

www.icivil.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسين عمران

ارائه كتابها و جزوات رايجان مهندسي عمران

بهترين و برترين مقالات روز عمران

انجمن هاي تفصلي مهندسي عمران

خوشگاه تفصلي مهندسي عمران



طراحی سازه های فولادی پیشرفته

Advanced Design of Steel Structures

موضوع پروژه :

بادبندهای برون محور و اصول حاکم بر طراحی آنها

Eccentric Bracing & Design principles

استاد راهنما :

جناب آقای دکتر دیلمی

دانشجو :

مسعود محمدی

۱۳۹۱



خلاصه مطالب :

سازه های ساختمانی تحت تاثیر نیروهای ناشی از زلزله دچار تغییر مکان می شوند. متداولترین روش های کنترل تغییر مکان ها در سازه های فولادی که معمولاً از نوع جانبی هستند ، مهاربند ها می باشند که به شکل های گوناگونی اجرا می شوند . پیکربندی کلی سیستم های مهاربندی عموماً از نوع هم مرکز (هم محور) یا خارج از مرکز (برون محور) می باشد .

✓ مهاربندی های هم مرکز سختی سازه را نسبت به قاب خمشی معادل به شدت افزایش داده و تغییر مکان جانبی سازه را محدود می نمایند .

✓ مهاربندی های برون محور دو ویژگی « سختی مناسب جانبی » و « جذب انرژی بالا » را با یکدیگر ترکیب کرده و به کار می گیرند . در این سیستم، برون محوری اتصال مهار بندی سبب پدید آمدن لنگر های خمشی و نیروهای برشی بزرگی در ناحیه تیر نزدیک به مهار ، می شود . به این ترتیب، تنشهای این ناحیه از تیر وارد محدوده غیر ارتجاعی شده و سبب اتلاف انرژی ناشی از زمین لرزه می شود که به این ناحیه اصطلاحاً «پیوند» می گویند .

در طی این پروژه به بررسی رفتار مهار بندهای برون محور (EBF) به صورت کلی پرداخته می شود ، خصوصیات آن را مورد بررسی و مقایسه قرار داده و ضوابط حاکم بر طراحی آن را در آیین نامه های زیر بررسی می نمایم :

❖ آیین نامه های سازه های فولادی ایران (مبحث دهم مقررات ملی ساختمان)

❖ آیین نامه سازه های فولادی آمریکا (AISC)

❖ آیین نامه زلزله فدرال آمریکا (FEMA)



FEMA

در این مسیر لازم است تا ابتدا به بررسی اجمالی انواع مختلف مهار بندها پرداخته و پارامترهای رفتاری فولاد را نیز به صورت کوتاه بررسی نموده و سپس با استفاده از یک پیشینه ذهنی به بررسی مهار بند های برون محور ،مزایا ،معایب و خصوصیات و ... پرداخته و در این میان ضوابط قاب با مهار بند برون محور را در آیین نامه های بالا بررسی و مثالی از هر کدام حل نماییم .

در آخر نیز از تمامی کسانی که مرا در این امر یاری نمودند مخصوصاً جناب آقای دکتر دیلمی تشکر می نمایم.

فهرست مطالب :

صفحه

عنوان

۹	فصل اول : مقدمه
۱۲	فصل دوم : بررسی پارامترهای رفتاری مورد نیاز
۱۳	۱-۲ مقدمه
۱۴	۲-۲ رفتار خطی و غیر خطی فولاد
۱۵	۳-۲ رفتار فولاد در بارهای رفت و برگشتی (منحنی هیستریزیس یا چرخه ای)
۱۶	۴-۲ اثر پوشینگر
۱۷	۵-۲ منحنی رفتاری
۱۸	۱-۵-۲ مدل دو خطی
۱۸	۱-۱-۵-۲ دو خطی الاستو - پلاستیک
۱۹	۲-۱-۵-۲ دو خطی با سخت شدگی کرنشی
۱۹	۳-۱-۵-۲ دو خطی با نرم شدگی کرنشی
۲۰	۲-۵-۲ مدل هیستریزیس با منحنی اسکلتون رامبرگ- اسگود
۲۰	۶-۲ میرایی
۲۰	۱-۶-۲ میزان خارجی لزوج
۲۰	۲-۶-۲ میرایی داخلی لزوج
۲۱	۳-۶-۲ میرایی اصطکاک جسم

فصل سوم : بررسی اجمالی انواع مختلف مهاربندی ۲۲

۱-۳ قاب های مهاربندی هم مرکز ۲۳

۱-۳-۱ بادبند های ضربدری ۲۴

۱-۳-۲ بادبند های قطری ۲۴

۱-۳-۳ بادبندهای شورن **V** و **V** معکوس ۲۵

۱-۳-۴ بادبندهای **K** ۲۶

۲-۳ قاب های مهاربندی خارج از مرکز ۲۷

۳-۳ مهاربند زانویی ۲۹

۴-۳ سیستم پانل برشی ۳۱

فصل چهارم : بررسی اجمالی انواع برون محور **EBF** ۳۲

۱-۴ مقدمه بادبند های واگرا ۳۲

۲-۴ خصوصیات مهاربندهای واگرا ۳۴

۳-۴ کنترل شکل پذیری تیر پیوند در مهاربندهای واگرا ۳۵

۴-۴ انواع مهاربندی نوع خارج از مرکز ۳۶

۵-۴ ترکیب این سیستم با سیستمهای سازه ای دیگر ۳۶

۶-۴ رفتار کلی قاب های مهاربندی برون محور در صورت اعمال نیروی جانبی ۳۷

فصل پنجم : ضوابط لرزه ای برای قاب ساده با مهاربند برون محور در

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ۱۳۸۷ ۴۰

۱-۵ مقدمه ۴۱

۲-۵ ضوابط لرزه ای کلی ۴۲

- ۴۲ ۲-۳-۱۰ عبارات و اصطلاحات
- ۴۵ ۳-۳-۱۰ علایم و اختصارات
- ۴۵ ۲-۴-۳-۱۰ مقطع فشرده لرزه ای
- ۴۵ ۳-۴-۳-۱۰ ناحیه بحرانی
- ۴۶ ۴-۴-۳-۱۰ ترکیب های بار زلزله تشدید یافته
- ۴۷ ۳-۵ ضوابط لرزه ای برای قاب مهاربندی شده واگرا
- ۴۸ ۱۰-۳-۱۰ قاب های مهاربندی شده واگرا
- ۴۹ ۲-۱۰-۳-۱۰ قاب های مهاربندی شده ی واگرای ویژه
- ۵۲ ۲-۱۰-۳-۱۰ تیر پیوند
- ۵۲ ۱-۲-۱۰-۳-۱۰ محدودیت های تیر پیوند
- ۵۳ ۲-۲-۲-۱۰-۳-۱۰ نوع رفتار تیر پیوند
- ۵۴ ۳-۲-۲-۱۰-۳-۱۰ مقاومت برشی تیر پیوند
- ۵۸ ۴-۲-۲-۱۰-۳-۱۰ دوران تیر پیوند
- ۶۰ ۵-۲-۲-۱۰-۳-۱۰ اتصال تیر پیوند به ستون
- ۶۱ ۶-۲-۲-۱۰-۳-۱۰ سخت کننده های تیر پیوند
- ۶۲ ۷-۲-۲-۱۰-۳-۱۰ مهارجانبی تیر پیوند
- ۶۳ ۳-۲-۱۰-۳-۱۰ تیر خارج از تیر پیوند
- ۶۴ ۴-۲-۱۰-۳-۱۰ طراحی اعضا قطری مهاربند و اتصالات آنها
- ۶۴ ۱-۴-۲-۱۰-۳-۱۰ محدودیت ها
- ۶۵ ۲-۴-۲-۱۰-۳-۱۰ نیروهای طراحی مهاربند ها
- ۶۵ ۳-۴-۲-۱۰-۳-۱۰ طراحی اتصالات مهاربند ها
- ۶۵ ۴-۳-۲-۹-۳-۱۰ اتصالات اعضای قطری مهاربند ها
- ۶۶ ۵-۲-۱۰-۳-۱۰ طراحی ستون ها در قاب های مهاربندی شده واگرا

- ۱۰-۳-۱۰-۳ مهاربند های واگرای معمولی در داخل قاب ساده ۶۷
- ۴-۵ حل نمونه سوال با استفاده از روش حدی آیین نامه مبحث دهم ۶۸
- ۵-۵ حل نمونه سوال دوم با استفاده از روش تنش مجاز آیین نامه مبحث دهم ۸۲

فصل ششم : ضوابط لرزه ای برای قاب ساده با مهاربند برون محور در

- ۹۱ آیین نامه فولاد آمریکا **AISC 2010** ۹۱
- ۹۲ ۱-۶ مقدمه ۹۲
- شرح قاب های مهاربندی شده برون محور ۹۳
 - تعدادی از چیدمان های ممکن در بادبند های برون محور ۹۶
 - رفتار کلی قاب های مهاربندی برون محور ۹۹
 - اساس طراحی بادبندهای برون محور ۱۰۰
 - تیر پیوند در قاب مهاربندی برون محور ۱۰۱
 - اساس طراحی بادبندهای برون محور ۱۰۲
 - اساس رفتار تیر پیوند در قاب مهاربندی برون محور ۱۰۳
 - زاویه چرخش پلاستیک تیر پیوند ۱۰۴
 - نیرو های موجود در تیر پیوند ۱۰۸
 - نیروی برشی یا خمشی برای تسلیم تیر پیوند ۱۰۹
 - رفتار پس از تسلیم تیر پیوند ۱۱۰
 - نمونه های آزمایشگاهی برای بررسی کارایی تیر های پیوند ۱۱۰
 - ضوابط طراحی آیین نامه زلزله آمریکا برای بادبندهای برون محور ۱۲۵

فصل هفتم : ضوابط لرزه ای برای قاب ساده با مهاربند برون محور در

۱۴۹	آیین نامه ستاد بحران ایالات متحده FEMA 451
۱۵۰	۱-۷ مقدمه
۱۵۰	۲-۷ ساختمان دو طبقه ، اوکلند ، کالیفورنیا.....
۱۵۰	۳-۷ شرح ساختمان.....
۱۵۲	۱. شیوه تحلیل قاب های مهاربندی برون محور از دیدگاه فم ۱۵۲
۱۵۴	۲. آنالیز و تحلیل ۱۵۴
۱۵۴	۱.۲ نیروی طراحی اعضا ۱۵۴
۱۵۴	۲.۲ جابجایی ۱۵۴
۱۵۶	۳. طراحی بادبند برون محور..... ۱۵۶
۱۵۷	۱.۳ طراحی تیر پیوند ۱۵۷
۱۵۷	۱.۱.۳ نسبت طول به ضخامت ۱۵۷
۱۵۸	۲.۱.۳ مقاومت برشی تیر پیوند ۱۵۸
۱۵۹	۳.۱.۳ سخت کننده های تیر پیوند ۱۵۹
۱۶۰	۴.۱.۳ زاویه چرخش تیر پیوند ۱۶۰
۱۶۰	۵.۱.۳ مقاومت محوری تیر پیوند ۱۶۰
۱۶۱	۶.۱.۳ مهارجانبی تیر پیوند ۱۶۱
۱۶۲	۲.۳ طراحی اعضای مهاري..... ۱۶۲
۱۶۵	۳.۳ اتصالات بالای مهاربند ۱۶۵
۱۶۶	۴.۳ اتصالات پایین مهاربند ۱۶۶
۱۶۷ ۱۶۷

منابع

فصل اول

مقدمه

اصولا از نظر مهندسی، آن طرحی مناسب و قابل قبول تلقی می شود که بتواند شرایط مطلوب را چه از نظر اقتصادی، کارایی، مقاومت و . . . در حد معقول و مقبولی برآورده سازد . گرچه گاهی مسائل اقتصادی و یا معماری سبب از دست رفتن مقاومت و عملکرد مناسب ساختمان در مقابل بارهای وارده می گردد ، ولی در عین حال باید ضمن تامین مقاومت و پایداری کافی ، حتی الامکان سعی شود ساختمان دارای کارایی حداکثر و از نظر اقتصادی بهینه باشد . با توجه به توضیحات فوق، در حال حاضر بهترین راه حل یافتن شیوه هایی برای بهبود روند ساختمان سازی کنونی است . یعنی با تغییراتی چند در روش های اجرایی و صد البته با انجام کارها بر اساس ضوابط و آئین نامه ها از ابتدا تا اتمام کار اجرایی پروژه ها، می توان به نتایج بسیار بهتری دست یافت .

مقاومت هر سازه در برابر زلزله به دو عامل اساسی بستگی دارد : یکی نوع ساخت سازه و به کارگیری اصول و قوانین مهندسی در طراحی و اجرای آن و دیگری بزرگی و قدرت زلزله در سالهای اخیر از طریق رسانه های گروهی هر چند وقت یک بار خبری در مورد روش های ابداعی مهندسان سازه برای مقاوم سازی ساختمان ها یا ساخت سازه های مقاوم در برابر زلزله شنیده می شود ؛ شیوه هایی مثل قرار دادن ساختمان روی بلوک های لغزشی ، حفر کانال های بسیار بزرگ در اطراف فونداسیون ها (پی ها) ، معلق کردن ساختمان از زنجیر (!) ، آویزان کردن پاندول های بزرگ از سقف و . . . نکته قابل تامل در مورد این راهکارها ، تقریبا غیر عملی بودن آنها با توجه به وضعیت ساخت و ساز در کشوری مثل ایران آنهم در مقیاس وسیع است . البته نه تنها در ایران بلکه در اکثر کشورها این کار تا حدود زیادی نشدنی است و اگر هم قابلیت اجرایی داشته باشند بسیار هزینه بر بوده، برای تمام ساختمان ها قابلیت اجرایی ندارند . در کنار این روش ها، کارهایی مثل استفاده از جدا سازها، بادبندها، میرا کننده ها و جذب کننده های انرژی (قرار دادن فنرهای پلاستیکی ویژه یک یا چند لایه در پی ساختمان) برای کاهش خسارات و تلفات، عملی تر به نظر می رسد . از این دیدگاه ساختمان ها به طور کلی به چهار دسته ساختمان های فولادی، بتنی، ساختمان های با مصالح بنایی (آجری) و ساختمان های چوبی تقسیم می شوند .

با توجه به کاربرد بیشتر و به روز بودن ساخت سازه های بتنی و فولادی در عصر حاضر، قوانین موجود در زمینه ساخت این دو نوع سازه را بیشتر مورد بحث و بررسی قرار می دهیم . سازه های بتنی و فولادی اگر براساس اصول مهندسی و ضوابط و آئین نامه های اجرایی موجود ساخته شوند، تفاوت آنچنانی از نظر مقاومتی با هم ندارند . با یادآوری این نکته که ، فولاد در برابر حرارت و مواد شیمیایی نسبت به بتن مقاومت کمتری دارد (آتش سوزی و ذوب شدن، زنگ زدگی، پوسیدگی و . . .) در زلزله هر چه اعضای سازه شکل پذیرتر و انعطاف پذیرتر باشند، خسارات مالی و جانی وارده کمتر خواهد بود . برای این کار بهتر است از فولاد کم کربن، جوش پذیر و دارای شکل پذیری بالا استفاده شود . البته صرفا فولادی بودن یک سازه تضمینی بر مقاومت آن در برابر زمین لرزه نیست [15] .

در ساختمان های فولادی ، بادبندها بعد از تیر و ستون و در موقع زلزله و باد حتی می توان گفت بیش از آنها دارای اهمیتند و عامل بسیار مهمی برای مقاومت در برابر زلزله و بارهای جانبی دیگر هستند . بادبند های فولادی از جمله سیستم هایی هستند که در برابر نیروهای جانبی مقاومت می کنند با بادبندگذاری در تعدادی از قاب های ساختمان درهرامتداد و با کمک عملکرد دیافراگم صلب کف سازه می توان آن را مستحکم تر کرده در نظر گرفت . بادبند گذاری به دو نوع همگرا و واگرا تقسیم می شود.

طراحی و اجرای بادبندها باید با نهایت دقت و بر اساس اصول و قوانین مهندسی خصوصا در مورد محل قرارگیری خود بادبندها، نوع و اندازه پروفیل مصرفی، مقدار و نوع و طول جوش ها، نوع درز جوش و... صورت گیرد. [1]

سختی ، شکل پذیری و مقاومت ، پارامترهای مهم در نحوه پاسخ لرزه ای سازه های مقاوم در برابر زلزله به شمار می آیند . قابهای خمشی درحالی که شکل پذیری بسیار بالایی را ارائه می کنند سختی بسیار پایینی دارند بطوریکه در این قابها معمولا کنترل های تغییر مکانی حاکم بر طرح می شوند و در نتیجه از همه ظرفیت سازه استفاده نمی شود . قابهای هم محور بر خلاف قابهای خمشی سختی جانبی بالا و شکل پذیری بسیار پایینی دارند که این قضیه ضریب رفتار بسیار پایینی را برای این قابها نتیجه می دهد.

✓ (SCBF-Specially Concentric Braced Frames) در سازه های مهار بندی شده هم محور از نوع ویژه عضو لرزه بر یا به عبارتی کنترل شونده توسط تغییر مکان ، مهاربند می باشد وسایر اعضاء سازه کنترل شونده توسط نیرو بوده و انتظار رفتار غیر ارتجاعی در آنها نمی رود [1] ، بنابراین مهاربندها باید در همه مدهای رفتاری کاملاً شناخته شده باشند و بر اساس این مدهای رفتاری سازه مهیا شود . باید توجه کرد که این عوامل حساسیت طرح را بالا برده و داشتن رفتار لرزه ای مناسب را منوط به کنترلهای بسیار دقیق می کند، و چه بسا عدم رعایت کوچکترین نکات اجرایی باعث عدم ایجاد رفتار مناسب لرزه ای شود.

✓ (EBF-Eccentric Braced Frames) قابهای مهاربندی برون محور هر دو پارامتر سختی و شکل پذیری را بطور همزمان دارا می باشند . در این قابها مهاربندها تامین کننده سختی سازه و قطعه تیر بین دو مهاربندی (تیر پیوند)، تامین کننده شکل پذیری می باشد. [2] حال چنانچه محدوده کنترل شونده توسط تغییر مکان به یک فاصله کوچک محدود شود ضمن استفاده از شرایط کلی آن (مثل سختی مناسب) می توان رفتار لرزه ای کنترل شده تری را فراهم کرد، چرا که ناحیه غیر ارتجاعی محدود به یک المان کوتاه می شود.

این نوع جدید بادبندها به تازگی استفاده از آن رو به افزایش می باشد اما متأسفانه اکثر طراحان آشنایی اندکی با نحوه طراحی این سیستم بادبندی دارند و اکثراً به این سیستم به چشم یک بادبند پرده ای و در جهت تطبیق با نقشه معماری (به طور مثال در محل در و پنجره) نگاه می شود ؛ به همین جهت به نظر می رسد لازم باشد که در این زمینه بحث بیشتری انجام گیرد.

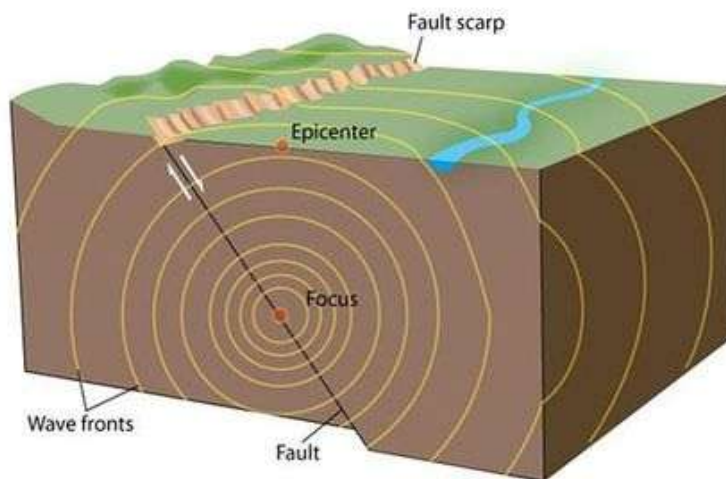
فصل دوم

بررسی پارامترهای رفتاری

مورد نیاز

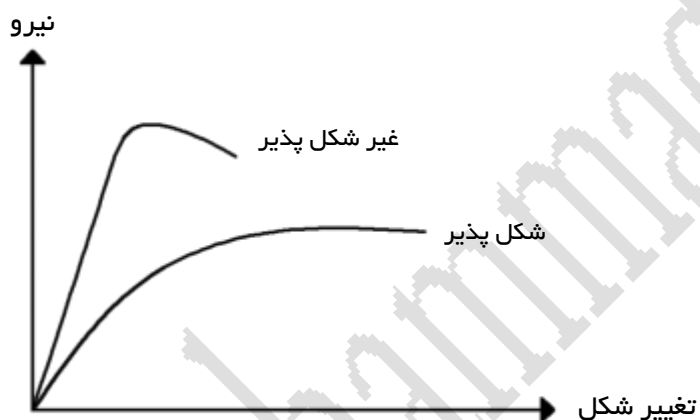
زمین لرزه پدیده‌ای است که باعث می‌شود در مدت کوتاهی انرژی زیادی در زمین رها شود. انرژی رها شده باعث ایجاد تکانهای شدید در قسمتهای بالایی زمین می‌گردد. با وقوع زمین لرزه انواع مختلف موجها در تمام جهات در زمین منتشر می‌شوند. موجهای منتشر شده باعث ایجاد حرکت های افقی و قائم در سطح زمین می‌شوند که معمولا حرکت و شتاب زمین در **راستای افق** بیشتر از راستای قائم است. به همین دلیل نیروی جانبی وارد بر سازه‌ها بیش از نیروی قائم است. همراه زمین پی ساختمان نیز شروع به حرکت می‌کند که حرکت زمین را به بخش های بالایی ساختمان انتقال می‌دهد. بخاطر تفاوت زمانی در دریافت این حرکات توسط جرمهای قسمتهای مختلف، تمام اجزای ساختمان با هم حرکت نمی‌کنند و نسبت به هم جابجائی های متفاوتی را بروز می‌دهند. این پدیده به عنوان تغییر شکل ساختمان و یا پاسخ ساختمان نامیده می‌شود.

Seismic Waves Radiate from the Focus of an Earthquake



تغییر شکل ایجاد شده در ساختمان ایجاد تنش نموده و اگر این تنش‌ها از مقاومت مصالح به کار رفته بیشتر باشد باعث ترک و گسیختگی اجزا ساختمان می‌گردد. لازم به ذکر است هر چه پریود ساختمان به پریود زلزله نزدیکتر باشد اثرات زلزله بر روی ساختمان بیشتر است. (پدیده تشدید) [3]

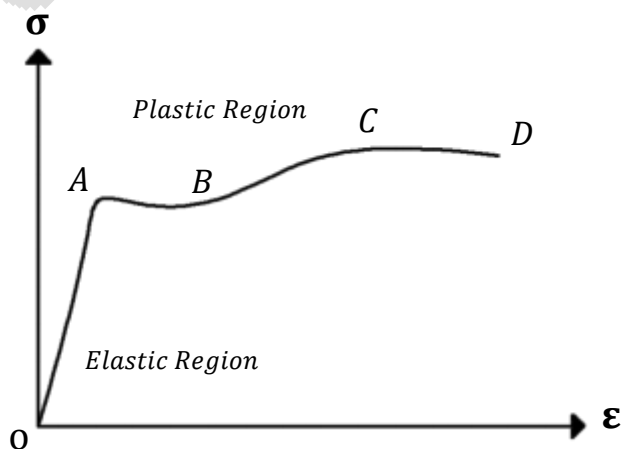
اگر بخواهیم برای زلزله های متوسط و شدید سازه ها را به صورت ارتجاعی تحلیل و طراحی نمائیم، طرحهای غیر اقتصادی بدست می آید. به همین دلیل از خواص مصالح در حالت های غیر خطی استفاده می شود و به سازه اجازه داده می شود وارد ناحیه غیر خطی شود که همین غیر خطی شدن از نیروی زلزله ای که قرار است به سازه وارد شود، می کاهد. [4] که در شکل ۱-۲ نمودار نیرو - تغییر شکل برای مصالح شکل پذیر و غیر شکل پذیر آمده است.



شکل ۱-۲ نمودار نیرو - تغییر شکل برای مصالح شکل پذیر و غیر شکل پذیر

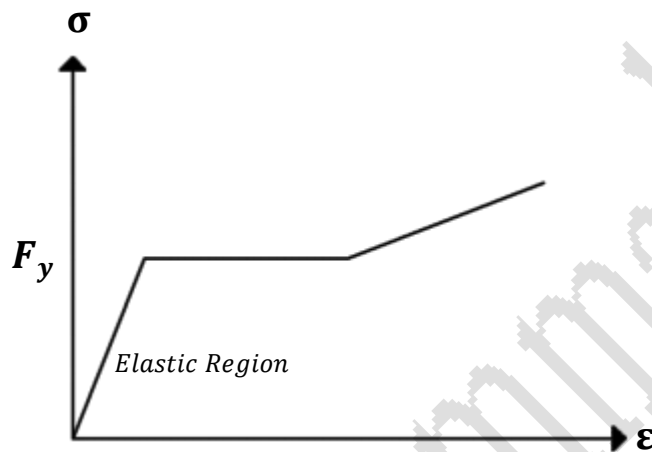
۲-۲ رفتار خطی و غیر خطی فولاد

اگر یک عضو فولادی تحت کشش محوری قرار بگیرد، منحنی تنش - کرنش آن مطابق شکل ۲-۲ می باشد.



شکل ۲-۲ منحنی تنش - کرنش واقعی فولاد

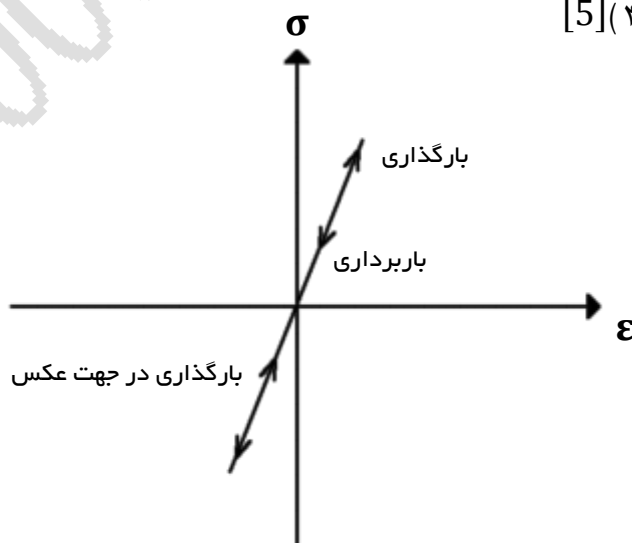
همانطور که در شکل صفحه قبل مشخص است نمودار از سه قسمت الاستیک ، پلاستیک و سخت شدگی مجدد تشکیل شده است . در مرحله دوم با افزایش بسیار کم نیرو ، جابجائی زیادی اتفاق می افتد که در حقیقت به معنی غیر خطی بودن فولاد است . در عمل از نمودار ایده آل شده تنش و کرنش مانند شکل ۲-۳ استفاده می شود.



شکل ۲-۳ رابطه تنش - کرنش ایده آل شده فولاد

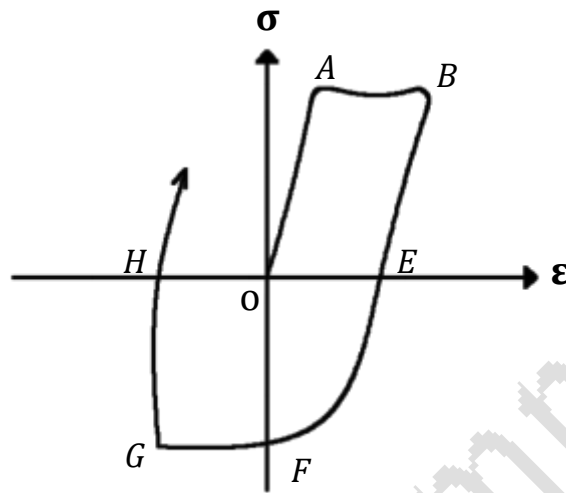
۳-۲ رفتار فولاد در بارهای رفت و برگشتی (منحنی هیستریزس یا چرخه ای)

در شکل ۲-۲ اگر بارگذاری به صورتی باشد که مقدار تنش و کرنش در شاخه OA قرار بگیرد پس از باربرداری، منحنی تنش - کرنش روی همان شاخه بر می گردد تا به صفر برسد در صورتی که جهت بارگذاری عوض شود منحنی با همان شیب در جهت مخالف ادامه پیدا می کند. (شکل ۲-۴) [5]



شکل ۲-۴ منحنی بارگذاری و بار برداری در حالت خطی

اما وقتی در ناحیه AB، قرار می‌گیرد پس از باربرداری نمودار با شیبی موازی OA برمی‌گردد که معادل شاخه BE در شکل زیر می‌باشد و اگر بارگذاری در جهت عکس انجام شود، منحنی با همان شیب ولی در جهت مخالف ادامه پیدا کرده تا به حالت غیر خطی برسد.



شکل ۲-۵ منحنی بارگذاری و بار برداری در حالت غیرخطی

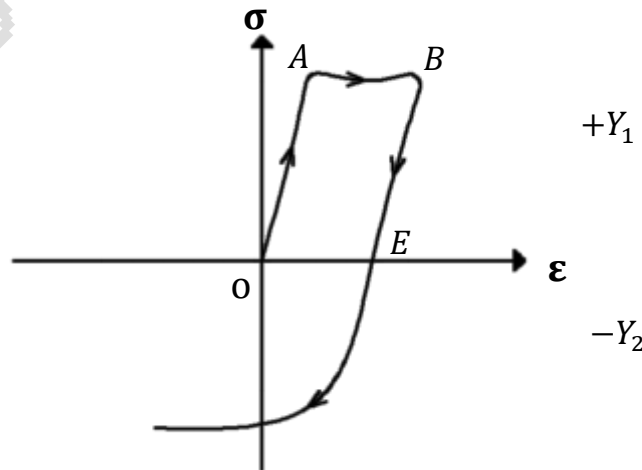
به منحنی نمایش داده شده در شکل بالا منحنی هیستریزیس (چرخه ای) گفته می‌شود.

۲-۴ اثر بوشینگر

در منحنی تنش کرنش وقتی در نقطه B باربرداری صورت می‌گیرد و بارگذاری در جهت عکس انجام می‌شود ملاحظه می‌شود که تنش تسلیم به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد (شکل زیر)

این مقدار می‌تواند از تنش تسلیم اولیه نیز کمتر باشد. این پدیده را اثر بوشینگر می‌نامند. مقدار Y_1 و Y_2 به صورت زیر می‌باشد:

$$Y_1 + Y_2 = 2Y$$



شکل ۲-۶ نمایش اثر بوشینگر

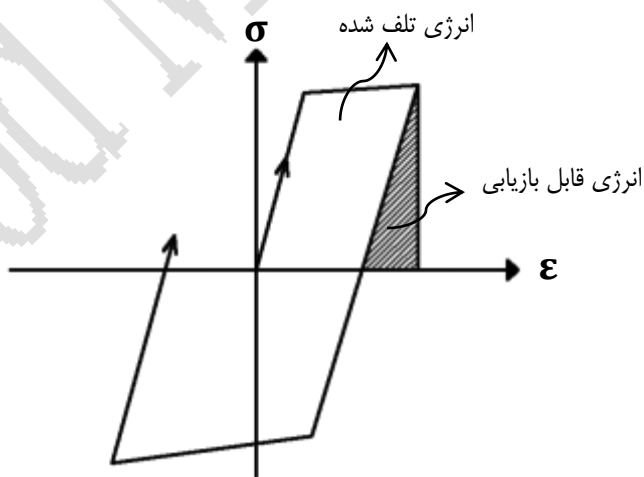
یعنی فاصله تنش های تسلیم در کشش و فشار همیشه ثابت و دو برابر تنش تسلیم اولیه می باشد . اثر بوشینگر در حالاتی که عملاً نسبت تنش ، پی در پی تغییر می کند دارای اهمیت فراوانی می باشد.(بارهای زلزله)

۲-۵ منحنی رفتاری

همانطور که قبلاً عنوان شد یکی از خصوصیات مصالح، خصوصیات غیر خطی شدن آنهاست که در این مرحله مصالح سختی اولیه خود را از دست می دهند ، ولی این بدین معنی نمی باشد که مصالح دیگر نیرویی تحمل نمی کنند، بلکه با توجه به مسأله سخت شدگی کرنش می توانند مقداری نیرو تحمل نمایند.

همانطور که می دانیم زلزله دارای ماهیت رفت و برگشتی است . مقدار نیرو هم به مقداری می باشد که باعث می شود مصالح وارد مرحله غیر خطی شوند . (طراحی بر این اساس انجام می گیرد که مصالح وارد مرحله غیر خطی شوند).

پس برای هر سازه می توان منحنی های چرخه ای را رسم نمود که سطح داخل حلقه های چرخه ای نمایش داده شده انرژی تلف شده در سیستم به صورت گرما می باشد که این مسأله در شکل ۲-۷ نمایش داده شده است.



شکل ۲-۷ انرژی تلف شده و انرژی قابل بازیابی

آنچه از دیاگرام چرخه ای یک سازه تحت زلزله خاص بدست می آید عبارت است از [5]:

- ۱- سطح زیر منحنی (میزان جذب انرژی)
- ۲- شیب منحنی سختی سازه در هر دوره
- ۳- تعداد دوره های رفت و برگشت
- ۴- مقدار مقاومت سازه در هر دوره
- ۵- زوال ها
- ۶- شکل پذیری سازه در مدت عملکرد زلزله
- ۷- پایداری و ناپایداری سیستم

همانطور که عنوان شد **دیاگرام چرخه ای** جهت مدل سازی رفتار غیرخطی و رفت و برگشتی زلزله مورد استفاده قرار می گیرد. با توضیحات ارائه شده مشخص است برای تحلیل یک سازه باید منحنی چرخه ای آن برای مدل کردن رفتار غیر خطی موجود باشد در ادامه چندین مدل پیشنهاد شده برای مدلسازی انواع سازه ها ارائه شده است:

۲-۱-۱-۱ مدل دو خطی

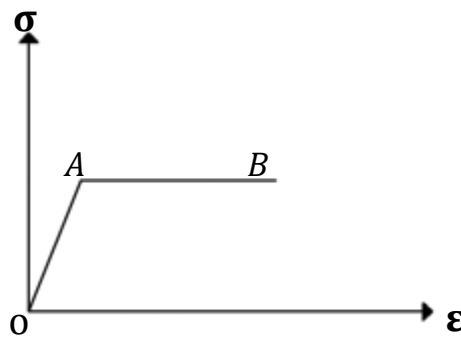
در حالت کلی این مدل ها به سه دسته زیر تقسیم می شود:

۲-۱-۱-۲ دو خطی الاستو - پلاستیک

این مدل معروفترین و معمولترین مدل به کار رفته در تحقیقات می باشد.

در این مدل شیب ناحیه AB برابر صفر در نظر گرفته شده است. در ناحیه پلاستیک از کرنش سختشدگی مصالح صرفنظر می شود. از

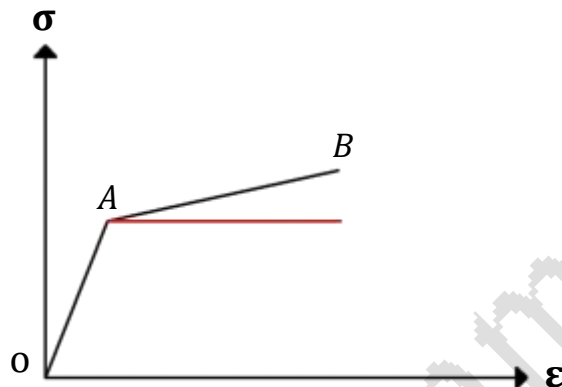
این مدل معمولاً برای ارائه ویژگی سختی یک قاب فولادی استفاده می شود.



شکل ۲-۸ مدل دو خطی الاستو - پلاستیک

۲-۱-۵-۲ دو خطی با سخت شدگی کرنشی

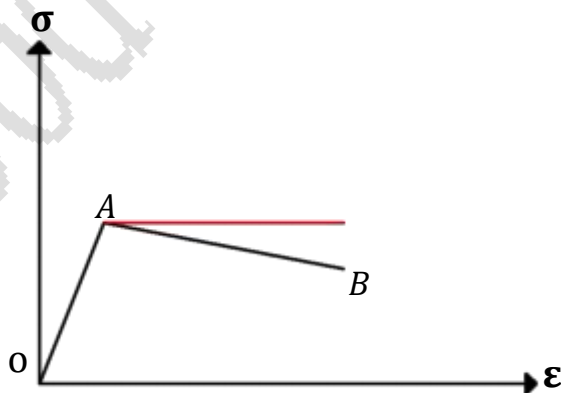
وقتی شیب AB مثبت باشد، در ناحیه غیر خطی سخت شدگی کرنشی در نظر گرفته می شود. به این مدل، مدل دو خطی مثبت نیز گفته می شود.



شکل ۲-۹ مدل دو خطی با سخت شدگی کرنشی

۳-۱-۵-۲ دو خطی با نرم شدگی کرنشی

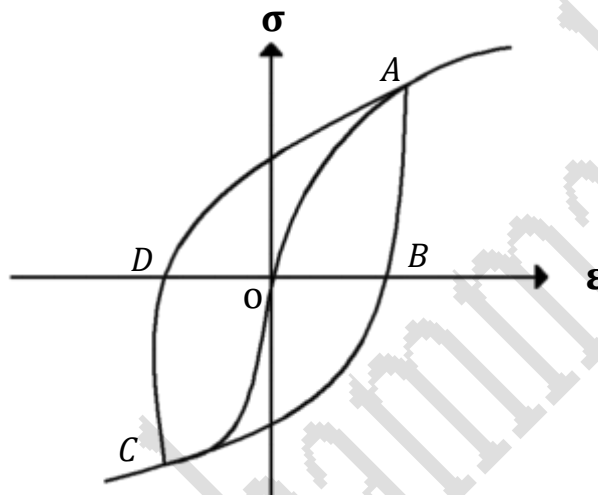
وقتی شیب AB منفی باشد، در ناحیه غیر خطی نرم شدگی کرنشی در نظر گرفته می شود. به این مدل دو خطی منفی نیز گفته می شود. این رفتار برای سازه های بتنی در اثر ترک خوردگی و یا در قابهای فولادی برای مدل سازی کماتش اعضای فشاری پیشنهاد می گردد.



شکل ۲-۱۰ مدل دو خطی با نرم شدگی کرنشی

۲-۵-۲ مدل هیستریزیس با منحنی اسکلتون رامبرگ - اسگود

این مدلی که در شکل ۲-۱۱ نمایش داده شده است، اولین بار توسط جنینگز برای تحلیل پاسخ دینامیکی مورد استفاده قرار گرفت، می تواند اثر بوشینگر و اثر تسلیم های متوالی اعضا را نشان دهد. اما پیچیدگی تهیه این منحنی نقطه ضعف این مدل محسوب می شود.



شکل ۲-۱۱ مدل اسکلتون رامبرگ - اسگود

۲-۶ میرایی

میرایی در یک سازه عوامل بسیار زیادی داشته و وابسته به یکی دو مورد نمی باشد، در زیر بعضی از انواع میرایی ها آمده است [5]:

۲-۶-۱ میرایی خارجی لزوج

این میرایی توسط آب و یا هوای اطراف یک سازه به وجود می آید و در مقایسه با دیگر انواع میرایی بسیار کوچک است.

۲-۶-۲ میرایی داخلی لزوج

این میرایی حاصل میرایی لزوج متناسب با سرعت اتصالات به نحوی که نسبت میرایی متناسب با فرکانس طبیعی ساختمان افزایش می یابد، این میرایی تقریباً برای مدل سازی هر نوع میرایی بکار می رود.

۲-۴-۳ میرایی اصطکاک جسم

این میرایی که میرایی کلمب نامیده می شود به علت وجود اصطکاک در اتصالات و یا نقاط تکیه گاهی پدید می آید، و بسته به مقدار جابجایی به دو صورت با آن برخورد می شود:

- الف- اگر مقدار جابجایی ها کوچک باشد، بعنوان میرایی لزج در نظر گرفته می شود.
- ب- اگر مقدار جابجایی ها بزرگ باشد، بعنوان میرایی هیستریزس در نظر گرفته می شود.

Masoud Mohammadi

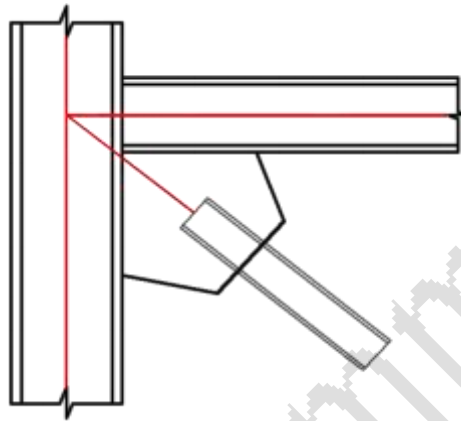
فصل سوم

بررسی اجمالی انواع مختلف

مهاربندها

۳-۱ قاب های مهاربندی هم مرکز

در مهاربندهای هم مرکز فرض می شود که محورهای خشی در اعضای مختلف نظیر ستون ها ، تیرها و اعضای مهاربندی در یک نقطه مشترک در هر اتصال با هم تلاقی می کنند .



شکل ۳-۱ عبور محورهای خشی از یک نقطه

در قابهای با مهاربندی هم مرکز مقاومت جانبی سازه توسط اعضای قطری که با تیرهای قاب تشکیل یک ستون خرابایی را می دهند تامین می شود . انواع مهاربندهای هم مرکز عبارتند از : **ضربدری ، قطری ، شورن V و V معکوس** این مهاربندها دارای سختی جانبی بسیار بالا و شکل پذیری کم می باشند . کاربرد عمده این سیستمها در مقابل بارهای استاتیکی مانند باد می باشد و برای مقابله با بارهای دینامیکی مانند زلزله به علت شکل پذیری کمی که دارند مناسب نمی باشند و دچار شکست های ترد در عناصر مهاربی یا اتصالاتشان می شوند .

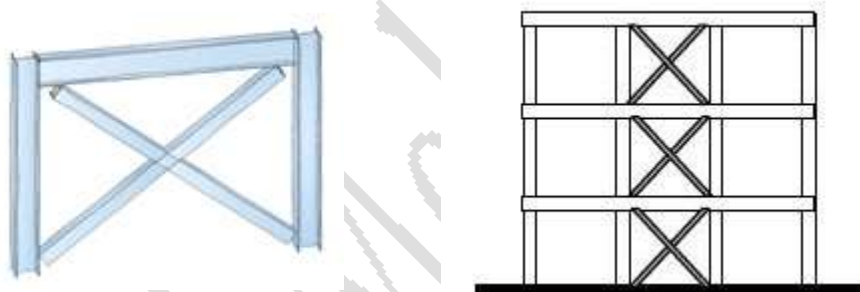


شکل ۳-۲ ترد شکنی در اتصالات پیچی

سختی این نوع مهاربند ها در شرایطی که ابعاد تیرها و ستون ها با یک سیستم قاب خمشی (MRF) یکسان باشد می تواند به مراتب بیشتر باشد و از دیگر مزایای قابهای با بادبندی هم مرکز می توان به سهولت طراحی و اجرای ساده و صرفه اقتصادی آنها اشاره کرد . در زیر به اشکالات عمده هر یک از بادبند های فوق می پردازیم [2] :

۱-۱-۳ بادبندهای ضربدری

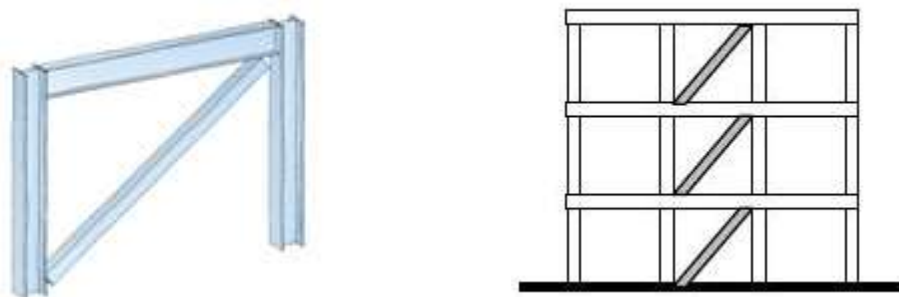
در هنگام زلزله در هر سیکل یکی از مهارهای ها به فشار و دیگری به کشش کار می کنند، مهاربندی که نیروی فشار را تحمل می نماید، کمانش کرده (منظور کمانش موضعی درون صفحه ای می باشد) و از باربری جانبی سیستم خارج می گردد . در سیکل بعدی زلزله این اتفاق برای مهاربند دیگر اتفاق می افتد و پس از چند سیکل هر دو مهاربند از باربری جانبی سیستم خارج می گردد.



شکل ۳-۳ بادبندهای ضربدری

۲-۱-۳ بادبندهای قطری

این بادبندها باید حداقل در دو دهانه یک قاب ساختمانی به کار گرفته شوند و در حالت کلی مشکلات بادبند ضربدری را دارا می باشند.



شکل ۴-۳ بادبندهای قطری

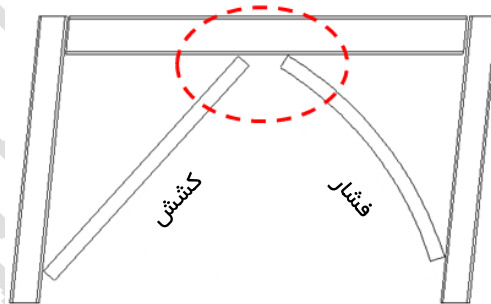
۳-۱-۳ بادبندهای شورن V و V معکوس

در این بادبندها نیز یکی از مهارها به فشار و دیگری به کشش کار می کند و احتمال کمانش عضو فشاری وجود دارد. تا قبل از کمانش عضو مهاره یک نیروی متعادل به تیر طبقه وارد می شود که به محض کمانش موضعی یکی از مهارها، نیروی متعادل مذکور به یک نیروی نامتعادل تبدیل می شود، که باعث می شود تیر طبقه تغییر شکل زیادی بدهد [6].



شکل ۳-۵ بادبندهای شورن V و V معکوس

عملکرد بادبند های شورن پس از کمانش به صورت زیر می باشد:

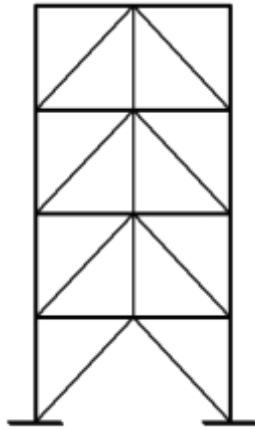


شکل ۳-۶ نحوه عملکرد بادبند های شورن

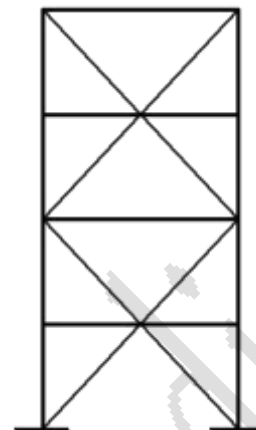
آیین نامه AISC برای جلوگیری از مشکلات فوق دو روش زیر را پیشنهاد می کند [6]:

۱- استفاده از ستونهای دوخت

۲- استفاده از بادبند های شورن بصورت مدول ۳ برای طبقات



شکل ۳-۸ استفاده از ستون دوخت



شکل ۳-۷ استفاده از پیکر بندی مدول ۳

۳-۱-۴ بادبندهای K

استفاده از این بادبند فقط در ساختمان های تا دو طبقه اجازه داده شده است و مشکل اساسی این بادبند وارد کردن نیروی نامتعادل شرح داده شده در بادبند های شورن به ستون است که باعث فرو ریزی کل ساختمان می گردد.



شکل ۳-۹ بادبندهای K

۳-۲ قاب های مهاربندی خارج از مرکز

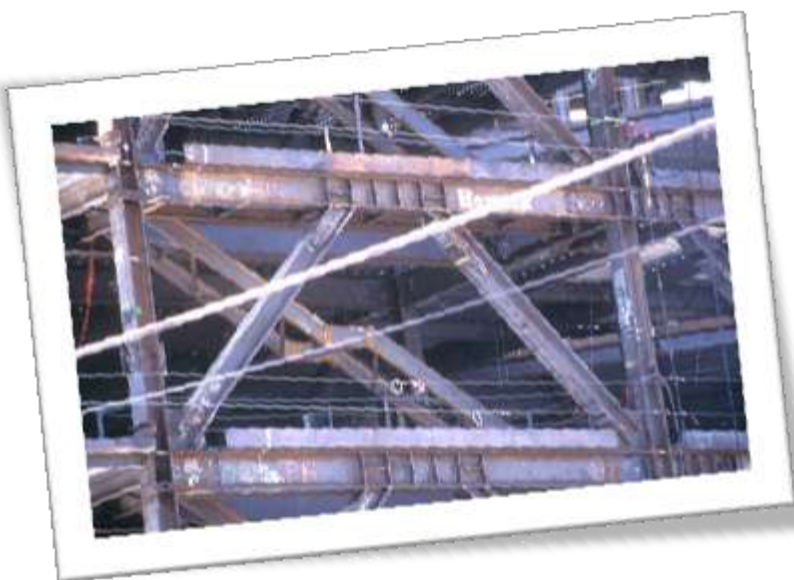
از یک طرف همانند قابهای خمشی دارای شکل پذیری مناسب می باشد و از طرف دیگر همچون سیستم مهاربندی هم مرکز سختی قابل قبولی از خود نشان می دهد. در طی این پروژه و در فصل بعد به صورت کلی بر روی رفتار مهاربندهای برون محور (EBF) پرداخته، خصوصیات آن را مورد بررسی و مقایسه قرار می دهیم و در قسمت های بعدی ضوابط حاکم بر طراحی را در آیین نامه ها را نیز بررسی می نمایم.

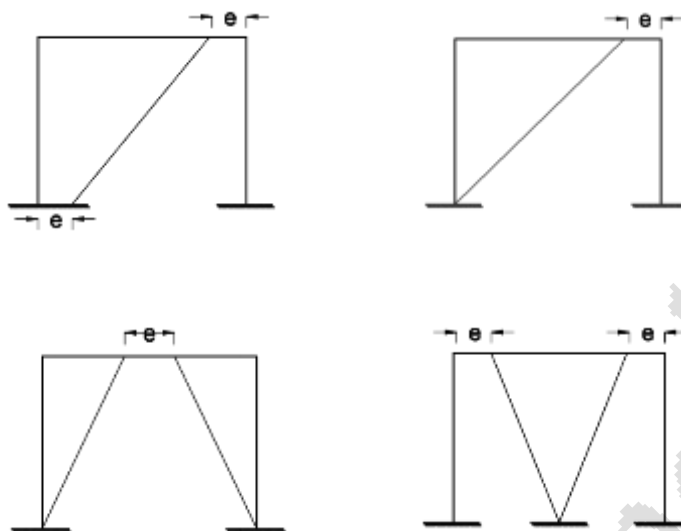
راستای یک بادبند در این سیستم تماماً دارای خروج از مرکزیت نسبت به محل تقاطع تیر و ستون یا محل تقاطع تیر و مهاربند دیگر می باشد. با انتخاب مناسب مقدار خروج از مرکزیت، قاب تا حد قابل توجهی سختی خود را حفظ خواهد کرد، ضمن این که بواسطه تسلیم برشی در قسمت کوتاهی از تیر (موسوم به تیر رابط یا تیر پیوند)، شکل پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی لازم احراز خواهد شد [1].



شکل ۳-۱۰ شماتیک قاب های خارج از محور

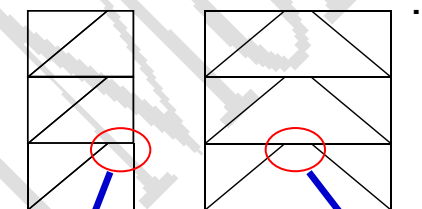
و چند نمونه اجرا شده از آن ها





شکل ۱۱-۳ انواع رایج قاب های با مهاربندی واگرا

تیر پیوند نیروهای مهاربند را به ستون یا مهاربند دیگر انتقال می دهد و نیروی متعادلی را به مهاربند وارد می سازد. در این سیستم مهاربندها حتی در مقابل بارهای جانبی شدید هم نباید کمانه کنند. به همین دلیل اهمیت تیر پیوند به عنوان عاملی که مانع کمانش مهاربند می شود، بیش از پیش مشخص می گردد.



شکل ۱۱-۳ تیر پیوند

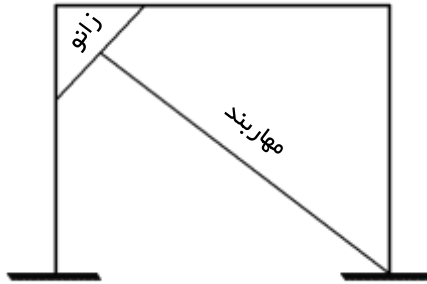
این سیستم شکل پذیری و قدرت استهلاک انرژی بالایی دارد. تیر پیوند در قدرت جذب انرژی سیستم **EBF** هم نقش موثری دارد. تیر پیوند به عنوان فیوز عمل می کند و با جذب انرژی زلزله، مانع از وارد شدن آسیب به سایر قسمتهای سازه می گردد. شکل پذیری بالای قابهای **EBF** نیز، وابسته به طراحی تیر پیوند می باشد. تیر پیوند باید طوری **طرح** شود که بتواند تغییر شکلهای بزرگ ارتجاعی را بدون از دست دادن مقاومت تحمل کند. [6]

تفکر اصلی در ابداع مهاربندی های واگرا، ایجاد تیر رابط کوتاه جهت وقوع تسلیم برشی بوده است. لیکن گاهی اوقات برای ایجاد فضاهای معماری باز، چاره ای جز استفاده از تیرهای رابط بلند وجود ندارد. در این حالات، انرژی به واسطه تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر رابط مستهلک خواهد شد. عملکرد ضعیف تر تیرهای رابط بلند نسبت به رابط های کوتاه با آزمایشات متعدد به اثبات رسیده است، به خصوص در مواردی که تیر رابط در مجاورت اتصال تیر به ستون قرار دارد. به این ترتیب می توان با کنترل شکلپذیری تیر پیوند، شکلپذیری قابل اطمینانی برای کل سازه، در زلزله به دست آورد. مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ ضریب شکلپذیری برای این سیستم سازه ای **R=7** میباشد، که در مقایسه با سیستم هم محور **R=6** حدود ۱۵ درصد شکل پذیرتر میباشد، که همین مساله باعث کاهش برش پایه زلزله به همین میزان می شود. [10]

۳-۳ مهاربند زانویی [15]

این نوع مهاربندها از دو عضو قطری (یا مهاربند) و زانویی تشکیل شده است. (مطابق شکل صفحه بعد)

اتصال مهاربند به صورت ساده و اتصال زانو صلب می باشد. سیستم مهاربند زانویی روشی کاملاً جدید است. این سیستم مهاربندی هنوز وارد آیین نامه ها نگردیده، اما با توجه به سختی، مقاومت، شکل پذیری بالا و سایر ویژگیهای بسیار مناسب آن، پیش بینی می شود که بزودی به عنوان سیستمی مناسب در مقابله با نیروهای جانبی، در طراحی ها مد نظر قرار گیرد. در این سیستم سختی از طریق عضو قطری و شکل پذیری از طریق تسلیم خمشی عضو زانویی تأمین می شود. رفتار غیر خطی مناسب این سیستم به رفتار زانویی بستگی دارد، که به صورت فیوز در هنگام زلزله شدید عمل می کند و انرژی را از طریق لهیدگی خمشی عضو زانویی مستهلک می کند. طراحی عضو زانویی دارای اهمیت خاصی است و مقطع آن می بایست با رعایت ضوابط مقاطع پلاستیک طراحی شود.



شکل ۳-۱۲ بادبند زانویی

در سیستم (KBF) عضو زانوئی در حقیقت نقش تیر پیوند در سیستم (EBF) را بازی می کند و بسته به طول و مشخصات مقطع در برش و یا خمش تسلیم می گردد به طوری که هریک از قسمت های زانو که طرفین مهاربند قرار گرفته است می بایست روابط طول تیر پیوند در سیستم (EBF) را ارضا نماید. توصیه بر این است که در حالت سیستم با تسلیم خمشی زانواز مقاطع قوطی شکل استفاده گردد تا از کماتش جانبی پیششی زانو جلوگیری گردد. در روش (KBF) صلب و یا ساده بودن اتصال تأثیر چندانی بر رفتار قاب ندارد.

در این سیستم نیز مهاربند ها می بایست برای ۱.۵ برابر بار طراحی، طرح گردند و با در نظر گیری ویژگیهایی درانتخاب مقطع زانو، به گونه ای عمل نمود که اولین تسلیم ها در زانوها ایجاد گردیده و تیرها، ستونها، مهاربند ها و همچنین کماتش مهاربند ها، نسبت به سیستم مهاربندی هم مرکز ترتیب در زلزله های شدید تعداد تسلیم ها در تیرها، ستونها، مهاربند ها و همچنین کماتش مهاربند ها، نسبت به سیستم مهاربندی هم مرکز، به شدت کاهش می یابد. قابهای (KBF) شکل پذیری بسیار بالایی دارند. این شکل پذیری بالا سبب افزایش ضریب رفتار R گردیده و نتیجتاً نیروی برش طراحی کاهش می یابد. از آنجایی که زانوها جزء اعضاء اصلی باربر قائم نیستند (بر خلاف سیستم EBF که تیر پیوند قسمتی از تیر اصلی می باشد)، ترمیم این قابها پس از زلزله های شدید ارزاتر و سریعتر صورت می پذیرد.

۳-۴ سیستم پانل برشی

یکی از مؤثرترین سیستمهای اتلاف غیر فعال انرژی است که در سازه ها بررسی شده و استفاده از آن براساس تحقیقات عددی و آزمایشگاهی رضایت بخش بوده است ، تیر پیوند عمودی در واقع یکی از انواع **SPS** یا مفاصل برشی قائم **Vertical Shear Link** به یک زوج مهاربند شورون الحاق می شوند این قطعات بین گره دو مهاربند شورون و بال پایینی تیر کفی بالا نصب می شوند.

طراحی به گونه ای صورت می گیرد که ابتدا قطعات **SPS** یا **VSL** جاری شوند و بدین ترتیب، انرژی زلزله را مستهلک می نمایند (مانند شکل) با استهلاک انرژی توسط این قطعات سایر عناصر اصلی مثل تیر، ستون و مهاربند الاستیک باقی می ماند. بهمین دلیل این قطعات از فولاد نرم ساخته می شوند. [1]

پانل های برشی بطور گسترده در تیرهای پیوندی قاب های بادبندی برون محور و همچنین به عنوان **دیوار برشی**

فولادی نازک مقاوم در برابر زلزله در قاب های ساختمانی بکار می رود. شکل پذیری بسیار خوب و تسلیم شدن تحت برش از اهداف اساسی جهت دستیابی به سیستم پانل های برشی می باشد. [12]



شکل ۳-۱۳ سیستم دیوار برشی فولادی و کمانش بوجود آمده در ورق فولادی حین آزمایش [12]

فصل چهارم

بررسی اجمالی بال‌بند های

برون محور (EBF)

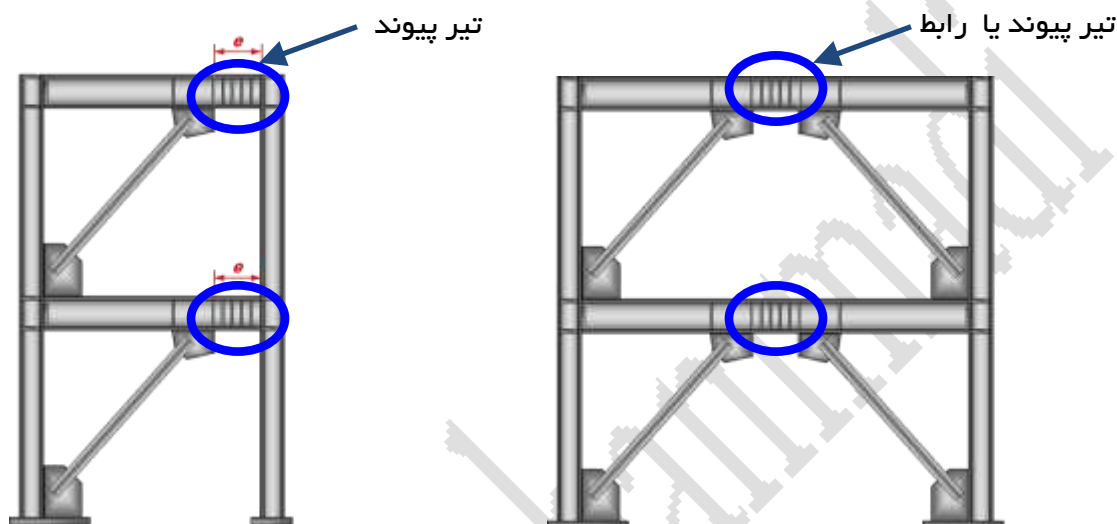
۱-۴ مقدمه بادبند های واگرا (EBF)

رودر و پوپوف (1978) سیستم قاب با مهاربندی واگرا را پیشنهاد کرده اند ، سیستم های لرزه ای بادبندی واگرا **EBF** به علت دارا بودن شکل پذیری و رفتار مناسب لرزه ای از بهترین سیستم های مقاوم در برابر زلزله به شمار می روند . [1] در این سیستم ها حساس ترین عضو، **تیر پیوند** می باشد . در واقع تیر پیوند تعیین کننده رفتار این سیستم می باشد و طراحی آن باید با رعایت کامل ضوابط آیین نامه ای انجام شود . متأسفانه اکثر طراحان آشنایی اندکی با نحوه طراحی این سیستم بادبندی دارند و اکثراً" به این سیستم به چشم یک بادبند پرده ای و در جهت تطبیق با نقشه معماری (به طور مثال در محل در و پنجره) نگاه می شود؛ به همین جهت به نظر می رسد لازم باشد که در این زمینه بحث بیشتری انجام گیرد ، چند نمونه اجرا شده از این نوع بادبند در زیر نشان داده شده است :



شکل ۱-۴ نمونه اجرا شده از بادبند برون محور EBF [12]

تیر پیوند یا رابط نیروهای مهاربند را به ستون یا مهاربند دیگر انتقال می دهد و نیروی متعادلی را به مهاربند وارد می سازد. در این سیستم مهاربندها حتی در مقابل بارهای جانبی شدید هم نباید کمانه کنند. به همین دلیل اهمیت **تیر پیوند** به عنوان عاملی که مانع کمانش مهاربند می شود، بیش از پیش مشخص می گردد.



شکل ۴-۱ بادبند برون محور EBF و تیر پیوند [12]

این سیستم شکل پذیری و قدرت استهلاک انرژی بالایی دارد. تیر پیوند در قدرت جذب انرژی سیستم EBF هم نقش موثری دارد.

۴-۲ خصوصیات مهاربندهای واگرا (EBF)

مهاربندهای خارج از مرکز EBF سختی خوب در محدوده ارتجاعی و شکل پذیری عالی در محدوده خمیری را با هم ترکیب می کنند؛ اما اشکالی که دارند این است که تیرها و سقفها پس از یک زلزله شدید باید ترمیم یا تعویض شوند.

- در این مهاربندها شکل پذیری نسبت به بادبندهای همگرا افزایش پیدا می کند و عمل دفع انرژی ناشی از نیروی زلزله بهتر انجام می شود.

- شکل پذیری در این مهاربندها توسط جاری شدن تیر بین دو سر مهاربند و یا تیر بین مهاربند و ستون شکل می گیرد، که این قسمت از

تیر، تیر واسط یا پیوند نام دارد.

- زمانی که طول تیر و زیاد باشد جاری شدن آن توسط لنگر خمشی شکل می گیرد و زمانی که طول تیر و وسط کم باشد جاری شدن آن توسط نیروهای برشی اتفاق می افتد. وقتی که تیر و وسط توسط نیروهای وارده از طرف مهاربند وارد رفتار غیر خطی شد آن گاه شاهد تغییر شکل های زیاد از این تیر هستیم که همین شکل پذیری غیرارتجاعی عامل دفع نیروهای زلزله خواهد شد. البته باید این تیر را در حدی تقویت کنیم که تیر اجازه تغییر شکل را داشته باشد ولی از مکانیسم شدن آن جلوگیری شده و فقط یک حالت خاص به وجود آید. [1]

۳-۴ کنترل شکل پذیری تیر پیوند در مهاربندهای واگرا (EBF)

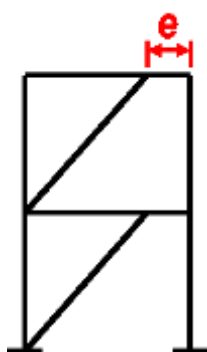
- ✓ در ابتدا و انتهای طول تیر پیوند استفاده از سخت کننده الزامی است. (در تیر و وسط سخت کننده ها تا پایان تیر ادامه پیدا می کنند.)
- ✓ زمانی که طول تیر پیوند از یک متر کمتر باشد علاوه بر سخت کننده های ابتدایی و انتهایی از یک جفت سخت کننده در وسط تیر و وسط استفاده می گردد.
- ✓ توصیه می شود طول تیر پیوند از ۰.۲ طول کل دهانه بیشتر نشود.
- ✓ زاویه بین عضو مهاربند و تیر پیوند بین ۳۰ الی ۶۰ درجه محدود شود.
- ✓ سعی گردد از مقاطع دوبر برای تیرهای پیوند استفاده نگردد چرا که نیروی وارده از مهار بند مقدار زیادی دارد و بال تیر آهنها قدرت انتقال این نیرو را ندارد.
- ✓ از بکار بردن تیرهای لانه زنبوری در تیرهای و وسط جلوگیری شود.

آیین نامه های معتبر به هیچ وجه استفاده از تیر لانه زنبوری را به عنوان تیر پیوند مجاز نمی شمارند [9]. اما متأسفانه در کشور ایران این مساله چندان مورد توجه نیست و به وفور از این تیرها در سیستم بادبندی واگرا استفاده می شود مانند شکل زیر

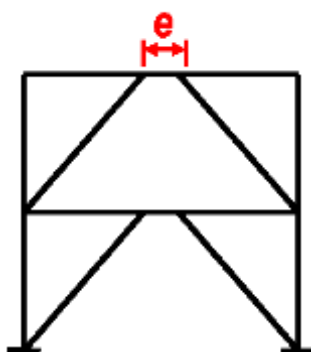


شکل ۳-۴ استفاده از تیر لانه زنبوری به عنوان تیر پیوند که مجاز نمی باشد.

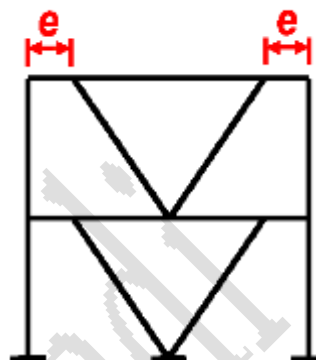
۴-۴ انواع مهاربندی نوع خارج از مرکز



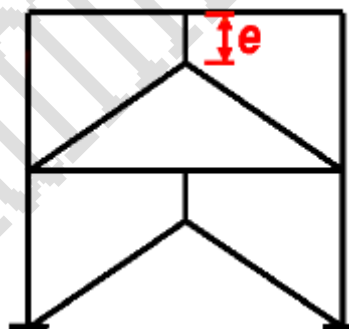
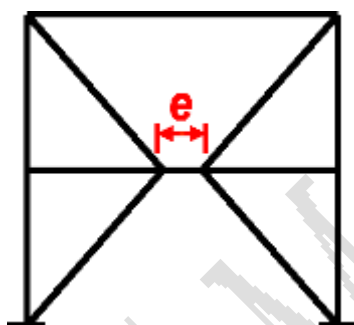
مهاربندهای واگرای قطری



مهاربندهای واگرای دو طرفه ۸



مهاربندهای واگرای ۷



شکل ۴-۴ مهاربندهای نوع خارج از مرکز [12]

۴-۵ ترکیب این سیستم با سیستمهای سازه ای دیگر

الف (ترکیب در پلان :

در بسیاری از موارد دیده شده است که طراحان در یک طبقه در یک یا چند دهانه از سیستم خارج از محور و در یک یا چند دهانه دیگر به موازات بادبندهای نوع اول از بادبندهای هم محور استفاده نموده اند. در اینجا باید به این نکته توجه داشت که از آنجایی که نوع رفتار این سیستم با سیستم هم محور متفاوت می باشد، اساساً استفاده از این سیستم در ترکیب با سیستم هم محور **در یک جهت و یک پلان کاملاً مردود می باشد** و باعث ایجاد رفتارهای غیر متعارف در سازه در هنگام زلزله می شود؛ به همین جهت به

طراحان توصیه می شود که اگر تمایل به استفاده از این نوع سیستم بادبندی دارند ، در پلان، تمامی دهانه های بادبندی را به صورت خارج از محور طراحی نمایند . البته این مساله مانع استفاده از ترکیب این سیستم با سیستم قاب خمشی به صورت سیستم دوگانه و ضریب رفتار $R=7.5$ و یا استفاده از یک سیستم مقاوم متفاوت در جهت متعامد با جهتی که از سیستم برون محور استفاده شده است ، نمی باشد. [15]

آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله - ویرایش سوم [10]

۲-۳-۸-۸- ترکیب سیستم در پلان

در ساختمان هایی که از دو سیستم سازه ای مختلف برای تحمل بار جانبی ، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد ، برای هر سیستم باید ضریب رفتار مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود . تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوار های برابر استفاده شده باشد ، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای برابر اختیار گردد.

الف (ترکیب در ارتفاع) :

در این زمینه نیز در موارد بسیاری دیده شده است که طراحان در یک دهانه بادبندی خاص در برخی طبقات (عموماً بنا به ملاحظات معماری) از سیستم خارج از محور استفاده کرده و باقی طبقات را به صورت بادبند هم محور طراحی نموده اند . در اینجا نیز باید به این نکته توجه داشت که آیین نامه دو ترکیب این سیستم با سیستمهای دیگر را در ارتفاع، **به طور کامل ممنوع کرده است** ، مگر در موارد زیر:

۱- برای بادبندهای برون محور بالاتر از 5 طبقه می توان بادبند طبقه آخر را به صورت هم محور و بدون تیرچه ارتباطی طراحی نمود.

۲- طبقه اول یک بادبند برون محور بیش از 5 طبقه می تواند هم محور باشد به شرط آنکه بتوان نشان داد که ظرفیت الاستیک آن 50 درصد بزرگتر از ظرفیت تسلیم طبقه بالاتر از طبقه اول باشد

پس همانطور که دیده می شود بهتر است در صورت تمایل طراحان به استفاده از این سیستم بادبندی ، تمامی طبقات (مگر در موارد استثنا شده در بالا) به صورت خارج از محور طراحی گردند و برای بررسی بیشتر به بند ۲-۳-۸-۹ ترکیب سیستم ها در ارتفاع آیین نامه ۲۸۰۰ ایران مراجعه نمایند .

آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله - ویرایش سوم [10]

۲-۳-۸-۹- ترکیب سیستم در ارتفاع

در ساختمان هایی که علی رغم توصیه بند ۸-۸ ، از دو سیستم سازه ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع ساختمان استفاده شده باشد ، ضریب رفتار برای قسمت تحتانی نباید بیشتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی اختیار شود . (یعنی ضریب رفتار فوقانی بیشتر باشد) . در این موارد برای تعیین نیروهای جانبی زلزله می توان روش ۱ زیر و درحالت خاص که سازه مشمول ضوابط بند ۲-۲-۲-پ می شود یکی از دو روش ۱ یا ۲ زیر را به کار برد :

۱- در این روش ، مقدار نیروی زلزله برای کل سازه با منظور کردن مقدار ضریب رفتار کوچکتر ، در امتداد مورد نظر ، محاسبه می گردد . برای تعیین زمان تناوب اصلی کل سازه ضابطه بند ۲-۳-۶ با منظور کردن ارتفاع کل سازه ، باید رعایت شود و در آن از رابطه تجربی ای که کمترین مقدار زمان تناوب اصلی را برای دو سیستم به کار برده شده به دست می دهد ، استفاده گردد .

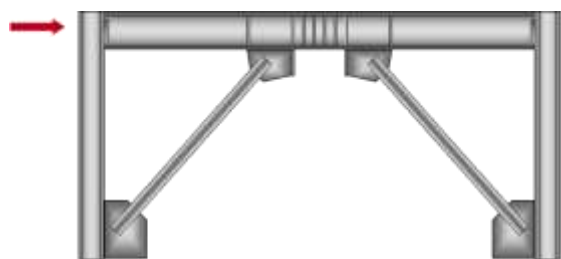
۲- در این روش ، نیروهای جانبی در دو مرحله به شرح زیر محاسبه می شوند :

الف - سازه انعطاف پذیر قسمت فوقانی به طور مجزا و با تکیه گاه های صلب در نظر گرفته شده و نیروی جانبی آن با منظور کردن ضریب رفتار مربوط به این قسمت محاسبه می شود .

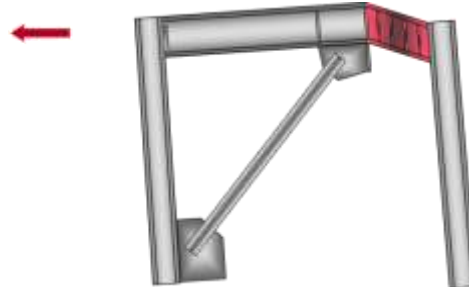
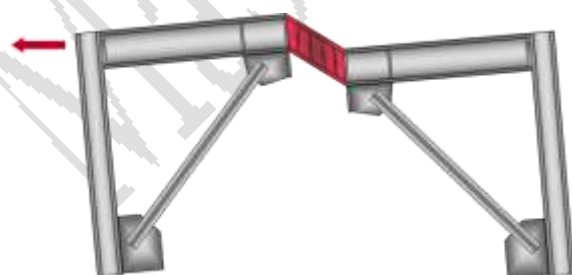
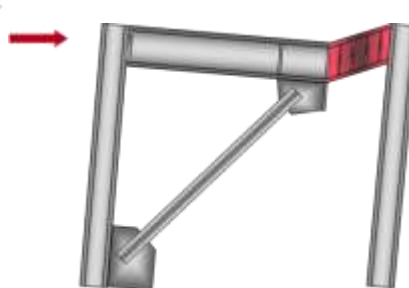
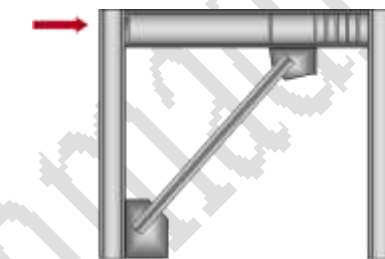
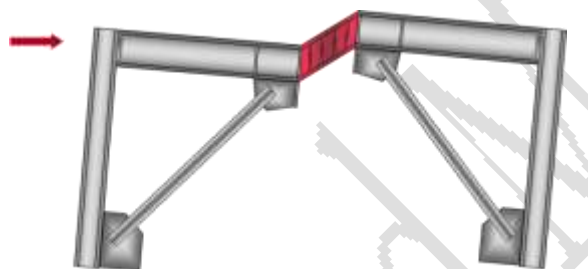
ب - سازه صلب قسمت تحتانی به طور مجزا در نظر گرفته شده و نیروهای جانبی آن با منظور کردن مقدار ضریب رفتار مربوط به این سازه محاسبه می شود . بر این نیروها ، نیروهای عکس العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی که در نسبت ضریب رفتار قسمت فوقانی به ضریب رفتار قسمت تحتانی ضرب شده اند ، افزوده می شوند .

۴-۷ رفتار کلی قاب های مهاربندی برون محور در صورت اعمال نیروی جانبی

با اعمال نیروی جانبی رفت و برگشتی در هنگام زلزله عملکرد قاب برون محور به صورت شماتیک زیر خواهد بود. در صورت کوتاه بودن طول تیر پیوند، نیروی جانبی باعث بوجود آمدن برش در این ناحیه گردیده و تیر پیوند را وارد مرحله پلاستیک می کند و انرژی زیادی از نیروی جانبی زلزله را خنثی می سازد.



پاسخ الاستیک به نیروی جانبی



شکل ۴-۵ رفتار کلی مهاربندهای خارج از مرکز [12]

فصل پنجم

ضوابط لرزه ای برای قاب ساده با مهاربند برون محور در



مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ۱۳۸۷



به طور کلی برای طراحی و ساخت آن دسته از اعضا و اتصالاتی که بخشی از سیستم باربر جانبی لرزه ای می باشند از ضوابط فصل سوم آیین نامه فولاد ایران یعنی "ضوابط طرح لرزه ای" استفاده می گردد که در این پروژه به بررسی ضوابط موجود برای طراحی بادبند های برون محور EBF با توجه به چاپ سال ۱۳۸۷ این آیین نامه می پردازیم.

- ✓ ضوابط بخش ۱۰-۳ مبحث دهم انطباق قابل قبولی با ضوابط طرح لرزه ای آیین نامه AISC 2005 دارد. البته تفاوت هایی هم هست ولی اسکلت اصلی دو آیین نامه مشابه است. از اختلافاتی که موجود است :
- ۱- سیستم مهاربند واگرا با شکلپذیری کم در آیین نامه ما وجود دارد و در AISC موجود نیست .
 - ۲- برخی تفاوتها در اعداد و رقمها هم وجود دارد. مثل محدودیت لاغری بادبندها که در مبحث دهم اندکی مقدار لاغری مرز بالاتر در نظر گرفته شده است [13].

در این فصل ، ابتدا ضوابط طراحی موجود در مبحث دهم برای بادبندهای برون محور را بررسی و در صورت لزوم تفسیر شده است و در آخر مثال هایی از طراحی آن طبق روش های حالت حدی و تنش مجاز حل و بررسی می گردد .

۲-۵ ضوابط لرزه ای کلی :

۱۰-۳-۱ در طراحی سازه های مشمول این فصل چنانچه در محاسبه نیروی زلزله ، بر اساس ضوابط مبحث ششم، مقدار ضریب رفتار R برابر یا کمتر از ۵ منظور گردد ، رعایت ضوابط این فصل الزامی نیست.

۱۰-۳-۴ عبارات و اصطلاحات

- سیستم مهاربند :

به سیستم خرابایی متشکل از مهاربند های همگرا و یا واگراست که وظیفه اصلی آن ، تحمل نیروهای جانبی وارد به سازه است .

- شکل پذیری :

عبارتست از قابلیت استهلاک انرژی به واسطه رفتار غیر الاستیکی کل سازه یا اعضای آن تحت اثر تغییر شکل های رفت و برگشتی با دامنه بزرگ بدون کاهش قابل توجه در مقاومت آنها

تفسیر : سازه های باربر لرزه ای بسته به آنکه چه اندازه بتوانند در مقاطعی خاص از خود تغییر شکل های فرا ارتجاعی (پلاستیک) را

پذیرا باشند و این خصوصیت را در بارگذاری های رفت و برگشتی حفظ کرده و با کاهش مقاومت و سختی قابل ملاحظه روبرو

نشوند، شکل پذیر تلقی می شوند و در مواردی با وارد شدن به فاز پلاستیک موجب مستهلک شدن انرژی می گردند که سازه های با شکل

پذیری بیشتر می توانند با مقاومت نسبی کمتری نیروی جانبی زلزله را تحمل کنند. [13]

- مقاومت تسلیم مورد انتظار F_{Ye} :

برحسب شرایط تولید ، تنش تسلیم واقعی میتواند بزرگتر از تنش تسلیم محاسباتی گردد . در این فصل ، ضریب این افزایش برای تمام

تولیدات ۱.۱۵ فرض شده است.

- سخت شدگی مجدد :

سخت شدگی فولاد بعد از پله تسلیم ، در این فصل نسبت افزایش مقاومت به واسطه سخت شدگی مجدد ۱.۱ فرض شده است.

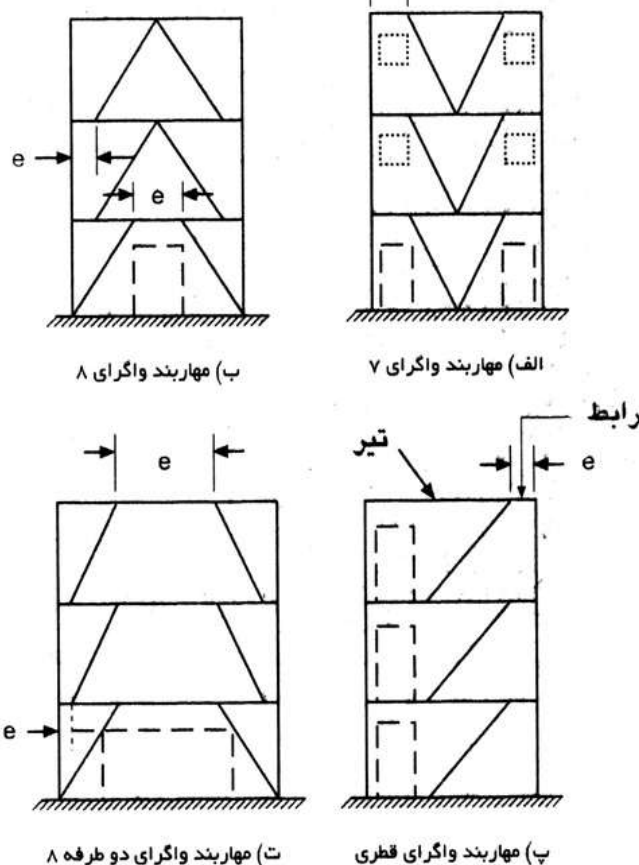
مهاربند واگرا :

مهاربندی است که در آن حداقل یک انتهای عضو قطری مهاربند ، به محلی از تیر در خارج از اتصال تیر و ستون متصل می شود ، به طوری که بخش هایی از تیر را به خمش و برش و می دارد . انواع بادبندهای واگرا در شکل ۱۰-۳-۲ نشان داده شده اند .

تفسیر : منظور کلی این است که عضو مهاربندی حداقل در یک انتهای بالا یا پایین به محل برخورد تیر و ستون متصل نشود و خروج

از مرکزیت e نسبت به محل برخورد آکس تیر و ستون داشته باشد مانند شکل های زیر (در فصل قبل نیز نمونه های دیگری از انواع

مهاربندها واگرا در شکل ۴-۴ مطرح گردید.) [13]



شکل ۱۰-۳-۲ انواع مهاربندهای واگرا

تیر پیوند یا تیر رابط :

قسمتی از تیر مهاربندی واگراست که در حدفاصل اتصال تیر به ستون و محل اتصال عضو قطری به تیر و یا در حد فاصل اتصال های دو عضو قطری به تیر قرار دارد .

مهمترین قسمت بادبند واگراست که در آن شکل پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی لازم احراز خواهد شد و قسمتی از تیر می باشد که به عنوان مثال برای نوع واگرای دو طرفه ۸ ، به حد فاصل بین دو انتهای عضو قطری در تیر می گویند . برای تفهیم راحت تر این موضوع برای حالت های مختلف می توانید به فصل قبل و شکل ۴-۱ مراجعه نمایید .

۱۰-۳-۳ علایم و اختصارات

$M_p = F_y \times Z$ = لنگر پلاستیک یا خمیری مقطع مساوی

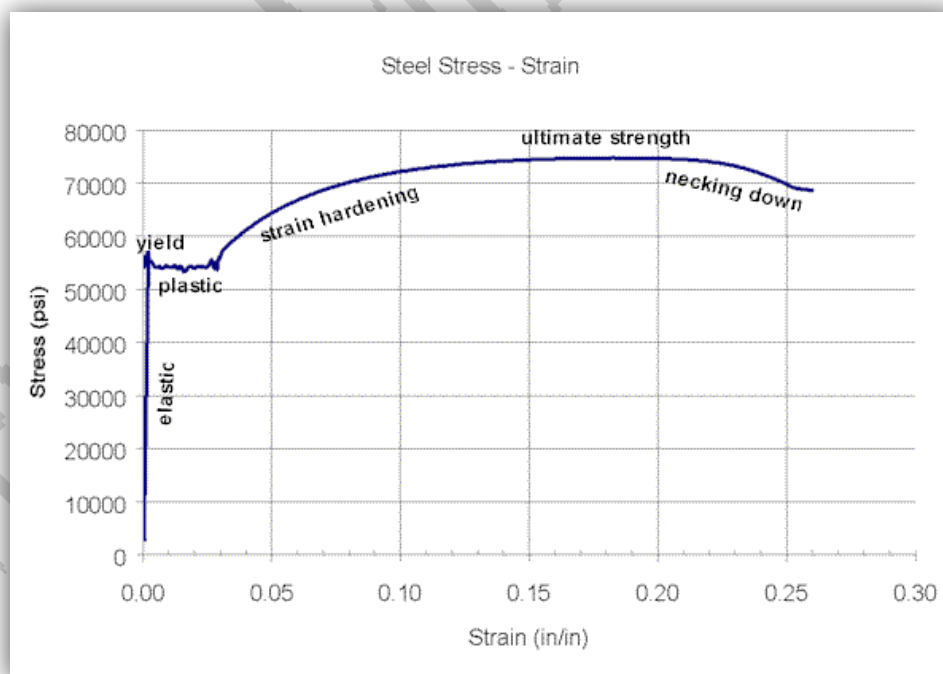
$M_{exp} = F_{ye} \times Z$ = لنگر پلاستیک مورد انتظار مساوی

$V_p = 0.6 F_y \times A_w$ = مقاومت برشی پلاستیک یا خمیری مقطع مساوی

F_y = تنش تسلیم حداقل فولاد

F_{ye} = مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد مساوی با حداکثر مقاومت تسلیم محتمل آن که برابر $1.15 F_y$ در نظر گرفته می شود .

A_w = سطح مقطع جان و Z = ضریب شکل مقطع



شکل ۵-۱ نمودار تنش - کرنش فولاد

۱۰-۳-۴-۲ مقطع فشرده لرزه ای

در سازه های با شکل پذیری زیاد که از آنها انتظار تحمل تغییر شکل های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه می رود ، برای اعضا ضوابط سخت گیرانه تری در رابطه با کمانش موضعی بال ها و جان اعمال می شود. در نتیجه برای نسبت عرض یا ارتفاع به ضخامت اجزا در اعضای تحت فشار ، یا فشار و خمش رعایت اعداد کوچکتری مقرر می گردد . در این سازه ها تعریف جدیدی از مقطع فشرده ، موضوع بند های ۱۰-۱-۲-۶ و ۱۰-۲-۲-۱ در فصول ۱-۱۰ و ۲-۱۰ ، جانشین تعریف قبلی می گردد و به نام «مقطع فشرده لرزه ای» معرفی می شود. مقطع فشرده لرزه ای همان تعریف مقطع فشرده بندهای فوق را دارد ، با این تفاوت که در آن نسبت عرض به ضخامت و یا ارتفاع به ضخامت اجزا مقطع به اعدادی که در جدول شماره ۱۰-۳-۱۰ عنوان شده محدود می گردد .

تفسیر :

در کل محدودیت فشردگی لرزه ای بابدند ها [13] :

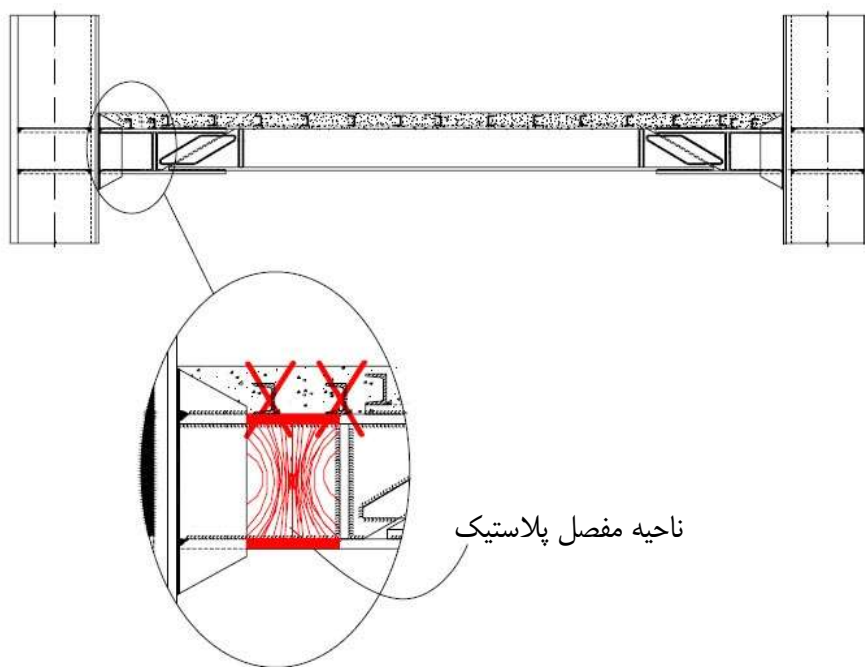
- ✓ برای بابدند های واگرای ویژه با مراجعه به قسمت ۱۰-۳-۴-۱ که باید حتما فشرده باشند .
- ✓ برای ستون های متصل به قاب مهاربند واگرا ویژه با مراجعه به ضابطه ۱۰-۳-۱۰-۲-۵-۱ که باید حتما فشرده لرزه ای باشند .
- ✓ برای تیر پیوند در قاب مهاربند واگرای ویژه با مراجعه به ضابطه ۱۰-۳-۱۰-۲-۲-۱ الف که باید حتما فشرده لرزه ای باشند .
- ✓ برای بابدند های همگرا و واگرای معمولی با مراجعه به فصول ۱-۱۰ و ۲-۱۰
- ✓ برای ستون های متصل به قاب مهاربند واگرا معمولی با مراجعه به فصول ۱-۱۰ و ۲-۱۰
- ✓ برای تیر مهاربند (شامل تیر پیوند و خارج از پیوند) در قاب مهاربند واگرای معمولی ۱۰-۳-۱۰-۳-۱ پ باید فشرده باشند .

۱۰-۳-۴-۳ ناحیه بحرانی

ناحیه بحرانی در یک عضو سازه ، عمدتا در تیرها ، به ناحیه ای عنوان می شود که انتظار می رود در آن مفصل پلاستیک تشکیل شود . نظر به اهمیت این ناحیه و رفتار حساس آن در حرکات رفت و برگشتی سازه ، این محل باید عاری از هرگونه عملیاتی که در رفتار آن اثر ناخواسته ایجاد می کند ، باشد . در این ناحیه ضوابط ویژه زیر باید رعایت شوند :

الف - هرگونه ناپیوستگی ناشی از عملیات ساخت و نصب مانند جوش های موضعی ، وسایل کمکی برای نصب ، ناصافی های ناشی از برش حرارتی باید به طور مناسبی برطرف شده و تعمیر گردد .

ب- برشگیرها که برای مرکب کردن دال بتن آرمه و تیرها به کار گرفته می شوند، نباید در این ناحیه به کار برده شوند.



شکل ۲-۵ عدم استفاده از برش گیر در ناحیه مفصل پلاستیک [13]

پ - قطعات الحاقی که برای نگهداری نماها، تیغه ها، لوله های تاسیساتی و غیره به کار گرفته می شود، نباید در این ناحیه مورد استفاده قرار بگیرد.

ت- خال جوش کردن ورق های دوزنقه ای کف به این محل مجاز است.

۱۰-۳-۴ ترکیب های بار زلزله تشدید یافته

ترکیب بار زلزله ی تشدید یافته با جایگزینی نیروهای زلزله E با $\Omega_0 E$ در ترکیب های عادی بارها، مطابق ضوابط فصل های ۱۰-۱ ترکیب یا ۱۰-۲ به دست می آیند. این ترکیب ها عبارتند از :

الف - در طراحی به روش تنش مجاز

$$0.75 (D + L + \Omega_0 E)$$

$$0.75 (D + \Omega_0 E)$$

$$D + 1.2 L + 1.2 \Omega_0 E$$

$$0.85 D + 1.2 \Omega_0 E$$

که مقادیر Ω_0 از جدول زیر به دست می آید :

جدول ۱۰-۳-۲ ضریب اضافه مقاومت

Ω_0	سیستم باربر جانبی
۲/۸	قاب خمشی با شکل پذیری زیاد
۲/۸	قاب خمشی با شکل پذیری متوسط
۲/۸	قاب خمشی با شکل پذیری کم
۲	قاب ساده + مهاربند همگرا با شکل پذیری زیاد
۲	قاب ساده + مهاربند همگرا با شکل پذیری کم
۲	قاب ساده + مهاربند واگرا و اتصال صلب در دو انتهای تیر رابط
۲	قاب ساده + مهاربند واگرا بدون اتصال صلب در دو انتهای تیر رابط
۲/۴	قاب خمشی با شکل پذیری زیاد + مهاربند همگرا با شکل پذیری زیاد
۲/۴	قاب خمشی با شکل پذیری زیاد + مهاربند واگرا با شکل پذیری زیاد
۲/۴	قاب خمشی با شکل پذیری متوسط + مهاربند همگرا با شکل پذیری زیاد
۲/۴	قاب خمشی با شکل پذیری متوسط + مهاربند واگرا با شکل پذیری زیاد

ت-۳ ضوابط لرزه ای برای قاب مهاربندی شده واگرا :

۱۰-۳-۱۰ قاب های مهار بندی شده واگرا

۱۰-۳-۱۰-۱ ملاحظات کلی

قاب های مهاربندی شده واگرا قاب هایی هستند که در آنها ، مهاربند ها در دهانه ، با فاصله کمی از یکدیگر روی محور طولی تیر و یا با فاصله کمی از اتصال تیر به ستون ، به تیر متصل می شوند . در این قاب ها رفتار جانبی لرزه ای سازه ترکیبی از عملکرد خمشی - برشی تیرها و ستون های دهانه مهاربندی شده و عملکرد کششی - فشاری مهاربند می باشد . در شکل های ۱۰-۳-۱۰ و ۱۰-۳-۱۰ انواع این قاب ها نشان داده شده اند .

در این قاب ها تیر ها متعلق به دهانه ی مهاربندی شده به دو ناحیه زیر نامگذاری می شوند :

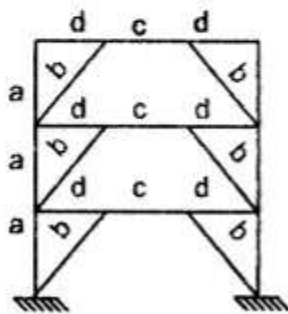
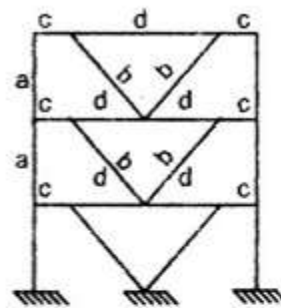
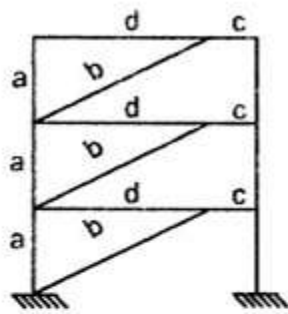
الف - ناحیه تیر پیوند : به ناحیه ای اطلاق می شود که بین نقاط تلاقی محور دو عضو قطری مهاربند روی تیر و یا بین نقطه تلاقی

محور یک عضو قطری مهاربند روی تیر و بر ستون یا ماهیچه قرار دارد. برای طول تیر پیوند اساسا محدودیت خاصی موجود نیست ولی از

آنجا که رفتار سازه ای این تیر وابسته به طول آن است ، توصیه می شود این طول بزرگ در نظر گرفته نشود و به حدود یک پنجم طول

تیر محدود گردد.

ب- ناحیه خارج از تیر پیوند : به قسمت یا قسمتی هایی از تیر که جز تیر پیوند نیست ، اطلاق می شود .



a = ستون
b = عضو قطری
c = تپعه رابط
d = قسمتی از تیر که خارج از تپعه رابط است

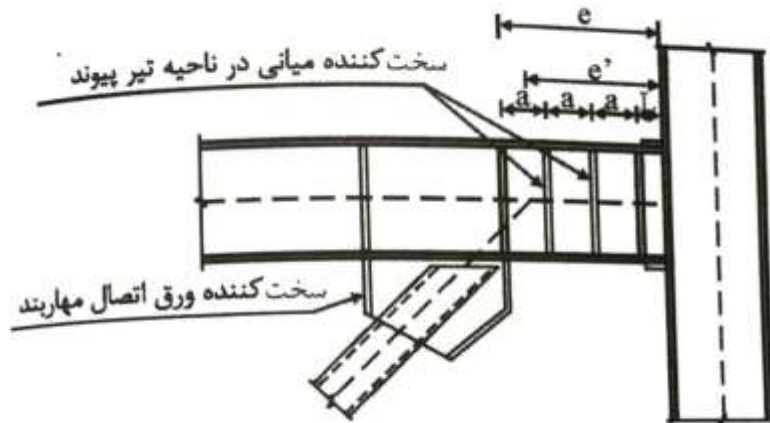
شکل ۱۰-۳-۱۰ اجزای مهاربندی واگرا

کلیات ۱-۲-۱۰-۳-۱۰

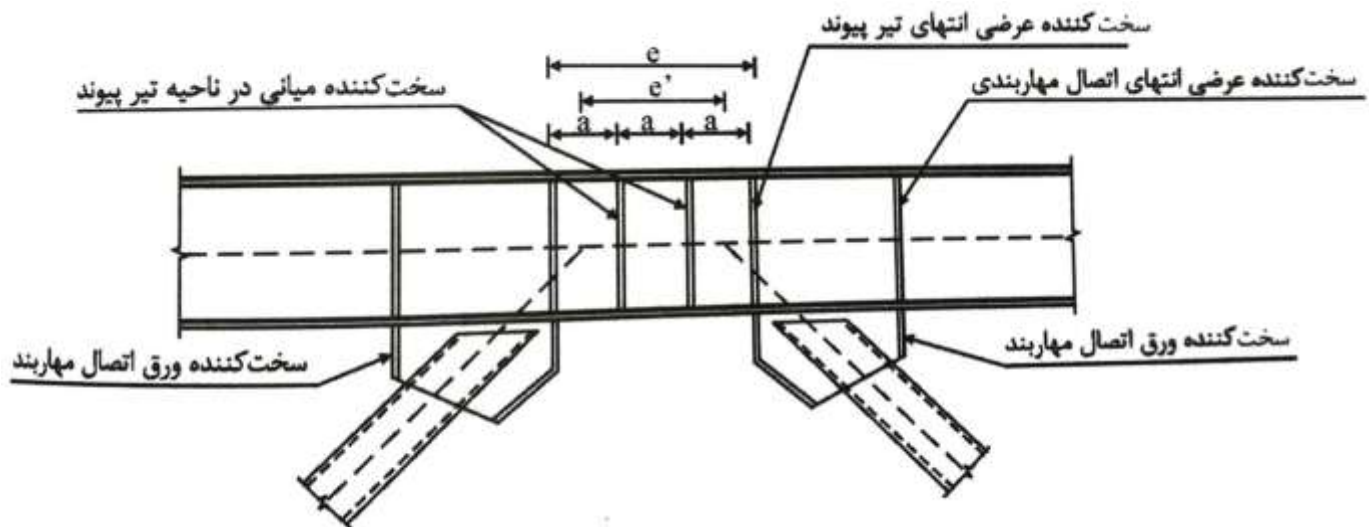
در قاب های مهاربندی شده واگرا انتظار آن است که تیر پیوند قادر به تحمل تغییر شکل های فرار ارتجاعی قابل ملاحظه تحت تاثیر بار جانبی زلزله باشد ، در حالی که اعضا قطری مهاربند ، ستون و ناحیه خارج از تیر پیوند عمدتاً در محدوده ارتجاعی باقی بمانند . طراحی اعضا این قاب ها باید چنان صورت گیرد که این رفتار در آنها تامین شود .

۱۰-۳-۱۰-۲-۱-۱ در ساختمان های بلندتر از پنج طبقه که با سیستم مهاربندی واگرا ویژه ساخته می شوند می توان در طبقه فوقانی از مهاربند همگرای معمولی یا ویژه استفاده کرد و سیستم را همچنان واگرا در نظر گرفت و ضریب رفتار R آن را در محاسبات به کار برد .

تفسیر : در ساختمانهای بیش از ۵ طبقه ، بادبند طبقه آخر میتواند همگرا اجرا شود و برای آن از همان ضریب رفتار سیستم واگرا استفاده کرد . در ساختمانهای ۵ طبقه یا کمتر و یا برای طبقات غیر از طبقه آخر اگر از سیستم همگرا استفاده شده باشد ، باید از ضوابط مبحث ششم یا آیین نامه ۲۸۰۰ در زمینه ترکیب سیستمها در ارتفاع متابعت کرد که در فصل قبل این بند ها آمده است . در مورد طبقه آخر ساختمانهای بیش از ۵ طبقه می توان در آن طبقه هم از سیستم همگرا و هم از سیستم واگرا به طور همزمان در یک جهت استفاده کنیم، ولی در بقیه موارد ترکیب در یک جهت در یک طبقه مجاز نمی باشد ؛ یعنی ترکیب این سیستم با سیستمهای دیگر را در پلان، **مردود می باشد** و باعث ایجاد رفتارهای غیر متعارف در سازه در هنگام زلزله می شود ، جز در مورد بالا و بهتر است برای درک بهتر این موضوع به قسمت ۴-۴ ترکیب سیستمهای سازه ای در فصل قبل مراجعه گردد. [13]



شکل ۱۰-۳-۱۱-۱ جزئیات تیر پیوند کناری



شکل ۱۰-۳-۱۱-۲ جزئیات تیر پیوند میانی

۱۰-۳-۱۰-۲-۱ تیرهای دهانه مهاربندی شده در این قاب ها ، در مواردی که تیر پیوند در ناحیه میانی تیر و دور از ستون ها واقع است می تواند دارای اتصالات ساده یا گیردار به ستون ها باشند ، ولی در مواردی که تیر پیوند در مجاورت ستون واقع است باید دارای اتصال صلب به آن ستون باشد .

تفسیر: اتصال تیر قاب مهاربند واگرای ویژه وقتی قطعه پیوند در آن مستقیماً به ستون وصل میشود باید با اتصال گیردار به ستون متصل شود . در حالتی که تیر پیوند در میانه تیر قرار میگیرد، اتصال تیر به ستون به صورت مفصلی میتواند اجرا شود . نکته ای که در این مورد باید توجه گردد این است که ممکن است در اثر بار زلزله تیر متصل به مهاربند در محل اتصال به ستون تحت اثر نیروی آپلیفت (واکنش رو به بالا) قرار گیرد که در این حالت استفاده از اتصال نشیمن به صورت ورق یا نبشی مناسب نخواهد بود؛ زیرا این اتصالات تنها برای انتقال بارهای ثقیلی رو به پایین مناسب هستند و توان تحمل واکنش رو به بالا را به اندازه لازم ندارند و باید در این حالت اتصال دیگری نظیر **اتصال جفت نبشی جان** یا را پیش بینی نمود [13] .

۱۰-۳-۱۰-۲-۱-۳ اتصال اعضای قطری به تیر ها در این قاب ها می تواند به صورت ساده و یا صلب باشد . در حالت اخیر مهاربند خود تحت اثر لنگر خمشی علاوه بر نیروی محوری قرار می گیرند و باید این اثر در طراحی آنها و اتصالاتشان منظور شود .

۱۰-۳-۱۰-۲-۱-۴ طراحی برای قاب های مهاربندی شده واگرای ویژه باید علاوه بر ضوابط فصل های ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ برای الزامات عمومی بندهای ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ و الزامات خاص این بخش طراحی شود .

تفسیر : اتصال مهاربند(عضو قطری) به تیر میتواند هم به صورت گیردار یا مفصلی باشد . اگر اتصال به صورت گیردار باشد اثر لنگر خمشی ایجاد شده در عضو و اتصال آن در طراحی باید در نظر گرفته شود . به نظر میرسد که در صورت فرض گیرداری برای اتصال بتوان لنگر خمشی را با جوش سخت کننده عمود بر صفحه قرار گیری قاب و ورق بادبندی در دو لبه کناری ورق بادبندی و در صورت لزوم میانه ورق، و ترجیحاً جوش نفوذی این سخت کننده ها به بال تیر بتوان لنگر خمشی را به تیر منتقل کرد . اتصال خمشی در صورت لزوم باید تنها در صفحه قاب و حول محور عمود بر این صفحه وجود داشته باشد و ایجاد اتصال خمشی به گونه ای که باعث ایجاد پیچش حول محور طولی تیر شود باید احتراز شود . [13]

نکته دیگر که باید به آن توجه شود این است که مطابق شکل ۱۰-۳-۱۱ اتصال بادبند به تیر باید به گونه ای پیش بینی شود که محور مهاربند محور تیر را در نقطه ای داخل ناحیه پیوند قطع نماید و نه بیرون از این ناحیه . (به نظر میرسد که اگر به هر دلیل این امکان وجود نداشته باشد لازم باشد که طول تیر پیوند را در محاسبات مقداری بزرگتر در نظر گرفت به گونه ای که این مساله ارضا شود . بدیهی است که در این حالت ضوابط تیر پیوند باری طول اضافه فرض شده نیز باید اعمال شود).

۱۰-۳-۱۰-۱ محدودیت های تیر پیوند

در طراحی تیر پیوند محدودیت های زیر باید رعایت گردد :

الف - تیر پیوند باید دارای مقطع فشرده لرزه ای مطابق ضابطه بند ۱۰-۳-۴-۲ باشد .

ب - در تیر پیوند باید از اعمال هرگونه تغییر ناگهانی در بال و جان مقطع خودداری گردد . همچنین انجام هرگونه وصله کاری در اجزای تیر پیوند در طول آن مجاز نمی باشد .

پ - جان تیر پیوند باید از یک ورق تک بدون هرگونه ورق مضاعف در نظر گرفته شود و هیچگونه بازشویی نباید در آن ایجاد گردد .

ت - تیر پیوند ناحیه بحرانی تلقی شده و ضابطه بند ۱۰-۳-۴-۳ باید در مورد آن رعایت شود . عملیات جوشکاری در این تیر تنها برای اتصال ورق سخت کننده مجاز می باشد .

تفسیر : مطابق این بند لازم است که تیر در ناحیه پیوند محدودیتهای مقاطع فشرده لرزه ای مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲ و جدول ۱۰-۳-۱ را

ارضای نماید . هرگونه تغییر ناگهانی در بال و جان مقطع باید خودداری شود و وصله در آن نیز مجاز نیست . جان تیر پیوند نیز باید از یک

ورق تک بدون هیچ ورق مضاعف کننده و بدون بازشو باشد . تیر در ناحیه پیوند ، ناحیه پیوند بحرانی محسوب شده و ضابطه

بند ۱۰-۳-۴-۳ در این ناحیه باید اعمال شود . جوشکاری در این ناحیه تنها برای اتصال ورقهای سخت کننده مجاز میباشد . [13]

با توجه به موارد بالا میتوان نتایج زیر را گرفت :

۱- مقطع تیر در ناحیه پیوند باید به صورت تک و I شکل باشد . بهتر است که برای آن از مقاطع نورد شده استفاده شده باشد . ولی

به نظر میرسد که استفاده از تیروورق هم در صورت ارضای شرایط مقطع فشرده لرزه ای و علی الخصوص جوش سراسری بال و

جان بلامانع باشد . (البته در اینجا ذکر شده است که در ناحیه پیوند نباید جز برای اتصال سخت کننده ها از جوش استفاده شود

که این مساله ابهام آمیز است که آیا این مساله شامل جوش بال به جان تیروورق هم میشود یا نه؟)

۲- استفاده از ورق تقویتی در ناحیه پیوند بر روی بال یا جان تیر به نظر میرسد که غیرمجاز باشد؛ علی الخصوص اگر این ورق در

این ناحیه به یکباره قطع شود و اتصال آن با تیر با استفاده از جوش باشد .

۳- با توجه به بحرانی بودن ناحیه پیوند نمی توان تیر را در این ناحیه به صورت کامپوزیت با استفاده از برشگیر اجرا نمود. همچنین اتصال تیرهای فرعی به تیر در این ناحیه نیز به دلیل نیاز به عملیات جوشکاری و اتصال آنها به تیر خالی از اشکال نیست و بهتر است که جهت تیرهای فرعی در مجاورت این تیرها به موازات قاب بابدندی واگرا در نظر گرفته شود و یا اینکه تیرریزی را به گونه ای در نظر گرفت که در هر صورت تیری به تیر قاب مهاربندی شده واگرا در ناحیه پیوند متصل نشود. غیر از آن اتصال عناصر غیرسازه ای به این تیر در ناحیه پیوند نیز غیرمجاز می باشد. [13]

۱۰-۳-۱۰-۲-۲-۲-۱۰-۲-۲-۱۰ نوع رفتار تیر پیوند

رفتار فرا ارتجاعی تیر پیوند بستگی به طول آن و مشخصات مقطع آن به لحاظ مقاومت های برشی و خمشی دارد. روابط زیر معمولاً در تعیین رفتار حاکم بر تیر پیوند به کار گرفته می شود:

الف- اگر $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ باشد، رفتار برشی در تیر حاکم است و در این صورت برش موجود در تیر پیوند برابر V_p می باشد.

ب- اگر $e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$ باشد، رفتار خمشی در تیر حاکم است و در این صورت برش موجود در تیر پیوند برابر $2 \frac{M_p}{e}$ می باشد.

در این روابط:

$$M_p = \text{لنگر پلاستیک تیر پیوند مساوی با } F_y \times Z_b$$

$$V_p = \text{برش پلاستیک تیر پیوند مساوی با } 0.6 F_y \times A_w$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد تیر پیوند} \quad e = \text{طول تیر پیوند}$$

$$F_{ye} = \text{مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد مساوی با حداکثر مقاومت تسلیم محتمل آن که برابر } 1.15 F_y \text{ در نظر گرفته می شود.}$$

$$A_w = \text{سطح مقطع خالص جان تیر پیوند مساوی با } (d-2t_f).t_w$$

$$Z_b = \text{اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند}$$

نظر به آنکه از تیر پیوند در رفتار برشی انتظار شکل پذیری بیشتری می رود، توصیه می شود طول تیر پیوند طوری انتخاب شود که این رفتار حاکم باشد.

تفسیر : نوع رفتار تیر پیوند بر این اساس که در آن برش حاکم باشد یا خمش قابل تقسیم بندی است . در آیین نامه طبق آخرین بند صفحه قبل توصیه شده است که طراحی به گونه ای انجام شود که این رفتار جهت ایجاد شکلپذیری بیشتر به صورت برشی باشد و بر این اساس نیز در جایی دیگر توصیه شده است که طول تیر پیوند بیشتر از یک پنجم طول تیر در نظر گرفته نشود که البته این مساله اجباری نیست و تنها به صورت توصیه است . (برای حد شکلپذیری کم ، این مساله اجباری است.)

نکته قابل توجه دیگر این است که بند آیین نامه بالا در مورد محدوده بین دو مقدار بالا یعنی $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ و $e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$

حرفی به میان نیامده است که احتمالاً رفتار تیر پیوند در این محدوده ترکیبی خواهد بود. [13]

۱۰-۳-۱۰-۲-۳ مقاومت برشی تیر پیوند

الف - طراحی به روش تنش مجاز

طراحی تیر پیوند برای برش بر اساس تامین نامساوی زیر صورت می گیرد :

$$V_a \leq V_V$$

در این نامساوی V_a برش وارده بر تیر و V_V مقاومت برشی مجاز آن است .

مقاومت برشی مجاز تیر پیوند V_V ، با توجه به مقدار نیروی محوری P_a در آن ، کوچکترین دو مقدار زیر است :

الف- ۱- مواردی که $\frac{P_a}{0.6P_y} \leq 0.15$ باشد :

$$V_V = \min \left\{ \frac{2 \times 0.6 M_p}{e} , 0.6 V_p \right\} \quad (10-3-16)$$

الف- ۲- در مواردی که $\frac{P_a}{0.6P_y} > 0.15$

$$V_V = \min \left\{ \frac{2 \times 0.6 \times 1.18 M_p (1 - \frac{P_a}{0.6 P_y})}{e} , 0.6 V_p \sqrt{1 - (\frac{P_a}{0.6 P_y})^2} \right\} \quad (10-3-17)$$

در مورد الف -۲، طول تیر را نباید بیشتر از مقادیر زیر در نظر گرفت :

$$\rho' \frac{A_W}{A_g} < 0.3 \quad \text{اگر} \quad -$$

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (18-3-10)$$

$$\rho' \frac{A_W}{A_g} > 0.3 \quad \text{اگر} \quad -$$

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \times \left[1.15 - 0.5 \rho' \frac{A_W}{A_g} \right] \quad (19-3-10)$$

در این روابط :

A_g = سطح مقطع کلی تیر پیوند

A_W = سطح مقطع خالص جان تیر پیوند مساوی با $(d-2t_f) \cdot t_w$

P_a = نیروی محوری موجود در تیر

V_a = نیروی برشی موجود در تیر

M_p = لنگر پلاستیک تیر پیوند مساوی با $F_y \times Z_b$

V_p = برش پلاستیک تیر پیوند مساوی با $0.6 F_y \times A_W$

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر پیوند e = طول تیر پیوند

P_y = نیروی محوری تسلیم تیر پیوند مساوی $F_y \times A_g$

Z_b = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

$$\rho' = \text{نسبت مساوی} = \frac{P_a}{V_a}$$

تفسیر : تیر پیوند باید به گونه ای انجام شود که برش موجود در آن کمتر از مقاومت برشی مقطع تیر پیوند باشد. برش موجود در تیر

پیوند به نظر میرسد که باید بر اساس ترکیب بارهای عادی روش تنش مجاز محاسبه گردد. مقاومت برشی تیر پیوند نیز بستگی به مقدار

بار محوری موجود در آن دارد. اگر نسبت بار محوری موجود به بار محوری مجاز تیر (بر اساس تنش مجاز $0.6F_y$) کمتر از ۰.۱۵

باشد، مقدار مقاومت برشی تیر پیوند از رابطه ۱۰-۳-۱۶ به دست می آید و اگر این نسبت بیش از ۰.۱۵ باشد از رابطه بخش الف ۲- یعنی رابطه ۱۰-۳-۱۷ قابل محاسبه است.

در حالت اول در واقع از اثر بار محوری در تیر صرفنظر میشود و مقدار مقاومت برشی تیر بدون در نظر گرفتن وجود بار محوری در تیر در نظر گرفته می شود.

در حالت دوم این اثر دیده میشود و به همین علت با توجه به میزان بار محوری تیر از مقدار مقاومت برشی نسبت به حالت اول کاسته میشود. در حالت اول محدودیتی برای طول تیر پیوند در نظر گرفته نشده است ولی برای حالت دوم محدودیتی برای این طول مطابق رابطه ۱۰-۳-۱۸ و ۱۰-۳-۱۹ در نظر گرفته شده است.

در کل به نظر می رسد که فرآیند کنترل تیر پیوند در برابر برش فرآیندی وقتگیر باشد. بهتر است که جهت راحتی محاسبات و کنترل مقاومت برشی تیر پیوند طراحی را به گونه ای پیش ببریم که اولاً رفتار برشی، حاکم بر رفتار تیر پیوند شود و در ثانی مقدار بار محوری تیر پیوند از ۱۵ درصد بار محوری تسلیم آن بیشتر نگردد [13].

ب - طراحی به روش حالات حدی

طراحی تیر پیوند برای برش بر اساس تامین نامساوی زیر صورت می گیرد:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

در این نامساوی V_u برش ضریبدار وارده به تیر و V_n مقاومت برشی اسمی تیر است.

مقاومت برشی اسمی تیر پیوند V_n ، با توجه به مقدار نیروی محوری P_u در تیر، کوچکترین دو مقدار زیر است:

ب-۱ در مواردی که $\frac{P_u}{P_y} \leq 0.15$ باشد:

$$V_n = \min \left\{ \frac{2M_P}{e}, V_P \right\} \quad (۱۰-۳-۲۰)$$

ب-۲ در مواردی که $\frac{P_u}{P_y} > 0.15$ باشد، همچنین در این حالت، طول تیر پیوند باید شرایط زیر را برآورده نماید:

$$V_n = \min \left\{ \frac{2 \times 1.18 M_P \left(1 - \frac{P_u}{P_y}\right)}{e} \quad \text{و} \quad V_P \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2} \right\} \quad (21-3-10)$$

در موارد ب-۲ طول تیر پیوند نباید از مقادیر داده شده در روابط ۱۸-۳-۱۰ و ۱۹-۳-۱۰ بیشتر در نظر گرفته شود.

در این روابط:

P_u = نیروی محوری ضربیدار موجود در تیر

V_u = نیروی برشی ضربیدار موجود در تیر

V_n = مقاومت برشی اسمی تیر پیوند

M_P = لنگر پلاستیک تیر پیوند مساوی با $F_y \times Z_b$

V_P = برش پلاستیک تیر پیوند مساوی با $0.6 F_y \times A_w$

Z_b = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر پیوند e = طول تیر پیوند

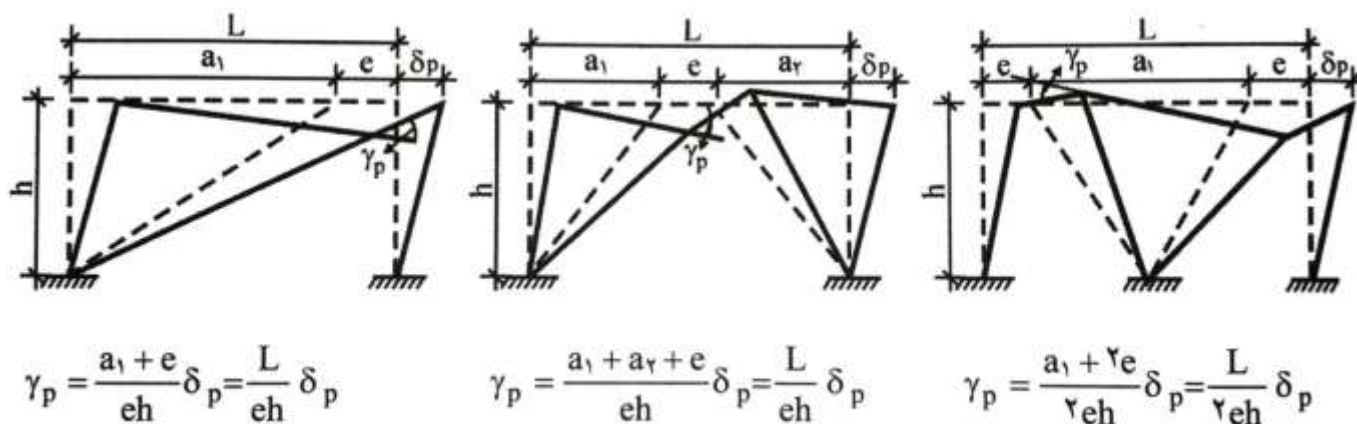
P_y = نیروی محوری تسلیم تیر پیوند مساوی $F_y \times A_g$

ϕ_V = ضریب تقلیل مقاومت مساوی با ۰.۹

حداکثر دوران تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن، وقتی که تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقه مساوی حداکثر مقدار مجاز آن باشد،

نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید. تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقه بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی تعیین می شود.

γ_p برای حالات مختلف در شکل ۱۰-۳-۱۲ نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۳-۱۲

$\delta_p =$ حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقه که از ضرب تغییر مکان جانبی نسبی حاصل از بار زلزله طرح در $0.7 R$ به دست

می آید. (توضیح در صفحه بعد و با توجه به بند ۶-۷-۳-۲-۳ از مبحث ششم)

الف - در مواردی که طول تیر پیوند $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ باشد:

رادیان $\gamma_p = 0.08$

(۱۰-۳-۲۲)

ب - در مواردی که طول تیر پیوند $e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$ باشد:

رادیان $\gamma_p = 0.02$

(۱۰-۳-۲۳)

پ - برای e بین دو مقدار فوق، γ_p را باید با درون یابی خطی تعیین نمود.

تفسیر : در این حالت باید مقدار تغییر شکل جانبی قاب را برابر با مقدار تغییر شکل واقعی طبقه (یعنی تغییر شکل به دست آمده از نرم افزار پس از ضرب در ضریب $0.7 R$) قرار داده و بر این اساس دوران نسبی قطعه رابط به مابقی تیر را محاسبه کرد. البته در این زمینه سه شکل و فرمول راهنما هم در این بند قرار داده شده است که محاسبه دوران را راحت میکند [13].

مقدار مجاز دوران هم در قسمتهای الف و ب این بند مشخص شده است که به ترتیب 0.08 و 0.02 رادیان است. (حالت اول وقتی است که رفتار برشی بر تیر پیوند حاکم است و حالت دوم وقتی است که رفتار خمشی حاکم است. برای حالت بینابینی هم میتوان از درونبایی مقدار مجاز را یافت).

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ۱۳۸۵ [11]

۶-۷-۳-۲ محدودیت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۶-۷-۳-۲-۱ تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه اختلاف تغییر مکان های مراکز جرم کف در بالا و پایین آن طبقه می باشد. این تغییر مکان معمولاً برای زلزله طرح و یا زلزله سطح بهره برداری محاسبه می شود و با همین نام ها عنوان می گردد.

۶-۷-۳-۲-۲ تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه، تغییر مکانی است که با فرض رفتار خطی سازه، زیر اثر بار جانبی زلزله تعیین شده باشد. این تغییر مکان در زلزله های طرح و بهره برداری به ترتیب «تغییر مکان جانبی نسبی طرح» و «تغییر مکان جانبی نسبی بهره برداری» نامیده می شود. در تعیین این تغییر مکان باید اثر عواملی که در سختی سازه موثرند از جمله ترک خوردگی اعضا در سازه های بتن آرمه، موضوع بند ۶-۷-۳-۲-۶، منظور گردد.

۶-۷-۳-۲-۳ تغییر مکان نسبی واقعی طرح، یا تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح، در هر طبقه تغییر مکان است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیر خطی، در تحلیل آن به دست می آید. این رفتار، تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام می شود، این تغییر مکان را می توان از رابطه زیر به دست آورد.

$$\Delta_M = 0.7 R \cdot \Delta_W$$

در این روابط :

$$\Delta_M = \text{تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه}$$

$$\Delta_W = \text{تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه} \quad R = \text{ضریب رفتار طبقات}$$

۶-۷-۳-۲-۴ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر شود. در رعایت این محدودیت آثار ناشی از $P-\Delta$ ، موضوع بند ۶-۷-۳-۳، باید در محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه منظور گردد.

برای ساختمان های با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰.۷ ثانیه

$$\bar{\Delta}_M \leq 0.025 \text{ برای ارتفاع طبقه}$$

برای ساختمان های با زمان تناوب اصلی بیشتر و یا مساوی ۰.۷ ثانیه

$$\bar{\Delta}_M \leq 0.02 \text{ برای ارتفاع طبقه}$$

$\bar{\Delta}_M$ در رابطه بالا مقدار تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه با منظور کردن اثر $P-\Delta$ است، که با استفاده از رابطه (۶-۷-۲۳) محاسبه می گردد.

تبصره: در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_M برای رعایت محدودیت های فوق مقدار برش پایه در رابطه (۶-۷-۱) را می توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره ۱ بند ۶-۷-۲-۵-۶ تعیین کرد.

۶-۷-۳-۵-۲ تغییر مکان جانبی نسبی در زلزله سطح بهره برداری در هر طبقه نباید از ۰.۰۰۵ ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت را می توان تنها در مواردی که نوع و نحوه به کار گیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیر سازه ای به گونه ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییر مکان جانبی بیشتر، بدون خسارت عمده، بر جا بمانند، تا ۰.۰۰۸ ارتفاع طبقه افزایش داد.

۱۰-۳-۱۰-۲-۵ اتصال تیر پیوند به ستون

ضوابط زیر باید در اتصال تیر پیوند به ستون رعایت شود:

الف - اتصال تیر پیوند کناری به ستون، باید به صورت صلب باشد. این اتصال باید طوری طراحی شود که قادر به تحمل حداکثر

دوران تیر پیوند، مطابق ضابطه بند (۱۰-۳-۱۰-۲-۴) باشد. برای این منظور، طراحی این اتصال باید مطابق ضوابط اتصال تیر به

ستون در قاب خمشی ویژه صورت گیرد. نیروی برشی و لنگر خمشی طراحی در اتصال در بندهای ب و پ زیر داده شده اند.

پیش بینی ورق های پیوستگی و کنترل چشمه اتصال در ستون باید عیناً مشابه آنچه در قاب خمشی ویژه عنوان شده انجام شود.

مقاومت برشی لازم در چشمه اتصال باید با استفاده از لنگر خمشی انتهایی تیر پیوند تعیین گردد.

ب - نیروی برشی طراحی اتصال تیر پیوند کناری به ستون باید با مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

- در طراحی به روش تنش مجاز $1.25V_T$

- در طراحی به روش حالات حدی $1.25V_n$

پ - لنگر خمشی طراحی اتصال تیر پیوند کناری به ستون باید برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته شود :

- در طراحی به روش تنش مجاز

$$M_p = 0.6 M_{exp} \quad (۲۴-۳-۱۰)$$

- در طراحی به روش حالات حدی

$$M_n = M_{exp} \quad (۲۳-۳-۱۰)$$

در این روابط :

M_{exp} = لنگر پلاستیک مورد انتظار تیر پیوند مساوی با $F_{Ye} \times Z_b$

Z_b = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

F_{Ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد مساوی با $1.15 F_{Ye}$

۱۰-۳-۱۰-۲-۲-۶ سخت کننده های تیر پیوند

تیر های پیوند باید با تعدادی سخت کننده در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به تیر و نیز تعدادی سخت کننده های میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند . مشخصات این سخت کننده ها باید بر اساس ضوابط بند های زیر در نظر گرفته شوند :

الف - سخت کننده های انتهایی

سخت کننده های انتهایی ، در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به تیر پیش بینی می شوند . این سخت کننده ها باید به صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع تعبیه گردند .

پهنای هریک از آن سخت کننده ها نباید از $t_w - \frac{b_f}{2}$ و ضخامت آنها نباید از $0.75 t_w$ یا ۸ میلیمتر ، کمتر اختیار شود . b_f عرض بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان آن است .

ب - سخت کننده های میانی

سخت کننده های میانی در حد فاصل دو سخت کننده انتهایی پیش بینی می شوند . این سخت کننده ها در تیرهای با ارتفاع ۶۰۰ میلی متر و بیشتر باید به صورت یک جفت در دو سمت جان تعبیه گردند . در تیرهای با ارتفاع کمتر از ۶۰۰ میلی متر می توان این سخت کننده ها را به صورت تکی در یک سمت جان تعبیه کرد . سایر مشخصات این سخت کننده ها مشابه سخت کننده های انتهایی است .

فواصل سخت کننده های میانی و تعداد آنها بر اساس ضوابط زیر در نظر گرفته می شود :

ب-۱ در مواردی که طول تیر پیوند $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ است ، فاصله سخت کننده های میانی نباید بیشتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران 0.08 رادیان $(30t_w - \frac{d_b}{5})$

- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران 0.02 رادیان و کمتر $(50t_w - \frac{d_b}{5})$

- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران بین 0.02 تا 0.08 رادیان از درون یابی خطی بین دو مقدار فوق تعیین می گردد .

ب-۲ در مواردی که طول تیر پیوند $(2.6 \frac{M_p}{V_p} < e < 5 \frac{M_p}{V_p})$ است ، یک سخت کننده میانی باید به فاصله 1.5 برابر

عرض بال تیر پیوند از هر یک سخت کننده های انتهایی پیش بینی شود .

ب-۳ در مواردی که طول تیر پیوند $(1.6 \frac{M_p}{V_p} < e < 2.6 \frac{M_p}{V_p})$ است ، یک سخت کننده میانی باید هر دو شرط ب-۱ و

ب-۲ را برآورده نماید .

ب-۴ در مواردی که طول تیر پیوند $e > 5 \frac{M_p}{V_p}$ است ، لزومی به تعبیه سخت کننده میانی نمی باشد .

در این روابط :

M_p = لنگر پلاستیک تیر پیوند مساوی با $F_y \times Z_b$

V_p = برش پلاستیک تیر پیوند مساوی با $0.6 F_y \times A_w$

e = طول تیر پیوند

پ - اتصال سخت کننده ها به بال و جان تیر پیوند

اتصال سخت کننده ها به جان و بال های تیر پیوند باید جوش گوشه برقرار گردد . اتصال سخت کننده ها به جان در طراحی تنش مجاز

باید برای نیروی $0.6 F_y \times A_{st}$ و در طراحی حالات حدی برای نیروی $F_y \times A_{st}$ محاسبه شود . اتصال سخت کننده ها به هر یک از

بال های تیر پیوند در طراحی تنش مجاز باید برای نیروی $0.6 F_y \times A_{st}$ و در طراحی حالات حدی برای نیروی $\frac{1}{4} \times F_y \times A_{st}$

محاسبه شود . A_{st} سطح مقطع عرضی هر یک از سخت کننده ها است .

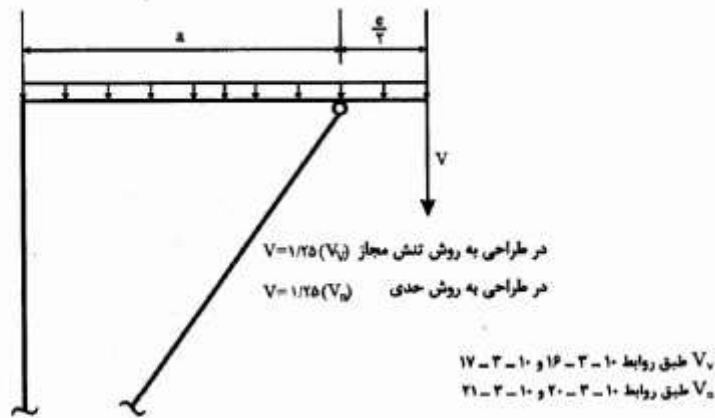
۱۰-۳-۱۰-۲-۷ مهارجانبی تیر پیوند

در دو انتهای تیر پیوند در بال های فوقانی و تحتانی ، باید مهار های جانبی پیش بینی شود . این مهار ها باید ، در طراحی تنش های مجاز برای نیروی $0.06 \times 0.6 F_{ye} b_f t_f$ و در طراحی به روش حالات حدی برای نیروی $0.06 F_{ye} b_f t_f$ طراحی گردند . b_f عرض بال و t_f ضخامت بال تیر پیوند و F_{ye} مساوی $1.15 F_y$ می باشد .

۱۰-۳-۱۰-۲-۳ تیر خارج از تیر پیوند

تیر ناحیه خارج از تیر پیوند باید برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی ناشی از ترکیبات بارگذاری مختلف ، مطابق ضوابط فصل های ۱۰-۱ و ۲-۱۰ طراحی شود، با این تفاوت که به جای 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 می توان این تیر را برای تلاش های ناشی از بار قائم به اضافه تلاش های ناشی از برش برابر ۱.۲۵ برابر ظرفیت برشی تیر پیوند ، مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۱۰-۲-۳ ، که در محل نقطه عطف این تیر قرار داده می شود، طراحی نمود . مقاومت موجود در این ناحیه باید ۱.۱۵ برابر آنچه بر اساس ضوابط فصل های ۱۰-۱ یا ۲-۱۰ محاسبه می گردد ، منظور شود .

۱۰-۳-۱۰-۲-۳-۲ پیکربندی تیر و مهاربند قطری باید طوری در نظر گرفته شود که محل تقاطع محوره های این دو در محلی در داخل تیر پیوند قرار گیرد . با این ترتیب لنگر خمشی موجود در تیر خارج از تیر پیوندی قدری کاهش داده می شود .



شکل ۱۰-۳-۱۳ مدل تحلیلی، تعیین نیروهای طراحی اعضای خارج از تیر پیوند، مهاربندی و نیروی محوری ستون های مهاربند...

۱۰-۳-۱۰-۲-۴ طراحی اعضا قطری مهاربند و اتصالات آنها

۱۰-۳-۱۰-۲-۴-۱ محدودیت ها

در طراحی اعضای قطری مهاربند باید ضوابط زیر را رعایت شود :

الف - لاغری اعضا قطری ، نباید از $(4.23 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$) تجاوز نماید .

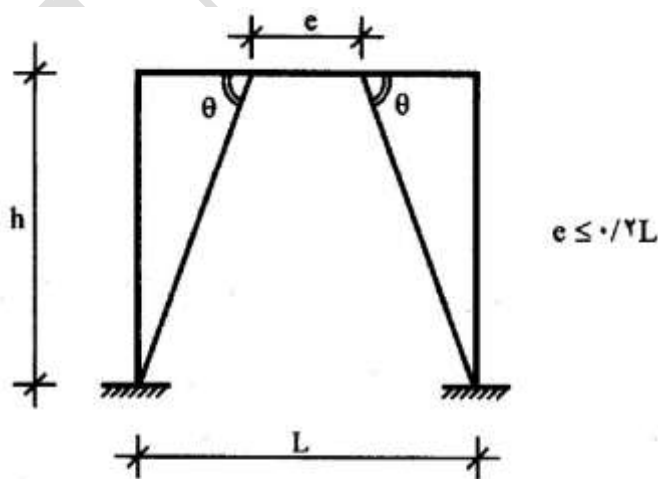
ب - ضریب طول موثر اعضا قطری ، K ، در مهاربندهای واگرا برابر با یک در نظر گرفته می شود .

پ - قطری ها باید دارای مقاطع فشرده ، مطابق ضابطه ۱۰-۳-۳-۲ باشند .

ت - مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ ، باید ضوابط مقاطع ساخته شده که تحت اثر نیروی فشاری قرار می گیرند را بر آورده نمایند .

ت - از وصله کاری در طول عضو مهاربندی باید حتی الامکان خودداری شود . در صورت لزوم ، وصله باید بتواند تمام مقاومت عضو را به صورت اتصال پوششی یا به صورت مستقیم و با جوش نفوذی کامل تامین نماید . وصله اجزای مهاربندی نباید در یک مقطع پیش بینی شوند ، همچنین وصله عضو مهاربند نباید در دو انتهای آن صورت گیرد .

ج - توصیه می شود پیکر بندی مهاربند ها طوری در نظر گرفته شود که زاویه ی بین عضو مهاربند و تیر ، θ ، بین ۳۰ تا ۶۰ درجه باشد .



شکل ۱۰-۳-۱۴ زاویه بین عضو مهاربند و تیر.

۱۰-۳-۱۰-۲-۴-۲ نیروهای طراحی مهاربند ها

مهاربند ها باید برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی ، در صورت وجود ، بر اساس شرایطی که برای تیر خارج از تیر پیوند در بند ۱۰-۳-۱۰-۳-۱۰ عنوان شد ، طراحی شوند . برای این منظور می توان مدل محاسباتی پیشنهاد شده در آن بند را به کار گرفت . مقاومت موجود در مهاربند باید بر اساس ضوابط فصل های ۱۰-۱۰ یا ۱۰-۱۰ به حساب آورده شوند .

۱۰-۳-۱۰-۳-۴-۲ طراحی اتصالات مهاربند ها

اتصالات دو انتهای مهاربندها به تیر ها باید دارای مقاومتی حداقل برابر با مقاومت خود مهاربند ، مطابق ضابطه بند ۱۰-۳-۱۰-۳-۴-۲ ، باشد . در طراحی این اتصالات الزامات بند ۱۰-۳-۲-۹-۳-۱۰ نیز باید رعایت شود .

۱۰-۳-۲-۹-۳-۱۰ اتصالات اعضای قطری مهاربندها

الف - مقاومت کششی مورد نیاز

مقاومت کششی مورد نیاز اتصال های قطری مهاربندی ، شامل اتصال تیر به ستون اگر بخشی از سیستم مهاربندی باشد ، باید حداقل برابر با کمترین دو مقدار زیر باشد :

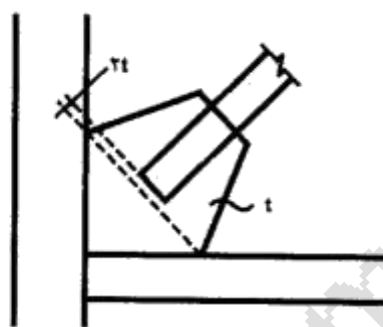
- در طراحی به روش حالات حدی برابر با $F_{ye}A_g$ و در طراحی به روش تنش های مجاز $0.6 F_{ye}A_g$
- در این عبارات ، A_g سطح مقطع کلی عضو قطری مهاربند و F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار آن است .
- حداکثر اثر نیرویی که بر اساس تحلیل سازه ، سیستم باربر جانبی می تواند به مهاربند منتقل نماید .

ب - مقاومت خمشی مورد نیاز

مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال های قطری های مهاربندی باید حداقل برابر با $1.1 M_{pe}$ در طراحی حالات حدی و یا $1.1 \times 0.6 \times M_{pe}$ در طراحی تنش های مجاز باشد . M_{pe} لنگر خمشی پلاستیک مقاوم تسلیم مورد انتظار مهاربند حول محور کمانش بحرانی مقطع ، $F_{ye}Z$ ، است .

در اتصال های مهاربندی که ظرفیت کششی بند الف را دارا بوده و قابلیت سازگاری با دوران های غیر الاستیک حاصل از تغییر شکل های پس از کمانش در آنها تامین شده باشد ، رعایت این ضابطه الزامی نیست .

سازگاری با دوران غیر الاستیک حاصل از تغییر شکل های پس از کمانش در خارج از صفحه مهاربندی با قطع مهاربند قبل از خط تکیه گاهی ورق اتصال ، مطابق شکل ۱۰-۳-۸ تامین می شود .



شکل ۱۰-۳-۸ اتصال مهاربندی با ایجاد خط آزاد خمش.

پ - مقاومت فشاری مورد نیاز

مقاومت فشاری مورد نیاز اتصال های مهاربندی باید بر اساس حالت حدی کمانش تعیین شود . این مقاومت را می توان حداقل برابر با $1.25 P_n$ در طراحی حالات حدی و یا $1.25 F_a A_g$ در طراحی تنش مجاز در نظر گرفت . P_n ظرفیت اسمی عضو قطری مهاربند و F_a تنش فشاری مجاز آن است .

۱۰-۳-۱۰-۲-۵ طراحی ستون ها در قاب های مهاربندی شده واگرا

۱۰-۳-۱۰-۲-۵-۱ ستون ها باید دارای مقطع فشرده لرزه ای مطابق ضابطه بند ۱۰-۳-۴-۲ باشند .

۱۰-۳-۱۰-۲-۵-۲ ستون ها و وصله های آنها باید علاوه بر الزامات بند ۱۰-۳-۶- مقاومت مورد نیاز برای ترکیبات مختلف بارگذاری ، مطابق ضوابط فصل های ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ ، را برای شرایطی که در بند ۱۰-۳-۲-۱۰-۳-۱ عنوان گردیده ، تامین نمایند . برای این منظور می توان مدل محاسباتی عنوان شده در آن بند را در نظر گرفت و برای کلیه تیر های پیوند واقع در تراز بالاتر از تراز ستون مورد نظر به کار برد.

۳-۱۰-۳-۱۰ مهاربند های واگرای معمولی در داخل قاب ساده

در این مهاربندها تحلیل و طراحی عضو مهاربند ، اتصالات مربوطه ، تیر پیوند ، تیر خارج از ناحیه پیوند و ستون ها باید مطابق ضوابط ارایه شده برای قاب های مهاربندی شده ی همگرای معمولی ، در بند ۳-۱۰-۳-۹ ، مهاربندهای همگرای معمولی ، و با منظور کردن ضوابط ملاحظات زیر انجام شود .

الف - برون محوری e باید کوچکتر از یک پنجم طول دهنه مهاربند باشد .

ب - تیر مهاربند ، شامل تیر پیوند و تیر خارج از ناحیه پیوند ، باید به صورت پیوسته و با مقطع فشرده با جان پر و اتصال پیوسته سراسری جان تیر به بال ها باشد .

پ - تیر مهاربند باید قادر به تحمل بارهای قائم وارد بر آن بدون توجه به وجود مهاربند ها باشد .

ت - در جان تیر در محل اتصال مهاربند تیر ، باید سخت کننده های زیر به عنوان حداقل در نظر گرفته شود :

- یک جفت سخت کننده در ابتدا و انتهای اتصال عضو قطری مهاربند

- یک جفت سخت کننده در داخل تیر پیوند ، مطابق شکل های ۳-۱۰-۱۱

تفسیر : متأسفانه همانند بقیه سیستمهای واگرا ضریب رفتار این سیستم ذکر نشده است . هر چند به نظر میرسد که استفاده از عدد ۶ تا اعلام ضریب دقیق آن مناسب باشد . در این ویرایش بسیاری از محدودیتهای ویژه این سیستم در ویرایش قبلی برداشته شده است و به چند محدودیت کفایت شده است . در این سیستم غیر از محدودیتهای سیستم مهاربند همگرای با شکلپذیری کم تنها به چهار محدودیت بسنده شده است ، بر این اساس باید: [13]

۱- طول ناحیه پیوند در تیر کمتر از یک پنجم طول تیر باشد.

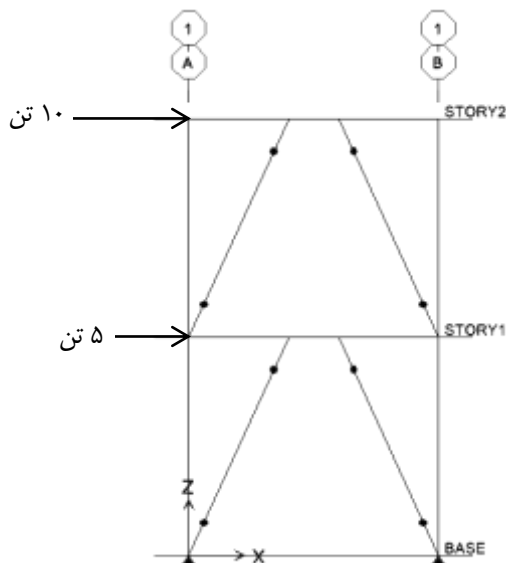
۲- مقطع تیر باید فشرده باشد .(ولی لزومی ندارد که جان آن تک باشد)

۳- در روبروی محل اتصال بادبند به تیر باید در ابتدا و انتهای اتصال هر کدام یک جفت سخت کننده اجرا شود . یک جفت سخت کننده هم در ناحیه میانی قسمت پیوند لازم و کافی است .

۴- تیر باید پیوسته بوده و بدون کمک بادبندها بتواند نیروهای ثقلی را تحمل نماید.

۵ - ۴ حل نمونه سوال با استفاده از آیین نامه مبحث دهم ایران

❖ با توجه به بارگذاری انجام شده ، مهاربند واگرای طبقه اول را با استفاده از قوانین آیین نامه مبحث دهم ایران از روش حدی کنترل و سخت کننده های مورد نیاز را طراحی نمایید؟



شکل ۵ - ۳

ارتفاع طبقات : ۳.۵ متر

دهانه : ۴ متر

طول تیر پیوند : ۰.۸ متر

ضریب رفتار : ۷ (استاندارد ۲۸۰۰)

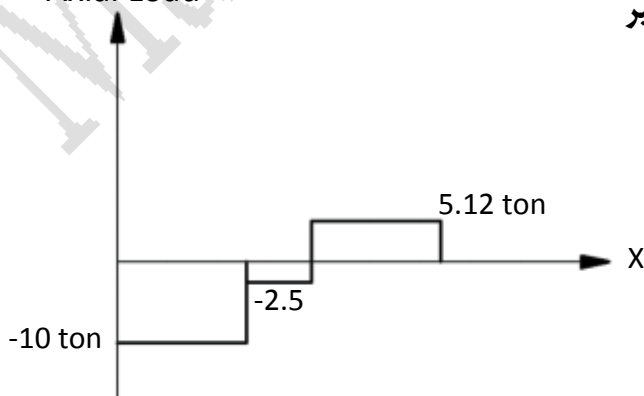
تغییر مکان طبقه اول حدود ۰.۵ سانتی متر در نظر گرفته شود .

مقاطع اولیه طبق جدول زیر در نظر گرفته شده است :

طبقات اعضا	طبقه اول	طبقه دوم
تیر	IPE 300	IPE 270
ستون	2IPE 100	2IPE 100
مهاربند	2UNP140	2UNP100

تنش جاری شدن فولاد : ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع ، مدول الاستیسیته فولاد : 2.1×10^6 کیلوگرم بر سانتی متر مربع
الکتروود مصرفی : E ۶۰

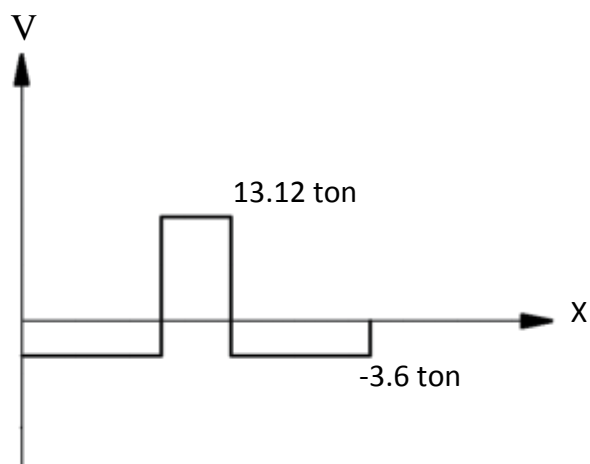
Axial Load



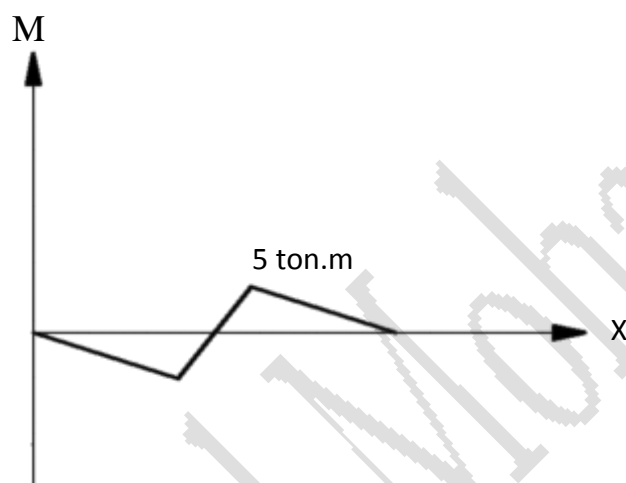
• نمودار نیروی محوری ، برش و لنگر برای تیر

نیروی محوری

نمودار برش تیر

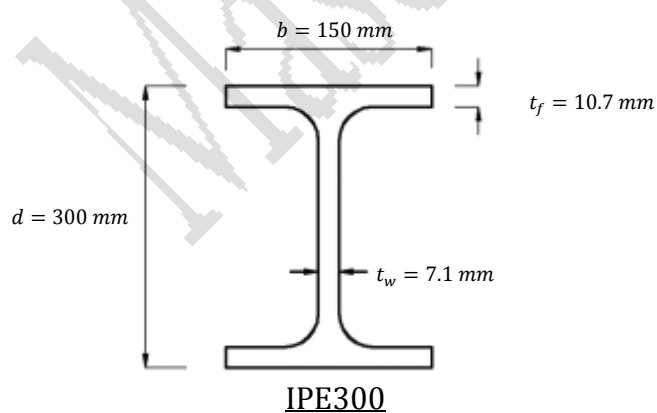


نمودار لنگر خمشی تیر



بررسی تیر پیوند

مشخصات مقطع تیر IPE300 :



شکل ۴ - ۵ مقطع تیر

$$r_x = 12.5 \text{ cm}, S_x = 557 \text{ cm}^3, I_x = 8360 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 3.35 \text{ cm}, S_y = 80.5 \text{ cm}^3, I_y = 604 \text{ cm}^4$$

$$G = 42.2 \text{ kg/m}, J = 20.2 \text{ cm}^4, C_w = 125900 \text{ cm}^6$$

$$A = 53.8 \text{ cm}^2 \quad Z_b = 628 \text{ cm}^3$$

- **محدویت های تیر پیوند**

تیر پیوند باید دارای مقطع فشرده لرزه ای باشد (۱۰-۳-۲-۲-۱ الف)

کنترل فشرده گی جان تیر $\frac{h-2c}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{24.8}{0.71} \leq 2.45 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} \rightarrow 34.92 \leq 72.47 \quad \checkmark$

کنترل فشرده گی بال تیر $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{15}{2 \times 1.07} \leq 0.3 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} \rightarrow 7 \leq 8.87 \quad \checkmark$

پس مقطع تیر پیوند ما فشرده لرزه ای است .

- **نوع رفتار تیر پیوند**

رفتار فرا ارتجاعی (پلاستیک) تیر پیوند بستگی به طول آن و مشخصات مقطع تیر پیوند به لحاظ مقاومت های برشی و خمشی دارد (۱۰-۳-۲-۲-۱ ب)

لنگر پلاستیک تیر پیوند $M_p = Z_b \cdot F_y = 628 \times 2400 = 1507200 \text{ kg.cm} = 15.07 \text{ ton.m}$

سطح مقطع خالص جان تیر پیوند $A_w = (h - 2c)t_w = 24.8 \times 0.71 = 17.6 \text{ cm}^2$

لنگر پلاستیک تیر پیوند $V_p = 0.6 F_y \cdot A_w = 0.6 \times 2400 \times 17.6 = 25344 \text{ kg} = 25.34 \text{ ton}$

حال اگر $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ باشد ، رفتار برشی در تیر حاکم است و در این صورت برش موجود در تیر پیوند برابر V_p می باشد .

$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \rightarrow 0.8 \leq 1.6 \frac{15.07}{25.34} = 0.95 \quad \checkmark$

پس رفتار برشی تیر حاکم خواهد بود و در این صورت برش موجود در تیر پیوند برابر $V_p = 25.33 \text{ ton}$ است .

- **مقاومت برشی تیر پیوند**

طراحی به روش حالات حدی (۱۰-۳-۲-۲-۱ ب)

طراحی تیر پیوند برای برش بر اساس تامین نامساوی زیر صورت می گیرد:

$V_u \leq \phi_v V_n$

در این نامساوی V_u برش ضریب‌دار وارده به تیر و V_n مقاومت برشی اسمی تیر است .

نیرو محوری ضریب‌دار موجود در تیر $P_u = D + 1.2L + 1.2E \text{ or } W = 1.2 \times 10 = 12 \text{ ton}$

این نیروی ضریب‌دار از ترکیب بارگذاری موجود در جدول ۲-۱۰-۲-۱ به دست می آید.

نیرو محوری تسلیم تیر پیوند $P_y = F_y \times A_g = 2400 \times 53.8 = 129120 \text{ kg} = 129.12 \text{ ton}$

مقاومت برشی اسمی تیر پیوند V_n ، با توجه به مقدار نیروی محوری P_u در تیر ، برابر است با :

اگر $\frac{P_u}{P_y} \leq 0.15$ باشد :

$$\frac{P_u}{P_y} \leq 0.15 \rightarrow \frac{12}{129.12} \leq 0.15 \rightarrow 0.093 \leq 0.15 \quad \checkmark$$

حال با توجه به رابطه ۲۰-۳-۱۰ داریم :

$$V_n = \min \left\{ \frac{2M_p}{e} , V_p \right\} = \min \left\{ \frac{2 \times 15.07}{0.8} = 37.675 \text{ ton} , 25.344 \text{ ton} \right\} \approx 25.5 \text{ ton}$$

پس در کل خواهیم داشت :

$$V_u \leq \phi_v V_n \rightarrow V_u \leq 0.9 \times 25.5 = 23 \text{ ton}$$

• دوران تیر پیوند

حداکثر دوران تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن ، وقتی که تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقه مساوی حداکثر مقدار مجاز آن باشد ،

نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید (۴-۲-۲-۱۰-۳-۱۰) :

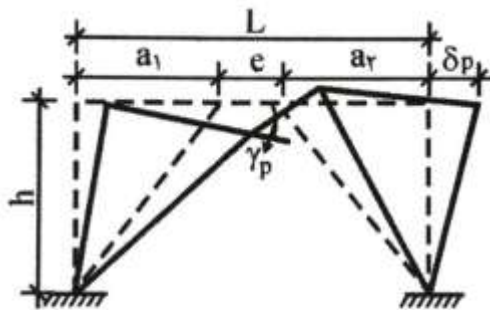
الف - در مواردی که طول تیر پیوند $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ باشد : $\gamma_p = 0.08$ رادیان

ب - در مواردی که طول تیر پیوند $e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$ باشد : $\gamma_p = 0.02$ رادیان

پ - برای e بین دو مقدار فوق ، γ_p را باید با درون یابی خطی تعیین نمود .

که با توجه به این که در این سازه $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ می باشد پی حداکثر دوران رادیان $\gamma_p = 0.08$ خواهد بود .

که با توجه به نوع مهاربند سازه ما با استفاده از شکل ۱۰-۳-۱۲ و فرمول پیشنهادی خواهیم داشت :



$$\gamma_p = \frac{a_1 + a_2 + e}{eh} \delta_p = \frac{L}{eh} \delta_p$$

مقدار δ_p حداکثر تغییر مکان جانبی است که با توجه به فرمول زیر به دست می آید :

حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقه

$$\delta_p = \Delta_M = 0.7 R \cdot \Delta_W = 0.7 \times 7 \times 0.5 \text{ cm} = 2.45 \text{ cm}$$

دوران تیر پیوند

$$\gamma_p = \frac{a_1 + a_2 + e}{eh} \delta_p = \frac{L}{eh} \delta_p = \frac{400}{80 \times 350} \times 2.5 \text{ cm} = 0.0357 \text{ رادیان}$$

کنترل میزان دوران تیر پیوند

$$\gamma_p = 0.0357 \text{ رادیان} \leq \gamma_{p \text{ مجاز}} = 0.08 \text{ رادیان}$$

• اتصال تیر پیوند به ستون

با توجه به اینکه قاب طراحی ما ، قاب ساده مهاربندی شده می باشد و اتصال تیر پیوند در وسط تیر قرار دارد ، نه در کنار و نزدیک به ستون ، می توان از اتصال ساده ، غیر صلب با توجه به ضوابط اتصال تیر به ستون در قاب های ساده استفاده نمود .

• سخت کننده های تیر پیوند

تیر های پیوند باید با تعدادی سخت کننده در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به تیر و نیز تعدادی سخت کننده های میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند . (۱۰-۳-۱۰-۲-۲-۶)

الف - سخت کننده های انتهایی ، در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به تیر پیش بینی می شوند . این سخت کننده ها باید به صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع تعبیه گردند .

پهنای هر یک از سخت کننده ها

$$b_{st} \geq \frac{b_f}{2} - t_w = \frac{15}{2} - 0.71 = 6.79 \text{ cm} \rightarrow 7 \text{ cm}$$

ضخامت سخت کننده ها

$$t_{st} \geq \max \begin{cases} 0.75 t_w = 0.75 \times 7.1 \text{ mm} = 5.32 \text{ mm} \\ 8 \text{ mm} \end{cases}$$

پس در کل باید از سخت کننده هایی با ابعاد **278 mm × 70 mm × 8mm** به صورت یک جفت در دو طرف جان و در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند استفاده نمود.

ب - سخت کننده های میانی که در حد فاصل دو سخت کننده انتهایی پیش بینی می شوند :

$$\text{اگر} \begin{cases} d \text{ تیر} \geq 600 \text{ mm} \rightarrow \text{از یک جفت سخت کننده} \\ d \text{ تیر} < 600 \text{ mm} \rightarrow \text{از سخت کننده تکی} \quad \checkmark \end{cases}$$

با توجه به این که طول تیر پیوند در سازه دارای $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ می باشد ، فاصله سخت کننده های میانی نباید بیشتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود :

- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران 0.08 رادیان $(30t_w - \frac{d_b}{5})$

- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران 0.02 رادیان و کمتر $(50t_w - \frac{d_b}{5})$

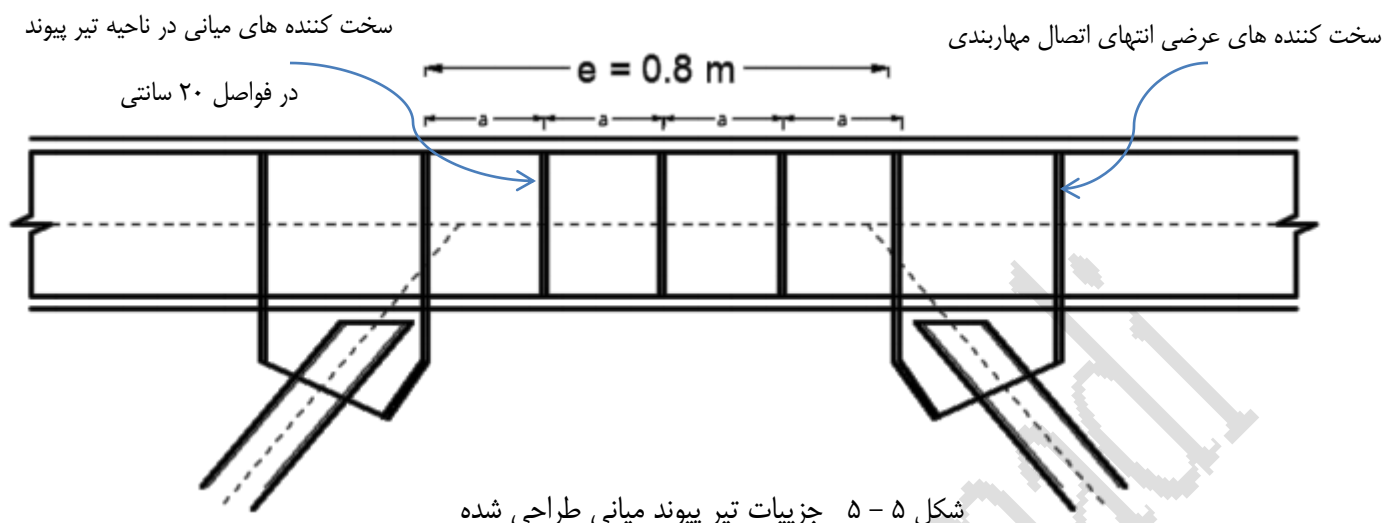
- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران بین 0.02 تا 0.08 رادیان از درون یابی خطی بین دو مقدار فوق تعیین می گردد .

حال چون زاویه دوران ما در این سازه برابر $\gamma_p = 0.0357$ رادیان است ، باید از درون یابی استفاده نمود ، پس خواهیم داشت :

$$\frac{+0.06}{+0.0157} = \frac{-20 t_w}{?} \rightarrow ? = -5.23 t_w \Rightarrow (50 t_w - 5.23 t_w) - \frac{d_b}{5}$$

$$\Rightarrow a \leq (44.767 t_w) - \frac{d_b}{5} = (44.767 \times 0.71) - \frac{30}{5} = 25.78 \text{ cm} \Rightarrow a \leq 25.78 \text{ cm}$$

پس در کل بهتر است از ۳ سخت کننده میانی با همان ابعاد **278 mm × 70 mm × 8mm** به صورت تکی در فواصل **۲۰ سانتی متر** استفاده گردد .



شکل ۵-۵ جزئیات تیر پیوند میانی طراحی شده برای سازه مورد نظر به صورت شکل بالا خواهد بود. $a = 20 \text{ cm}$ (فاصله سخت کننده های میانی)، جزئیات تیر پیوند میانی طراحی شده برای سازه مورد نظر به صورت شکل بالا خواهد بود.

پ - اتصال سخت کننده ها به بال و جان تیر پیوند

اتصال سخت کننده ها به جان و بال های تیر پیوند باید جوش گوشه برقرار گردد.

اتصال به جان با استفاده از نیروی روبرو

$$A_{st} \times F_y = (0.8 \times 7) \times 2400 = 13440 \text{ kg} = 13.44 \text{ ton}$$

اتصال برای هر یک از بال ها با استفاده از نیروی

$$\frac{1}{4} \times A_{st} \times F_y = \frac{1}{4} \times (0.8 \times 7) \times 2400 = 3360 \text{ kg} = 3.36 \text{ ton}$$

① حداقل بعد جوش گوشه باید طبق جدول ۲-۱۰-۲-۱۰ تعیین شود، و برای جان و بال تیر با ضخامت قطعه نازکتر بیش از ۷ میلی متر

تا ۱۲ میلی متر، حداقل بعد جوش گوشه مقدار $a_w = 5 \text{ mm}$ در نظر گرفته می شود.

② حداکثر نیز در قطعات با ضخامت بیش از ۷ میلی متر، حداکثر بعد مساوی ضخامت قطعه منهای ۲ میلی متر می باشد.

③ طول جوش $4a_w < l_e \rightarrow l_e < 2 \text{ cm}$

طرح جوش برای جان :

$$R_n = \beta F_w A_w$$

$$R_n = 0.75 \times (0.6 \times F_{ue}) \times A_w = 0.45 F_{ue} \times A_w = 0.45 \times 4200 \times \left(\frac{a_w}{\sqrt{2}} \times l_w \right) = 668.2 \times l_w$$

$$R_w = \phi R_n = 0.75 \times 668.2 l_w = 501.1 l_w = 0.501 l_w$$

$$R_w = 13.44 \text{ ton} = 0.501 l_w \rightarrow l_w = 26.82 \text{ cm}$$

که می توان از دو جوش ۱۵ سانتی وسط جان در هر طرف استفاده نمود .

طرح جوش برای بال ها :

$$R_w = 3.36 \text{ ton} = 0.501 l_w \rightarrow l_w = 6.7 \text{ cm}$$

که می توان از دو جوش ۵ سانتی در هر لبه برای هر یک از بال های بالا و پایین استفاده نمود .

همه جوش ها باید در دو لبه ورق اتصال و به صورت ممتد باشند .



۱۵ سانتی متر جوش گوشه برای هر لبه ورق اتصال به جان

شکل ۵ - ۶ جزئیات اتصال سخت کننده ها

۵ سانتی متر جوش گوشه برای هر طرف ورق اتصال به بال

• مهار جانبی تیر پیوند

در دو انتهای تیر پیوند در بال های فوقانی و تحتانی ، باید مهار های جانبی پیش بینی شود . (۱۰-۳-۱۰-۲-۲-۷)

نیروی طراحی مهار ها

$$0.06 \times F_{ye} \times b_f \times t_f = 0.06 \times 1.15 \times 2400 \times 15 \times 1.07 = 2.657 \text{ ton}$$

در این قسمت به بررسی طول حدی برای مهار جانبی تیر می پردازیم ، در مواردی ممکن است به خاطر زیاد بودن طول دهنه ، این مهم برای تیر خارج از ناحیه پیوند ، جوابگو نباشد !

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 3.35 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 174.4 \text{ cm} > 1.65 \text{ m} \checkmark$$

پس طول مهاری ما از حداکثر L_p عضو که در آن حالت حدی تسلیم حاکم می گردد ، کمتر است .

رابطه (۸-۵-۲-۱۰)

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \times C_w}}{S_x} = \frac{\sqrt{604 \times 125900}}{557} \rightarrow r_{ts} = 3.956 \text{ m}$$

رابطه (۹-۵-۲-۱۰)

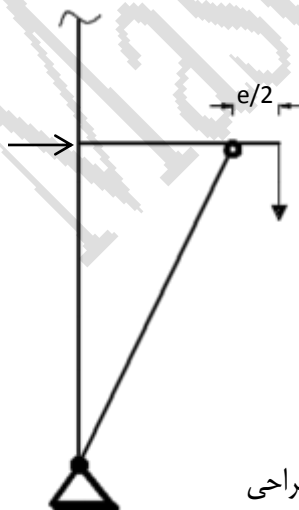
$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}} = \pi \times 3.956 \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{0.7 \times 2400}} = 439.478 \text{ cm} \approx 4.4 \text{ m} \checkmark$$

حداکثر طول مهار نشده که در آن حالت حدی ، کمانش پیچشی جانبی رخ می دهد برابر ۴.۴ متر می باشد و برای تیر ما مشکل ساز نخواهد بود و در کل با توجه به نیروی طراحی مهاربندی استفاده از پروفیل IPE 10 یا IPE 12 برای مهارجانبی کافی می باشد .

• تیر خارج از ناحیه پیوند

تیر ناحیه خارج از تیر پیوند باید برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی ناشی از ترکیبات بارگذاری مختلف ، مطابق ضوابط فصل های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ طراحی شود، با این تفاوت که به جای 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.



$$P = 1.2 \times 10 = 12 \text{ ton}$$

$$V = 1.25 V_n = 1.25 \times 25.344 = 31.68 \text{ ton}$$

$$M = 1.2 \times 5 = 6 \text{ ton.m}$$

شکل ۵ - ۷ کنترل نیروهای طراحی

ظرفیت فشاری تیر :

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1 \times 165}{12.5} = 13.2 \quad \rightarrow \quad F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{13.2^2} = 118951.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e \geq 0.44 F_y = 1056 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \rightarrow \quad F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[0.658 \frac{2400}{118951.84} \right] 2400 = 2379.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 2379.81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 53.8 \text{ cm}^2 = 128034.2 \text{ kg} = 128 \text{ ton} \quad \text{مقاومت اسمی تیر}$$

$$P = \phi \times P_n = 0.9 \times 128 = 115.2 \text{ ton} \geq 12 \text{ ton} \quad \checkmark$$

ظرفیت خمشی تیر :

$$M_n = M_p = 15.07 \text{ ton} \quad F_r = \frac{12000}{53.8} = 223 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{pr} = Z_b \times (F_y - F_r) = 628 \times (2400 - 223) = 1367156 \text{ kg.cm}^2 = 13.6 \text{ ton.m} \geq 5 \text{ ton.m} \quad \checkmark$$

ظرفیت برشی تیر :

$$\frac{h - 2c}{t_w} = \frac{248}{7.1} = 34.929 \leq 66.26 \quad \rightarrow \quad C_v = 1, \phi_v = 1$$

$$A_w = d \times t_w = 30 \times 0.71 = 21.3 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 F_y \times A_w \times C_v = 0.6 \times 2400 \times 21.3 \times 1 = 30.672 \text{ ton} \leq 31.68 \text{ ton} \quad \blacksquare$$

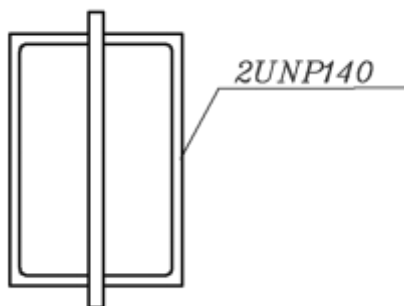
برای تناقض موجود با توجه به اینکه اختلاف زیاد نبوده و این نیز با استفاده از سخت کننده ها جبران می گردد ، قابل چشم پوشی است .

• طراحی اعضای قطری مهاربندی و اتصالات آنها

در طراحی اعضای قطری مهاربند باید ضوابط زیر را رعایت شود:

نیرو محوری مهاربندها $P_E = 18 \text{ ton}$

ترکیب بارگذاری حدی $P_E = D + 1.2L + 1.2 E \text{ or } W = 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ ton}$



مشخصات مقطع اعضای قطری $2UNP140$:

$r_x = 5.45 \text{ cm}$, $S_x = 172.85 \text{ cm}^3$, $I_x = 1210 \text{ cm}^4$

$r_y = 5.06 \text{ cm}$, $S_y = 161 \text{ cm}^3$, $I_y = 1046 \text{ cm}^4$

$A = 40.8 \text{ cm}^2$, $J = 11.36 \text{ cm}^4$, $L = 3.848 \text{ m}$

$K = 1$

شکل ۵-۸ مقطع اعضای قطری طبقه اول

ضریب طول موثر اعضا قطری ، K ، در مهاربندهای واگرا برابر با یک در نظر گرفته می شود .

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{K_x L_b}{r_x} = \frac{1 \times 384}{5.45} = 70.458 \\ \lambda_y &= \frac{K_y L_b}{r_y} = \frac{1 \times 384}{5.06} = 75.889 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{MAX} = 75.889 \leq 200 \checkmark$$

الف - کنترل لاغری اعضای قطری

$$\lambda_{MAX} = 75.899 \leq 4.23 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.23 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 125.125 \checkmark$$

ب - کنترل ظرفیت خمشی مهاربندها:

$$\lambda_{MAX} = 75.899 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 139.32 \checkmark$$

$$\rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{76^2} = 3588.325 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[0.658 \frac{2400}{3588.325} \right] 2400 = 1813.98 \cong 1814 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g = 1814 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 40.8 \text{ cm}^2 = 74011.2 \text{ kg} = 74 \text{ ton}$$

$$P = \phi \times P_n = 0.9 \times 74 = 66.6 \text{ ton} \geq P_E = 21.6 \text{ ton} \quad \checkmark$$

ب - قطری ها باید دارای مقاطع فشرده

$$\text{کنترل فشردگی جان هر ناودانی} \quad \frac{h-2c}{t_w} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{97}{7} \leq 1.49 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} \rightarrow 13.85 \leq 41.42 \quad \checkmark$$

$$\text{کنترل فشردگی بال هر ناودانی} \quad \frac{b_f}{t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{60}{10} \leq 0.3 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} \rightarrow 6 \leq 8.87 \quad \checkmark$$

پس مقطع اعضای قطری فشرده لرزه ای است.

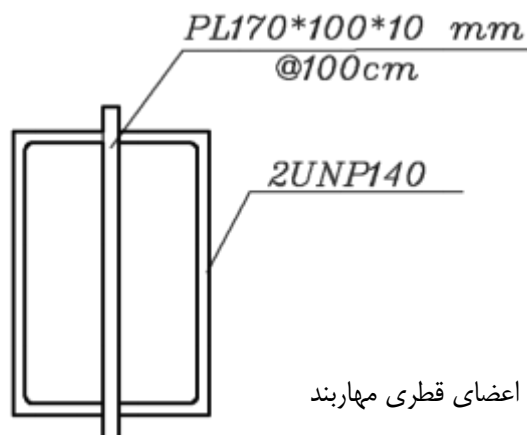
پ - طراحی فواصل لقمه ای ها

$$\left(\frac{L_1}{r_1} \right)_{max} \leq \frac{3}{4} \times \lambda_{MAX} = \frac{3}{4} \times 76 = 57$$

r_1 شعاع ژیراسیون پروفیل تک UNP140 حول محور ضعیف آن می باشد که مقدار آن برابر است با $r_1 = 1.75$ پس خواهیم داشت :

$$\frac{L_1}{1.75} \leq 57 \rightarrow L_1 \leq 1.75 \times 57 = 99.75 \cong 100 \text{ cm}$$

حال با توجه به اینکه طول بادبندهای ما برابر ۳۸۴ سانتی متر می باشد ، به ازای هر بادبند در فواصل ۱۰۰ سانتی اجرا شود .



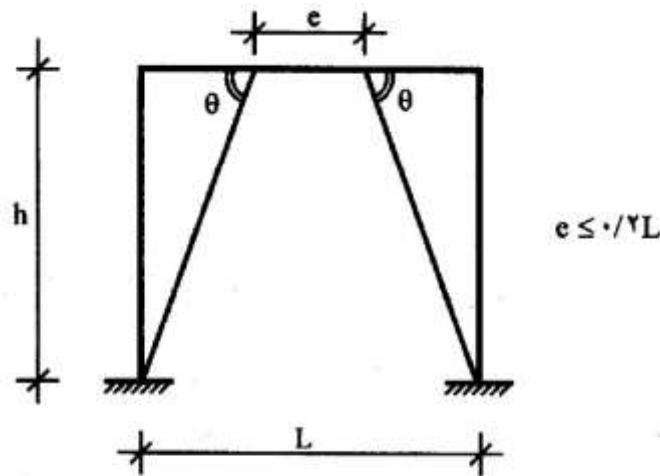
شکل ۵-۹ جزئیات اجرایی اعضای قطری مهاربند

ت - توصیه می شود پیکر بندی مهاربند ها طوری در نظر گرفته شود که زاویه ی بین عضو مهاربند و تیر ، θ ، بین ۳۰ تا ۶۰ درجه باشد و نیز $e \leq 2L$ باشد .

$$e = 0.8 \leq 0.2L = 0.2 \times 4 = 0.8$$

$$\theta_o = \tan^{-1} \left(\frac{2h}{L - e} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{2 \times 3.5}{4 - 0.8} \right) = 65.43^\circ \text{ درجه}$$

این توصیه برای این سوال در نظر گرفته نشده است .



شکل ۱۰-۳-۱۴ زاویه بین عضو مهاربند و تیر.

• طراحی اتصالات مهاربندی

اتصالات دو انتهای مهاربندها به تیر ها باید دارای مقاومتی حداقل برابر با مقاومت خود مهاربند باشند و باید برای طراحی آنها در روش حدی از موارد زیر استفاده نمود :

الف - مقاومت کششی مورد نیاز اتصال های قطری مهاربندی ، باید حداقل برابر با کمترین دو مقدار زیر باشد :

- مقاومت کششی مورد نیاز اتصال قطری مهاربند در طراحی حدی

$$P_{brace} = F_{ye} \times A_g = 1.15F_y \times A_g = 1.15 \times 2400 \times 40.8 = 112.6 \text{ ton}$$

- حداکثر اثر نیرویی که بر اساس تحلیل سازه ، سیستم باربر جانبی می تواند به مهاربند منتقل نماید .

نیرو محوری مهاربندها $P_E = 18 \text{ ton}$

ترکیب بارگذاری حدی $P_E = D + 1.2L + 1.2 E \text{ or } W = 1.2 \times 18 = 21.6 \text{ ton}$

ب - مقاومت خمشی مورد نیاز

$$M_t \geq 1.1 M_{pe} = 1.1 \times F_{ye} \times Z = 1.1 \times 1.15 \times F_y \times Z$$

M_{pe} لنگر خمشی پلاستیک مقاوم تسلیم مورد انتظار مهاربند حول محور کماتش بحرانی مقطع ، $F_{ye}Z$ ، است .

پ - مقاومت فشاری مورد نیاز

$$P_t \geq 1.25 P_n = 1.25 \times 74 = 92.5 \text{ ton}$$

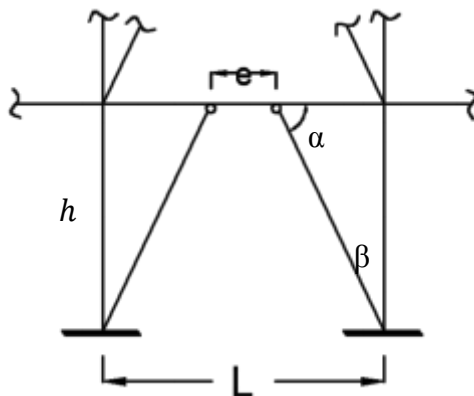
برای طراحی اتصالات مهاربندی به روش حدی باید موارد بالا در نظر گرفته شود و طول جوش و ... از این موارد محاسبه گردد .

۵-۵ حل نمونه سوال شماره ۲ با استفاده از آیین نامه های مبحث دهم ایران و ۲۸۰۰ زلزله

❖ در بارگذاری انجام شده برای ساختمانی ۵ طبقه ای ، مهاربند واگرای محور ۱ و ۵ آن دارای نیروها و ابعاد زیر می باشد . مشخصات مقطع تیر نیز داده شده است ، حال با استفاده از قوانین آیین نامه مبحث دهم ایران از روش

تنش مجاز ، سخت کننده ها و اتصالات مورد نیاز را طراحی و کنترل کامل نمایید . [16]

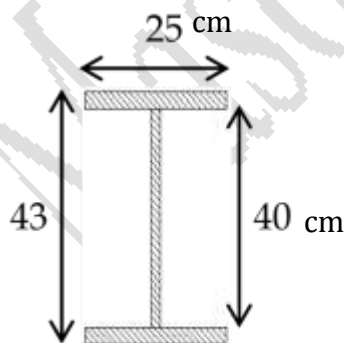
نیروهای طراحی و ابعاد مورد نیاز :



$P_{link} = 0$	ton	$e = 0.7$	m	$\alpha = 64.8$
$P_{out} = 5.81$	ton	$L = 4$	m	$\beta = 25.2$
$V_{link} = 24.31$	ton	$h = 3.5$	m	
$M_{link} = 10.61$	ton.m	$L_b = 3.87$	m	
$P_{brace} = 45.35$	ton	$(L-e)/2 = 1.65$	m	

تنش جاری شدن فولاد : ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع ، مدول الاستیسیته فولاد : ۲.۱×۱۰^۶ کیلوگرم بر سانتی متر مربع
الکتروود مصرفی : E ۶۰

• مشخصات مقطع تیر طراحی :



$h = 40$	cm	$I_x = 37640$	cm ⁴	$S_x = 1751$	cm ³
$t_w = 1$	cm	$I_y = 3910$	cm ⁴	$S_y = 313$	cm ³
$b_f = 25$	cm	$r_x = 18.09$	cm	$Z_x = 1956$	
$t_f = 1.5$	cm	$r_y = 5.83$	cm	$Z_{xf} = 1556$	
$d = 43$	cm	$A = 115$	cm ²		

• کنترل فشردگی تیر پیوند

$$\frac{b}{2t_f} \leq \frac{435}{\sqrt{F_y}} = 8.9 \Rightarrow \frac{b}{2t_f} = \frac{25}{3} = 8.33 < 8.9 \quad \text{کنترل فشردگی بال ها}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } \frac{f_a}{F_y} \leq 0.16 \Rightarrow \frac{d}{t_w} < \frac{5365}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y} \right) \\ \text{if } \frac{f_a}{F_y} > 0.16 \Rightarrow \frac{d}{t_w} < \frac{2155}{\sqrt{F_y}} \end{array} \right\} \Rightarrow f_a = \frac{P}{A} = \frac{5810}{115} = 50.5 \Rightarrow \frac{f_a}{F_y} = 0.02$$

$$\frac{f_a}{F_y} = 0.02 < 0.16 \Rightarrow \frac{d}{t_w} = 43 < 101$$

کنترل فشردگی جان

• کنترل ظرفیت برشی و خمشی تیر پیوند

$$M_s = Z_x F_y = 1956 \times 2400 = 4695000 \text{ kg.cm} = 46.95 \text{ ton.m}$$

$$V_s = 0.55 F_y d t_w = 0.55 \times 2400 \times 43 \times 1 = 56760 \text{ kg} = 56.76 \text{ ton}$$

$$\frac{1.6 M_s}{V_s} = \frac{1.6 \times 46.95}{56.76} = 1.32 \quad e = 0.7 < \frac{1.6 M_s}{V_s} = 1.32 \quad \text{رفتار برشی حاکم است}$$

هنگامی که رفتار برشی حاکم است مقاومت خمشی و محوری تیر فقط با در نظر گرفتن بال ها محاسبه می شود.

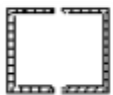
$$M_{rs} = Z_{x_f} F_y = 1556 \times 2400 = 3735000 \text{ kg.cm} = 37.35 \text{ ton.m} > M_{link} = 10.6$$

$$V_{cc} = \min \left(0.55 F_y d t_w, \frac{2M_{rs}}{e} \right) = \min (56.76, \frac{2 \times 37.35}{0.7} = 106.71) = 56.76 > V_{link} = 24.31$$

$$M_{cc} = \frac{V_{cc} \times e}{2} = \frac{56.76 \times 0.7}{2} = 19.87 \quad \phi = \frac{V_{cc}}{V_{link}} = \frac{56.76}{24.31} = 2.33 \quad \text{فاکتور مقاومت پیوند}$$

$$V_{link} \leq 0.8 V_s \Rightarrow R_v = \frac{V_{link}}{V_s} \leq R_{max} = 0.8 \Rightarrow \frac{24.31}{56.76} = 0.43 < 0.8 \quad \text{بهتر است به 0.8 نزدیک باشد}$$

• مشخصات مقطع مهاربند



2UNP20

$$r_1 = 2.14 \text{ تک پروفیل } r_{min}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$A = 64.4 \text{ cm}^2 \quad r_x = 7.7 \text{ cm}$$

$$r_y = 6.36$$

با فرض 1 cm فاصله بین بالها

• کنترل لاغری مهاربند

$$\frac{K L_b}{r_{\min}} \leq \frac{6025}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \frac{1 \times 387}{6.36} = 60.8 < 123$$

آیین نامه ۲۸۰۰ (ضوابط قاب خمشی ویژه)

• طراحی مهاربندها

نیروی طراحی مهاربند

$$P = \max \left\{ \begin{array}{l} P \cdot \sin \alpha = 1.5 V_{cc} \Rightarrow P = 1.5 \times \left(\frac{V_{cc} \times L_b}{h} \right) \Rightarrow P = 1.5 \times \frac{56.76 \times 3.87}{3.5} = 94.13 \\ 1.5 \times P_{analyse} = 1.5 \times 45.35 = 68.03 \end{array} \right. \Rightarrow P = 94.13 \text{ ton}$$

ازیرش ناشی از بارهای ثقلی در محاسبه P صرف نظر شده

$$\left. \begin{array}{l} \frac{K_x L_b}{r_x} = \frac{1 \times 387}{7.7} = 50.3 \\ \frac{K_y L_b}{r_y} = \frac{1 \times 387}{6.36} = 60.8 \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = \left(\frac{KL}{r} \right)_{\max} = 60.8 < 200$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \frac{6440}{\sqrt{2400}} = 131.5, \quad \beta = \frac{\lambda}{C_c} = 0.46$$

آیین نامه ۲۸۰۰ (ضوابط قاب خمشی ویژه)

$$F.S = \frac{5}{3} + \frac{3\lambda}{8C_c} - \frac{1}{8} \left(\frac{\lambda}{C_c} \right)^3 = 1.83 \quad B = \frac{1}{1 + \frac{(kL/r)_{\max}}{2C_c}} = 0.81$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } \lambda \leq C_c \Rightarrow F_a = \frac{(1 - 0.5\beta^2)}{F.S} F_y \\ \text{if } \lambda > C_c \Rightarrow F_a = \frac{12\pi^2 E}{23\lambda^2} \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda < C_c \Rightarrow F_a = 1172.7$$

$$\Rightarrow F_{as} = B \cdot F_a = 0.81 \times 1172.7 = 952.4$$

$$P_{allow} = 1.7 A F_{as} = 1.7 \times 64.4 \times 952.4 = 104269 \text{ kg} = 104.27 \text{ ton} > 94.13 \text{ ton}$$

$$\lambda_{\min} \quad \lambda_1 < 0.7 \lambda_{\min} \Rightarrow \frac{\lambda_1}{\lambda_{\min}} < 0.7 \Rightarrow l < \frac{0.7 \lambda_{\min} r_1}{k_1} \Rightarrow l < \frac{0.7 \times 50.3 \times 2.14}{1} = 75.3 \text{ cm}$$

فاصله حداکثر بین بست ها در طول مهاربند $l = 75 \text{ cm}$ آیین نامه ۲۸۰۰ (ضوابط قاب خمشی ویژه)

• نیروهای طراحی تیر خارج از ناحیه پیوند

$$P = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \phi P_{out} = 1.5 \times 2.33 \times 5.8 = 20.35 \\ 1.5 \times \frac{V_{cc}(L - e)}{2h} = 1.5 \times \frac{56.76 \times 1.65}{3.5} = 40.14 \Rightarrow P = 40.14 \text{ ton} \end{array} \right.$$

$$M = 1.5 \times M_{cc} = 1.5 \times 19.87 = 29.80 \text{ ton.m}$$

از برش و خمش ناشی از بارهای ثقلی به علت ناچیز بودن صرف نظر شده

• کنترل مهاربندی جانبی تیر

فاصله مهارها در طول تیر باید طوری باشد که رابطه زیر را ارضا نماید ثبات تیر پیوند در دو انتهای خود باید دارای مهاربندی باشد

$$L \leq \frac{635}{\sqrt{F_y}} b_f \Rightarrow L_y < 12.96 \times 25 = 324 \text{ cm}$$

با توجه به اینکه تیر حمال سقف کامپوزیت است

$$L_y = 133 \text{ cm}$$

$$L_x = \frac{L - e}{2} = 165 \text{ cm}$$

$$L_y = 133 < 324$$

مهارهای انتهایی باید قادر به تحمل نیروی P باشد

$$P = 0.06 F_y b_f t_f \Rightarrow P = 0.06 \times 2400 \times 25 \times 1.5 = 5400 \text{ kg}$$

پروفیل مهاربند IPE14 کفایت می کند

• کنترل تیر خارج از ناحیه پیوند

$$\left. \begin{array}{l} \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1 \times 165}{18.09} = 9.1 \\ \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1 \times 133}{5.83} = 22.8 \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = \left(\frac{KL}{r} \right)_{\max} = 22.8$$

کنترل ظرفیت فشاری

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \frac{6440}{\sqrt{2400}} = 131.5, \beta = \frac{\lambda}{C_c} = 0.17$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{if } \lambda \leq C_c \Rightarrow F_a = \frac{(1 - 0.5\beta^2)}{F.S} F_y \\ \text{if } \lambda > C_c \Rightarrow F_a = \frac{12\pi^2 E}{23 \lambda^2} \end{cases}$$

$$F.S = \frac{5}{3} + \frac{3\lambda}{8C_c} - \frac{1}{8} \left(\frac{\lambda}{C_c} \right)^3 = 1.73$$

$$\Rightarrow \lambda < C_c \Rightarrow F_a = 1366$$

$$A = 115$$

$$P_{sc} = P_{allow} = 1.7 A F_a = 1.7 \times 115 \times 1366 = 266969 \text{ kg} = 267.0 \text{ ton} > 40.14 \text{ ton}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{40137}{115} = 349.0 \text{ kg/cm}^2$$

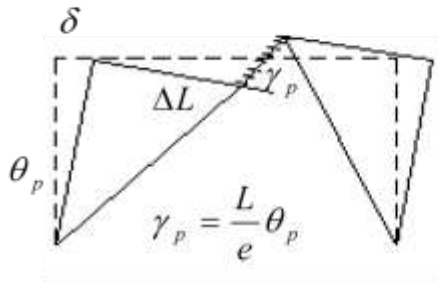
$$M_{rs} = Z_x (F_y - f_a) = 1956 \times (2400 - 349.0) = 4012227 \text{ kg.cm} = 40.1 \text{ ton.m} > 29.8$$

کنترل ظرفیت اندرکنش محوری و خمشی

$$P_e = \frac{12 \pi^2 E}{23 (KL/r)^2} A = 2344486 \text{ kg} = 2344 \text{ ton}$$

$$\text{باید } \frac{P}{P_{sc}} + \frac{C_m M}{(1 - P/P_e) M_{rs}} \leq 1 \Rightarrow \frac{40.14}{267.0} + \frac{1 \times 29.80}{(1 - 40.14 / 2344) \times 40.1} = 0.91 < 1$$

• کنترل زاویه چرخش



$$\Delta L = \frac{P L_b}{A E} = \frac{94127 \times 387}{64.4 \times 2.06 \times 10^6} = 0.27 \text{ cm}$$

تغییر مکان مهاربند

$$\delta = \frac{2 L_b}{L - e} \Delta L = \frac{2 \times 387}{400 - 70} \times 0.27 = 0.64 \text{ cm}$$

تغییر مکان افقی

$$\gamma = \frac{L \delta}{h e} = \frac{400 \times 0.64}{350 \times 70} = 0.0105 \text{ rad}$$

زاویه چرخش الاستیک

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_{P \text{ allow}} = 0.09 \text{ rad} \text{ for } e < 1.6 M_s / V_s \\ \gamma_{P \text{ allow}} = 0.03 \text{ rad} \text{ for } e > 2.6 M_s / V_s \\ \text{linear interpolation for } 0.03 < e < 0.09 \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma_{P \text{ allow}} = 0.09 \text{ rad}$$

زاویه چرخش پلاستیک

$$R = 10 \quad \gamma_p = \gamma \times 0.4R \Rightarrow \gamma_p = 0.0105 \times 0.4 \times 10 = 0.042 \text{ rad}$$

$$\gamma_p = 0.042 \text{ rad} < \gamma_{P \text{ allow}} = 0.09 \text{ rad}$$

کنترل زاویه چرخش پلاستیک

• طراحی سخت کننده های تیر پیوند

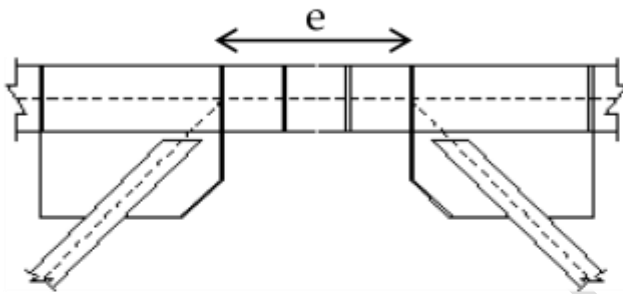
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } d \geq 61 \text{ cm} \Rightarrow b_{st} = b_f - 2t_w \text{ در هر دو طرف جان} \\ \text{if } d < 61 \text{ cm} \Rightarrow b_{st} = \frac{b_f - 2t_w}{2} \text{ در یک طرف جان} \end{array} \right\} \Rightarrow d = 43 < 61$$

طراحی سخت کننده انتهایی پیوند

$$b_{st} = \frac{25 - 2 \times 1}{2} \times 1 = 11.5 \text{ cm} \quad t_{st} \geq \max(0.75 t_w, 1) = \max(0.75, 1) = 1 \text{ cm}$$

بنابراین از سخت کننده های $40 \times 11.5 \times 1$ در انتهای تیر پیوند و در یک طرف استفاده می کنیم

طراحی سخت کننده میانی پیوند



γ_p	S
	$2M_s/e > 0.45F_y d t_w$
0~0.03	$56t_w - d/5$
0.03~0.09	$65t_w - d/5 - 300\gamma_p t_w$
0.09	$38t_w - d/5$

$$0.45 F_y d t_w = 0.45 \times 2400 \times 43 \times 1 = 46440 \text{ kg} = 46.4 \text{ ton}$$

$$\frac{2M_{rs}}{e} = \frac{2 \times 37.35}{0.7} = 107 \text{ ton} > 46.4 \text{ ton} \Rightarrow \gamma_p = 0.042 \Rightarrow S = 43.8 \text{ cm}$$

از 2 سخت کننده $40 \times 11.5 \times 1$ با فاصله 23 cm در یک طرف جان استفاده می کنیم

طراحی جوش سخت کننده تیر پیوند

$$R_w = 1.7\phi(0.3F_u) \left(\frac{\sqrt{2}}{2} a_w \right) \approx 1.7 \times 650 a_w \quad a_w = 0.6 \quad \text{آیین نامه ۲۸۰۰ (ضوابط قاب خمشی ویژه)}$$

$$L_w = \frac{A_{st} F_y}{2(1.7 \times 650 a_w)} = \frac{11.5 \times 2400}{2 \times 1.7 \times 650 \times 0.6} = 20.8 < (d - 2t_f - 2) = 38.0 \quad \text{اتصال به جان تیر}$$

$$L_w = \frac{0.25 A_{st} F_y}{2(1.7 \times 650 a_w)} = \frac{0.25 \times 11.5 \times 2400}{2 \times 1.7 \times 650 \times 0.6} = 5.2 < (b_f - t_w - 2) = 22 \quad \text{اتصال به بال تیر}$$

جوش ها در دلبه ورق اتصال و بطور ممتد می باشند

• طراحی اتصال مهاربند به تیر و ستون

مقامت اتصال باید برابر کمترین مقادیر زیر باشد
الف) مقاومت کششی عضو مهاربند

$$A_{brace} = 64.4$$

$$P = A_{brace} F_y = 64.4 \times 2400 = 154560 \text{ kg} = 154.6 \text{ ton}$$

ب) ۲/۸ برابر نیروی عضو مهاربند حاصل از نیروی زلزله

$$P = (2.8)P_{brace} = 2.8 \times 45.35 = 127.0 \text{ ton}$$

ج) حداکثر نیرویی که از سیستم به مهاربند اعمال می شود

$$P = 94.13 \text{ ton}$$

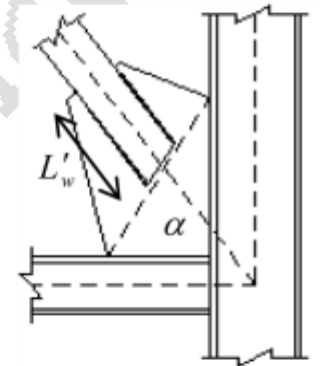
$$P_{design} = \min (154.6 , 127.0 , 94.1) = 94.1 \text{ ton} \quad a_{w'} = 0.8$$

$$L'_w = \frac{P_{design}}{4(1.7 \times 650 a_w)} = \frac{94127}{4 \times 1.7 \times 650 \times 0.8} = 26.6 \text{ cm}$$

برای تامین این فاصله باید از پلیت × استفاده می کنیم

$$L_h = 50$$

$$L_v = 80$$



$$P_h = P_{design} \cos \alpha = 94127 \times \cos 64.8 = 40137 \text{ kg} \quad a_w = 1 \quad \text{تجزیه نیروها به روش KISS}$$

$$P_v = P_{design} \sin \alpha = 94127 \times \sin 64.8 = 85140 \text{ kg}$$

$$M_h = P_h \times d_{bb} / 2 = 40137 \times 20.0 = 802749 \text{ kg.cm}$$

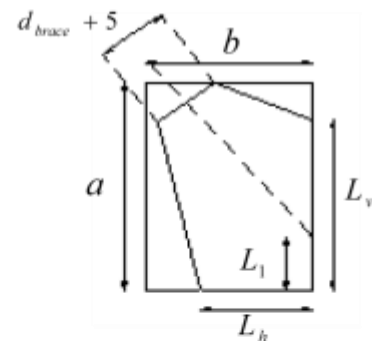
$$d_c = 40 \text{ cm} \quad \text{بعد ستون}$$

$$M_v = P_v \times d_c / 2 = 85140 \times 20.0 = 1702800 \text{ kg.cm}$$

$$d_{bb} = 40 \text{ cm} \quad \text{ارتفاع تیر}$$

$$f_{ew} = \sqrt{\left(\frac{M}{S_w}\right)^2 + \left(\frac{P}{A_w}\right)^2} \leq F_{aw} = 1.7\phi(0.3F_u)$$

$$\Rightarrow \text{باید} \left(\frac{3M}{1.7 \times 650 a_w L_w^2}\right)^2 + \left(\frac{P}{2 \times 1.7 \times 650 a_w L_w}\right)^2 \leq 1$$



$$L_{wh} = 50 \Rightarrow \left(\frac{3 \times 802749}{1.7 \times 650 \times 1 \times 2500}\right)^2 + \left(\frac{40137}{2 \times 1.7 \times 650 \times 1 \times 50}\right)^2 = 0.89 < 1$$

$$L_{wv} = 80 \Rightarrow \left(\frac{3 \times 1702800}{1.7 \times 650 \times 1 \times 6400}\right)^2 + \left(\frac{85140}{2 \times 1.7 \times 650 \times 1 \times 80}\right)^2 = 0.75 < 1$$

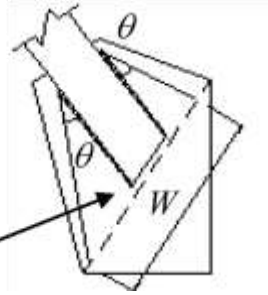
ورق اتصال باید جوابگوی تنش های زیر باشد:

$$W = 84 \quad t = 1.5$$

$$f = \frac{P}{Wt} = \frac{94127}{84 \times 1.5} = 747.0$$

$$747.0 < 0.6F_y = 1440$$

فاصله تا خط آزاد خمش $2t$



(1) تنش کششی در عرض موثر و تیمور (W)

$$\theta = 30^\circ$$

(2) کمانش ورق اتصال در فشار

$$K = 1.2$$

$$L = 44 \quad t = 1.5 \quad r = 0.3t = 0.45$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.2 \times 44}{0.45} = 117.33$$

$$\beta = \frac{(KL/r)}{C_c} = \frac{\lambda}{C_c} = 0.89$$

$$F.S = \frac{5}{3} + \frac{3\lambda}{8C_c} - \frac{1}{8} \left(\frac{\lambda}{C_c} \right)^3 = 1.91$$

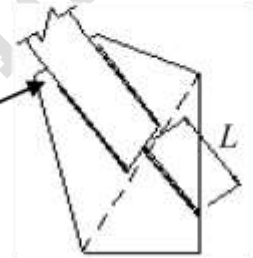
$$\text{if } \lambda \leq C_c \Rightarrow F_a = \frac{(1 - 0.5\beta^2)}{F.S} F_y$$

$$\text{if } \lambda > C_c \Rightarrow F_a = \frac{12\pi^2 E}{23\lambda^2}$$

$$\lambda < C_c \Rightarrow F_a = 755.4$$

$$f_a = \frac{P}{Wt} = \frac{94127}{84 \times 1.5} = 747.0 < 1.7F_a = 1284.1$$

فاصله تا لبه ورق $2t$



$$(ab + cd) = 53 \quad bc = 20 \quad t = 1.5$$

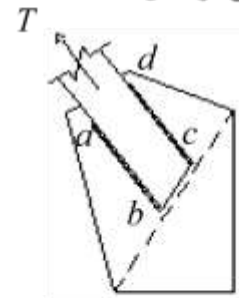
$$A_v = (ab + cd)t = 79.9 \quad A_t = (bc)t = 30$$

$$F_v = 0.3F_u = 0.3 \times 3700 = 1110$$

$$F_t = 0.5F_u = 0.5 \times 3700 = 1850$$

$$T < 1.7(A_v F_v + A_t F_t) \Rightarrow 1.7(79.9 \times 1110 + 30 \times 1850) = 245043.2 > 94126.7$$

(3) برش قالبی در کشش



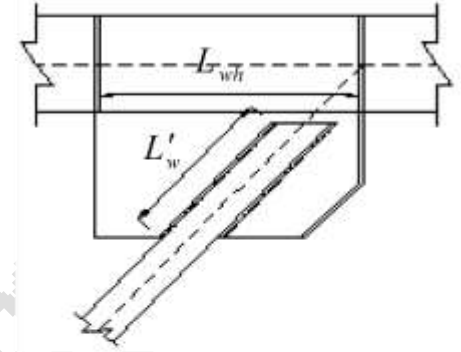
• طراحی اتصال مهاربند به تیر

$$a_{w'} = 0.8$$

$$P_h = P_{design} \cos \alpha = 40137 \text{ kg}$$

$$a_w = 1$$

$$M_h = P_h \times d_{bt} / 2 = 40137 \times 21.5 = 862955 \text{ kg.cm}$$



$$L'_w = \frac{P_{design}}{4(1.7 \times 650 a_w)} = \frac{94127}{4 \times 1.7 \times 650 \times 0.8} = 26.6 \text{ cm}$$

$$\text{باید} \left(\frac{3M}{1.7 \times 650 a_w L_w^2} \right)^2 + \left(\frac{P}{2 \times 1.7 \times 650 a_w L_w} \right)^2 \leq 1$$

$$L_{wh} = 55 \Rightarrow \left(\frac{3 \times 862955}{1.7 \times 650 \times 1 \times 3025} \right)^2 + \left(\frac{40137}{2 \times 1.7 \times 650 \times 1 \times 55} \right)^2 = 0.71 < 1$$

برای تامین این فاصله باید از پلیت 55 × 40 استفاده کنیم

فصل ششم

ضوابط لرزه ای برای قاب ساده با مهاربند برون محور در

آیین نامه فولاد آمریکا AISC 2010



در این فصل به طور کلی به بررسی ضوابط طراحی موجود بادبند های برون محور EBF و مراحل به دست آوردن ضوابط در آیین نامه ۲۰۱۰ فولاد آمریکا AISC 341-10 می پردازیم .

این فصل به گونه ای تفصیل شده ی پاور پوینت ارائه شده از **پروفسور انگلهاردت (Michael D. Engelhardt)** ، برای این نوع بادبند ها با استفاده از آیین نامه آمریکا است .

این آیین نامه مباحث را در دو قسمت ضوابط و تفسیر ارائه نموده است .

ضوابط بخش ۱۰-۳ مبحث دهم آیین نامه سازه های فولادی ایران انطباق قابل قبولی با ضوابط طرح لرزه ای آیین نامه AISC 2005 دارد. البته تفاوت هایی هم هست ولی اسکلت اصلی دو آیین نامه مشابه است. از اختلافاتی که موجود است :

۱- سیستم مهاربند واگرا با شکل پذیری کم در آیین نامه ما وجود دارد و در AISC موجود نیست .

۲- برخی تفاوتها در اعداد و رقمها هم وجود دارد. مثل محدودیت لاغری بادبندها که در مبحث دهم اندکی مقدار لاغری مرز بالاتر در نظر گرفته شده است.

در این فصل ، ضوابط طراحی موجود در آیین نامه فولاد و زلزله آمریکا برای بادبندهای برون محور را با توجه به پاورپوینت دکتر انگلهاردت بررسی شده است .

• Description of Eccentrically Braced Frames

• ۲-۷ شرح قاب های مهاربندی شده برون محور

[12]

- Framing system with beam, columns and braces. At least one end of every brace is connected to isolate a segment of the beam called a *link*.

به سیستم قاب همراه با تیر ، ستون ها و مهاربند ها گفته می شود . حداقل یک انتهای عضو قطری مهاربند به قسمتی از تیر متصل شده است که به آن **پیوند** می گویند .

- Resist lateral load through a combination of frame action and truss action. EBFs can be viewed as a hybrid system between moment frames and concentrically braced frames.

این نوع بادبندها با ترکیب طرز عمل قاب و خرپا ، مقاوم در برابر بارهای جانبی می باشند . می توان به بادبندهای برون محور مانند یک سیستم ترکیبی از قاب های خمشی و قاب های مهاربندی هم مرکز نگاه کرد .

- Develop ductility through inelastic action in the *links*.

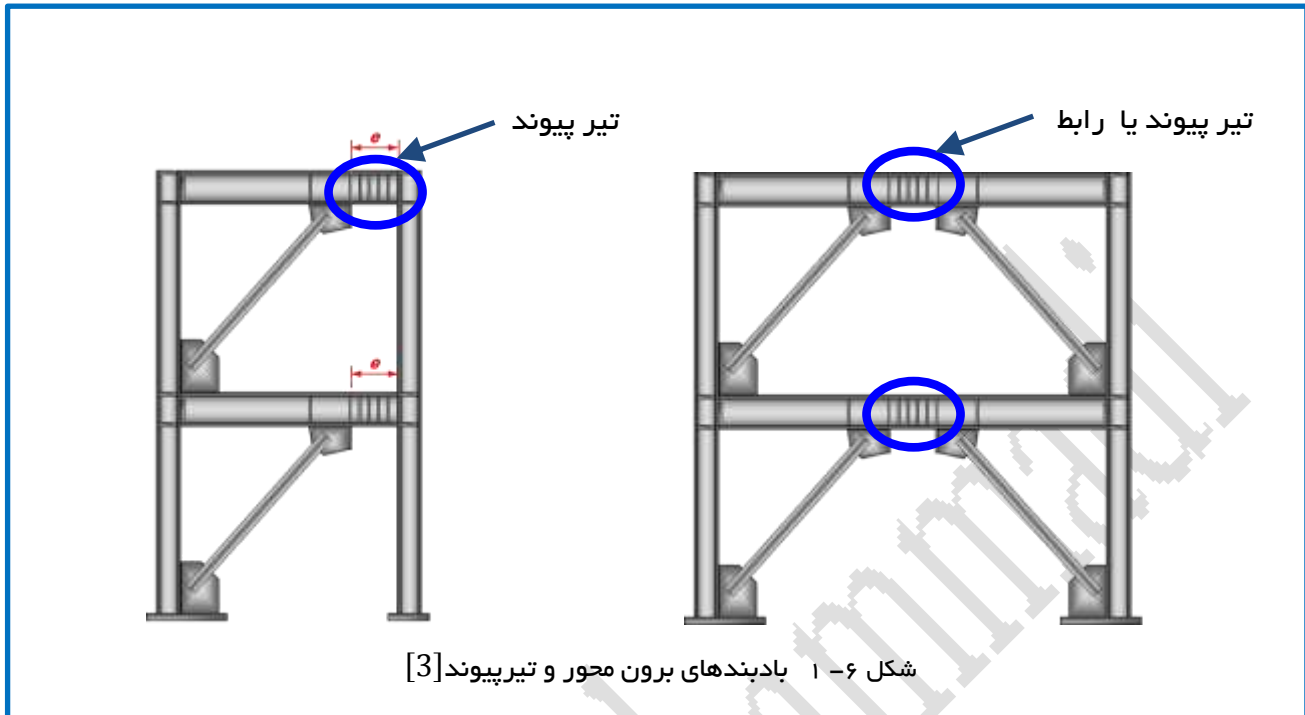
قابلیت شکل پذیری و ورود به فاز غیر الاستیک در طرز عمل **تیرهای پیوند**

- EBFs can supply high levels of ductility (similar to MRFs), but can also provide high levels of elastic stiffness (similar to CBFs)

بادبندهای برون محور با اینکه دارای شکل پذیری زیادی می باشند (مانند قابهای خمشی) ولی می توانند از خود سختی الاستیک بالایی نشان دهند (همانند بادبندهای هم مرکز)

تفسیر : قابهای مهاربندی برون محور هر دو پارامتر سختی و شکل پذیری را بطور همزمان دارا می باشند .

[12]



شکل ۶-۱ بادیبدهای برون محور و تیر پیوند [3]

در این قسمت به بررسی و شرح موجود از این نوع مهاربند در قسمت ضوابط و تفسیر در آیین نامه آمریکا با توجه به مواد ذکر شده در ارائه پروفیسور انگلهدرت می پردازیم :

❖ در قسمت ضوابط طراحی :

F3. ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF) , PROVISIONS [1]

1. Scope

Eccentrically braced frames (EBF) of structural steel shall be designed in conformance with this section.

F3 . قاب های مهاربندی شده برون محور (EBF) ، قسمت ضوابط طراحی [1]

۱. محدودیت

قابهای مهاربندی شده برون محور سازه های فولادی باید در طراحی منطبق با این بخش باشند .

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 57

[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. Eccentrically Braced Frames , Michael D. Engelhardt و Page 6,7

F3. ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF) , COMMENTARY [7]

1. Scope

Eccentrically braced frames (EBF) are composed of columns, beams and braces.

The distinguishing characteristic of an EBF is that at least one end of every brace is connected so that the brace force is transmitted through shear and bending of a short beam segment, called the link, defined by a horizontal eccentricity between the intersection points of the two brace centerlines with the beam centerline (or between the intersection points of the brace and column centerlines with the beam centerline for links adjacent to columns). In contrast with concentrically braced frames, beams in EBF are always subject to high shear and bending forces. Figure C-F3.1 illustrates some examples of eccentrically braced frames and the key components of an EBF: the links, the beam segments outside of the links, the diagonal braces, and the columns.

F3 . قاب های مهاربندی شده برون محور (EBF) ، تفسیر [7]

۲. محدودیت

قابهای مهاربندی شده برون محور ترکیبی از ستون ها ، تیر ها و مهاربند ها می باشند .

خصوصیت مجزا کننده ی این نوع مهاربند ها این است که حداقل یک انتهای هر عضو قطری مهاربند ، به محلی متصل شده است که نیروی عضو قطری به صورت برش و خمش به قسمت کوچکی از تیر وارد می گردد که به آن **پیوند** گفته می شود. خروج از مرکزیت افقی این گونه تعریف می شود که ، به حد فاصل بین نقطه تقاطع دو آکس اعضای قطری و تیر می باشد (یا حد فاصل نقطه محل تقاطع آکس مهاربند ، ستون و تیر با آکس تیر برای تیر پیوند نزدیک ستون)

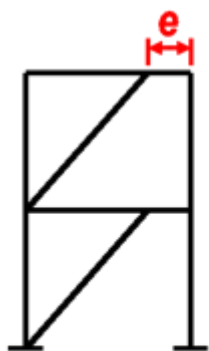
[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 232

در مقایسه با قاب های مهاربندی هم محور ، تیر ها در بادبند های خروج از مرکز EBF همیشه در معرض زیاد برش و نیروی خمشی می باشند .

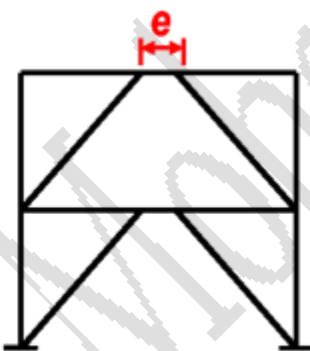
شکل C-F3.1 نمونه هایی از بادبندهای برون محور و اعضای کلیدی در آنها یعنی : تیر پیوند ، تیر خارج از ناحیه پیوند ، اعضای قطری و ستون ها مشخص شده است .

- تعدادی از چیدمان های ممکن در بادبند های برون محور

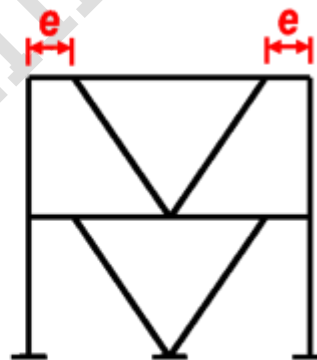
Some possible bracing arrangement for EBFs



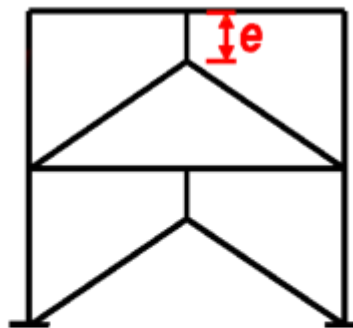
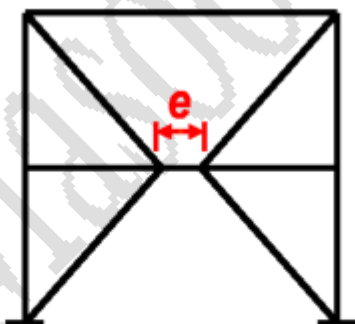
مهاربندهای واگرای قطری



مهاربندهای واگرای دو طرفه



مهاربندهای واگرای ۷



شکل ۶-۲ انواع بادبندهای برون محور [12]

❖ در قسمت تفسیر ضوابط طراحی آیین نامه آمریکا :

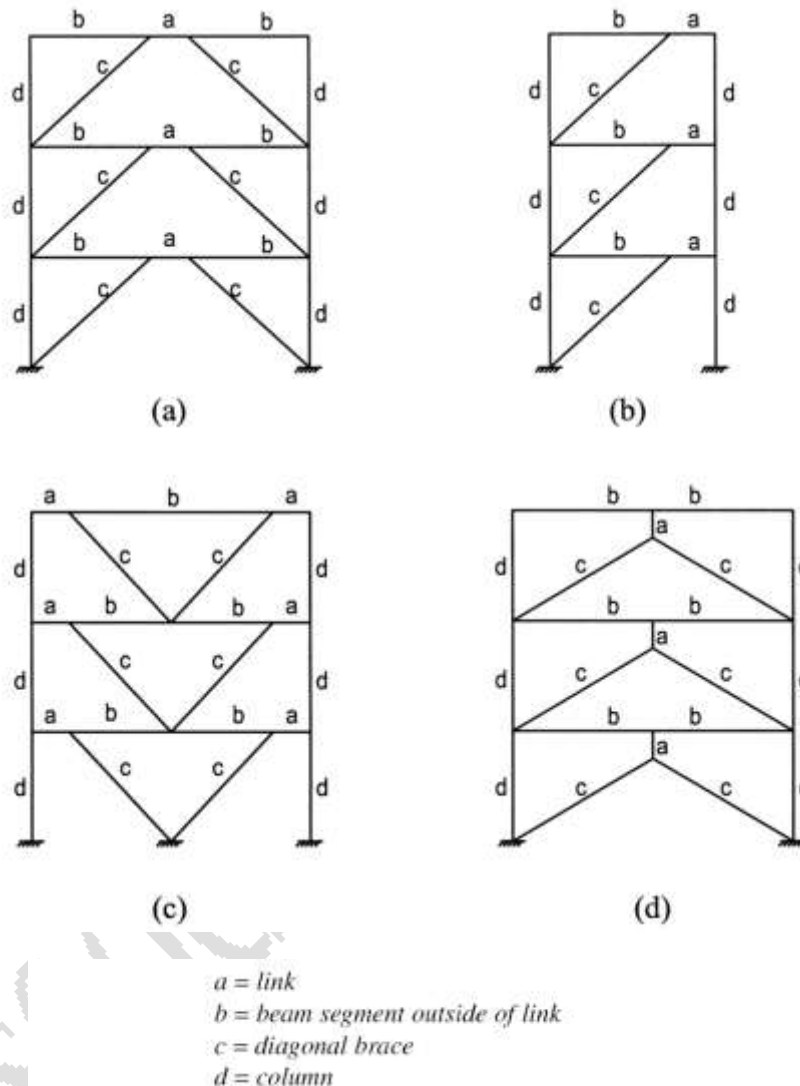


Fig. C-F3.1. Examples of eccentrically braced frames.[7]

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, June 22, 2010
 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

These provisions are primarily intended to cover the design of EBF in which the link is a horizontal framing member located between the column and a brace or between

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 232

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Fig. C-F3.1. Examples of eccentrically braced frames, Page 233

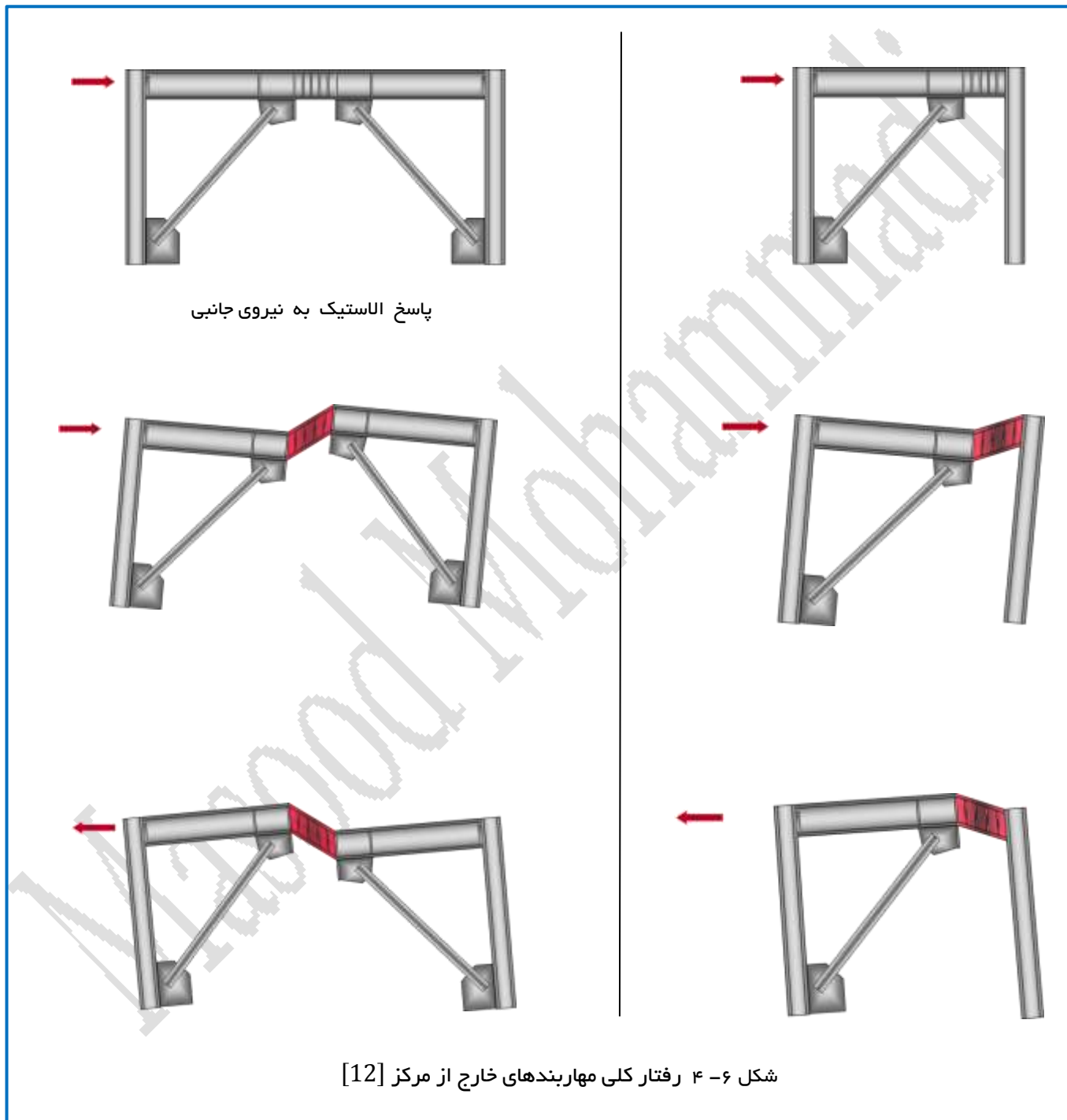
two braces. For the inverted Y-braced EBF configuration shown in Figure C-F3.1(d), the link is attached underneath the beam. If this configuration is to be used, lateral bracing should be provided at the intersection of the diagonal braces and the vertical link, unless calculations are provided to justify the design without such bracing. [7]

نمونه اول نامزد برای طراحی بادبندهای برون محور آن دسته می باشند که تیر پیوند عضوی افقی واقع در بین ستون و یک عضو مهاري و يا بين دو عضو مهاري باشد. براي حالت مهاربند Y شکل که در تصوير C-F3.1(d) نشان داده شده است، پیوند در زیر تیر قرار دارد. اگر این حالت شماتیک استفاده گردد، مهاري جانی باید در نقطه تقاطع اعضای قطري و پیوند قائم بوجود آید مگر اینکه محاسبات طراحی آنها را با اینگونه مهاربندی موجه نداند.

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 232

• Basic Behavior of Eccentrically Braced Frames

• رفتار کلی قاب های مهاربندی برون محور



[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. *Eccentrically Braced Frames* , Michael D. Engelhardt و Page 16-22

2. Basis of Design , PROVISIONS [7]

This section is applicable to *braced frames* for which one end of each brace intersects a beam at an eccentricity from the intersection of the centerlines of the beam and an adjacent brace or column, forming a *link* that is subject to shear and flexure.

Eccentricities less than the beam depth are permitted in the brace connection away from the link if the resulting member and connection forces are addressed in the design and do not change the expected source of inelastic deformation capacity.

EBF designed in accordance with these provisions are expected to provide significant inelastic deformation capacity primarily through shear or flexural yielding in the links .

Where links connect directly to columns, design of their connections to columns shall provide the performance required by Section F3.6e(1) and demonstrate this conformance as required by Section F3.6e(2).

۲ . اساس طراحی بادبندهای برون محور ، قسمت ضوابط طراحی [7]

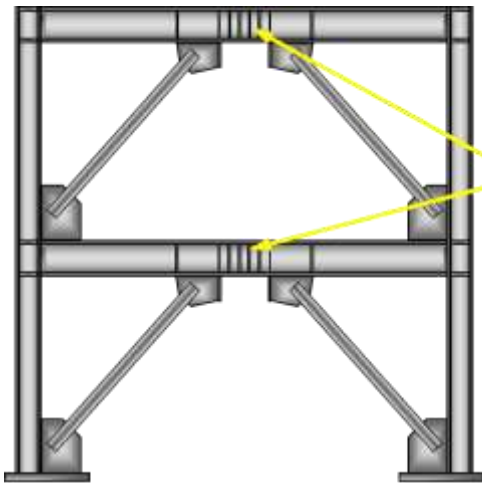
این بخش برای آن دسته از قاب های مهاربندی قابل اجراست که محل تقاطع انتهای هر عضو مهاربندی و تیر دارای خروج از مرکزیتی از تقاطع آکس های تیر و ستون و بادبند مجاور باشد که تشکیل قسمتی به اسم پیوند را می دهد که در معرض برش و خمش می باشد . خروج از مرکزیت کمتر از عمق تیر باعث اجازه می دهد تا اتصالات عضو مهاربندی در فاصله دورتری از تیر پیوند باشد اگر طراحی اعضا و نیروی های اتصالات هدف قرار گیرد و توانایی تغییر شکل غیر خطی مورد انتظار عوض نشود .

از بادبندهای برون محور با طراحی مطابق این مقررات در وحله اول انتظار وارد شدن به مرحله غیر ارتجاعی تغییر شکل و تسلیم ناشی از برش و خمش در تیر پیوند است .

در مواردی که تیر پیوند در کنار ستون قرار دارد ، طراحی اتصالات آنها با ستون ها باید سطح کارایی مورد نیاز برای مقطع را با توجه به ضابطه F3.6e(1) و متابعت از ضابطه F3.6e(2) را داشته باشد .

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 57-58

• تیر پیوند در قاب مهاربندی برون محور



- Design frame so that inelastic behavior is restricted to links.
در طراحی، رفتار غیر الاستیک فقط محصور به تیرهای پیوند می شود.
- Links are "fuse" elements of frame.
تیر های پیوند اجزایی فیوز مانند برای قاب می باشند.
- Links are weakest element of frame. All other frame elements (braces, columns, beam segments outside of link, connections) are stronger than links.
تیر های پیوند ضعیف ترین اجزای قاب می باشند. همه اجزای دیگر (اعضای قطری مهاربندی، ستون ها، تیر ها و...) قوی تر از تیر پیوند هستند.
- Detail links to provide high ductility (stiffeners, lateral bracing).
اجزای تیر پیوند باعث بوجود آمدن قابلیت شکل پذیری می گردد.

شکل ۶-۵ تیر پیوند در قاب مهاربندی برون محور [12]

❖ در قسمت تفسیر آیین نامه آمریکا برای این موضوع به صورت کلی داریم:

2. Basis of Design, COMMENTARY [2]

Research has shown that EBF can provide an elastic stiffness that is comparable to that of SCBF and OCBF, particularly when short *link* lengths are used, and excellent ductility and energy dissipation capacity in the inelastic range, comparable to that of SMF, provided that the links are not too short (Roeder and Popov; 1978; Libby, 1981;

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 233-234

[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. Eccentrically Braced Frames , Michael D. Engelhardt و Page 25

Merovich et al., 1982; Hjelmstad and Popov, 1983; Malley and Popov, 1984; Kasai and Popov, 1986a, 1986b; Ricles and Popov, 1987a, 1987b; Engelhardt and Popov, 1989a, 1989b; Popov et al., 1989). Inelastic action in EBF under seismic loading is restricted primarily to the links. These provisions are intended to ensure that cyclic yielding in the links can occur in a stable manner while the diagonal braces, columns, and portions of the beam outside of the link remain essentially elastic under the forces that can be developed by fully yielded and strain-hardened links.

۲. اساس طراحی بادبندهای برون محور ، قسمت تفسیر [7]

تحقیقات نشان می دهد که بادبندهای برون محور می توانند سختی الاستیک قابل ملاحظه ای در مقابل بادبندهای همگرای ویژه SCBF و ... داشته باشند ، مخصوصا زمانی که تیر پیوند با طول کوتاه استفاده گردد ، و شکل پذیری عالی و قابلیت استهلاک انرژی در فاز غیر الاستیک خود در مقایسه با قاب های خمشی ویژه زمانی که تیر پیوند خیلی کوتاه نباشد ، قابل ملاحظه است . (روئدر و پوپوف در سال ۱۹۷۸ ، لیبی در سال ۱۹۸۱ و) . رفتار غیر الاستیک در بادبندهای برون محور ناشی از بارگذاری زلزله محصور به رفتار تیر پیوند می شود . این مقررات وجود دارند تا مطمئن شویم که چرخه تسلیم در تیرهای پیوند می تواند به طور ثابت اتفاق بیافتد درحالی که اعضای قطری مهاری ، ستون ها و بخش های خارج از پیوند تیر ضرورت دارد که در زیر بارهای که می توانند به طور کلی تیر پیوند را تسلیم کنند ، در فاز الاستیک باقی بمانند .



شکل ۶-۶ نمونه ای از رفتار تیر پیوند پس از بارگذاری [12]

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 233-234

[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. Eccentrically Braced Frames , Michael D. Engelhardt و Page 23

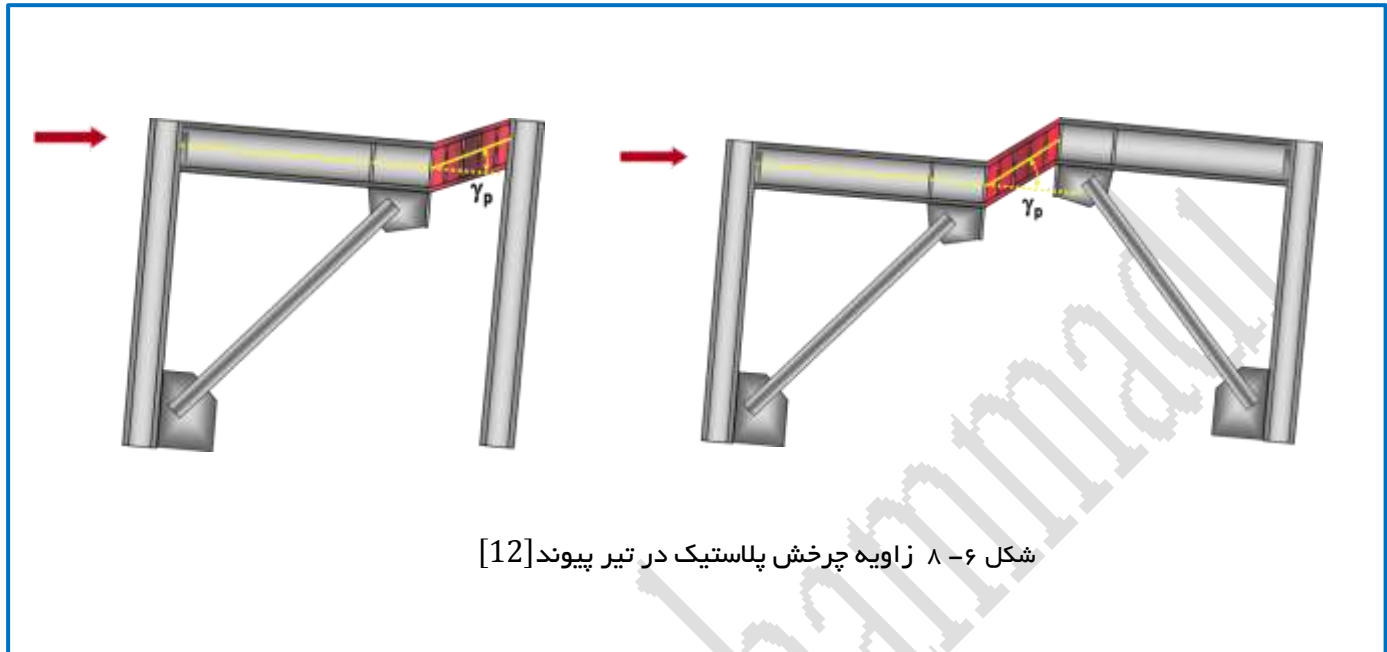
• اساس رفتار تیر پیوند در قاب مهاربندی برون محور

در این قسمت به بررسی موارد زیر خواهیم پرداخت [12]:

- Link plastic rotation angle
 - Forces in links
 - Shear vs flexural yielding links
 - Link nominal strength
 - Post-yield behavior of links
 - Examples of experimental performance of links
- زاویه چرخش پلاستیک تیر پیوند
 - نیروهای موجود در تیر پیوند
 - نیروی برشی یا خمشی برای تسلیم تیر پیوند
 - مقاومت اسمی تیر پیوند
 - رفتار پس از تسلیم تیر پیوند
 - نمونه های آزمایشگاهی برای بررسی کارایی تیر های پیوند



شکل ۶-۷ نمونه ای از قاب مهاربندی برون محور اجرا شده [12]



❖ در قسمت ضوابط طراحی آیین نامه آمریکا داریم :

4a. Link Rotation Angle, PROVISIONS [7]

The link rotation angle is the inelastic angle between the link and the beam outside of the link when the total story drift is equal to the design story drift, Δ . The link rotation angle shall not exceed the following values :

- (a) For links of length $1.6M_p / V_p$ or less: 0.08 rad
- (b) For links of length $2.6M_p / V_p$ or greater: 0.02 rad

where

M_p = nominal plastic flexural strength, kip-in. (N-mm)

V_p = nominal shear strength of an active link, kips (N)

Linear interpolation between the above values shall be used for links of length between $1.6M_p / V_p$ and $2.6M_p / V_p$.

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 58

[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. Eccentrically Braced Frames , Michael D. Engelhardt و Page 27,28

a۴ . زاویه چرخش تیر پیوند ، قسمت ضوابط طراحی [7]

زاویه چرخش تیر پیوند به زاویه ای غیر الاستیک، بین تیر پیوند و تیر خارج از ناحیه پیوند وقتی که جابجایی کلی طبقه معادل مقدار

جابجایی طراحی طبقه یعنی Δ است . مقدار زاویه چرخش تیر پیوند نباید از مقادیر زیاد تجاوز نماید :

$$(a) - \text{در مواردی که طول تیر پیوند } e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \text{ یا کوچکتر باشد: رادیان } \gamma_p = 0.08$$

$$(b) - \text{در مواردی که طول تیر پیوند } e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p} \text{ یا بزرگتر باشد: رادیان } \gamma_p = 0.02$$

در این روابط :

$$M_p = \text{لنگر پلاستیک اسمی تیر پیوند (N-mm)}$$

$$V_p = \text{برش پلاستیک اسمی تیر پیوند (N)}$$

برای e بین دو مقدار فوق ، γ_p را باید با درون یابی خطی تعیین نمود .

❖ در قسمت تفسیر آیین نامه آمریکا برای این موضوع به صورت کلی داریم :

4a. Link Rotation Angle, COMMENTARY [7]

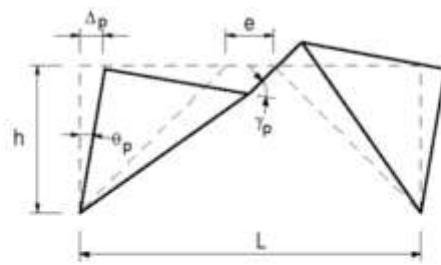
The total link rotation angle is the basis for controlling tests on link-to-column connections, as described in Section K2.4c. In a test specimen, the total link rotation angle is computed by simply taking the relative displacement of one end of the link with respect to the other end, and dividing by the link length. The total link rotation angle reflects both elastic and inelastic deformations of the link, as well as the influence of link end rotations. While the total link rotation angle is used for test control, acceptance criteria for link-to-column connections are based on the link inelastic rotation angle.

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 58

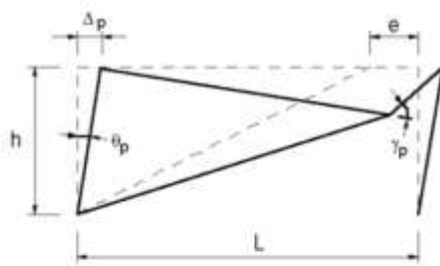
[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 240

To assure satisfactory behavior of an EBF, the inelastic deformation expected to occur in the links in a severe earthquake should not exceed the inelastic deformation capacity of the links. In the Provisions, the link rotation angle is the primary variable used to describe inelastic link deformation. The link rotation angle is the plastic rotation angle between the link and the portion of the beam outside of the link.

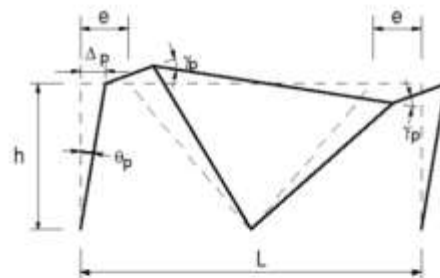
The link rotation angle can be estimated by assuming that the EBF bay will deform in a rigid-plastic mechanism as illustrated for various EBF configurations in Figure C-F3.4. In this figure, the link rotation angle is denoted by the symbol γ_p . The link rotation angle can be related to the plastic story drift angle, θ_p , using the relationships shown in the Figure C-F3.4.



$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$$



$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$$



$$\gamma_p = \frac{L}{2e} \theta_p$$

- L = bay width
- h = story height
- Δ_p = plastic story drift
- θ_p = plastic story drift angle, rad ($= \Delta_p/h$)
- γ_p = plastic link rotation angle, rad

Fig. C-F3.4. Link rotation angle. [7]

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC 341-10, Fig. C-F3.4. Link rotation angle., Page 240

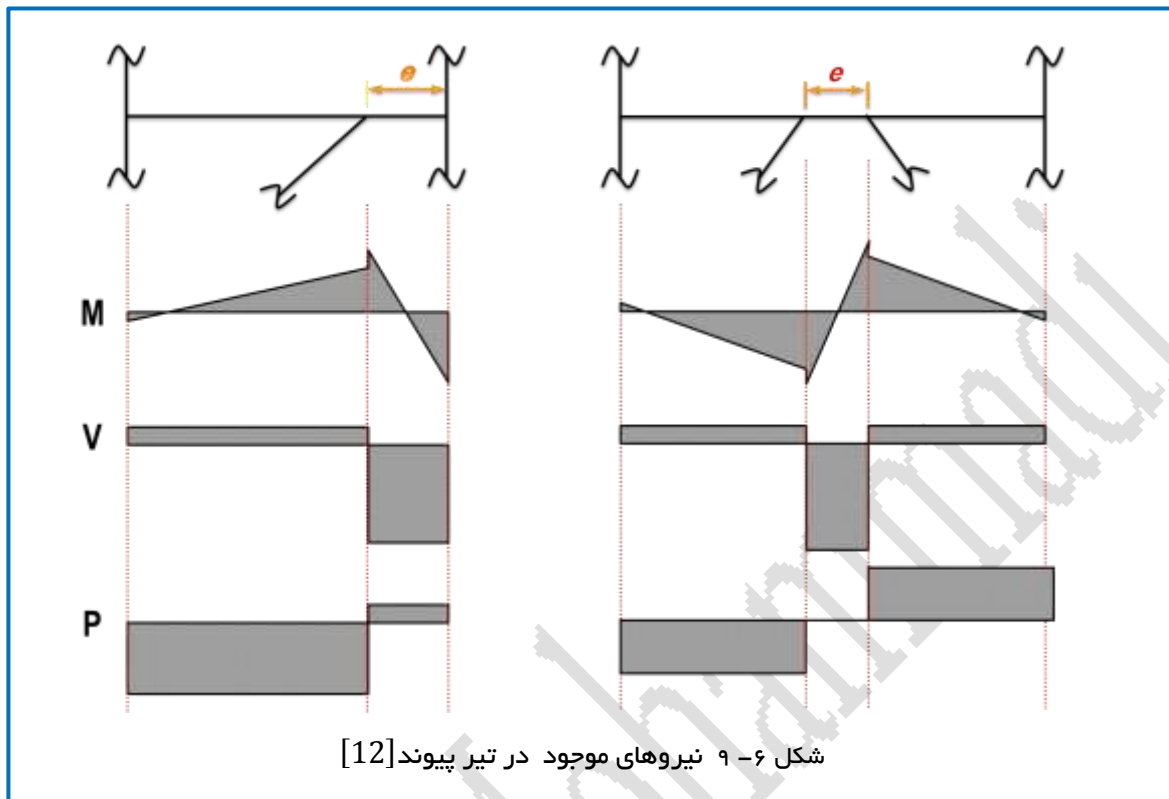
a۴ . زاویه چرخش تیر پیوند ، تفسیر [7]

زاویه چرخش کلی تیر پیوند اساس کار برای کنترل تست ها بر روی اتصالات تیر پیوند به ستون ، که در ضابطه K2.4C ارائه داده شده است . در نمونه های آزمایشگاهی ، زاویه چرخش کلی زاویه ای است که به سادگی با در نظر گرفتن یک رابطه جابجایی نسبی برای یک انتهای نسبت به انتهای دیگر و تقسیم بندی با استفاده از طول تیر پیوند ، محاسبه شده است . زاویه کلی چرخش تیر پیوند نشان دهنده هردو جابجایی الاستیک و غیر الاستیک تیر پیوند و همچنین چرخش تیر پیوند می باشد .

در حالی که کل زاویه چرخش پیوند برای کنترل تست مورد استفاده قرار می گیرد ، معیار های پذیرش برای اتصالات تیر پیوند به ستون همگی مبنی بر زاویه چرخش تیر پیوند غیر الاستیک می باشد .

برای اطمینان از رفتار رضایت بخش بادبندهای برون محور ، انتظار می رود تغییر شکل غیر الاستیک در یک زلزله شدید برای تیر پیوند رخ دهد و نباید از مقدار ظرفیت شکل پذیری تیر پیوند بیشتر باشد . در مقررات زاویه چرخش تیر پیوند متغیر اولیه مورد استفاده برای توصیف تغییر شکل های غیر الاستیک می باشد . زاویه چرخش تیر پیوند به زاویه ای غیر الاستیک، بین تیر پیوند و تیر خارج از ناحیه پیوند گفته می شود .

زاویه چرخش تیر پیوند می تواند تخمین زده شود با فرض این که دهانه ی قاب مهاربندی شده برون محور دچار تغییر مکان با مکانیزم های سخت-پلاستیک مشخص و متفاوت مانند شکل های C-F3.4 شوند . در این اشکال زاویه چرخش تیر پیوند با γ_p علامت گذاری شده اند . زاویه چرخش تیر پیوند می تواند با زاویه جابجایی پلاستیک طبقات θ_p ارتباط داشته باشد و از روابط موجود در شکل C-F3.4 استفاده نمود .



در این صفحه نحوه رفتار قاب های مهاربندی واگرا و نیروی به وجود آمده تحت بارگذاری های خاص نشان داده شده است که اگر مورد توجه قرار گیرد تیر پیوند قسمتی است که بیشترین برش را تحمل می کند و اساس کار طراحی این نوع مهاربند ها رساندن تیر پیوند به حالت غیر از الاستیک و استفاده کردن از استهلاک انرژی زیاد ناشی از رفتار پلاستیک فولاد می باشد.

❖ در قسمت ضوابط طراحی آیین نامه آمریکا داریم :

5b. Links, PROVISIONS [7]

Links subject to shear and flexure due to eccentricity between the intersections of brace centerlines and the beam centerline (or between the intersection of the brace and beam centerlines and the column centerline for links attached to columns) shall be provided. The link shall be considered to extend from brace connection to brace connection for center links and from brace connection to column face for link-to-column connections except as permitted by Section F3.6e.

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 59

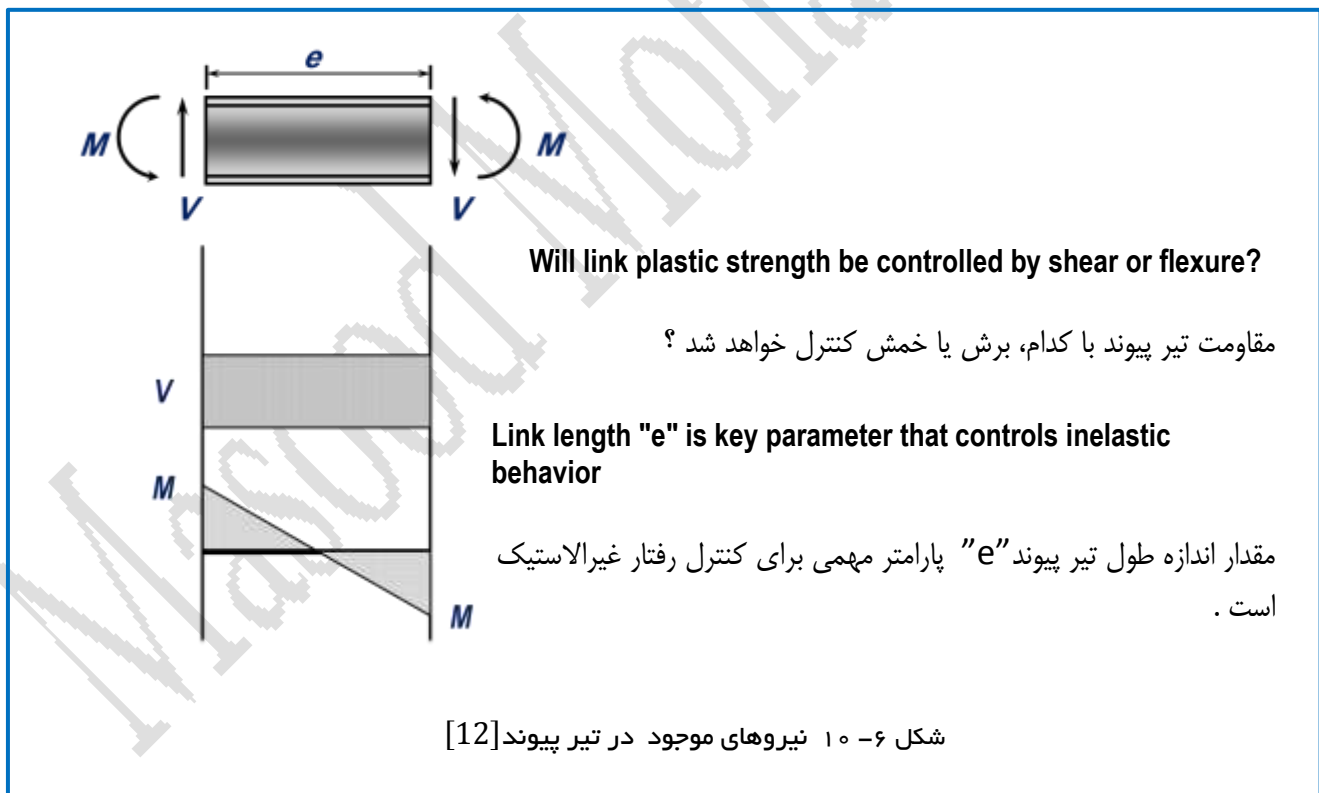
[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. Eccentrically Braced Frames , Michael D. Engelhardt و Page 29

5b . تیر پیوند ، قسمت ضوابط طراحی [7]

تیرهای پیوند باید در معرض برش و یا خمش ناشی از خروج از مرکزیت بین محل تقاطع آکس اعضای قطری و آکس تیر (و یا بین محل تقاطع آکس اعضای مهاري و آکس تیر ها و آکس ستون برای تیر های پیوند نزدیک به ستون) در نظر گرفته شوند .

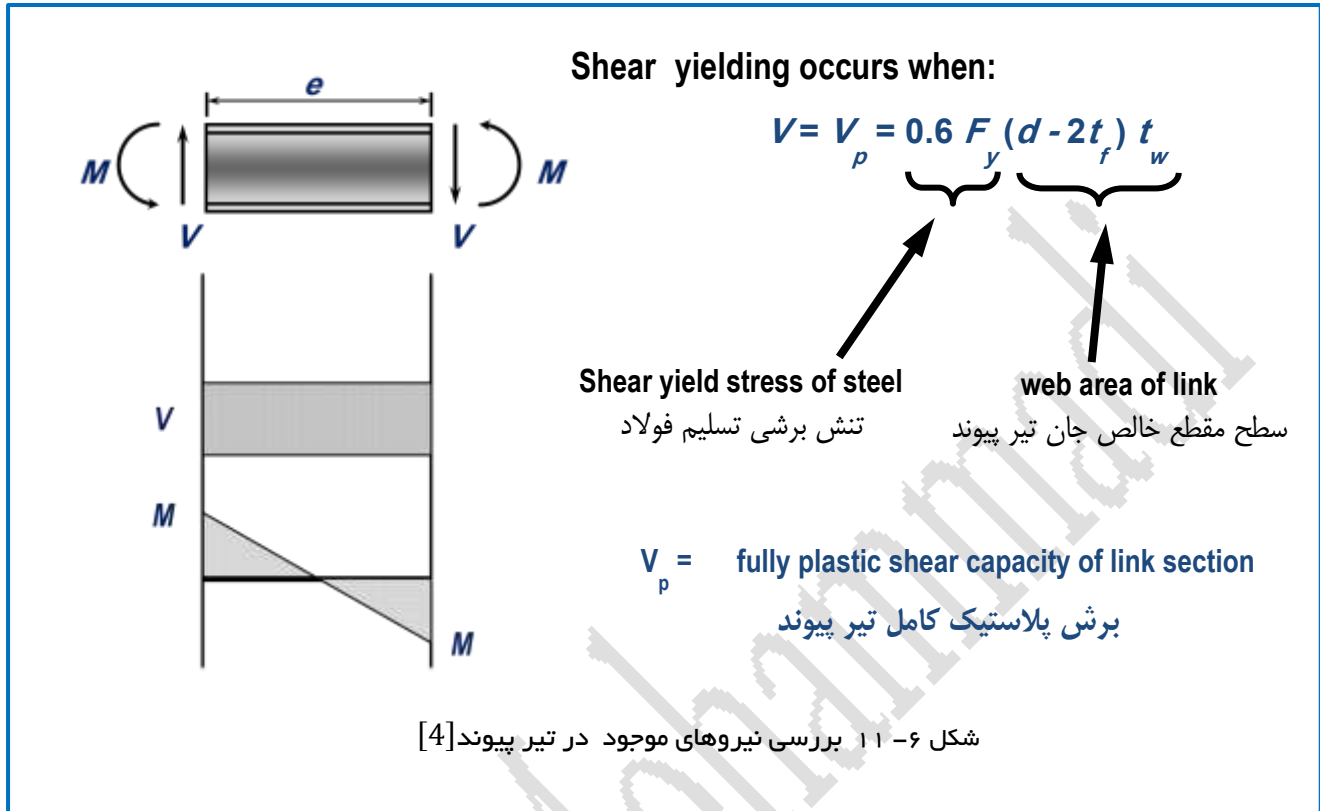
تیر های پیوند گستره ی ، از اتصال مهاربند تا اتصال مهاربند دیگر و یا از اتصال مهاري تا رسیدن به ستون برای حالت تیر پیوند به ستون می باشد به جز مواردی که در ضابطه F3.6e نشان داده شده است .

■ نیروی برشی یا خمشی برای تسلیم تیر پیوند



[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 59

[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. Eccentrically Braced Frames , Michael D. Engelhardt و Page 30



در قسمت ضوابط طراحی آیین نامه آمریکا داریم:

5b.(2) Shear Strength, PROVISIONS [7]

The link design shear strength, $\phi_v V_n$, and the allowable shear strength, V_n / Ω_v , shall be the lower value obtained in accordance with the limit states of shear yielding in the web and flexural yielding in the gross section. For both limit states:

$$\phi_v = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(a) For shear yielding:

$$V_n = V_p \quad \text{(F3-1)}$$

where

$$V_p = 0.6 F_y A_{lw} \text{ for } P_r / P_c \leq 0.15 \quad \text{(F3-2)}$$

$$V_p = \text{for } 0.6 F_y A_{lw} \sqrt{1 - (P_r / P_c)^2} \text{ } P_r / P_c > 0.15 \quad \text{(F3-3)}$$

$$A_{lw} = (d - 2t_f) t_w \text{ for I-shaped link sections} \quad \text{(F3-4)}$$

$$= 2(d - 2t_f) t_w \text{ for box link sections} \quad \text{(F3-5)}$$

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC 341-10, Page 60

[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures, 4. Eccentrically Braced Frames, Michael D. Engelhardt, Page 31

$$P_r = P_u \text{ (LRFD) or } P_a \text{ (ASD), as appropriate}$$

P_u = required axial strength using LRFD load combinations, kips (N)

P_a = required axial strength using ASD load combinations, kips (N)

$$P_c = P_y \text{ (LRFD) or } P_y / 1.5 \text{ (ASD), as appropriate}$$

$$P_y = \text{nominal axial yield strength} = F_y A_g \quad (\text{F3-6})$$

5b (2). مقاومت برشی ، قسمت ضوابط طراحی [7]

همواره مقدار مقاومت برشی طراحی تیر پیوند ، $\phi_v V_n$ ، و مقاومت برشی مجاز ، V_n / Ω_v ، باید مطابق با مقدار پایین به دست آمده بازه حدی برش تسلیم در جان و خمش تسلیم در کل مقطع باشد . حال برای هر دو بازه حدی داریم :

$$\phi_v = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(a) حال برای تسلیم برشی :

در این روابط :

$$V_p = 0.6 F_y A_{lw} \quad \text{برای } P_r / P_c \leq 0.15 \quad (\text{F3-2})$$

$$V_p = 0.6 F_y A_{lw} \sqrt{1 - (P_r / P_c)^2} \quad \text{برای } P_r / P_c > 0.15 \quad (\text{F3-3})$$

$$A_{lw} = (d - 2t_f) t_w \quad \text{برای تیر پیوند I شکل} \quad (\text{F3-4})$$

$$= 2(d - 2t_f) t_w \quad \text{برای مقاطع قوطی شکل} \quad (\text{F3-5})$$

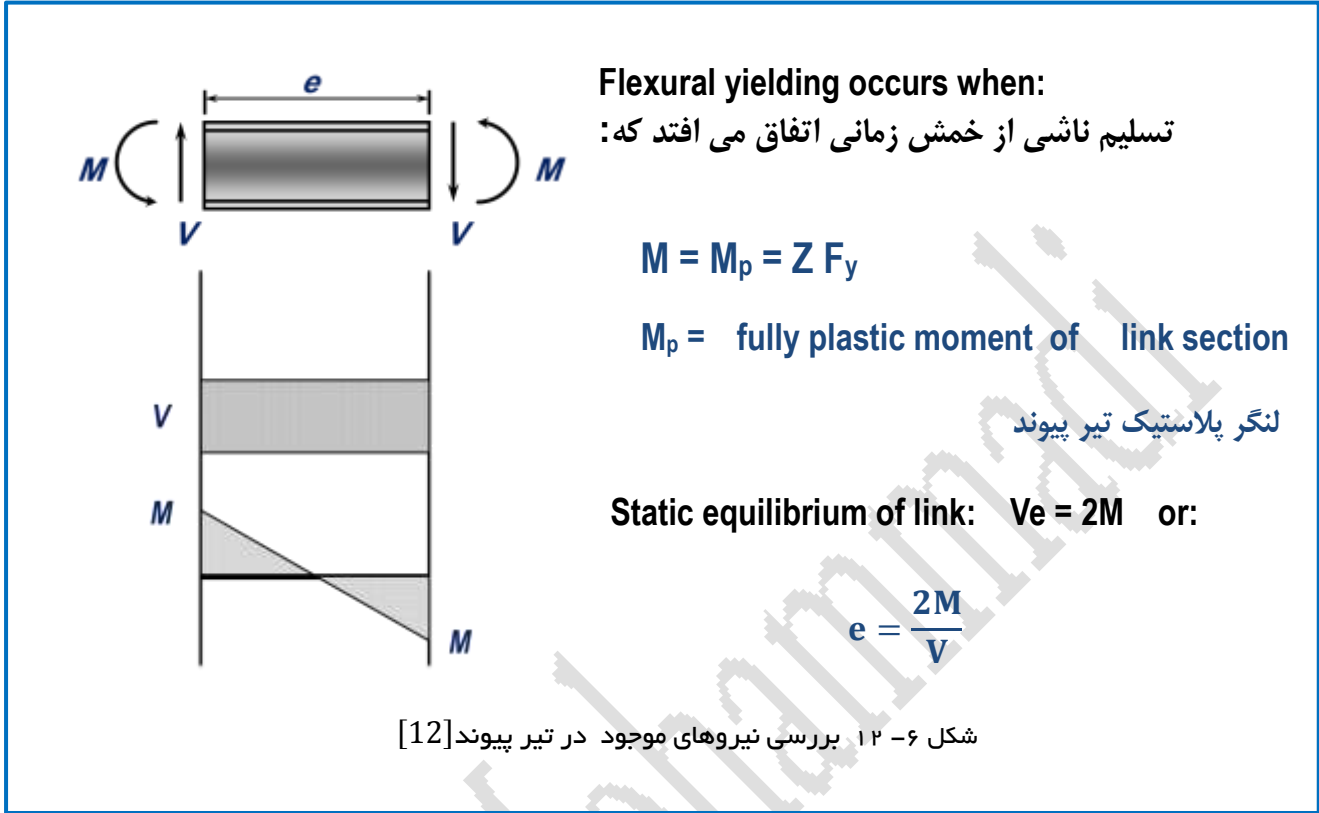
بر حسب اقتضا , $P_r = P_u$ (LRFD) or P_a (ASD)

P_u = نیروی محوری مورد نیاز با استفاده از ترکیب های روش حدی kips (N)

P_a = نیروی محوری مورد نیاز با استفاده از ترکیب های روش تنش مجاز kips (N)

بر حسب اقتضا , $P_c = P_y$ (LRFD) or $P_y / 1.5$ (ASD)

$$P_y = \text{نیروی محوری اسمی تسلیم} = F_y A_g \quad (\text{F3-6})$$



❖ در قسمت ضوابط طراحی آیین نامه آمریکا داریم:

5b.(2) (b) For flexural yielding [7]:

$$V_n = 2M_p / e \tag{F3-7}$$

Where

$$M_p = F_y Z \text{ for } P_r / P_c < 0.15 \tag{F3-8}$$

$$M_p = F_y Z \left(\frac{1 - P_r / P_c}{0.85} \right) \text{ for } P_r / P_c > 0.15 \tag{F3-9}$$

$e =$ link length, defined as the clear distance between the ends of two diagonal braces or between the diagonal brace and the column face, in. (mm)

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 60

[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. Eccentrically Braced Frames , Michael D. Engelhardt و Page 32

(b) حال برای تسلیم ناشی از خمش :

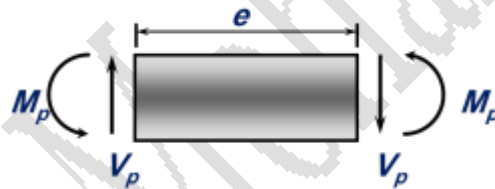
$$V_n = 2M_p / e \quad (F3-7)$$

در این روابط :

$$M_p = F_y Z \quad \text{برای } P_r / P_c < 0.15 \quad (F3-8)$$

$$M_p = F_y Z \left(\frac{1 - P_r / P_c}{0.85} \right) \quad \text{برای } P_r / P_c > 0.15 \quad (F3-9)$$

e = طول تیر پیوند ، فاصله دقیق بین انتهای دو عضو قطری مهاری و یا فاصله بین عضو قطری تا رسیدن به ستون تعریف می گردد .



Shear and flexural yielding occur simultaneously when $V = V_p$ and $M = M_p$

تسلیم ناشی از برش و خمش زمانی اتفاق می افتد که همزمان $M = M_p$ و $V = V_p$

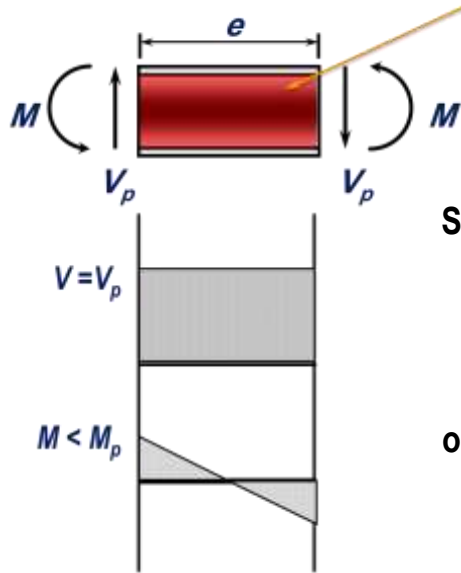
or, when:

$$e = \frac{2M_p}{V_p}$$

شکل ۶-۱۳ بررسی نیروهای موجود در تیر پیوند [12]

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 60

[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. Eccentrically Braced Frames , Michael D. Engelhardt و Page 34



Shear yielding of web along entire length of link

تسلیم برشی جان تیر پیوند در تمام طول آن

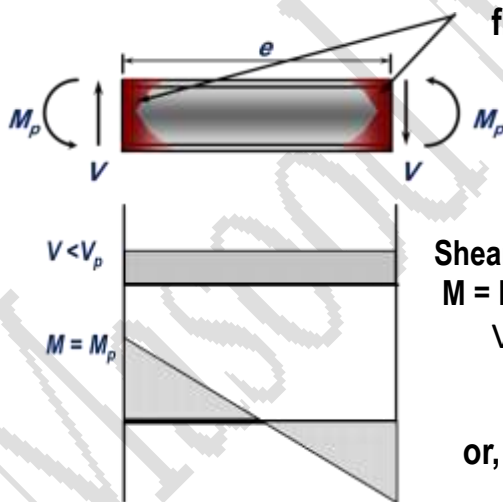
Shear yielding will occur when $V=V_p$ and $M < M_p$

تسلیم برشی زمانی اتفاق می افتد که $M < M_p$ و $V=V_p$ باشد یا

or, when:

$$e \leq \frac{2M_p}{V_p}$$

شکل ۶-۱۴ بررسی نیروهای موجود در تیر پیوند [12]



flexural yielding at link ends

ایجاد مفصل پلاستیک در انتهای تیر پیوند

Shear*(flexural) yielding will occur when $M = M_p$ and $V < V_p$

تسلیم برشی(خمشی) زمانی اتفاق می افتد که $M=M_p$ و $V < V_p$ باشد یا

or, when:

$$e \geq \frac{2M_p}{V_p}$$

شکل ۶-۱۵ بررسی نیروهای موجود در تیر پیوند [12]

* تصحیح شده متن پاورپوینت دکتر انگل‌هاردت صفحه ۳۶

Shear Vs. Flexural Yielding Links:

Simple Plastic Theory (assumes no strain hardening and no shear - flexure interaction)

نظریه پلاستیک ساده (با فرض نبود کرنش سخت شدگی و نبود اثر متقابل برش و خمش)

SHEAR YIELDING LINK:

تسلیم برشی تیر پیوند

$$e \leq \frac{2M_p}{V_p}$$

FLEXURAL YIELDING LINK:

تسلیم خمشی تیر پیوند

$$e \geq \frac{2M_p}{V_p}$$

شکل ۶-۱۶ بررسی نیروهای موجود در تیر پیوند [12]

Link Nominal Shear Strength, V_n :

Link Nominal Shear Strength:

مقاومت اسمی برشی تیر پیوند:

- Basis for sizing links

اساس کار طول تیر پیوند می باشد .

- Based on link shear at first significant yield if link (in shear or flexure)

اساس کار برش تیر به عنوان مهمترین تسلیم اگرچه تیر پیوند (در برش یا خمش) باشد .

- Based on simple plastic theory (neglects shear-flexure interaction)

اساس کار مکانیزم ساده پلاستیک شدگی است .

شکل ۶-۱۷ بررسی نیروهای موجود در تیر پیوند [12]

Link Nominal Shear Strength, V_n :

$$V_n = \begin{cases} V_p & \text{controls for: } e \leq \frac{2M_p}{V_p} \\ 2M_p / e & \text{controls for: } e \geq \frac{2M_p}{V_p} \end{cases}$$

شکل ۶-۱۸ بررسی نیروهای موجود در تیر پیوند [12]

❖ در این قسمت از تفسیر آیین نامه زلزله ۲۰۱۰ آمریکا داریم:

5b.(2) Shear Strength, COMMENTARY [7]

The nominal shear strength of the link, V_n , is the lesser of that determined from the plastic shear strength of the link section or twice the plastic moment divided by the link length, as dictated by statics assuming equalization of end moments in the inelastic range of behavior. Accordingly, the nominal shear strength of the link can be computed as follows:

$$V_n = \begin{cases} V_p & \text{for } e \leq \frac{2M_p}{V_p} \\ \frac{2M_p}{e} & \text{for } e \geq \frac{2M_p}{V_p} \end{cases}$$

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 244

[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. Eccentrically Braced Frames , Michael D. Engelhardt , Page 39

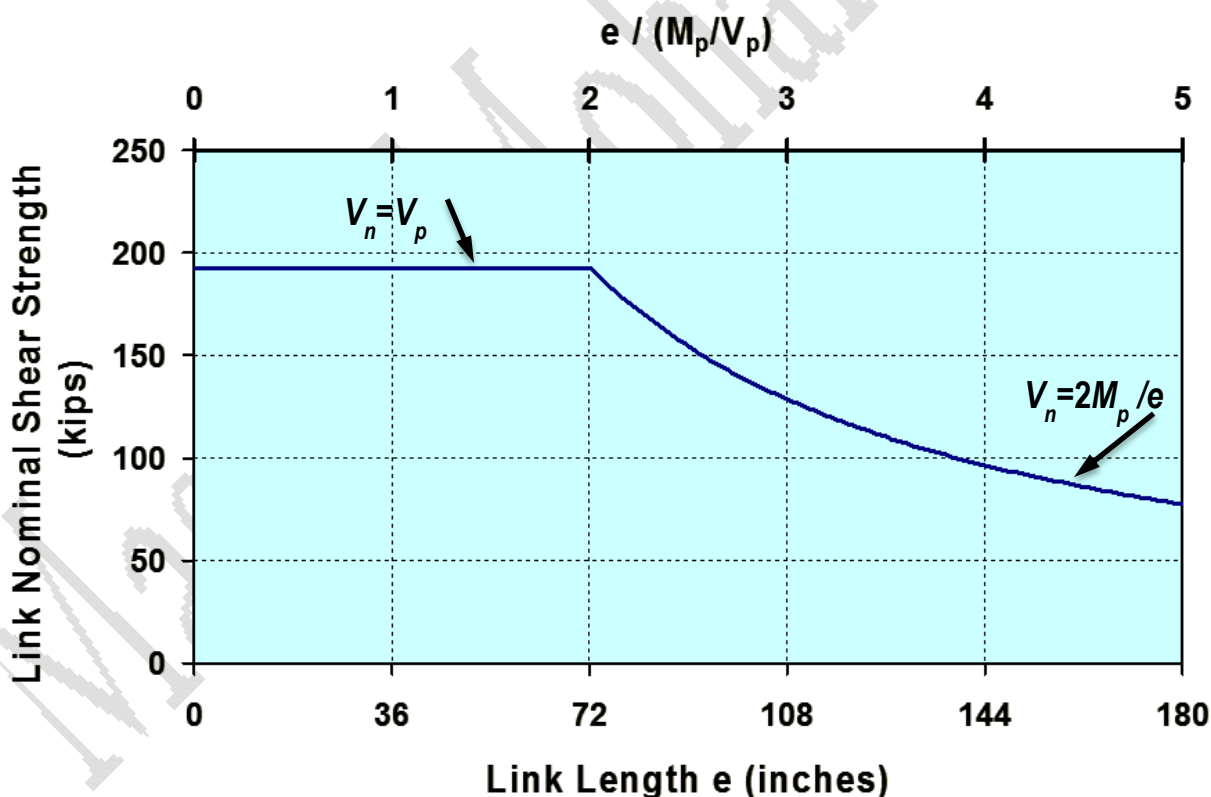
a۴ . مقاومت برشی ، تفسیر [7]

مقاومت برشی اسمی تیر پیوند ، V_n ، کوچکترین مقدار محاسبه شده از ، مقاومت برشی پلاستیک برای مقطع تیر پیوند یا از تقسیم لنگر پلاستیک بر طول تیر پیوند که از روش فرض برابری لنگر های انتهایی در ناحیه رفتار غیر الاستیک، به دست می آید . بنابراین مقاومت برشی اسمی تیر پیوند می تواند از روش زیر محاسبه گردد :

$$V_n = \begin{cases} V_P & \text{رفتار برشی تیر پیوند } e \leq \frac{2M_P}{V_P} \\ \frac{2M_P}{e} & \text{رفتار خمشی تیر پیوند } e \geq \frac{2M_P}{V_P} \end{cases}$$

▪ رفتار پس از تسلیم تیر پیوند

مقاومت برشی اسمی تیر پیوند شبیه نمودار زیر می باشد که برای حالت kips به inch با اعداد زیر مطابقت دارد :



نمودار ۶-۱ نمودار مقاومت برشی اسمی تیر پیوند [12]

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 244

[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. Eccentrically Braced Frames , Michael D. Engelhardt و Page 42

❖ در این قسمت ضوابط طراحی طول تیر پیوند در آیین نامه زلزله ۲۰۱۰ آمریکا بررسی می نمایم :

5b.(3) Link Length, PROVISIONS [7]

If $P_r/P_c > 0.15$, the length of the link shall be limited as follows:

When $\rho' \leq 0.5$

$$e \leq \frac{1.6 M_P}{V_P} \quad (F3-10)$$

When $\rho' > 0.5$

$$e \leq \frac{1.6 M_P}{V_P} (1.15 - 0.3\rho') \quad (F3-11)$$

where

$$\rho' = \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c} \quad (F3-12)$$

$V_r = V_u$ (LRFD) or V_a (ASD), as appropriate, kips (N)

$V_u =$ required shear strength based on LRFD load combinations, kips (N)

$V_a =$ required shear strength based on ASD load combinations, kips (N)

$V_c = V_y$ (LRFD) or $V_y/1.5$ (ASD), as appropriate, kips (N)

$V_y =$ nominal shear yield strength, kips (N)

$$= 0.6F_y A_t w$$

5b (3). طول تیر پیوند ، قسمت ضوابط طراحی [7]

اگر $P_r/P_c > 0.15$ ، طول تیر پیوند باید محدود به مقادیر زیر باشد :

وقتی $\rho' \leq 0.5$

$$e \leq \frac{1.6 M_P}{V_P} \quad (F3-10)$$

وقتی $\rho' > 0.5$

$$e \leq \frac{1.6 M_P}{V_P} (1.15 - 0.3\rho') \quad (\text{F3-11})$$

در این روابط :

$$\rho' = \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c} \quad (\text{F3-12})$$

$V_r = V_u$ (LRFD) or V_a (ASD), بر حسب اقتضا, kips (N)

$V_u =$ مقاومت برشی مورد نیاز با استفاده از ترکیب های روش حدی, kips (N)

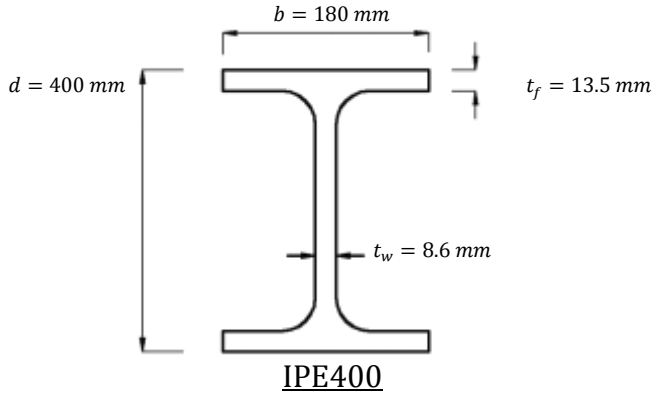
$V_a =$ مقاومت برشی مورد نیاز با استفاده از ترکیب های روش تنش مجاز, kips (N)

$V_c = V_y$ (LRFD) or $V_y/1.5$ (ASD), بر حسب اقتضا, kips (N)

$V_y =$ مقاومت برشی اسمی تسلیم, kips (N)

$$= 0.6F_y A_{tw}$$

نمونه مثال : برای تیری با مقطع IPE 400 خواهیم داشت :



$$A = 84.5 \text{ cm}^2, S_x = 1160 \text{ cm}^3, I_x = 23130 \text{ cm}^4$$

$$Z_b = 1307 \text{ cm}^3, S_y = 146 \text{ cm}^3, I_y = 1320 \text{ cm}^4$$

$$G = 66.3 \text{ kg/m}, J = 51.4 \text{ cm}^4, C_w = 490000 \text{ cm}^6$$

با استفاده از ضوابط موجود در آیین نامه ۲۰۱۰ زلزله آمریکا داریم :

$$M_p = Z_b \times F_y = 1307 \text{ cm}^3 \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 3136800 \text{ kg.cm} \cong 31.37 \text{ ton.m}$$

$$V_p = 0.6 \times F_y \times (d - 2t_f)t_w = 0.6 \times 2400 \times (40 - 2 \times 1.35)0.86 = 46192.3 \text{ kg} \cong 46.2 \text{ ton}$$

$$\frac{M_p}{V_p} = \frac{3136800 \text{ kg.cm}}{46192.3 \text{ kg}} = 67.9 \text{ cm} \quad \frac{2M_p}{V_p} = 2 \times 67.9 = 135.8 \text{ cm}$$

$$V_n = \begin{cases} V_p = 46.2 \text{ ton} & \text{رفتار برشی تیر پیوند} \quad e \leq 135.8 \text{ cm} \\ \frac{2M_p}{e} = \frac{63.4 \text{ ton.m}}{e} & \text{رفتار خمشی تیر پیوند} \quad e \geq 135.8 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ نمونه های آزمایشگاهی برای بررسی کارایی تیر های پیوند

رفتار برشی تیر های پیوند Shear Yielding Links

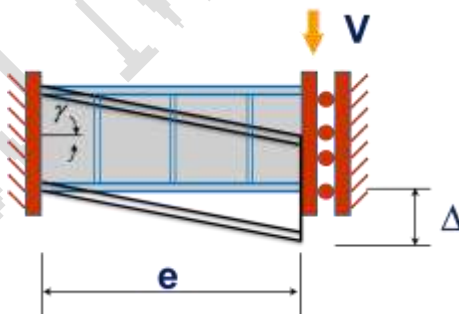
$$e \leq \frac{1.6 M_P}{V_P}$$

Provide best overall structural performance for:

بهترین عملکرد سازه ای را بوجود می آورد:

- Strength مقاومت
- Stiffness سختی
- ductility شکل پذیری

شکل ۶-۱۹ بررسی نیروهای موجود در تیر پیوند [12]



Link Deformation:

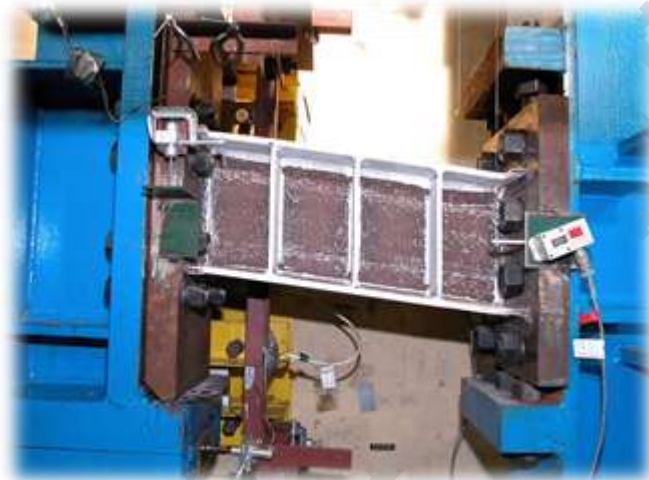
$$\gamma = \frac{\Delta}{e} \quad \text{radian}$$

شکل ۶-۲۰ بررسی نیروهای موجود در تیر پیوند [12]

طول کوتاه تیر پیوند باعث شده تا برش معیار اصلی برای رسیدن تیر به حالت غیر الاستیک باشد .



تیر پیوند کوتاه با سخت کننده ←



تیر پیوند برشی تحت زاویه چرخش ←



تیر پیوند برشی ←

شکل ۶- ۲۱ آزمایش تیر پیوند برای برش [12]

Longer Links تیرهای پیوند با طول زیادتر

$$e > \frac{1.6 M_P}{V_P}$$

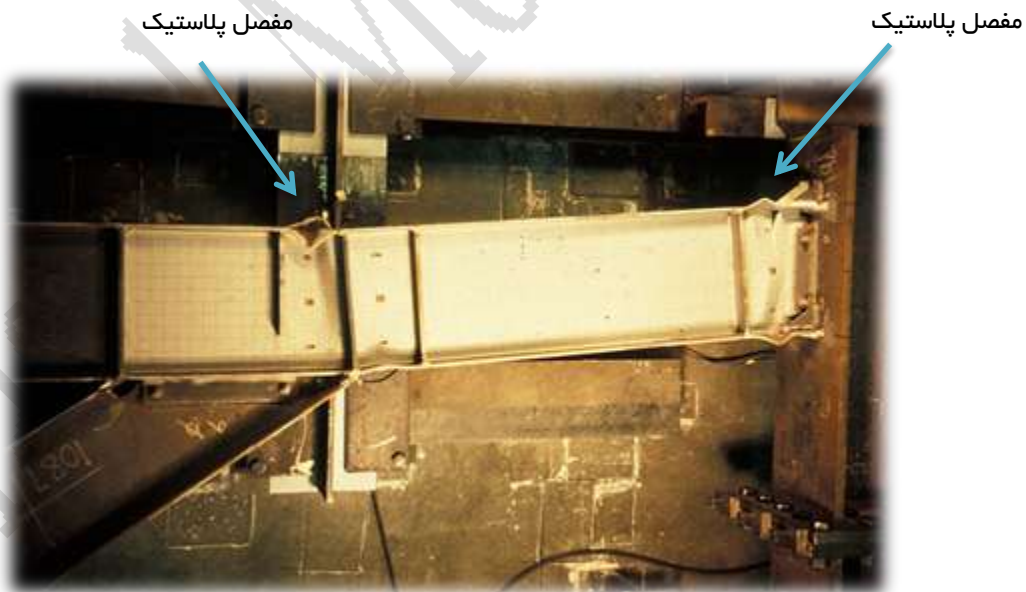
Longer links provide less strength, stiffness and ductility

تیرهای پیوند بزرگتر مقاومت، سختی و شکل پذیری کمتری بوجود می آورد.

Use longer links only when needed for architectural constraints

استفاده از تیرهای پیوند با طول بیشتر بسته به موارد معماری سازه

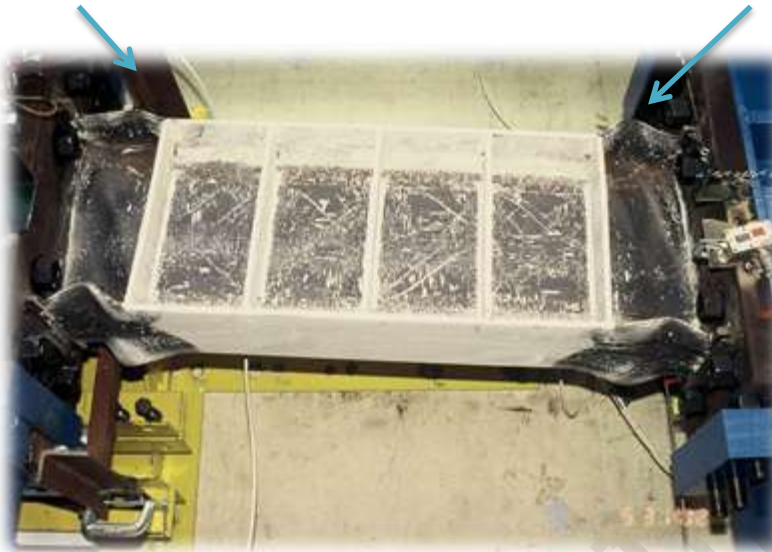
تیرهای پیوند با طول زیاد عمدتاً رفتار خمشی از خود نشان داده و لنگر انتهایی دهانه آنها باعث وارد شدن به فاز پلاستیک و به وجود آمدن مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر پیوند می گردد.



شکل ۶-۲۲ آزمایش تیر پیوند برای خمش [12]

مفصل پلاستیک

مفصل پلاستیک



شکل ۶-۲۳ آزمایش تیر پیوند برای خمش [12]

• AISC Seismic Provisions for Eccentrically Braced Frames

• ضوابط طراحی آیین نامه زلزله آمریکا برای بادبندهای برون محور

در این قسمت به بررسی مختصر و مفید مقررات موجود محاسبه برای بادبندهای برون محور خواهیم پرداخت، در قسمت های قبل ضوابط مورد نیاز تا حدودی بحث و بررسی گردید ، قابل توجه می باشد که زمان انتشار پاورپوینت دکتر آنگلهاردت سال ۲۰۰۷ و معادل با آیین نامه ۲۰۰۵ زلزله آمریکا بوده است و تعدادی از ضوابط موجود در آیین نامه زلزله ۲۰۱۰ آمریکا دچار تغییرات اندکی شده است که سعی شده موارد تغییر یافته منطبق با آیین نامه ۲۰۱۰ نیز ذکر گردد .

AISC Seismic Provisions - EBF

F3.1 Scope

Eccentrically braced frames (EBF) are expected to withstand significant inelastic deformations in the links when subjected to the forces resulting from the motions of the design earthquake.

از بادبندهای برون محور انتظار می رود تا در مقابل **تغییر شکل های پلاستیک مهم** در تیر های پیوند ایستادگی کند وقتی که در مقابل نیروهای ناشی از ارتعاش زلزله طرح قرار می گیرد .

The diagonal braces, columns and beam segments outside of the links shall be designed to remain essentially elastic under the maximum forces that can be generated by the fully yielded and strain hardened links.

اعضای قطری مهاری ، ستون ها و قسمت های خارج از تیر پیوند باید برای نیروی ماکزیمم حالت الاستیک باقیمانده تا رسیدن به تسلیم کامل طراحی شوند که تیر پیوند کرنش سخت شدگی برسد .

AISC 2005 Seismic Provisions - EBF

F3.5b Links

F3.5b(1) Limitations محدودیت ها

Links shall meet the requirements of Section 8.2b

برای تیر های پیوند باید موارد ضابطه 8.2b (فشرده‌گی لرزه ای) را بررسی نمود .

The web of the link shall be single thickness. Doubler-plate reinforcement and web penetrations are not permitted.

جان تیر باید از یک ورق تک بدون هرگونه ورق مضاعف در نظر گرفته شود و هیچگونه بازشویی نباید در آن در نظر گرفته شود .

این ضابطه در آیین نامه ۲۰۱۰ زلزله آمریکا کمی تغییر کرده است و در قسمت 5b.1 limitation داریم که :

5b. Links , PROVISIONS [7]

(1) Limitations

Links shall be I-shaped cross sections (rolled wide-flange sections or built-up sections), or built-up box sections. HSS sections shall not be used as links.

5b (1) . تیر پیوند ، قسمت ضوابط طراحی [7]

(۱) محدودیت ها

تیرهای پیوند باید از مقاطع I شکل باشند (مقاطع بال پهن نورد شده یا مقاطع ساخته شده) ، یا مقاطع قوطی شکل ساخته شده .

مقاطع HSS نباید در تیر پیوند مورد استفاده قرار بگیرند .

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 59

[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. *Eccentrically Braced Frames* , Michael D. Engelhardt و Page 71

F3.5b(1) Limitations محدودیت ها

Links shall meet the requirements of Section 8.2b

برای تیر های پیوند باید موارد ضابطه 8.2b (فشرده گی لرزه ای) را بررسی نمود .

Width-Thickness Limits for Link Flanges and Web:

محدوده نسبت پهنا به ضخامت برای بال ها و جان تیر پیوند (فشرده لرزه ای)

$$\frac{b}{t} \leq \begin{cases} \lambda_P & \text{for } e \leq 1.6 \frac{M_P}{V_P} \\ \lambda_{PS} & \text{for } e > 1.6 \frac{M_P}{V_P} \end{cases}$$

این ضابطه در آیین نامه ۲۰۱۰ زلزله آمریکا به صورت تبصره در قسمت 5b.1 limitation مطرح گردیده است .

AISC Seismic Provisions - EBF

5b. Links

5b.(2) Shear Strength

$$\text{Link design shear strength} = \phi V_n$$

$$\phi = 0.9 \quad V_n = \begin{cases} V_P & \text{رفتار برشی تیر پیوند } e \leq \frac{2M_P}{V_P} \text{ برای} \\ \frac{2M_P}{e} & \text{رفتار خمشی تیر پیوند } e \geq \frac{2M_P}{V_P} \text{ برای} \end{cases}$$

ضوابط صفحه قبل بر اساس آیین نامه ۲۰۱۰ زلزله آمریکا کمی تغییر کرده است و در قسمت shear Strength 5b.(2) که قبلا نیز مطرح گردیده داریم که :

5b (2). مقاومت برشی ، قسمت ضوابط طراحی [7]

همواره مقدار مقاومت برشی طراحی تیر پیوند ، $\phi_v V_n$ ، و مقاومت برشی مجاز ، V_n / Ω_v ، باید مطابق با مقدار پایین به دست آمده بازه حدی برش تسلیم در جان و خمش تسلیم در کل مقطع باشد . حال برای هر دو بازه حدی داریم :

$$\phi_v = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(a) حال برای تسلیم برشی :

در این روابط :

$$V_p = 0.6F_y A_{1w} \quad \text{برای } P_r / P_c \leq 0.15 \quad \text{(F3-2)}$$

$$V_p = 0.6F_y A_{1w} \sqrt{1 - (P_r / P_c)^2} \quad \text{برای } P_r / P_c > 0.15 \quad \text{(F3-3)}$$

$$A_{1w} = (d - 2t_f) t_w \quad \text{برای تیر پیوند I شکل} \quad \text{(F3-4)}$$

$$= 2(d - 2t_f) t_w \quad \text{برای مقاطع قوطی شکل} \quad \text{(F3-5)}$$

بر حسب اقتضا ، $P_r = P_u$ (LRFD) or P_a (ASD)

P_u = نیروی محوری مورد نیاز با استفاده از ترکیب های روش حدی (N) kips

P_a = نیروی محوری مورد نیاز با استفاده از ترکیب های روش تنش مجاز (N) kips

بر حسب اقتضا ، $P_c = P_y$ (LRFD) or $P_y / 1.5$ (ASD)

$$P_y = F_y A_g = \text{نیروی محوری اسمی تسلیم} \quad \text{(F3-6)}$$

(b) حال برای تسلیم ناشی از خمش :

$$V_n = 2M_p / e \quad \text{(F3-7)}$$

در این روابط :

$$M_p = F_y Z \quad \text{برای } P_r / P_c < 0.15 \quad (\text{F3-8})$$

$$M_p = F_y Z \left(\frac{1 - P_r / P_c}{0.85} \right) \quad \text{برای } P_r / P_c > 0.15 \quad (\text{F3-9})$$

e = طول تیر پیوند ، فاصله دقیق بین انتهای دو عضو قطری مهاری و یا فاصله بین عضو قطری تا رسیدن به ستون تعریف می گردد .

AISC Seismic Provisions - EBF

4a. Link Rotation Angle

The **link rotation angle** is the inelastic angle between the link and the beam outside of the link when the story drift is equal to the **design story drift, Δ** .

زاویه چرخش تیر پیوند به زاویه ای غیر الاستیک، بین تیر پیوند و تیر خارج از ناحیه پیوند وقتی که جابجایی کلی طبقه معادل مقدار جابجایی طراحی طبقه یعنی Δ است .

The **link rotation angle** shall not exceed the following values:

مقدار زاویه چرخش تیر پیوند نباید از مقادیر زیاد تجاوز نماید :

- 0.08 radians for: $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$
- 0.02 radians for: $e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$
- a value determined by linear interpolation between the above values for: $1.6 \frac{M_p}{V_p} < e < 2.6 \frac{M_p}{V_p}$

(a) - در مواردی که طول تیر پیوند $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ یا کوچکتر باشد: رادیان $\gamma_p = 0.08$

(b) - در مواردی که طول تیر پیوند $e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$ یا بزرگتر باشد: رادیان $\gamma_p = 0.02$

(c) - برای e بین دو مقدار فوق ، γ_p را باید با درون یابی خطی تعیین نمود .

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 60

[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. Eccentrically Braced Frames , Michael D. Engelhardt و Page 77

زاویه چرخش تیر پیوند 4a. Link Rotation Angle

Design Approach to Check Link Rotation Angle, γ_p

دیدگاه های طراحی برای کنترل زاویه چرخش تیر پیوند

1. Compute elastic story drift under code specified earthquake forces: Δ_E

۱. محاسبه جابجایی الاستیک طبقه تحت بارهای مشخص زلزله: Δ_E

2. Compute Design Story Drift: $\Delta = C_d \times \Delta_E$

($C_d = 4$ for EBF)

۲. محاسبه جابجایی طرح طبقه: $\Delta = C_d \times \Delta_E$

3. Estimate Plastic Story Drift: $\Delta_p \approx \Delta$

۳. محاسبه تقریبی جابجایی پلاستیک طبقه: $\Delta_p \approx \Delta$

4. Compute plastic story drift angle θ_p

$\theta_p \approx \Delta_p / h$ where $h =$ story height

۴. محاسبه زاویه ناشی از جابجایی پلاستیک طبقه: θ_p

5. Compute link rotation angle γ_p based on EBF kinematics

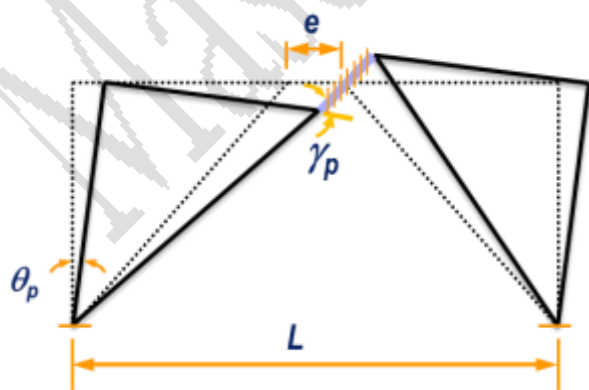
$\gamma_p = (L / e) \theta_p$ for common EBFs

۵. محاسبه زاویه چرخش تیر پیوند γ_p بر اساس حرکات بادبند برون محور

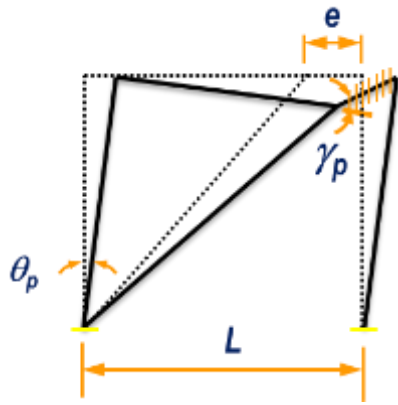
6. Check link rotation limit per Section 15.2c

۶. کنترل حد چرخش تیر پیوند

حال می توان مقدار γ_p را با استفاده از شکل های زیر طبق تفسیر آیین نامه ۲۰۱۰ آمریکا و شکل Fig C-F3.4 به دست آورد که داریم [12]:

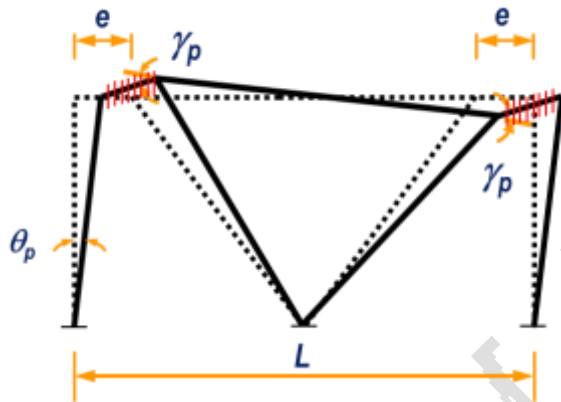


$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$$



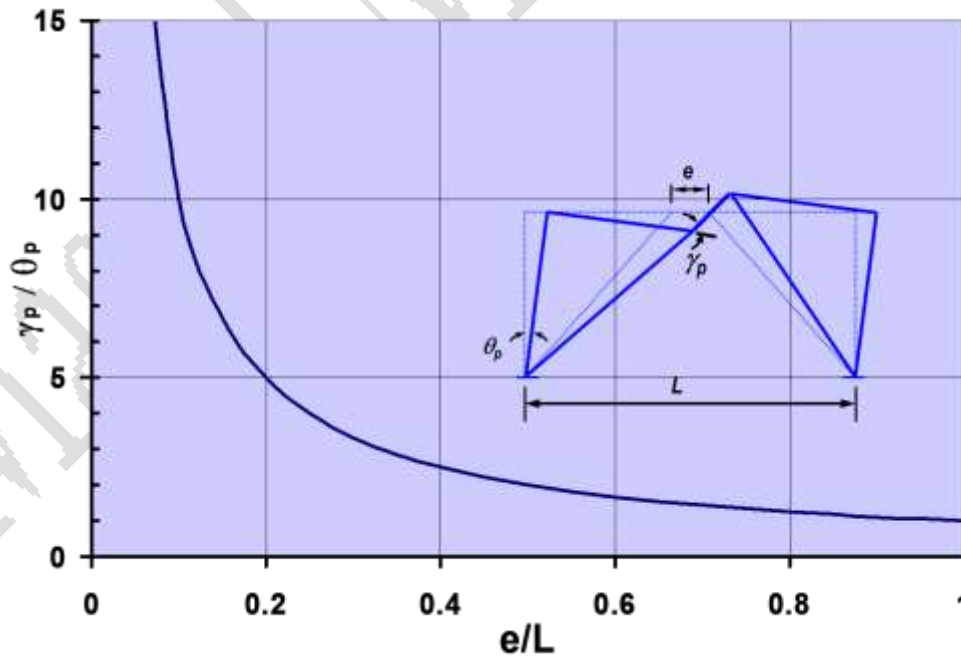
$$\gamma_P = \frac{L}{e} \theta_P$$

شکل ۶-۲۴ زاویه چرخش تیر پیوند [12]



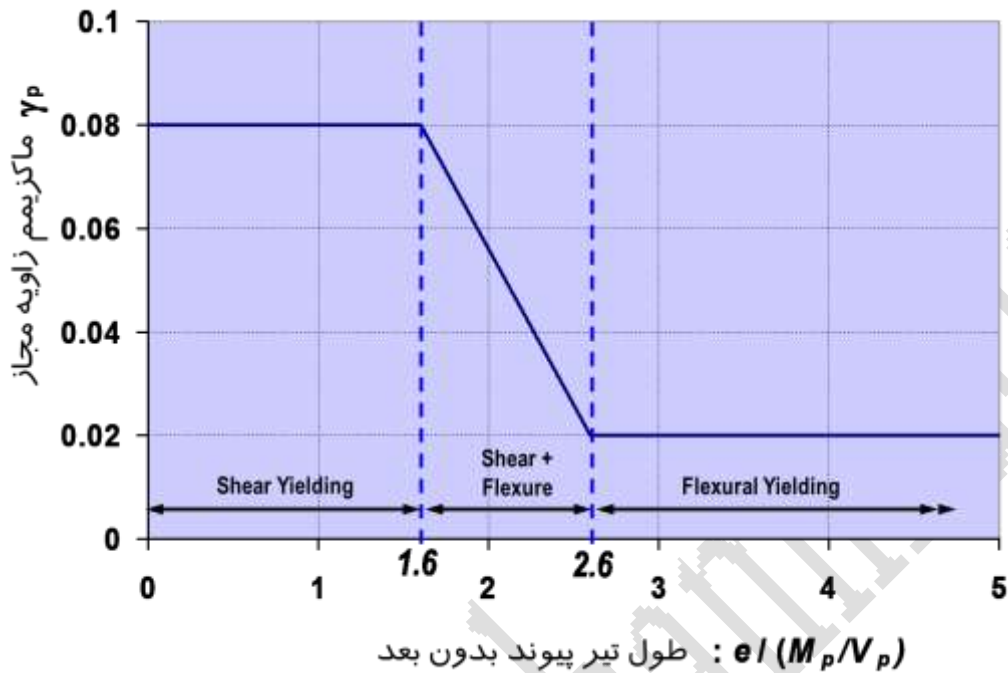
$$\gamma_P = \frac{L}{2e} \theta_P$$

نمودار نسبت زاویه چرخش برای تیر پیوند به صورت زیر خواهد بود:



نمودار ۶-۲ نمودار مقاومت برشی اسمی تیر پیوند [12]

می توان نمودار مقدار ماکزیمم زاویه مجاز چرخش برای تیر پیوند را نسبت به طول تیر پیوند بی بعد به صورت زیر رسم نمود :



نمودار ۳-۶ نمودار مقاومت برشی اسمی تیر پیوند [12]

در قسمت بعدی به بررسی سخت کننده های تیر در بادبند برون محور با توجه به آیین نامه ۲۰۱۰ زلزله آمریکا می پردازیم :

AISC Seismic Provisions - EBF

F3.5b(4) Link Stiffeners های تیر پیوند سخت کننده

Full-depth web stiffeners shall be provided on both sides of the link web at the diagonal brace ends of the link.

سخت کننده های انتهایی ، در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به تیر پیش بینی می شوند . این سخت کننده ها باید به صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع تعبیه گردند .

These stiffeners shall have a combined width not less than $(b_f - 2t_w)$ and a thickness not less than $0.75 t_w$ or 3/8-inch, whichever is larger.

پهنای هریک از آن سخت کننده ها نباید از $\frac{b_f}{2} - t_w$ و ضخامت آنها نباید از $0.75 t_w$ یا ۸ میلیمتر ، کمتر اختیار شود . b_f عرض بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان آن است .

5b. (4) Link Stiffeners for I-Shaped Cross Sections , PROVISIONS [7]

Full-depth web stiffeners shall be provided on both sides of the link web at the diagonal brace ends of the link. These stiffeners shall have a combined width not less than $(bf - 2tw)$ and a thickness not less than the larger of $0.75tw$ or $3/8$ in. (10 mm), where bf and tw are the link flange width and link web thickness, respectively.

Links shall be provided with intermediate web stiffeners as follows:

(a) Links of lengths $1.6Mp / Vp$ or less shall be provided with intermediate web stiffeners spaced at intervals not exceeding $(30tw - d/5)$ for a link rotation angle of 0.08 rad or $(52tw - d/5)$ for link rotation angles of 0.02 rad or less. Linear interpolation shall be used for values between 0.08 and 0.02 rad.

(b) Links of length greater than or equal to $2.6Mp / Vp$ and less than $5Mp / Vp$ shall be provided with intermediate web stiffeners placed at a distance of 1.5 times bf from each end of the link.

(c) Links of length between $1.6Mp / Vp$ and $2.6Mp / Vp$ shall be provided with intermediate web stiffeners meeting the requirements of (a) and (b) above. Intermediate web stiffeners are not required in links of length greater than $5Mp / Vp$.

5b (4) . سخت کننده ها برای مقاطع I شکل تیر پیوند ، قسمت ضوابط طراحی [7]

سخت کننده ها با ارتفاع کامل جان تیر ، در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به تیر پیش بینی می شوند . این سخت کننده ها باید به صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع تعبیه گردند .

پهنای هریک از آن سخت کننده ها نباید از $\frac{bf}{2} - tw$ و ضخامت آنها نباید از $0.75 tw$ یا ۱۰ میلیمتر ، کمتر اختیار شود . bf عرض بال تیر پیوند و tw ضخامت جان آن است .

فواصل سخت کننده های میانی و تعداد آنها بر اساس ضوابط زیر در نظر گرفته می شود :

(a) در مواردی که طول تیر پیوند $\frac{M_p}{V_p} \leq 1.6 e$ است ، فاصله سخت کننده های میانی نباید بیشتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران 0.08 رادیان $(30t_w - \frac{d_b}{5})$

- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران 0.02 رادیان و کمتر $(52t_w - \frac{d_b}{5})$

- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران بین 0.02 تا 0.08 رادیان از درون یابی خطی بین دو مقدار فوق تعیین می گردد .

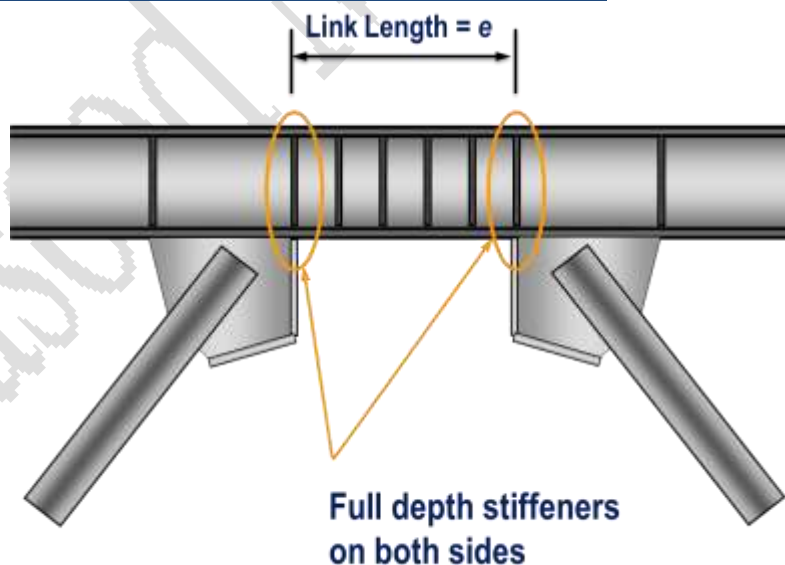
(b) در مواردی که طول تیر پیوند $(2.6 \frac{M_p}{V_p} < e < 5 \frac{M_p}{V_p})$ است ، یک سخت کننده میانی باید به فاصله 1.5 برابر عرض

بال تیر پیوند از هر یک سخت کننده های انتهایی پیش بینی شود .

(c) در مواردی که طول تیر پیوند $(1.6 \frac{M_p}{V_p} < e < 2.6 \frac{M_p}{V_p})$ است ، یک سخت کننده میانی باید هر دو شرط (a) و (b) را

برآورده نماید . در مواردی که طول تیر پیوند $e > 5 \frac{M_p}{V_p}$ است ، لزومی به تعبیه سخت کننده میانی نمی باشد .

F3.5b(4) Link Stiffeners سخت کننده های انتهایی تیر پیوند



شکل ۶-۲۵ سخت کننده های انتهایی تیر پیوند [12]

Links shall be provided with intermediate web stiffeners as follows:

فواصل سخت کننده های میانی و تعداد آنها بر اساس ضوابط زیر در نظر گرفته می شود :

a) Links of length $e \leq 1.6 M_p / V_p$

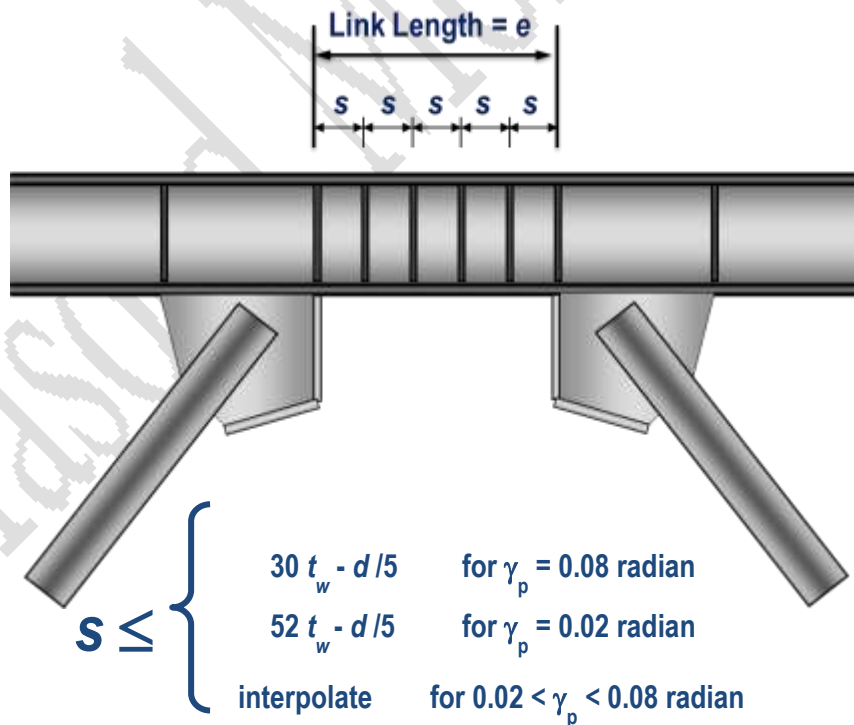
برای طول تیر پیوند با :

Provide equally spaced stiffeners as follows:

فواصل مساوی سخت کننده ها به صورت زیر است :

- spacing $\leq 30 t_w - d/5$ for $\gamma_p = 0.08$ radian
- spacing $\leq 52 t_w - d/5$ for $\gamma_p = 0.02$ radian
- Interpolate for $0.02 < \gamma_p < 0.08$ radian

حال برای تیر پیوند برشی با $e \leq 1.6 M_p / V_p$ فواصل مساوی سخت کننده های عرضی بسته به اندازه زاویه دوران تیر پیوند که در مراحل قبلی محاسبه گردید :



شکل ۶-۲۶ سخت کننده های میانی تیر پیوند [12]



شکل ۶-۲۷ نمونه اجرا شده سخت کننده های میانی تیر پیوند [12]

Links shall be provided with intermediate web stiffeners as follows:

فواصل سخت کننده های میانی و تعداد آنها بر اساس ضوابط زیر در نظر گرفته می شود :

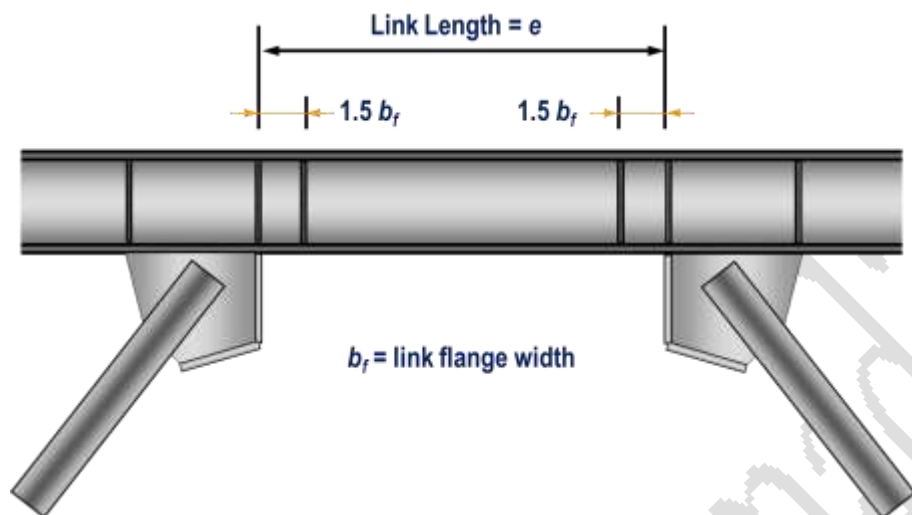
$$b) \text{ Links of length } 2.6 \frac{M_p}{V_p} < e < 5 \frac{M_p}{V_p}$$

: برای طول تیر پیوند با

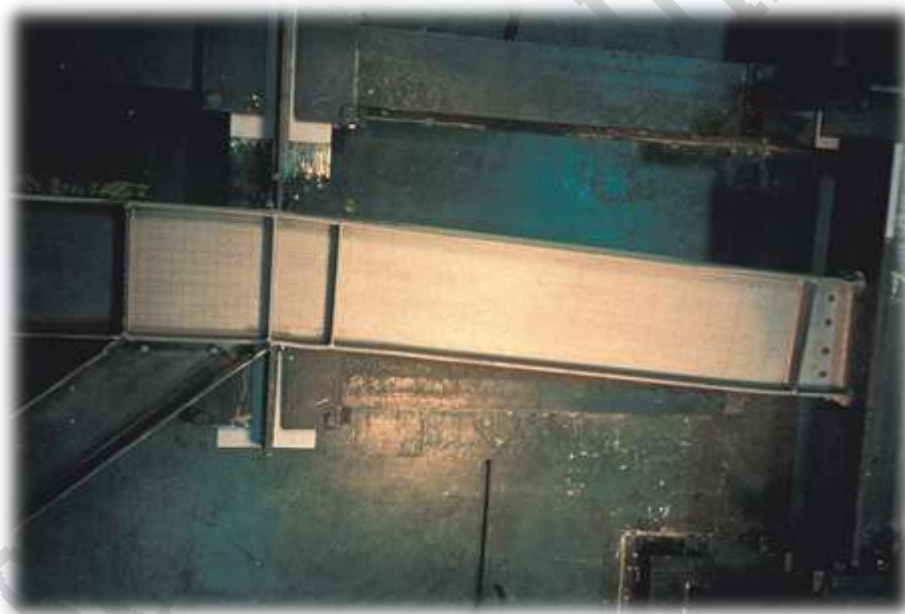
Provide stiffener at a distance of $1.5 b_f$ from each end of link

یک سخت کننده میانی باید به فاصله ۱.۵ برابر عرض بال تیر پیوند از هر یک سخت کننده های انتهایی پیش بینی شود .

برای تیر پیوند خمشی با $2.6 \frac{M_p}{V_p} < e < 5 \frac{M_p}{V_p}$ از یک سخت کننده در فاصله ۱.۵ برابر عرض بال که در بالا و در آیین نامه نیز ذکر گردید استفاده می شود که به صورت شماتیک داریم :



شکل ۶-۲۸ نمونه از سخت کننده های میانی تیر پیوند خمشی [12]



شکل ۶-۲۹ نمونه اجرا شده از سخت کننده های میانی تیر پیوند خمشی [12]

Links shall be provided with intermediate web stiffeners as follows:

فواصل سخت کننده های میانی و تعداد آنها بر اساس ضوابط زیر در نظر گرفته می شود :

c) Links of length $1.6 M_p / V_p < e < 2.6 M_p / V_p$

: برای طول تیر پیوند با

Provide stiffeners meeting the requirements of both (a) and (b)

سخت کننده میانی باید هر دو شرط (a) و (b) را برآورده نماید

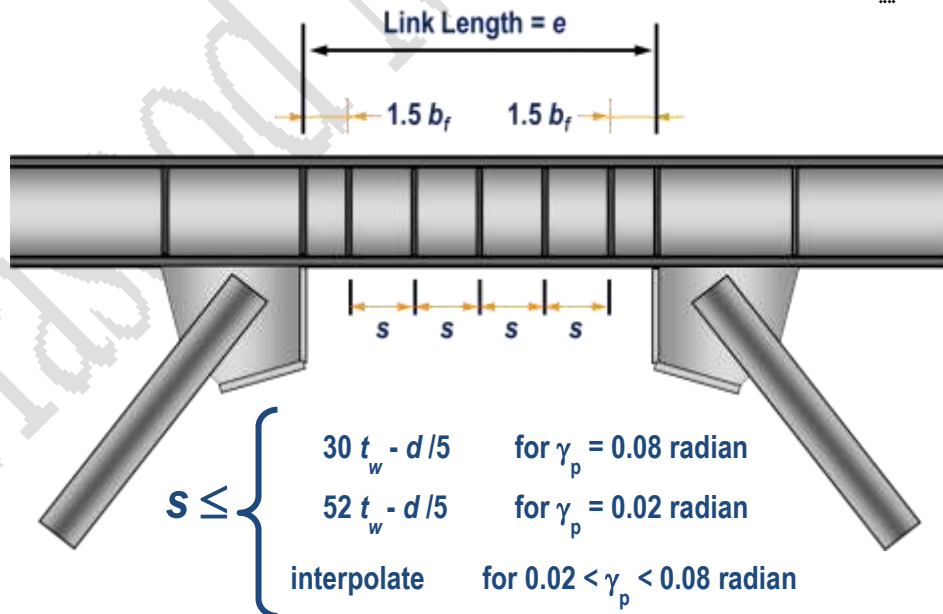
d) Links of length $e > 5 M_p / V_p$

No stiffeners are required

لزومی به تعبیه سخت کننده میانی نمی باشد .

برای تیر پیوند با $1.6 M_p / V_p < e < 2.6 M_p / V_p$ سخت کننده ها باید هر دو شرط (a) و (b) را به صورتی که در شکل

نشان داده شده برآورده نماید :



شکل ۶-۳۰ نمونه از سخت کننده های میانی تیر پیوند خمشی [12]

AISC Seismic Provisions - EBF

15.4 Link-to-Column Connections اتصالات تیر پیوند به ستون

Link-to-column connections must be capable of sustaining the maximum link rotation angle based on the length of the link, as specified in Section F3.4a

اتصالات تیر پیوند کناری به ستون ، باید به صورت صلب باشد . این اتصال باید طوری طراحی شود که قادر به تحمل حداکثر دوران تیر پیوند ، مطابق ضابطه بند F3.4a باشد .

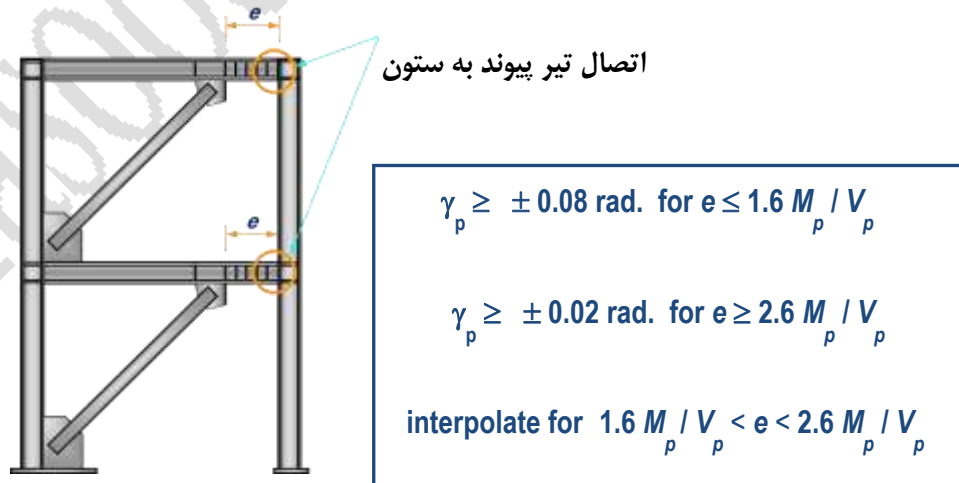
The strength of the connection measured at the column face shall equal at least the nominal shear strength of the link, V_n , as specified in Section F3.5b(2), at the maximum link rotation angle

نیروی برشی طراحی اتصال ستون برای تیر پیوند کناری به ستون باید حداقل برابر مقاومت برشی تیر پیوندی باشد که از رابطه F3.5b(2) با استفاده از میزان زاویه چرخش حداکثر به دست می آید .

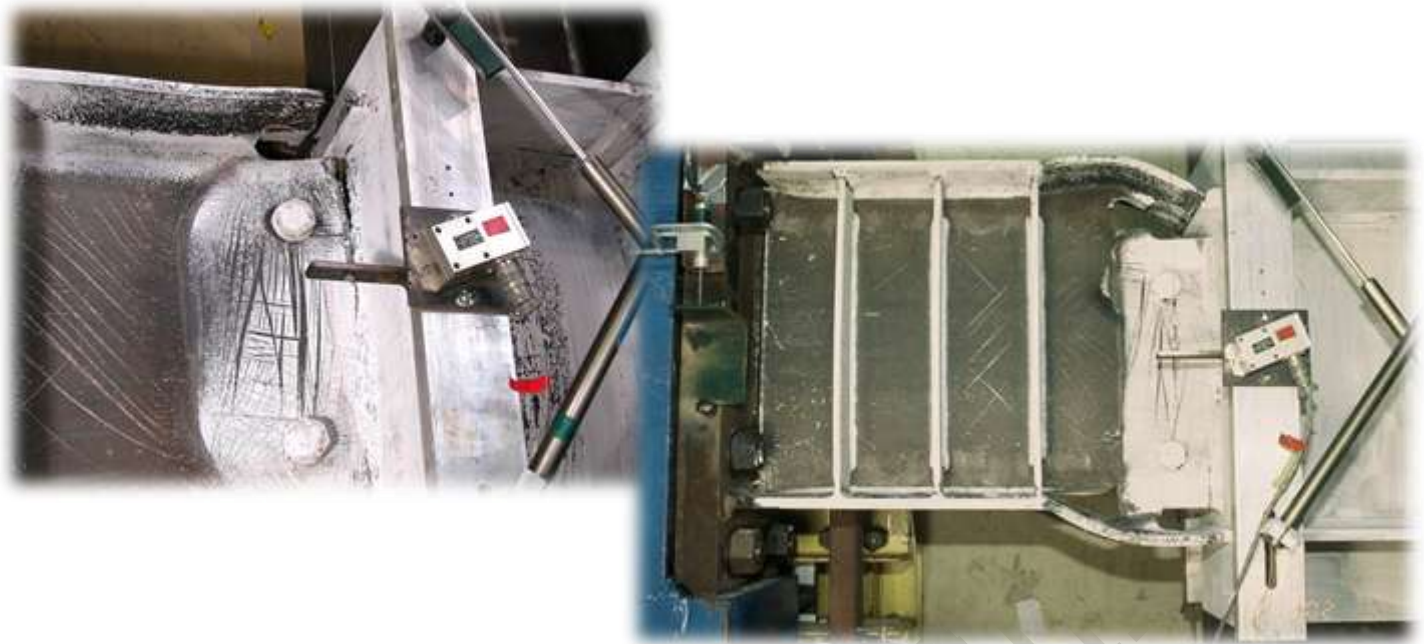
در آیین نامه مبحث دهم ایران آمده است که برای طراحی اتصال تیر پیوند به ستون ، طراحی این اتصال باید مطابق ضوابط اتصال تیر به ستون در قاب خمشی ویژه صورت گیرد . (بند ۱۰-۳-۱۰-۲-۲-۵)

پیش بینی ورق های پیوستگی و کنترل چشمه اتصال در ستون باید عیناً مشابه آنچه در قاب خمشی ویژه عنوان شده انجام شود .

مقاومت برشی لازم در چشمه اتصال باید با استفاده از لنگر خمشی انتهایی تیر پیوند تعیین گردد . [4]



شکل ۶-۳۱ نمونه شماتیک از اتصال تیر پیوند به ستون [12]



شکل ۶-۳۲ نمونه اتصال تیر پیوند به ستون [12]

AISC Seismic Provisions - EBF

F3.4b Lateral Bracing of Link مهار جانبی تیر پیوند

Lateral bracing shall be provided at both the top and bottom link flanges at the ends of the link.

در دو انتهای تیر پیوند در بال های فوقانی و تحتانی ، باید مهار های جانبی پیش بینی شود .

The *required strength* of each lateral brace at the link ends shall be:

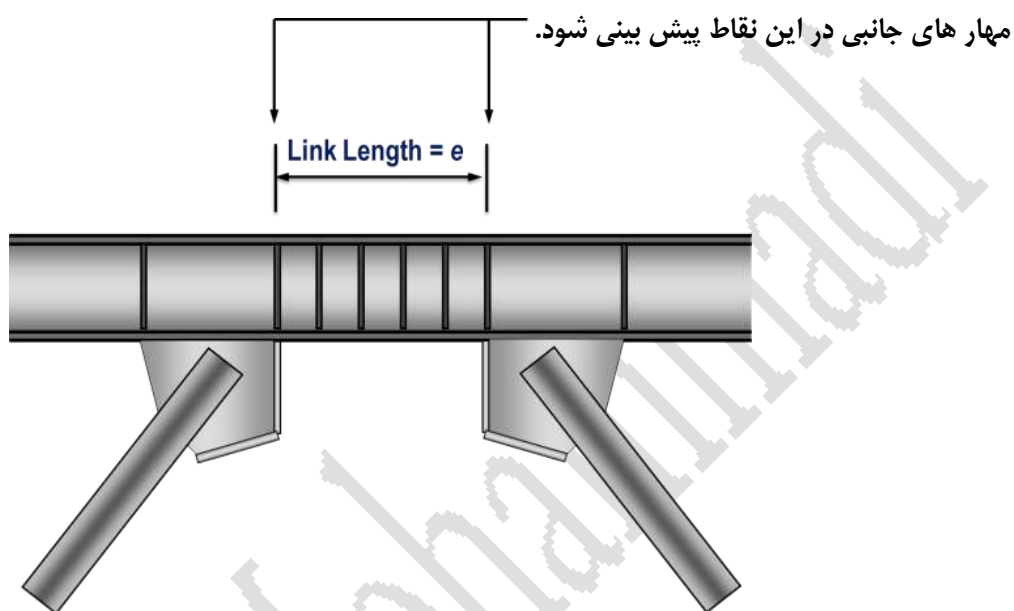
این مهار ها باید ، در طراحی به روش حالات حدی برای نیروی زیر طراحی گردند .

$$P_b = 0.06 \frac{R_y F_y Z}{h_o}$$

h_o = distance between link flange centroids , R_y =Ratio of the expected yield stress

فاصله بین مراکز بال های تیرهای متصل به تیر پیوند

همانطور که در صفحه قبل نیز دیده می شود باید در دو انتهای تیر پیوند در بال های فوقانی و تحتانی ، مهار های جانبی پیش بینی شود و نکته قابل توجه این است که بهتر است کل تیر خارج از پیوند نیز از لحاظ مهار جانبی بررسی گردد.



شکل ۶-۳۳ نمونه شماتیک از فاصله مهار های جانبی [12]



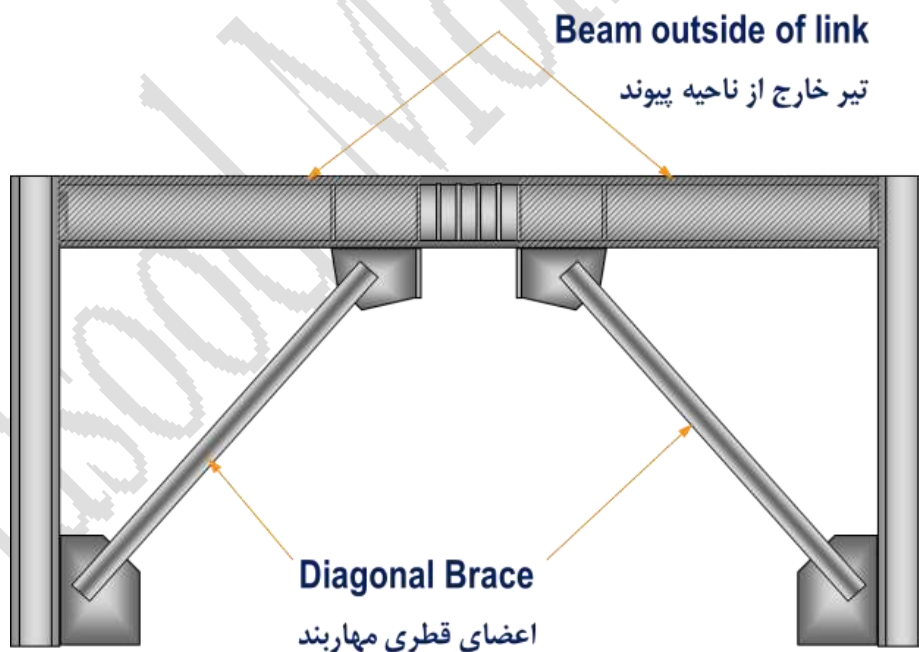
شکل ۶-۳۴ نمونه اجرا شده از فاصله مهار های جانبی [12]

15.6 Diagonal Brace and Beam Outside of Link اعضا قطری مهاربند و تیر خارج از تیر پیوند

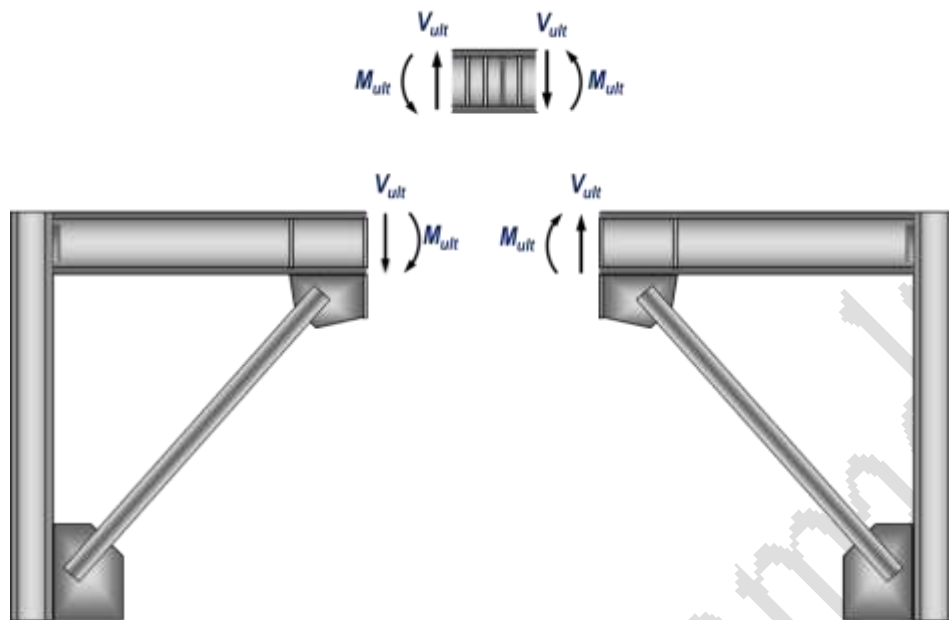
The **required strength** of the diagonal brace and the beam outside of the link is based on the maximum forces that can be generated by the fully yielded and strain hardened link.

مقاومت مورد نیاز برای اعضای قطری مهاربندی و تیر خارج از ناحیه پیوند بر اساس حداکثر نیروهایی است که می تواند باعث تسلیم کامل عضو گردد.

در تصویر زیر اعضای قطری و تیر خارج از ناحیه پیوند به صورت کامل نشان داده شده است ، در مراحل بعدی به تحلیل و نیروی های موجود در آن ها می پردازیم :



شکل ۶-۳۵ تیر خارج از پیوند و اعضای قطری [12]



شکل ۶-۳۶ بررسی نیرو های داخلی تیر پیوند [12]

Determining Link Ultimate Shear and End Moment for design of diagonal brace and beam outside of link

محاسبه برش نهایی تیر پیوند و لنگر انتهایی برای طراحی اعضای مهارى و تیر های خارج از ناحیه پیوند

15.6a: For design of diagonal brace:

$$\text{Take } V_{ult} = 1.25 R_y V_n$$

برای طراحی اعضای قطری

15.6b: For design of beam outside of link:

$$\text{Take } V_{ult} = 1.1 R_y V_n$$

برای طراحی تیر خارج از ناحیه پیوند

$$M_{ult} = \frac{e \times V_{ult}}{2}$$

$$V_n = \text{link nominal shear strength} = \text{lesser of } V_p \text{ or } 2 M_p / e$$

این مقادیر با توجه به آیین نامه ۲۰۰۵ آمریکا بوده است که در تجدید چاپ ۲۰۱۰ این آیین نامه در قسمت تفسیر صفحه ۳۳۶ به گونه ای دیگر توضیح داده شده است که در صفحات بعدی آن را نیز بررسی می نماییم .

این ضابطه در آیین نامه ۲۰۱۰ زلزله آمریکا با کمی تغییر به صورت زیر پیشنهاد شده است :

3. Analysis, COMMENTARY [7]

.....the required strength of the diagonal brace can be taken as the forces developed by the following values of link shear and link end moment:

$$\text{For } e \leq \frac{2M_p}{V_p}$$

$$\text{Link shear} = 1.25R_y V_p$$

$$\text{Link end moment} = \frac{e(1.25R_y V_p)}{2}$$

$$\text{For } e > \frac{2M_p}{V_p}$$

$$\text{Link shear} = \frac{2(1.25R_y M_p)}{e}$$

$$\text{Link end moment} = 1.25R_y M_p$$

3. آنالیز ، قسمت تفسیر [7]

میزان مقاومت مورد نیاز برای اعضای قطری مهاربند را می توان با استفاده از مقادیر نیروهای موجود به دست آمده از برش تیر پیوند و لنگر انتهایی آن با فرمولهای زیر به دست آورد

$$\text{برای طول تیر پیوند } e \leq \frac{2M_p}{V_p}$$

$$\text{برش تیر پیوند} = 1.25R_y V_p$$

$$\text{لنگر انتهایی تیر پیوند} = \frac{e(1.25R_y V_p)}{2}$$

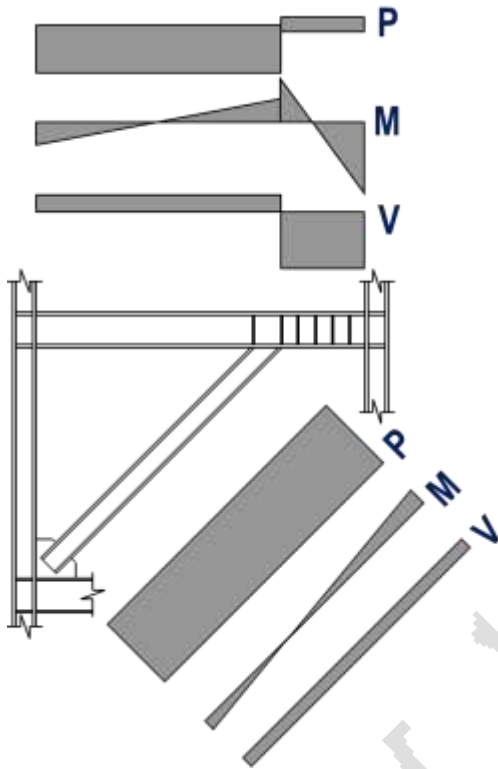
$$\text{برای طول تیر پیوند } e > \frac{2M_p}{V_p}$$

$$\text{برش تیر پیوند} = \frac{2(1.25R_y M_p)}{e}$$

$$\text{لنگر انتهایی تیر پیوند} = 1.25R_y M_p$$

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 236

در شکل زیر نیروهای داخلی اعضا ناشی از بارگذاری به صورت شماتیک نشان داده شده است:



شکل ۶-۳۷ نیروهای داخلی اعضا مهاربند EBF [12]

AISC Seismic Provisions - EBF

15.6c Bracing Connections اتصالات اعضای قطری

The **required strength of brace connections**, at both ends of the brace, shall be at least equal to the required strength of diagonal the brace.

اتصالات دو انتهای مهاربندها به تیرها باید دارای مقاومتی حداقل برابر با مقاومت خود مهاربند باشد.

Brace connections shall also satisfy Section 13.3c.

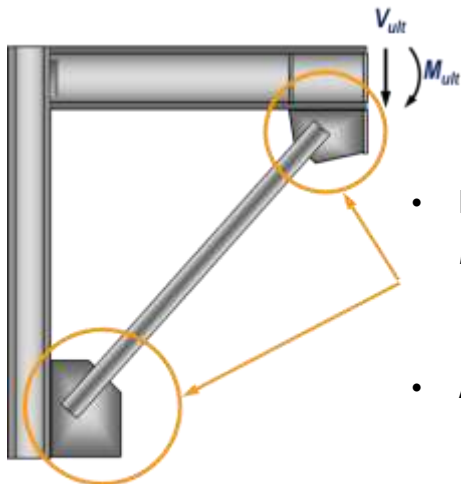
اتصالات مهاربند باید از ضابطه زیر پیروی کند

13.3c: The required axial compressive strength of the brace connections shall be at least $1.1 R_y P_n$ of the brace,

مقاومت فشاری مورد نیاز اتصال های مهاربندی باید حداقل $1.1 R_y P_n$ در نظر گرفته شود.

where: P_n = nominal compressive strength of brace

P_n : ظرفیت اسمی عضو قطری مهاربند



اتصالات مهاربندها Bracing Connections

- Design for forces (P and M) generated in brace by V_{ult} and M_{ult} of link

طراحی برای نیروهای بوجود آمده ناشی از V_{ult} و M_{ult} تیر پیوند

- Also check for axial compression force of $1.1 R_y P_n$ of brace

همواره با مقدار حداقل $1.1 R_y P$ چک گردد.

- No need to provide "fold line," since braces are not designed to buckle, as in SCBF

جزئیات اجرایی بادبندهای برون محور به صورت زیر در آیین نامه زلزله ۲۰۱۰ برای اعضای قطری بال پهن آورده شده است، قابل توجه است که X فاصله بین دو مرکز برخورد هر عضو مهارتی و تیر می باشد که در شکل نیز نشان داده شده است.

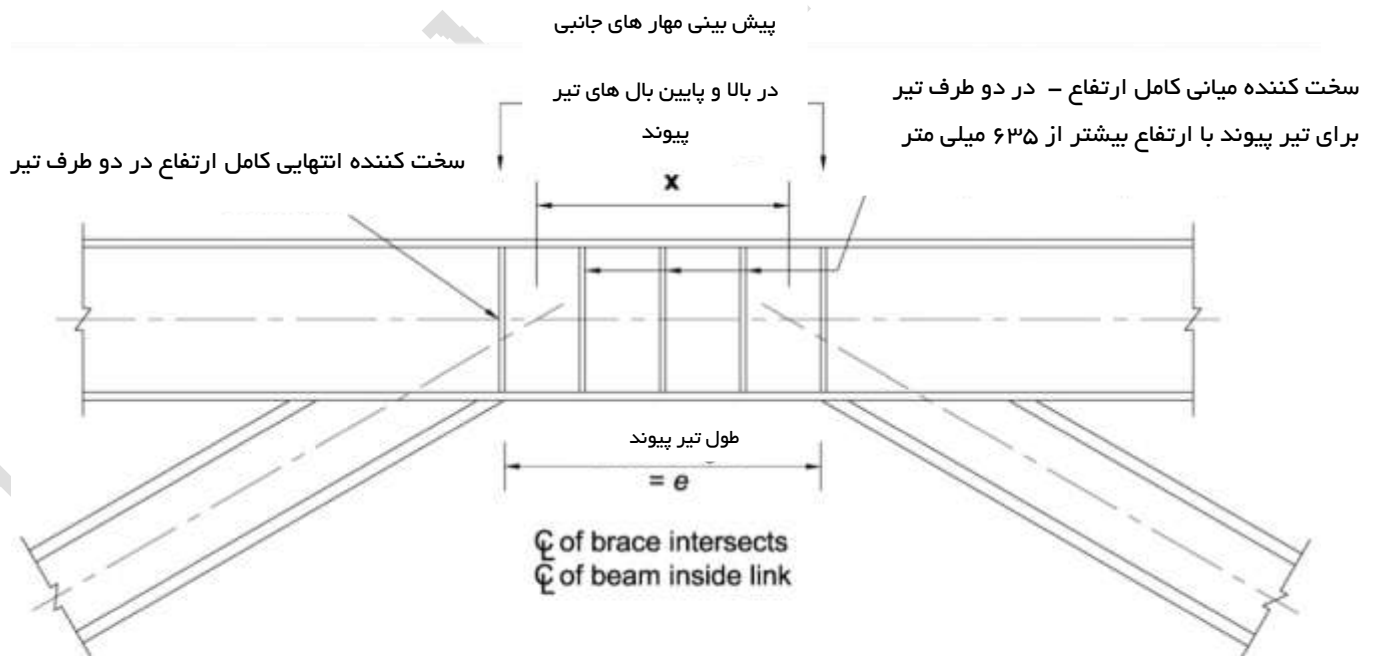


Fig.C-F3.5. EBF with W-shape bracing ($x < e$).

شکل ۶-۳۸ جزئیات بادبند برون محور میانی [12]



شکل ۶- ۳۹ نمونه های اجرایی بادبندهای برون محور [12]

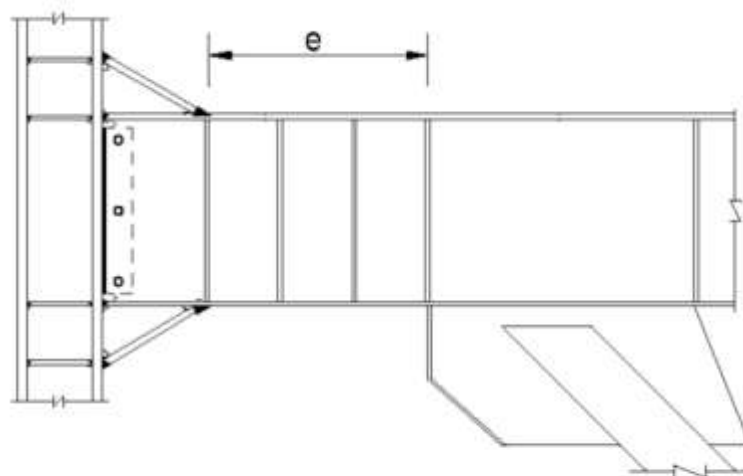


Fig. C-F3.9. Example of a reinforced link-to-column connection.

شکل ۶- ۴۰ جزئیات بادبند برون محور کناری به ستون [7]

[12] Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. *Eccentrically Braced Frames* , Michael D. Engelhardt و Page 122-125

[7] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , AISC 341-10 , Page 249

AISC Seismic Provisions - EBF

15.7 Beam-to-Column Connections اتصالات تیر به ستون

Beam-to-column connections away from links:

اتصالات تیر به ستون دور از تیر پیوند:

Provide simple framing ("pinned" connection)..... R=7 per ASCE-7

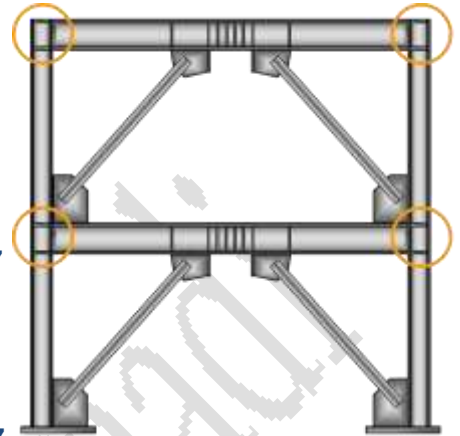
استفاده از قاب ساده (با اتصالات مفصلی) R=7

Provide moment resisting connection..... R=8 per ASCE-7

استفاده از قاب خمشی (با اتصالات صلب) R=8

Moment resisting beam-to-column connections must satisfy requirements for OMF (Section 11)

طراحی این اتصال باید مطابق ضوابط اتصال تیر به ستون در قاب خمشی ویژه صورت گیرد.



AISC Seismic Provisions - EBF

15.8 Required Strength of Columns مقاومت مورد نیاز ستون ها

The **required strength of columns** in EBF is based on the maximum forces generated by the fully yielded and strain hardened links.

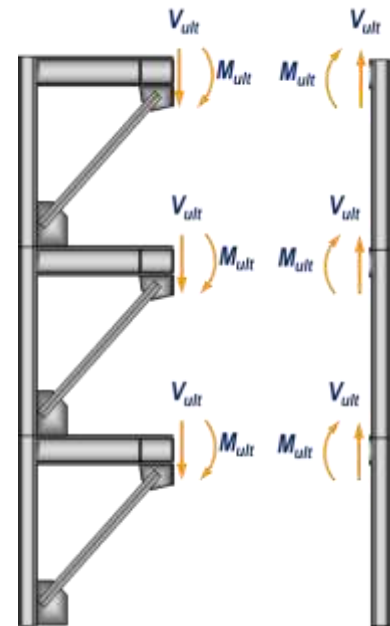
مقاومت مورد نیاز برای ستون ها در بادبند های برون محور بر اساس حداکثر نیروهایی است که می تواند باعث تسلیم کامل عضو گردد.

forces generated in column when all links above level under consideration have developed their ultimate shear resistance (V_{ult}) and their ultimate flexural resistance

نیروی زیر در ستون ها ایجاد می گردند زمانی که تمامی تیرهای پیوند در تراز نهایی به مقاومت برشی (V_{ult}) و مقاومت خمشی (M_{ult}) برسند:

Take $V_{ult} = 1.1 R_y V_n$ for each link.

برای هر تیر پیوند در نظر می گیریم. $V_{ult} = 1.1 R_y V_n$



فصل هفتم

طراحی مهاربند برون محور با استفاده از



آیین نامه ستال بحران ایالات متحده

FEMA 451



FEMA

در این فصل به طور کلی به بررسی یک مثال از طراحی موجود بادبند های برون محور EBF می پردازیم ، ستاد بحران ایالات متحده FEMA برای بررسی این نوع بادبند آن را در قالب یک مثال به گونه ای که در این فصل آمده در نظر گرفته است . این فصل به گونه ای خلاصه شده ی آیین نامه فمما برای بادبند های برون محور می باشد که در خلال حل مسئله نمونه از دست نوشته ها و جزوات " HandOuts " موجود برای این آیین نامه به صورت خلاصه استفاده شده است . بررسی دقیق ، نیازمند وقت بیشتری است و فقط مواردی که اهمیت بیشتری داشته به فارسی برگردان شده است .



of the National Institute of Building Sciences

تهیه شده توسط سازمان ایمنی لرزه ای ساختمان

برای ستاد بحران ایالات متحده (فما)

۲-۷ (5.3) ساختمان دو طبقه ، اوکلند ، کالیفورنیا [8]

این مثال ویژگی های قاب مهاربندی برون محور در ساختمان را نشان می دهد . موارد زیر در طراحی لرزه ای ساختمان های فولادی قاب نشان داده شده است :

۱. آنالیز و تحلیل قاب های مهاربندی برون محور

۲. طراحی اعضای مهاربندی

۳. اتصالات مهاربندی

۳-۷ (5.3.1) شرح ساختمان

یک بیمارستان دو طبقه ، با ابعاد زمین ۳۶.۵۷ متر (۱۲۰ فوت) در ۱۴۲.۶۷ متر (۱۴۰ فوت) که در شکل 5.3-1 نشان داده شده است . این ساختمان دارای یک زیر زمین و دو طبقه است . این ساختمان به خاطر داشتن فضای عمومی بر روی پشت بام خود دارای بار سقف غیر معمول و زیادی دارد .

سیستم باربر قائم شامل سقف های جدید با عرشه فلزی و پوشش بتن ، تیر های فلزی با تیرهای حمال که بر روی ستون های فلزی و پی زیر زمین وارد می گردد .

فاصله دهانه ها برای همه قاب ها برابر ۶ متر (۲۰ فوت) می باشد .

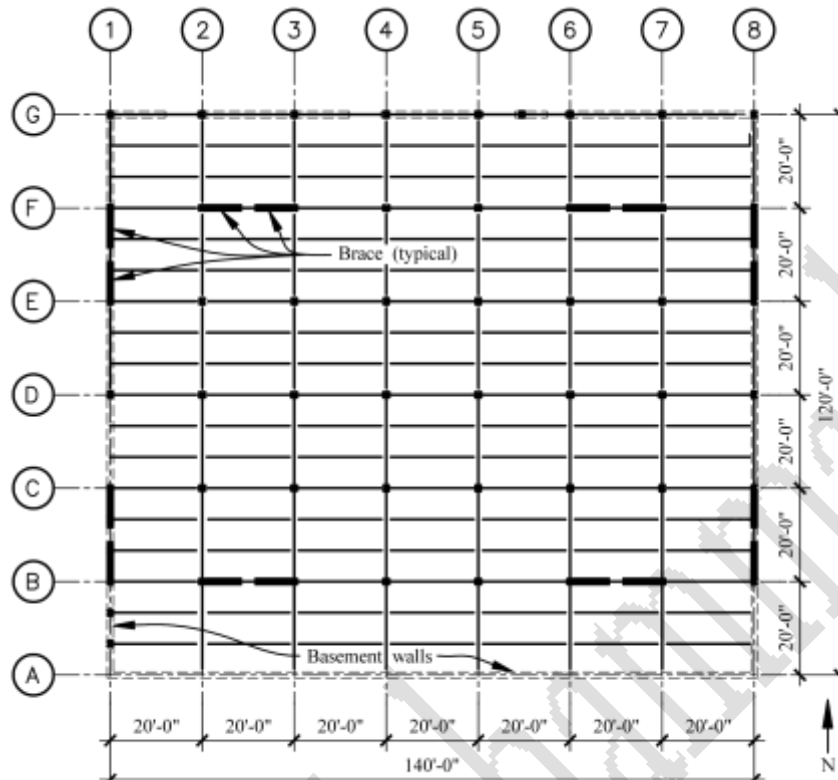


Figure 5.3-1 Main floor framing plan (1.0 in. = 25.4 mm, 1.0 ft = 0.3048 m).

شکل ۱-۷ پلان تیر ریزی طبقات

در سیستم باربر جانبی مقاوم برای این ساختمان در طبقات ۱ و ۲ در قاب های ۱ و ۸ و B و F از بادبند های برون محور استفاده شده است ، که در شکل ها 5.3.1 نیز معلوم است . یک تپ کلی از این قاب ها در شکل 5.3.2 نشان داده شده است .

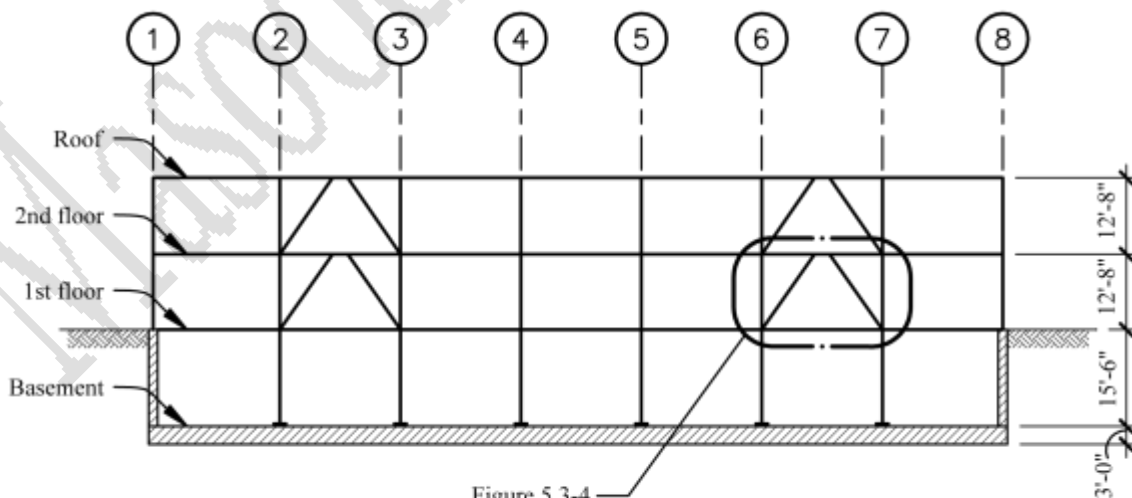


Figure 5.3-2 Section on Grid F (1.0 in. = 25.4 mm, 1.0 ft = 0.3048 m).

شکل ۲-۷ برش قاب F

5.3.2 Method

۱. شیوه تحلیل قاب های مهاربندی برون محور از دیدگاه فضا

روش محاسبه پارامترهای اصلی مثل روش های قبلی است و اولین مرحله برای شروع در بادبند های برون محور میزان نیرویی است که قاب ناشی از آنالیز خطی دریافت می کند. بدانید که مسیر نیرو از دیافراگم کف به تیرها و بعد مهاربندها می باشد، اصلی ترین ویژگی که در بادبند های برون محور وجود دارد میزان انرژی است که توسط تیر پیوند جذب و متسهلک می شود.

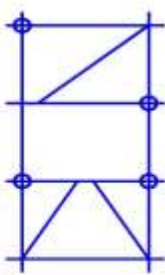
تسلیم برشی تیر پیوند بسیار مناسب تر از تسلیم خمشی آن است، هرچند هر دو آنها در طراحی اجازه داده شده است. خلاصه ای از روش به صورت زیر است:

۱- انتخاب اندازه های اولیه اعضا

۲- انجام یک آنالیز الاستیک برای قاب های ساختمان (محاسبه جابجایی های الاستیک (δ_e drift) و نیروی داخلی اعضا

۳- محاسبه جابجایی غیر الاستیک به عنوان حاصل جواب رابطه بین C_d و δ_e ، که باید میزان جابجایی در حد موارد مجاز گفته شده در مقررات و آیین نامه مورد نظر باشد.

Eccentrically Braced Frames		
Eccentric bracing systems	R	C_d
Building frame system or part of dual system w/ special moment frame		
With moment resisting connections at columns away from links	8	4
Without moment resisting connections at columns away from links	7	4



These connections determine classification

FEMA Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples Steel Structures 10 - 91

* جزوه آموزشی طراحی بادبند برون محور اسلاید ۹۱ شکل ۷-۳ [14]

* به دلیل اختصار و سادگی بیان در اسلاید ها به صورت کامل ترجمه نگردیده است.

۴- محاسبه زاویه چرخش (α) و چک کردن این که مقدار آن از ۰.۰۸ رادیان برای تیرهای پیوندی که تحت برش می باشند و ۰.۰۲ رادیان برای تیرهای پیوندی که در معرض خمش قرار دارند. اساس ضوابط موجود برای طول تیر پیوند ، رابطه ای است که بین M_p و V_p برقرار است .


Eccentrically Braced Frames Rotation Angle

1. Compute total $\Delta = C_d \Delta_E$
2. Deform model as rigid-plastic mechanism with hinges at ends of line
3. Compute rotation angle at end of link
4. Check limits (Sec. 15.2g)

$\alpha \leq 0.08 \text{ radians when } L \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$

$\alpha \leq 0.02 \text{ radians when } L \geq \frac{2.6M_p}{V_p}$

Interpolate for α when $\frac{1.6M_p}{V_p} < L < \frac{2.6M_p}{V_p}$


Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples
Steel Structures 10 - 94

جزوه آموزشی طراحی بادبند برون محور اسلاید ۹۴ شکل ۷-۴ [14]

۵- برای پاسخگو بودن میزان زاویه چرخش مورد نیاز ، ممکن است نیاز باشد تا سایز عضو تغییر کند ولی راه بهتر این است که طول تیر پیوند را بیشتر کنیم (وقتی طول تیر پیوند اضافه می شود این باعث می شود تا لنگر داخلی افزایش یابد . لنگر باید به اندازه ی کافی زیاد گردد تا تیر از حالت برشی خارج نگردد . همواره باید (α) بین ۰.۰۲ تا ۰.۰۸ باشد .)

۶- مهاربندها و ستون باید در حالت الاستیک باقی بمانند ، سهم تیر های خارج از ناحیه پیوند این است که در حالت الاستیک باقی بماند و فقط ناحیه تیر پیوند وارد ناحیه الاستیک گردد .

۷- برای حالت هایی که از اتصالات ممان بر در ستون ها استفاده می شود ، از قوانین موجود بر می آید که $R = 8$ و $C_d = 4$ به همراه $\Omega_0 = 2$ باید در نظر گرفته شود . (بهتر است برای موارد دیگر از آیین نامه های معتبر استفاده گردد.)

این قسمت در جزوه آموزشی به صورت نشان داده شده در شکل ۷-۳ نشان داده شده است .

5.3.3 Analysis

از آنجا که مقررات کلی و اساس کار آنالیز و تحلیل مشابه مثال های دیگر می باشد ، در این جا گفته نمی شود . از آنالیز ELF استفاده شده است .

5.3.3.1 Member Design Forces

۱.۲ نیروی طراحی اعضا

نیروی بحرانی برای طراحی تک تک اعضای سازه ای به صورت زیر می باشد که از محاسبات رایانه ای به دست آمده است و در جدول 5.3-1 زیر نمایش داده شده است :

Table 5.3-1 Summary of Critical Member Design Forces

Member	Force Designation	Magnitude
Link	P_{link}	5.7 kips
	V_{link}	85.2 kips
	M_{left}	127.9 ft-kips
	M_{right}	121.3 ft-kips
Brace	P_{brace}	120.0 kips
	M_{top}	15.5 ft-kips
	M_{bot}	9.5 ft-kips

* جدول نیروهای بحرانی اعضا جدول ۱

نیروهای محوری در تیر پیوند برای مرحله ۲ ممکن است به طور مستقیم از نیروهای طبقه دوم محاسبه گردد . نیرویی که از بادبند ها پایین می آید ، پایین تر از سطح سقف ، بدون تاثیری در تیر پیوند، مستقیم به بادبند زیر وارد می گردد .

نیروهای محوری در تیر های پیوند و مهاربند ها از موارد زیر به دست می آید :

$$\text{نیروی برش طبقه دوم (در جای دیگر محاسبه گردیده است) : } 533.6 \text{ kips} = 2383.42 \text{ KN}$$

$$\text{نیروی برش طبقه دوم برای هر مسیر مهاربندی : } \frac{533.6}{2} = 267.8 \text{ kips} = 1191.71 \text{ KN}$$

$$1.0 \text{ kip} = 4.45 \text{ kN}, 1.0 \text{ ft-kip} = 1.36 \text{ kN-m.}$$

* برای تبدیل واحد موارد موجود در جدول می توان از فرمول روبرو استفاده نمود :

نیروی برش طبقه دوم برای هر مهاربند برون محور : $\frac{267.8}{2} = 133.9 \text{ kips} = 595.85 \text{ KN}$

نیروی محوری برای هر عضو مهاری : $66.95 \left(\frac{15.25}{8.5} \right) = 120 \text{ kips} = 534 \text{ KN}$

* طول عضو مهاری برابر ۱۵.۲۵ فوت معادل ۴.۶۴۸ متر که در معادله بالا مورد استفاده قرار گرفته است .

نیروی برش طبقه دوم برای هر مسیر مهاربندی : $\frac{533.6}{2} = 267.8 \text{ kips} = 1191.71 \text{ KN}$

نیروی برش طبقه دوم برای هر فوت به طور خطی : $\frac{267.8}{140} = 1.91 \text{ klf} = 27.92 \text{ kN/m}$

نیروی محوری موجود در تیر پیوند : $(1.91 \text{ klf}) \times (3\text{ft}) = 5.7 \text{ kips} = 25.36 \text{ kN}$

5.3.3.2 Drift

۲.۲ جابجایی

از آنالیز و تحلیل کامپیوتری میزان جابجایی الاستیک به مقدار 0.247 inch معادل ۰.۰۶۲۷ سانتی متر است . میزان جابجایی غیر الاستیک سازه به صورت زیر محاسبه می گردد :

$$C_d \times \delta_c = (4)(0.247) = 0.99 \text{ inch} = 2.544 \text{ cm}$$

زاویه چرخش تیر پیوند محاسبه شده برای ابعاد دهانه مورد نظر با طول $L=20 \text{ ft} \approx 6 \text{ m}$ و طول تیر پیوند برابر

$e = 3 \text{ ft} \approx 0.9144 \text{ m}$ است .

$$\alpha = \left(\frac{L}{e} \right) \theta = \left(\frac{20 \text{ ft}}{3 \text{ ft}} \right) \left(\frac{0.99 \text{ in.}}{(12.67 \text{ ft})(12)} \right) = 0.043 \text{ radians}$$

طراحی رضایت بخش خواهد بود اگر فرض کنیم که برش حاکم است چراکه مقدار مجاز برای زاویه چرخش ۰.۰۸ رادیان بوده است .

حال در نظر می گیریم که عامل برش در تیر پیوند حاکم است و در مراحل بعدی نیز آن را چک می کنیم .

5.3.4 Design of Eccentric Bracing

مهاربندی برون محور دو عضو را به قاب اضافه می کند: اعضای مهارری و تیر پیوند. که در شکل ۵-۷ (5.3-3)، دو باد بند برون محور در هر طبقه یک دهانه خاص وجود دارد که تیر بالایی را در فاصله ای قطع می کنند، (منظور فاصله تیر پیوند)، بنابراین تیری را برای تحمل برش بوجود می آورند.

در زلزله طرح، انرژی از طریق برش پایه از بین می رود در حالی که اعضای مهارری و ستون ها در حالت الاستیک باقی می مانند.

تمامی اندازه مقاطع و اتصالات مشابه برای تمامی دهانه های مهاربندی شده به کار می رود. مقاطع زیر به عنوان پیش فرض انتخاب شده اند.

Typical girders	W16×57	مقطع نمونه تیر حمال
Typical columns	W14×132	مقطع نمونه ستون
Typical braces	HSS 8×8×5/8	مقطع نمونه اعضای مهارری

با اینکه همه اعضای قاب های مهارری به یک اندازه مهم می باشند، محاسبات مراحل بعدی برای قاب های مهاربندی شده آکس F انجام شده است که در شکل های ۵-۷ (5.3-3) و ۶-۷ (5.3-4) نشان داده شده است.

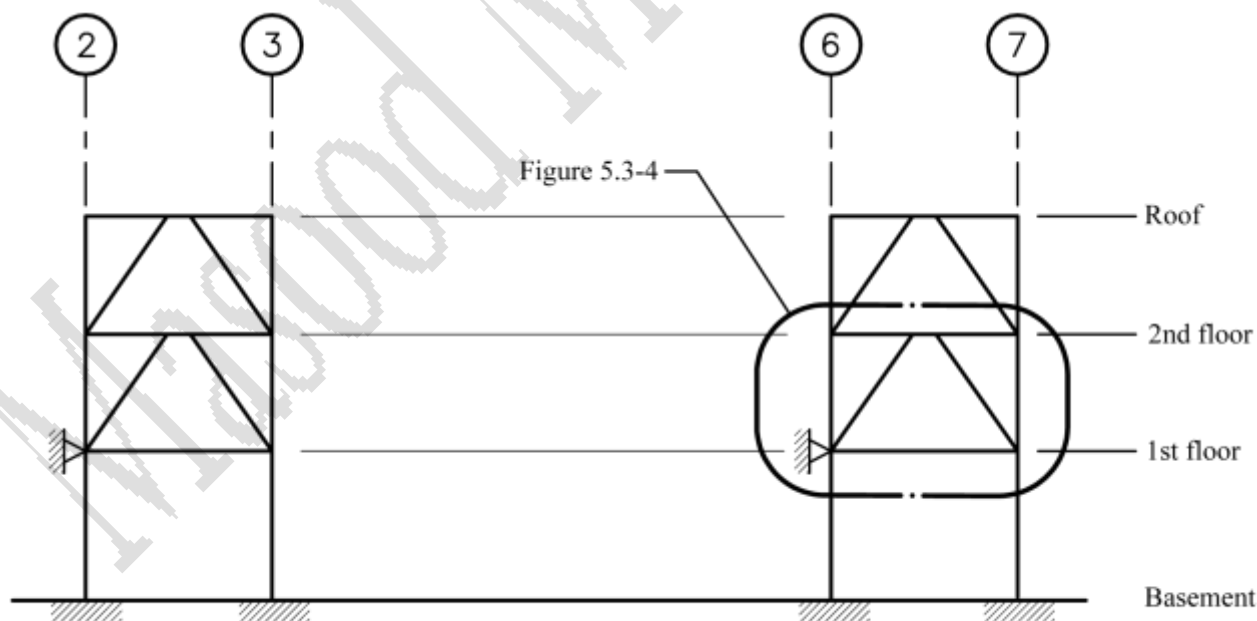


Figure 5.3-3 Diagram of eccentric braced frames on Grid F.

شکل ۵-۷

دیگرام قاب مهاربندی برون محور

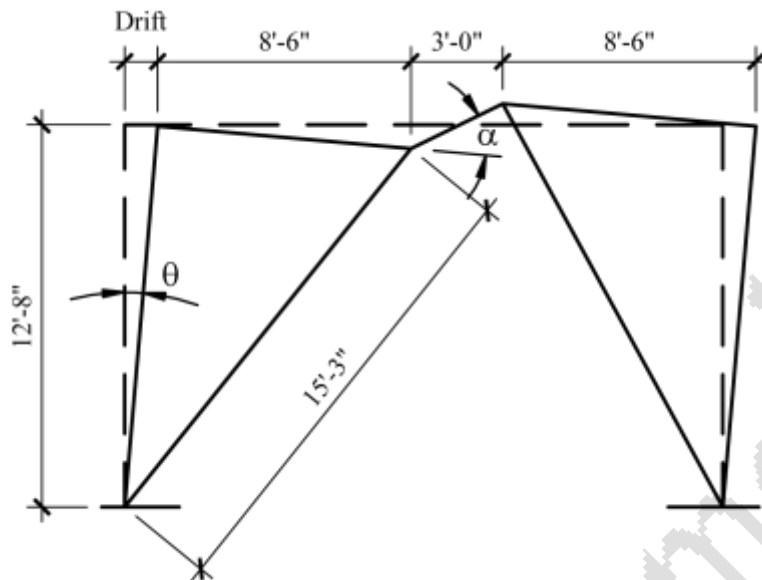


Figure 5.3-4 Typical eccentric braced frame

شکل ۶-۷

*نمونه قاب مهاربندی برون محور

5.3.4.1 Link Design

۱.۳ طراحی تیر پیوند

قاب مهاربندی شده برون محور برای طبقه اول که در شکل های قبل نشان داده شده را در نظر می گیریم . مقدار نیروی برشی و لنگر انتهایی در تیر پیوند که در جدول شماره ۱ (5.3-1) نشان داده شده است و دوباره در زیر تکرار می گردد :

$$P_{link} = 5.7 \text{ kips} = 25.365 \text{ KN}$$

$$V_{link} = 85.2 \text{ kips} = 379.14 \text{ KN}$$

$$M_{left} = 127.9 \text{ ft} - \text{kips} = 173.944 \text{ KN}$$

$$M_{right} = 121.3 \text{ ft} - \text{kips} = 164.968 \text{ KN}$$

5.3.4.1.1 Width –Thickness Ratio

۱.۱.۳ نسبت طول به ضخامت

تیر های پیوند در ابتدا باید طبق بند 15.2a آیین نامه زلزله آمریکا AISC 341-05 چک گردد .

(1.0 in. = 25.4 mm, 1.0 ft = 0.3048 m).

* برای تبدیل واحد موارد موجود در جدول می توان از فرمول روبرو استفاده نمود :

پس در ابتدا ، نسبت طول به ضخامت بال های تیر چک می گردد . (بررسی مقطع فشرده لرزه ای) که برای مقطع در نظر گرفته شده نسبت $b/t = 4.98$ که از مقدار مجاز آن کمتر است .

$$\frac{52}{\sqrt{F_y}} = \frac{52}{\sqrt{50}} = 7.35$$

مقدار مجاز برای لاغری بستگی به سطح تنش های محوری دارد . سطح نیروی محوری به صورت زیر محاسبه می گردد :

$$\frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{5.8}{(0.9)(16.8 \times 50)} = 0.008$$

که مقدار از 0.125 کمتر است . و همچنین نسبت $t_w/h_c = 33.0$ برای مقطع مورد نظر کمتر از حد مجاز نسبت طول به ضخامت است که در زیر محاسبه شده است :

$$\frac{253}{\sqrt{F_y}} = \frac{253}{\sqrt{50}} = 35.7$$

5.3.4.1.2 Link Shear Strength

۲.۱.۳ مقاومت برشی تیر پیوند

نیروهای V_{link} ، M_{left} و M_{right} نباید از مقاومت مقطع طبق موارد به دست آمده از بند 15.2d آیین نامه زلزله آمریکا AISC 341-05 تجاوز کند . این ضابطه نشان می دهد که مقاومت برشی مورد نیاز برای تیر پیوند (V_u) نباید از میزان مقاومت برشی طراحی تیر ϕV_n تجاوز نماید که در اینجا $V_u = V_{link} = 85.2 \text{ kips} = 379.14 \text{ KN}$ و V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند می باشد . مقاومت برشی اسمی تیر پیوند باید کمترین مقدار زیر در نظر گرفته شود :

$$V_p = (0.60F_y)(d-2t_f)t_w$$

9

$$\frac{2M_p}{e}$$

در مقطع W16×57 که برای طراحی اولیه در نظر گرفته شده است :

$$V_p = (0.60)(50)[16.43 - (2)(0.715)](0.430) = 193.5 \text{ kips} = 620.775 \text{ KN}$$

و مقدار

$$M_p = \phi M_n = 0.9 F_y Z_x = (0.9)(50)(105) = 4725 \text{ in.-kips} = 534.06 \text{ KN.m}$$

$$\frac{2M_p}{e} = \frac{(2)(4725)}{(3 \times 12)} = 262.5 \text{ kips} = 1168.125 \text{ KN}$$

بنابراین

$$V_n = 193.5 \text{ kips} = 861.075 \text{ KN.m}$$

$$\phi V_n = (0.9)(193.5) = 174.2 \text{ ft-kips} > 85.2 \text{ kips} \Rightarrow 236.9 \text{ KN.m} > 115.87 \text{ KN.m}$$

5.3.4.1.3 Link Axial Strenght

۳.۱.۳ مقاومت محوری تیر پیوند

با توجه به بند 15.2e آیین نامه زلزله آمریکا AISC 341-05 مقاومت محوری تیر پیوند به صورت زیر است :

$$P_y \text{ تیر پیوند} = F_y A_g = (50 \text{ ksi})(16.8 \text{ in}) = 840 \text{ kips} = 3738 \text{ KN}$$

$$0.15 P_y \text{ تیر پیوند} = (0.15)(840 \text{ kips}) = 126 \text{ kips} = 560.7 \text{ KN}$$

از آنجا که نیروی محوری مورد نیاز $P_{link} = 5.7 \text{ kips} \approx 25.365 \text{ KN}$ از مقدار $126 \text{ kips} \approx 560 \text{ KN}$ کمتر است ، تاثیر

نیروی محوری برای طراحی مقاومت برشی تیر پیوند لزومی به در نظر گرفتن ندارد . از آنجا $P_u < P_y$ می باشد موارد اضافی

ضابطه بند 15.f آیین نامه زلزله آمریکا نیازی به محاسبه ندارد .

با توجه به بند 15.2 آیین نامه زلزله آمریکا AISC 341-05، زاویه چرخش تیر پیوند نمی تواند بیشتر از ۰.۰۸ رادیان برای طول تیر پیوند با $1.6 M_p/V_p$ و یا طول کمتر آن، بنابراین بیشترین طول تیر پیوند برابر مقدار زیر است:

$$1.6M_p/V_p = (1.6)(4725)/(193.5) = 39.1 \text{ in.} = 99.3 \text{ cm}$$

تا زمانی که طول تیر پیوند (e) کمتر از 99.3 cm است، زاویه چرخش تیر پیوند تا حد ۰.۰۸ مجاز می باشد. از قسمت ۲.۲ (5.3.3.2) مقدار زاویه چرخش، α ، مقدار ۰.۰۴۳ رادیان که قابل قبول است در نظر گرفته شده است.

با توجه به بند 15.3a آیین نامه زلزله آمریکا AISC 341-05، باید سخت کننده ها به صورت کامل ارتفاع (جان تیر) برای دو طرف در محل اتصال هر مهاربند در جان تیر تعبیه گردد. این عمل برا رساندن نیروی برش در تیر پیوند به اجزای واکنش دهنده (مثل اعضای مهاربندی) است، به همچنین مقاومت سازی جان تیر پیوند در مقابل کمانش است.

از آنجا که طول تیر پیوند از مقدار $1.6 M_p/V_p$ کمتر است، استفاده از سخت کننده های میانی با توجه به بند 15.3b آیین نامه

زلزله آمریکا لازم است. فواصل سخت کننده میانی بر اساس دو معادله داده شده در ضابطه 15.3b.1 آیین نامه زلزله آمریکا می باشد که برای تیر های پیوند با زاویه دوران ۰.۰۸ رادیان به صورت زیر است:

$$\text{فاصله ها} = \left(30t_w - \frac{d}{5}\right) = \left(30 \times 0.43 - \frac{16.43}{5}\right) = 9.6 \text{ in} = 24.38 \text{ cm}$$

برای تیر پیوند با زاویه دوران ۰.۰۲ رادیان به صورت زیر است:

$$\text{فاصله ها} = \left(52t_w - \frac{d}{5}\right) = \left(52 \times 0.43 - \frac{16.43}{5}\right) = 19.1 \text{ in} = 48.514 \text{ cm}$$

برای نمونه طراحی ما زاویه چرخش تیر پیوند برابر 0.43° رادیان به دست آمده است ، از دورن یابی خطی بین دو مقدار فوق استفاده می شود . بنابراین استفاده از فاصله 12 inch یا همان 30.5 سانتی متر مورد نیاز است که به طور کامل تیر پیوند را پوشش می دهد .

طبق ضابطه 15.3a آیین نامه زلزله آمریکا سخت کننده ها باید به اندازه کامل ارتفاع جان و در دو طرف تیر پیوند اجرا گردند و باید سخت کننده ها دارای ابعاد زیر باشند :

- کمترین مقدار پهنای سخت کننده ها : $(b_f - 2t_w) = (7.12 - 2 \times 0.43) = 6.26 \text{ in} = 15.9 \text{ cm}$
- که از مقدار 3.25 inch معادل 7.95 سانتی متر برای هر طرف استفاده می شود .
- کمترین مقدار ضخامت سخت کننده ها $0.75 t_w$ یا $3/8 \text{ inch}$ معادل 0.95 سانتی متر است :
- که از مقدار پهنای $3/8 \text{ inch}$ معادل 0.95 سانتی متر استفاده می شود .

5.3.4.1.6 Lateral Support Of Link

۳.۱.۶ مهار جانبی تیر پیوند

مقدار فضای آزاد مهار جانبی برای تیر پیوند نباید از موارد موجود در ضابطه AISC LRFD Eq. F1-17 بیشتر شود . که حداکثر طول مهار نشده به صورت زیر مشخص شده است :

$$L_{pd} = \frac{[3,600 + 2,200(M_1 / M_2)]r_y}{F_y} = \frac{[3,600 + 2,200(121.3/127.9)](1.60)}{50} = 182 \text{ in.} = 4.622 \text{ m}$$

بنابراین ، مهار جانبی برای تیر با یک مهار جانبی در هر دو انتهای تیر پیوند کفایت می کند . (طبق بند 15.5 AISC) با توجه به بند ضابطه 15.5 AISC ، مهارهای جانبی انتهایی باید برای مقاومت زیر محاسبه گردند :

$$0.06R_y F_y b_t r_f = (0.06)(1.1)(50)(7.120)(0.715) = 16.8 \text{ kips} = 74.76 \text{ KN}$$

اگر از گل میخ ناودانی برشی بر روی بال فوقانی تیر استفاده شود، انتظار می رود به جای انتقال بار به بتن روی عرشه سقف، مهار برای بال پایین با شرایط قبلی طراحی گردد.

در شکل ۷-۷ (5.3-5) مهارهای نبشی به بال پایین متصل گردد. این نوع نبشی ها باید برای نیروی فشاری یا کششی

16.8 kips معادل ۷۴.۷۶ KN طراحی گردد.

5.3.4.2 Lateral Support Of Link

۲.۳ طراحی اعضای مهار

برای طراحی باید از معادلات موجود در فصل E از قسمت AISC LRFD Specification استفاده نمود. اعضای مهار، به صورت مقطع لوله ای $8 \times 8 \times 8/5$ با $F_y = 46 \text{ ksi} = 317.15 \text{ MPA}$ در طراحی مقدماتی به دست آمده اند که باید در معرض تحمل نیروی محوری $120 \text{ ksi} = 827.37 \text{ MPA}$ زلزله قرار بگیرند.

طول اعضای مهار باید محافظه کارانه و دقیق در نظر گرفته شود، طول عضو مهار بین فاصله دو ورق اتصال $15.26 \text{ feet} = 4.64 \text{ m}$ است. ضریب لاغری برابر خواهد بود با:

$$\frac{kl}{r} = \frac{(1)(15.26)(12)}{2.96} = 61.9$$

(k به صورت محافظه کارانه برابر یک در نظر گرفته شود ولی در واقعیت مقدار کمتری به خاطر محدودیت در انتها، خواهد داشت.)

استفاده از AISC LRFD E2-4 برای $F_y = 46 \text{ ksi} = 317.15 \text{ MPA}$ خواهیم داشت:

$$\lambda_c = \frac{kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{(1)(15.26 \times 12)}{2.96\pi} \sqrt{\frac{50}{29,000}} = 0.817$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.817^2})(46) = 34.8 \text{ ksi} \approx 240 \text{ KN}$$

مقدار مقاومت طراحی اعضای مهارى به عنوان يك المان محورى فشارى به صورت زير است :

$$P_{br} = \phi_c A_g F_{cr} = (0.85)(17.4)(34.8) = 514 \text{ kips} \approx 2287.3 \text{ KN}$$

با توجه به بند 15.6a آيين نامه زلزله آمريكا AISC 341-05 ، اين مستلزم آن است كه طراحی مقاومت محورى و مقاومت خمشى اعضای مهارى برای آنهايى كه از مقاومت برشى اسمى تير پيوند V_n به دست آمده اند، V_n به اندازه R_y و ضريب ۱.۲۵ افزایش يابند ، بنابراین برای اين كار $V_n = (193.5 \text{ kips})(1.1)(1.25) = 226 \text{ kips} = 1005.7 \text{ KN}$ خواهد شد . برش موجود در تير پيوند ، كه از آناليز الاستيك به دست آمده است برابر $85.5 \text{ kips} = 380.47 \text{ KN}$ می باشد .

بنابراین میزان ضريب افزایش برابر $\frac{226 \text{ kips}}{85.5 \text{ kips}} = 3.12$ است . حال به محاسبه مقادير طراحی برای نیروى محورى و خمشى اعضای مهارى با افزایش مقادير برای آناليز الاستيك آنها با ضريب به دست آمده می پردازيم :

$$P_{brace} = (3.12)(120) = 374 \text{ kips} \approx 1666 \text{ KN}$$

$$M_{top} = (3.12)(15.5) = 48.4 \text{ kips} = 215.38 \text{ KN}$$

$$M_{bot} = (3.12)(9.5) = 29.6 \text{ ft} - \text{kips} = 40.256 \text{ KN.m}$$

میزان مقاومت طراحی اعضای مهارى $514 \text{ kips} = 2287.3 \text{ KN}$ خواهد بود كه از مقدار مورد نیاز $374 \text{ kips} \approx 1666 \text{ KN}$ بیشتر است ، بنابراین عضو محورى مناسب برای بارگذاري محورى است . با اين حال اين عضو باید برای تركيب بار محورى و خمشى نیز طبق فصل H از آيين نامه فولاد آمريكا AISC LRFD Chapter H چك گردد .

برای نسبت تقاضا به ظرفيت محورى بزرگتر از ۰.۲ ، اثر توام محورى و خمشى طبق بند H1-1a از آيين نامه زلزله آمريكا به صورت زير محاسبه می گردد :

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \leq 1.0$$

که در آن خواهیم داشت :

$$P_u = 374 \text{ kips} = 1664.3 \text{ KN}$$

$$P_n = 514 \text{ kips} = 2287.3 \text{ KN}$$

$$M_n = ZF_y = (105)(50) = 5250 \text{ in.-kips} = 593.4 \text{ KN.m}$$

میزان خمش مورد نیاز ، M_u ، از فصل C آیین نامه آمریکا در روش حدی AISC LRFD Chapter C محاسبه می شود و تحت تاثیر موارد مرتبه دوم است . برای قاب مهاربندی شده با تنها دو طبقه بالا و داشتن چندین دهانه ، میزان مقاومت خمشی مورد نیاز در اعضای مهاربندی فقط در نظر گرفتن M_{Tt} برای مقاومت در برابر جابجایی های جانبی قاب ناچیز است . بنابراین میزان مقاومت خمشی مورد نیاز از رابطه C1-1 که در زیر آمده محاسبه می شود :

$$M_u = B_1 M_{nt}$$

که در آن $M_{nt} = 48.4 \text{ ft-kips}$ همانطور که در بالا مشخص و در هر AISC LRFD C1-2 به دست آمده است :

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/P_e} \geq 1.0$$

$$P_e = \frac{A_g F_y}{\lambda_c^2} = \frac{(17.4)(46)}{(0.817)^2} = 1,199 \text{ kips} = 5336.08 \text{ KN}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 - 0.4 \left(\frac{29.6}{48.4} \right) = 0.36$$

بنابراین :

$$M_u = B_1 M_{nt} = \frac{C_m M_{nt}}{1 - \frac{P_u}{P_e}} = \frac{(0.36)(48.4)}{1 - \frac{374}{1,199}} = (0.52)(48.4) = 25.3 \text{ ft-kips} = 34.3 \text{ KN.m}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) = \frac{374}{(0.85)(514)} + \frac{8}{9} \left(\frac{(25.3)(12)}{(0.9)(4,830)} \right) = 0.92 < 1.00 \quad OK \quad \checkmark$$

طبق آیین نامه AISC Seismic Sec. 15.6 مستلزم آن است که ، اتصالات طراحی شده برای مهاربندها به تیرهای حامل باید در حین تسلیم تیر پیوند ، خود در حالت الاستیک باقی بمانند . میزان مقاومت اتصال عضو مهارتی به تیر حداقل باید به اندازه مقاومت عضو مهارتی باشد ، چراکه لنگری در بالای عضو مهارتی وجود دارد و اتصالات باید به طور کامل مقاوم در برابر لنگر طراحی گردند . محل تقاطع آکس تیر ، اعضای مهارتی در یک نقطه مشترک ، باید داخل طول تیر پیوند بیفتد . مقاطع لوله ای توسط ورق اتصال که بوسیله جوش به بال پایین تیر متصل شده است ، جوش نفوذی می گردد . طراحی ورق اتصال و طول جوش اتصالات به روش های متعارف می باشد ، فقط برای جلوگیری از بوجود آمدن برش کوتاه در ورق اتصال تیر پیوند باید بال برای ورق اتصال نیز در نظر گرفته شود . (همانگونه که در شکل 5-3-5 نشان داده است) . اضافه کردن بال برای سمت دیگر آن نیز میتواند مفصل را محکم نگه دارد . جزئیات اجرایی زیر گویای همه موارد می باشد .

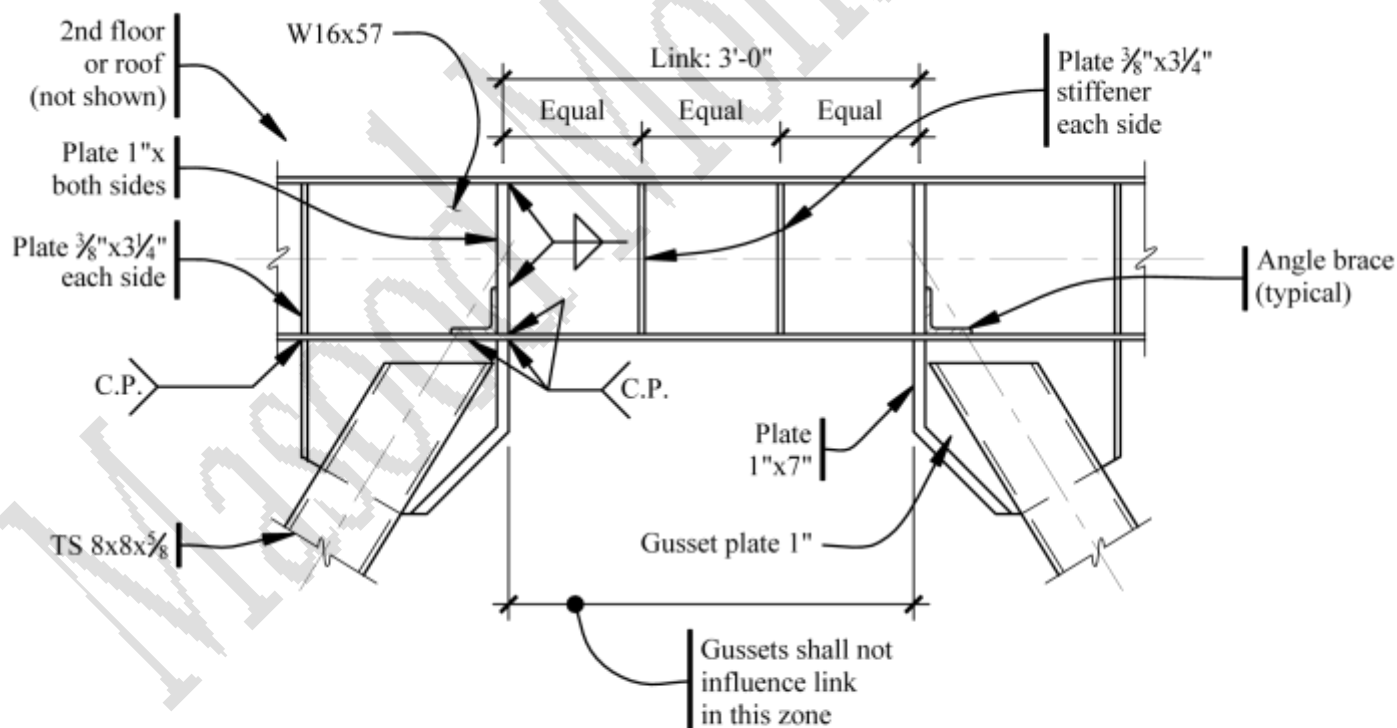


Figure 5.3-5 Link and upper brace connection (1.0 in. = 25.4 mm, 1.0 ft = 0.3048 m).

شکل ۷-۷

جزئیات تیر پیوند و اتصال بالایی

این مهاربندها در انتهای پایین خود متمرکز می شوند و تقاطع آنها به تیر و ستون و طراحی ورق اتصال و طول جوش برای آنها مانند موارد متعارف است. جزئیات اتصال پایین برای این نوع مهاربند در شکل ۷-۸ (5.3-6) نشان داده شده است. برای اینکه بتوانیم از $R=8$ استفاده کنیم باید دارای اتصالات ممان بر در انتهای تیر پیوند باشیم. اتصالات ممان بر می توانند استفاده شوند، اما لازم نیست، در خارج از EBF (به عنوان مثال، در سمت چپ تیر در شکل ۷-۸) و یا در پایین بریس در طبقه اول (به عنوان مثال، تیر سمت راست در شکل ۷-۸ اگر آن در سطح طبقه اول است) تیر در سمت چپ در شکل ۷-۸ می تواند یک گردآورنده باشد. اگر چنین باشد، اتصال باید بار محوری (نیروی از عرشه طبقه به گردآورنده) را تحمل کند، که از طریق تیر به اتصال ستون به تیر پیوند در سمت راست منتقل می شود، و همچنین حمل بارهای تیر عمودی می باشد.

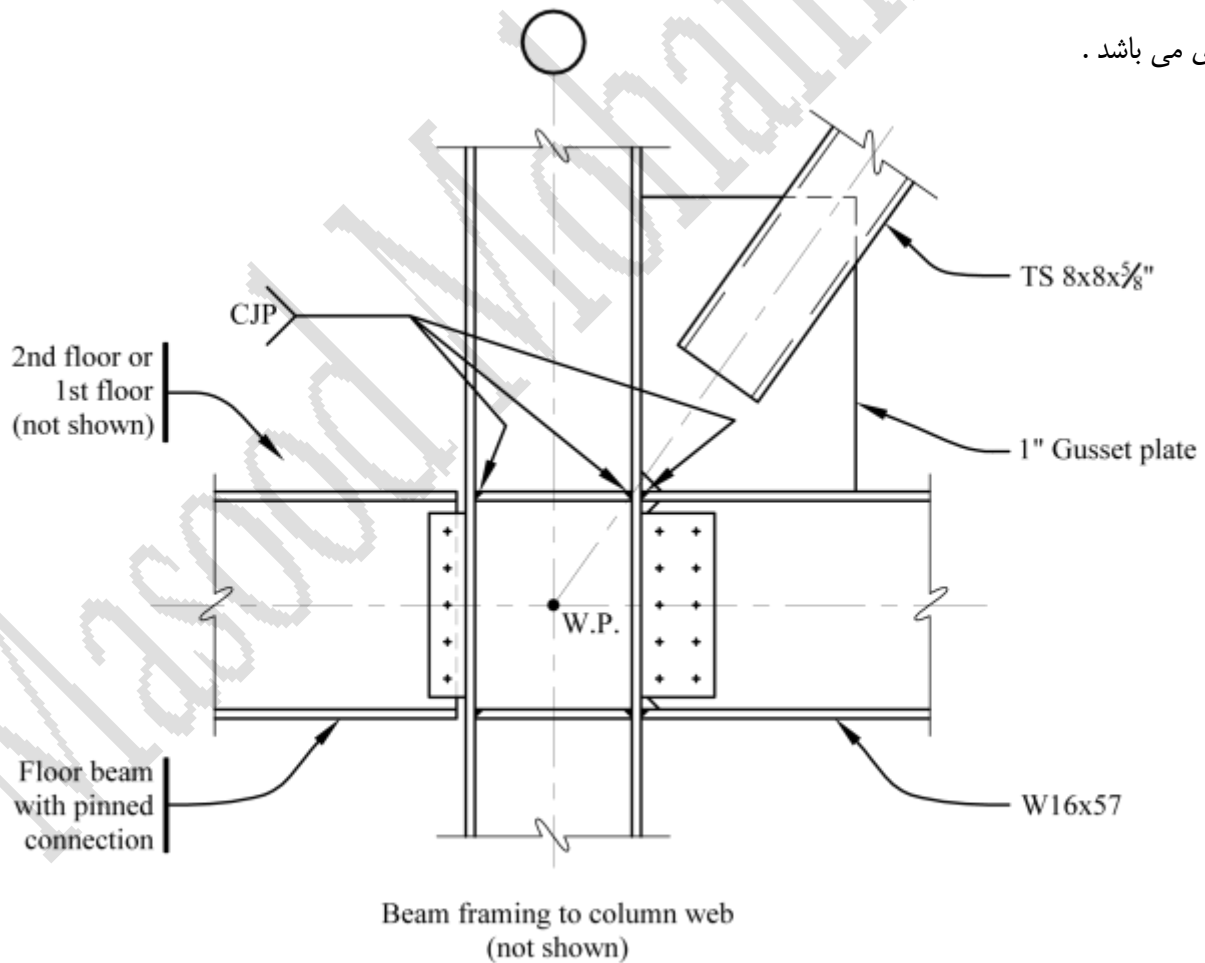


Figure 5.3-6 Lower brace connections (1.0 in. = 25.4 mm).

شکل ۷-۸

جزئیات اتصال پایین

- 1- Kasai K, Popov EP. A study of seismically resistant eccentrically braced steel frame systems
Earthquake Engineering Research Center,
Report No. UCB/EERC- 86/01. Berkeley (CA): University of California;1986
- 2- I. F. Khatib, S. A. Mahin, K.S. Pister, Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames
Earthquake Engineering Research Center,
Report No. UBC/EERC-88/01, Berkeley, University of California,1988
- 3- Bungale S. Taranath "Wind and Earthquake Resistant Buildings structural analysis and design"
Marcel Dekker,New York 2000
- 4- Michel Bruneau, Chia-Ming Uang, Andrew Whittaker, Ductile Design of Steel Structures
McGraw-Hill, 1998
- 5- Soong , T.T. and Dargush G.F. “ Passive Energy Dissipation System in Structural Engineering ” 1988
- 6- Specification for Structural Steel Buildings June 22, 2010
Approved by the AISC Committee on Specifications
- 7- Seismic Provisions for Structural Steel Buildings June 22, 2010
Approved by the AISC Committee on Specifications
- 8- NEHRP Recommended Provisions :Design Examples FEMA 451 - August 2006
Prepared by the Building Seismic Safety Council National Institute of Building Sciences Washington, D.C.
- ۹- آیین نامه های سازه های فولادی ایران (مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ۱۳۸۷)
- ۱۰- آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ ایران ویرایش سوم
- ۱۱- آیین نامه بارهای وارده بر ساختمان ایران (مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ۱۳۸۵)
- 12- Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures , 4. Eccentrically Braced Frames
Prepared by: Michael D. Engelhardt , University of Texas at Austin, with the support of the American Institute of
Steel Construction , Version 1 - March 2007

۱۳- تفسیر ضوابط طراحی لرزه ای فصل ۳-۱۰ آیین نامه سازه های فولادی ایران (مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ۱۳۸۷)، احمد رضا جعفری (فارغ التحصیل کارشناسی ارشد زلزله دانشگاه صنعتی شریف)، مجتبی اصغری سرخی (دانشجوی کارشناسی ارشد سازه شهید باهنر کرمان) ، بهار ۸۸

14- Seismic Design of Steel Structures : Handouts

Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples

۱۵- گزارش پروژه کارشناسی با موضوع بادبند های برون محور ، استاد راهنما : مهندس پویان نگارش : مهدی حیدری ، دانشگاه آزاد واحد بوشهر

۱۶- طراحی مهاربند برون محور ، پروژه سازه های فولادی پیشرفته ، طراح : سبحان رستمی گوهری
تاریخ ۸۶/۴/۱۸

17- PERFORMANCE-BASED SEISMIC DESIGN OF EBF By Shih-Ho Chao Subhash C. Goel

A report on research sponsored by the American Institute of Steel Construction

Department of Civil and Environmental Engineering ;The University of Michigan