تیر را برای تنش‌های ناشی از بار قائم به‌اضافه تنش‌های ناشی از برشی برابر با $1.25R_yV_n$ که در محل نقطه عطف این تیر قرار داده می‌شود، طراحی نمود. دیاگرام جسم آزاد این نیروها در شکل ۳۶ـ۱۴ نشان‌داده‌شده است.



شکل ۳۶ـ۱۴ مدل تحلیلی، تعیین نیروهای طراحی اعضای خارج از تیر پیوند، مهاربندی و نیروی محوری ستون‌های مهاربند

۱۴-۳-۲-۱۱ طراحی اعضای قطری مهاربند

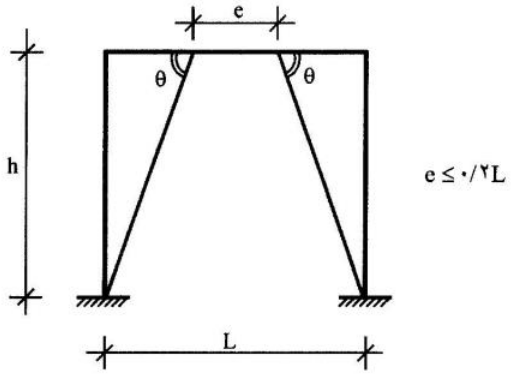
عضو قطری به‌صورت عضو فشاری است که نیروی محوری آن از بارگذاری شکل ۳۶ـ۱۴ حاصل می‌شود. لاغری اعضای قطری، نباید از $4.23\sqrt{\frac{E}{F}}$ تجاوز نماید و ضریب طول مؤثر اعضای قطری (K) در مهاربندهای واگرا برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

مقاطع مهاربندها باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} باشند.

مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، باید ضوابط مقاطع ساخته شده که تحت اثر نیروی فشاری قرار می‌گیرند را برآورده نمایند.

از وصله‌کاری در طول عضو مهاربندی باید حتی‌الامکان خودداری شود. در صورت لزوم، وصله باید بتواند تمام مقاومت عضو را به‌صورت اتصال پوششی یا به‌صورت مستقیم و با جوش نفوذی کامل تأمین نماید. وصله اجزای مهاربندی نباید در یک مقطع پیش‌بینی شوند. همچنین وصله عضو مهاربند نباید در دو انتهای آن صورت گیرد.

در بعضی از مراجع توصیه می‌شود پیکربندی مهاربندها طوری در نظر گرفته شود که زاویه بین عضو مهاربند و تیر (θ) مطابق شکل ۱۴ـ۳۷ بین ۳۰ تا ۶۰ درجه باشد.



شکل ۱۴ـ۳۷ زاویه بین عضو مهاربند و تیر

مهاربندها باید برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی (در صورت وجود)، بر اساس شرایطی که برای تیر خارج از تیر پیوند عنوان شد، طراحی شوند. برای این منظور می‌توان مدل محاسباتی پیشنهاد شده در شکل ۱۴ـ۳۶ را به‌کار گرفت.

مثال ۱۴-۱۳ ××

در قاب خمشی با مهاربندی واگرا، کنترل کفایت مقطع 2UNP24 (به شکل رو در رو بافاصله میانی 1.5cm) برای مهاربند Brace1 مدنظر است. مقاومت برشی تیر پیوند ۷۲/۳ تن محاسبه گردیده است. نتایج تحلیل سازه مهاربند در جدول ارائه شده است. مطلوب است:

الف) محاسبه بار نهایی طراحی مهاربند V_{ult}

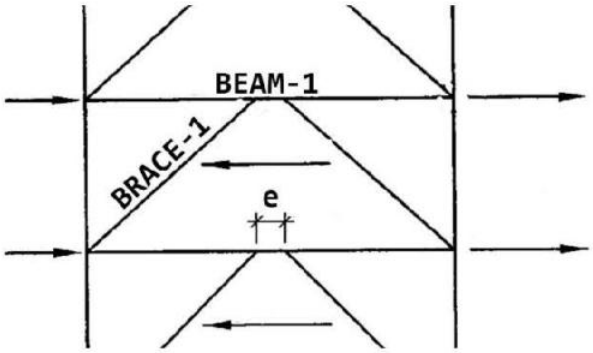
ب) محاسبه ضریب تشدید α

پ) محاسبه بارهای نهایی تشدید یافته P_u, V_u, M_u

ت) کنترل فشردگی لرزه‌ای مقطع

ث) کنترل ضوابط تحلیل مرتبه دوم

ج) محاسبه و کنترل مقاومت فشاری مهاربند P_u



$\boldsymbol{Brace-1}$:

$\boldsymbol{P_D = 5.5\ ton, P_L = 3.5\ ton, P_E = 60\ ton, V_D = 0.2\ ton, V_L = 0.1\ ton, V_E = 2\ ton}$

$\boldsymbol{M_D = 1\ ton.m, M_L = 1\ ton.m, M_E = 8\ ton.m}$

حل:

گام ۱- **محاسبه بار نهایی طراحی مهاربند V_{ult}**

$$V_{ult}^{link} = \begin{cases} 1.25\ R_y V_n^{link}; I-shape \\ 1.4\ R_y V_n^{link}; box-shape \end{cases}$$

$$V_n^{link} = 72.3\ tonf$$

$$I-shape \rightarrow V_{ult}^{link} = 1.25 * 1.2 * 72.3 = 108.5\ tonf$$

محاسبه بار نهایی مهاربند از نیروی جانبی (زلزله)

گام ۲- **محاسبه ضریب تشدید α**

$$analysis\ table \rightarrow V_E^{link} = 40\ tonf$$

$$M_E^{brace} = 8\ tonf.m$$

$$\alpha = \frac{V_{ult}^{link}}{V_E^{link}} = \frac{108.5}{40} = 2.71$$

گام ۳- **محاسبه بارهای نهایی تشدید یافته P_u, V_u, M_u**

$$0.6\ A\ I = 0.6 * 0.35 * 1.4 = 0.294 \cong 0.3$$

$$(1.2 + 0.6AI)D + L + \alpha E = 1.5D + L + 2.71E$$

$$\alpha M_E^{brace} = 2.71 * 8 = 21.7\ tonf.m$$

$$\alpha P_E^{brace} = 2.71 * 60 = 162.6\ tonf$$

$$\alpha V_E^{brace} = 2.71 * 2 = 5.4\ tonf$$

$$P_u = 1.5 * 5.5 + 3.5 + 2.71 * 60.0 = 174.4\ tonf$$

$$V_u = 1.5 * 0.2 + 0.1 + 2.71 * 2.0 = 5.8\ tonf$$

$$M_u = 1.5 * 1.0 + 1.0 + 2.71 * 8.0 = 24.2\ tonf.m$$

گام ۴- کنترل فشردگی لرزه‌ای مقطع

$$\lambda_f = \frac{b_f}{t_f} = \frac{8.5}{1.3} = 6.5 \leq^{?} \lambda_{md} = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.08\ ok$$

ضابطه فشردگی جان ناودانی مشخص نیست. از ضابطه جان I شکل استفاده می‌شود:

$$\lambda_w = \frac{h-2c}{t_w} = \frac{18.5}{0.95} = 19.5 \leq^{?} \lambda_{md} = 0.64\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 18.66\ \ not\ good$$

شرایط فشردگی لرزه‌ای برقرار نیست. جهت اصلاح می‌توان از ورق تقویت برای جان ناودانی استفاده نمود.

گام ۵- کنترل ضوابط تحلیل مرتبه دوم $P_u = P_{nt} + B_2P_{lt}, M_u = B_1M_{nt} + B_2M_{lt}$

$$L^{brace} = \sqrt{\left(\frac{6-1.2}{2}\right)^2 + 4^2} = 4.66\ m$$

$$M_u = B_1M_{nt} + B_2M_{lt}$$

$$P_u = P_{nt} + B_2P_{lt}$$

$$B_1 = 1\ \&\ B_2 = 1 \rightarrow ignore\ second\ order\ effects$$

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4\frac{0}{24.2} = 0.6$$

× سختی خمشی مقطع مهاربند 8928 محاسبه گردیده است.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1L)^2} = \frac{\pi^2 * 2.04 * 10^6 * 8928}{(1.0 * 4.66 * 10^2)^2} = 827.8\ tonf$$

$$B_1 = max\left(1.0\ , \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{P_{e1}}}\right) = max\left(1.0\ , \frac{0.6}{1-\frac{174.4}{827.8}}\right) = max(1.0\ , 0.76) = 1.0$$

نیازی به کنترل ضوابط تحلیل مرتبه دوم نمی‌باشد.

گام ۶- محاسبه وکنترل مقاومت فشاری مهاربند P_u

$$P_u = 174.4^{tonf} \leq^{?} \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 * 1972^{\frac{kgf}{cm^2}} * 84.6^{cm^2} = 150.1^{tonf}\ not\ ok$$

$$2UNP24\ (box + 15mm): A_g = 2 * 42.3 = 84.6^{cm^2}$$

$$I_y = 2\ I_{y0} + 2A_0 * \left(b_f + \frac{1.5}{2} - e\right)^2 = 4665\ cm^4$$

$$r_x = r_{x0} = 9.22\ cm\ ; r_y = 7.43\ cm \rightarrow r_{min} = 7.43\ cm$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1.0 * 466}{7.43} = 62.7 \leq^{?} 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 119.5\ yes \rightarrow F_{cr} = 0.658^{\frac{F_y}{Fe}} \times F_y$$

$$F_{cr} = 0.658^{\frac{2400}{5121}} * 2400 = 1972\frac{kgf}{cm^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2.04 * 10^6}{62.7^2} = 5121\frac{kgf}{cm^2}$$

ظرفیت فشاری مهاربند پاسخگوی نیاز فشاری می‌باشد.

۱۴-۳-۲-۱۲ طراحی ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی شده واگرا

ستون مهاربند به‌عنوان عضو فشاری است که نیروی محوری آن از بارگذاری شکل ۳۶ـ۱۴ حاصل می‌شود. دقت شود که در صورت استفاده از اتصالات صلب تیر به ستون، ستون مذکور به‌صورت تیر ـ ستون طراحی می‌شود. این ستون باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشد و بر اساس شرایطی که برای تیر خارج از پیوند گفته شد طراحی شود.

در انتهای این بخش و پیش از آنکه یک مثال از روند طراحی مهاربند واگرا ارائه گردد، لازم است به طور خلاصه مهم‌ترین مراحل موردنیاز در طراحی این نوع مهاربندها تعریف گردد. روال کلی طراحی مهاربندهای واگرا به شرح زیر است:

مرحله ۱ ـ طراحی تیر پیوند

مرحله ۲ ـ طراحی تیر خارج از پیوند، ستون و عضو مهاری

مرحله ۳ ـ کنترل مقطع عضو مهاربند از نظر معیار فشردگی

مرحله ۴ ـ کنترل مقطع عضو مهاربند از نظر معیار لاغری

مرحله ۵ ـ کنترل عضو مهاربند برای مقاومت فشاری و کششی

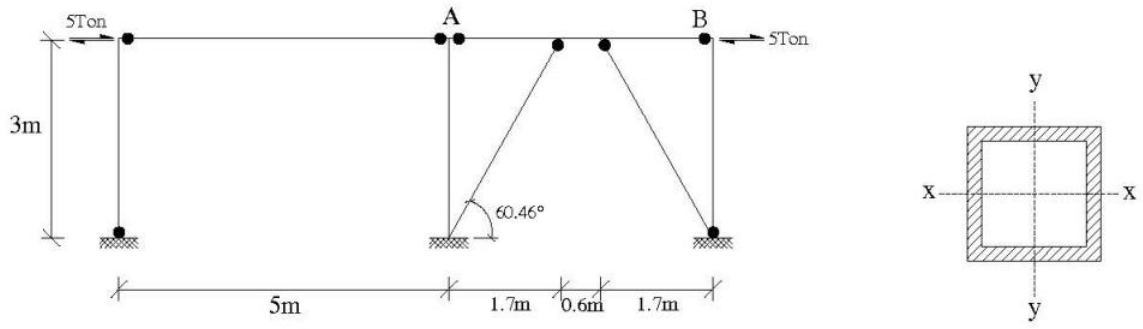
مرحله ۶ ـ تعیین فواصل بین لقمه‌ها در عضو مهاربند

مرحله ۷ ـ کنترل دوران تیر پیوند

مرحله ۸ ـ تعیین تعداد و فواصل سخت‌کننده‌های انتهایی و میانی

مثال ۱۴-۱۴

در شکل زیر مطلوب است طرح تیر در خارج از ناحیه پیوند از پروفیل IPE.



شکل ۳۸ ـ ۱۴ قاب مثال

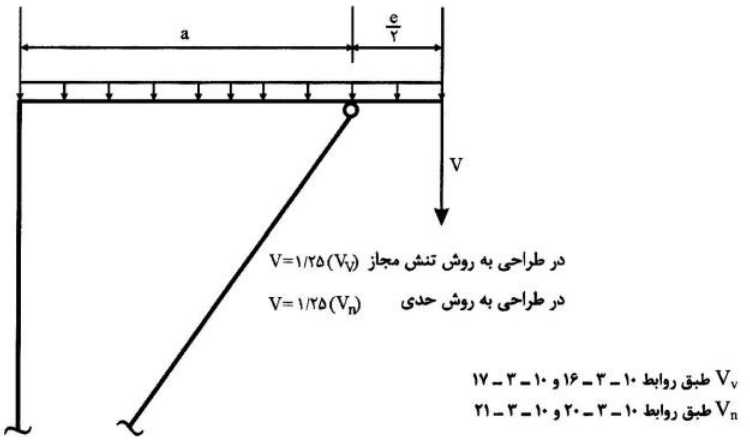
حل:

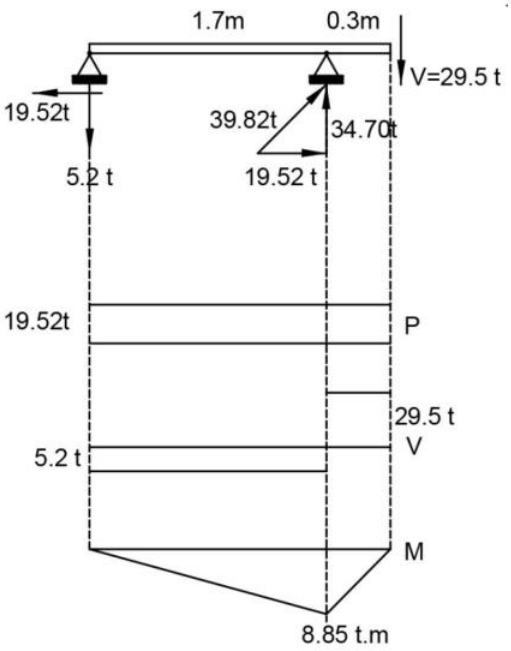
مقطع مهاربند IPE24 بدست آمده بود.

جهت محاسبه نیروهای داخلی تیر در خارج از ناحیه پیوند و محاسبه نیروی وارد به عضو قطری می‌بایست سیستم زیر را تحلیل نمود:

$1.25R_yV_n = 1.25 \times 1.2 \times 19670 = 29505\ kg = 29.5\ ton$

توجه شود در این مثال بار ثقلی وجود نداشته است. اگر بار ثقلی بود، تحلیل تیر خارج از پیوند تحت بارهای ثقلی ضریب دار (ضرایبی که در حضور نیروی زلزله مورداستفاده قرار می‌گیرند) و اثرات لرزه‌ای که باعث ایجاد برشی برابر با $1.25R_yV_n$ می‌شوند، انجام می‌شد.





باتوجه‌به تحلیل سیستم نتیجه می‌شود:

$M = 8.85\ ton.m$

$P = 19.52\ ton$

به دلیل وجود نیروی محوری و لنگر خمشی، لازم است تیر خارج از ناحیه پیوند، مشابه یک تیر ستون طراحی گردد؛ بنابراین باتوجه‌به روابط تیر ستون‌ها نتیجه می‌شود:

محاسبه $\frac{P_u}{P_c}$:

$P_u = 19.52\ ton$

$P_c = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$

$IPE24: r_{yi} = 2.60cm$

$$\lambda_{max} = \frac{KL}{r_{min}} = \frac{1 \times 170}{2.60} = 63.2 \Rightarrow F_{cr} = 1978 \ \frac{kg}{cm^2}$$
$$P_c = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \times 1978 \times 39.1 = 69605.82 \ kg$$
$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{19.52 \times 10^3}{69605.82} = 0.28 \geq 0.2$$

در نتیجه از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

برای محاسبه M_{ux} نتیجه می‌شود:

$$M_{ux} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

چون قاب مهار شده می‌باشد $M_{1t} = 0$ می‌باشد. B_1 از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$B_1 = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}}$$
$$C_{mx} = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4\frac{0}{8.85} = 0.6$$
$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (EI)^*}{(K_1 L)} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 3892}{(1 \times 170)^2} = 2791219.7 \ kg$$
$$B_1 = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} = \frac{0.6}{1 - \frac{19.52 \times 10^3}{2791219.7}} = 0.604 \ngeq 1.0 \Longrightarrow B_1 = 1.0$$
$$M_{ux} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1 \times 8.85 \times 10^5 + 0 = 885000 \ kg.cm$$

برای محاسبه ظرفیت خمشی اسمی مقطع، ازآنجاکه تیر دارای مقطع فشرده بوده و در تمام طول خود دارای تکیه‌گاه جانبی کافی است، بنابراین ظرفیت خمشی مقطع تنها بر اساس معیار تسلیم محاسبه می‌شود و برابر است با:

$$M_{cx} = \phi_b M_n = 0.9 Z F_y = 0.9 \times 367 \times 2400 = 792720 \ kg.cm$$

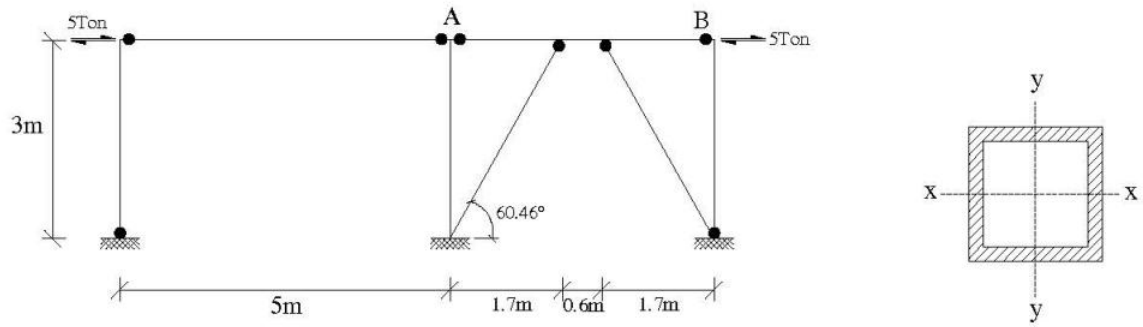
باتوجه‌به رابطه کنترلی:

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$
$$\frac{19.52}{69.6} + \frac{8}{9}\left(\frac{8.85}{7.92}\right) = 1.27 \nleq 1.0$$

بنابراین ازآنجاکه مقطع جوابگو نیست کافی است با استفاده از ورق تقویتی در تیر (خارج از پیوند) و محاسبات مجدد به جواب مسئله دست‌یافت.

مثال ۱۴-۱۵

در شکل زیر مطلوب است کنترل دوران تیر پیوند و تعیین فواصل سخت‌کننده‌های میانی.



شکل ۳۹ ـ ۱۴ قاب مثال

حل:

جهت کنترل دوران تیر پیوند و تعیین فواصل سخت‌کننده‌های میانی در آغاز می‌بایست تغییر مکان جانبی سقف را با فرض اینکه تنها مهار در آن اثر داشته باشد تعیین نمود:

× نیروی محوری مهاربند قبلاً محاسبه شده است.

$$\Delta L = \frac{PL}{AE} = \frac{39820 \times 340}{39.1 \times 2.1 \times 10^6} = 0.16$$

$$\Delta = \Delta L \cos\alpha = 0.16 \times cos(60.46) = 0.802cm$$

حال تغییر مکان حداکثر با به‌کاربردن ضریب تشدید تغییر مکان محاسبه شده و زاویه دوران پیوند به دست می‌آید:

$$\Delta_m = C_d\Delta = 4 \times 0.082 = 0.328cm$$

لازم به ذکر است که از جدول ۳ ـ ۴ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم به دست می‌آید. از طرفی دوران ستون طبقه عبارت است از:

$$\theta = \frac{\Delta_m}{h} = \frac{0.328}{300} = 0.0011\,rad$$

در نهایت دوران موجود تیر پیوند برابر است با:

$$\gamma_P = \frac{L}{e} \times \theta = \frac{400}{60} \times 0.0011 = 0.007287\,rad$$

دوران مجاز پیوند باتوجه‌به شرط $e \le \frac{1.6M_P}{V_P}$:

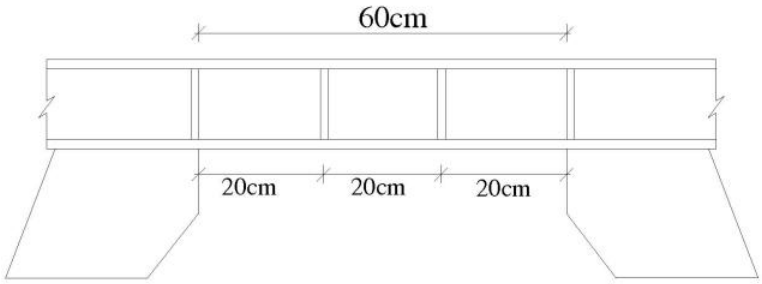
$$\gamma_P = 0.08\,rad$$

برای تیرهای با زاویه دوران کمتر از $\gamma \le 0.02$ فاصله بین سخت‌کننده‌های میانی برابر است با:

$$\gamma \le 0.02\,rad \rightarrow \text{فاصله سخت کننده های میانی} \le \left(52t_w - \frac{d_b}{5}\right) = \left(52 \times 0.62 - \frac{24}{5}\right) = 27.44cm \Longrightarrow$$

$$\text{فاصله سخت‌کننده‌های میانی} = 20cm$$

فواصل سخت‌کننده‌های میانی ۲۰ سانتیمتر فرض می‌شود.



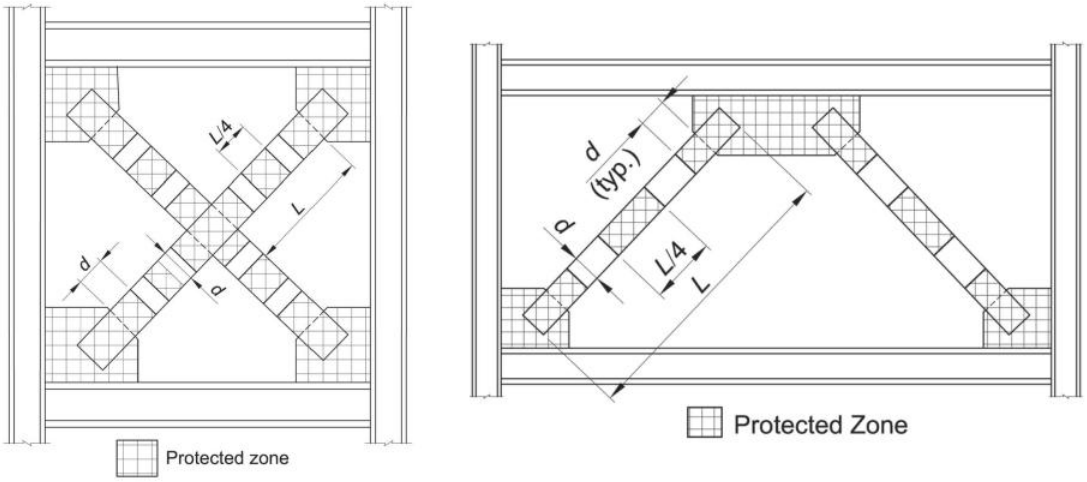
شکل ۴۰ ـ ۱۴ جزئیات اجرای سختکننده‌ها در مثال

۴-۱۴ طراحی اتصالات در قاب‌های مهاربندی شده

اتصالات مهارها یکی از مهم‌ترین بخش‌های یک سیستم مهار شده است، زیرا اگر این اتصالات در هنگام زلزله نتوانند به‌خوبی مقاومت کنند و در آنها شکست ایجاد شود، باعث ایجاد طبقه نرم می‌شوند؛ بنابراین لازم است در طراحی و اجرای آنها دقت مناسب صورت گیرد.

۱-۴-۱۴ ناحیه حفاظت شده

ناحیه حفاظت شده در مهاربند همگرا در مشاهده می‌شود.



الف) مهاربند شورون Λ ب) مهاربند ضربدری

شکل ۴۱ ـ ۱۴ ناحیه حفاظت شده مهاربند همگرای شورون Λ و ضربدری

۲-۴-۱۴ طراحی اتصالات در مهاربندهای همگرا

انواع اتصالات در قاب‌های مهاربندی شده عبارت‌اند از:

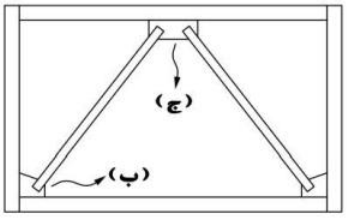
الف) اتصال عضو مهاربند به صفحه اتصال

ب) اتصال صفحه اتصال به تیر و ستون

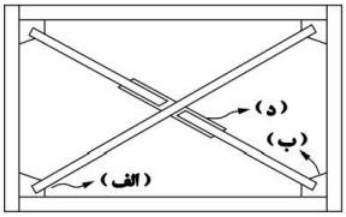
ج) اتصال صفحه اتصال به تیر در مهاربندهای شورون Λ

د) اتصال عضو مهاربند به صفحه اتصال میانی

این اتصالات در شکل ۴۲ ـ ۱۴ نشان‌داده‌شده است.



الف) مهاربند شورون Λ



ب) مهاربند ضربدری

شکل ۴۲ ـ ۱۴ انواع اتصالات در مهاربندهای همگرا

طراحی اتصالات در مهاربندهای همگرا شامل مراحل زیر است:

الف) طراحی اتصال عضو مهاری به صفحه اتصال

ب) طراحی اتصال صفحه اتصال به تیر و ستون

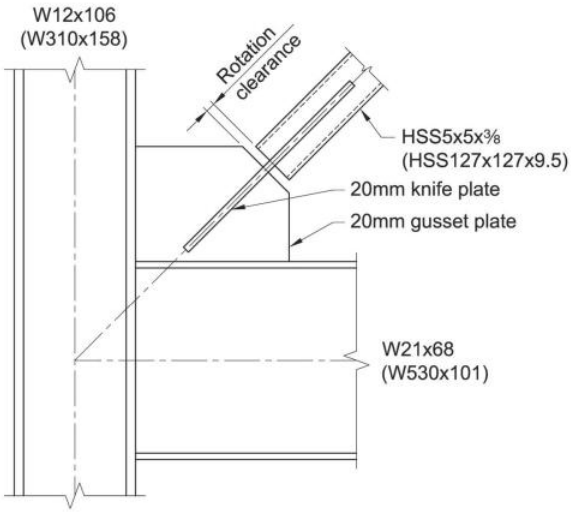
ج) طراحی صفحه اتصال

د) طراحی اتصال عضو مهاری به صفحه اتصال میانی

در ادامه هرکدام از موارد فوق به‌صورت جداگانه مورد بررسی قرار می‌گیرند:

۱۴-۴-۲-۱ اتصال عضو مهاری به صفحه اتصال

مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ضوابط طراحی اتصالات اعضای قطری در قاب‌های همگرای ویژه و معمولی به شرح ذیل است. نمونه اتصال مهاربند به‌گاست پلیت طرح شده برای دوران مهاربند درون صفحه در شکل ۴۳ ـ ۱۴ مشاهده می‌شود.



شکل ۴۳ـ۱۴گاست پلیت طراحی شده برای دوران درون صفحه

الف- اتصالات اعضای قطری در قاب‌های همگرای ویژه

- مقاومت کششی موردنیاز:

مقاومت کششی موردنیاز اتصالات مهاربندها برابر با $R_y F_y A_g$

- مقاومت فشاری موردنیاز:

مقاومت فشاری موردنیاز اتصالات مهاربندها برابر $1.1(1.14F_{cre}A_g)$ می‌باشد. F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش است که در آن بجای F_y از $R_y F_y$ استفاده شده است.

$$F_{cre} = [0.658^{\frac{R_y F_y}{F_e}}]R_y F_y \; if \; \frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$
$$F_{cre} = 0.877F_e \; if \; \frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \text{۱۴ـ ۱۹}$$

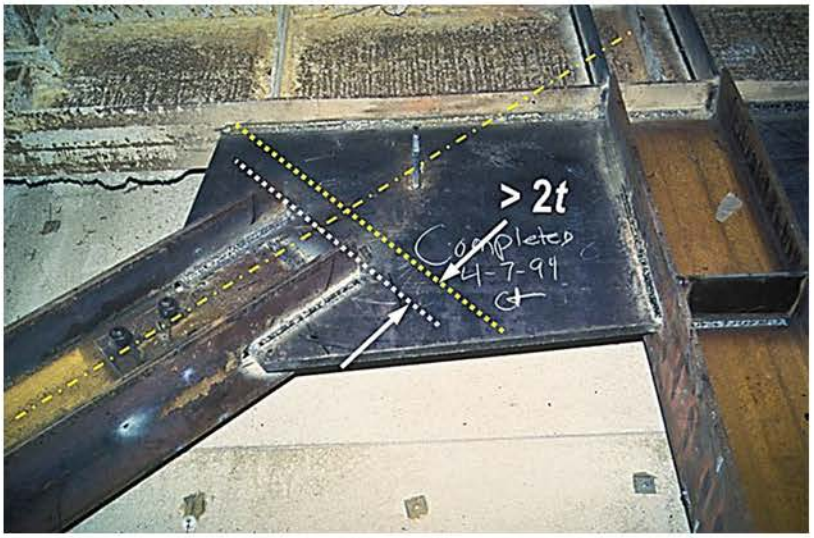
نکته قابل‌توجه اینکه در اتصالات مهاربندی در قاب همگرای ویژه می‌بایست سازگاری کافی با دوران پلاستیک حاصل از تغییر شکل‌های پس از کمانش وجود داشته باشد. برای تأمین این سازگاری دو راه‌حل وجود دارد:

الف ـ اتصال اعضای مهاربندی دارای مقاومت خمشی موردنیاز زیر باشند:

$$M_u = 1.1R_y M_P \qquad \text{۱۴ـ ۲۰}$$

M_p لنگر خمشی پلاستیک عضو مهاربندی حول محور کمانش بحرانی

ب ـ شرایط کمانش بحرانی مهاربند در خارج از صفحه مهیا شده و قطع مهاربندی به‌اندازه دو برابر ضخامت ورق اتصال $(2t)$ قبل از خط تکیه‌گاهی ورق اتصال (خط آزاد خمش) انجام پذیرد. در این مبحث رعایت ضابطه تکمیلی خاصی برای کنترل کمانش لبه آزاد ورق اتصال الزامی نیست.



شکل ۴۴ـ۱۴ رعایت 2t از خط آزاد خمش

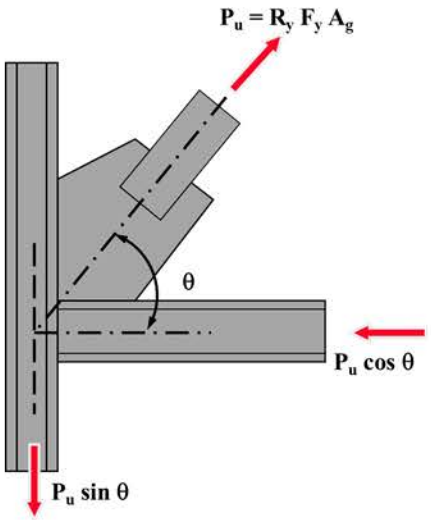
ب- اتصالات اعضای قطری در قاب‌های همگرای معمولی

مقاومت موردنیاز اتصالات مهاربندها در قاب مهاربندی شده همگرای معمولی برابر حداقل دو مقدار مقاومت کششی مورد انتظار اعضای مهاربندی $R_y F_y A_g$ و بیشترین نیروی محوری حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته در مهاربندی‌ها می‌باشد.

R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربند

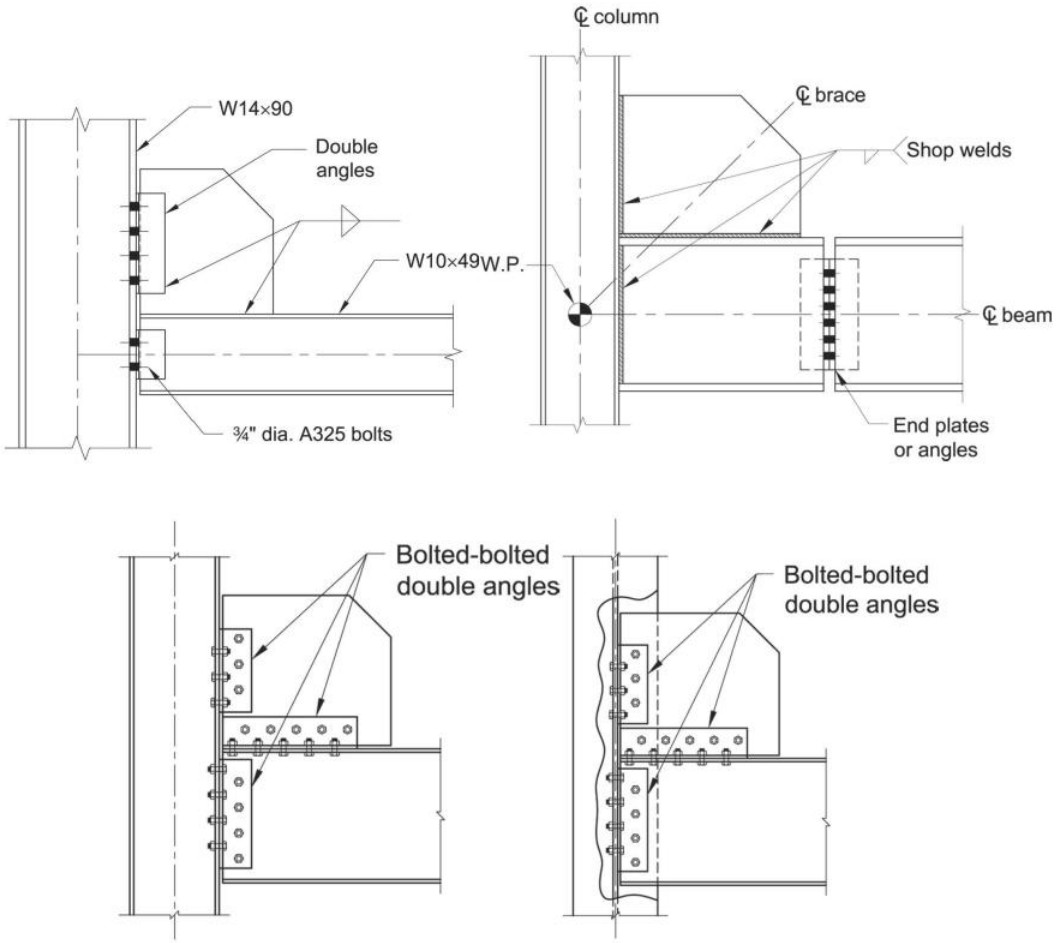
F_y تنش تسلیم فولاد مهاربند

A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی



شکل ۴۵ـ۱۴ نمایش مقاومت کششی مورد انتظار مهاربند برای طراحی اتصالات

نمونه اتصال تیر به ستون با جزئیات اتصال پیچ و مهرهای و جوشی، در شکل ۴۶ـ۱۴ مشاهده می‌شود.



شکل ۴۶ـ۱۴ انواع جزئیات اتصال تیر به ستون

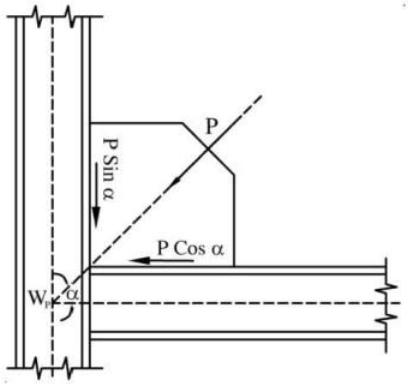
۱۴-۴-۲-۲ طراحی اتصال صفحه اتصال به تیر و ستون

طراحی این اتصال در دو نوع مجزا مطرح است:

الف) طراحی اتصال صفحه به تیر و ستون

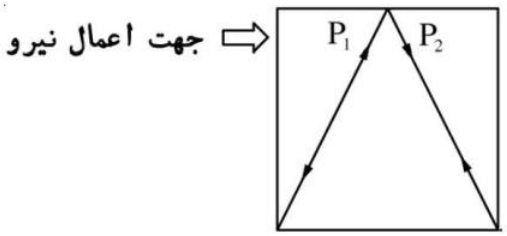
ب) طراحی اتصال صفحه به تیر در مهاربندهای شورون Λ

به‌منظور طراحی اتصال صفحه به تیر و ستون، ابتدا باید چگونگی توزیع نیروی مهاربند بین تیر و ستون مشخص باشد و سپس طول جوش محاسبه می‌شود. بدین منظور از روش تجزیه معمولی استفاده می‌شود. در این روش نیروی عضو مهاری به دو مؤلفه افقی و عمودی تجزیه می‌شود. این روش در شکل ۴۷ـ۱۴ نشان‌داده‌شده است.

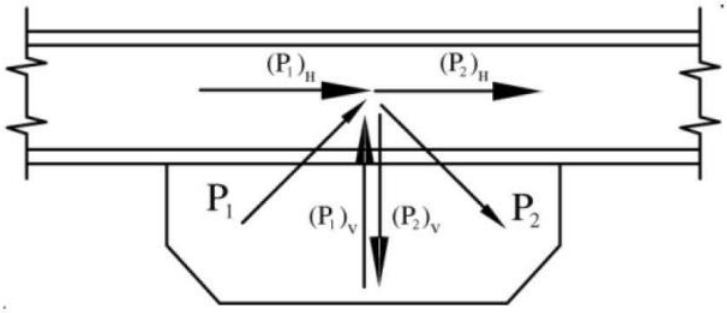


شکل ۴۷ـ۱۴ روش تجزیه معمولی نیروها

بدین ترتیب ابعاد صفحه باتوجه‌به طول جوش‌های موردنیاز تعیین می‌گردد. در مهاربندهای شورون Λ مطابق شکل ۴۸ـ۱۴ـالف یکی از اعضای مهاری به‌کشش و دیگری به فشارکار می‌کند. تجزیه نیروهای فوق در شکل ۴۸ـ۱۴ـب نمایش‌داده‌شده است.



الف) برآیند نیروها در محل اتصال



ب) تجزیه نیروها در محل اتصال

شکل ۴۸ـ۱۴ نمایش نیروها در اتصال صفحه به تیر در مهاربند شورون Λ

پس از تعیین طول اتصال مهاربند با صفحه و طول‌های لازم افقی و قائم جهت اتصال صفحه به تیر و ستون نوبت به طراحی صفحه اتصال می‌رسد.

۱۴-۴-۲-۳ طراحی صفحه اتصال

طراحی صفحه اتصال شامل مراحل زیر است:

الف) کنترل تنش کششی صفحه در عرض مؤثر ویتمور

ب) کمانش ورق اتصال

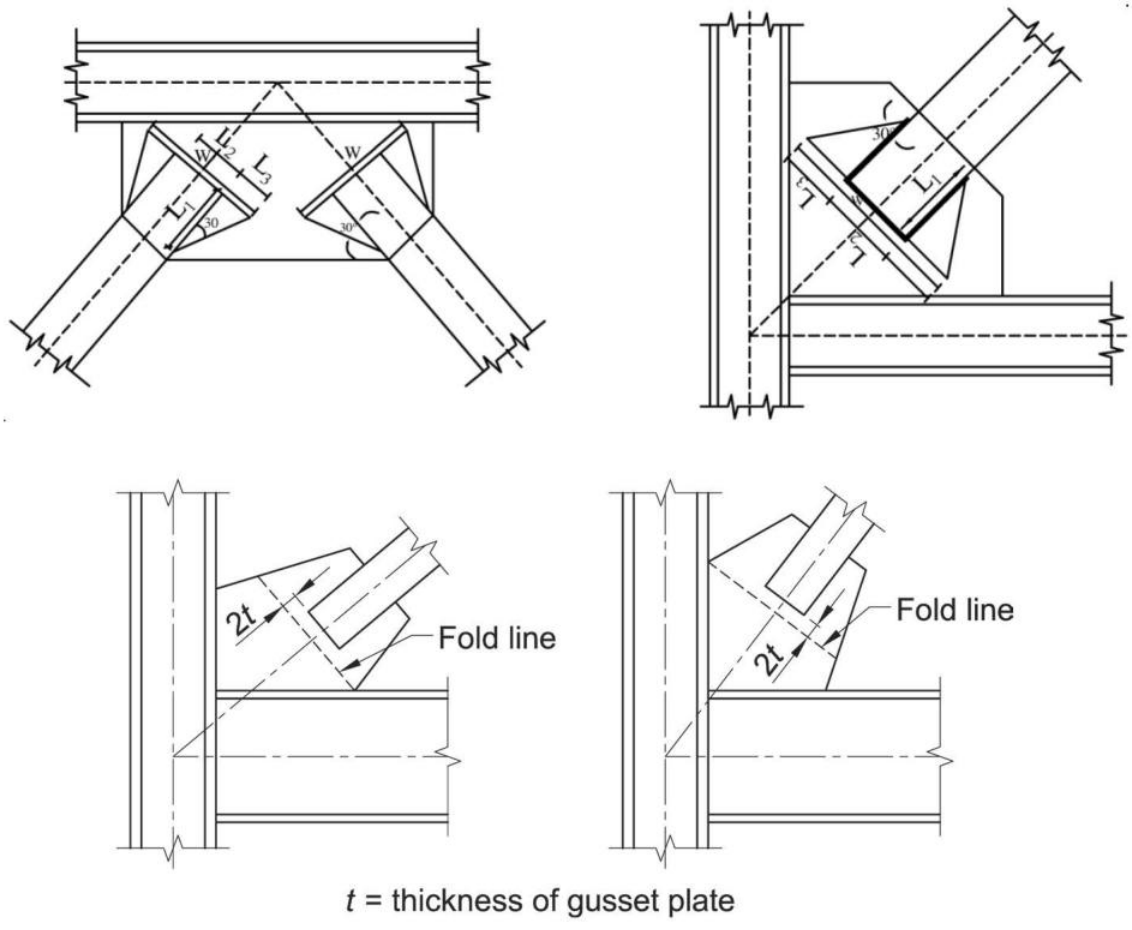
ج) برش قالبی در کشش

د) کنترل کمانش لبه آزاد ورق اتصال

در ادامه به شرح مختصری از هر یک از موارد فوق پرداخته می‌شود.

الف- کنترل تنش کششی صفحه در عرض مؤثر ویتمور

عرض مؤثر ویتمور (W) با فرض توزیع نیرو با زاویه ۳۰ درجه نسبت به عضو مهاری، مطابق شکل ۴۹ـ۱۴ بدست می‌آید.



شکل ۴۹ـ۱۴ نمایش عرض مؤثر ویتمور در محل اتصال

مطابق شکل ۴۹ـ۱۴ نتیجه می‌شود:

$$tan\,30 = \frac{L_3}{L_1} \qquad 14\text{ـ}21$$

بنابراین عرض مؤثر ویتمور برابر است با:

$$w = 2L_1\,tan\,30 + L_2 \qquad 14\text{ـ}22$$

مقاومت کششی (P_t) طبق آیین‌نامه ایران در عرض مؤثر ویتمور از ۱۴ـ۲۳ بدست می‌آید که باید از نیروی طراحی اتصال بیشتر باشد.

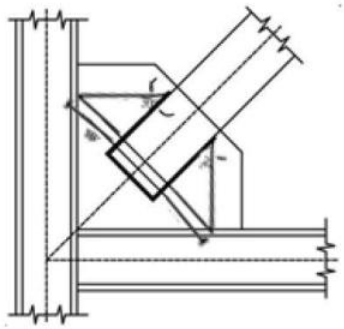
$$P_t = F_y.W.t \qquad \text{۱۴ـ۲۳}$$

P_t مقاومت کششی

t ضخامت صفحه

مقاومت کششی (P_t) باید از نیروی طراحی اتصال بیشتر باشد.

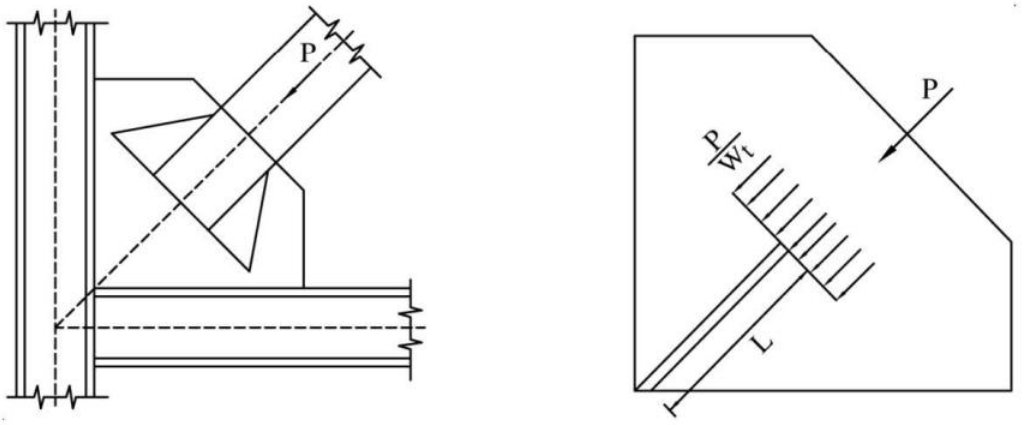
تذکر: عرض مؤثر ویتمور می‌تواند طبق شکل ۱۴ـ۵۰ قبل از انتهای عضو مهاری تشکیل شود.



شکل ۱۴ـ۵۰ تشکیل عرض مؤثر ویتمور قبل از انتهای عضو مهاری

ب- کمانش ورق اتصال

در اثر اعمال نیروی فشاری عضو مهاری، احتمال کمانش ورق اتصال بعد از عرض مؤثر ویتمور طبق شکل ۱۴ـ۵۱ وجود دارد.



شکل ۱۴ـ۵۱ احتمال کمانش ورق اتصال بعد از عرض مؤثر ویتمور

مقاومت فشاری در این ناحیه مطابق ۱۴ـ۲۴ است که باید از نیروی طراحی اتصال بیشتر باشد.

$$P_c = F_{cr}Wt \qquad \text{۱۴ـ۲۴}$$

P_c مقاومت فشاری

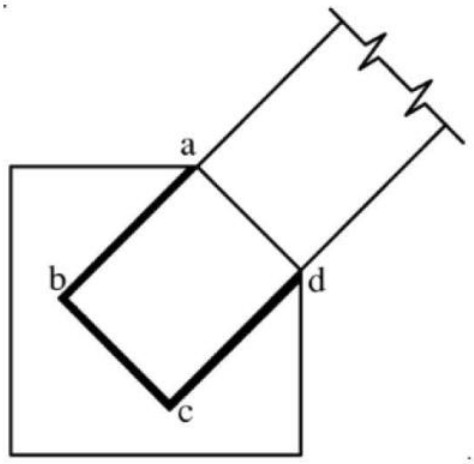
به‌منظور تعیین تنش مجاز فشاری، نواری به عرض واحد بعد از عرض مؤثر ویتمور در نظر گرفته شده و لاغری این ستون فرضی به طول L تعیین می‌شود. ضریب طول مؤثر باتوجه‌به آزمایش‌های انجام شده 1.2 پیشنهاد شده است.

شعاع ژیراسیون این ستون فرضی نیز از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12}\times 1\times t^3}{1\times t}} = 0.3t$$ ۱۴ـ۲۵

پ- کنترل برش قالبی در کشش

در اثر کشش موجود در عضو مهاری، ممکن است ورق اتصال از مسیر abcd در شکل ۵۲ـ۱۴ دچار شکست شود.



شکل ۵۲ـ۱۴ نمایش برش قالبی در ورق اتصال مهاربند

در شکل ۵۲ـ۱۴ خطوط ab و cd نمایانگر سطح برش و bc نمایانگر سطح کششی است. چنین شکستی، برش قالبی نامیده می‌شود. ظرفیت برش قالبی باید از مقدار نیروی کششی موجود بیشتر باشد.

$$T \le \phi R_n$$
$$T \le 0.75(U_{bs}F_uA_{nt} + min\,(0.6F_uA_{nv}, 0.6F_yA_{gv}))$$ ۱۴ـ۲۶

A_{gv} = سطح مقطع کلی تحت برش

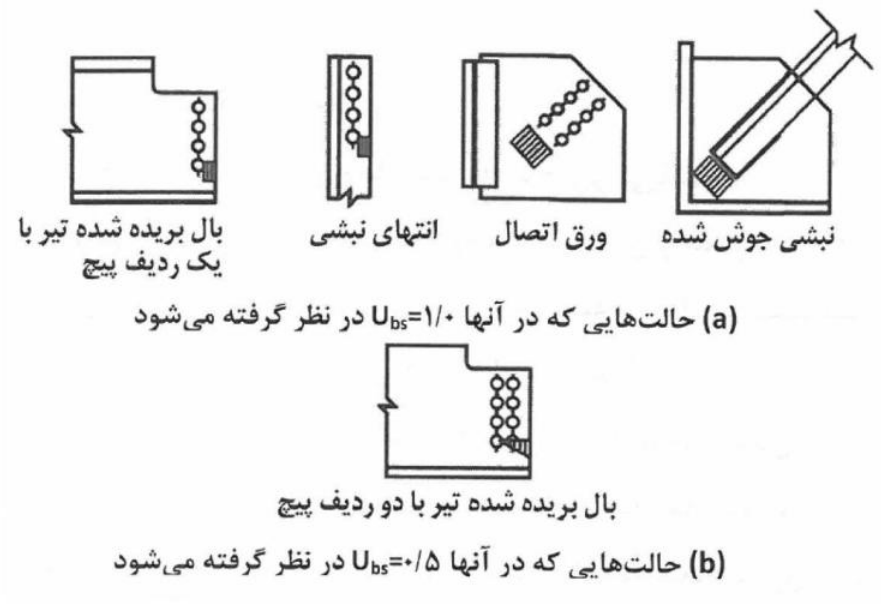
A_{nt} = سطح مقطع خالص تحت کشش

A_{nv} = سطح مقطع خالص تحت برش

F_y = تنش تسلیم فولاد

F_u = تنش کششی نهایی فولاد

U_{bs} = ضریب توزیع تنش که برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی یک و برای توزیع غیریکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی ۰/۵ در نظر گرفته



شکل ۵۳ـ۱۴ توزیع تنش‌کششی در برش قالبی

ت- کنترل کمانش لبه آزاد ورق

برای جلوگیری از کمانش لبه آزاد ورق اتصال، رابطه زیر پیشنهاد شده است. طول لبه آزاد صفحه اتصال در شکل ۵۴ـ۱۴ نشان‌داده‌شده است.

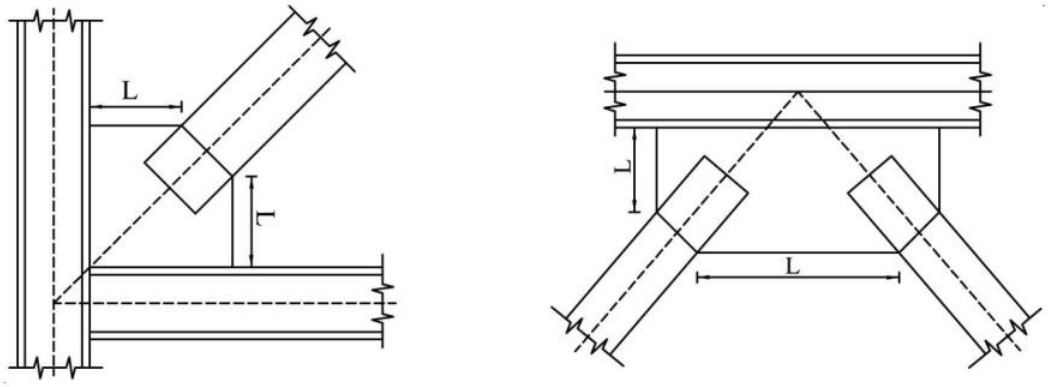
$$\frac{L}{t} \leq 1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \text{۱۴ـ۲۷}$$

L طول لبه آزاد

t ضخامت صفحه اتصال

E مدول الاستیسیته فولاد

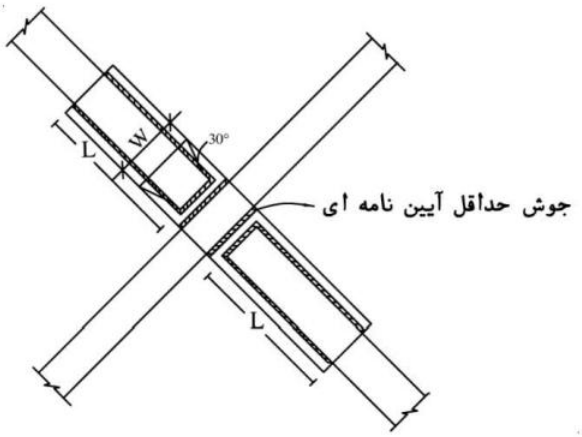
F_y تنش جاری شدن فولاد



شکل ۵۴ـ۱۴ نمایش لبه آزاد در صفحات اتصال

۱۴-۴-۲-۴ طراحی اتصال عضو مهاری به صفحه اتصال میانی

طول جوش موردنیاز برای اتصال عضو مهاری به صفحه میانی همانند طول جوش لازم جهت اتصال عضو مهاری به صفحه کناری تعیین می‌شود. معمولاً صفحه اتصال میانی به عضو مهاری که به‌صورت ممتد می‌باشد، با بعد جوش حداقل آیین‌نامه‌ای متصل می‌شود. جهت کنترل ابعاد صفحه میانی، مطابق شکل ۵۵ـ۱۴ روش ویتمور استفاده می‌شود.

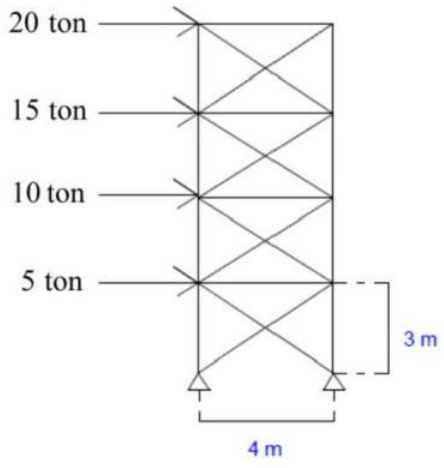


شکل ۵۵ـ۱۴ نمایش طول جوش و عرض مؤثر در صفحه اتصال میانی

مقاومت کششی ورق اتصال میانی از رابطه (۱۴ـ۱۹) تعیین می‌شود. دراین‌رابطه t ضخامت ورق اتصال میانی و W عرض مؤثر ویتمور است که در صفحات اتصال میانی معمولاً برابر عرض ورق اتصال میانی است. بدیهی است که باید مقاومت کششی موجود از نیروهای طراحی بیشتر باشد.

مثال ۱۴-۱۶

در قاب شکل ۵۶ـ۱۴ مقطع مهاربندها 2U16 و مقطع ستون 2IPE27 و مقطع تیر IPE27 می‌باشد. اتصالات مهاربندها در طبقه همکف را با فرض قاب مهاربندی شده همگرای معمولی طراحی نمایید.



شکل ۵۶ـ۱۴ قاب مهاربندی شده مثال

حل:

جهت طرح مهاربند موردنظر، مراحل انجام کار به شرح زیر تقسیم‌بندی می‌گردد:

الف) مشخص نمودن نیروی طراحی اتصالات

ب) طرح اتصال مهاربند به صفحه اتصال گوشه

پ) طرح اتصال میانی دو مهاربند به هم

ت) طرح اتصال مهاربند به ستون و کف ستون

حل الف) نیروی طراحی اتصالات

گام ۱- مشخص نمودن نیروی طراحی اتصالات

نیروی طراحی اتصالات مهاربند $R_y F_y A_g$ در نظر گرفته می‌شود.

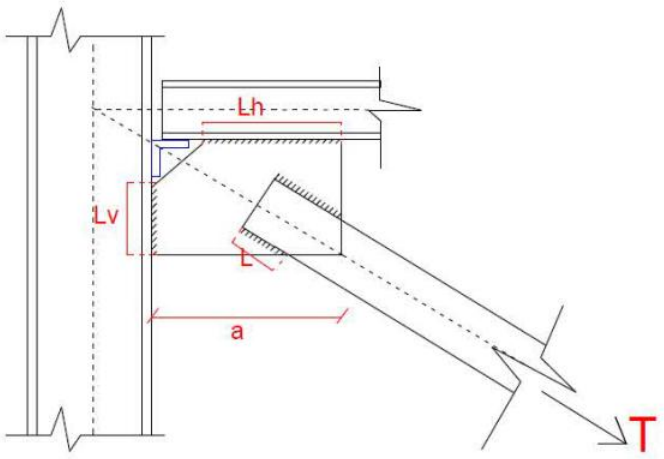
مشخصات فنی $U16$ از جدول اشتال به شرح زیر می‌باشد:

$$U16: A = 24cm^2, t_f = 1.05cm, L = 16cm$$
$$R_y = 1.2\ ;\ A_g = 2 \times 24 = 48cm^2$$
$$R_y F_y A_g = 1.2 \times 2400 \times (2 \times 24) = 138240\ kg$$

حل ب) طرح اتصال مهاربند به صفحه اتصال گوشه

گام ۲- طرح اتصال مهاربند به صفحه اتصال گوشه

برای ضخامت ورق اتصال باتوجه‌به ضخامت قسمتی از مهاربند که به ورق جوش می‌شود (در اینجا بال جوش می‌شود) برابر $t = 1.2cm$ به‌عنوان حدس اولیه در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۵۷ـ ۱۴ نمایش اتصال مهاربند به تیر و ستون در مثال

گام ۳- تعیین طول اتصال مهاربند بر روی ورق اتصال (L)

این طول باید به‌گونه‌ای باشد که طول جوش لازم جهت انتقال نیروی T از مهاربند به ورق تأمین شود.

باتوجه‌به ضخامت بال ($t\leq15mm$) الکترود سازگار E60 انتخاب می‌شود.

جوش به‌صورت کارگاهی فرض می‌شود یعنی $\beta=0.75$

فرض اولیه برای بعد جوش:

$$a_w = 8\ mm$$

فرض در نظر گرفته شده برای بعد جوش، با حداقل و حداکثر مجاز مقایسه می‌شود:

ورق نازک‌تر، بال ناودانی $t_f = 1.05cm$ می‌باشد، در نتیجه:

$$a_w = 8\ mm \leq min\begin{cases}10.5\ mm \\ 12\ mm\end{cases} \Rightarrow ok$$

$$R_u = T \leq \phi R_{nw}$$

$$R_{nw} = \beta \times (0.6F_{ue}) \times 0.707 a_w L_w = 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 \times 0.8 L_w = 1068.984 L_w$$

$$T = 138240 \leq 0.75 \times 1068.984 L_w \Rightarrow L_w \geq 172\ cm$$

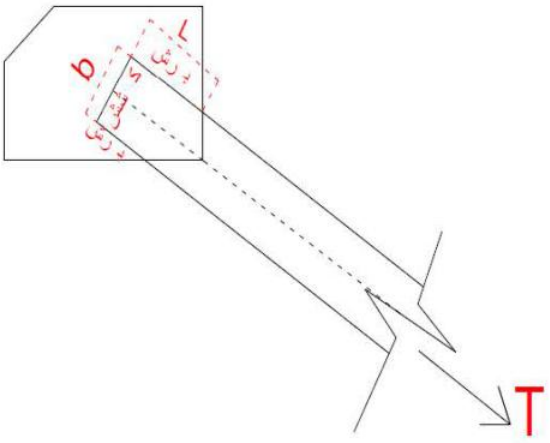
$$L_w = 4L \geq 172\ cm \Rightarrow L \geq 43\ cm$$

چهار خط جوش برای آنکه مقطع دوبل است و برای هر مقطع نیز دو خط جوش در نظر گرفته می‌شود.

نکته مهم اینکه هندسه ورق مهاربند باید به‌گونه‌ای در نظر گرفته شودکه طول جوش فوق تأمین گردد.

گام ۴- کنترل برش قالبی در ورق اتصال

ورق اتصال باید در برش قالبی جوابگو باشد.



شکل ۵۸ـ۱۴کنترل برش قالبی برای اتصال مهاربند در مثال

$$T \leq \phi R_n$$

$$T \leq 0.75(U_{bs} F_u A_{nt} + min\ (0.6F_u A_{nv}, 0.6F_y A_{gv}))$$

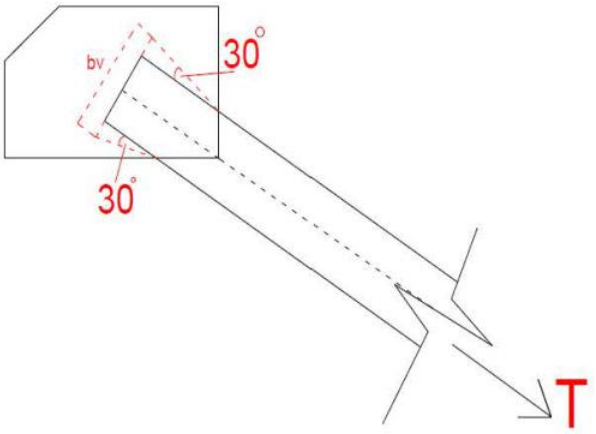
$$U_{bs} = 1.0, A_{nt} = bt, A_{gv} = A_{nv} = 2Lt$$

$$T \leq \phi R_n = 0.75(F_u bt + 0.6F_y \times 2Lt)$$
$$138420\ kg \leq 0.75(3700 \times 16 \times 1.2 + 1.2 \times 2400 \times 43 \times 1.2) = 164736\ kg$$

ورق اتصال در برش قالبی جوابگو می‌باشد. اگر ورق اتصال در برش قالبی جوابگو نبود می‌توان t یا L را افزایش داد.

گام ۵- کنترل ورق اتصال برای نیروی کششی T در عرض ویتمور

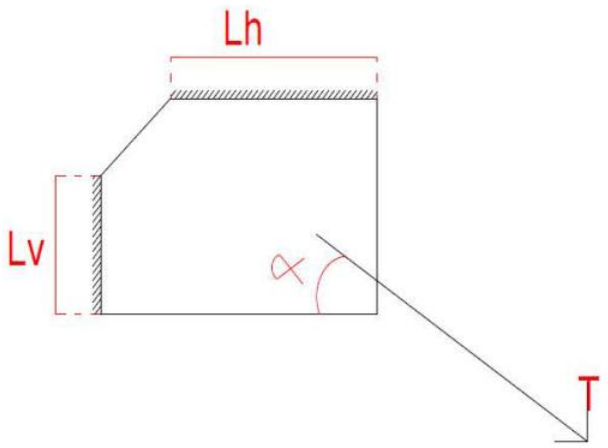
فرض می‌شود که نیروی محوری T با زاویه ۳۰ درجه در ورق اتصال توزیع می‌شود. مقدار تنش در ورق ناشی از نیروی محوری تیر نباید از حد مجاز تجاوز نماید. در غیر این صورت باید t یا L افزایش یابد.



شکل ۵۹ـ۱۴ نمایش عرض ورق ویتمور در مثال

$$b_V = b + 2L\tan 30$$
$$T \leq \phi R_n = min\ (0.9F_y A_g, 0.75F_u A_e)$$
$$A_g = b_V t, A_e = A_g$$
$$b_V = b + 2L\tan 30 = 16 + 2 \times 43\tan 30 = 66\ cm$$
$$A_g = 66 \times 1.2 = 79\ cm^2$$
$$T \leq \phi R_n = min\ (0.9F_y A_g, 0.75F_u A_e)$$
$$138240\ kg \leq min\ (0.9 \times 2400 \times 79, 0.75 \times 3700 \times 79) = 170640\ kg$$

گام ۶- تعیین طول جوش افقی و عمودی موردنیاز جهت اتصال ورق مهاربند به تیر و ستون



شکل ۶۰ــ۱۴ طول جوش افقی و عمودی اتصال ورق مهاربند به تیر و ستون در مثال

برای تعیین طول جوش افقی و عمودی موردنیاز، یک روش ساده، تجزیه نیروی T به مؤلفه‌های افقی و عمودی می‌باشد.

$$\alpha = tan^{-1}\left(\frac{3}{4}\right) = 37^o$$
$$T_x = T\ Cos\ \alpha = 138420 \times cos37^o = 110403\ Kg$$
$$T_y = T\ Sin\ \alpha = 138420 \times sin\,37^o = 83195\ Kg$$

جوش در کارخانه و الکترود مصرفی E60 فرض می‌شود.

بعد جوش ۸ میلیمتر فرض می‌شود.

$$a_w = 8mm$$

محاسبه جوش افقی (صفحه به تیر با دو خط جوش شده است):

$$T_x \le \phi R_{nw}\ , \phi = 0.75$$
$$110403\ Kg \le 0.75(0.85 * 0.6 * 4200 * 0.707 * 0.8\ L_w) = 908.64\ L_w$$
$$\begin{cases} L_w \ge 121.5\ cm \\ L_2 = 2L_h \end{cases} \rightarrow 2L_h \ge 121.5cm \rightarrow L_h \ge 60.75cm$$

محاسبه جوش عمودی:

صفحه به ستون با دو خط جوش شده است:

$$T_y \le \phi R_{nw}\ , \phi = 0.75$$
$$83195\ Kg \le 0.75(0.85 * 0.6 * 4200 * 0.707 * 0.8 L_w) = 908.64 L_w$$
$$\begin{cases} L_w \ge 91.56\ cm \\ L_2 = 2L_v \end{cases} \rightarrow 2L_v \ge 91.56\ cm \rightarrow L_v \ge 45.78\ cm$$

به علت برش ورق در محل نبشی، به ابعاد به‌دست‌آمده حدود ۱۰ سانتیمتر اضافه می‌شود، در نتیجه:

$$a \ge 60.75 + 10 = 70.75cm \rightarrow a = 71\ cm$$

$$b \geq 45.78 + 10 = 55.78\ cm \rightarrow b = 56\ cm$$

گام ۷- کنترل کمانش لبه آزاد ورق

$$\frac{L}{t} \leq 1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

در محاسبه طول آزاد L می‌توان بعد مهاربند را کسر نمود. اما در جهت اطمینان در اینجا کسر نمی‌شود.

طول آزاد $max(a, b) = max(56,71) = 71\ cm$

$$\frac{71}{t} = \frac{71}{1.2} = 59.17 \nleq 1.4\sqrt{\frac{2.1*10^6}{2400}} = 40.4$$

در نتیجه ضخامت ورق باید افزایش یابد، به‌طوری که پاسخگوی کمانش لبه آزاد می‌شود:

$$\frac{71}{t} \leq 1.4\sqrt{\frac{2.1*10^6}{2400}} \rightarrow t \geq 1.7\ cm$$

توجه: با اضافه شدن ضخامت ورق، امکان افزایش بعد جوش و طراحی مجدد جوشها نیز وجود دارد.

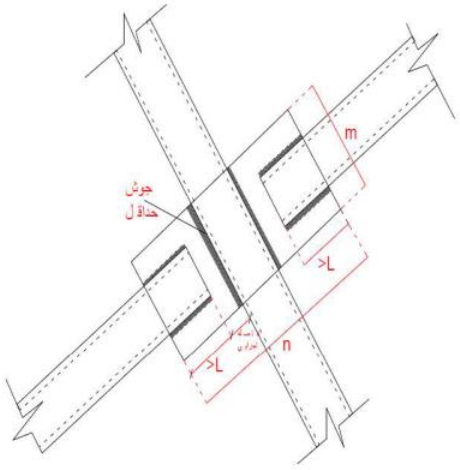
یک روش اجرایی دیگر به‌جای افزایش ضخامت ورق، استفاده از ورق اتصال بال‌دار از طریق جوش صفحه‌ای عمود بر ورق مذکور می‌باشد.

حل پ) طرح اتصال میانی دو مهاربند به هم

گام ۸- طراحی اتصال میانی دو مهاربند به هم

برای این اتصال از یک ورق مستطیلی استفاده می‌شود، نیروی طراحی اتصال همان نیرویی است که با آن اتصال مهاربند به تیر و ستون طراحی می‌شود. مهاربند ممتد با جوش حداقل به ورق متصل می‌شود. مهاربندی که قطع شده است باید دارای طول اتصالی به‌اندازه حداقل L باشد که مشابه اتصال قبلی محاسبه می‌شود و باید به میزانی باشد که نیروی طراحی اتصال از مهاربند به ورق منتقل شود، طول ورق باید به میزانی باشد که طول اتصال L برای دو مهاربند قطع شده تأمین شود و نیز مهاربند ممتد هم بتواند با رعایت یک فاصله اجرایی از وسط عبور نماید. عرض ورق نیز باید حداقل به میزانی باشد که ورق در مقطع عرض خود (که نباید از عرض ویتمور بیشتر در نظر گرفته شود) بر اساس مقاومت کششی جوابگوی نیروی محوری طراحی اتصال باشد.

کنترل برش قالبی نیز مشابه اتصال قبلی انجام می‌شود.



شکل ۶۱ـ ۱۴ نحوه اتصال میانی دو مهاربند به یکدیگر در مثال

بعد جوش اتصال مهاربند قطع شده به ورق:

$$a_w = 8mm$$

بعد جوش اتصال مهاربند ممتد به ورق (بعد جوش حداقل) و طول اتصال مهاربند بر روی ورق اتصال:

$$a_w = 5mm$$
$$L = 43\ cm$$

ضخامت ورق اتصال میانی ۲ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود.

$$t = 2cm$$

تعیین عرض ورق بر اساس تأمین مقاومت کششی لازم در مقطع عرضی از ورق که از عرض ویتمور بیشتر نیست.

$$P_u = T \le \phi_n P_t$$
$$T = 138420\ Kg$$
$$\phi_n P_t = min\left(0.9F_yA_g, 0.75F_uA_e\right), A_g = min(mt, b_vt), A_e = 0.85\ A_g$$
$$\phi_n P_t = min\left(0.9 * 2400 * A_g, 0.75 * 3700 * 0.85 * A_g\right) = min\left(2160A_g, 2359A_g\right) = 2160\ A_g$$
$$138420\ Kg \le 2160\ A_g \rightarrow A_g \ge 64\ cm^2$$
$$m \times t \ge 64\ cm^2 \rightarrow m \ge 32cm \rightarrow m = 35cm$$

تعیین طول ورق:

باتوجه‌به شکل ۶۱ـ۱۴ طول ورق n برابر است با:

$$b = 16cm$$
$$n \ge 2L + b + 2 * \text{فاصله اجرایی}$$

فاصله اجرایی ۳ سانتیمتر فرض می‌شود، در نتیجه طول ورق برابر است با:

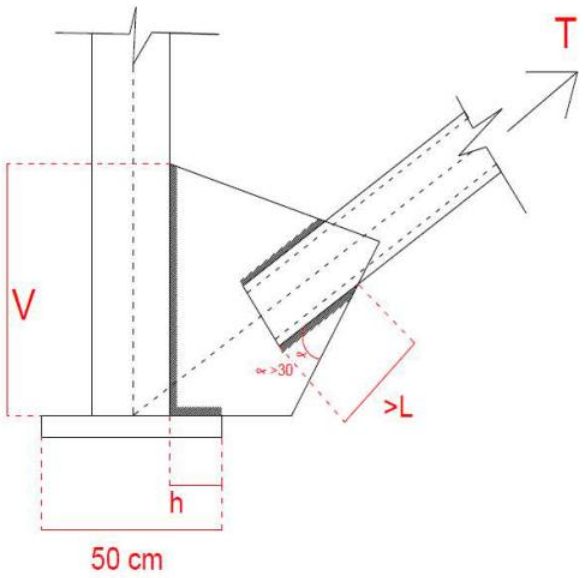
$$n \ge 2 * 43 + 2 * 3 + 16 = 108cm \rightarrow n = 110cm$$

در نتیجه ورق اتصال میانی PL110*35*2 می‌باشد.

حل ت) طرح اتصال مهاربند به ستون وکف ستون

گام ۹- اتصال مهاربند به ستون وکف ستون

طبق شکل ۶۲ـ۱۴ مجهول مسئله، V می‌باشد.



شکل ۶۲ـ۱۴ اتصال مهاربند به ستون وکف ستون در مثال

$$h = \frac{50 - 27}{2} = 11.5\ cm$$

موارد زیر مشابه اتصال قبلی در نظر گرفته می‌شوند:

$T = 138420\ kg$
$t = 2\ cm$
$L = 43\ cm$
$a_w = 8\ mm$

کنترل برش قالبی،کنترل کشش در ورق در عرض ویتمور وکنترل نسبت طول آزاد لبه ورق به ضخامت ورق همانند اتصال قبل می‌باشد.

گام ۱۰- طراحی جوش اتصال ورق به ستون وکف ستون:

در اینجا، در دو مرحله طراحی انجام می‌شود، مرحله اول مشابه اتصال مهاربند به تیر و ستون، جوش افقی، توسط مؤلفه افقی و جوش عمودی، توسط مؤلفه عمودی نیروی T تعیین می‌شود. در اینجا، طول افقی جوش معلوم است و در صورت عدم جوابگویی، قابل‌افزایش نمی‌باشد. در صورت عدم جوابگویی طول جوش، باید مجموعه جوش افقی و عمودی برای تحمل نیروی مهاربند طراحی شود. در این حالت تأمین جوش عمودی با سعی و خطا انجام می‌شود. یک حدس اولیه برای طول جوش عمودی زده می‌شود و بر اساس آن کنترل می‌شودکه آیا این طول مناسب است یا خیر و در صورت لزوم مقدار آن اصلاح می‌شود.

توجه شود که جوش L شکل می‌باشد و محل اثر نیرو لزوماً از مرکز جوش عبور نخواهد کرد که این مسئله باعث ایجاد پیچش در جوش خواهد بود، در نتیجه جوش باید برای اثر هم‌زمان برش و پیچش طراحی گردد.

$T_x = 11043\ kg$

$T_y = 83195\ kg$

$a_w = 8\ mm$

کنترل کفایت جوش افقی:

جوش کارگاهی β=۰/۷۵ و الکترود E70 (ضخامت بیش از ۱۵ میلیمتر) در نظر گرفته می‌شود.

$R_u = T_x \le \phi R_{nw}, \phi = 0.75$

$T_x = 11043\ kg, L_w = 2h = 2 \times 11.5 = 23\ cm$

$11043\ kg \nleq 0.75(0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 0.8 \times 23) = 21513\ kg$

طول جوش کافی تأمین نشده است. در نتیجه باید جوش برای اثر هم‌زمان برش و پیچش طراحی شود. در ابتدا باید یک حدس اولیه برای طول جوش عمودی زد. برای یک حدس مناسب می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود.

$R_u \le \phi R_{nw}$

ϕR_{nw} مقاومت بر اساس طول جوش عمودی

$R_u = T_y + 2[T_x - (\phi R_{nw})_h$

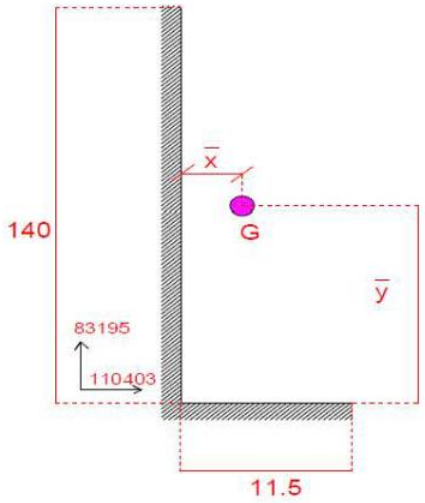
$(\phi R_{nw})_h$ مقاومت بدست آمده از مرحله قبل بر اساس طول جوش افقی

$R_u = 83195 + 2(11043 - 21513) = 260975\ kg$

$R_u \le \phi R_{nw}$

$260975\ kg \le 0.75(0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 0.8 \times (2V) \Rightarrow V \ge 139.5\ cm \Rightarrow V = 140\ cm$

نیرو به محل برخورد محور ستون و محور مهاربند منتقل می‌شود. موقعیت مرکز جوش محاسبه شده و سپس نیرو به همراه لنگر پیچشی (که ایجاد می‌کند) به مرکز جوش انتقال می‌یابد.



شکل ۶۳ـ۱۴ نمایش مرکز جوش L شکل برای طراحی مجموعه جوش در مثال

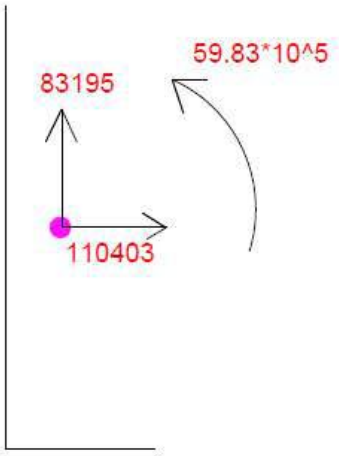
$$\overline{X} = \frac{h^2}{2(h+V)} = \frac{11.5^2}{2 \times (11.5 + 140)} = 0.44\ cm$$

$$\overline{Y} = \frac{V^2}{2(h+V)} = \frac{140^2}{2\times(11.5+140)} = 64.7\ cm$$

انتقال نیروها به مرکز جوش:

M لنگر پیچشی (پاد ساعتگرد، مثبت)

$$M = 11043 \times 64.7 - 83195(13.5 + 0.44) = 59.83 \times 10^5\ kg.m$$



شکل ۶۴ ـ ۱۴ انتقال نیروها به مرکز جوش به همراه لنگر پیچشی در مثال

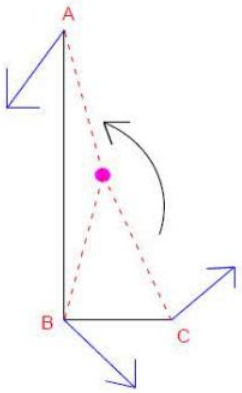
محاسبه تنش‌های ناشی از برش مستقیم:

$$f'_x = \frac{T_x}{2(h+V)} = \frac{110403}{2 \times (140 + 11.5)} = 364.4\ \frac{kg}{cm}$$

$$f'_y = \frac{T_y}{2(h+V)} = \frac{83195}{2 \times (140 + 11.5)} = 274.6\ \frac{kg}{cm}$$

محاسبه تنش‌های ناشی از پیچش:

برای این منظور باید نقطه بحرانی تشخیص داده شود. نقطه بحرانی، مطابق طبق شکل ۶۵ـ ۱۴ نقطه ای است که همزمان هم دورترین فاصله تا مرکز جوش را داشته باشد و هم تنش ناشی از آن با تنش ناشی از برش مستقیم هم‌جهت باشد.



شکل ۶۵ـ۱۴ نمایش نقاطی که احتمال بحرانی شدن دارند در مثال

دورترین نقطه A است اما تنش در آن با تنش‌های مستقیم هم‌جهت نیست.

دورترین نقطه پس از A، نقطه C می‌باشد که هر دو مؤلفه تنش با تنش‌های برش مستقیم هم‌جهت می‌باشد. پس نقطه C بحرانی است و کنترل برای آن انجام می‌شود.

$$\begin{cases} x = 11.5 - 0.44 = 11.06\ cm \\ y = 64.7\ cm \end{cases}$$

$$f_x'' = \frac{My}{I_P}\ ,\ f_y'' = \frac{Mx}{I_P}$$

$$I_x = h\overline{y}^2 + V(\frac{V}{2} - \overline{y})^2 + \frac{V^3}{12} = 11.5 \times 64.7^2 + 140(\frac{140}{2} - 64.7)^2 + \frac{140^3}{12} = 280739\ cm^3$$

$$I_y = V\overline{y}^2 + h(\frac{h}{2} - \overline{x})^2 + \frac{h^3}{12} = 140 \times 0.44^2 + 11.5(\frac{11.5}{2} - 0.44)^2 + \frac{11.5^3}{12} = 478\ cm^3$$

$$I_P = I_x + I_y = 280739 + 478 = 281217\ cm^3$$

$$f_x'' = \frac{My}{I_P} = \frac{59.83 \times 10^5 \times 64.7}{2 \times 281217} = 688.7\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_y'' = \frac{Mx}{I_P} = \frac{59.83 \times 10^5 \times 11.06}{2 \times 281217} = 117.7\ \frac{kg}{cm}$$

$$f_r = \sqrt{(f_x' \pm f_x'') + (f_y' + f_y'')} = \sqrt{(364.4 + 688.7)^2 + (274.6 + 117.7)^2} = 1124\ \frac{kg}{cm}$$

$$R_u = f_r \leq \phi R_{nw}$$

$$1124\ \frac{kg}{cm} \nleq 0.75(0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 \times 0.8 \times 1) = 935\ \frac{kg}{cm}$$

طول جوش باید افزایش یابد.

چون f_r نیرو در واحد طول می‌باشد باید L_w یک سانتیمتر در نظر گرفته شود.همچنین چون اثر دو خط جوش در محاسبه f_r دیده شده است، دیگر در محاسبه R_{nw} لحاظ نمی‌شود. مطابق محاسبه فوق، اتصال حدود ۲۰% ضعیف است. حدود ۳۵ سانتیمتر به طول جوش اضافه کرده و محاسبات تکرار می‌شود $(v = 175cm)$.

۱۴-۴-۳ طراحی اتصالات در مهاربندهای واگرا

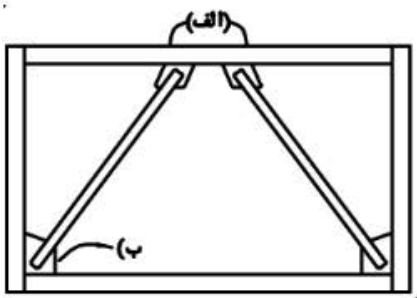
اتصالات دو انتهای مهاربندها به تیرها باید دارای مقاومتی حداقل برابر با مقاومت خود مهاربند، باشد. در طراحی این اتصالات الزامات مربوط به بخش ۱۶ ـ ۴ ـ ۱ ـ ۱ نیز باید رعایت شود.

طراحی اتصالات در مهاربندهای واگرا عبارتند از:

الف) طراحی اتصال عضو مهاری به تیر طبقه

ب) طراحی اتصال عضو مهاری به تیر و ستون

این اجزاء در شکل ۶۶ ـ ۱۴ نشان‌داده‌شده است. طراحی اتصال عضو مهاری به تیر و ستون عیناً مشابه مهاربندهای همگرا است. در ادامه طراحی اتصال عضو مهاری به تیر طبقه بررسی می‌شود.

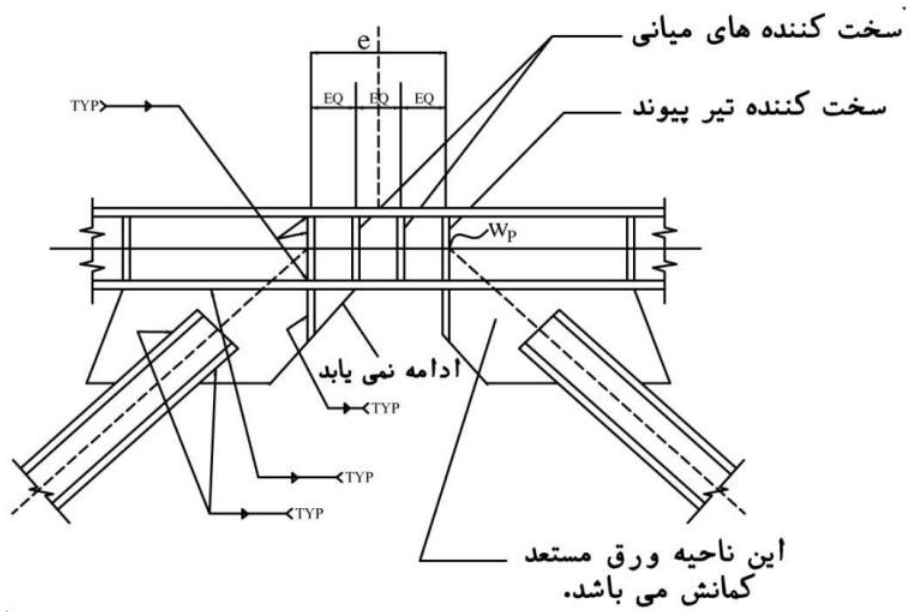


شکل ۶۶ ـ ۱۴ انواع اتصالات در مهاربندهای واگرا

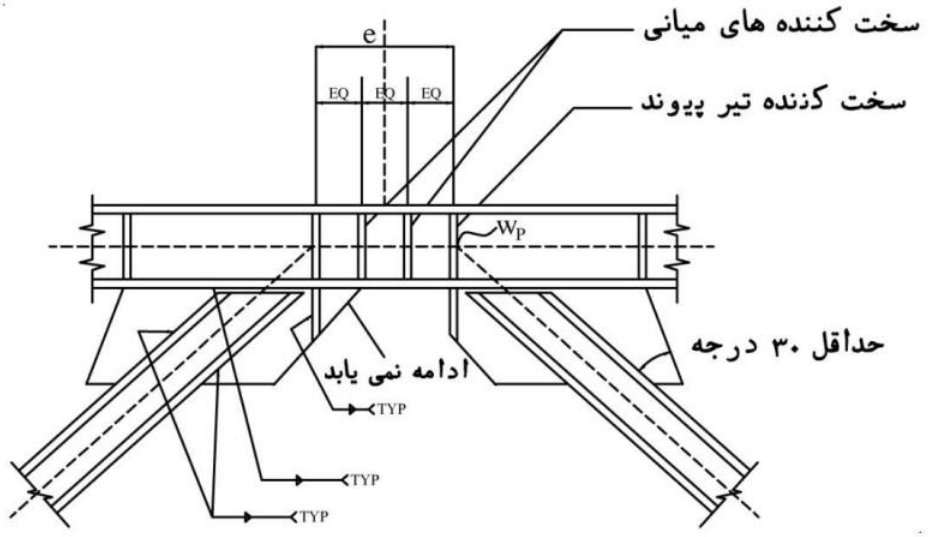
۱۴-۴-۳-۱ طراحی اتصال عضو مهاری به تیر طبقه

بر طبق آیین‌نامه ایران، اتصال عضو مهاری به تیر پیوند باید قادر به حصول مقاومت فشاری مهاربند و انتقال آن به جان تیر پیوند باشد. هیچ یک از قسمت‌های اتصال عضو مهاری به قطعه رابطه نباید به ناحیه جان آن ادامه یابد.

شکل ۶۷ ـ ۱۴ ـ الف جزئیات رایج اتصال عضو مهاری به تیر پیوند را نشان می‌دهد. تحقیقات نشان می‌دهد که جزئیات مطرح شده در شکل ۶۷ ـ ۱۴ ـ الف مستعد شکست و یا کمانش شدید ورق اتصال است. اتصال شکل ۶۷ ـ ۱۴ ـ ب با به حداقل رساندن فاصله انتقالی مهاربند تا زیر تیر اصلاح شده است.



الف ـ اتصال تیپ یک



ب ـ اتصال تیپ دو

شکل ۶۷ـ۱۴ جزئیات رایج اتصال عضو مهاری به تیر پیوند

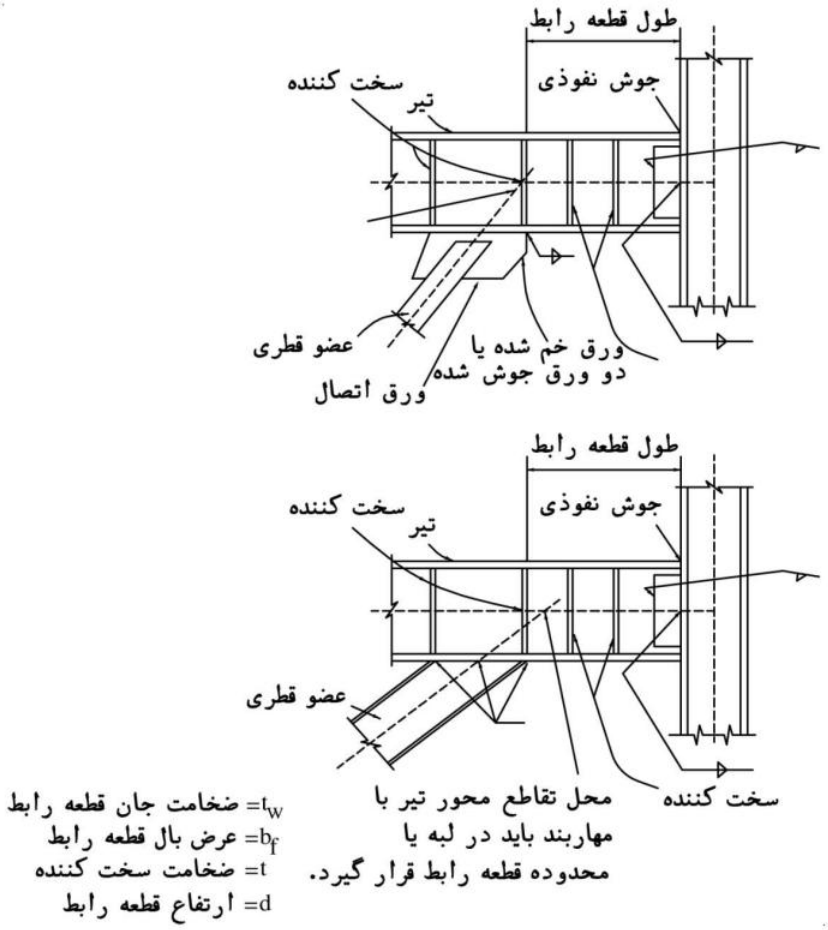
اتصال شکل ۶۷ـ۱۴ـب عملکرد مفصلی داشته و جهت ایجاد اتصال گیردار توصیه می‌شود عضو مهاری مستقیماً به تیر طبقه جوش شود.

درصورتی‌که تیر پیوند به ستون متصل باشد، طول قطعه رابط نباید از $1.6\frac{M_p}{V_p}$ تجاوز نماید. زیرا پیوندهای طویل در مجاورت ستون‌ها سبب ایجاد کرنشهای غیر ارتجاعی خمشی غیر یکنواخت در انتهای پیوند می‌شود که می‌تواند منجر به شکست در کرنشهای کوچک گردد. در محل اتصال قطعه رابط به بال ستون، باید ضوابط زیر بر آورده گردد:

الف) بال تیر باید با جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل گردد.

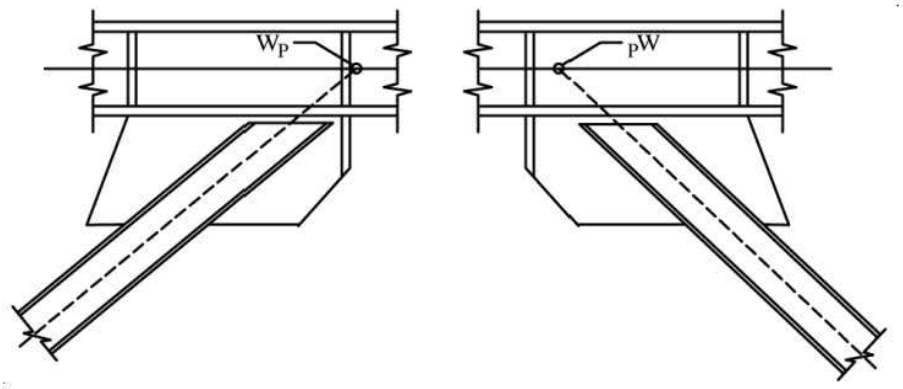
ب) وقتی که مقاومت قطعه رابط توسط برش کنترل گردد، اتصال جان باید قادر به تأمین مقاومت برشی کامل تیر باشد.

وقتی که قطعه رابط به جان ستون متصل می‌شود، بال‌های تیر باید با جوش نفوذی کامل به ورق‌های اتصالی جوش شوند و اتصال جان باید برای حصول تمام مقاومت برشی جان جوش گردد. جزئیات اتصال قطعه رابط به ستون در شکل ۶۸ــ۱۴ ارائه شده است.



شکل ۶۸ــ۱۴ جزئیات اتصال تیر پیوند به ستون و مهاربند

محور خنثی مهاربند و تیر همان گونه‌که در شکل ۶۶ــ۱۴ تا شکل ۶۸ــ۱۴ نشان‌داده‌شده باید در لبه و یا محدوده تیر پیوند قرار گیرد. قرارگیری نقطه عملکرد، خارج از پیوند مطابق شکل ۶۹ــ۱۴ میل به افزایش تنش خمشی در خارج از ناحیه پیوند را موجب شده و ممکن است ماکزیمم ترکیب تنش برشی و خمشی را به خارج از پیوند انتقال دهد.



شکل ۶۹ـ۱۴ موقعیت قرارگیری نقطه عملکرد

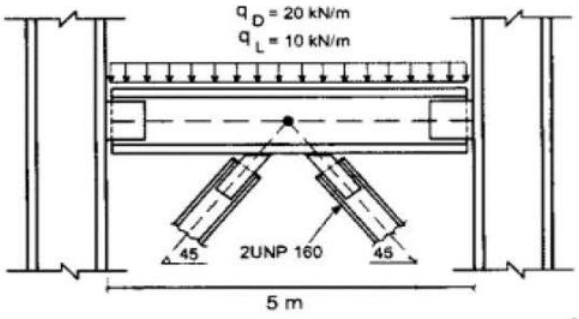
اگر قطعه رابط در مجاورت ستون نباشد، اتصال تیر به ستون را می‌توان در صفحه جان تیر به‌صورت مفصلی طراحی نمود.

۵-۱۴ تست‌های فصل چهاردهم

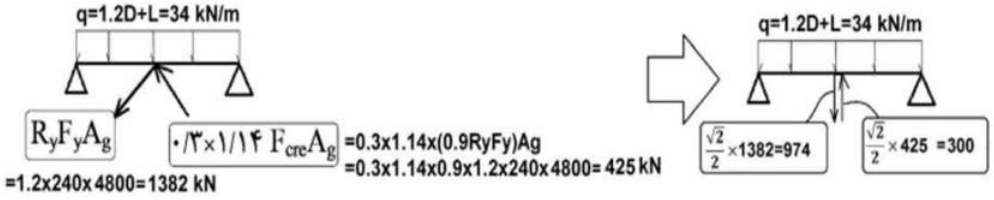
۱. در شکل زیر یکی از دهانه‌های قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندی همگرای ویژه از نوع ۸ و با کاربری مسکونی نشان‌داده‌شده است. چنانچه مقدار تنش فشاری مورد انتظار اعضای مهاربندی با مقطع دوبل UNP160 ناشی از کمانش برابر 0.9RyFy فرض شود ، حداقل مقاومت خمشی مورد انتظار Mu تیر کدام است ؟ (تنش تسلیم مهاربند ۲۴۰) (مهر ۹۶)

الف) Mu : 521 KN.m ب) M = 940 KN.m

ج) Mu = 125 KN.m د) Mu= 262 KN.m



مساحت جفت ناودانی برابر $2 \times 2400 = 4800\ mm^2$ می باشد:

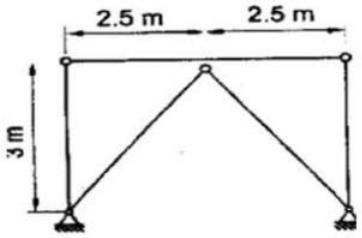


با توجه به شکل فوق، لنگر تیر برابر است با:

$$M_u = \frac{qL^2}{8} + \frac{(974-300)\times L}{4} = 34\times\frac{5^2}{8} + \frac{(674)\times 5}{4} = 948\ kN.m$$

۲. مهاربندهای همگرای ویژه نشان‌داده‌شده در شکل زیر مربوط به یک ساختمان فولادی مقاوم در برابر زلزله، از لوله به قطر خارجی ۱۶۰ میلیمتر و ضخامت ۵ میلیمتر تشکیل شده است . چنانچه Fcre=217MPa باشد ، حداقل مقاومت خمشی طراحی تیر طبقه کدام است ؟Fy=240Mpa (مرداد ۹۴)

الف) ۵۳۰ KN.m ب) ۷۰۰ KNm ج) ۱۱۵ KN.m د) ۰



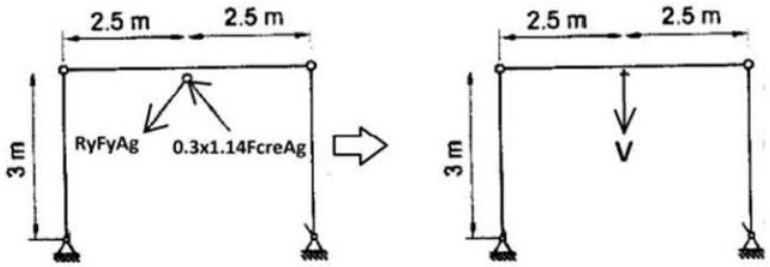
گزینه ۱

$$R_y F_y A_g = 1.25 \times 240 \times (\pi \times 80^2 - \pi \times 75^2) = 1.25 \times 240 \times 2433.5 = 730050\ N = 730\ kN$$
$$0.3 \times 1.14 F_{cre} A_g = 0.3 \times 1.14 \times 217 \times 2433.5 = 180.6\ kN$$

برای محاسبه لنگر وارد بر تیر، مولفه قائم این نیروها باید منظور شود:

$$V = (730 - 180.6)\frac{3}{\sqrt{3^2 + 2.5^2}} = 422\ kN$$

بنابراین تیر باید برای لنگر $M = \frac{VL}{4} = \frac{422 \times 5}{4} = 527.5\ kN.m$ طراحی شود.



۳. برای طراحی اتصال مهاربند همگرای ویژه در یک ساختمان، مقاومت کششی موردنیاز ۹۰۰ کیلونیوتن تنش و تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش ۹۰ مگاپاسکال است. حداقل مقاومت فشاری موردنیاز در این اتصال به کدام یک نزدیک است؟ مهاربند از نوع فولاد St37 است و مقاطع ناودانی ساخته شده اند . (خرداد ۹۳)

الف) 420 ب) 320 ج) 280 د) 350

ابتدا باید سطح مقطع ناودانی (A_g) بدست آید:

$$T = R_y F_y A_g = 900\ kN \rightarrow A_g = \frac{900000}{1.2 \times 240} = 3125\ mm^2$$

$$P = 1.1 \times 1.14 \times (90) \times A_g = 1.1 \times 1.14 \times 90 \times 3125 = 352\ kN$$

۴. تیر پیوند قاب مهاربندی شده واگرا دارای مقاطع شکل متقارن بوده و هر بال آن دارای مقطع ۲۰۰×۱۲ میلی‌متر و جان آن دارای مقطع ۴۰۰×۱۰ میلی‌متر است. اگر نیروی محوری در تیر پیوند ناچیز باشد، حداکثر دوران غیر ارتجاعی مجاز تیر پیوند به طول ۱۱۰۰ میلی‌متر نسبت به ناحیه خار از آن بر حسب رادیان کدام است؟ (بهمن ۹۷)

الف) ۰/۰۲ ب) ۰/۰۴ ج) ۰/۰۶ د) ۰/۰۸

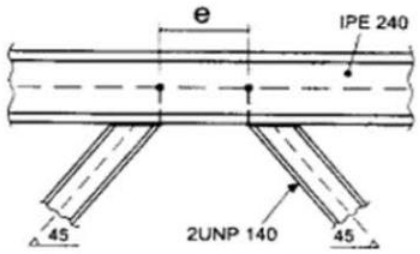
$$M_p = ZF_y = \left(200 \times 12 \times 412 + \frac{10 \times 400^2}{4}\right)240 = 333.31\ kN.m \qquad V_p = 0.6F_yA_{wl} = 0.6 \times 240 \times (400 \times 10) = 576\ kN$$

$$\frac{M_p}{V_p} = 0.578\ m \rightarrow \frac{1.6M_p}{V_p} = 0.925\ m \quad \frac{2.6M_p}{V_p} = 1.504\ m$$

$$\frac{1.6M_p}{V_p} < e = 1.1m < \frac{2.6M_p}{V_p} \quad \rightarrow \gamma_p < 0.02 + \frac{(1.504 - 1.1)}{0.578} \times 0.06 = 0.0619$$

۵. در شکل روبرو یکی از دهانه‌های یک قاب مهاربندی شده واگراکه در آن مقاطع اعضای مهاربندی از دوبل ناودانی ۱۴۰ تشکیل شده است، نشان‌داده‌شده است. چنانچه تیر فاقد نیروی محوری باشد، حداکثر طول تیر پیوند برای آنکه تسلیم برشی حاکم بر مقاومت تیر پیوند باشد، کدام است؟ (مهر ۹۶)

الف) ۵۳۷ میلیمتر ب) ۱۲۴۰ میلیمتر ج) ۸۹۵ میلیمتر د) ۶۲۴ میلیمتر



$$V_p = \frac{2M_p}{e} \rightarrow 0.6F_yA_{tw} = \frac{2F_yZ}{e} \rightarrow 0.6F_y(240 - 2\times 9.8)\times 6.2 = \frac{2F_y \times 367000}{e}$$
$$e = 895\ mm$$

۱۰-۳-۱۲-۳ مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و V_n مقاومت برشی اسمی می‌باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم برشی

$$V_n = V_p \qquad (۱-۱۲-۳-۱۰)$$

ب) تسلیم خمشی

$$V_n = \frac{۲M_p}{e} \qquad (۲-۱۲-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} ۰/۶F_yA_{tw} & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ ۰/۶F_yA_{tw}\sqrt{۱-\left(\frac{P_u}{P_c}\right)^۲} & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۳-۱۲-۳-۱۰)$$

$$M_p = \begin{cases} F_yZ & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ F_yZ\left(\frac{۱-P_u/P_c}{۰/۸۵}\right) & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۴-۱۲-۳-۱۰)$$

P_u - مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

P_c - مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر F_yA_g

A_{tw} - مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل و برابر $۲(d-۲t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل

F_y - تنش تسلیم فولاد تیر پیوند

Z - اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

e - طول تیر پیوند که برابر است با فاصلهٔ بین اتصال دو انتهای مهاربند در روی بال تیر یا فاصلهٔ بین اتصال انتهای مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون

۶. برای یک تیر پیوند در مهاربند واگرا $Mp=240KN.m$ و $Vp=160KN.$ بوده و نسبت مقاومت محوری موردنیاز به مقاومت تسلیم برابر ۰/۱ است. اگر طول پیوند ۲/۴ باشد، مقاومت برش طراحی تیر پیوند بر حسب کیلونیوتن کدام است ؟ (مرداد ۹۴)

الف) ۷۲ ب) ۱۸۰ ج) ۲۸۸ د) ۱۴۴

$$\varphi V_n = \varphi Min\left\{V_p, \frac{2M_p}{e}\right\} = \varphi Min\left\{160, \frac{2\times 240}{2.4}\right\} = 0.9\times 160 = 144\ kN$$

۱۰-۳-۱۲-۳ مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و V_n مقاومت برشی اسمی می‌باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم برشی

$$V_n = V_p \qquad (۱-۱۲-۳-۱۰)$$

ب) تسلیم خمشی

$$V_n = \frac{۲M_p}{e} \qquad (۲-۱۲-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} ۰/۶F_yA_{lw} & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ ۰/۶F_yA_{lw}\sqrt{۱-\left(\frac{P_u}{P_c}\right)^۲} & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۳-۱۲-۳-۱۰)$$

$$M_p = \begin{cases} F_yZ & P_u/P_c \le ۰/۱۵ \\ F_yZ\left(\frac{۱-P_u/P_c}{۰/۸۵}\right) & P_u/P_c > ۰/۱۵ \end{cases} \qquad (۴-۱۲-۳-۱۰)$$

۷. در مهاربند واگرا اگر طول پیوند برابر $2Mp/Vp$ باشد ، حداکثر دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن ، برای زلزله طرح چه مقداری است ؟ تغییر مکان جانبی نسبی طبقه برابر با تغییر مکان جانبی نسبی طرح فرض شود . (آبان ۹۳)

الف) 0.048 ب) 0.064 ج) 0.044 د) 0.056

$$\gamma_p = 0.02 + \frac{2.6 - 2}{2.6 - 1.6} \times 0.06 = 0.056\ rad$$

۱۰-۳-۱۲-۵ دوران تیر پیوند

حداکثر دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن، در حالتی‌که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه (δ_i) برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح (Δ_i) فرض شود، نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید.

الف) ۰/۰۸ رادیان برای حالتی‌که طول تیر پیوند مساوی یا کمتر از $1/6M_p/V_p$ باشد.

ب) ۰/۰۲رادیان برای حالتی‌که طول تیر پیوند مساوی یا بزرگتر از $2/6M_p/V_p$ باشد.

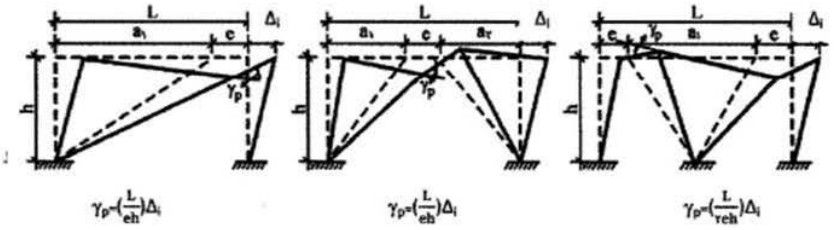
در روابط فوق:

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۳

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۱۲-۴

تبصره ۱: برای مقادیر طول پیوند بین دو مقدار (الف) و (ب)، می‌توان از درون‌یابی خطی بهره برد.

تبصره ۲: دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن (γ_p) در حالتی‌که تغییرمکان جانبی نسبی طبقه برابر تغییرمکان جانبی نسبی طرح فرض می‌شود را می‌توان از روابط مندرج در شکل ۱۰-۳-۱۲-۱ تعیین نمود.



شکل ۱۰-۳-۱۲-۱ دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن (γ_p)

۱۴-۶ مسائل فصل چهاردهم

توجه:

ـ فولاد مصرفی پروفیل‌ها و ورق‌ها از نوع ST37 می‌باشد.

ـ در کلیه مسائل، مهار جانبی تیرها در محل تکیه‌گاه و در بارهای متمرکز در نظر گرفته شود.

ـ وزن تیر به‌صورت جداگانه در نظر گرفته نشود.

ـ در طراحی‌ها نیروی عضو را بحرانی‌ترین حالت بارگذاری از میان حالت‌های ذکر شده در بخش ۱ـ۸ـ۱ (ترکیب بار بحرانی) در نظر بگیرید.

ـ پارامتر κ طبق مقادیر اعلام شده فرض می‌شود که در محدوده زیر قرار دارد:

$$15 \leq \kappa \leq 40$$

تمرین ۱۴-۱

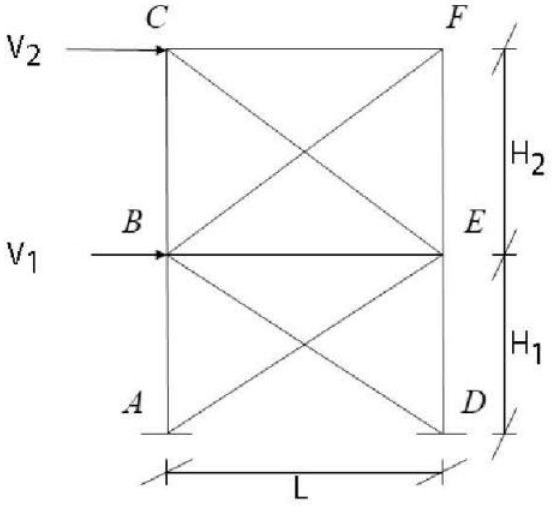
می‌خواهیم برای سازه شکل زیر، در اثر نیروهای اعمال شده به آن از مهاربندهای ضربدری استفاده کنیم. مطلوب است:

الف) طرح این مهاربندها از 2UNP

ب) طرح این مهاربند از 2IPE

ج) طراحی اتصال مهاربندهای AE و CE

$$V_1 = (0.2\kappa)ton,\ V_2 = 1.5V_1,\ L = 3m,\ H_1 = 3m,\ H_2 = 3.5m$$



تمرین ۱۴-۲

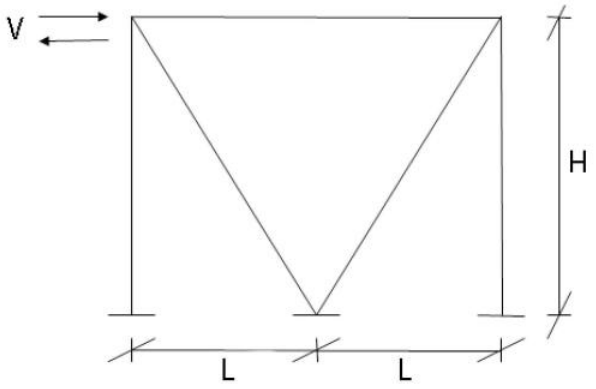
در نقشه‌های معماری ساختمانی مطابق شکل زیر، در محل مهاربندها بازشویی داریم که در قسمت بالایی طبقه قرار دارد و این امکان را به ما می‌دهد که بتوانیم از مهاربند V استفاده کنیم. مطلوب است طراحی این مهاربند:

الف) از دوبل نبشی

ب) از 2UNP

ج) طراحی اتصالات مهاربند به تیر و ستون و نیز اتصال به زمین

$$V = (0.03\kappa)ton, \quad L = 1.5m, \quad H = 3m$$



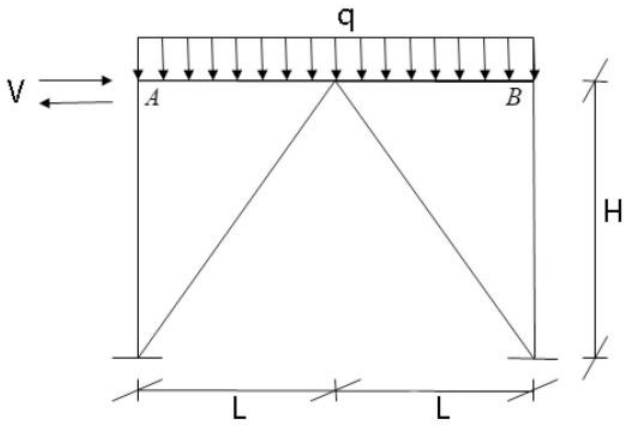
تمرین ۱۴-۳

در قاب مهاربندی مطابق شکل زیر، مطلوب است:

الف) طراحی مهاربند هشتی.

الف) طراحی تیر AB

$$V = (0.03\kappa)ton, \quad L = 1.5m, \quad H = 3m, \quad q = (0.01\kappa)\frac{ton}{m}$$

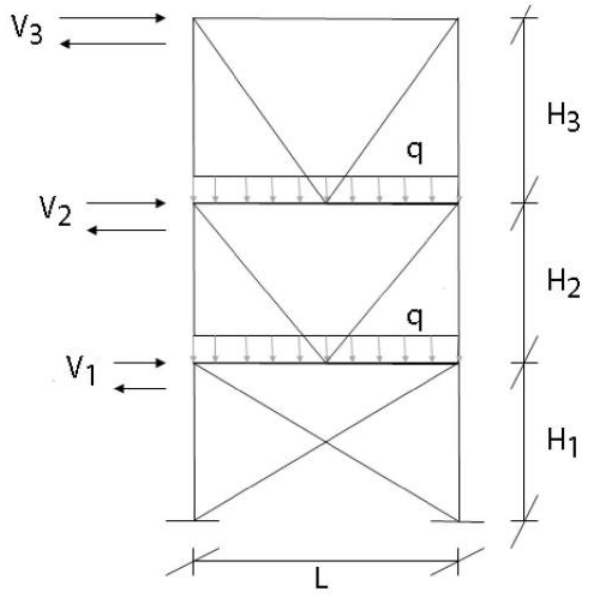


تمرین ۱۴-۴

در سازه شکل زیر، کلیه مهاربندها را از 2IPE طرح کنید.

$$V_1 = (0.07\kappa)ton, \quad V_2 = 2V_1, \quad V_3 = 3V_1$$

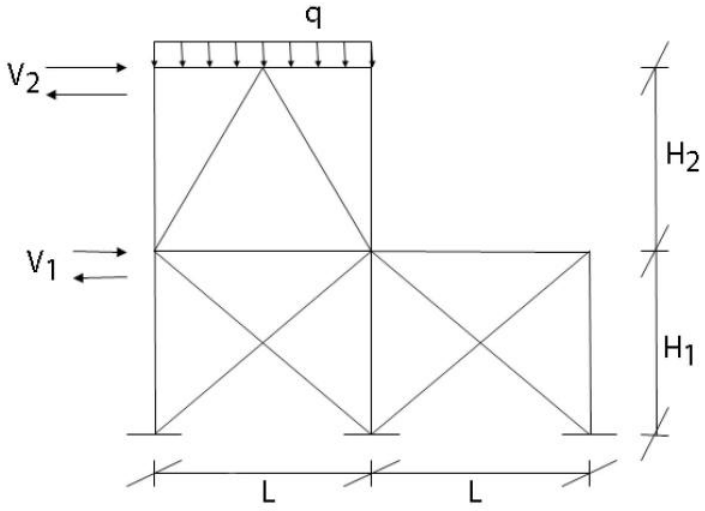
$$L = 4m, \quad H_1 = H_2 = 3m, \quad H_3 = 4.5m, \quad q = (0.03\kappa)\frac{ton}{m}$$



تمرین ۱۴-۵

در سازه شکل زیر، مهار بندها را از 2UNP طراحی کنید.

$$V_1 = (0.07\kappa)ton, \quad V_2 = 1.5V_1, \quad L = 3m, \quad H_1 = H_2 = 3m, \quad q = (0.02\kappa)\frac{ton}{m}$$



تمرین ۱۴-۶

در شکل زیر مطلوب است:

الف) طراحی تیر پیوند از پروفیل IPE درصورتی‌که طول پیوند کوچک‌تر از $1.6\frac{M_p}{V_p}$ باشد.

ب) طراح تیر در خارج از ناحیه پیوند از IPE

ج) طرح مهار بند برون محور از 2UNP

د) طرح اتصالات تیر پیوند (اتصال به تیر و ستون و اتصال به پی)

ه) کنترل دوران تیر پیوند و تعبیه سخت‌کننده‌های میانی.

$$V = (0.15\kappa)ton, \quad L = 4m, \quad H = 3.5m, \quad q = (0.02\kappa)\frac{ton}{m}, \quad e = 70cm$$