

به نام خدا

طراحی لرزه ای سازه های فولادی به روش LRFD

بهار ۱۴۰۳ + (ویرایش جدید مبحث دهم ۱۴۰۱)

نسخه ۱۴۰۳/۰۵/۲۲

ارائه دهنده :

علیرضا فاروقی

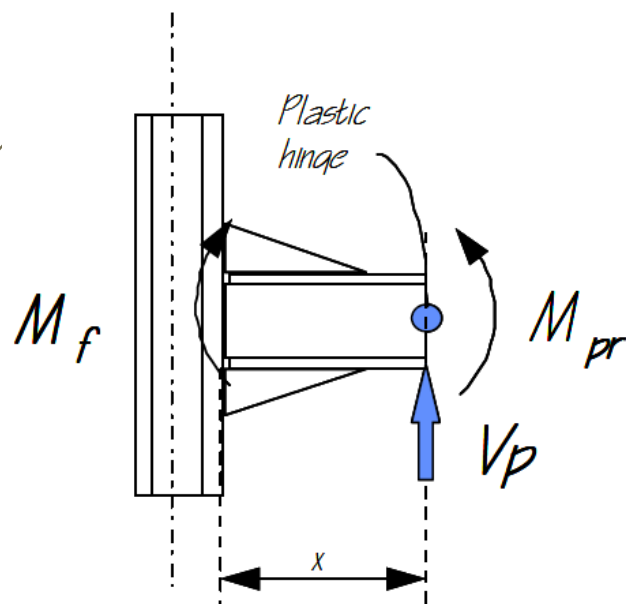
دکترای تخصصی مهندسی سازه



@ISTAINS



@Faroughi.alireza



$$M_f = M_{pr} + V_p x$$

Critical Section at Column Face

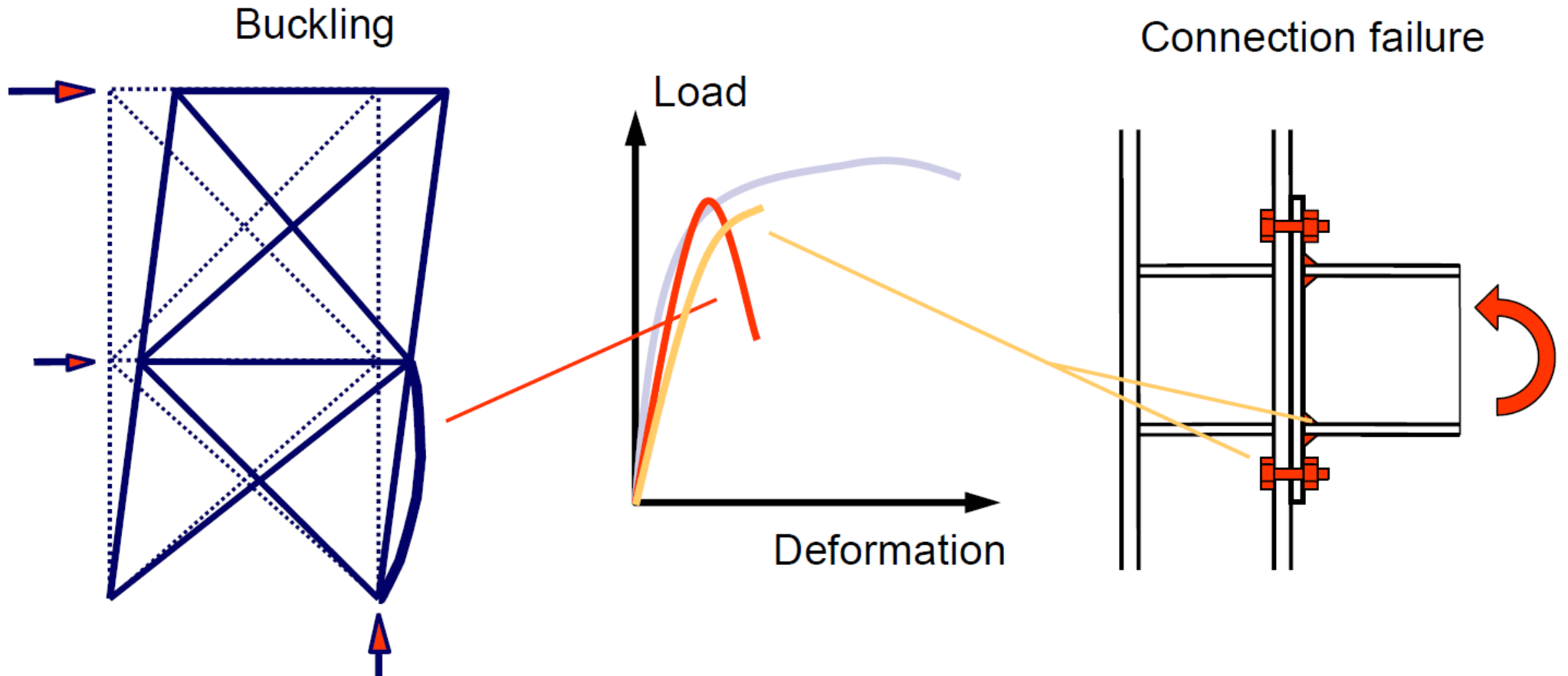
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

عضو کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی

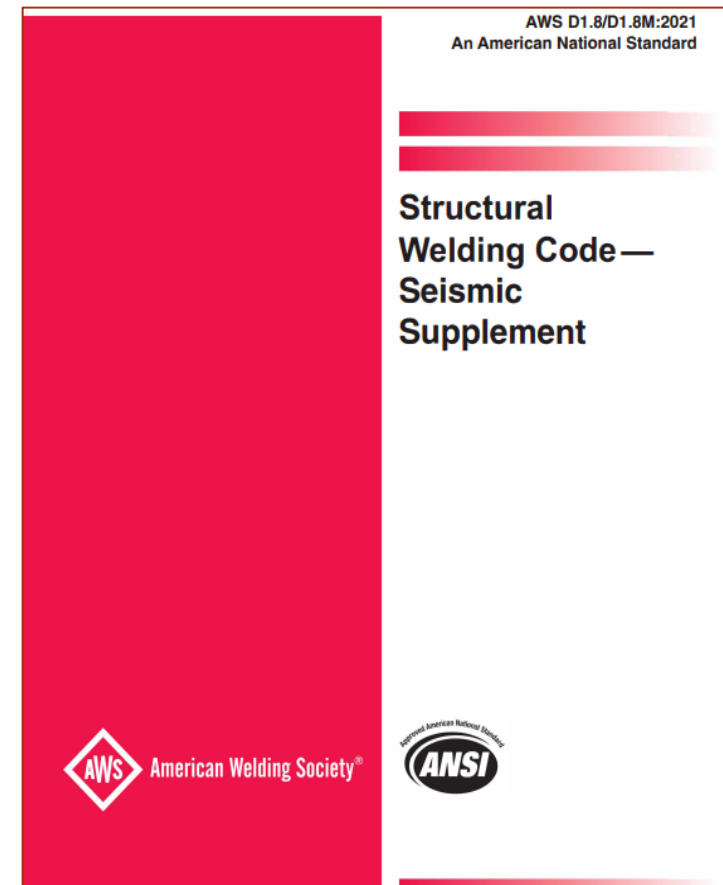
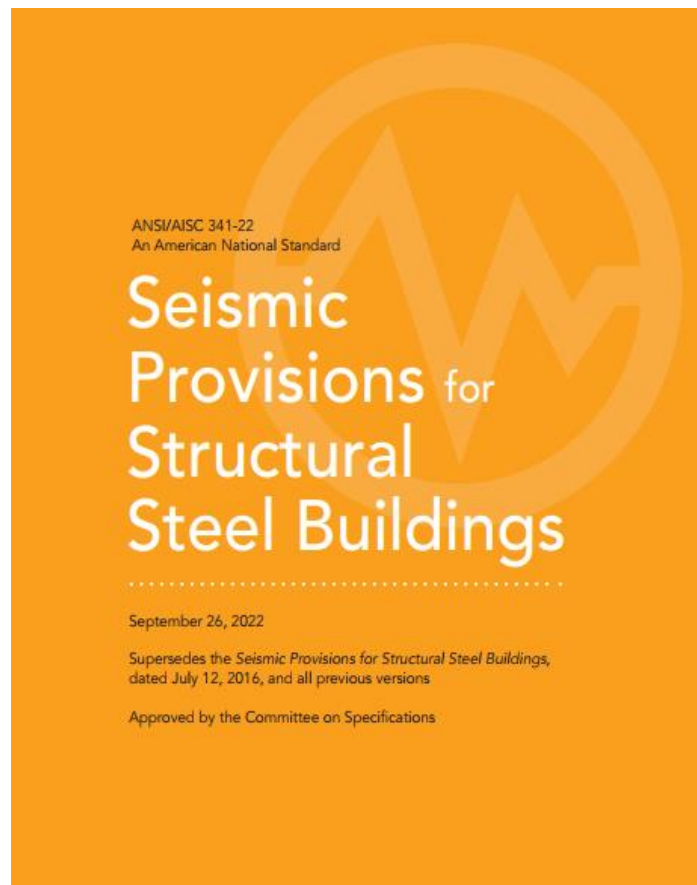
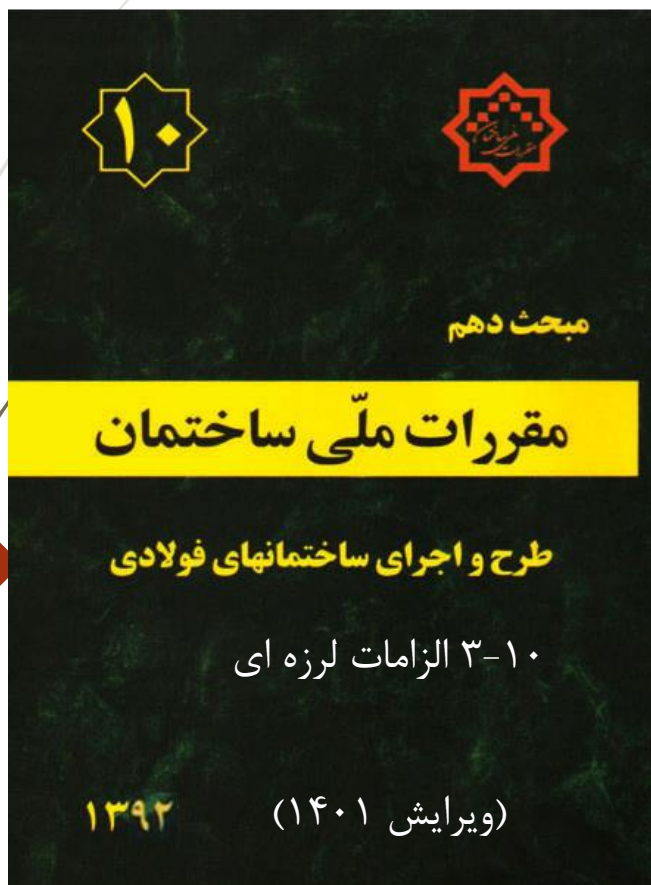
عضو کارگروه تدوین استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش پنجم

عضو کارگروه تدوین استاندارد بارهای طراحی سازه های غیرساختمانی

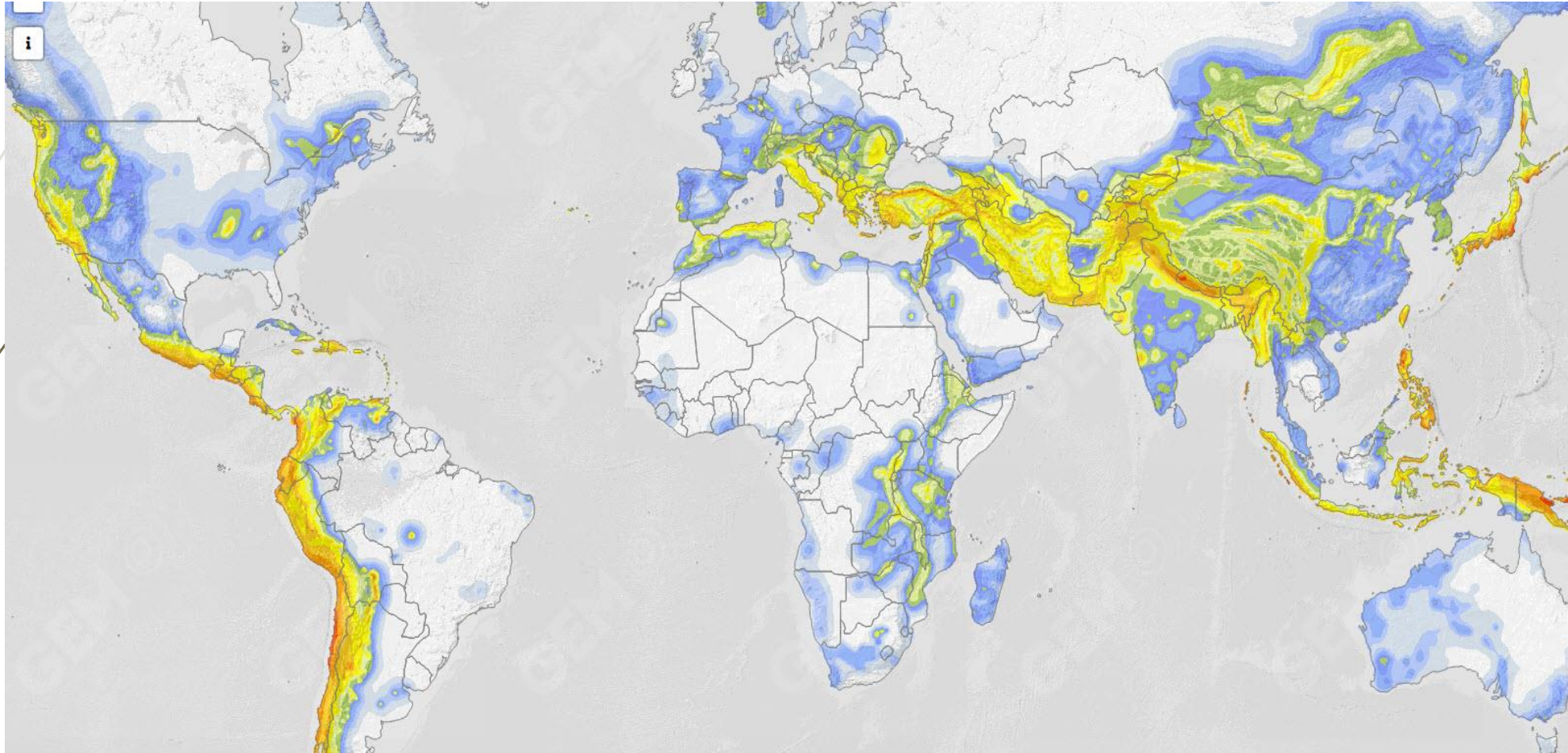
ضوابط لرزه ای



اهم ضوابط لرزه ای موجود:



چرا لرزه ای؟



مناطق لرزه خیزی سطح کره زمین (۲۰۲۳)

<https://maps.openquake.org/map/gshm-2023-1>

زلزله های بزرگ ایران در قرن ۲۰ به بعد با بیش از ۱۰,۰۰۰ نفر کشته :

تاریخ	ساعت	محل	بزرگا	تلفات
۱۳۸۲-۵ دی	۵:۲۶	بم	۶/۶	حدود ۴۰/۰۰۰
۱۳۶۹-۳۱ خرداد	۰:۳۰	رودبار و منجیل	۷/۴	حدود ۴۰/۰۰۰
۱۳۵۷-۲۵ شهریور	۱۹	طبس	۷/۸	حدود ۲۵/۰۰۰
۱۳۴۷-۹ شهریور	۱۴:۱۷	دشت بیاض، فردوس و کاخک	۷/۳	حدود ۱۲/۰۰۰
۱۳۴۱-۱۰ خرداد	۲۳	بوئین زهرا	۷/۲	حدود ۲۰/۰۰۰

به طور متوسط هر سال یک زلزله بالای ۶ ریشتر و هر ۵ سال یک زلزله بالای ۷ ریشتر داریم. ۸۰ درصد شهرهای کشور ما دارای خطر نسبی زلزله بالا هستند و در قرن بیستم ۸۰ درصد تلفات انسانی ایران از بلایای طبیعی بر اثر زلزله بوده است.

۱۰-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای

۱۰-۳-۱ دامنۀ کاربرد

۱۰-۳-۲ الزامات لرزه‌ای عمومی

۱۰-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

۱۰-۳-۳-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی (OMF)

۱۰-۳-۳-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط (IMF)

۱۰-۳-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه (SMF)

۱۰-۳-۳-۴ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرپایی ویژه (STMF)

۱۰-۳-۳-۵ الزامات لرزه‌ای سیستم کنسولی فولادی ویژه (SCCS)

۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده فولادی و دیوارهای برشی فولادی

۱۰-۳-۴-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی (OCBF)

۱۰-۳-۴-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه (SCBF)

۱۰-۳-۴-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا (EBF)

۱۰-۳-۴-۴ الزامات لرزه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب (BRBF)

۱۰-۳-۴-۵ الزامات لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی ویژه (SPSW)

۱۰-۳-۵ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی مختلط ویژه (C-SMF)

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده مختلط و دیوار برشی مختلط

۱۰-۳-۶-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای مختلط ویژه (C-SCBF)

۱۰-۳-۶-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده واگرای مختلط (C-EBF)

۱۰-۳-۶-۳ الزامات لرزه‌ای دیوارهای برشی مختلط ویژه (C-SSW)

۱۰-۳-۲ الزامات لرزه‌ای عمومی

۱۰-۳-۲-۱ الزامات لرزه‌ای مصالح

۱۰-۳-۲-۱-۱ فولاد سازه‌ای

فولاد مورد استفاده در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، علاوه بر رعایت ضوابط بخش ۱۰-۱-۴، رعایت ضوابط لرزه‌ای این بند نیز ضروری است. تنش تسلیم مشخصه فولاد در اعضایی که در آن‌ها انتظار رفتار فرا ارتجاعی محدود یا قابل ملاحظه می‌رود و جزئی از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای متوسط یا ویژه هستند، نباید از 355 مگاپاسکال تجاوز نماید. در این نوع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی فولاد نباید از 0.8 بزرگ‌تر باشد.

تنش تسلیم مشخصه فولاد در اعضایی که در آن‌ها انتظار رفتار فرا ارتجاعی حداقل می‌رود و جزئی از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای معمولی هستند، نباید از 460 مگاپاسکال بیشتر باشد. در این نوع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی فولاد نباید از 0.85 بزرگ‌تر باشد.

تبصره ۱: تنش تسلیم مشخصه فولاد برای ستون‌ها سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه، قاب‌های خمشی خرابایی ویژه، قاب‌های خمشی مختلط ویژه، قاب‌های مهاربندی‌شده هم‌گرای مختلط ویژه و قاب‌های مهاربندی‌شده واگرای مختلط و نیز ستون‌های کلیه قاب‌های مهاربندی‌شده فولادی و دیوارهای برشی فولادی (موضوع بخش ۱۰-۳-۴) می‌تواند از 355 مگاپاسکال بزرگ‌تر باشد؛ اما در هر حال نباید از 460 مگاپاسکال تجاوز نماید.

۱۰-۳-۲ الزامات لرزه‌ای عمومی

۱۰-۳-۱-۱ الزامات لرزه‌ای مصالح

۱۰-۳-۱-۱-۱ فولاد سازه‌ای

۱۰-۳-۱-۲-۵ مقاطع سنگین

در اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، در مقاطع گرم نوردشده، فولاد سازه‌ای به کاررفته در بال‌های با ضخامت مساوی یا بیشتر از 40 میلی‌متر باید دارای حداقل طاقت نمونه شیار داده‌شده شارپی 27 ژول در دمای 20 درجه سلسیوس باشد.

در اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، در سایر مقاطع، فولاد سازه‌ای به کاررفته در ورق‌های با ضخامت 50 میلی‌متر و بیشتر که در موارد زیر استفاده می‌شود، در هر موقعیتی که از سوی روش‌های استاندارد مجاز دانسته شده است، باید دارای حداقل طاقت نمونه شیار داده‌شده شارپی 27 ژول در دمای 20 درجه سلسیوس باشد:

۱- اعضای ساخته شده از ورق

۲- ورق‌های اتصالی که انتظار می‌رود در آن‌ها در اثر بارهای لرزه‌ای، کرنش‌های غیر ارتجاعی ایجاد گردد.

۳- هسته فولادی مهاربندهای کمانش‌تاب

رده JR

ضوابط لرزه ای

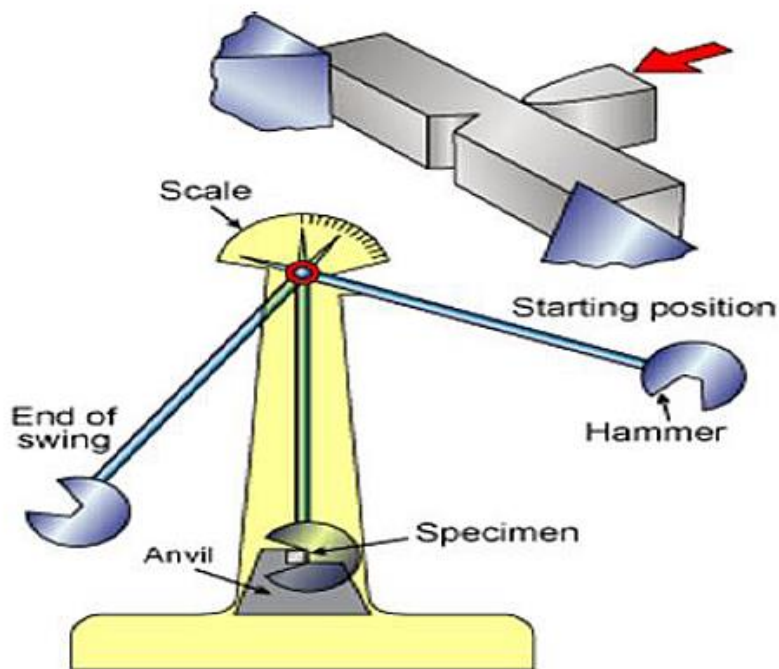
فولاد: آزمایش شاری (ویرایش ۱۴۰۱)

مطابق استانداردهای JSIRI 14262، EN 10025 و ISO 630-2، مصالح فولادی از نظر طاقت نمونه شیار داده شده شاری به شرح زیر به سه رده J2، J0 و J2 طبقه بندی می شوند:

الف) رده J2: به رده ای از مصالح فولادی گفته می شود که طاقت نمونه شیار داده شده شاری آن حداقل 27 ژول در دمای +20 درجه سلسیوس باشد. به لحاظ طاقت نمونه شیار داده شده شاری، شرایط پذیرش این رده آسان تر از شرایط پذیرش رده های J0 و J2 است.

ب) رده J0: به رده ای از مصالح فولادی گفته می شود که طاقت نمونه شیار داده شده شاری آن حداقل 27 ژول در دمای صفر درجه سلسیوس باشد. به لحاظ طاقت نمونه شیار داده شده شاری، شرایط پذیرش این رده آسان تر از شرایط پذیرش رده J2 اما سخت گیرانه تر از شرایط پذیرش رده J2 است.

پ) رده J2: به رده ای از مصالح فولادی گفته می شود که طاقت نمونه شیار داده شده شاری آن حداقل 27 ژول در دمای -20 درجه سلسیوس باشد. به لحاظ طاقت نمونه شیار داده شده شاری، شرایط پذیرش این رده هم از شرایط پذیرش رده J2 و هم از شرایط پذیرش رده J0 سخت گیرانه تر است.



ضوابط لرزه ای-۹۲

جوش :

۱۰-۳-۲ اتصالات جوشی

مشخصات مصالح جوش به کار رفته در اتصالات و وصله های اعضای سیستم برابر جانبی لرزه ای و نیز وصله ستون های غیربرابر جانبی لرزه ای باید مطابق شرایط زیر باشد.

۱. فلز جوش با فلز پایه سازگار باشد.

۲. طاقت نمونه شیار داده شده شاری استاندارد فلز جوش در دمای ۱۸- درجه سلسیوس، حداقل ۲۷ ژول باشد.

۳. در اتصالات و وصله های با جوش نفوذی کامل، در قاب های خمشی ویژه و متوسط و تیرهای پیوند قاب های مهاربندی شده و اگر، باید علاوه بر دو شرط فوق طاقت نمونه شیار داده شده شاری استاندارد فلز جوش در دمای ۲۹- درجه سلسیوس حداقل ۲۷ ژول باشد.

جوش

جوشکاری با الکتروود (ویرایش ۱۴۰۱)

جدول ۱۰-۲-۹-۴: الکتروودهای سازگار با فلز پایه

تنش تسلیم مشخصه مصالح فلز پایه (F_y)	نوع الکتروود سازگار
تا 300 MPa و $t \leq 20$ mm (t = ضخامت فلز پایه)	E60 یا معادل آن
	E70 یا معادل آن
تا 300 MPa و $t > 20$ mm از 300 MPa تا 380 MPa از 380 MPa تا 460 MPa	E70 یا معادل آن
	E70 یا معادل آن
	E80 یا معادل آن

فلز پرکننده جوش (نوع الکتروود مصرفی) برای انواع مختلف جوش‌ها باید الزامات زیر را تأمین نماید:

۱- برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل تحت اثر کشش در راستای عمود بر محور جوش یا تحت اثر برش در راستای محور طولی جوش (به‌غیر از جوش‌های اتصال بال به جان مقاطع اعضای خمشی) باید مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۴ از فلز پرکننده سازگار یا حداکثر یک رده بالاتر از فلز پرکننده سازگار استفاده شود.

۲- برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل در سایر وضعیت‌های بارگذاری و نیز برای جوش‌های شیاری با نفوذ نسبی استفاده از فلز پرکننده دارای مقاومتی حداکثر یک رده پایین‌تر از مقاومت فلز پرکننده سازگار مجاز است.

۳- برای جوش‌های گوشه، انگشتانه و کام رعایت فلز پرکننده سازگار الزامی نبوده، لیکن در هر حال استفاده از فلز پرکننده دارای مقاومتی بیش از یک رده بالاتر از مقاومت فلز پرکننده سازگار مجاز نیست.

فقط برای جوشه‌های شیاری الزامی است!

جوش

جوشکاری با الکتروود دستی

جدول ۱-۶ تناسب تقریبی شدت جریان با قطر الکتروود و ضخامت ورق در وضعیت تخت

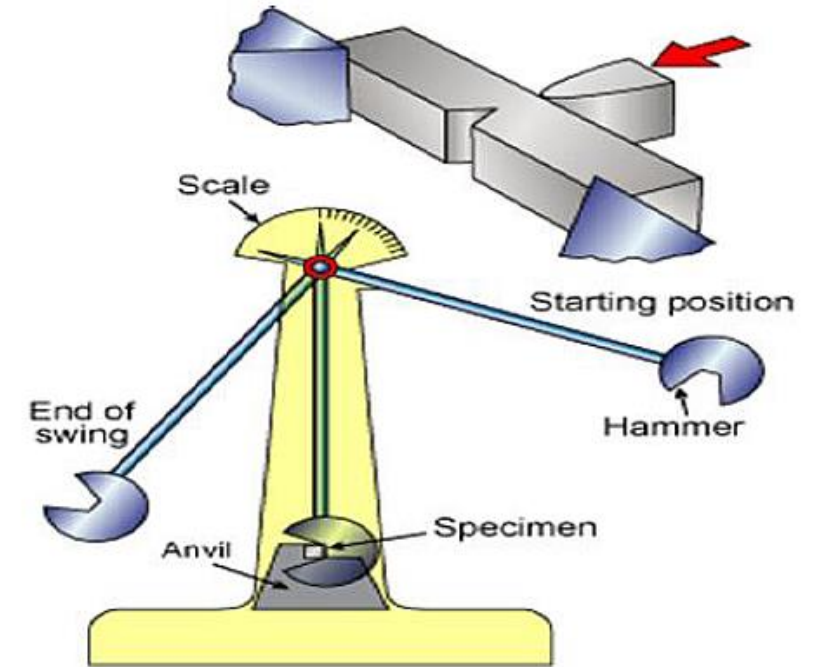
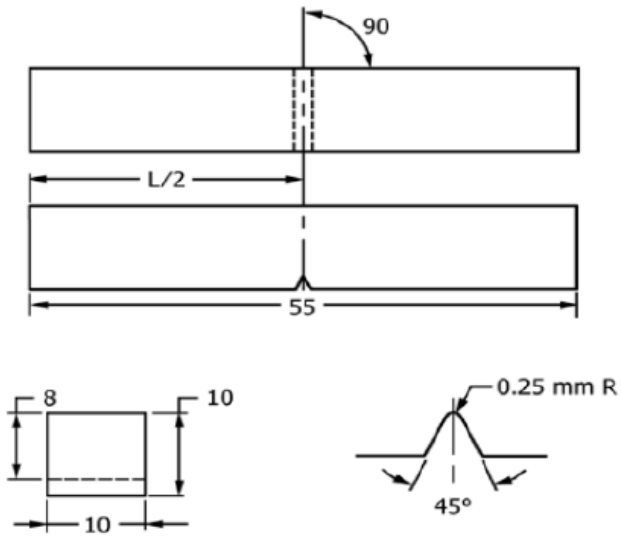
ولتاژ تقریبی (V)	شدت جریان (A)	ضخامت ورق (mm)	قطر الکتروود (mm)
۱۷-۱۵	۱۰۰-۶۰	۴-۲	۳/۲۵-۲/۲۵
۲۰-۱۷	۱۵۰-۱۰۰	۶-۴	۴-۳/۲۵
۲۲-۲۰	۲۰۰-۱۵۰	۱۰-۶	۵-۴
۲۲	۴۰۰-۲۰۰	بزرگتر از ۱۰	۶-۵

۴-۶-۳- حداکثر قطر الکتروود به شرح زیر است:

(۱) ۸ میلیمتر برای تمام جوشهایی که در وضعیت تخت انجام می شوند، به استثنای عبور ریشه.

ضوابط لرزه ای

جوش : آزمایش شاریپی

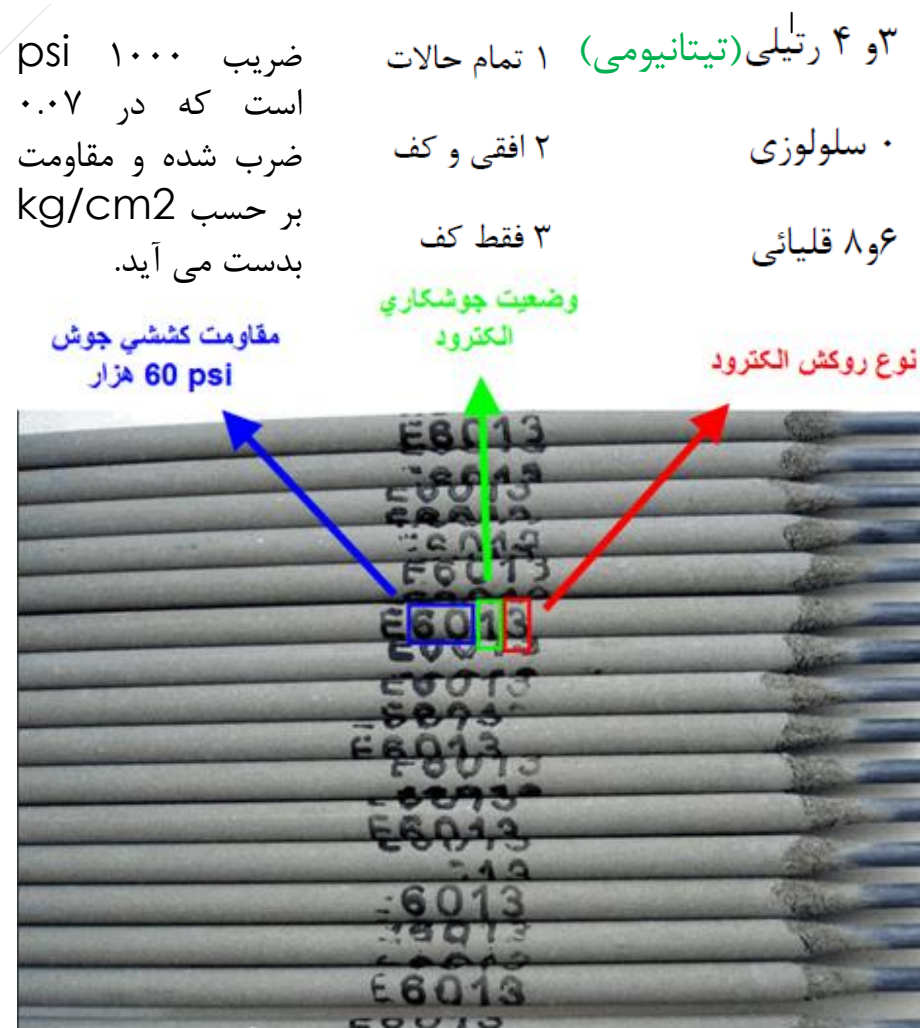


ضوابط لرزه ای

جوشکاری با الکترو دستی

*سلولز ماده ای احتراق پذیر و فرار است که سریع می سوزد و تولید گازهای مختلفی چون هیدروژن، منوکسید کربن و دی اکسید کربن می کند.

رقم	نوع روپوش
۰	سلولز، سدیم - اکسید آهن
۱	سلولز - پتاسیم
۲	تیتان - سدیم
۳	تیتان - پتاسیم
۴	پودر آهن - تیتان
۵	کم هیدروژن - سدیم
۶	کم هیدروژن - پتاسیم
۷	پودر آهن - اکسید آهن
۸	پودر آهن - کم هیدروژن



ویژگی الکتروهای E7018 جوش صاف ، قوس آرام، نفوذ کم (به داخل فلز مبنا) پاشش خیلی کم و سرعت جوشکاری زیاد است. برای الکترو E7018 قوس کوتاه لازم است.

ضوابط لرزه ای

جوشکاری با الکتروود دستی

در جدول زیر مقایسه نسبی بین انواع الکتروود های جوشکاری صورت گرفته است. عدد ۱ نماینده بهترین، ۲ متوسط و ۳ رده آخر است.

نوع الکتروود و خاصیت	سلولوزی	روتیلی	کم هیدروژن (قلیایی)
نرمی و ازدیاد طول	۲	۳	۱ ★
نفوذ جوش	۱ ★	۳	۲
عدم بریدگی کناره جوش	۳	۳	۲
عدم پاشش جرقه و راندمان رسوب	۳	۳	۲
بدون عیب بودن جوش	۳	۳	۱ ★
راحتی استفاده	۳	۳	۲
راحتی روشن کردن قوس الکتریکی	۳	۳	۳
مقاومت در مقابل ترک جوش	۳	۳	۱ ★
سرعت ایجاد فلز جوش	۳	۳	۲
چقرمگی جوش	۳	۳	۱ ★

نکته :

تمامی الکتروودهای مخصوص جوشکاری فولادهای کربنی و کم آلیاژ از یک مغزی فولادی یکسان ساخته شده اند. این مغزی از جنس یک فولاد کم کربن اکسیژن زدایی نشده می باشد. بنابراین هر عنصر آلیاژی دیگر از طریق **روکش الکتروود** به حوضچه مذاب اضافه می گردد. علت این امر اقتصادی بودن تامین عناصر آلیاژی از طریق روکش الکتروود می باشد.

الکتروودهای قلیایی با پودر آهن در مقایسه با الکتروودهای قلیایی خالص، حدود ۱۵ تا ۳۰ درصد افزایش راندمان دارند.

AWS A5.1/A5.1M:2012 An American National Standard

ضوابط لرزه ای

جوش : الف - تست ضربه شاری

الزامات تست ضربه برای الکتروود های معمول
ساختمانی طبق استاندارد AWS A5.1

Table 3
Charpy V-Notch Impact Requirements

AWS Classification		Limits for 3 out of 5 Specimens ^a	
A5.1	A5.1M	Average, Min.	Single Value, Min.
E6010, E6011, E6018 E6027, E7015, E7016 ^b , E7018 ^b , E7027, E7048	E4310, E4311, E4318 E4327, E4915, E4916 ^b , E4918 ^b , E4927, E4948	20 ft·lbf at –20°F [27 J at –30°C]	15 ft·lbf at –20°F [20 J at –30°C]
E6019 E7028	E4319 E4928	20 ft·lbf at 0°F [27 J at –20°C]	15 ft·lbf at 0°F [20 J at –20°C]
E6012, E6013, E6020, E6022, E7014, E7024 ^b	E4312, E4313 E4320, E4322 E4914, E4924 ^b	Not Specified	Not Specified

ضوابط لرزه ای (ویرایش ۱۴۰۱)

۱۰-۳-۲-۱-۶ مصالح جوش

الف) جوش به کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

در کلیه جوش‌های به کاررفته در اعضا و اتصالات سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، مشخصات فلز پرکننده باید مطابق با مشخصات جدول ۱۰-۳-۲-۱ باشد.

جدول ۱۰-۳-۲: مشخصات فلز پرکننده جوش به کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

رده الکتروود (فلز پرکننده جوش)		مشخصات
E80	E70	
حداقل 470 MPa	حداقل 400 MPa	تنش تسلیم
حداقل 550 MPa	حداقل 490 MPa	تنش کششی نهایی
حداقل 19 درصد	حداقل 22 درصد	تغییر طول نسبی
حداقل 27 ژول در دمای منفی 18 درجه سلسیوس	حداقل 27 ژول در دمای منفی 18 درجه سلسیوس	طاقیت نمونه شیار داده شده شارپی

ضوابط لرزه ای

AWS D1.8/D1.8M:2016 An American National Standard

جوش : ب - ۱ : تعریف نیاز بحرانی (DC)

C-Demand Critical Welds

The term “Demand Critical welds” is used to identify welds subject to extra requirements of this code. Demand Critical welds are further defined in AISC Seismic Provisions. The requirements are intended to **reduce the likelihood of fracture**. The requirements applicable to Demand Critical welds are identified in the text of this code. The Engineer is required by 1.4.1(4) to identify Demand Critical welds in the Contract Documents.

AISC Seismic Provision Commentary describes “Demand Critical Welds” as follows:

“Demand Critical Weld is a weld subjected to **yield level or higher stress demand** and located in a joint whose failure would result in significant degradation in the strength or stiffness of the SFRS.”

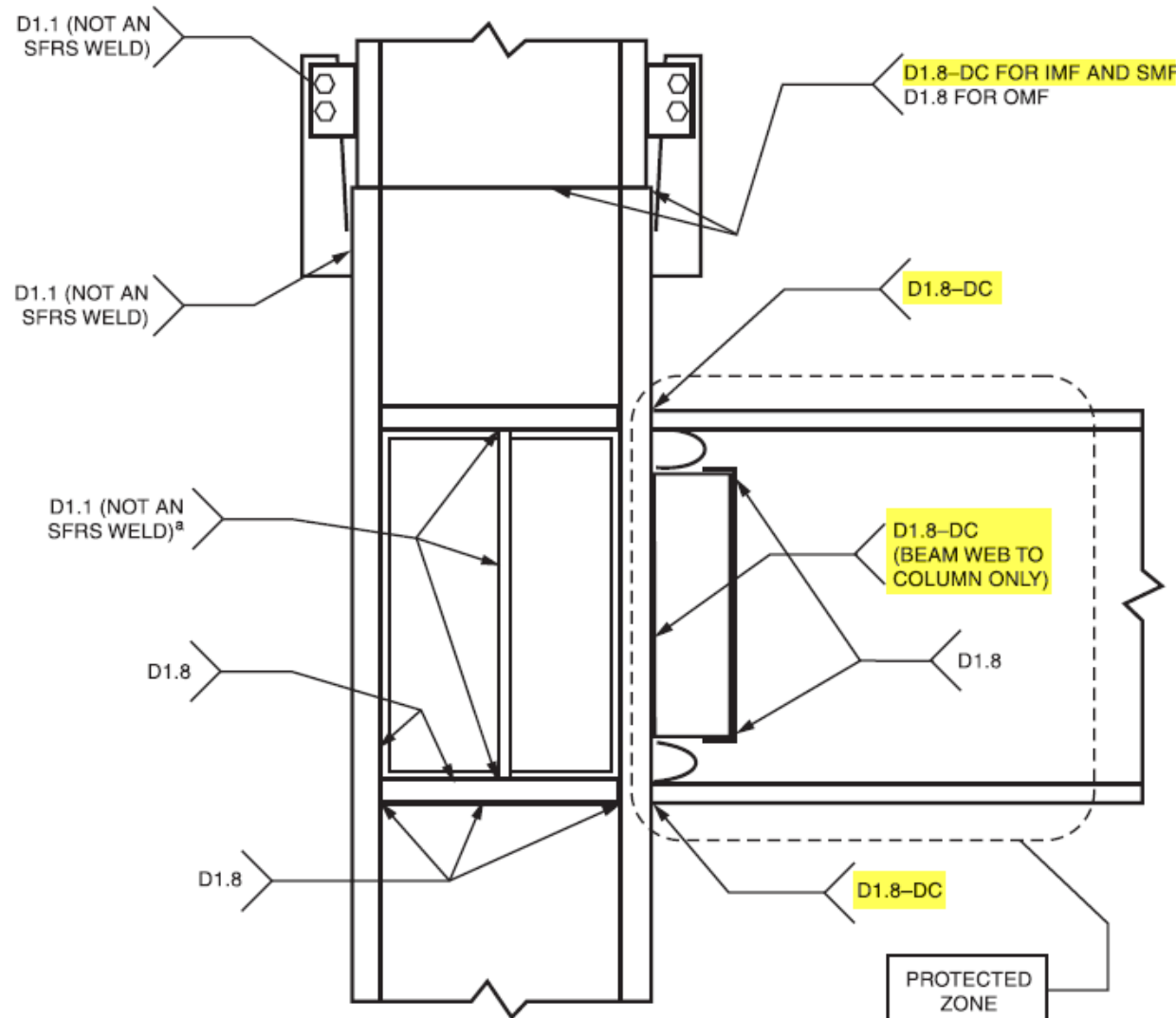
AWS D1.8: seismic load resisting system (SLRS)

ت-۳ جوشهای نیاز بحرانی اصطلاح "جوشهای نیاز بحرانی" برای تعیین جوشهایی که مشمول نیازهای اضافی این آیین نامه هستند، کاربرد دارد. این الزامات به منظور کاهش احتمال شکست می باشند.

جوشهای نیاز بحرانی بر اساس سطح تسلیم موردانتظار و یا تقاضای تنش بالاتر طراحی می شوند، یا درزهایی هستند که گسیختگی آنها منجر به افت بسزائی در مقاومت و سختی سیستم مقاوم لرزه ای می شود.

ضوابط لرزه ای

جوش : ب - ۲: انواع نیاز بحرانی
AWS D1.8



^a As shown, the member connecting to the weak axis is not an SFRS member.

Notes:

1. D1.8-DC indicates welds commonly designated Demand Critical joints.
2. D1.8 indicates joints subject to the requirements of D1.8, but not commonly designated Demand Critical welds.
3. D1.1 indicates joints subject to the requirements of D1.1 only.

ضوابط لرزه ای

جوش: ممنوعیت الکتروود E60 در جوشهای **نیاز بحرانی!** (هم در AWS D1.8 و هم در AISC 341)

Table 6.2
Mechanical Property Requirements for Demand Critical Welds

Property	Classification Strength Levels		
	70 ksi [490 MPa]	80 ksi [550 MPa]	90 ksi [620 MPa]
Yield Strength, ksi [MPa] ^a	58 [400] min.	68 [470] min.	78 [540] min.
Tensile Strength, ksi [MPa]	70 [490] min.	80 [550] min.	90 [620] min.
Elongation (%)	22 min.	19 min.	17 min.
CVN Toughness, ft-lbf [J] ^{b,c}	40 [54] min. @ +70°F [+20°C]	40 [54] min. @ +70°F [+20°C]	40 [54] min. @ +50°F [+10°C]

جدول ۲.۶ - خواص مکانیکی جوشهای نیاز بحرانی		
مشخصه	رده ۴۸۰ مگاپاسکال	رده ۵۵۰ مگاپاسکال
مقاومت تسلیم (MPa)	حداقل ۴۰۰	حداقل ۴۷۰
مقاومت کششی (MPa)	حداقل ۴۹۰	حداقل ۵۵۰
درصد ازدیاد طول	حداقل ۲۲	حداقل ۱۹
طاقة CVN (J) ۱/۲	حداقل ۵۴ در ۲۰°C	حداقل ۵۴ در ۲۰°C

ضوابط لرزه ای (ویرایش ۱۴۰۱)

ب) جوش های بحرانی لرزه ای

در مواردی که در این فصل جوش ها به صورت جوش های بحرانی لرزه ای مشخص شده اند، فلز پرکننده جوش باید علاوه بر برآورده نمودن مشخصات جدول ۱۰-۳-۲، باید مشخصات مطابق جدول ۱۰-۳-۳ را نیز برآورده نماید.

جدول ۱۰-۳-۳: مشخصات فلز پرکننده در جوش های بحرانی لرزه ای

رده الکتروود (فلز پرکننده جوش)		مشخصات
E80	E70	
حداقل 470 MPa	حداقل 400 MPa	تنش تسلیم
حداقل 550 MPa	حداقل 490 MPa	تنش کشش نهایی
حداقل 19 درصد	حداقل 22 درصد	تغییر طول نسبی
حداقل 54 ژول در دمای 20 درجه سلسیوس	حداقل 54 ژول در دمای 20 درجه سلسیوس	طاقة نمونه شیار داده شده شارپی

(AWS D1.8) 6.2 Heat Input Envelope

6.2.1 WPS Heat Input Envelope Testing Properties. Filler metals for Demand Critical welds shall provide the mechanical properties in Table 6.2, based upon the WPS Heat Input Envelope Testing prescribed in Annex A, **except the following filler metals** shall be exempted from the testing prescribed in Annex A when LAST is equal to or greater than +50°F [+10°C]:

(1) SMAW electrodes classified as E7018 [E4918], E7018-X [E4918-X], in AWS A5.1/A5.1M, and E7018-C3L [E4918-C3L], E8018-C3 [E5518-C3] in AWS A5.5/A5.5M (see 6.3.1.3);

چنانچه کمترین دمای بهره برداری، ۱۰ درجه باشد، الکتروود E7018 نیاز به تست ندارد.

ضوابط لرزه ای

جمع بندی الکترو د جوش: (مبحث ۱۰ سال ۹۲ و AISC341, AWS A5.1)

۱- مطابق بند ۱۰-۳-۲ ویرایش ۹۲ طاق جوش مورد استفاده در اتصالات و وصله های لرزه ای در دمای ۲۹- درجه باید حداقل ۲۷ ژول باشد بنابراین مطابق نتایج ذکر شده در جدول ۳ آیین نامه AWS A5.1 تنها الکترو د های سلولوزی (E6010, E6011) و کم هیدروژن (E6018, **E7016, E7018**) قابل استفاده هستند.

۲- مطابق جدول ۶-۲ آیین نامه AISC 341 و بند ۱۰-۳-۲ ویرایش ۱۴۰۱ حداقل تنش کشش نهایی برای جوشهای نیاز بحرانی ۴۹۰mpa است: (**E70**) بنابراین تنها الکترو د های **E7016, E7018** در وصله و اتصالات لرزه ای قابل استفاده است.

همچنین مطابق بند ۱۰-۳-۲-۱-۶ ویرایش ۱۴۰۱ (**AWS D1.8**)، فقط الکترو د **E7018** و بالاتر برای جوشهای لرزه ای مجاز است. (در دمای بالاتر از ۱۰ درجه)

ضوابط لرزه ای-جوش SAW زیر پودری

مخصوص جوشهای تخت

F7A2-EM13K

Indicates a flux

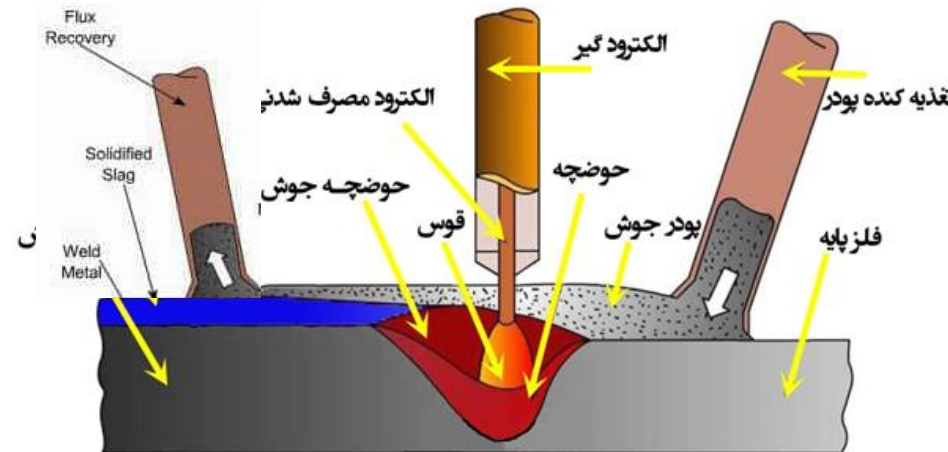
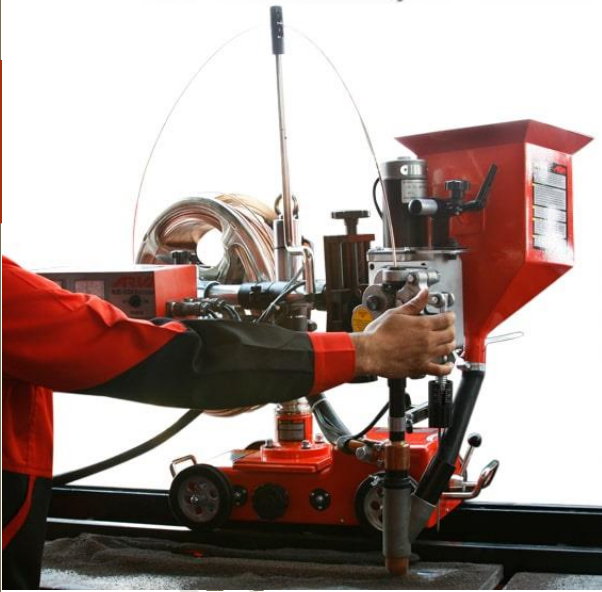
Specifies the minimum specified tensile strength in 10 ksi

Indicates that the weld is evaluated in the As-welded condition

Indicates the temperature in degrees F for the minimum specified CVN properties of 20 ft-lbf.

Electrode designation based on chemistry

مصلح پر کننده جوشکاری در جوش قوسی زیرپودری تحت AWS A5.17 برای فولاد کربنی طبقه بندی می شوند. هر دوی **پودرها و الکترودها** تحت این نشریه قرار دارند. پودرهای گدازه همواره همراه با الکترودها طبقه بندی می شوند. ترکیب **الکترودها-پودر** باید مشخصات مکانیکی مورد نیاز را تامین نماید. حرف اول یک E است، که برای الکترودها می باشد. حرف دوم H و M، L است که به مقدار پایین، متوسط و زیاد منگنز در الکترودها مربوط می شود. یک یا دو عدد بعدی به محتوای کربن اسمی در یک صدم درصد اشاره دارد. عدد ۱۳ در این محل، برای مثال، نشانگر محتوای کربن اسمی ۰.۱۳ درصد است. در برخی موارد، الکترودها از فولاد کشته شده (killed steel) ساخته می شود. در این مورد، سیلیکون اضافه شده و الکترودها دارای حرف K در انتهای طبقه بندی است مانند: EM13K الکترودهای کامپوزیت شامل حرف C بعد از E منصوب به الکترودها هستند. برای پودر (flux) عدد ۷ نشانگر مقاومت کششی جوش با واحد 10Ksi است. A نشان می دهد که جوش در حالت ساخته شده تست می شود و نیاز به پس گرمایش ندارد. **عدد آخر مربوط به آزمایش شارپی است.**



ضوابط لرزه ای-جوش SAW زیر پودری

پودرهای جوشکاری فولادهای ساختمانی و فولاد های دانه ریز			
AWS/ASME	EN 760	DIN 32 522	نام کالا
F7A2-EM12 F7A2-EM12K F7P2-EM12K	SA CS 1 88 AC	B CS 1 88 AC 10M	AMA AP124UN
F6A2-EM12 F6A2-EM12K F7A2-EM13K F7A2-EA2 F7P2-EA2	SA FB 1 55 AC	B FB 1 55 AC 12	AMA AP125

Conformances

AWS A5.17/ ASME SFA 5.17 F7A2-EM12K

Flux Composition

Consumable	Chemical Composition, wt%		
	SiO ₂ + TiO ₂	CaO + MgO	Al ₂ O ₃ + CaF ₂
S-800P	20	40	35

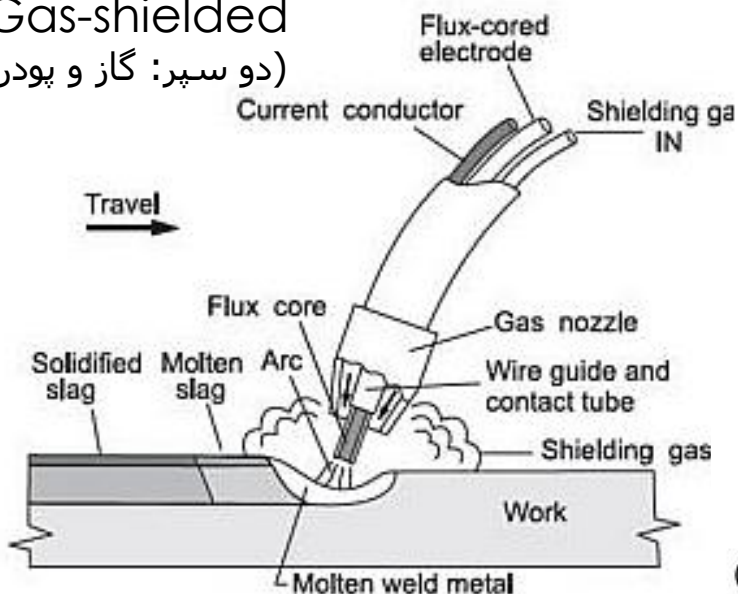
Chemical composition for composite electrode weld metal - in %						
Classification	C	Mn	Si	S	P	Cu
EC1	0.15	1.80	0.90	0.035	0.035	0.35
ECG	Not specified					
Single values are maximum.						

ضوابط لرزه ای-جوش با الکتروود تو پودری (FCAW) AWS A5.20



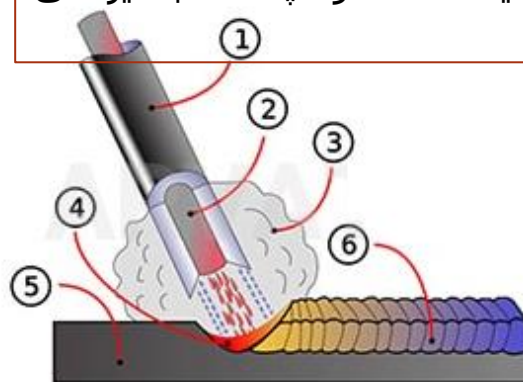
در میان طبقه بندی جوشکاری با قوس زیرپودری، دو زیربخش وجود دارد: زیرپودری با حفاظ گاز (FCAW-G) (شکل ۱) و زیرپودری خودحفاظ (FCAW-S) (شکل ۲). الکتروودهای زیرپودری خودحفاظ به گاز حفاظ خارجی نیاز ندارند. تمام سیستم حفاظ در نتیجه مواد جریان موجود در هسته الکتروود لوله ای است. نسخه حفاظ با گاز الکتروود زیر پودری یک منبع گاز خارجی را استفاده می نماید. الکتروودهای زیرپودری خودحفاظ برای موقعیت های جوشکاری در هنگام باد ممکن است جایگزین FCAW-G می شود. در FCAW-G فرآیند به اندازه مناسبی اپراتور پسند است و در مواقعی استفاده می شود که گاز حفاظ در حالت بدون مشکلات جوی قرار گرفته و بی مشکل باشد.

Gas-shielded
(دو سپر: گاز و پودر)



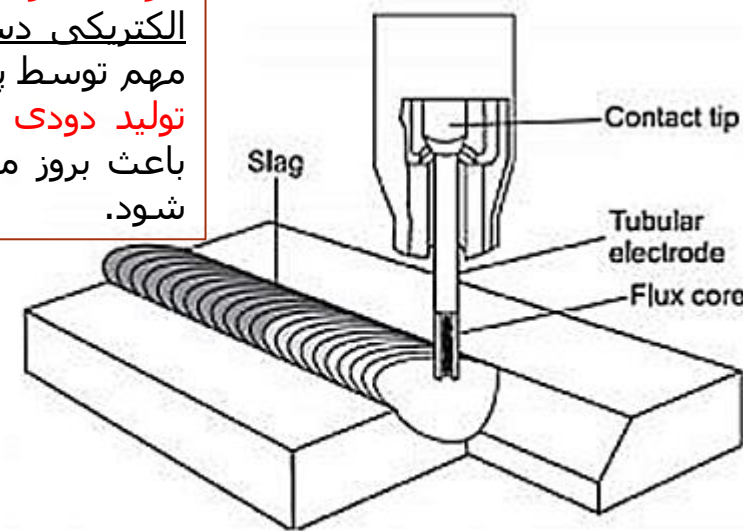
شکل ۱ - جوشکاری FCAW-G

بجای استفاده از منبع خارجی برای تامین گاز محافظتی، پودر جوش و مواد مختلف دیگر موجود در این الکتروودها در زمان بالا رفتن حرارت و ذوب شدن، **خود به خود گاز محافظ را تولید می کنند** و مشابه فرآیند جوشکاری با قوس الکتریکی دستی SMAW که توسط روپوش الکتروود انجام می شود این مهم توسط پودر داخل سیم جوش انجام می شود. **ایراد این نوع جوشکاری، تولید دودی سمی در حین عملیات است.** این دود علاوه بر سمی بودن باعث بروز مشکل در دیدن حوضچه جوش یا همان حوضچه مذاب نیز می شود.



1	الکتروود لوله ای
2	سیم جوش توپودری
3	گاز محافظ
4	قوس
5	فلز پایه
6	فلز جوش

Self-shielded



شکل ۲ - جوشکاری FCAW-S (معمولا اتوماتیک)

ضوابط لرزه ای-جوش با الکتروود تو پودری (FCAW)

E X X T - X X - J X H X

Optional Supplemental Designators³

Optional supplemental diffusible hydrogen designator

The letter "D" or "Q" when present in this position indicates that the weld metal will meet supplemental mechanical property requirements with welding done using low heat input, fast cooling rate procedures and using high heat input, slow cooling rate procedures as prescribed in Section 17 (see Tables 9 and 10).

The letter "J" when present in this position designates that the electrode meets the requirements for improved toughness and will deposit weld metal with Charpy V-Notch properties of at least 20 ft·lbf at -40°F [27J at -40°C] when the welds are made in a manner prescribed by this specification.

نوشتن M = گاز محافظ (75-80 %Ar, 20-25 % CO₂)

نوشتن M = گاز دیگر مانند CO₂ استفاده شود یا سیم جوش از نوع خود محافظ است.

AWS/ASME SFA	DIN	نام کالا
5.20	8555	
E71 T1 MJ	—	AMA 200F
E71T-1C	—	AMA 201F

AWS A5.20/A5.20M:2005

Table 10
Mechanical Property Requirements for "D" and "Q" Optional Supplemental Designators

Optional Supplemental Designator	Tensile Test Requirements	Minimum Charpy V-Notch Requirements
D	58 ksi [400 MPa] min. yield strength 70 ksi [490 MPa] min. tensile strength 22% min. % elongation in 2 in [50 mm]	40 ft·lbf at +70°F [54J at +20°C] (see Notes a, b)
Q	58 to 80 ksi [400–550 MPa] yield strength for high heat input, slow cooling rate test 90 ksi [620 MPa] max. yield strength for low heat input, fast cooling rate test 22% min. % elongation in 2 in [50 mm] (see Note c)	20 ft·lbf at -20°F [27J at -30°C] (see Note d)

نکته:

به منظور دستیابی به خصوصیات J حتما باید از گاز مخلوط (MIX) استفاده گردد (MJ). این نوع الکتروود باید برای شرایط D تست گردد.

جوش

جوش نفوذی کامل

آیین نامه اتصالات

۱-۴ جزئیات جوش شیاری با نفوذ کامل

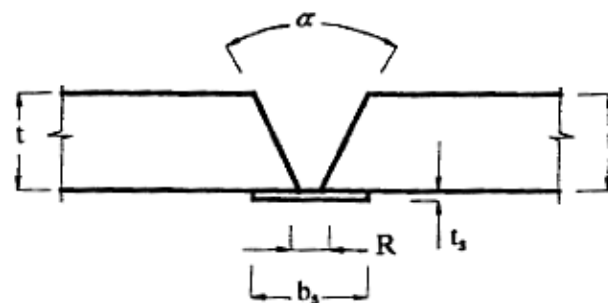
مورد استفاده اصلی جوش شیاری متصل ساختن قطعات ورق است که در یک سطح و یک امتداد قرار گرفته‌اند. جوش‌های شیاری با نفوذ کامل باید از مقاومتی هم‌اندازه با مقاومت قطعات متصل‌شونده برخوردار باشد. در این خصوص باید به امتزاج کامل ریشه جوش توجه خاص داشت. برای نیل به این هدف باید یکی از دو راه زیر در پیش گرفته شود (شکل ۱-۶):

(الف) استفاده از پشت‌بند و انجام عبور ریشه به نحوی که پشت‌بند در عبور ریشه با فلز جوش و فلز پایه ممزوج شود (شکل ۱-۶-الف). مشخصات مکانیکی تسمه پشت‌بند باید در حد فلز پایه باشد.

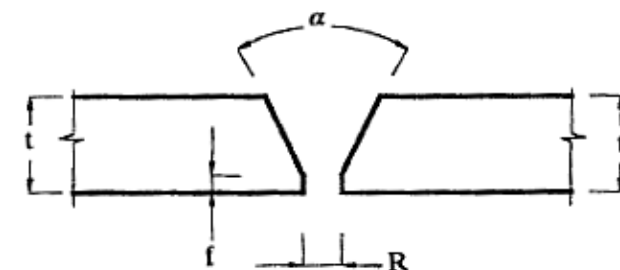
(ب) انجام جوش پشت. بدین نحو که پس از پر شدن شیاری با جوش از یک طرف، ریشه از سمت پشت کار سنگ خورده و یک عبور جوش انجام شود (شکل ۱-۶-ب).

جوش

جوش نفوذی کامل



هندسه درز قبل از جوشکاری با ورق پشت‌بند



هندسه درز قبل از جوشکاری بدون ورق پشت‌بند

۳-۱۳-۳ - حداقل ضخامت تسمه پشت‌بند به منظور جلوگیری از سوختن آن در هنگام جوشکاری، مطابق جدول زیر پیشنهاد می‌گردد.

حداقل ضخامت (میلیمتر)	روش جوشکاری
۵	جوش دستی با الکتروود روکشدار
۶	جوش قوسی تحت حفاظ گاز با الکتروود فلزی
۶	جوش قوسی با الکتروود توپودری (خودحفاظ)
۱۰	جوش قوسی با الکتروود توپودری (باحفاظ گاز)
۱۰	جوش قوسی زیرپودری

AWS D1.1
2010
5.10.3

آیین نامه جوشکاری

ضوابط لرزه ای-۹۲

۱۰-۳-۳-۳ اتصالات پیچی

کلیه پیچ‌های مورد استفاده در اتصالات و وصله‌های اعضا سیستم باربر جانبی لرزه‌ای و نیز وصله ستون‌های غیر باربر جانبی لرزه‌ای، باید با رفتار اصطکاکی و از نوع پرمقاومت باشند و با حداقل بار مندرج در فصل ۱۰-۲ پیش‌تنیده شوند. سوراخ‌ها نیز باید استاندارد یا لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو باشد.

نکته: مطابق AISC 360 دوجور بستن پیچ داریم :

Snug tight (سفت و محکم)

Pretension (پیش‌تنیده)

و دو جور هم اتصال داریم :

Bearing-type connections (اتکایی)

Slip-critical connection (اصطکاکی)

استفاده از پیچ پرمقاومت پیش‌تنیده در طرح لرزه ای اجباری ولی صرفاً تکیه بر اتصال اصطکاکی به علت امکان لغزش در هنگام زلزله مجاز نیست اما حداقل وضعیت سطوح کلاس A (رفتار اصطکاکی) لازم است.

ضوابط لرزه ای

ANSI/AISC 341-16

An American National Standard

2. Bolted Joints

The potential for full reversal of design load and the likelihood of inelastic deformations of members and/or connected parts necessitates that pretensioned bolts be used in bolted joints in the SFRS. However, earthquake motions are such that slip cannot and need not be prevented in all cases, even with slip-critical connections. Accordingly, the Provisions call for bolted joints to be proportioned as pretensioned bearing joints but with faying surfaces prepared as for Class A or better slip-critical connections. That is, bolted connections can be proportioned with available strengths for bearing connections as long as the faying surfaces are still prepared to provide a minimum slip coefficient, $\mu = 0.30$. The resulting nominal amount of slip resistance may minimize damage in more moderate seismic events. This requirement is intended for joints where the faying surface is primarily subjected to shear. Where the faying surface is primarily subjected to tension or compression from seismic load effects, for example, in a bolted end plate moment connection, the requirement for preparation of the faying surfaces may be relaxed.

ضوابط لرزه ای

ویرایش ۱۴۰۱

۱۰-۳-۱۱-۲ اتصالات پیچی

اتصالات پیچی کلیه اعضای باربر جانبی لرزه ای می تواند از نوع پیش تنیده (با رعایت الزامات فصل ۱۰-۲) یا لغزش بحرانی باشد. در این گونه اتصالات علاوه بر الزامات فصل ۱۰-۲ الزامات زیر نیز باید رعایت شوند:

الف) تحت اثر برش ناشی از نیروهای زلزله، سوراخ پیچ ها می تواند از نوع استاندارد یا لوبیایی کوتاه با شیار عمود بر جهت نیرو باشد. در این نوع اتصالات استفاده از سوراخ های بزرگ شده به شرطی مجاز است که:

۱- اتصال مربوط به عضو مهاربندی باشد؛

۲- سوراخ های بزرگ شده فقط در یکی از ورق های اتصال تعبیه شده باشد؛

۳- اتصال به صورت لغزش بحرانی طراحی شود.

ب) تحت اثر کشش خالص ناشی از نیروهای زلزله، سوراخ پیچ ها می تواند از نوع استاندارد یا بزرگ شده و یا لوبیایی کوتاه باشد.

ب) سطوح تماس کلیه اتصالات باید دارای شرایط سطحی حداقل کلاس A باشند.

استثناء: در حالت های زیر سطوح تماس می تواند دارای شرایط سطحی کمتر از کلاس A باشند:

۱- اتصالات گیردار فلنجی پیش تأیید شده در قاب های خمشی؛

۲- اتصالاتی که در آنها انتقال نیروهای ناشی از زلزله از طریق کشش یا فشار و نه از طریق برش در پیچ ها صورت گیرد.

ضوابط لرزه ای

ویرایش ۱۴۰۱

- در مواقعی که اتصال تحت اثر نیروهای دینامیکی با تکرار زیاد توأم با اثر خستگی قرار دارد. مطابق این مبحث، بارهای باد و زلزله در ردیف بارهای دینامیکی با تکرار زیاد قرار نمی گیرند.

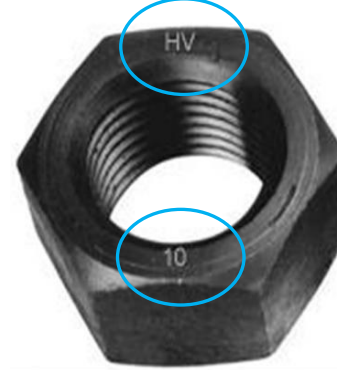
لغزش بحرانی

ب) اتصالات پیش تنیده: اتصالات پیش تنیده اتصالاتی هستند که اولاً پیچ‌های آن از جنس فولاد پرمقاومت باشد و ثانیاً به لحاظ مشخصات هندسی قابلیت پیش‌تنیدگی داشته باشند و ثالثاً پیچ‌ها در هنگام سفت کردن پس از حصول حالت سفتی کامل، به روش مناسبی پیش‌تنیده شوند. پیش‌تنیدگی در این پیچ‌ها باید مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۵ باشد. مقاومت برشی و اتکایی موجود این نوع اتصالات مطابق اتصالات اتکایی تعیین می‌گردد و در آن‌ها از مقاومت لغزشی موجود سطوح تماس اتصال صرف‌نظر می‌شود.

استفاده از این نوع اتصالات علاوه بر مواردی که در این مبحث ذکر شده، در شرایط زیر الزامی است

- در اتصالات اعضای فشاری ساخته‌شده مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۴
- در اتصالاتی که تحت اثر ارتعاش احتمال شل شدگی پیچ‌ها وجود داشته باشد.
- در مواقعی که اتصال تحت اثر نیروهای رفت و برگشتی قابل ملاحظه بدون اثر خستگی قرار دارد.
- در مواقعی که اتصال تحت اثر بارهای خستگی آور بدون برگشت جهت بار قرار دارد.
- کلیه پیچ‌ها در رده مقاومتی A490 مطابق استاندارد ASTM و 10.9 مطابق استانداردهای EN و ISIRI و بالاتر که تحت اثر نیروی کششی همراه با نیروی برشی یا بدون آن قرار دارند.

طراحی پیچ



استاندارد

کلاس



جمهوری اسلامی ایران
Islamic Republic of Iran
سازمان ملی استاندارد ایران

Iranian National Standardization Organization



استاندارد ملی ایران
۱۵۷۱۶-۱
چاپ اول
۱۳۹۸

INSO
15716-1
1st Edition
2019

Modification of
BS EN 14399-1
2015

مجموعه پیچ کاری سازه‌ای استحکام بالا با
قابلیت پیش تنیدگی -
قسمت ۱: الزامات عمومی

پیچ پر مقاومت نیم روزه سر ۶ گوش تخت یا HV Hex (رویکرد آلمانی) از پیچ های پر مصرف در اسکلت فولادی می باشد . پیچ شش گوش HV با استاندارد DIN 6914 و استاندارد ASTM A490 و استاندارد ISO 7412 شناخته می شود. مهره مورد نیاز برای این نوع پیچ بایستی با استانداردهای DIN 6915 – ASTM A 563 – ISO7414 تهیه شود. استاندارد واشر DIN 6916 – ASTM F436 – ISO 4716 است. استاندارد جدید پیچ و مهره های شش گوش HV EN 14399-4 بوده و فقط شامل گرید ۱۰.۹ هستند که از این لحاظ از نظر مواد اولیه با DIN 931 مطابقت دارند اما تفاوت بیشتر در ابعاد آنها است. پیچ HV گل بزرگتری دارد و رزوه های کوتاه تر، بنابراین در اتصالات لغزش بحرانی که پیچ با نیروی بیشتری بسته می شود و در واقع در خود نیروی پیش تنیدگی ذخیره می کند به کار گرفته می شود. ارتفاع مهره تقریباً 0.8d است و گسیختگی و ازدیاد طول در رزوه های درون مهره اتفاق می افتد.

پیچ پر مقاومت گل درشت HR (رویکرد بریتانیا EN 14399-3) طول رزوه بلندتر داشته، با قابلیت ازدیاد طول پلاستیک در طول پیچ و رده ۸.۸ هم دارد و ارتفاع مهره نیز بیش از 0.9d (ضخیمتر) است. مونتاژ HR به طور کلی نسبت به سفت شدن بیش از حد حساسیت کمتری دارد. اما پیچ HV نسبت به سفت شدن بیش از حد حساس تر است و نیاز به کنترل بیشتری در محل دارد. تغییر شکل پلاستیک در رزوه ها اتفاق می افتد. اجزای هر دو نوع پیچ نباید با هم مخلوط شوند.

این استاندارد ملی بر مبنای پذیرش استاندارد منطقه‌ای زیر به روش «ترجمه تغییر یافته» تهیه و تدوین شده و شامل ترجمه تخصصی کامل متن آن به زبان فارسی همراه با اعمال تغییرات با توجه به مقتضیات کشور است:

BS EN 14399-1:2015, High-stren
General requirements

استاندارد تست:

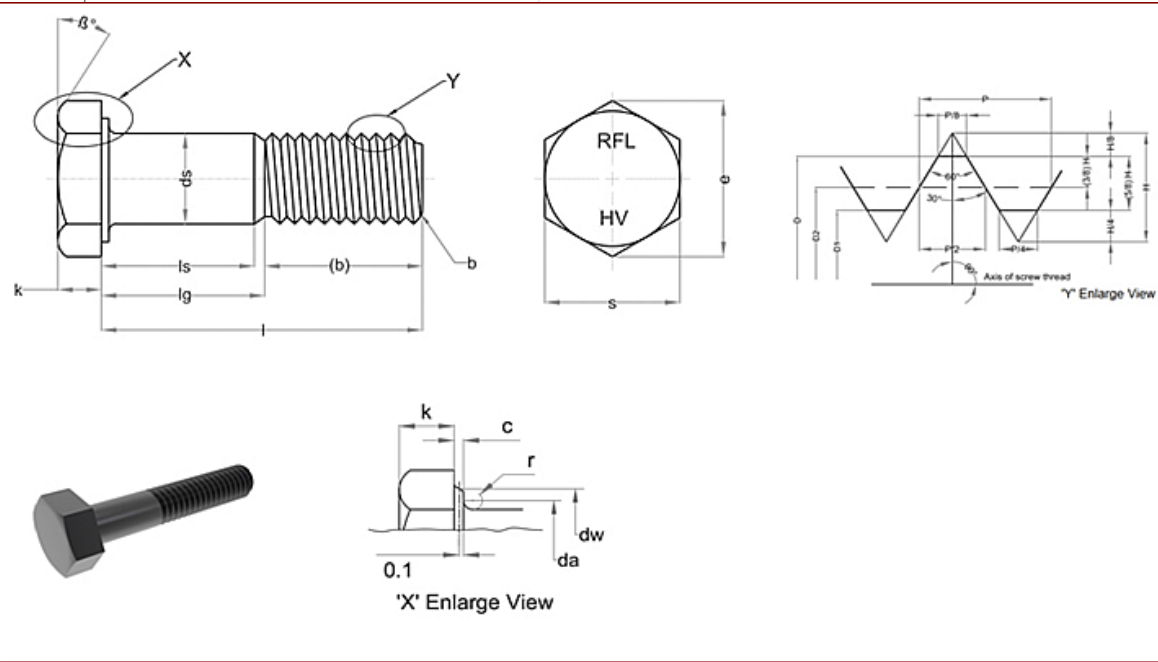
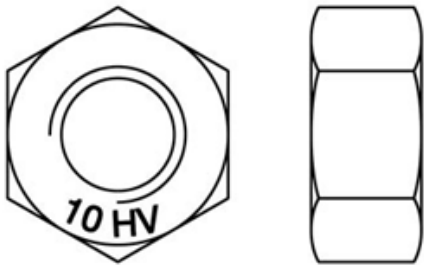
Part 1 iso 898



ables for preloading- Part 1:

EN14399-5,6 HV
واشر تخت HV

طراحی پیچ



M-16		M-20		M-22		M-24		M-27		M-30	
Ls	Lg	Ls	Lg	Ls	Lg	Ls	Lg	Ls	Lg	Ls	Lg
Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
36.00	42.00	29.50	37.00	28.50	36.00	22.00	31.00	20.00	29.00	15.50	26.00
46.00	52.00	39.50	47.00	38.50	46.00	32.00	41.00	30.00	39.00	25.50	36.00
56.00	62.00	49.50	57.00	48.50	56.00	42.00	51.00	40.00	49.00	35.50	46.00
66.00	72.00	59.50	67.00	58.50	66.00	52.00	61.00	50.00	59.00	45.50	56.00
76.00	82.00	69.50	77.00	68.50	76.00	62.00	71.00	60.00	69.00	55.50	66.00
86.00	92.00	79.50	87.00	78.50	86.00	72.00	81.00	70.00	79.00	65.50	76.00
96.00	102.00	89.50	97.00	88.50	96.00	82.00	91.00	80.00	89.00	75.50	86.00
106.00	112.00	99.50	107.00	98.50	106.00	92.00	101.00	90.00	99.00	85.50	96.00
116.00	122.00	109.50	117.00	108.50	116.00	102.00	111.00	100.00	109.00	95.50	106.00
126.00	132.00	119.50	127.00	118.50	126.00	112.00	121.00	110.00	119.00	105.50	116.00
136.00	142.00	129.50	137.00	128.50	136.00	122.00	131.00	120.00	129.00	115.50	126.00
146.00	152.00	139.50	147.00	138.50	146.00	132.00	141.00	130.00	139.00	125.50	136.00
156.00	162.00	149.50	157.00	148.50	156.00	142.00	151.00	140.00	149.00	135.50	146.00
166.00	172.00	159.50	167.00	158.50	166.00	152.00	161.00	150.00	159.00	145.50	156.00

Size.	Pitch (p)	Width across corner (e)	Width across Flat (s)		Thickness of head (k)		Thread Length (b)		da	dw	Shank diameter (ds)		Radius under head (r)	Washer height (c)		Major Diameter (D)		Pitch Diameter (D1)		Minor Diameter (D2)
			Min	Max	Min	Max	Min	Max			Min	Max				MM	Min	Min	Max	
M16	2.0	29.56	26.16	27	9.25	10.75	28	30.00	19.20	24.90	15.30	16.70	1.2	0.4	0.6	15.68	15.96	14.50	14.60	13.80
M20	2.5	35.03	31.00	32	12.10	13.90	33	35.50	24.00	29.50	19.16	20.84	1.5	0.4	0.8	19.62	19.96	18.15	18.25	17.25
M22	2.5	39.55	35.00	36	13.10	14.90	34	36.50	26.00	33.30	21.16	22.84	1.5	0.4	0.8	21.62	21.96	20.15	20.25	19.25
M24	3.0	45.20	40.00	41	14.10	15.90	39	43.00	28.00	38.00	23.16	24.84	1.5	0.4	0.8	23.58	23.95	21.80	21.90	20.70
M27	3.0	50.85	45.00	46	16.10	17.90	41	45.00	32.00	42.80	26.16	27.84	2.0	0.4	0.8	26.58	26.95	24.80	24.90	23.70
M30	3.5	55.37	49.00	50	17.95	20.05	44	49.50	35.00	46.60	29.16	30.84	2.0	0.4	0.8	29.52	29.95	27.50	27.60	26.16

UNE-EN 1090-2

March 2019

Execution of steel structures and aluminium structures Part 2: Technical requirements for steel structures

8.2 Use of bolting assemblies

8.2.1 General

This clause refers to bolting assemblies specified in 5.6, consisting of matching bolts, nuts and washers (as necessary).

It shall be specified if, in addition to tightening, other measures or devices are to be used to secure the bolted assembly.

Bolted connections with small ratio of clamp lengths relative to bolt diameter subject to significant vibrations, such as storage racks, shall use a locking method.

Unless otherwise specified, preloaded assemblies do not require additional locking devices.

Bolts and nuts shall not be welded, unless otherwise specified. This restriction does not apply to special weld nuts according to e.g. EN ISO 21670 or weldable studs.

طراحی پیچ

جوش پذیری

نکته:

آیا جوش پیچ و مهره مجاز است؟

Euro
Codes

طراحی

EN
1090

ساخت و
برپایی

طراحی پیچ

Design Guide 21

Welded Connections—
A Primer for
Engineers

Second Edition



Smarter. Stronger. Steel.

American Institute of Steel Construction
312.670.2400 | www.aisc.org

5.4.11 Bolts

Welding on structural bolts is occasionally desirable, even though as a principle, it is generally best to avoid this situation. Applications that may involve welding on bolts include connections that are bolt-to-bolt, bolt-to-nut, or bolt-to-structural steel. Welding nuts to structural steel is discussed in Section 5.4.12 of this Guide. Mechanical solutions often exist to preclude the need for welding on bolts. Two primary concerns exist regarding welding on bolts. First, the weldability of the bolt may be poor and cracking in the weld or in the bolt may occur. Cracking is discussed in Chapter 6 of this Guide. Second, the heat of welding may compromise the strength of the bolt.

Table 5-2. Weldability of Structural Bolts

ASTM Spec.	Grade/ Type	Carbon (%)	Alloy Control for Weldability	P (%) Maximum	S (%) Maximum	Specified Minimum Tensile Strength, ^a ksi (MPa)	Heat Treatment	Relative Weldability (High = Poor)
F3125 Grade A325 and Grade F1852	1	0.30–0.52	Little control ^b	0.035	0.040	120 (830)	Q&T	5
	3-A	0.33–0.40	Little control ^b	0.035	0.040	120 (830)	Q&T	5
	3-B	0.38–0.48	Little control ^b	0.035	0.040	120 (830)	Q&T	5
	3-C	0.30–0.52	Little control ^b	0.035	0.040	120 (830)	Q&T	5
F3125 Grade A490 and Grade F2280	Type 1	0.30–0.48	Little control ^b	0.035	0.040	150 (1040)	Q&T	6
	Type 3	0.30–0.53	Little control ^b	0.035	0.040	150 (1040)	Q&T	8

طراحی پیچ

Design Guide 21

Welded Connections— A Primer for Engineers

Second Edition



Smarter. Stronger. Steel.

American Institute of Steel Construction
312.670.2400 | www.aisc.org

5.4.13 Washers

Welding on hardened washers should be avoided. Weldable washers can be cut from structural steel of known weldability.

5.4.12 Nuts

The AISC *Specification* lists two specifications for structural nuts—ASTM A194 and ASTM A563 (ASTM, 2016). ASTM A194 covers a variety of nut grades; only 2H will be addressed in this Guide. ASTM A563 provides requirements for eight grades of nuts; one grade (C3) has seven classes.

This Guide will address the weldability of the nut grades permitted by the AISC *Specification*. Table 5-3 provides a general summary of the properties of different nuts along with a general estimate of weldability.

Table 5-3 was developed using the same methodology as was used for Table 5-2. Two trends can be seen in the table—if nuts must be welded, ASTM A563 Grade C3-C, C3-D, C3-E and C3-F are likely to be the easiest to weld. Welding on ASTM A563 Grade C, DH and DH3 are likely to be problematic. However, it must be noted that the delivered nut may have a chemical composition that is much less than the level permitted by the ASTM specification. For example, while ASTM A563 Grade DH3 permits up to 0.53% carbon, the actual level could be as low as 0.20%. Despite the rating of “8,” Grade DH3 has been successfully welded in the past.

طراحی پیچ

Design Guide 21

Welded Connections— A Primer for Engineers

Second Edition



Smarter. Stronger. Steel.

American Institute of Steel Construction
312.670.2400 | www.aisc.org

Table 5-3. Weldability of Structural Nuts

ASTM Spec.	Grade/Class	Carbon (%)	Alloy Control for Weldability	P (%) Maximum	S (%) Maximum	Minimum Tensile Strength, ^a ksi (MPa)	Heat Treatment	Relative Weldability (High = Poor)
A194	2H	0.40 minimum	Little control ^b	0.040	0.050	150 (140)	Q&T	7
A563	A	0.55 maximum	None	0.12	0.23	100 ^c (690 ^c)	Q&T	11
	C	0.55 maximum	None	0.12	0.15	144 (994)	Q&T option	11
	C3-N	No control	Little control ^b	0.07–0.15	0.050	144 (994)	Q&T option	8
	C3-A	0.33–0.40	Good	0.040	0.050	144 (994)	Q&T option	5
	C3-B	0.38–0.48	Good	0.06–0.12	0.050	144 (994)	Q&T option	6
	C3-C	0.15–0.25	Good	0.035	0.040	144 (994)	Q&T option	3
	C3-D	0.15–0.25	Good	0.040	0.050	144 (994)	Q&T option	4
	C3-E	0.20–0.25	Good	0.040	0.040	144 (994)	Q&T option	3
	C3-F	0.20–0.25	Good	0.040	0.040	144 (994)	Q&T option	3
	D	0.55 maximum	Little control ^b	0.040	0.050	150 (1040)	Q&T option	5
	DH	0.20–0.55	Little control ^b	0.040	0.050	175 (1210)	Q&T	7
	DH3	0.20–0.53	Minimum limits only	0.046	0.050	175 (1210)	Q&T	8

Note: This table is used to estimate weldability. The actual ASTM specification should be used if specific properties are needed.

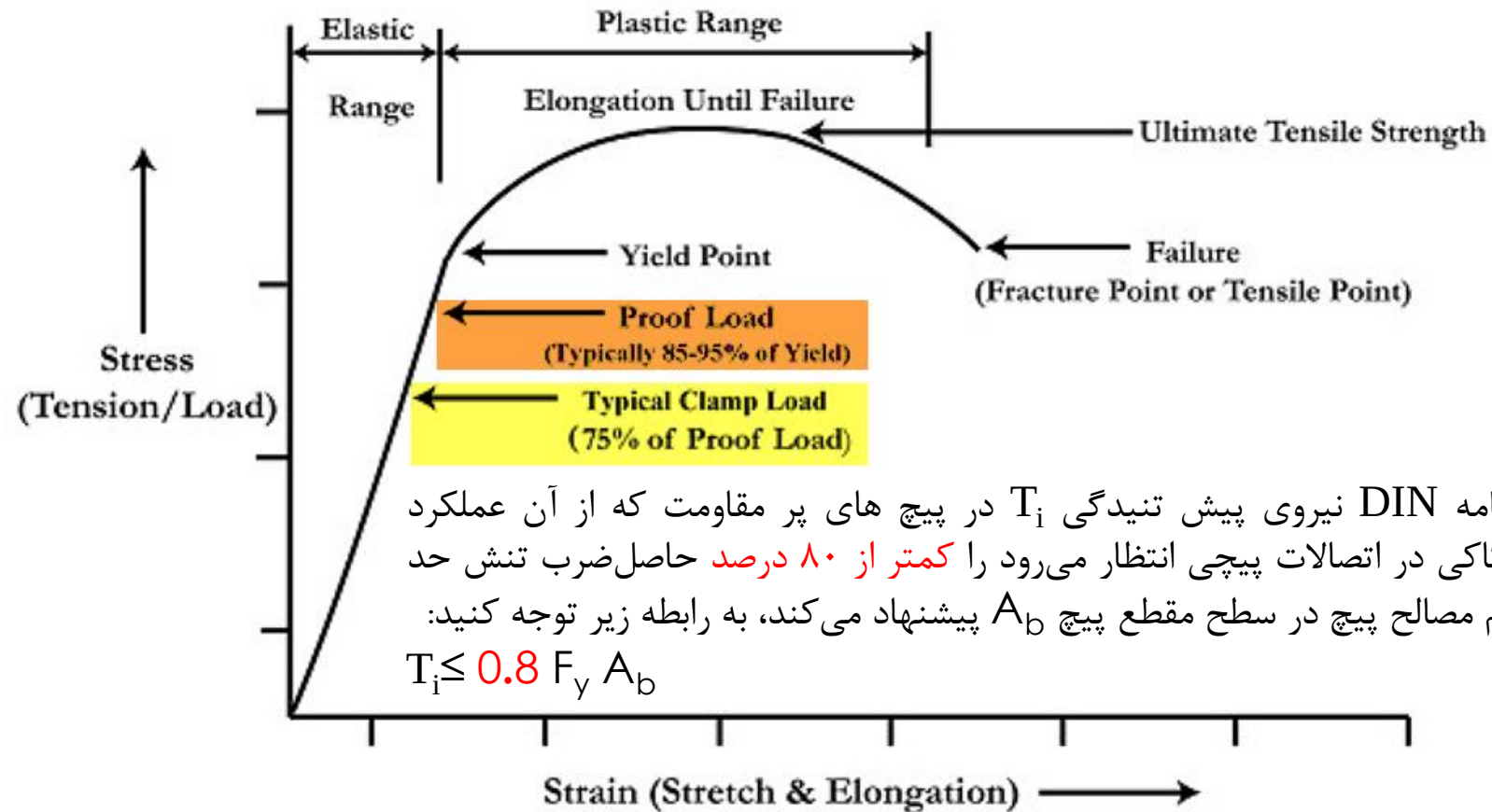
^a Proof load stress.

^b The term "Little control" is intended to be applied only in terms of weldability; the suitability of the ASTM designation on the control of the composition of the nut as used as a mechanical fastener is not being drawn into question.

^c For non-zinc coated nuts; 75 ksi (518 MPa) for zinc coated nuts.

طراحی پیچ

نیروی پیش تنیدگی پیچهای پرمقاومت (استاندارد ASTM)



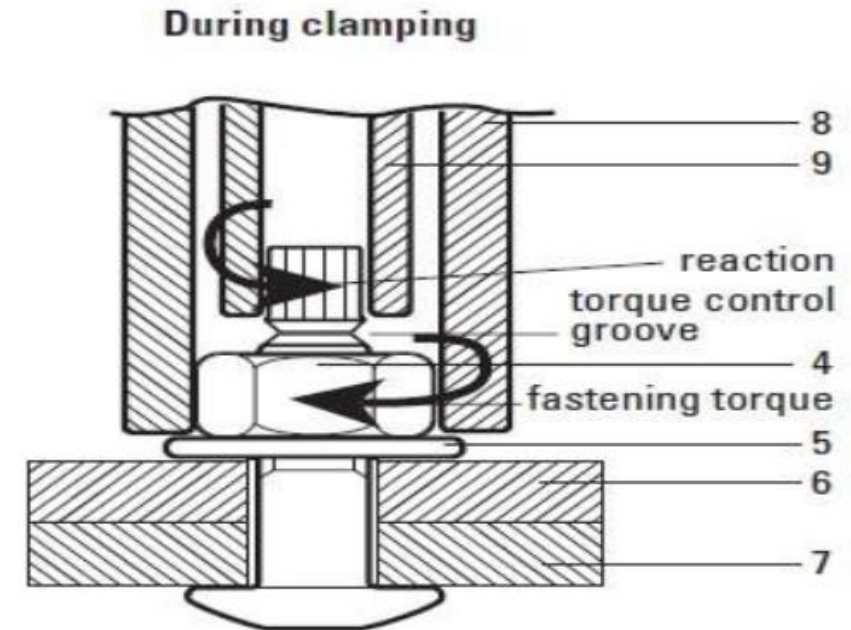
آیین نامه DIN نیروی پیش تنیدگی T_i در پیچ های پرمقاومت که از آن عملکرد اصطکاکی در اتصالات پیچی انتظار می رود را **کمتر از ۸۰ درصد** حاصل ضرب تنش حد تسلیم مصالح پیچ در سطح مقطع پیچ A_b پیشنهاد می کند، به رابطه زیر توجه کنید:

$$T_i \leq 0.8 F_y A_b$$



Tensile Stress-Strain Diagram

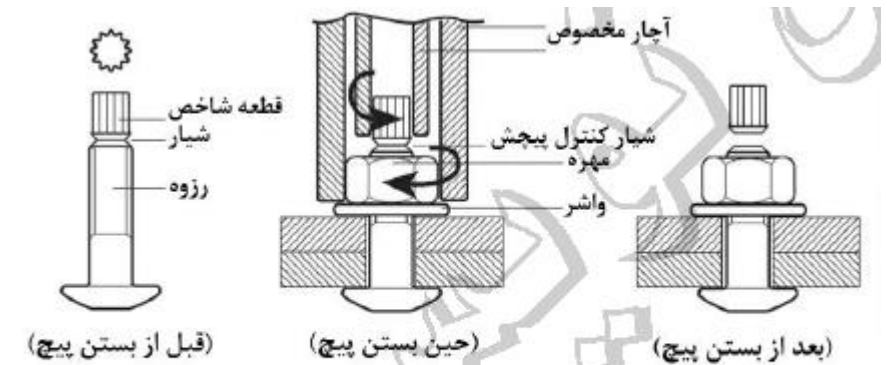
طراحی پیچ روشهای پیشتندگی



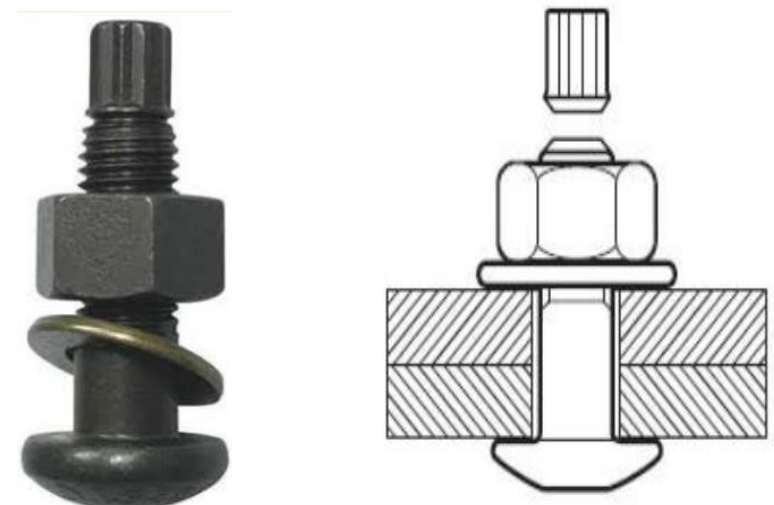
طراحی پیچ

پ (پیچ های کشش - کنترل (TC Bolt) ویرایش ۱۴۰۱

boltcouncil
RESEARCH COUNCIL ON STRUCTURAL CONNECTIONS
rcsc



شکل ۱۰-۴-۵: پیچ کشش-کنترل (TC Bolt)



طراحی پیچ EN 14399-4 and EN 14399-8 nominally at least two full threads

(ویرایش ۱۴۰۱)

مقاومت پیچهای لغزش بحرانی

۱۰-۴-۵ اتصال با پیچ

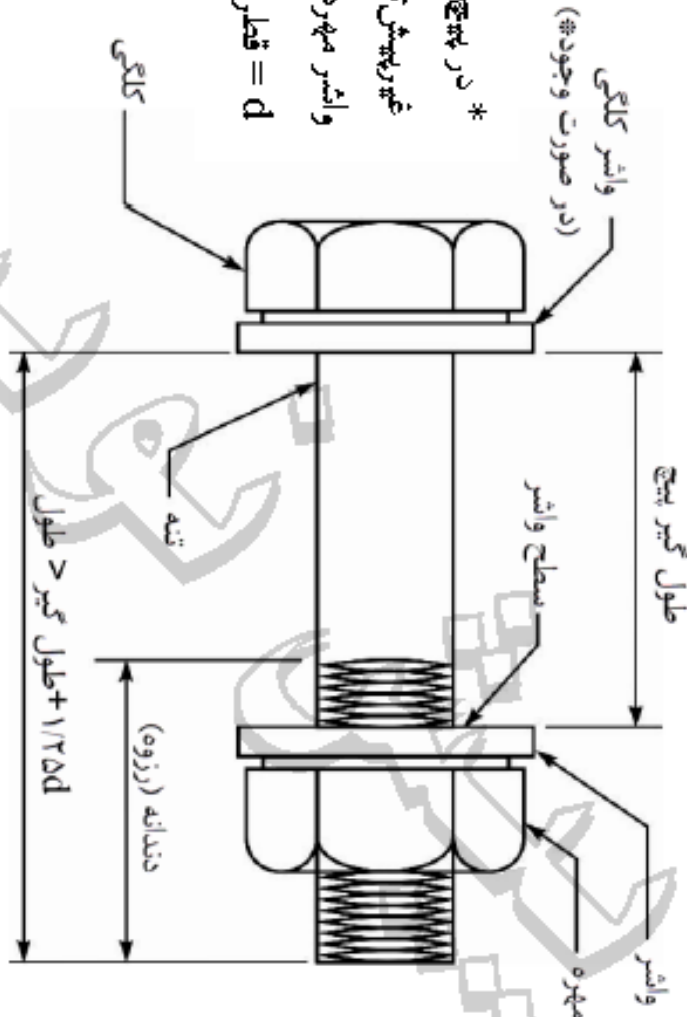
ب) در یک سازه ترجیحاً از کاربرد پیچهای با ردههای مقاومتی مختلف پرهیز شود. طول پیچ باید به اندازه‌ای باشد که پس از محکم کردن آن، حداقل یک دندانه کامل پیچ از هر طرف مهره بیرون بماند.

ب) در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی با استفاده از پیچهای با تنش تسلیم 900 مگاپاسکال، در صورتی که مصالح فولادی اعضای متصل شونده دارای حد تسلیم کمتر از 280 مگاپاسکال باشند، استفاده از واشر سخت تخت در زیر مهره و کلاه پیچ الزامی است.

ت) اگر اعضای متصل شونده دارای پوشش حفاظتی در سطوح خارجی باشند، لازم است به منظور جلوگیری از آسیب چرخش روی پوشش، از واشر زیر مهره و واشر زیر کلاه پیچ استفاده شود.

ث) در صورتی که پیچ در سوراخ لوبیایی یا سوراخ بزرگ‌شده نصب می‌شود، لازم است از واشر مناسب زیر کلاه پیچ و مهره استفاده شود.
(برای ۸،۸ یکی زیر مهره کافی است)

* در پیچهای اتکایی
غیرپیش‌تنیده، فقط
واشر مهره لازم است.
 $d = \text{قطر اسمی پیچ}$



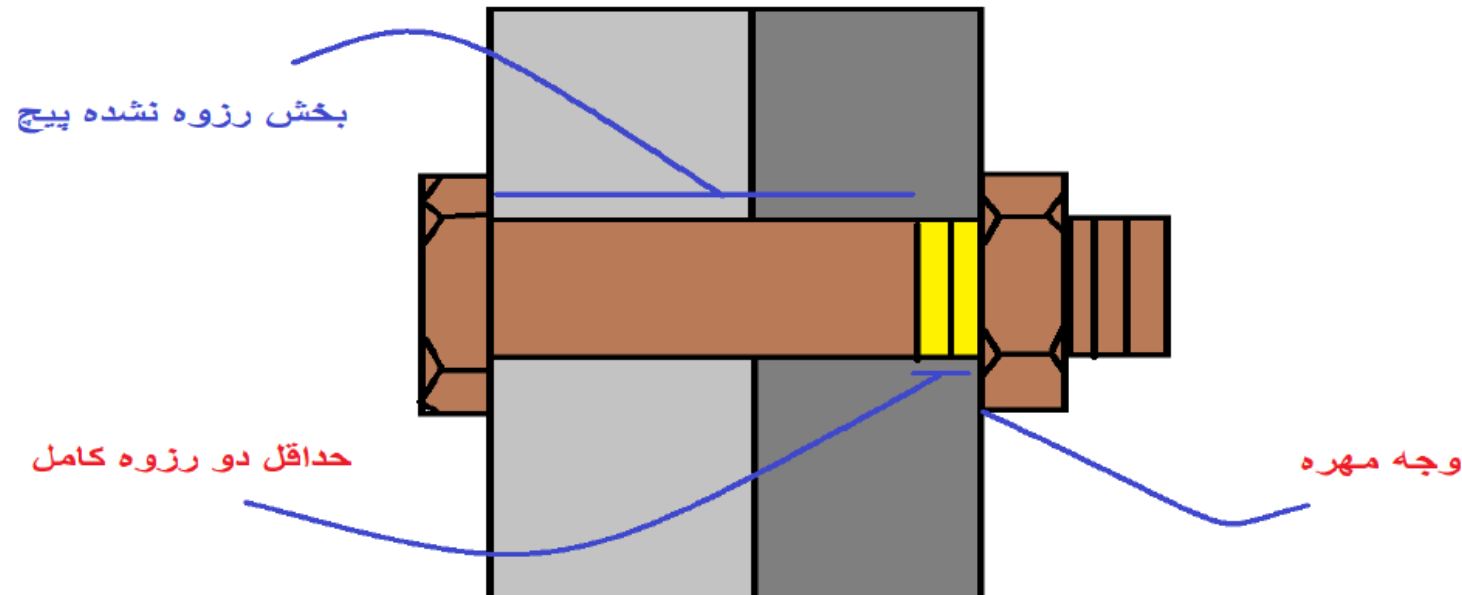
طراحی پیچ

قسمت هشتم - مقاومت پیچهای لغزش بحرانی (تحت کشش)

ANSI/AISC 358-16
ANSI/AISC 358s1-18
An American National Standard

6.6. BOLTS

Prequalification tests have been conducted with both pretensioned ASTM F3125 Grade A325 and A490 bolts. Bolt length should be such that at least two complete threads are between the unthreaded portion of the shank and the face of the nut after the bolt is pretensioned. Slip-critical connection provisions are not required for end-plate moment connections.

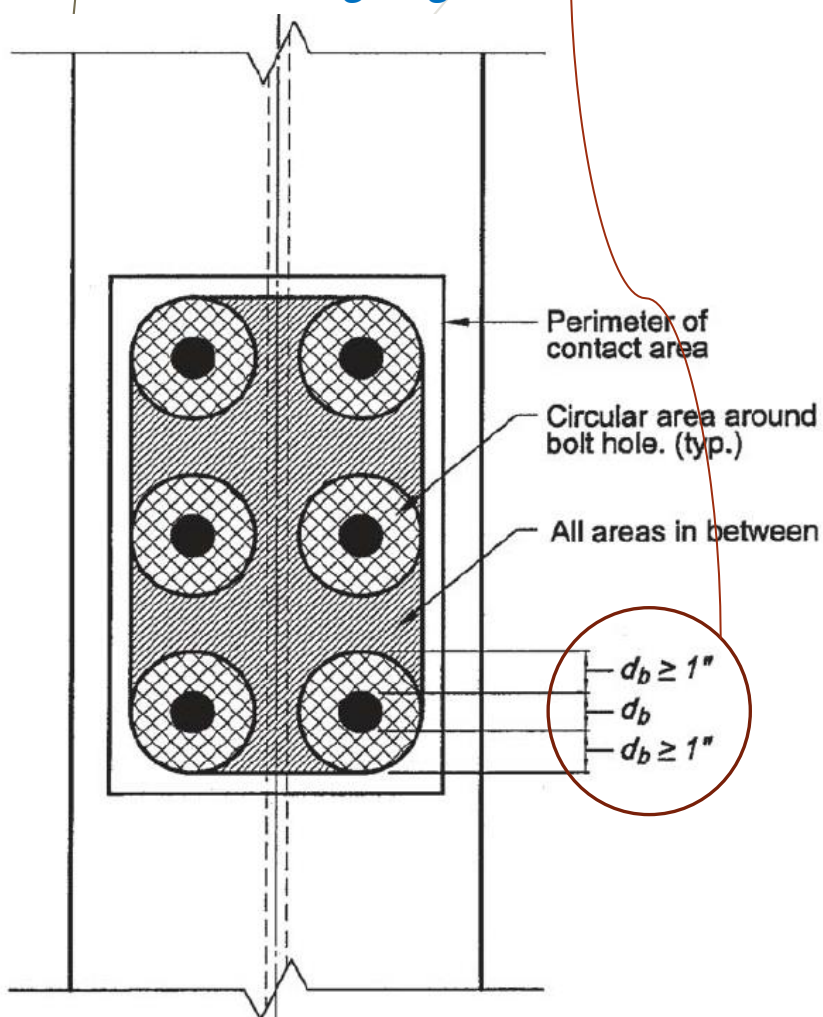


طراحی پیچ

مقاومت پیچهای لغزش بحرانی

(ویرایش ۱۴۰۱)

*هر دو قسمت باید عاری از رنگ باشد
(حداقل ۲,۵ سانت یا قطر پیچ اطراف پیچ باید
اتصال کامل داشته باشد)



۳- نبود سطح تماس کامل بین سطوح با فاصله کمتر از 2 میلی متر، صرف نظر از نوع اتصال (جوش شیارى با نفوذ نسبی یا پیچی)، مجاز است. اگر این فاصله بین 2 تا 6 میلی متر باشد و بررسی مهندسی نشان دهد که سطح تماس کافی وجود ندارد، باید فواصل خالی با پرکننده فولادی مناسب پر شوند. فولاد پرکننده صرف نظر از نوع قطعه اصلی، می تواند از جنس فولاد نرمه ساختمانی باشد.

د) سطوح تماس مجاور سوراخ پیچ در اتصالات لغزش بحرانی باید شرایط زیر را برآورده کنند:

۱- در اتصالات بدون پوشش ویژه^۹، باید هرگونه پوشش یا آلودگی سطحی در محدوده ای نزدیک تر از یک قطر پیچ و حداقل 25 میلی متر از لبه سوراخ پاک شود.

۱۰-۴-۵-۱۱ استفاده مجدد از پیچهای پیش تنیده شده

استفاده مجدد از پیچهایی که تا حد سفتی اولیه محکم شده اند، بلامانع است. استفاده مجدد از پیچهای پیش تنیده شده و مهره های آنها مجاز نیست.

طراحی پیچ

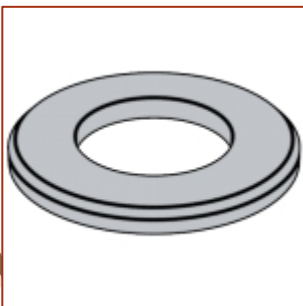
مقاومت پیچهای لغزش بحرانی

(ویرایش ۱۴۰۱)

Table 16 — Allowable adjustment of grip length for preloaded and non-preloaded bolting assemblies

Preloaded bolting assemblies ^a	Non-preloaded bolting assemblies
In addition to the minimum specified washer/s up to two additional washers^b or one plate washer or one washer^b and one plate washer may be used. The combined thickness of the additional washers^b shall not exceed 12 mm.	In addition to the minimum specified washers up to three washers or two washers and one plate washer or one washer and one plate washer or a plate washer may be used. The combined thickness of the additional washers shall not exceed 12 mm.
^a For preloaded bolting assemblies tightened by the torque control method (including system HRC) only one additional plate washer may be used on the side that is turned. An additional plate washer or additional washer may be placed on the side that is not turned. ^b Washers in accordance with EN 14399-5 or EN 14399-6 as appropriate. Washers to EN 14399-5 shall not be used for assemblies to EN 14399-4 and EN 14399-8.	

Plain
chamfered
washers



EN 1090-2

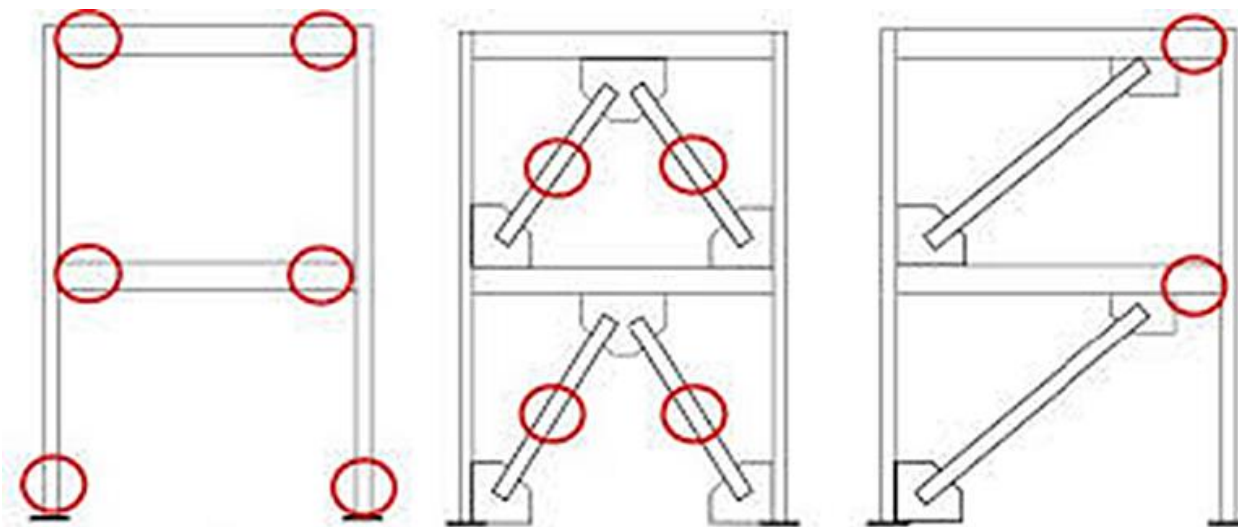
March 2019

If additional washers or plate washers are used, the connection detail should be checked to ensure that the shear plane for bolts with a shank has not been relocated into the threaded portion of the bolt.

Dimensions and steel grades of plate washers shall be specified. They shall not be thinner than 4 mm.

علاوه بر حداقل واشر(های) مشخص شده می توان از دو واشر اضافی یا یک واشر صفحه ای (تنظیم کننده) یا یک واشر و یک واشر صفحه ای استفاده کرد.

ضوابط لرزه ای



ویرایش ۱۴۰۱ ۱۰-۳-۲-۴-۵ مقاومت‌های موجود

ب) در مواردی که مقاومت موردنیاز اعضا، اجزاء و اتصالات براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزله طرح (E)، یا زلزله تشدید یافته (E_{mh}) تعیین می‌شود، مقدار ضریب کاهش مقاومت (ϕ) و ضریب اطمینان (Ω) باید براساس مقادیر داده شده در فصل ۲-۱۰ تعیین شود. اما در مواردی که مقاومت موردنیاز اعضا، اجزاء و اتصالات براساس ترکیب بارگذاری شامل زلزله محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین می‌شود، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) و ضریب اطمینان (Ω) برای حالت‌های حدی تسلیم (حالت‌های حدی شکل پذیر) به جای ۰.۹ و ۱.۶۷ باید به ترتیب برابر ۱.۰ و ۱.۵ و برای حالت‌های حدی گسیختگی (حالت‌های حدی غیر شکل پذیر و ترد) به جای ۰.۷۵ و ۲.۰۰ باید به ترتیب برابر ۰.۹ و ۱.۶۷ در نظر گرفته شود.

ضوابط لرزه ای قابهای خمشی

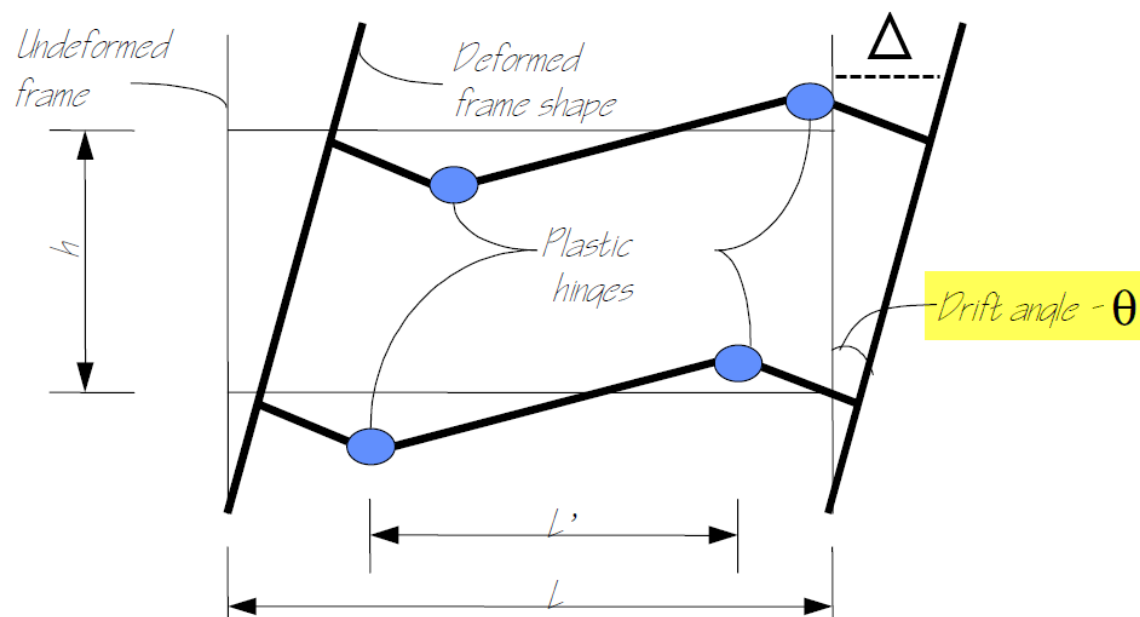


ضوابط لرزه ای - (۹۲ - این بخش در ویرایش ۱۴۰۱ حذف شده است)

قسمت اول - نیاز شکل پذیری

۱۰-۳-۱ شکل پذیری

شکل پذیری قاب های خمشی معمولاً با ظرفیت دورانی که در گره های خود می توانند تجهیز کنند، سنجیده می شود. دوران یک گره با نسبت تغییر مکان نسبی طبقه فوقانی آن گره به ارتفاع طبقه تعریف می شود. در این مبحث سه حد شکل پذیری برای قاب های خمشی فولادی و دو حد شکل پذیری برای قاب های مهاربندی شده در نظر گرفته شده و مقررات خاص طراحی هر یک از آنها ارائه شده است.



$$\theta \geq 0.02 \text{ (M.D)}$$

ضوابط لرزه ای

قسمت اول - نیاز شکل پذیری

ویرایش ۱۴۰۱

۱۰-۳-۳-۳-۲-۶ اتصال تیر به ستون

۱۰-۳-۸-۳ اتصال تیر به ستون

کلیه اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی متوسط که نیروهای جانبی لرزه‌ای را تحمل می‌کنند، باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییر شکل‌های دورانی حداقل به میزان ۰/۰۲ رادیان را بدون کاهش قابل توجه در مقاومت خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به کار رفته در قاب‌های خمشی متوسط از طریق آزمایشات توصیه شده توسط مراجع معتبر تایید شوند. در صورت عدم دسترسی به آزمایشات فوق استفاده از اتصالات از پیش تأیید شده ارائه شده در بخش ۱۰-۳-۱۳ بلامانع می‌باشد.

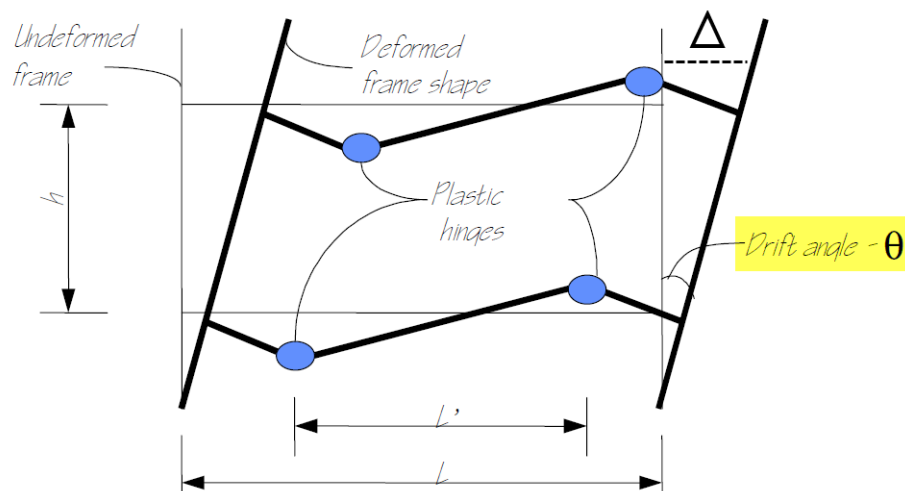
۱۰-۳-۳-۳-۲-۸ اتصال تیر به ستون

۱۰-۳-۹-۴ اتصال تیر به ستون

کلیه اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه که نیروهای جانبی لرزه‌ای را تحمل می‌کنند، باید دارای شرایط زیر باشند.

اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییر شکل‌های دورانی حداقل به میزان ۰/۰۴ رادیان را بدون کاهش قابل توجه در مقاومت خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به کار رفته در قاب‌های خمشی ویژه از طریق آزمایشات توصیه شده توسط مراجع معتبر تأیید شوند. در صورت عدم دسترسی به آزمایشات فوق استفاده از اتصالات از پیش تأیید شده ارائه شده در بخش ۱۰-۳-۱۳ بلامانع می‌باشد.

دوران فرا ارتجاعی آن حدود ۰/۰۱ رادیان می‌باشد. ۹۲

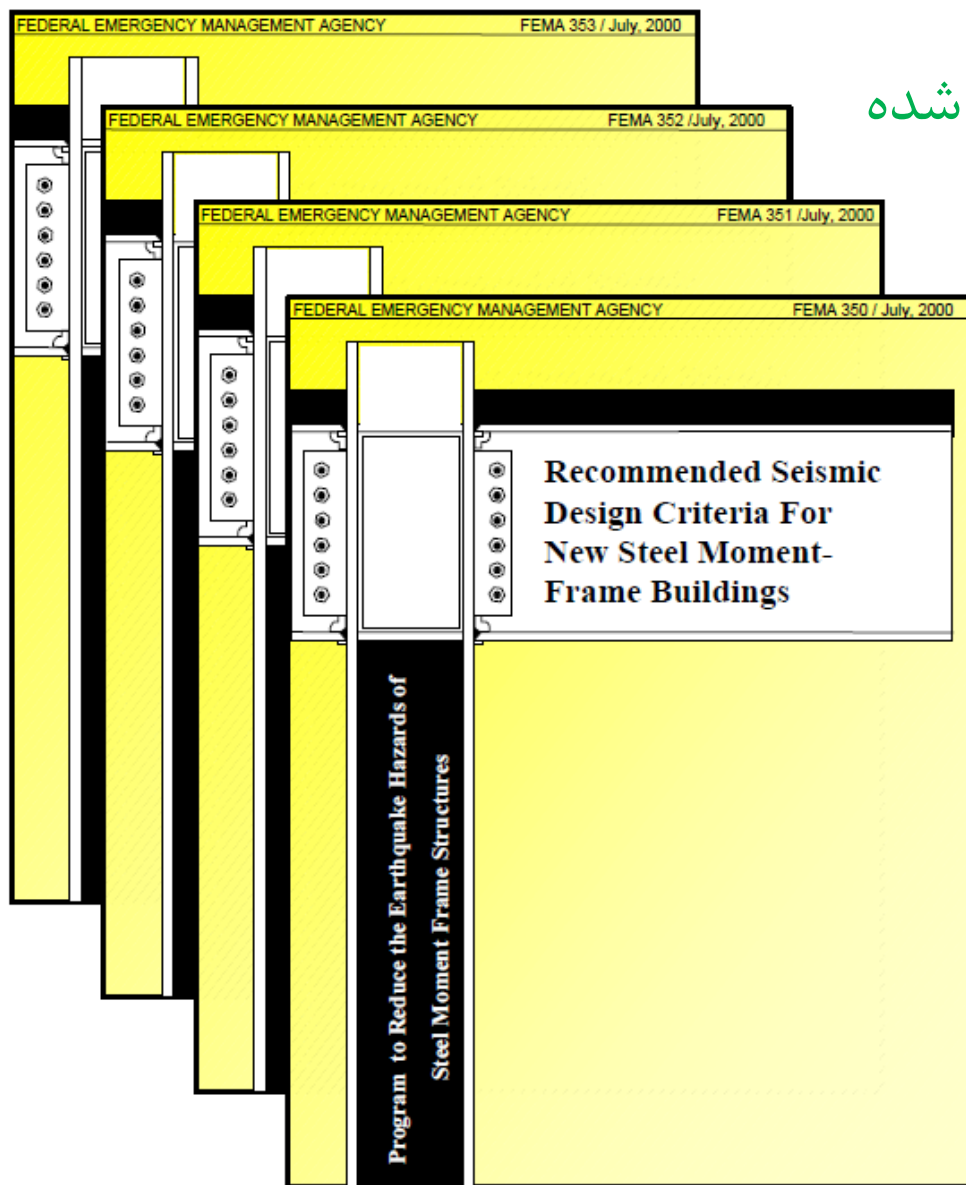


حدوداً ۰/۰۳ رادیان آن فرا ارتجاعی باشد. ۹۲

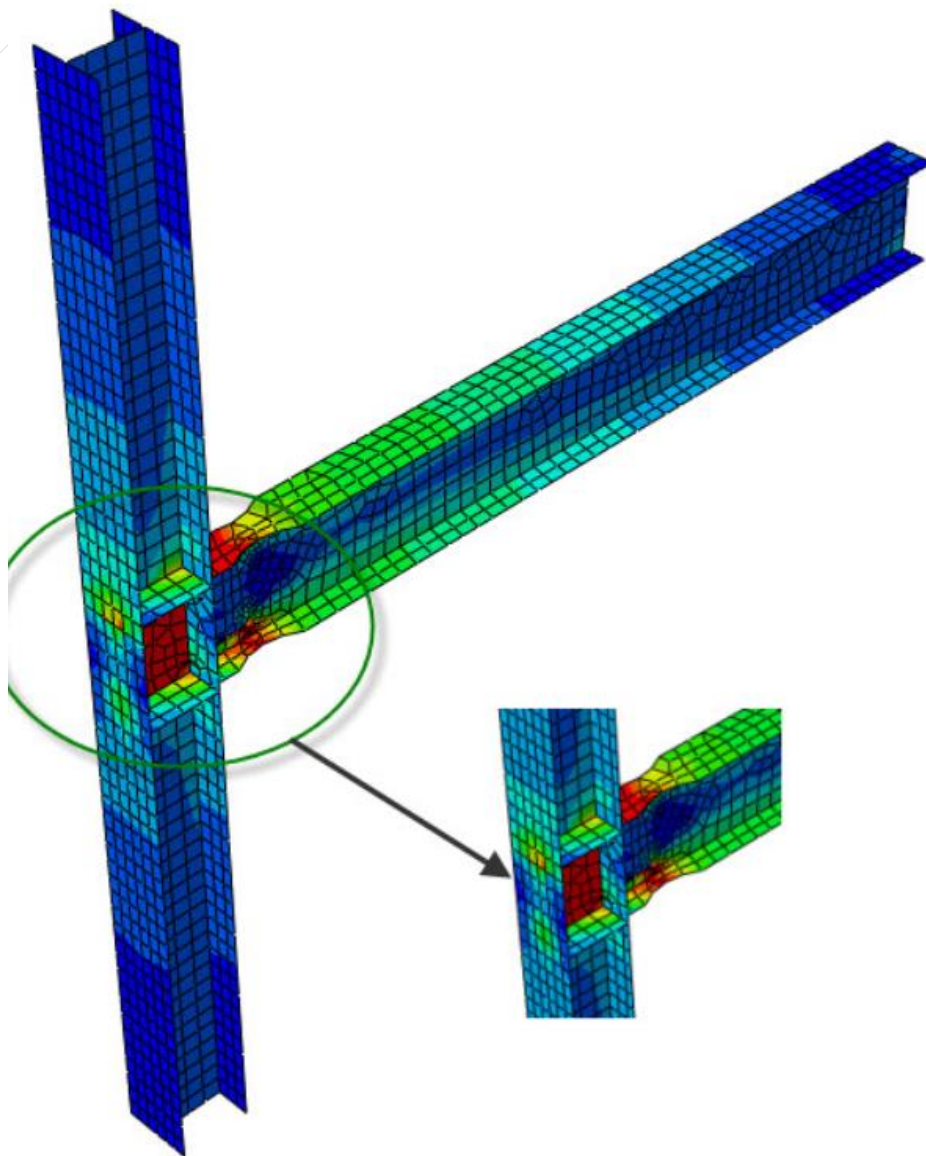
ضوابط لرزه ای

قسمت دوم – تاریخچه اتصالات از پیش تایید شده

تا قبل از وقوع زلزله ۶.۷ ریشتری **نورث ریج در سال ۱۹۹۴**، سازه های دارای قاب های خمشی، به عنوان شکل پذیرترین و همچنین مقاومترین سازه ها در برابر زلزله نسبت به سایر طرح های سازه ای دیگر محسوب می شدند. وقوع زلزله نورث ریج در ژانویه ۱۹۹۴، منجر به صدمات فراوانی در سازه های خمشی فولادی دارای اتصالات جوشی تیر به ستون گردید. بررسی های متعددی به منظور بهبود بخشیدن رفتار اتصال خمشی جوشی مربوط به قبل از زلزله نورث ریج صورت پذیرفت و این مطالعات تاکنون نیز در حال انجام می باشد. اولین گزارش در این خصوص توسط FEMA در سال ۲۰۰۰ منتشر گردید که مهمترین آن تغییر شکل اتصالات و الزامات آن بود که باعث معرفی **اتصالات از پیش تایید شده** گردید.



اتصالات از پیش تایید شده



ANSI/AISC 358-22
An American National Standard

Prequalified Connections

for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications

August 18, 2022

Supersedes *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, dated May 12, 2016, including Supplements No. 1 (2018) and No. 2 (2020), and all previous versions

Approved by the Connection Prequalification Review Panel



Smarter.
Stronger.
Steel.

ضوابط لرزه ای

قسمت دوم – مشکلات اصلی در زلزله نورث ریج

Causes of Moment Connection Damage in Northridge توصیه : الکترودهای کم هیدروژن (قلیایی)

- Welding (جوشکاری) {
 - Low Fracture Toughness of Weld Metal (چقرمگی پایین مصالح جوش)
 - Poor Quality (کیفیت پایین)
 - Effect of Backing Bars and Weld Tabs (اثر جوش پشت بند و زبانه (گوشواره))
- Connection Design (طراحی اتصال) {
 - Inadequate Participation of Beam Web Connection in Transferring Moment and Shear (عدم مشارکت جان در باربری)
 - Effect of Weld Access Hole (تأثیر سوراخ دسترسی)
 - Effect of Column Flange Bending (تأثیر خمش بال ستون)
- Materials (مصالح)
 - Actual yield stress of A36 beams often significantly higher than minimum specified

(تنش جاری شدن تیرها معمولاً به طور قابل ملاحظه ای از مقدار مشخصه حداقل بیشتر است)

A36 (ST37)

ضوابط لرزه ای

مقاومت مورد انتظار مصالح فولادی - Expected (Actual) yield stress

۱۰-۳-۲-۳ ضریب R_y تولیدات فولاد

طبق تعریف، ضریب R_y عبارت است از نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده، که به منظور در نظر گرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز باید در محاسبات مدنظر قرار گیرد. کاربرد ضریب R_y در محاسبات لرزه ای سازه های با شکل پذیری مختلف در بخش های مربوطه ارائه شده است. مقدار ضریب R_y از رابطه زیر تعیین می شود.

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y}$$

(۱۰-۳-۲-۱)

F_y = تنش تسلیم تعیین شده فولاد

F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

جدول ۱۰-۳-۲-۱ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد (ویرایش ۱۴۰۱)

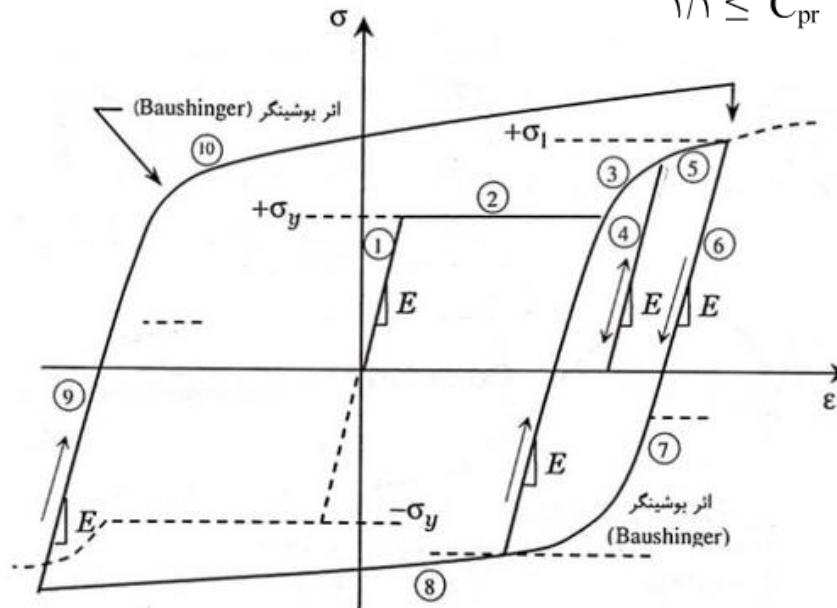
R_y	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله ای و قوطی شکل نورد شده
۱/۲۰	سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق ها و تسمه ها

ضوابط لرزه ای

اثرات سخت شوندگی کرنشی مصالح فولادی

C_{pr} = ضریبی است که در برگیرنده آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبه حداکثر نیروی ایجاد شده در اعضا و وسایل اتصال به کار گرفته می‌شود. به جز در موردی که در بخش ۱۰-۳-۱۳-۶ برای C_{pr} عدد خاصی پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$1/1 \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1/2 \quad (2-5-3-10)$$



منحنی هیستریزیس برای حالتی که نمونه وارد سخت‌شدگی کرنشی شده است

ضوابط لرزه ای

قسمت سوم - محل مفصل پلاستیک (محل شروع خرابی)

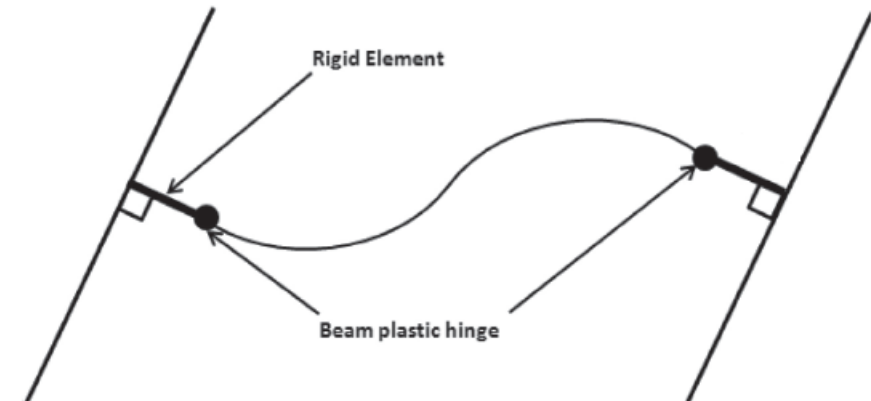
این جواز در ویرایش ۱۴۰۱ حذف شده است!

اتصال تیر به ستون باید به گونه ای طراحی شود که شرایط ایجاد مفصل پلاستیک را در داخل تیر فراهم نماید. انجام این امر می تواند از طریق ضعیف کردن مقطع تیر در فاصله ای محدود از برستون صورت گیرد. روش های دیگر برای دستیابی به منظور فوق در اتصالات از پیش تأیید شده بخش ۱۰-۳-۱۳ ارائه شده است.

Column
(Flexural & Axial
Yielding)

Panel Zone
(Shear Yielding)

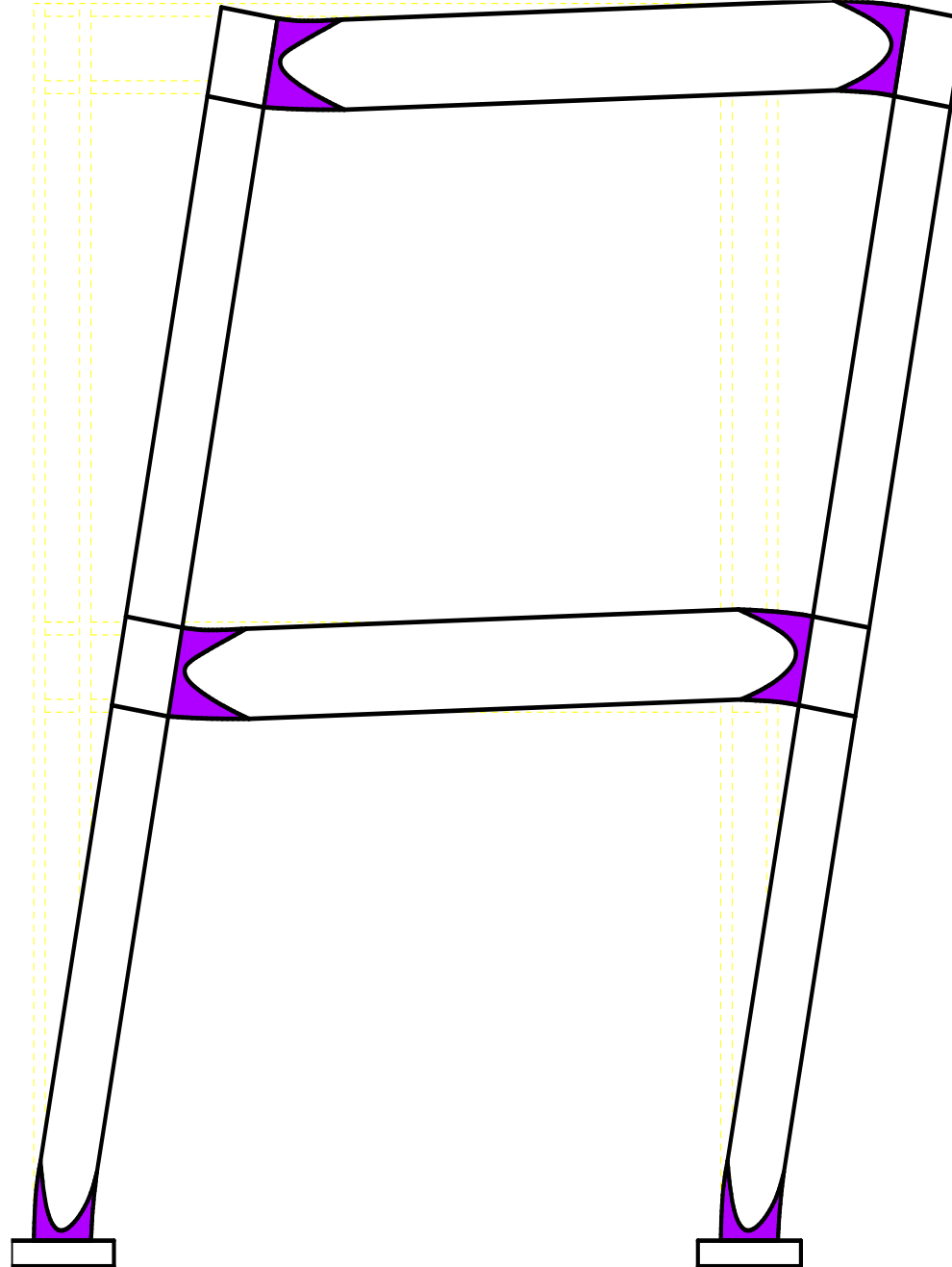
Beam
(Flexural Yielding)



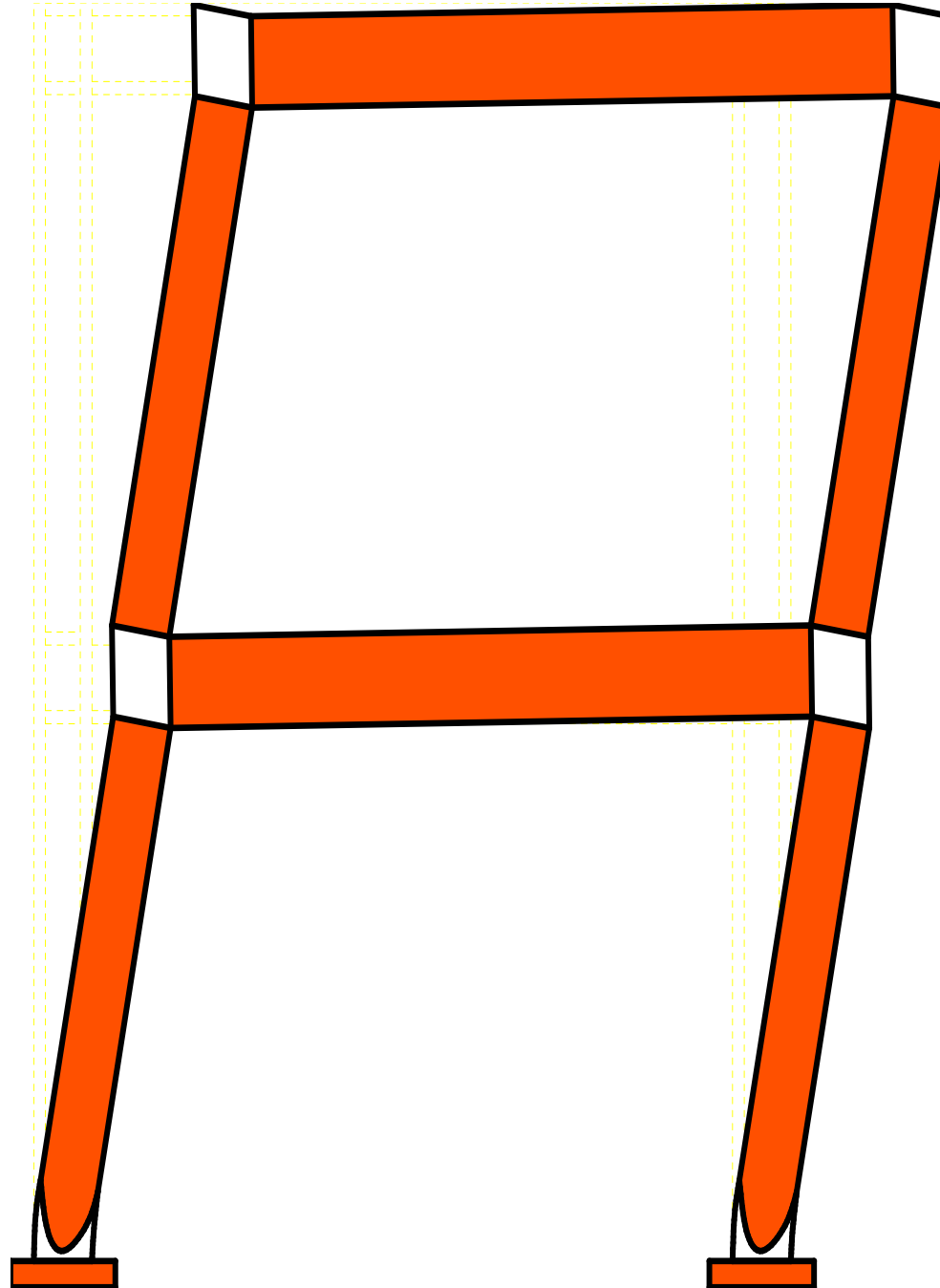
تعاریف- ویرایش ۱۴۰۱

قاب خمشی متوسط: در این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، تیرها و ستون‌ها باید فولادی باشند. در تحمل بارهای ثقیلی با رعایت الزامات اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده، می‌توان از عملکرد بین تیر فولادی با دال بتنی متکی بر آن استفاده نمود. شکل‌پذیری مورد انتظار در این سیستم باربر جانبی محدود بوده و از طریق تغییرشکل‌های دورانی فرا ارتجاعی محدود در انتهای تیرها یا انتهای ستون‌ها و تسلیم برشی محدود در ناحیه چشمه اتصال تأمین می‌شود.

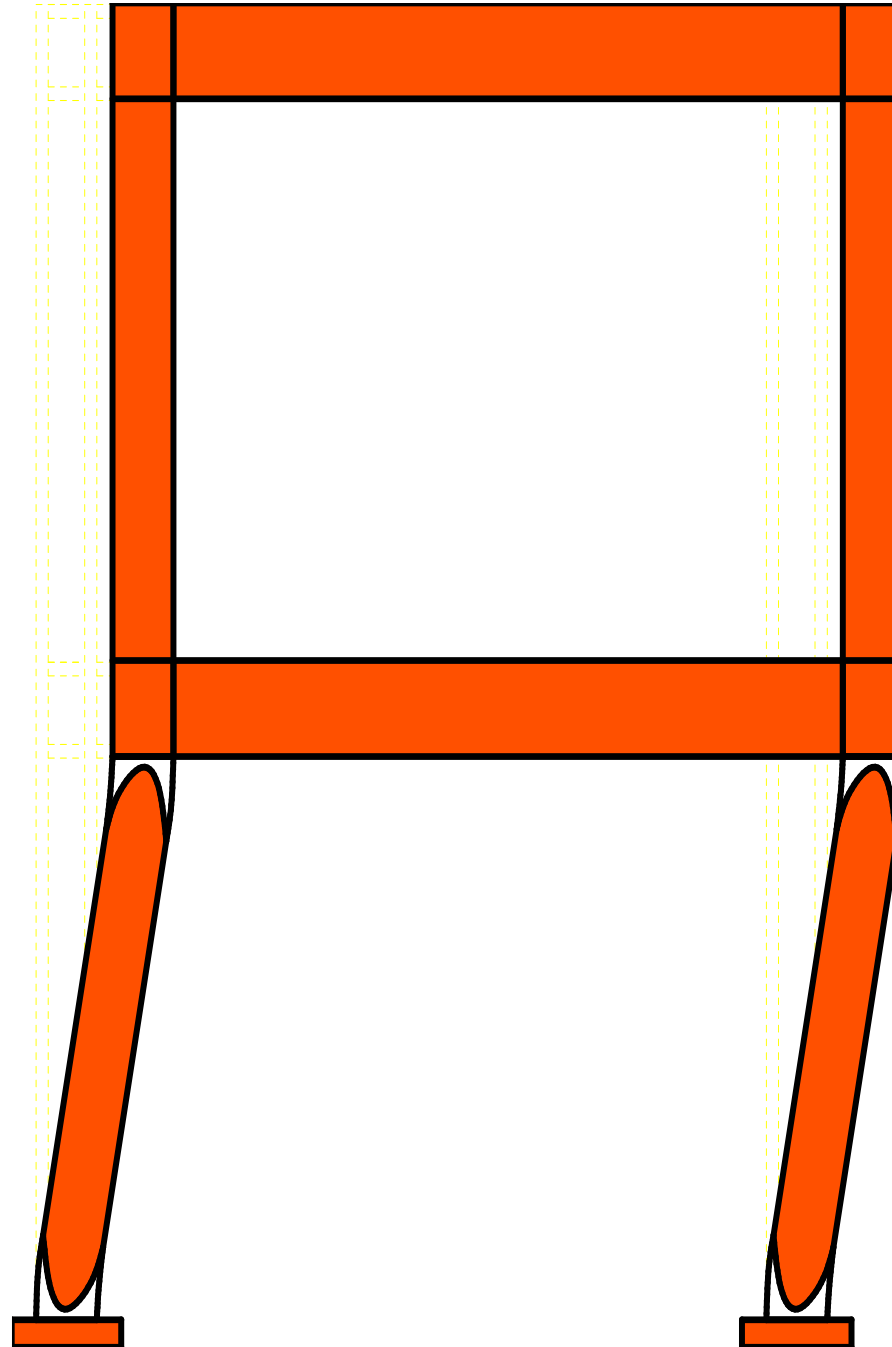
قاب خمشی ویژه: در این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، تیرها و ستون‌ها باید فولادی باشند. در تحمل بارهای ثقیلی، با رعایت الزامات اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده، می‌توان از عملکرد مختلط بین تیر فولادی با دال بتنی متکی بر آن استفاده نمود. شکل‌پذیری مورد انتظار در این سیستم باربر جانبی قابل‌ملاحظه بوده و از طریق تغییرشکل‌های دورانی فرا ارتجاعی زیاد در انتهای تیرها، تسلیم برشی کم در ناحیه چشمه اتصال و تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی دورانی در ستون‌ها در تراز پایه تأمین می‌شود.



Plastic Hinges
In Beams



Plastic Hinges
In Column Panel Zones



Plastic Hinges
In Columns:

Potential for Soft Story
Collapse

E3.4a Moment Ratio

The following relationship shall be satisfied at beam-to-column connections:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$$

تبصره ۱: در صورتی که در گره موردنظر ستون در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار گرفته باشد، رابطه ۱۰-۳-۳-۳-۱ باید به طور جداگانه حول هر یک از محورها اصلی ستون کنترل شود. در این محاسبات مقاومت خمشی اسمی ستون حول محور x (در برابر مقاومت خمشی مورد انتظار تیرهای راستای y) باید به شرح زیر برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی حول محور y ستون، اصلاح شود:

$$M_{pcx}^* = Z_{cx} \left[F_{yc} - \alpha_s \left(\frac{P_r}{A_g} + \frac{M_{ry}}{Z_{cy}} \right) \right] \quad (10-3-3-3-5)$$

در رابطه فوق:

M_{ry} = لنگر خمشی موردنیاز حول محور y ستون در ترکیب بارگذاری متعارف در امتداد موردنظر

Z_{cx} = اساس مقطع پلاستیک ستون حول محور x

Z_{cy} = اساس مقطع پلاستیک ستون حول محور y

P_r = مقاومت محوری موردنیاز ستون حاصل از ترکیبات بارگذاری راستای موردنظر شامل زلزله

تشدید یافته

ضوابط لرزه ای

قسمت سوم - محل مفصل پلاستیک (محل شروع خرابی)

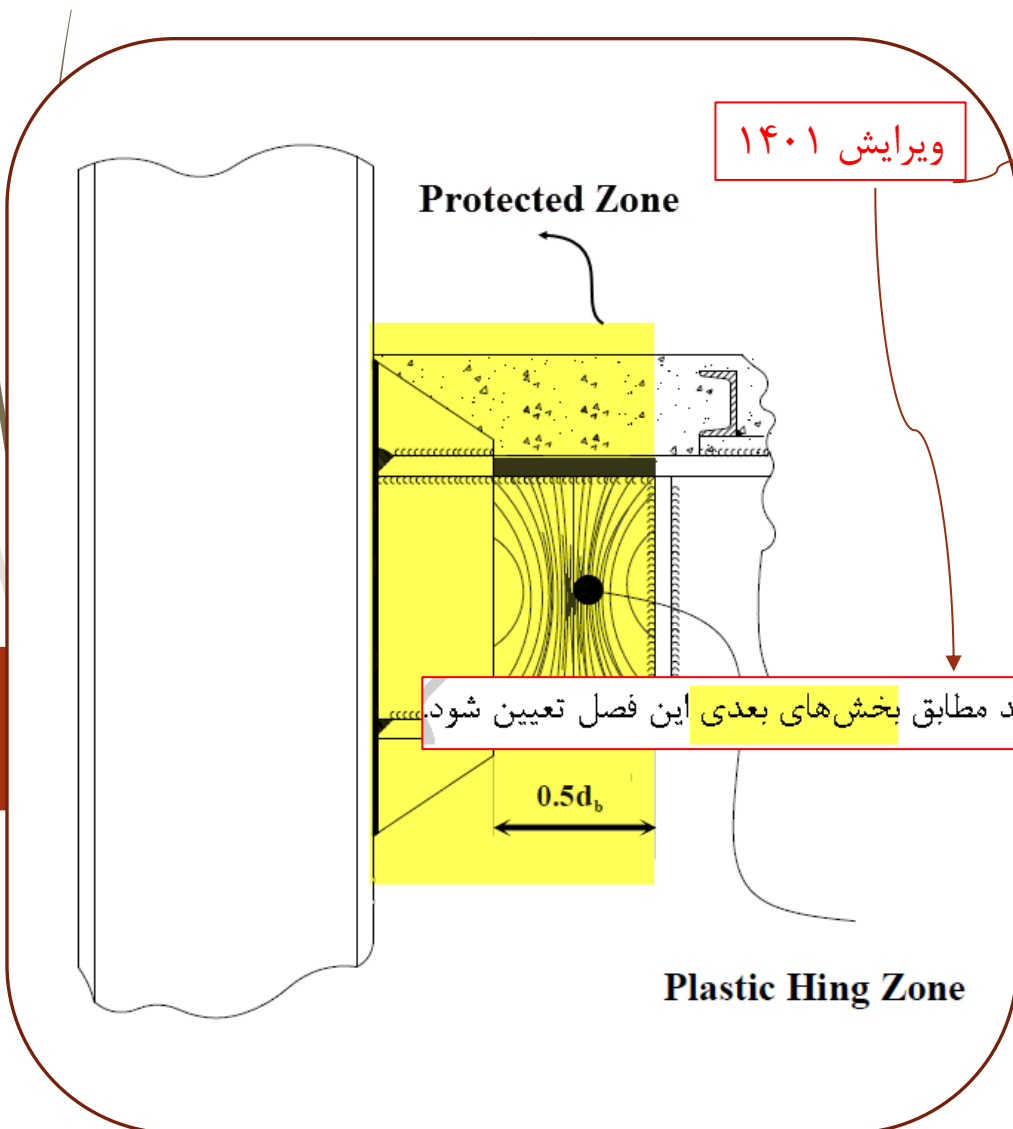
۱۰-۳-۲-۱۷ ناحیه حفاظت شده اعضا

۱۰-۳-۲-۲ ناحیه حفاظت شده اعضا

ناحیه حفاظت شده در یک عضو از سازه، که به ناحیه شکل پذیر عضو نیز موسوم است، به ناحیه ای از عضو اطلاق 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 ناحیه باید عاری از هر گونه عملیاتی که موجب دگرگونی عملکرد عضو در این ناحیه می شود، باشد. ناحیه حفاظت شده در دو انتهای تیر، فاصله بین بر ستون تا نصف عمق تیر از محل تشکیل مفصل پلاستیک به سمت داخل دهانه در نظر گرفته می شود. در هر یک از سیستم های باربر جانبی لرزه ای، موقعیت و طول ناحیه حفاظت شده باید مطابق بخش های بعدی این فصل تعیین شود.

۱. به کار بردن وصله مستقیم یا غیرمستقیم جوشی یا پیچی نیمرخ ها یا ورق های تشکیل دهنده عضو در ناحیه حفاظت شده ممنوع است.

۲. هر گونه ناپیوستگی ناشی از عملیات ساخت و نصب مانند جوش های موضعی، وسایل کمکی برای نصب، ناصافی های ناشی از برش های حرارتی در ناحیه حفاظت شده ممنوع بوده و در صورت وجود باید به نحو مناسبی بر طرف شده و تعمیر گردد.



ضوابط لرزه ای

قسمت سوم – محل مفصل پلاستیک (محل شروع خرابی)



ضوابط لرزه ای

قسمت چهارم - مهار جانبی اتصال (مهار لرزه ای یا تکمیلی)

الف- حداکثر فواصل $1-8-2-3-10$ ویرایش ۱۴۰۱ $2-8-2-3-10$

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه ای مهار جانبی تیرها در قاب های خمشی متوسط و ویژه

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه ای در قاب های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

الف) کلیه تیرهای باربر جانبی لرزه ای باید در فاصله L_b دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی، پیچشی و جانبی - پیچشی در خلال تغییرشکل های فراتر جایی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن ها به تیر از تغییر مکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

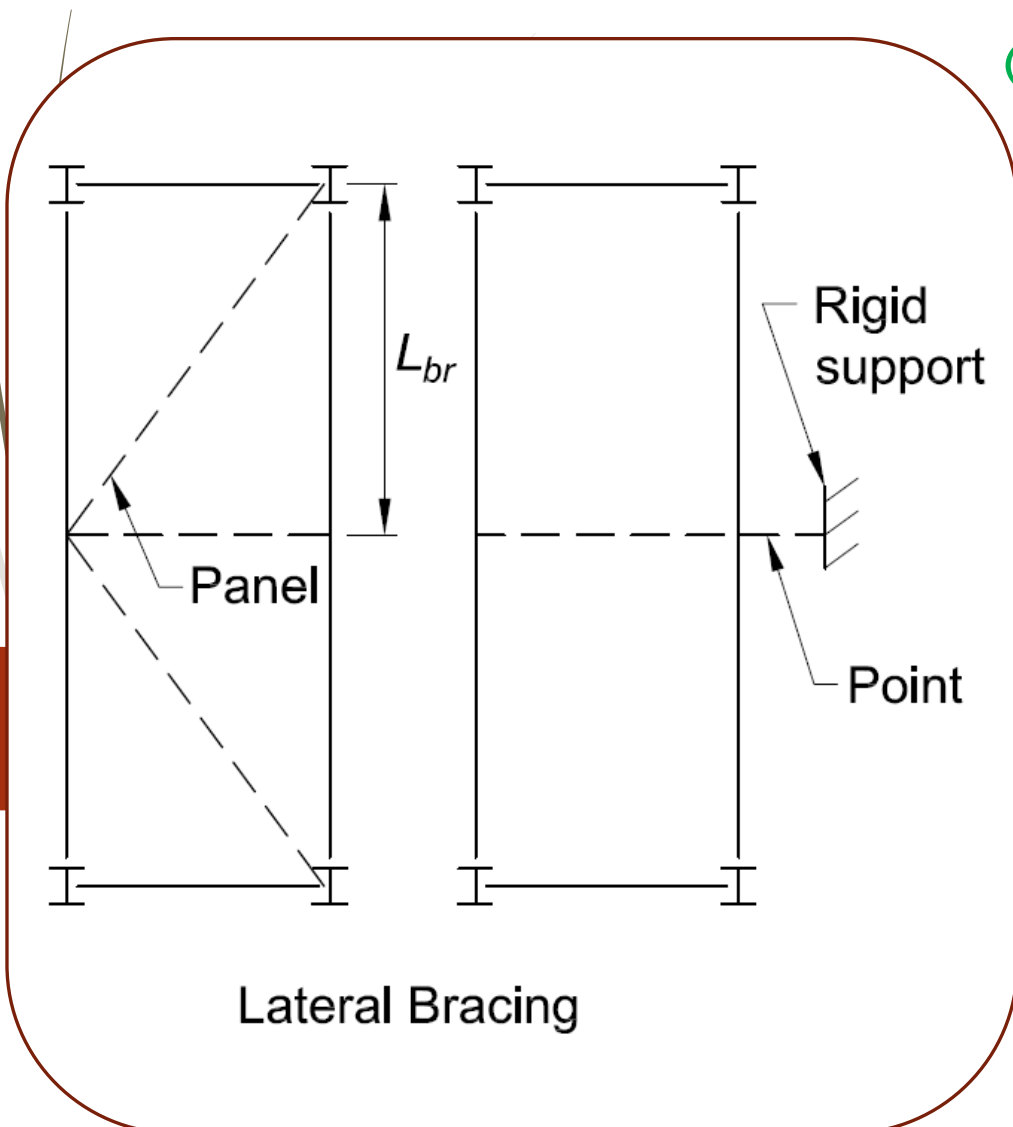
ت) مقدار حداکثر L_b برای تیرهای باربر جانبی لرزه ای در سیستم های با شکل پذیری متوسط برابر $0.17 r_y \frac{E}{F_y}$ و در سیستم های با شکل پذیری زیاد برابر $0.086 r_y \frac{E}{F_y}$ می باشد، که در آن r_y شعاع

ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

$$L_b = \frac{0.086 r_y E}{R_y F_y}$$

ویرایش ۱۴۰۱

$$L_b = \frac{0.17 r_y E}{R_y F_y}$$



ضوابط لرزه ای

قسمت چهارم - مهار جانبی اتصال (مهار لرزه ای یا تکمیلی)

در مهار جانبی ۲ نوع مهار وجود دارد، مهار صفحه ای و مهار نقطه ای. مهار صفحه ای که با مهاربندی صفحه فوقانی تیرها انجام می شود و دیگری با اتکا تیر به یک تکیه گاه یا المان صلب.

در بحث مهار پیششی ۲ نوع مهار وجود دارد، یکی پیوسته (بوسیله دال) و دیگری منقطع (یا نقطه ای بوسیله تیر یا قاب مقاطع). در تیر مقاطع صرف وارد شدن تیرچه عمود به تیر کافی نیست، بلکه علاوه بر اتصال خمشی، مقطع تیرچه باید برای لنگر پیششی که از تیر اصلی به این مهارها به صورت خمشی وارد میشود کنترل شود، اگه جوابگو باشند، تیرچه ها مهار پیششی محسوب میشوند و ارتفاع قرار گرفتن مهار پیششی (بر خلاف مهار جانبی) مهم نیست. در روش تیر مقاطع، سخت کننده نیز معمولاً استفاده می شود.

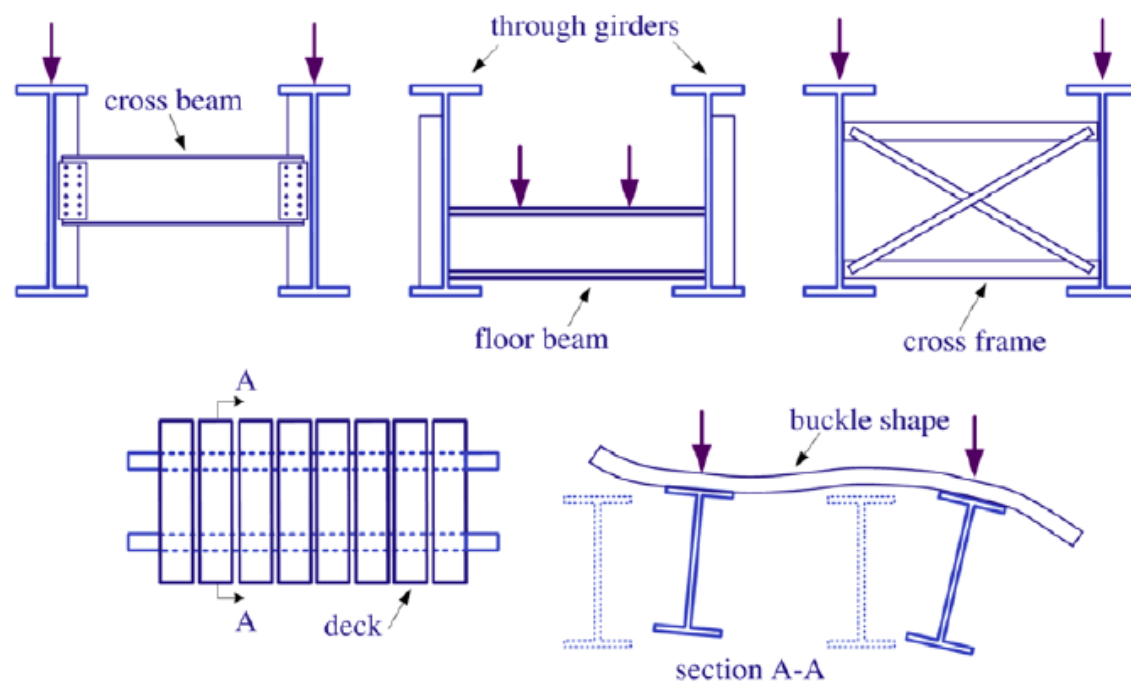


Fig. 1. Types of torsional bracings.

ب) تیرهای فولادی با دال بتنی متکی بر آن (ویرایش ۱۴۰۱-۱۰-۳-۲-۸) در این نوع تیرها، در محدوده‌ای که بین دال بتنی و تیر فولادی برشگیر موردنیاز تعبیه شود، بال فوقانی تیر، مهارشده محسوب می‌شود. بال تحتانی تیر و بال فوقانی آن در سایر نواحی در صورت نیاز باید الزامات مهارهای جانبی حالت (الف) این بند را تأمین نمایند.

ضوابط لرزه ای

قسمت چهارم - مهار جانبی اتصال (مهار لرزه ای یا تکمیلی)

نیرو و سختی مورد نیاز برای مهار پیچشی نقطه ای:

ANSI/AISC 360-16

APPENDIX 6
MEMBER STABILITY BRACING

About the longitudinal axis of the beam, the required flexural strength of the brace is:

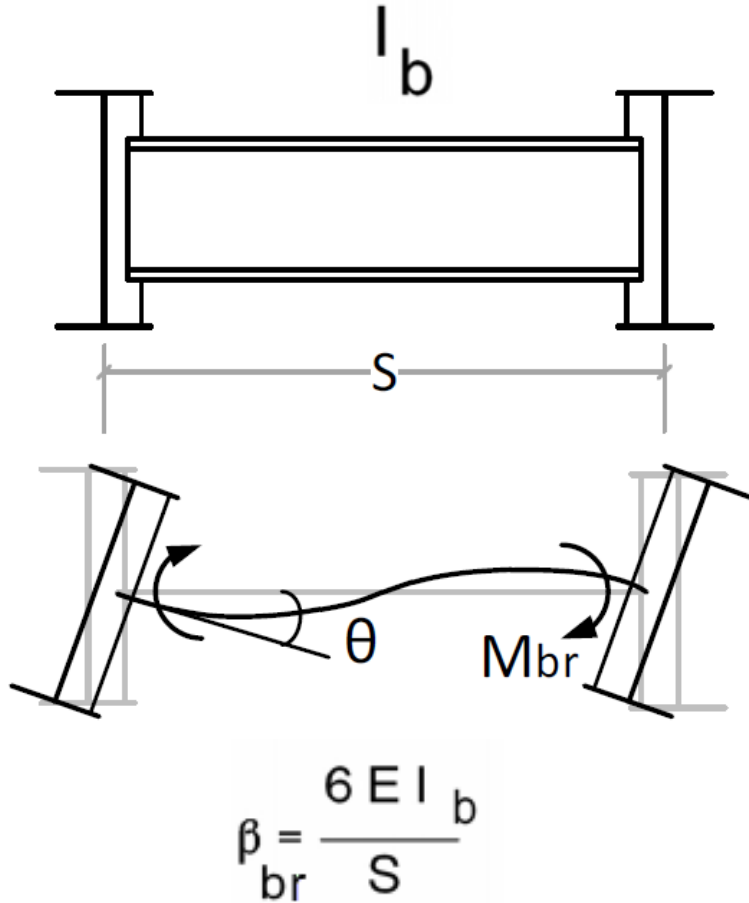
$$M_{br} = 0.02M_r$$

and, the required flexural stiffness of the brace is:

$$\beta_{br} = \frac{\beta_T}{\left(1 - \frac{\beta_T}{\beta_{sec}}\right)}$$

where

$$\beta_T = \frac{1}{\phi} \frac{2.4L}{nEI_{yeff}} \left(\frac{M_r}{C_b} \right)^2 \quad \beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_o} \left(\frac{1.5h_o t_w^3}{12} + \frac{t_{st} b_s^3}{12} \right)$$



$$\beta_{br} = \frac{6EI_b}{S}$$

User Note: Torsional bracing can be provided as point bracing, such as cross-frames, moment-connected beams or vertical diaphragm elements, or as continuous bracing, such as slabs or decks.

ضوابط لرزه ای

قسمت چهارم - مهار جانبی اتصال (مهار لرزه ای یا تکمیلی)

نیرو و سختی مورد نیاز برای مهار جانبی نقطه ای (بال فشاری):

ANSI/AISC 360-16

APPENDIX 6
MEMBER STABILITY BRACING

In the direction perpendicular to the longitudinal axis of the beam, the required strength of end and intermediate point braces is

$$P_{br} = 0.02 \left(\frac{M_r C_d}{h_o} \right)$$

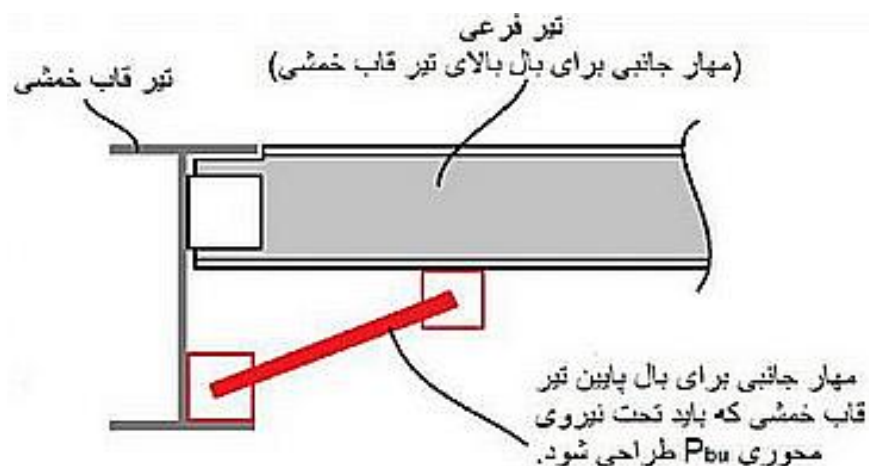
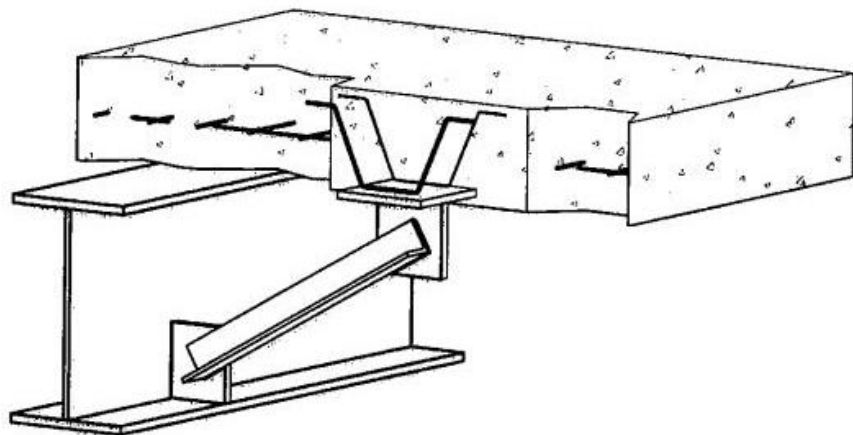
and, the required stiffness of the brace is

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10 M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \quad (\text{LRFD})$$

$C_d = 1.0$, except in the following case:

= 2.0 for the brace closest to the inflection point in a beam subject to double curvature bending

ANSI/AISC 341-16 $\longrightarrow C_d = 1.0$



ضوابط لرزه ای (ویرایش ۱۴۰۱)

قسمت چهارم - مهار جانبی اتصال (مهار لرزه ای یا تکمیلی)

۳- مهارهای جانبی به کاررفته در هر دو بال تیر باید حداقل دارای مقاومت فشاری موجود برابر $\frac{0.02M_r}{h_o}$ باشند. همچنین مهارهای جانبی باید حداقل دارای سختی برابر $\frac{1}{\phi} \frac{10M_u}{L_b h_o}$ در طراحی به روش LRFD و برابر $\Omega \frac{10M_u}{L_b h_o}$ در طراحی به روش ASD باشند. مهارهای پیچشی نقطه‌ای به کاررفته در مقطع تیر باید دارای مقاومت خمشی موجود حداقل برابر $0.02M_r$ و دارای سختی دورانی حداقل برابر $\frac{\beta_T}{1 - \frac{\beta_T}{\beta_{sec}}}$ باشند، که در آن:

$$\beta_T = \frac{1}{\phi} \frac{2.4L}{nEI_{yeff}} \left(\frac{M_u}{C_b} \right)^2 \quad \text{و} \quad \phi = 0.75 \quad (\text{LRFD}) \quad (1-2-3-10)$$

$$\beta_T = \Omega \frac{2.4L}{nEI_{yeff}} \left(\frac{M_u}{C_b} \right)^2 \quad \text{و} \quad \Omega = 3 \quad (\text{ASD}) \quad (2-2-3-10)$$

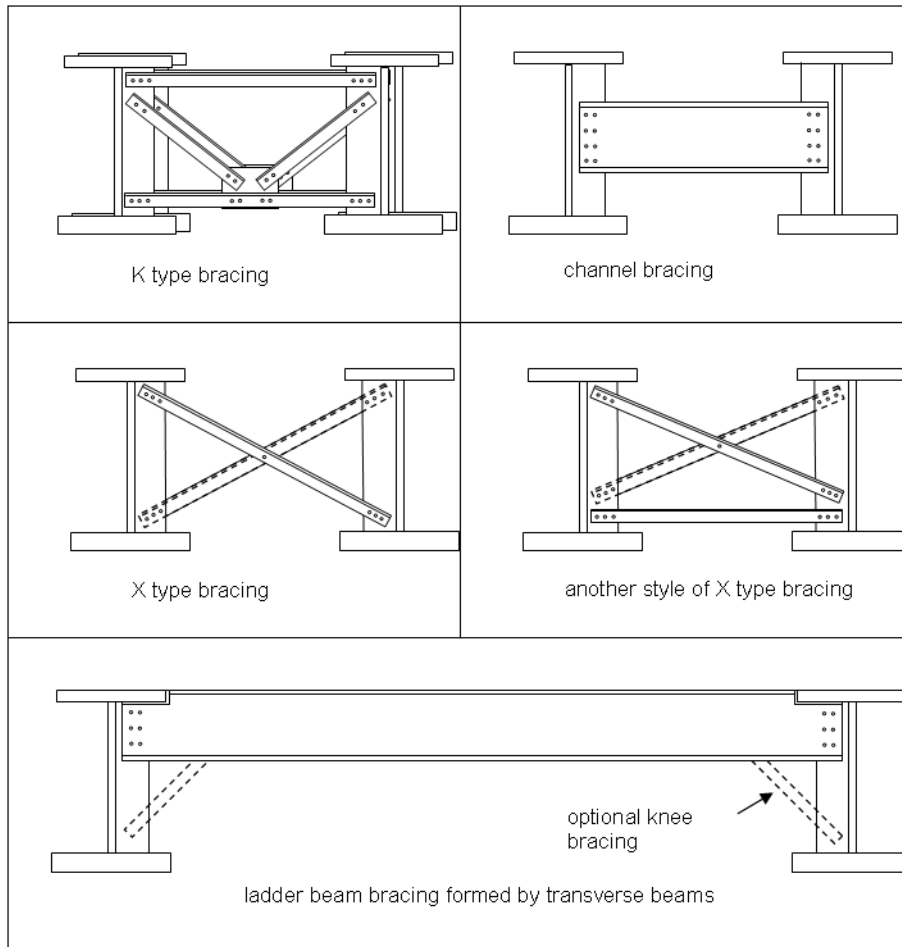
$$\beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_o} \left(\frac{1.5h_o t_w^2}{12} + \frac{t_{st} b_s^3}{12} \right) \quad \text{سختی جان در برابر اعوجاج} \quad (3-2-3-10)$$

E = مدول الاستیسیته فولاد

$$I_{yeff} = I_{yc} + \left(\frac{t}{c} \right) I_{yt} \quad \text{در مقاطع متقارن برابر } I_y \text{ است} \quad (4-2-3-10)$$

I_{yc} = ممان اینرسی بال فشاری نسبت به محور ضعیف مقطع

I_{yt} = ممان اینرسی بال کششی نسبت به محور ضعیف مقطع



ضوابط لرزه ای

(ویرایش ۱۴۰۱) ۱-۷-۳-۱۰ الزامات عمومی

قسمت چهارم - مهار جانبی اتصال (مهار لرزه ای یا تکمیلی)

ب- تاکید بر محل مهار جانبی در نزدیکی مفصل (AISC 358)

تیرها باید دارای مهار جانبی مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۶ باشند. علاوه بر الزامات بخش ۱۰-۳-۶ در دو انتهای تیر تعبیه مهار جانبی در فاصله‌ای بین انتهای ناحیه محافظت شده تا نصف عمق تیر بعد از آن الزامی است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در صورتی که تیرها در فاصله بین دو انتهای محافظت شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصله حداکثر برابر ۳۰۰ میلی‌متر باشند، تعبیه مهار جانبی در محل‌های مذکور الزامی نیست.

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

نیروی مهار جانبی (در محل مفصل):

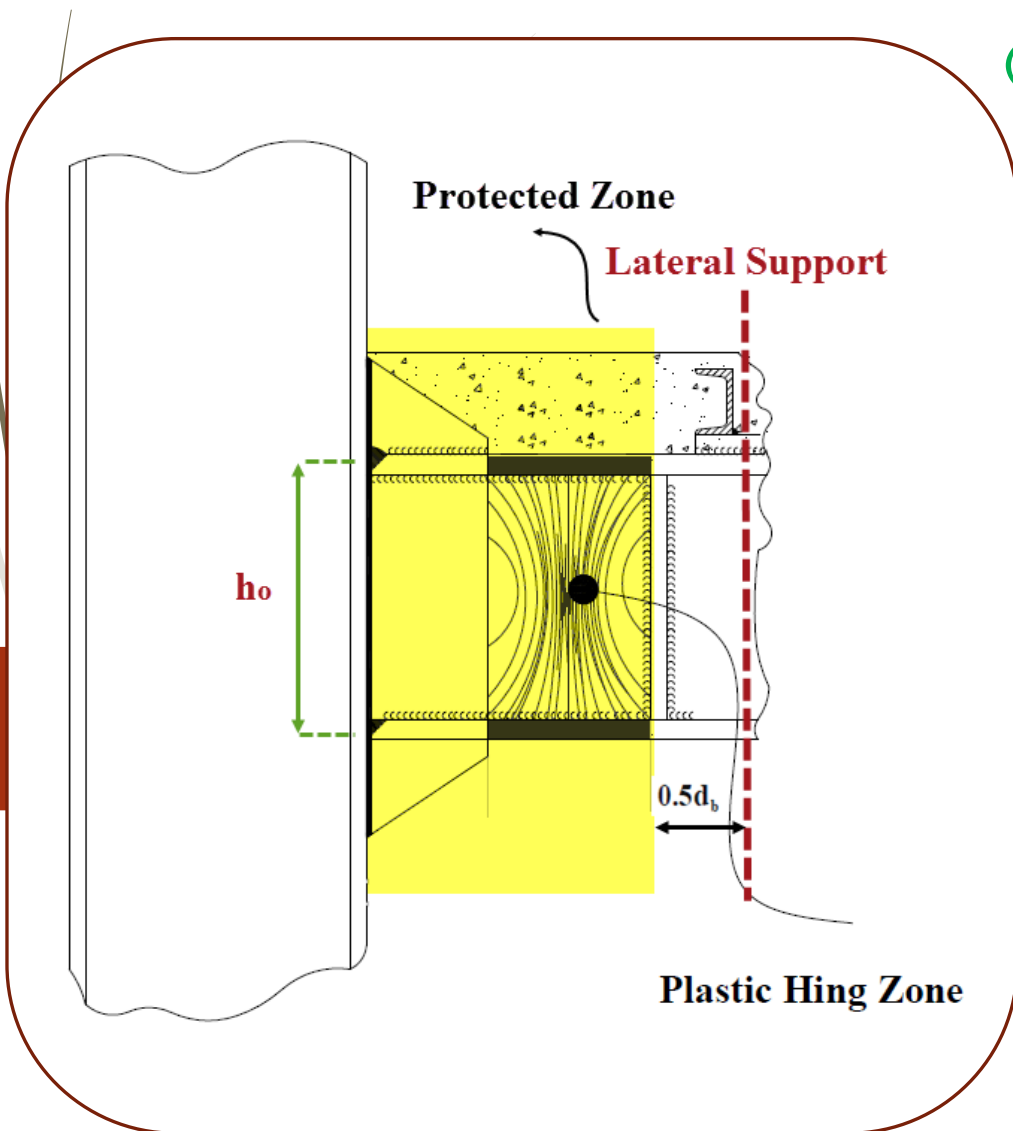
$$P_{bu} = 0.6 R_y F_y Z_b / h_o$$

لنگر مهار پیچشی (در محل مفصل):

$$M_{ru} = 0.6 R_y F_y Z_b$$

Z_b = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

h_o = فاصله مرکز تا مرکز بال‌های تیر



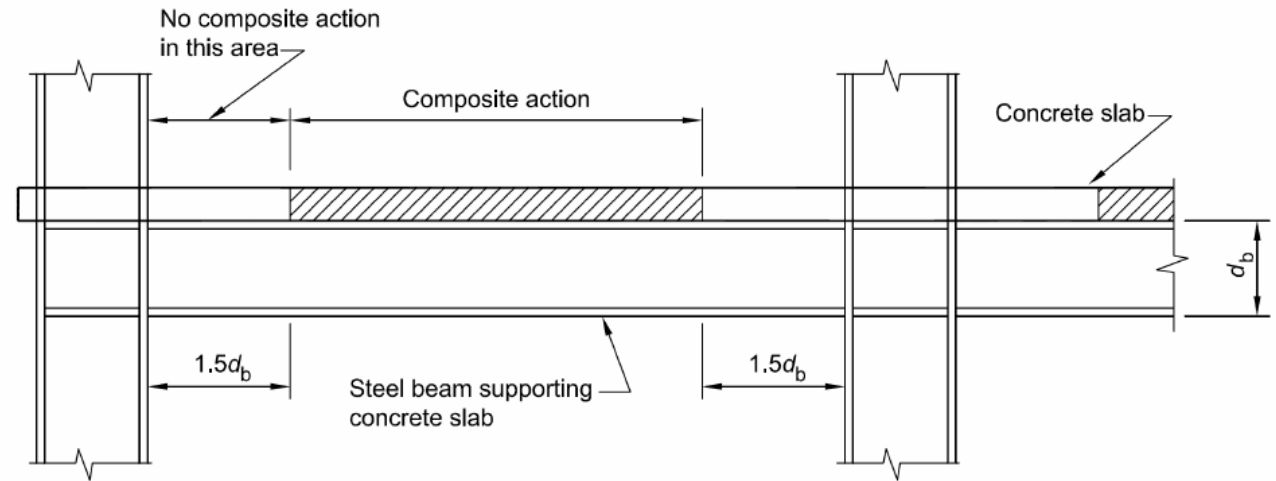
ضوابط لرزه ای

قسمت چهارم - مهار جانبی اتصال (مهار لرزه ای یا تکمیلی)

اجرای برشگیر در محدوده محافظت شده ممنوع است! در محدوده میانی حداکثر فاصله ۳۰ سانتیمتر و شروع اولین برشگیر از ابتدای محدوده محافظت شده می باشد.

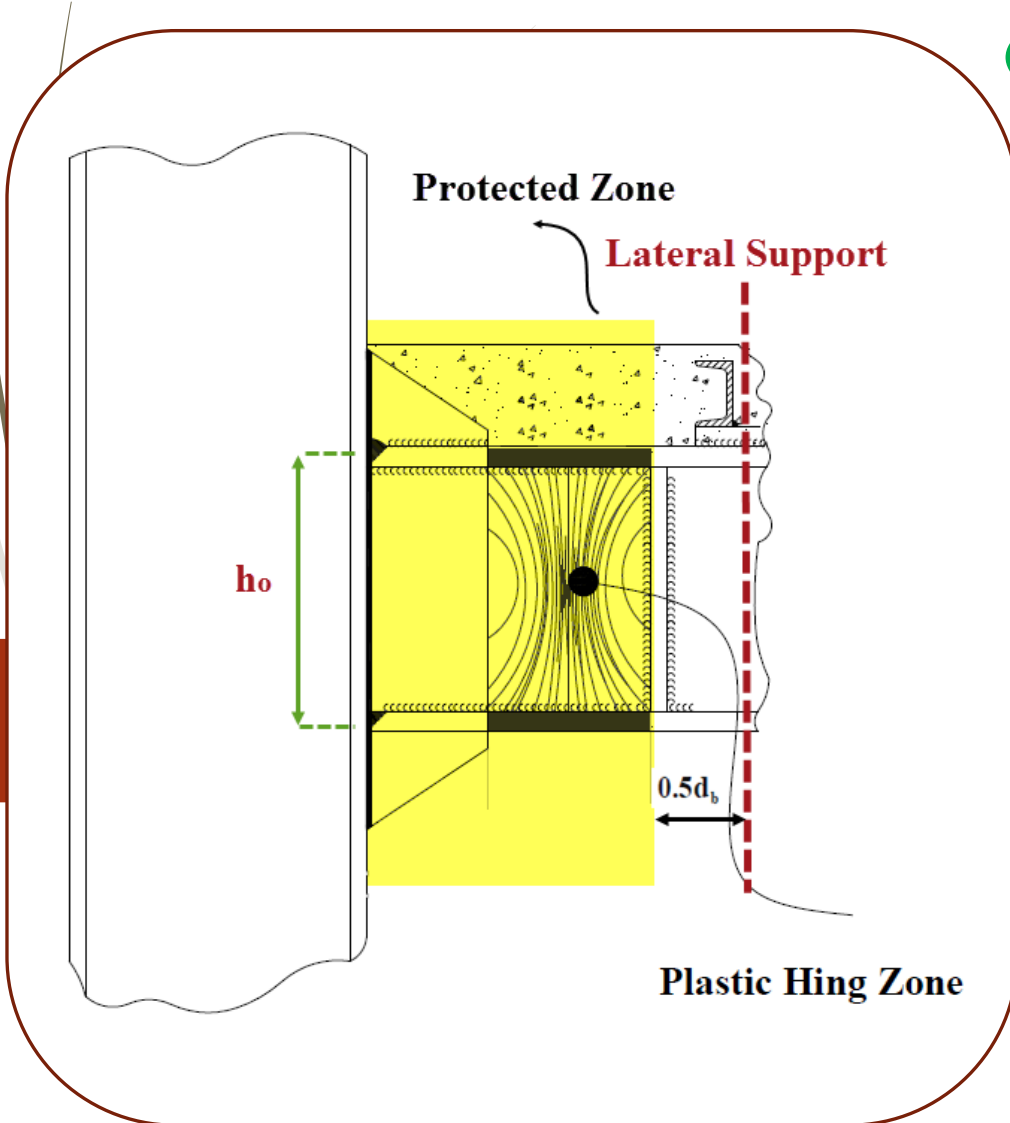
NZS 1170.5:2004

68



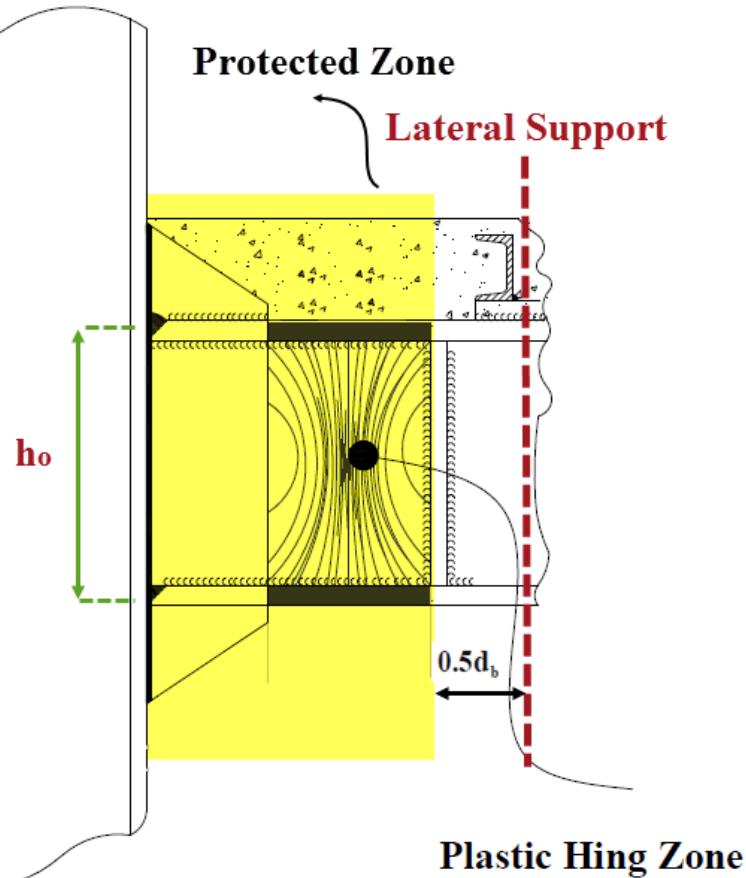
(a) Structural steel beams supporting concrete slab

۱-۷-۳-۱۰ الزامات عمومی (اتصالات از پیش تایید شده) ویرایش ۱۴۰۱



ضوابط لرزه ای

قسمت چهارم - مهار جانبی اتصال (مهار لرزه ای یا تکمیلی)



۱-۲-۳-۸-۳ مهار جانبی اضافی در نواحی مفصل پلاستیک

در مواردی که در الزامات سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، تعبیه مهارهای جانبی اضافی مقرر شده باشد، این مهارهای جانبی اضافی باید در مجاورت نواحی محل مورد انتظار تشکیل مفصل پلاستیک تیر تعبیه شود. در صورت نیاز به این نوع مهارهای جانبی اضافی، الزامات زیر باید رعایت شوند:

الف) تیرهای فولادی

در تیرهای فولادی، مهارهای جانبی اضافی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- هر دو بال تیر باید به صورت جانبی یا مقطع تیر از طریق مهار پیچشی نقطه‌ای، مهار شود.

۲- مهارهای جانبی اضافی باید حداقل دارای مقاومت فشاری موجود $\frac{0.06R_yF_yZ}{\alpha_s h_o}$ و مهارهای

پیچشی نقطه‌ای اضافی باید حداقل دارای مقاومت خمشی موجود برابر $\frac{0.06R_yF_yZ}{\alpha_s}$ باشند.

۳- حداقل سختی موردنیاز مهارهای جانبی اضافی و حداقل سختی دورانی موردنیاز مهارهای

پیچشی نقطه‌ای اضافی باید براساس $M_r = \frac{R_yF_y Z_p}{\alpha_s}$ و مطابق بند ۱-۲-۳-۸-۳ تأمین شود.

ضوابط لرزه ای

قسمت چهارم - مهار جانبی اتصال (مهار لرزه ای یا تکمیلی)

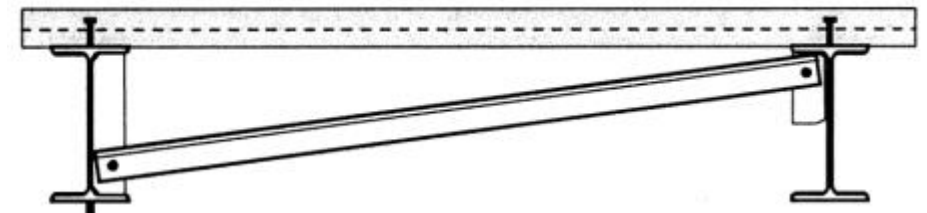
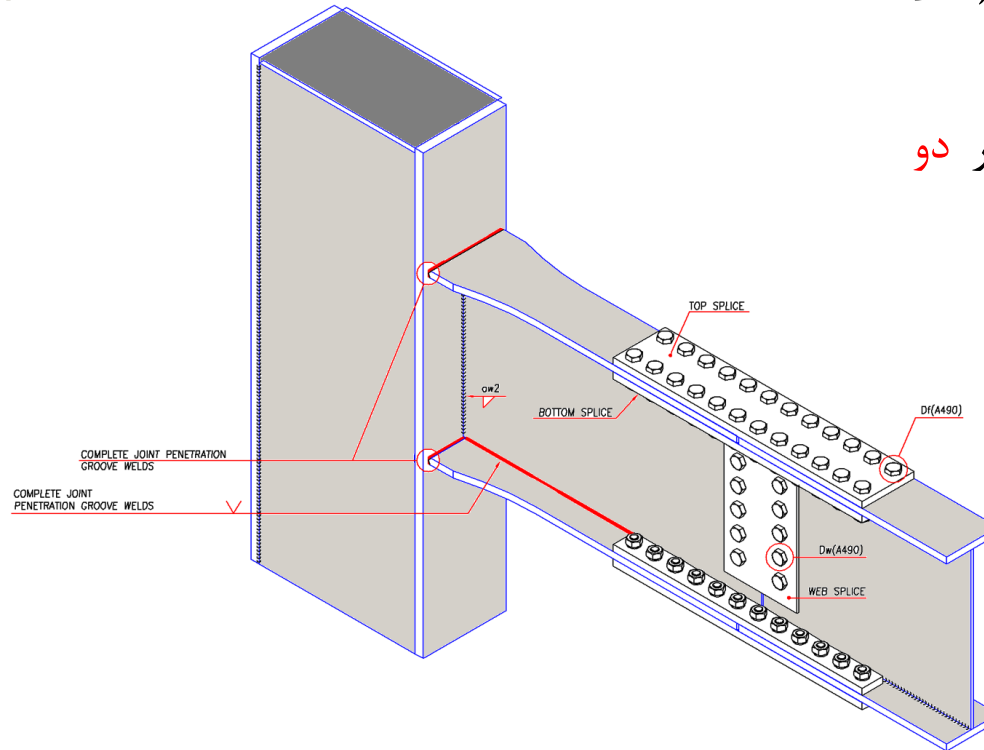


ضوابط لرزه ای

قسمت چهارم - مهار جانبی اتصال (مهار لرزه ای یا تکمیلی)

۱- وصله ها باید طوری طراحی و اجرا شوند که هیچ قسمت آن (مثلا ورقهای وصله بال) در محدوده محافظت شده قرار نگیرد!!

۲- در وصله درختی معمولا امکان اجرای گلمیخ یا برشگیر در دو انتهای ناحیه محافظت شده وجود ندارد!



اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط کلی

۱-۷-۳-۱۰ الزامات عمومی ویرایش ۱۴۰۱

۱-۱۳-۳-۱۰ الزامات عمومی اتصالات گیردار از پیش تأیید شده

کلیه اتصالات از پیش تأیید شده باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) کلیه اتصالات باید به صورت صلب (گیردار کامل) در نظر گرفته شوند.

(۲) کلیه جوش‌های بکار رفته در اتصالات باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی و اولتراسونیک (فراصوتی) تأیید شوند.

(۴) در کلیه اتصالات از پیش تأیید شده فاصله بین مفصل پلاستیک در داخل تیر تا بر ستون با علامت S_h نمایش داده می‌شود و برای انواع مختلف اتصالات مذکور بر اساس نتایج آزمایش، محل تشکیل مفصل پلاستیک در بخش‌های مربوطه ارائه شده است.

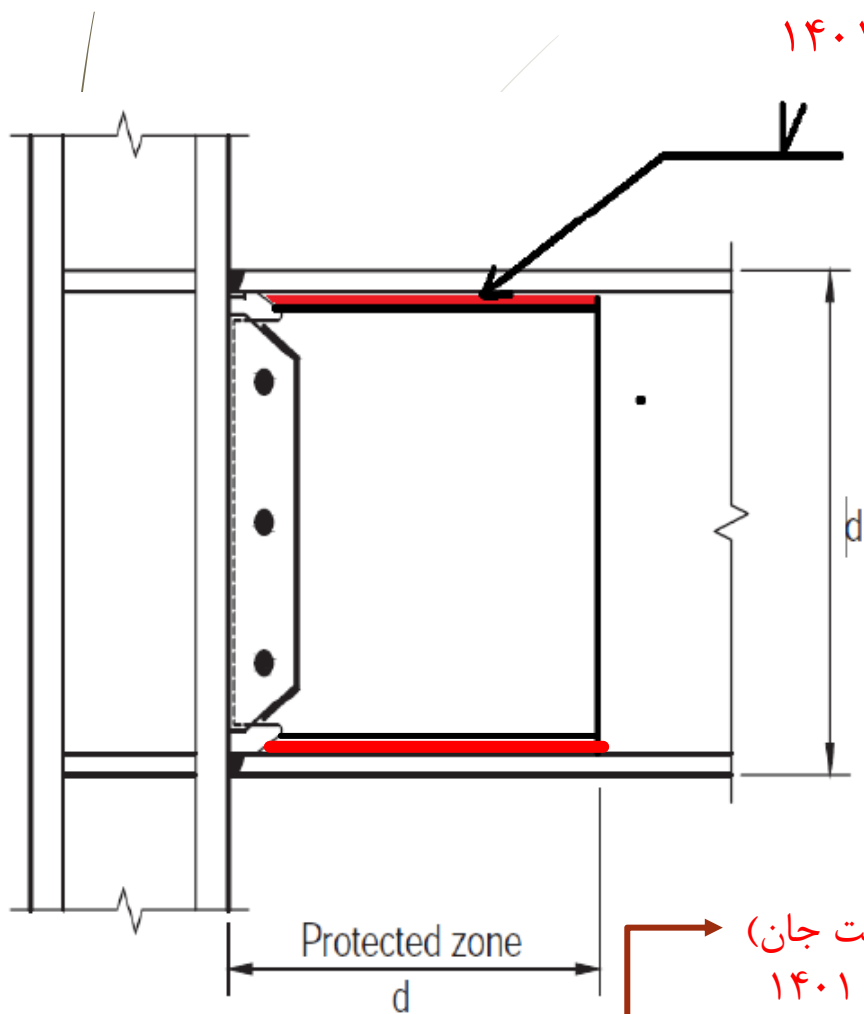
(۵) در دو انتهای تیرهای ساخته‌شده از ورق، به فاصله $(S_h + d)$ که در آن d عمق تیر است، اتصال

جان به بال باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان

باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر کمتر در نظر

گرفته شود. در مواردی که در بخش‌های مربوط به اتصالات گیردار از پیش تأیید شده در این

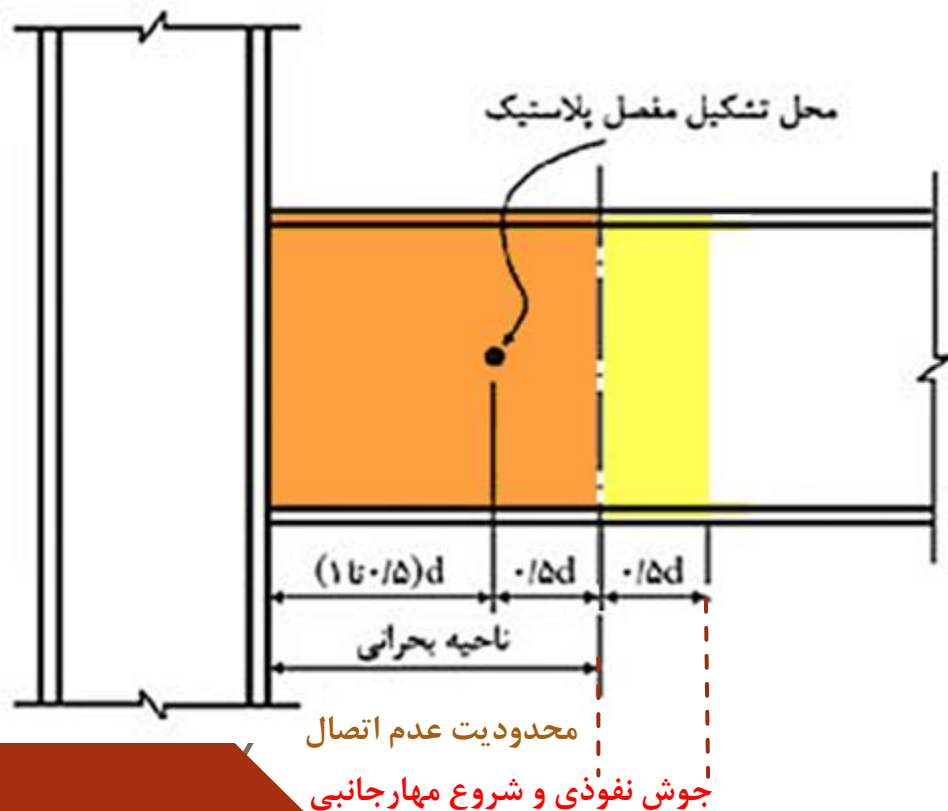
خصوص الزام دیگری وضع شده باشد، تأمین این شرایط برای اتصال جان به بال تیر الزامی نیست.



ANSI/AISC 358-16
ANSI/AISC 358s1-18

اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط کلی



$Sh+0.5d$: محدوده محافظت شده (حداقل)

(در ویرایش ۱۴۰۱ در اتصالات از پیش تایید شده معرفی می شود)

$Sh+1.0d$: فاصله شروع مهار جانبی

(در ویرایش ۱۴۰۱ در مجاورت نواحی مورد انتظار مفصل نوشته شده)

$Sh+1.0d$: محدوده جوش نفوذی بال به جان

فواصل مهم

۱۰-۳-۷ الزامات عمومی ویرایش ۱۴۰۱

(۲) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در فاصله حداقل برابر ۲۵ میلی‌متر از طریق مصالح انعطاف‌پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به وجوه ستون اجتناب شود.

تبصره: منظور از دال بتنی سازه‌ای، دال بتن آرمه‌ای است که ضخامت آن بیش از ۷۵ میلی‌متر بوده و تنش فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن، بیش از ۱۴ مگاپاسکال باشد. در دال بتنی همراه با عرشه فولادی، ضخامت روی عرشه مدنظر است.

اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط کلی

پ) ملاحظات اجرایی تیرها ویرایش ۱۴۰۱

(۹) در صورت نیاز به تعبیه تسمه‌های پشت‌بند در جوش‌های نفوذی، رعایت الزامات زیر ضروری است.

- برداشتن پشت‌بندهای مورد استفاده در اتصال ورق‌های پیوستگی به بال‌ها و جان (یا جان‌های) مقطع ستون، پس از اتمام عملیات جوشکاری الزامی نیست.

- در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، پشت‌بندهای مورد استفاده در بال تحتانی تیر باید برداشته شوند و پس از برداشتن تسمه‌های پشت‌بند، ریشه جوش نفوذی باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلی‌متر تقویت گردد.

- در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، برداشتن پشت‌بندهای مورد استفاده در بال فوقانی تیر الزامی نیست. در صورتی که تسمه‌های پشت‌بند برداشته نشوند، این تسمه‌ها باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلی‌متر به بال ستون جوش داده شوند.

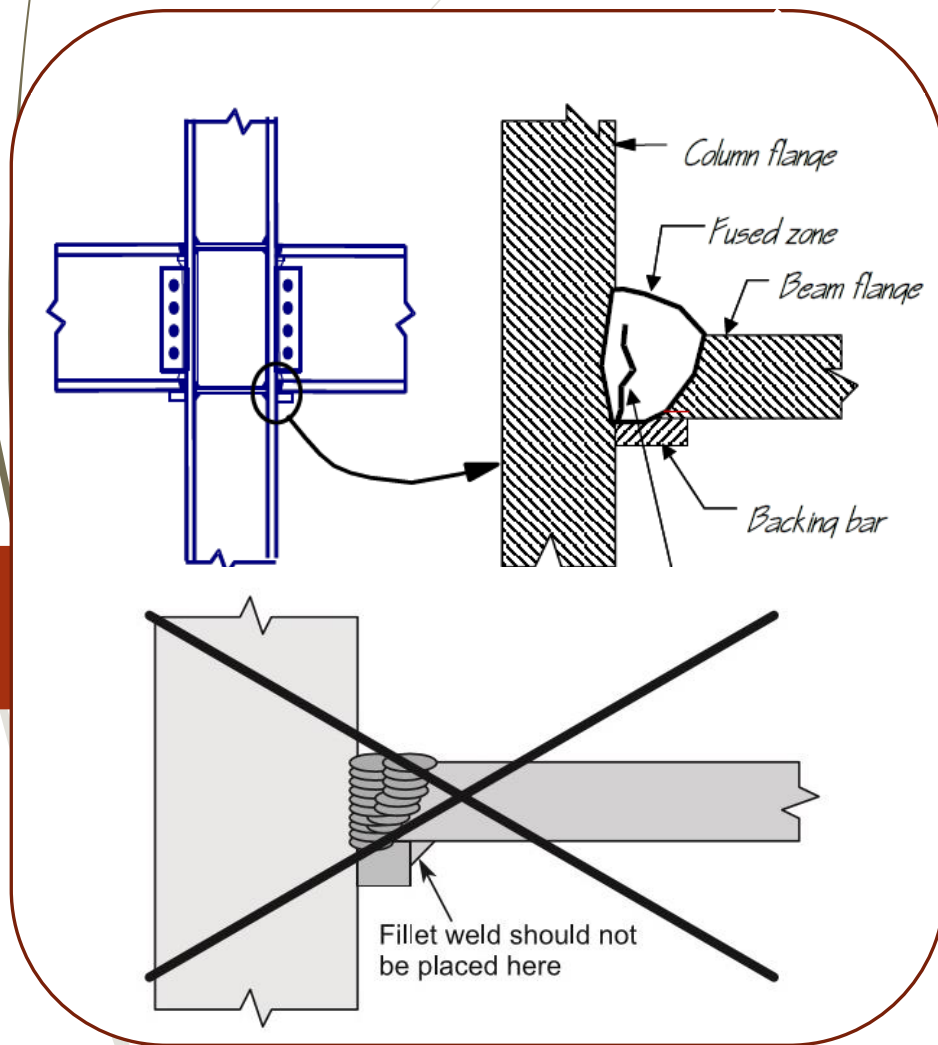
- اتصال پشت‌بندهای مورد استفاده در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، به بال‌های تیر مجاز نیست.

ویرایش ۱۴۰۱

در قاب‌های خمشی ویژه جوش‌های زیر، بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و در مورد آن‌ها باید ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب رعایت شود:

الف) جوش‌های شیار در محل وصله ستون‌ها

ب) جوش بال و جان تیر به ستون

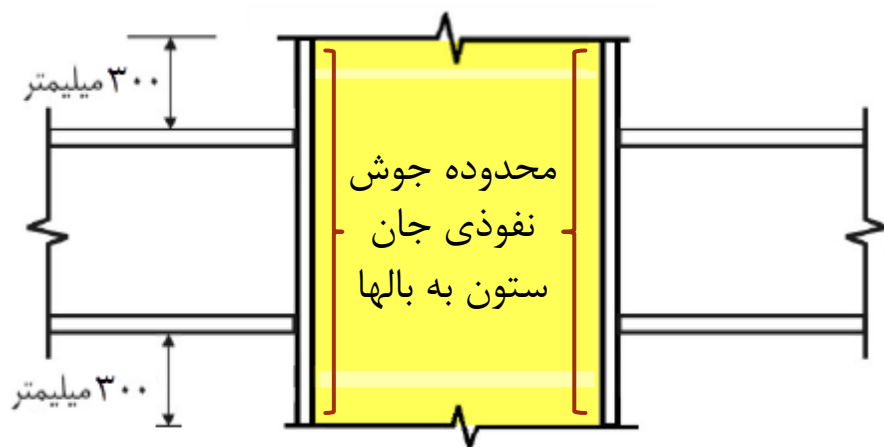


اتصالات از پیش تایید شده

قسمت دوم - ساخت ستون (ب) اعضا ویرایش ۱۴۰۱

۲- در مواردی که بال تیر مستقیماً یا با واسطه به بال ستون جوش می‌شود، در محدوده اتصال تیر به ستون، مصالح ورق بال‌های ستون که دارای ضخامت مساوی یا بیش از 30 میلی‌متر هستند، باید دارای خواص تاییدشده در امتداد ضخامت بوده و از نظر طاقت نمونه شیار داده‌شده شاری، حداقل از رده J0 باشند.

تبصره: رده J0 به رده‌ای از مصالح فولادی گفته می‌شود که طاقت نمونه شیار داده‌شده شاری آن حداقل 27 ژول در دمای صفر درجه سلسیوس باشد.



(۶) در ستون‌های H شکل ساخته‌شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال‌های تیر، اتصال جان به بال‌های مقطع ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر و ضخامت جان مقطع ستون کمتر در نظر گرفته شود.

(۷) در ستون‌های قوطی شکل ساخته‌شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال تیر، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون، باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد.

(۸) در ستون‌های ساخته‌شده از ورق با مقطع صلیبی شکل، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال تیر، اتصال جان‌ها به بال‌ها و جان دیگر باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر و ضخامت جان مقطع ستون کمتر در نظر گرفته شود.

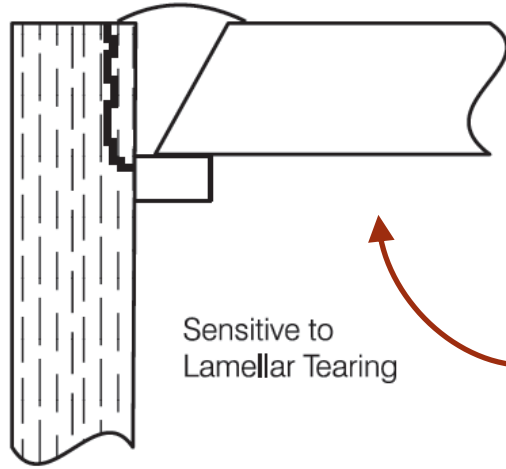


21

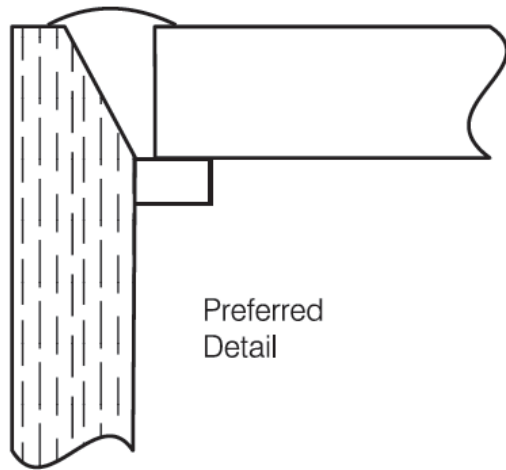
Steel Design Guide

اتصالات از پیش تایید شده قسمت دوم - ساخت ستون

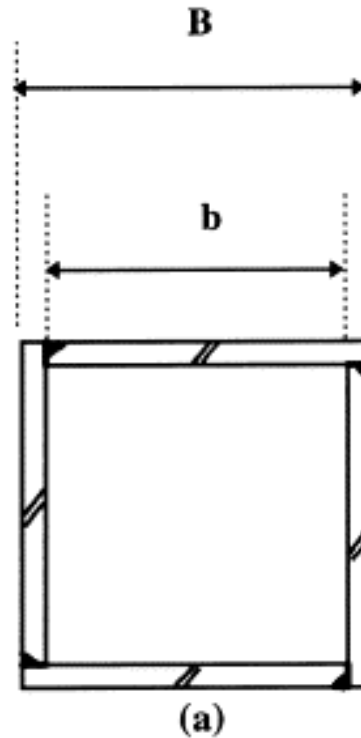
Welded Connections— A Primer for Engineers



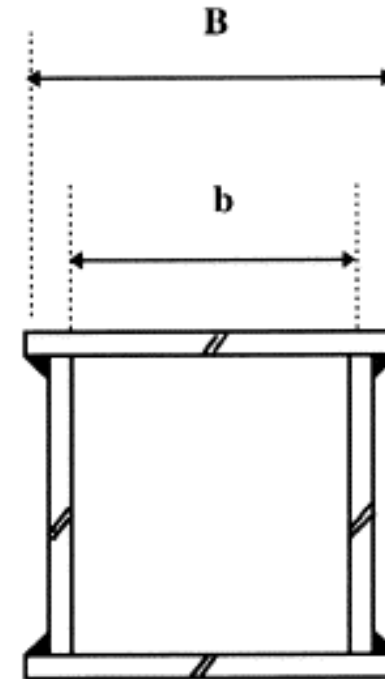
Sensitive to
Lamellar Tearing



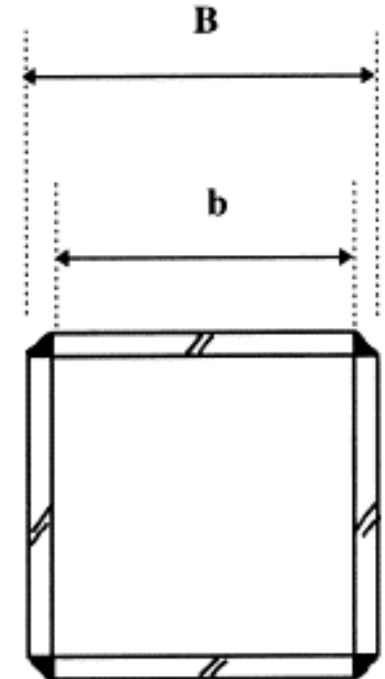
Preferred
Detail



(a)



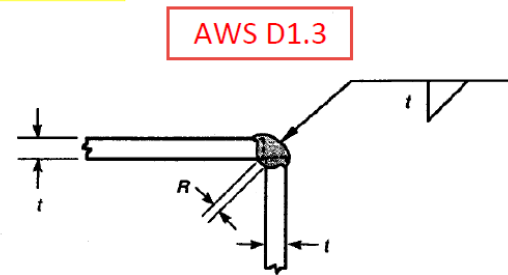
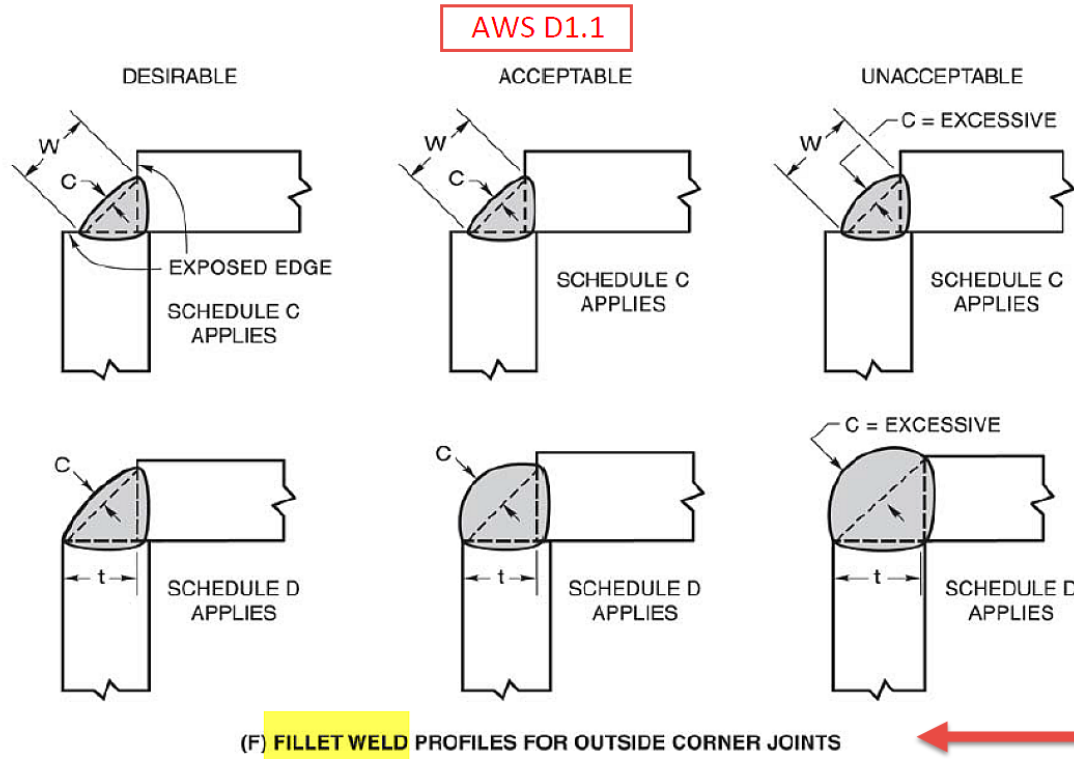
(b)



(c)

اتصالات از پیش تایید شده

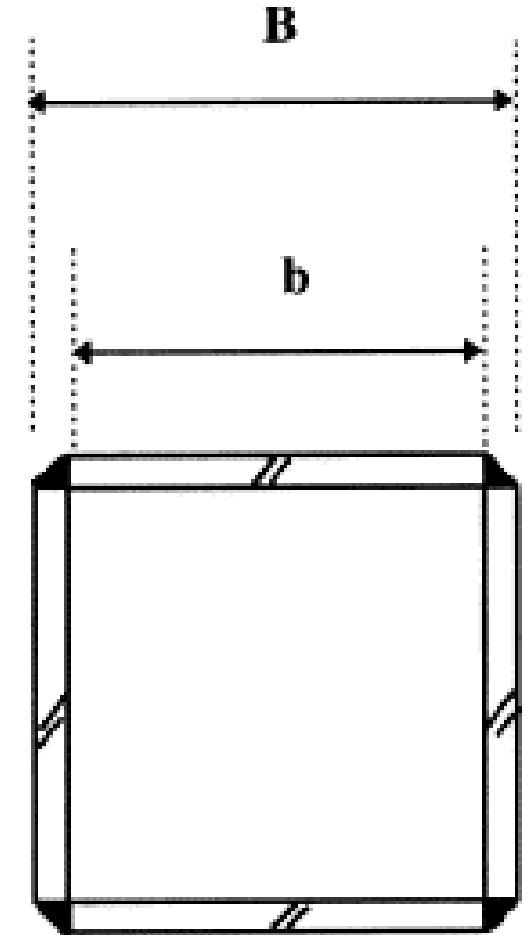
نکته : ساخت ستون قوطی



Welding Process	Thickness	R = Root Opening	Positions
All	18 Ga. MIN., 11 Ga. MAX.	0 MIN., t/4 MAX.	All

Note: See Annex D for metric equivalents of U.S. Customary Units.

Figure 3.2A—**Fillet Weld** in Corner Joint (see 3.2.2)



اتصالات از پیش تایید شده

نکته : آزمایش تورق Lamination Test

تورق در اثر حضور آلودگی و ناخالصی غیر فلزی موجود در **زمان تولید فولاد** ایجاد می شود.

یادآوری ۳- برای **آزمایش تورق** استانداردهای EN10160 و ASTM A 435 و برای بازرسی چشمی ورق ها استاندارد EN 10163 توصیه می گردد.

(۶) **انجام آزمایش تورق** برای ورق های با ضخامت بالای ۲۵ میلی متر به صورت ۱۰۰٪ می باشد و مدارک معتبر و مورد تایید سازمان بازرسی کننده ارائه شده از طرف پیمانکار اجرائی، قابل قبول می باشد. در مورد ورق های با ضخامت کمتر از ۲۵ میلی متر آزمایش تورق در صورت صلاحدید سازمان بازرسی کننده صورت می گیرد.



در صورت مشاهده **ترک های ناشی از تورق** و یا ناپیوستگی های سطحی می توان مطابق جدول زیر به تعمیر و عملیات اصلاحی اقدام نمود. (AWS D1.1 2020-Table 7.4)

- ✓ هر نوع ناپیوستگی با طول مساوی ۲۵ میلیمتر لازم نیست.
- ✓ هر نوع ناپیوستگی با طول بزرگتر از ۲۵ میلیمتر و عمق کمتر از ۳ میلیمتر لازم نیست ولی عمق باید مورد بررسی قرار گیرد.
- ✓ هر نوع ناپیوستگی با طول بزرگتر از ۲۵ میلیمتر و عمق ۳ تا ۶ میلیمتر باید کاملاً برداشته ولی جوش لازم نیست.
- ✓ هر نوع ناپیوستگی با طول بزرگتر از ۲۵ میلیمتر و عمق بیش از ۶ میلیمتر باید کاملاً برداشته و با جوش پر شود.

استاندارد انجمنی اس ۴-۱ : ۱۳۹۲ چاپ اول
IWNT S4.1:2013 1st Edition

آزمایش غیر مخرب جوش ها-
ساختمان های سازه فولادی

Non-destructive testing
of welds -
Steel structure buildings



انجمن جوشکاری و آزمایش های غیر مخرب ایران
موسسه مرجع ملی در زمینه جوشکاری و آزمایش های غیر مخرب

Iranian Institute of Welding and
Nondestructive tests
National welding & NDT authority in IRAN

پارگی لایه ای lamellar tearing

بین Lamination و Lamellar Tearing تفاوت وجود دارد و این است که Lamination در ورق خام موجود میباشد ولی Lamellar Tearing در ورق قابل دیدن نیست و بعد از جوش پدیدار میشود (در اثر تنش ناشی از کشش جوش در مقطع ضخامت)

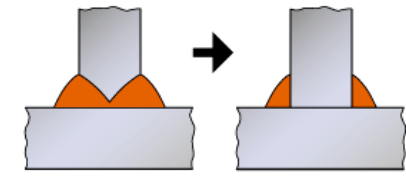
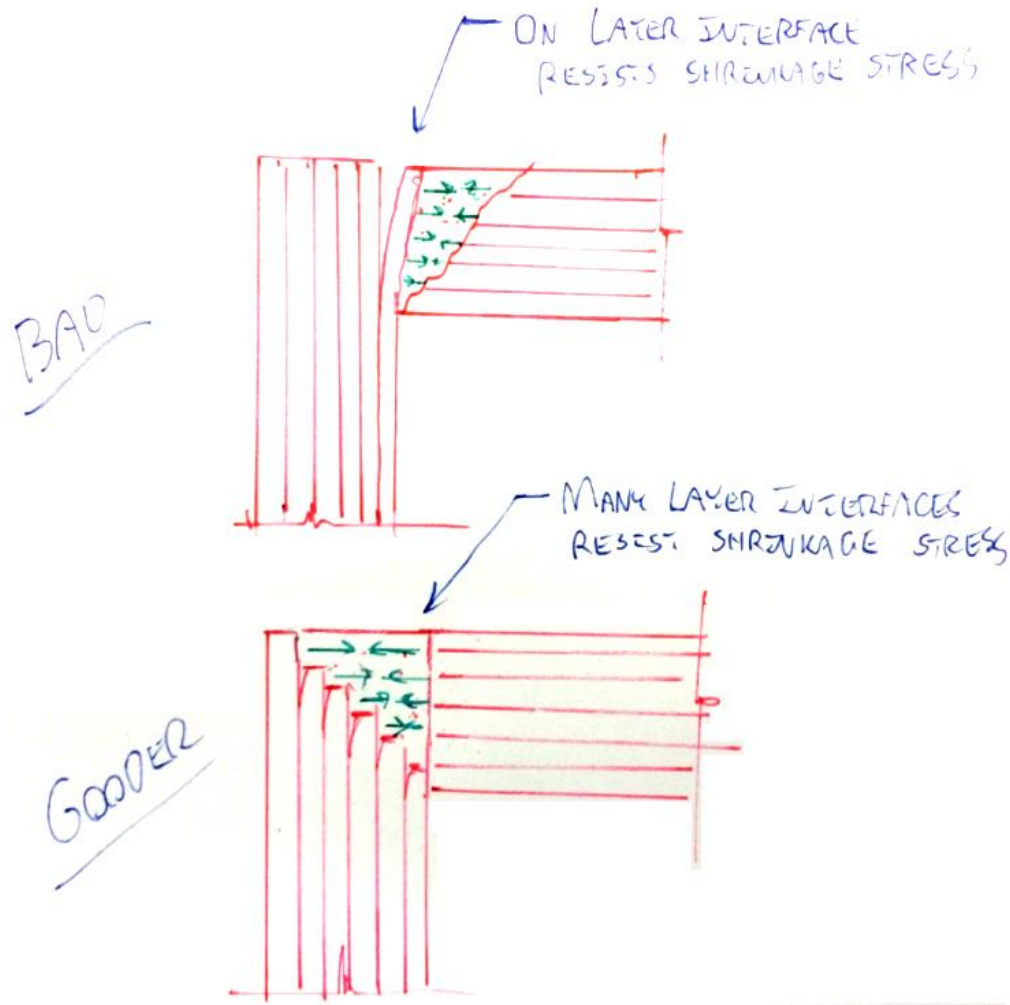


Fig. 4a

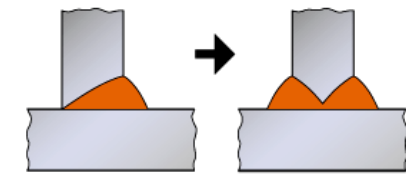


Fig. 4b

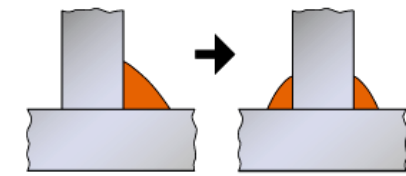


Fig. 4c

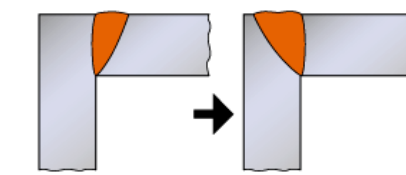
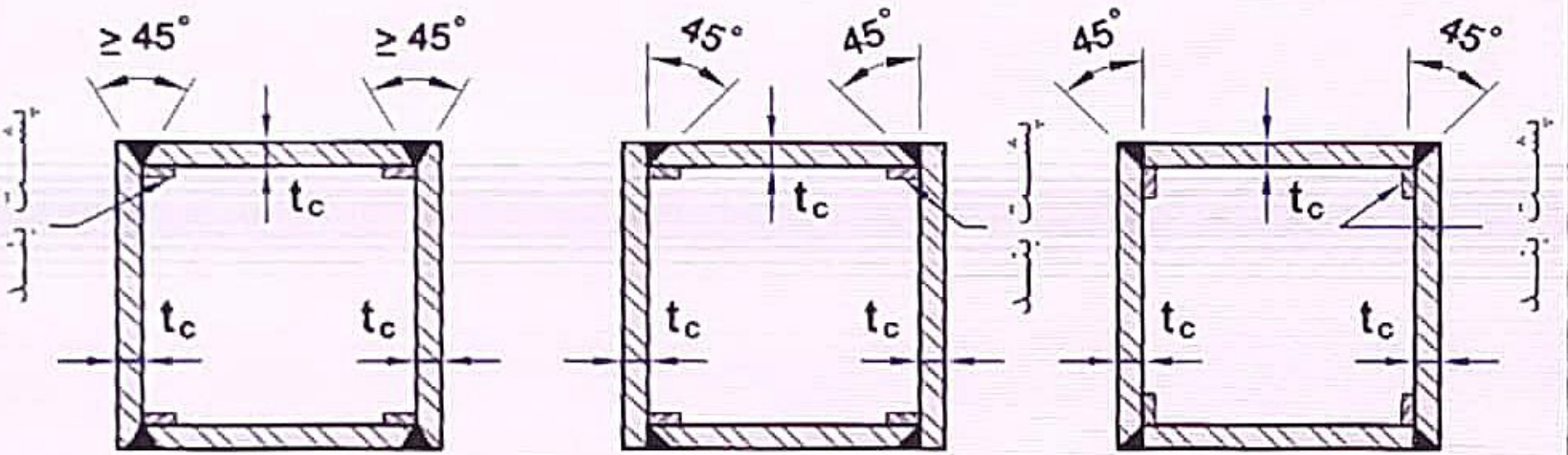


Fig. 4d

 **پانل ویژه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۸)**
دهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد

 **4/87** 10th National Conference of **Steel & Structure** 10-12-2019 in Tehran Dr. Abazar Asghari

تغییراتی که در بخش الزامات عمومی طراحی لرزه‌ای صورت گرفته است:
(۱) ساخت ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق باید مطابق شکل‌های زیر باشد:



$t_c > 25 \text{ mm}$ (پ) $t_c \leq 25 \text{ mm}$ (ب) $t_c \leq 25 \text{ mm}$ (الف)

شکل ۱۰-۳-۷-۱: نحوه ساخت ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق

اتصالات از پیش تایید شده

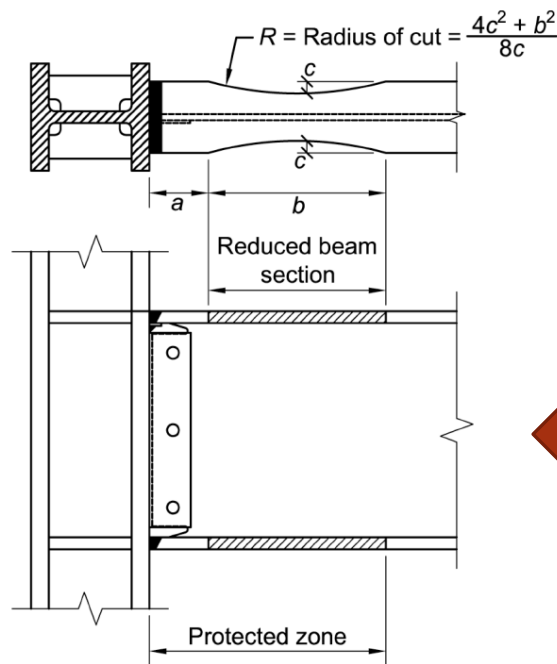
قسمت سوم - سوراخ دسترسی عادی

ویرایش ۱۴۰۱

۱۰-۲-۹-۱-۴ سوراخ‌های دسترسی برای جوشکاری و برش بال‌های تیر در محل اتصال

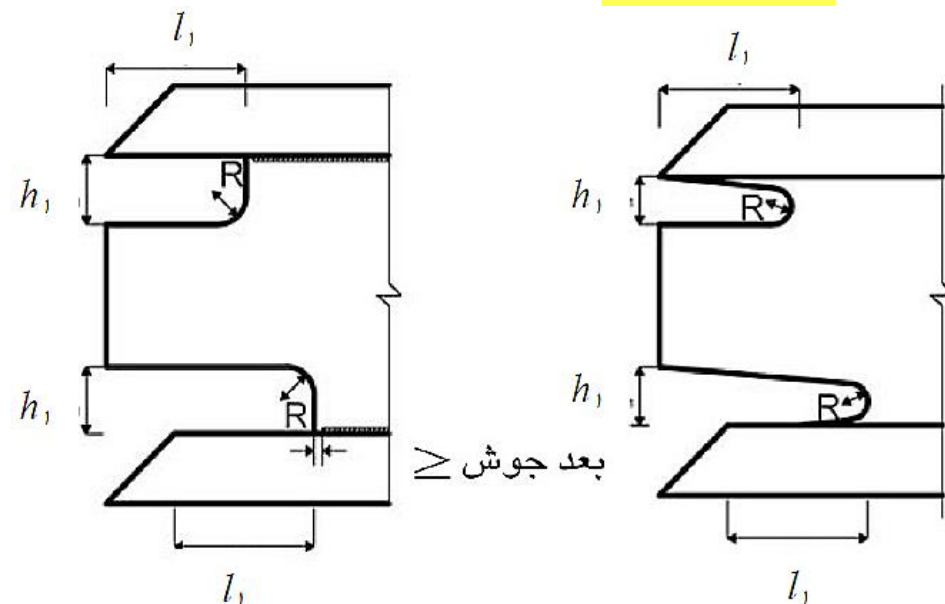
نکته:

در اتصالاتی که تیر **مستقیماً** به ستون جوش **نفوذی** می‌گردد اجرای **سوراخ دسترسی** (در جان تیر و چسبیده به بالها) **الزامی** و در دیگر موارد **مجاز نیست!** این جزئیات در مبحث ۱۰ برای **تمام اتصالات** مجاز دانسته شده است اما در **AISC358-16** صرفاً برای **RBS** مجاز است و برای **WUF-W** (که سوراخ در محل مفصل است) باید از جزئیات معرفی شده در **AWS-D1.8-6.11.1.2** باید استفاده شود.



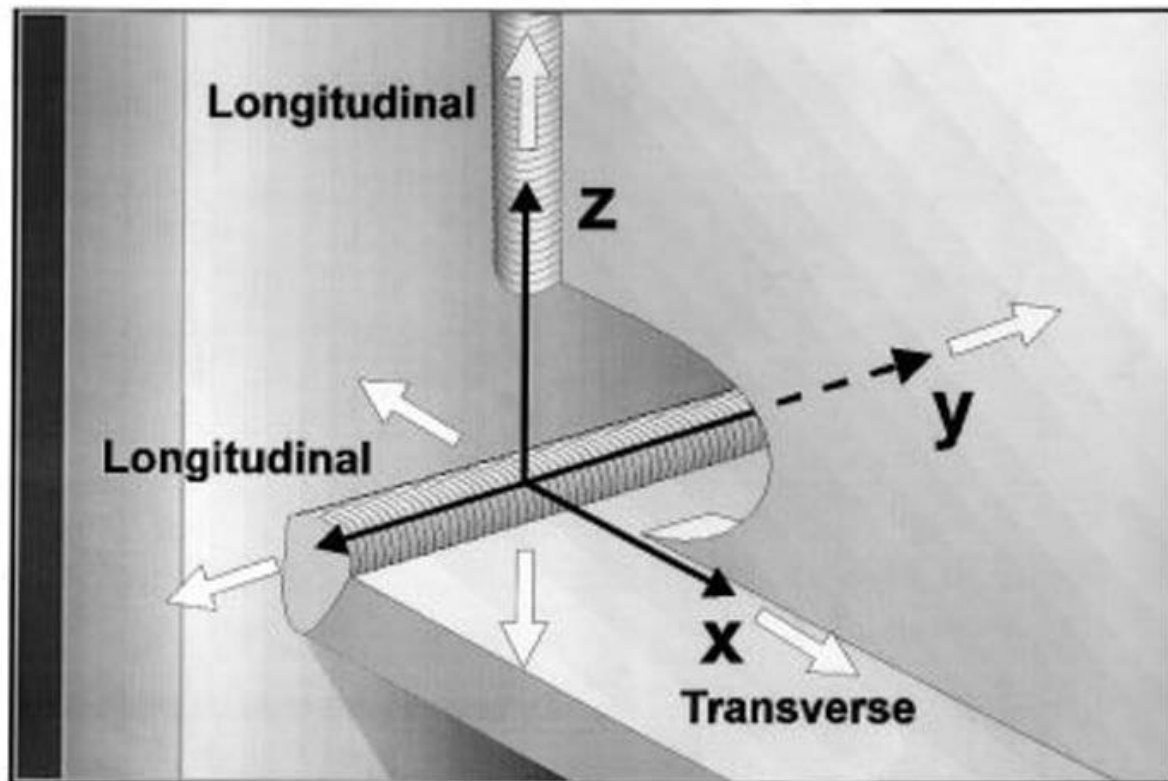
۱۰-۲-۹-۱-۶ سوراخ‌های دسترسی برای جوشکاری و برش بال‌های تیر در محل اتصال

طول سوراخ‌های دسترسی (l_1) برای جوشکاری که از محل ریشه جوش مربوطه اندازه‌گیری می‌شود، نباید کمتر از ۴۰ میلی‌متر و از ۱/۵ برابر ضخامت ورقی گردد که سوراخ دسترسی در آن ایجاد می‌شود. **ارتفاع** سوراخ دسترسی (h_1) نباید از ۲۰ میلی‌متر و از ضخامت ورقی که سوراخ دسترسی در آن ایجاد می‌شود کوچکتر و از ۵۰ میلی‌متر بزرگتر در نظر گرفته شود. شعاع قوس‌های سوراخ دسترسی جوش نباید کمتر از ۱۰ میلی‌متر اختیار شود.



اتصالات از پیش تایید شده

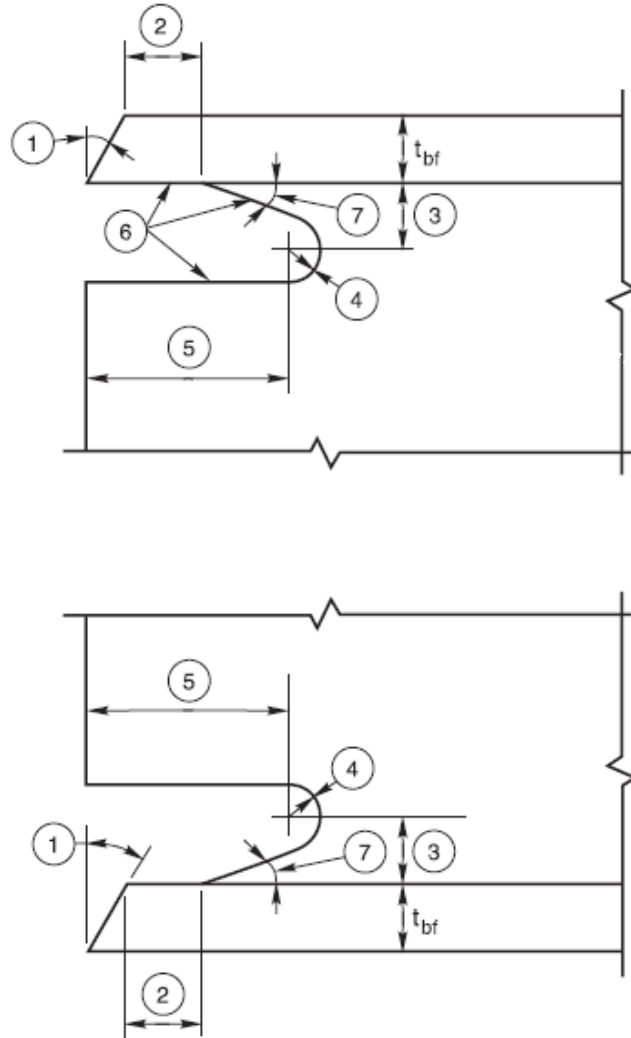
قسمت چهارم - سوراخ دسترسی لرزه ای



می دانیم همانطور که جوش شیاری بال به صورت حجمی کوچک می شود، میدان تنش پسماند عمود بر محور طولی جوش ایجاد می گردد. همزمان، با انقباض طولی جوش شیاری، تنش جانبی در طول جوش ایجاد می شود که به عنوان تنش در جهت Y تعیین می شود. هنگامی که جوش جان صورت می پذیرد، انقباض طولی این جوش منجر به انتشار تنش در جهت Z می شود. این سه الگوی تنش پسماند در تقاطع جان و فلنج تیر با وجه ستون به هم می رسند. هنگامی که فولاد در هر سه جهت متعامد به طور همزمان بارگذاری می شود، حتی انعطاف پذیرترین فولاد نیز نمی تواند شکل پذیری از خود نشان دهد لذا در تقاطع این سه جوش، تمایل به ترک قابل توجه خواهد بود.

اتصالات از پیش تایید شده

قسمت چهارم - سوراخ دسترسی لرزه ای



8.5. BEAM FLANGE-TO-COLUMN FLANGE WELDS

Beam flange-to-column flange connections shall satisfy the following limitations:

- (1) Beam flanges shall be connected to column flanges using complete-joint-penetration (CJP) groove welds. Beam flange welds shall conform to the requirements for demand critical welds in the AISC *Seismic Provisions*.
- (2) Weld access hole geometry shall conform to the requirements of AWS D1.8/D1.8M Section 6.11.1.2. Weld access hole quality requirements shall conform to the requirements of AWS D1.8.

6.11 Weld Access Holes

Weld access holes for all Demand Critical welds shall conform to the following:

6.11.1 Shape

6.11.1.1 Standard AWS D1.1/D1.1M Geometry. Unless otherwise specified in Contract Documents, all weld access holes shall meet the dimensions and tolerances of AWS D1.1/D1.1M or AISC 360. At the option of the Contractor, the geometry of 6.11.1.2 may be substituted for the 6.11.1.1 geometry.

6.11.1.2 Alternate Geometry. When required by Contract Documents, the weld access hole dimensions and tolerances, and geometry shall comply with Figure 6.2.

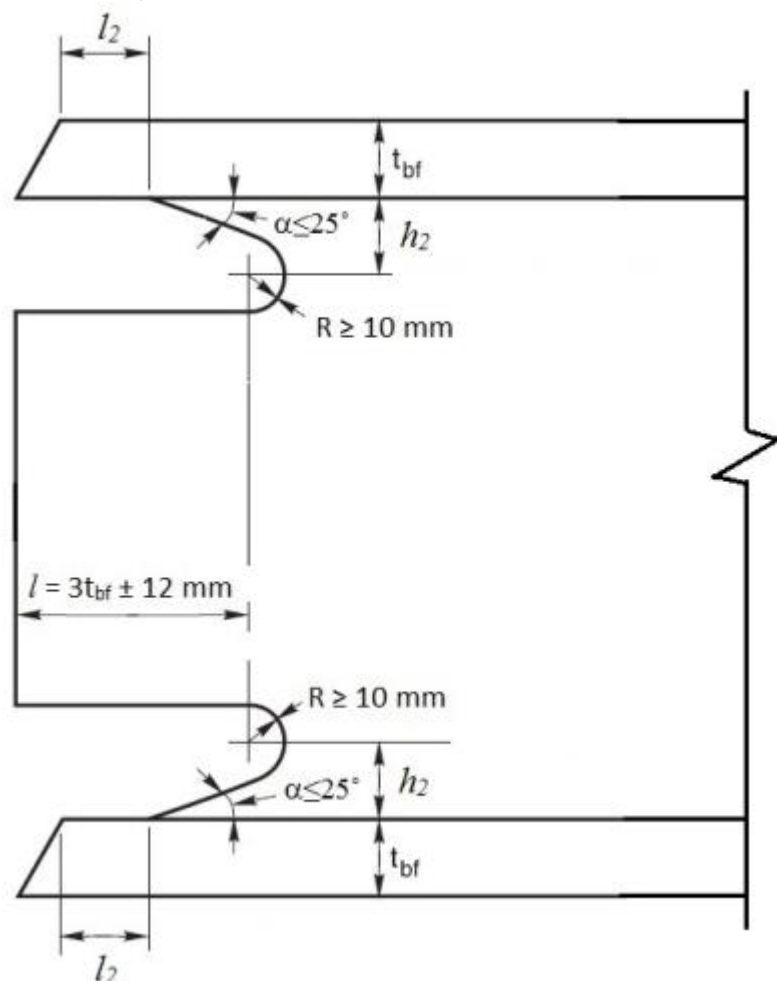
- Notes:
1. Bevel as required for the WPS.
 2. t_{bf} or 1/2 in [12 mm], whichever is larger (+1/2 t_{bf} , or -1/4 t_{bf}).
 3. The minimum dimension shall be 3/4 t_{bf} , or 3/4 in [20 mm], whichever is greater. The maximum dimension shall be t_{bf} (+1/4 in [6 mm]).
 4. 3/8 in [10 mm] minimum radius (-0, +unlimited).
 5. 3 t_{bf} ($\pm 1/2$ in [12 mm]).
 6. See 6.11.2.1 for surface roughness requirements.
 7. Tolerances shall not accumulate to the extent that the angle of the access hole cut to the flange surface exceeds 25°.

اتصالات از پیش تایید شده

قسمت چهارم - سوراخ دسترسی لرزه ای (ویرایش ۱۴۰۱)

۱۰-۳-۲-۱۱-۵ سوراخ‌های دسترسی جایگزین

در بخش‌های مشخص شده در این فصل، باید از دیتیل جایگزین برای سوراخ‌های دسترسی اتصالات خمشی مطابق شکل ۱۰-۳-۲-۱۰ استفاده شود. لبه جان باید از سطح بال تا سطح تورفتگی سوراخ دسترسی به صورت شیب‌دار، کاملاً یکنواخت و بدون گوشه‌های تیز باشد. حداکثر ناهمواری مجاز سطح لبه‌های تمام شده سوراخ‌های دسترسی برابر ۱۳ میکرون است.



$$[\max(t_{bf}, 12 \text{ mm}) - 0.25t_{bf}] \leq l_2 \leq [\max(t_{bf}, 12 \text{ mm}) + 0.5t_{bf}]$$

$$\max(0.75t_{bf}, 20 \text{ mm}) \leq h_2 \leq t_{bf} + 6 \text{ mm}$$

شکل ۱۰-۳-۲-۱۰: دیتیل جایگزین برای سوراخ‌های دسترسی اتصالات خمشی

اتصالات از پیش تایید شده

قسمت چهارم - سوراخ دسترسی لرزه ای

Quality Requirements for Weld Access Holes (A.W.S D1.8-2016)

روش پیشنهادی آیین نامه جوشکاری سازه ای-مکمل لرزه ای جهت

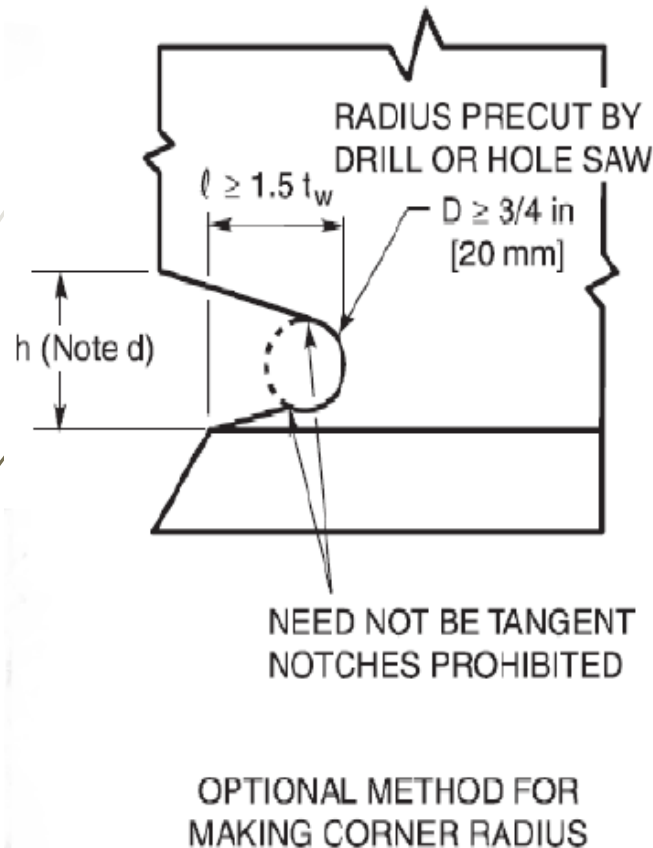
ایجاد سوراخ دسترسی:

۱- سوراخکاری با دریل یا اره گرد بر

۲- برش اتوماتیک هوا گاز

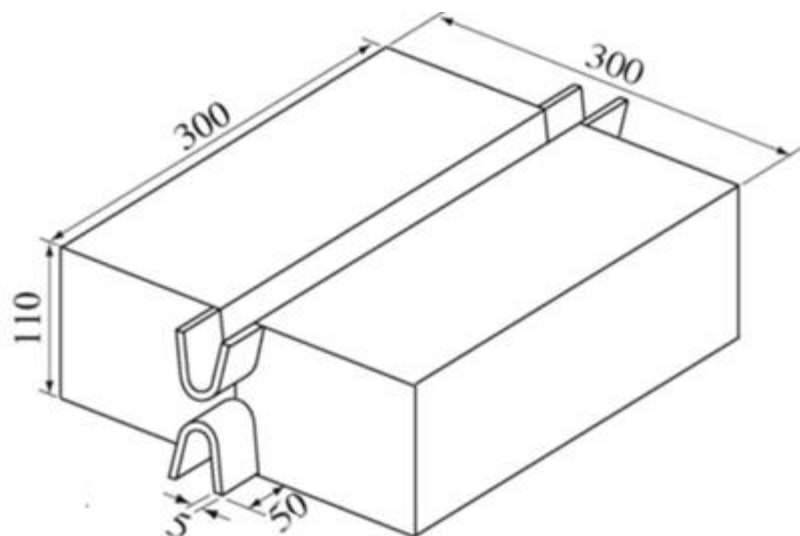
آیا از برشکاری دستی میتوان برای برشکاری و ایجاد سوراخ استفاده کرد؟

بلی تمیز کاری و صاف و صیقلی بودن سطح (ناهمواری کمتر از ۱۳ میکرون)



اتصالات از پیش تایید شده

ویرایش ۱۴۰۱



(۳) در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. برای این منظور در دو انتهای تیر، تعبیه سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به بال ستون همراه با ورق‌های پشت‌بند، مطابق الزامات بند ۴-۱-۹-۲-۱۰ یا ۵-۱۱-۲-۳-۱۰ این مبحث، حسب مورد، الزامی است. اتصال ورق‌های پشت‌بند به بال‌های تیر مجاز نیست.

(۴) در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، برای اتصال بال‌های تیر به بال ستون، استفاده از ورق‌های گوشواره (ناودان انتهای جوش شیاری) الزامی است. ورق‌های گوشواره باید حداقل به اندازه ۲۵ میلی‌متر یا ضخامت قطعه (هر کدام بزرگ‌تر بود)، از لبه درز امتداد داشته باشد؛ ولی نیازی نیست بلندتر از ۵۰ میلی‌متر باشد. پس از تکمیل جوشکاری، ورق‌های گوشواره‌ای باید برداشته شوند.

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

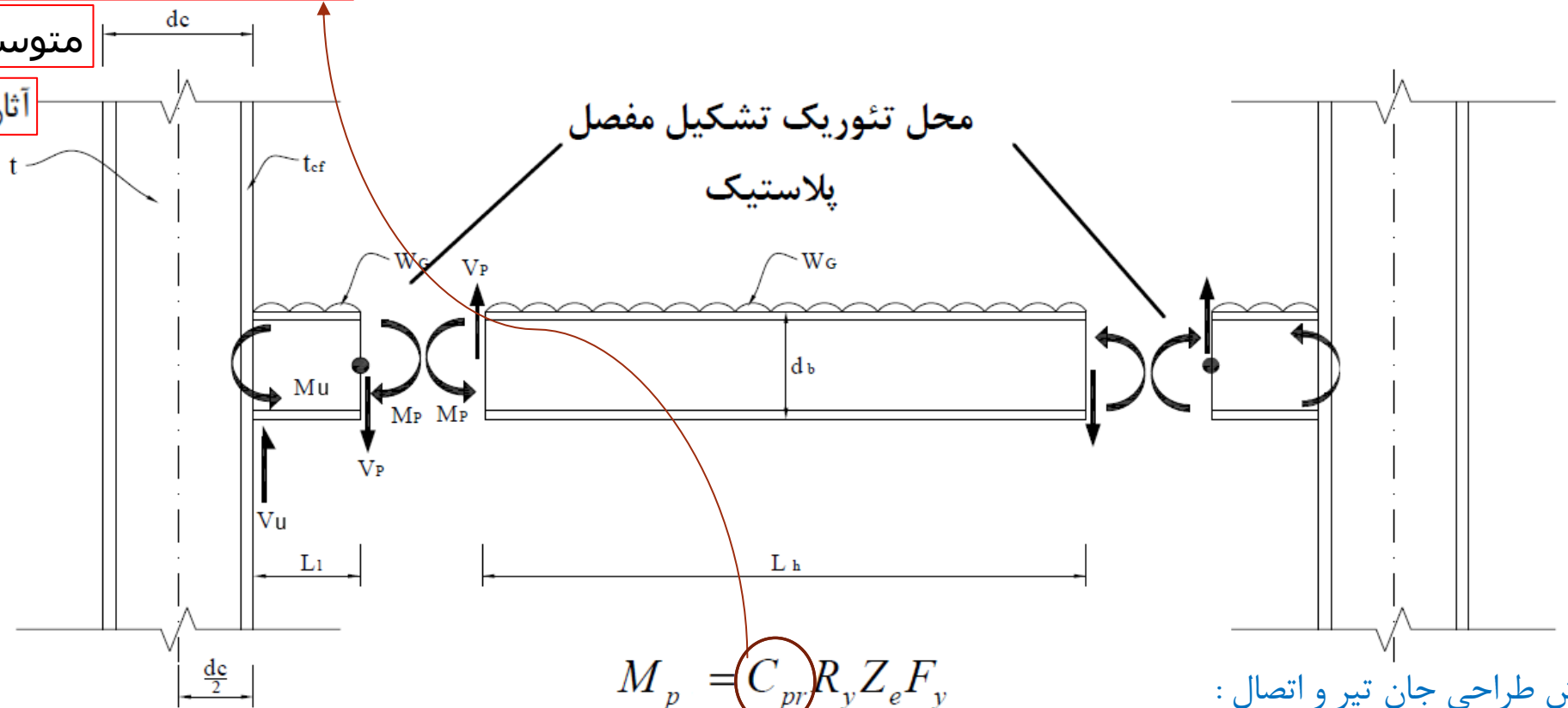
ویرایش ۱۴۰۱

۱۰-۳-۳-۲-۵ مقاومت‌های موردنیاز و موجود تیر

متوسط خمشی قاب $C_{pr} = 1.1$

آثار نیروی زلزله محدود به ظرفیت (E_{cl})

قسمت پنجم - نیروهای طراحی اتصال و وارد بر چشمه اتصال



$$V_p = \frac{2M_p}{L_h} + \frac{w_G L_h}{2}$$

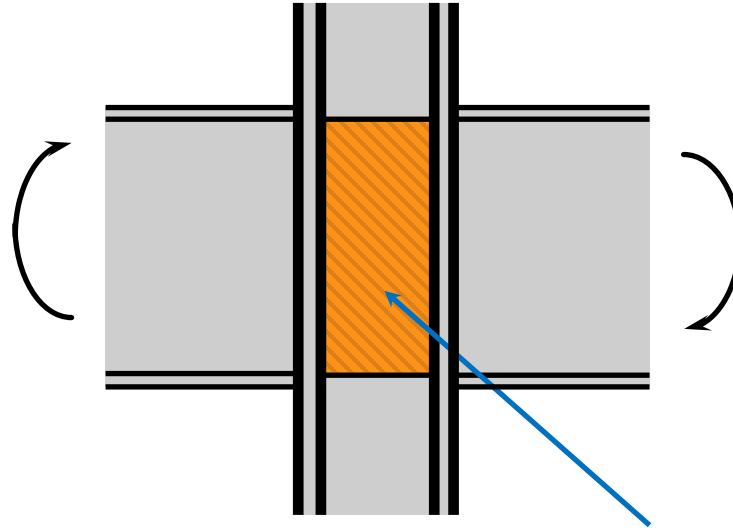
$$M_u = M_p + V_p L_h + w_G \frac{L_h^2}{2}$$

$$V_u = V_p + w_G L_h$$

$$M_p = C_{pr} R_y Z_e F_y$$

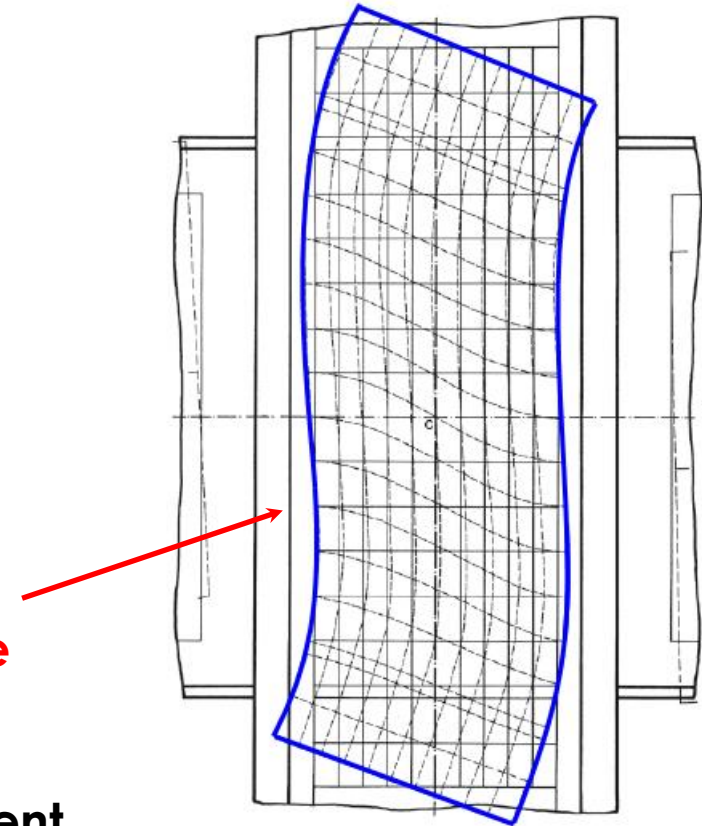
اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت ششم – طراحی چشمه اتصال



Column Panel Zone:

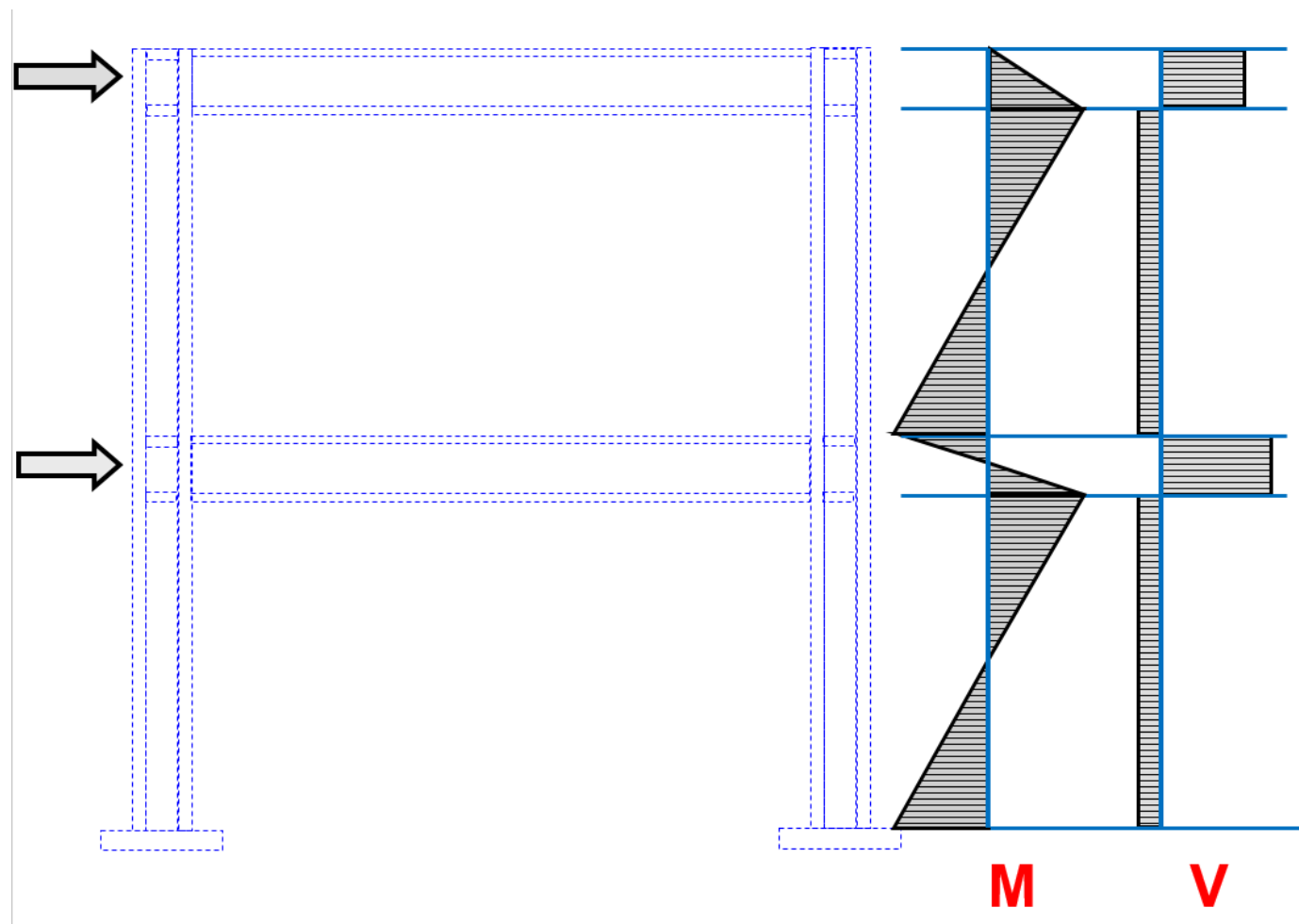
- subject to **high shear**
- shear yielding and **large shear deformations possible** (forms “shear hinge”)
- provides **alternate yielding mechanism** in a steel moment frame



اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

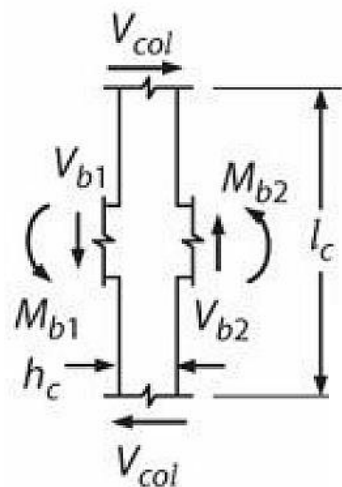
قسمت هفتم - نیروهای طراحی چشمه اتصال

۱۰-۲-۹-۱۰ الزامات ویژه بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

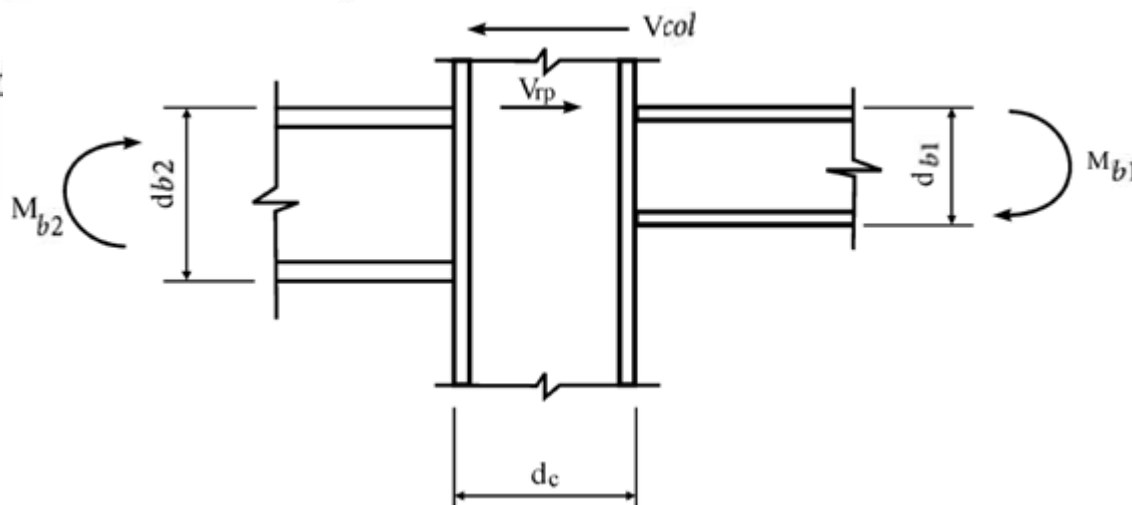


اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هفتم - نیروهای طراحی چشمه اتصال. الف : برش (ناشی از خمش اتصال)

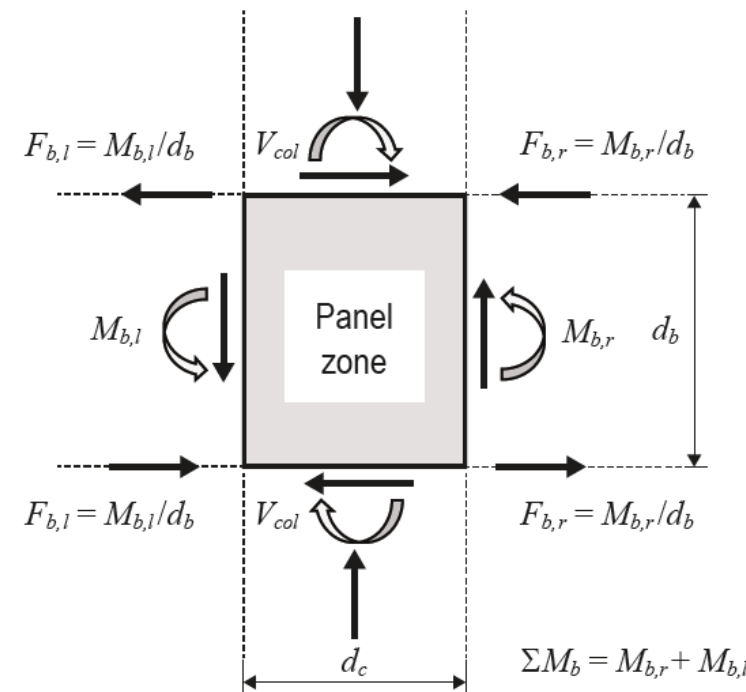


$$V_{col} = \frac{1}{l_c} \left[M_{b1} + M_{b2} + (V_{b1} + V_{b2}) \frac{h_c}{2} \right]$$



$$V_{bp} = \frac{M_{b1}}{d_{b1}} + \frac{M_{b2}}{d_{b2}} - V_{col}$$

۱۰-۲-۹-۱۰ برش در چشمه اتصال



نکته : مطابق AISC 341 لنگرهای $M_{b1,2}$ در قابهای ویژه همان لنگرهای طراحی لرزه ای (ظرفیت) و در قابهای متوسط حداکثر لنگرهای طراحی در بر اتصال (از ترکیبات بارگذاری) می باشند.

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - مقاومت برشی چشمه اتصال

$$(P_c = P_y = A_g F_y) \text{ - مقاومت محوری تسلیم}$$

$$\alpha = \text{ضریبی که مقدار آن در روش LRFD برابر 1.0}$$

۱. در حالتی که تأثیر تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور نشود: (منظور تغییر شکلهای پلاستیک است)

- برای حالتی که $P_u \leq 0.4P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_{ctw} \quad (32-9-2-10)$$

- برای حالتی که $P_u > 0.4P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_{ctw} \left(1/4 - \frac{P_u}{P_c} \right) \quad (33-9-2-10)$$

تغییر شکل الاستیک چشمه اتصال :

$$\Delta_{PZ} = \frac{Vh_c}{Gd_c t_w} \left[\frac{hL_c}{0.95d_b L} - 1 \right]$$

در بازه الاستیک فرض می شود که تنها جان ستون

عامل بوجود آورنده مقاومت برشی چشمه اتصال است و تا تسلیم آن سایر اعضا از جمله بال ستونها مقاومتی را ایجاد نمی کنند

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - مقاومت برشی چشمه اتصال

۲. در حالتی که تأثیر تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور شود: (منظور تغییر شکلهای پلاستیک است)

- برای حالتی که $P_u \leq 0.75P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_{ctw} \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_{ctw}} \right) \quad (34-9-2-10)$$

- برای حالتی که $P_u > 0.75P_c$ باشد:

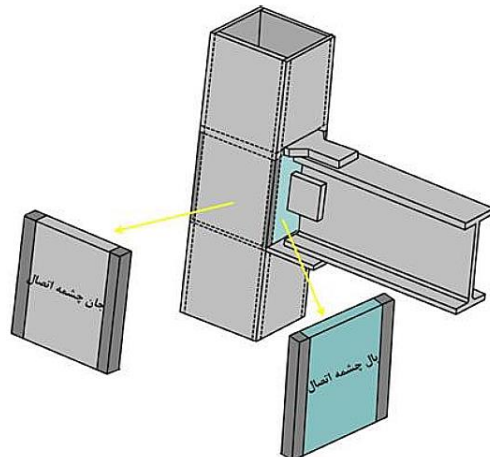
$$R_n = 0.6 F_y d_{ctw} \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_{ctw}} \right) \left(\frac{1}{9} - \frac{1/2 P_u}{P_c} \right) \quad (35-9-2-10)$$

پس از تسلیم جان ستون تغییر شکل های پلاستیک

بال های ستون مقاومت ثانویه چشمه اتصال را ایجاد

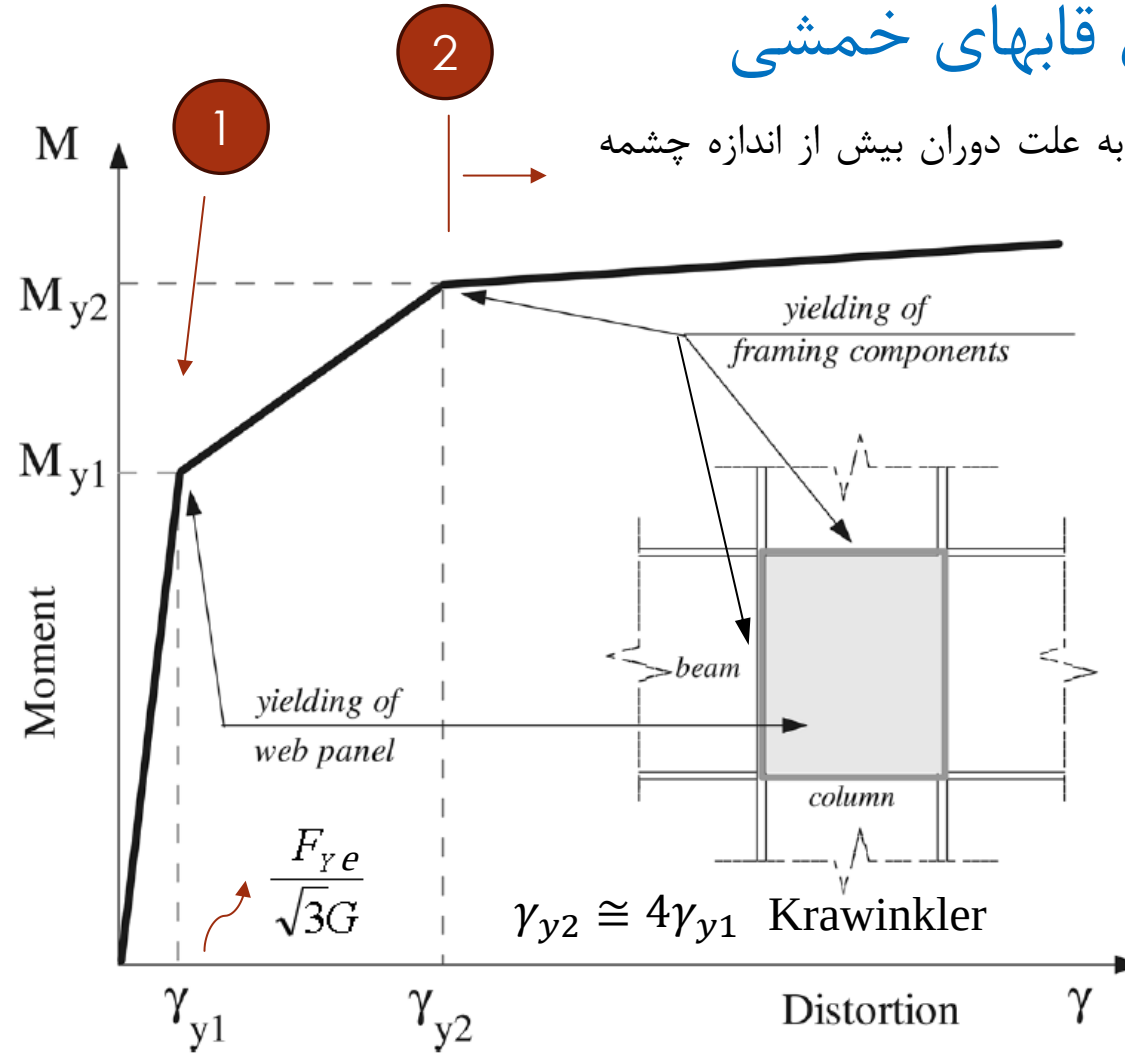
می کنند. بنابراین ظرفیت کلی چشمه اتصال برابر جمع

مقاومت جان چشمه اتصال و بال های ستون ها می شود



اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

خرابی اتصال تیر به ستون به علت دوران بیش از اندازه چشمه اتصال



$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w$$

1

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{r_b c_f t_{cf}}{d_b d_c t_w} \right)$$

2

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY FEMA-355D / September, 2000

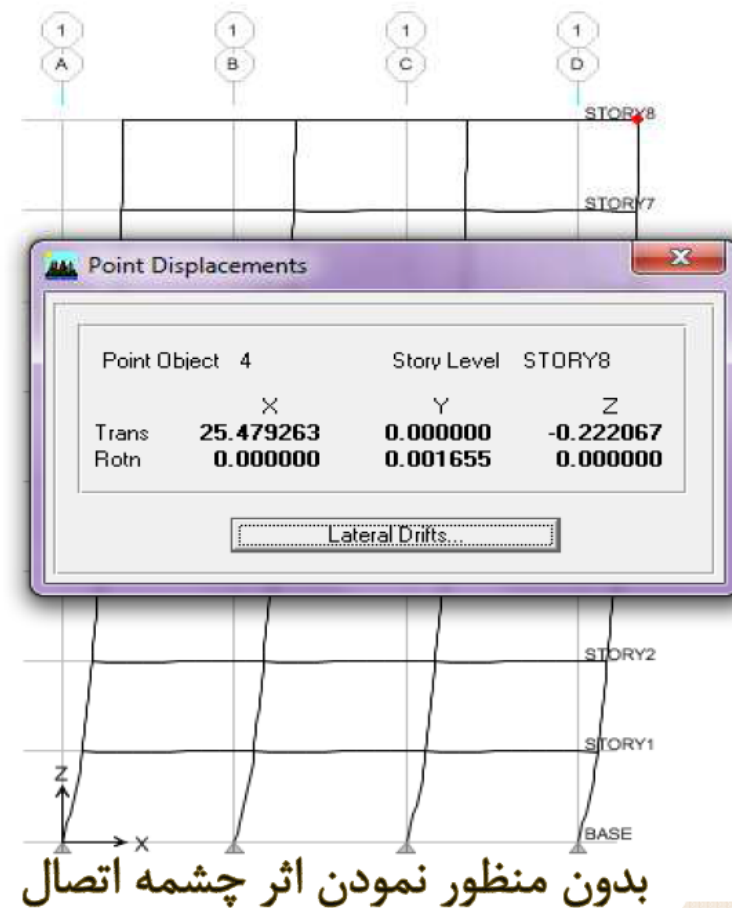
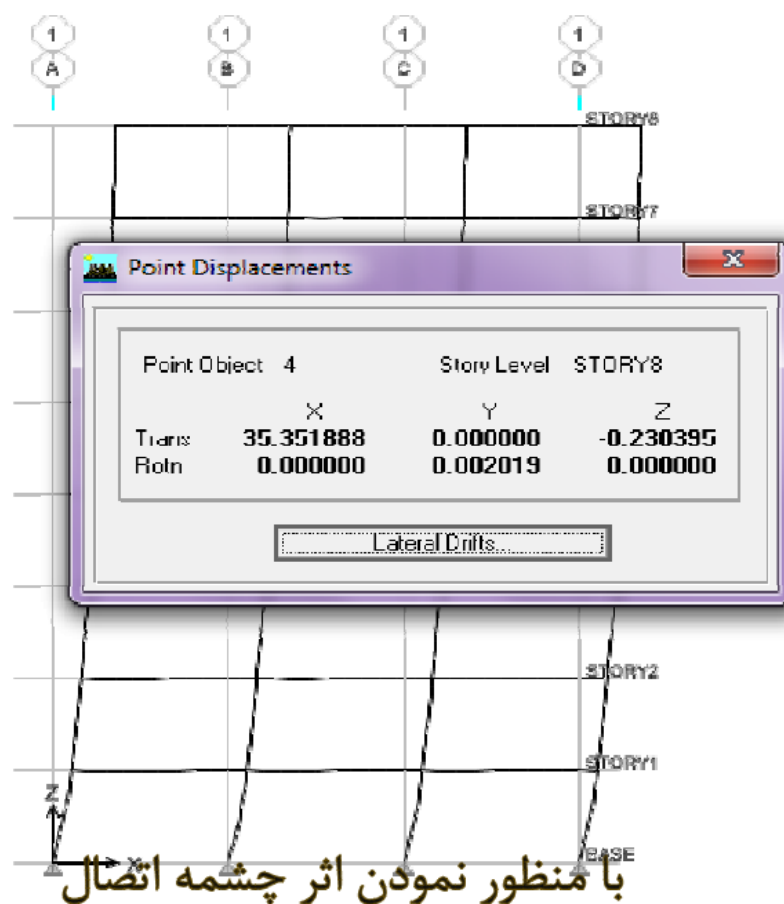
State of the Art Report on
Connection Performance

Program to Reduce the Earthquake Hazards of
Steel Moment-Frame Structures

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - مقاومت برشی چشمه اتصال

اثر منظور نمودن تغییر شکل چشمه اتصال بر جابجایی قاب (Rigid Zone Factor =1, Panel Zone Elastic From Column)



اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - مقاومت برشی چشمه اتصال

توجه : رابطه (۱۰-۲-۹-۳۲ و ۳۳) رفتار چشمه اتصال را به حالت الاستیک محدود نموده است. در حالت واقعی، چشمه های اتصال دارای ظرفیت تحمل بیشتر از تسلیم برشی می باشند و تغییر شکل های متناظر با این ظرفیت ممکن است دارای اثرات کاهنده بر روی مقاومت و پایداری قاب یا طبقه باشد. تسلیم برشی چشمه اتصال بر روی سختی قاب نیز تاثیر گذار است و بنابراین اثرات تحلیل مرتبه دوم قابل ملاحظه خواهد بود.

ضریب $\left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)$ به عنوان اضافه مقاومت برشی رفتار غیرالاستیک است. یعنی با فرض جاری شدن چشمه اتصال و رفتار برشی شکل پذیر که باعث ازدیاد تغییر شکلهای جانبی قاب می گردد می توان مقاومت آن را بیشتر در نظر گرفت.

نتیجتا برای لحاظ نمودن تغییر شکلهای چشمه اتصال، برابر نظر نشریه ۳۶۰ یا می توان طول تیر را گره به گره تعریف کرد و یا طبق نظر CSI اثرات چشمه اتصال در تحلیل را حتما لحاظ نمود. با این کار اثر الاستیک چشمه اتصال در تحلیل لحاظ شده و با ضرب آن در Cd اثرات پلاستیک هم دیده می شود.

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

۱۰-۳-۳-۳-۹ برش در چشمه اتصال ویرایش ۱۴۰۱ (لرزه ای)

۱) در حالتی که آثار تغییر شکل غیر الاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

• برای حالتی که $\alpha \left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}} + \frac{M_{rby}}{M_{pcx}} \right) \leq 0.4$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w$$

(۷-۳-۳-۳-۱۰)

• برای حالتی که $\alpha \left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}} + \frac{M_{rby}}{M_{pcx}} \right) > 0.4$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left[1.4 - \alpha \left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}} + \frac{M_{rby}}{M_{pcx}} \right) \right]$$

(۸-۳-۳-۳-۱۰)

۲) در حالتی که آثار تغییر شکل غیر الاستیک چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

• برای حالتی که $\alpha \left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}} + \frac{M_{rby}}{M_{pcx}} \right) \leq 0.75$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right)$$

(۹-۳-۳-۳-۱۰)

• برای حالتی که $\alpha \left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}} + \frac{M_{rby}}{M_{pcx}} \right) > 0.75$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left[1.9 - 1.2 \alpha \left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}} + \frac{M_{rby}}{M_{pcx}} \right) \right]$$

(۱۰-۳-۳-۳-۱۰)

تبصره ۲: در ستون‌های قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق، در صورتی که در گره مورد نظر ستون در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار گرفته باشد، در محاسبات مقاومت برشی موجود چشمه اتصال مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ باید آثار لنگر خمشی وارد بر ستون از امتداد دیگر نیز در نظر گرفته شود. برای این منظور می‌توان برای محاسبه مقاومت چشمه اتصال برای تیر امتداد x وارد به ستون به جای روابط ۱۰-۲-۹-۴۰ الی ۱۰-۲-۹-۴۳ از روابط زیر استفاده نمود:

در روابط فوق:

P_{yc} = مقاومت محوری تسلیم ستون ($P_{yc} = A_g F_y$)

P_{rc} = مقاومت محوری مورد نیاز ستون در ترکیب بار راستای x

M_{rby} = لنگر خمشی مورد نیاز تیر امتداد y وارد به ستون در ترکیب بار راستای x

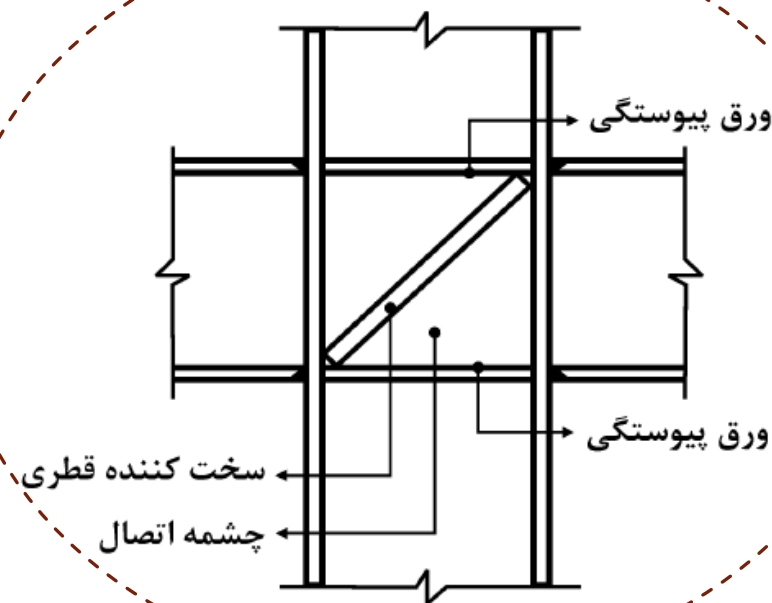
M_{pcx} = لنگر خمشی پلاستیک ستون حول محور x که در آن $M_{pcx} = F_y Z_{cx}$ است.

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

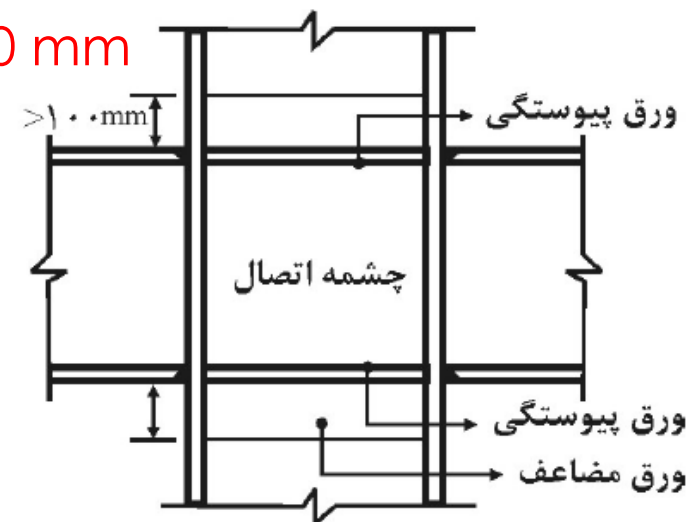
قسمت هشتم - مقاومت برشی چشمه اتصال

در صورتی که مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال از مقاومت برشی طراحی بیشتر باشد، تعبیه ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) یا یک جفت سخت کننده قطری دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت طراحی در محدوده چشمه اتصال ضروری است.

در ضوابط لرزه ای این قسمت ظاهرا به علت نبود تستهای لرزه ای حذف شده است!



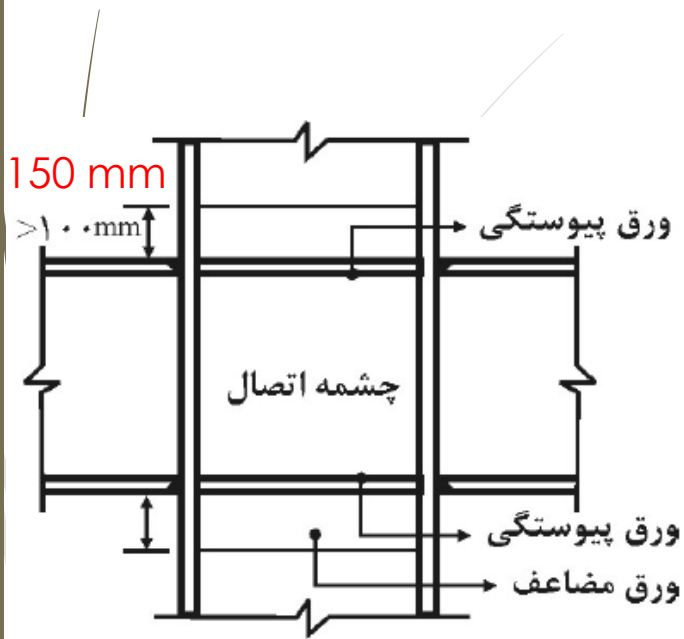
150 mm



اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - مقاومت برشی چشمه اتصال

ویرایش ۱۴۰۱



ب) ضخامت هر یک از ورق‌های واقع در چشمه اتصال، شامل جان (یا جان‌های) ستون و ورق‌های مضاعف (در صورت وجود) باید رابطه زیر را برآورده نمایند:

$$t_z \geq \frac{(d_z + w_z)}{90}$$

(۱۱-۳-۳-۳-۱۰)

که در آن:

t_z = ضخامت جان (یا هر یک از جان‌های) ستون یا هر یک از ورق‌های تقویتی چشمه اتصال (ورق‌های مضاعف)

d_z = عمق چشمه اتصال که فاصله آزاد بین ورق‌های پیوستگی است.

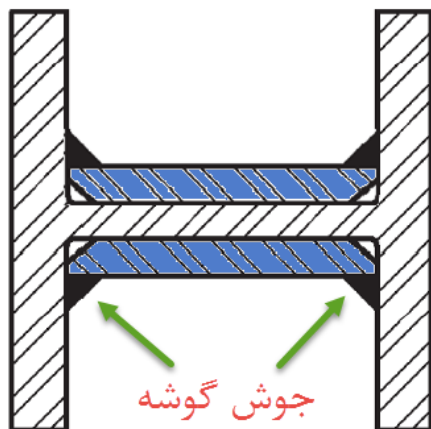
w_z = پهنای چشمه اتصال که فاصله آزاد بین بال‌های ستون است.

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - ضوابط لرزه ای مقاومت برشی چشمه اتصال (ورقهای مضاعف)

۱۰-۳-۸-۴ ورقهای تقویتی چشمه اتصال (ورقهای مضاعف)

در صورت نیاز به تعبیه ورقهای تقویتی چشمه اتصال (ورقهای مضاعف) در محل اتصال تیر به ستون، ورقهای مضاعف علاوه بر تامین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ باید دارای شرایط زیر نیز باشند.
الف) اتصال ورقهای مضاعف به بال ستون می تواند از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه باشد



ب) ورقهای مضاعف باید به صورت متقارن و در ستونهای H شکل باید در دو طرف جان و در ستونهای قوطی شکل در دو وجه ستون به کار برده شوند.

۱۰-۳-۳-۳-۹ برش در چشمه اتصال ویرایش ۱۴۰۱

تبصره ۱: در ستونهای قوطی شکل (HSS) و جعبه ای ساخته شده از ورق، استفاده از ورقهای مضاعف مجاز نبوده و جانهای مقطع ستون باید بتوانند مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال را تأمین نمایند.

۱- ورقهای مضاعف می توانند در تماس با جان یا با فاصله از آن اجرا شوند. در صورتی که فاصله بین ورق مضاعف و جان ستون کوچک تر یا مساوی ۲ میلی متر باشد، ورق مضاعف در تماس با جان قلمداد می شود و ورق یا ورقهای مضاعف می توانند در یک یا هر دو طرف جان ستون تعبیه شود. در غیر این صورت ورقهای مضاعف باید به صورت متقارن و در هر دو طرف جان ستون به کار روند.

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - ضوابط لرزه ای مقاومت برشی چشمه اتصال (ورقهای مضاعف)

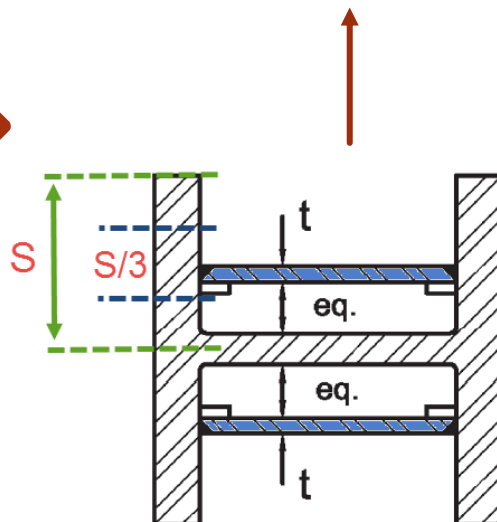
۱۰-۳-۸-۴ ورقهای تقویتی چشمه اتصال (ورقهای مضاعف) ۱۰-۳-۳-۳-۹ برش در چشمه اتصال ویرایش ۱۴۰۱

الزام اجرای ورق پیوستگی در یک سوم میانی در AISC 341 نیست اما یک دلیل منطقی دارد! (صفحه بعد)

۱- ورقهای مضاعف می توانند در تماس با جان یا با فاصله از آن اجرا شوند. در صورتی که فاصله بین ورق مضاعف و جان ستون کوچک تر یا مساوی 2 میلی متر باشد، ورق مضاعف در تماس با جان قلمداد می شود و ورق یا ورقهای مضاعف می توانند در یک یا هر دو طرف جان ستون تعبیه شود. در غیر این صورت ورقهای مضاعف باید به صورت متقارن و در هر دو طرف جان ستون به کار روند.

ت) در صورت وجود ورقهای پیوستگی، ورقهای مضاعف می توانند در محل ورقهای پیوستگی قطع شده و از طریق جوش شیار با نفوذ کامل یا جوش گوشه به ورقهای پیوستگی جوش شوند.

ث) در مواردی که ورقهای مضاعف از جان ستون فاصله داشته باشند، این ورقها باید به صورت متقارن و در یک سوم میانی فاصله بین مرکز صفحه جان ستون و نوک بال تیر تعبیه شود.



اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

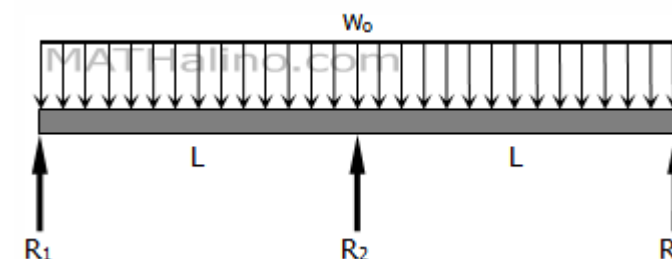
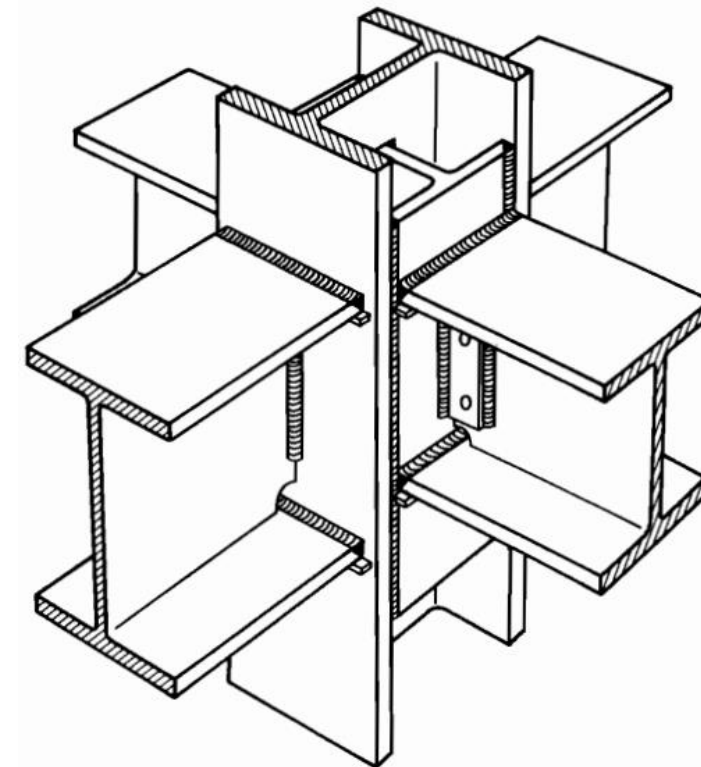
قسمت هشتم - ضوابط لرزه ای مقاومت برشی چشمه اتصال (ورقهای مضاعف)

8. CONNECTIONS THROUGH VERTICAL TEE STIFFENERS

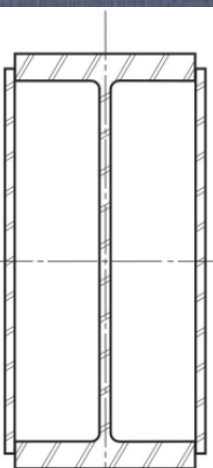
Tests have shown that when the beam flange extends the full width of the connecting plate, Figure 24, about $\frac{5}{8}$ of the flange force is carried by the central portion of the plate. Each of the two outer edges carry about $\frac{3}{16}$ of this force.

This corresponds well with the idea that the flange of the column in this region is similar to a two-span beam on three supports with a uniform load; in this case the center reaction is $\frac{5}{8}$ of the total load, and the two outer supports each carry $\frac{3}{16}$ of the load.

The report "Welded Interior Beam-To-Column Connections", AISC 1959, mentions that "from strain gage readings it was calculated that the vertical plate stiffeners in the elastic range each transmitted only about $\frac{3}{16}$ ths of the forces coming from the beam flanges and the web transmitted $\frac{5}{8}$ ths."



DESIGN OF WELDED STRUCTURES



Boxed
Wide-Flange
Section

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - ضوابط لرزه ای چشمه اتصال - کنترل سختی نسبی بال تیر نسبت به بال ستون

۱۰-۳-۸-۵ ورق های پیوستگی

الف) در ستون های H شکل که در آنها اتصال گیردار از طریق بال مقطع H شکل صورت می گیرد، در صورتی که ضخامت بال ستون بزرگتر از مقادیر تعیین شده توسط روابط ۱۰-۳-۸-۲ و ۱۰-۳-۸-۳ باشد، تعبیه ورق های پیوستگی در چشمه اتصال الزامی نیست. در غیر این صورت تعبیه یک جفت سخت کننده (ورق های پیوستگی) در داخل ستون و با رعایت شرایط (پ) تا (ح) همین بند الزامی است.

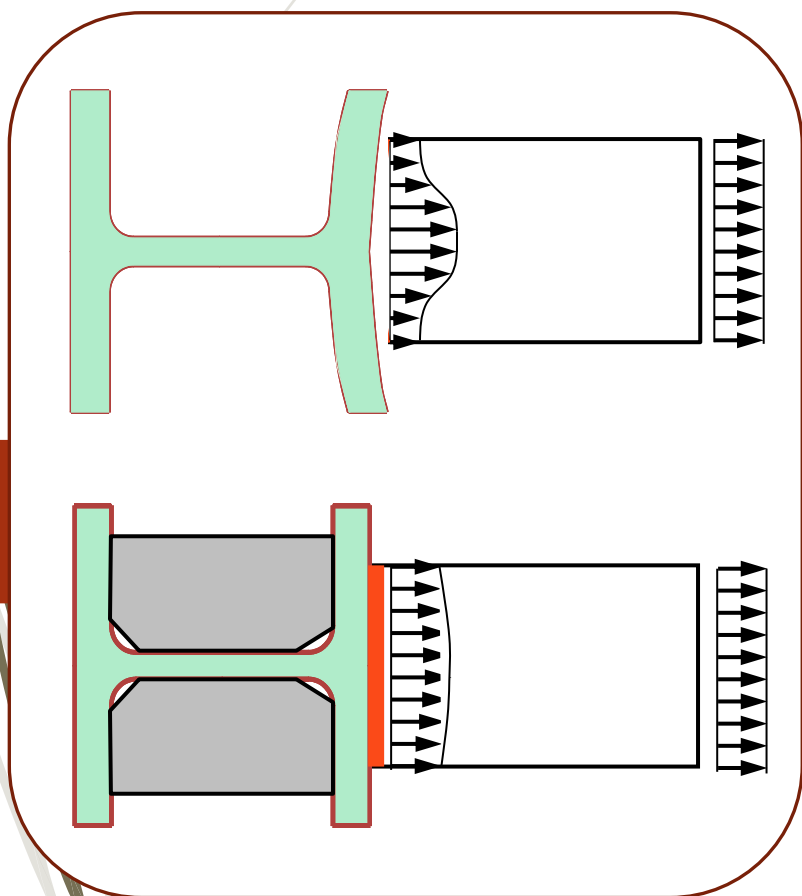
$$t_{cf} \geq \frac{1}{4} \sqrt{\frac{1}{8} b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad \text{ویرایش ۱۴۰۱} \quad (۱۰-۳-۸-۲)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad \text{ورق های پیوستگی} \quad (۱۰-۳-۳-۳-۱۰) \quad (۱۰-۳-۸-۳)$$

ب) در ستون های قوطی شکل ساخته شده از مقاطع I شکل چنانچه خمش حول محور عمود بر تیغه جان بوده

$$t_{cf} \geq \frac{1}{4} \sqrt{\left[1 - \frac{b_{bf}}{b_{cf}} \left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{4} \right) \right] \frac{1}{8} b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad \text{ویرایش ۱۴۰۱} \quad (۱۰-۳-۸-۴)$$

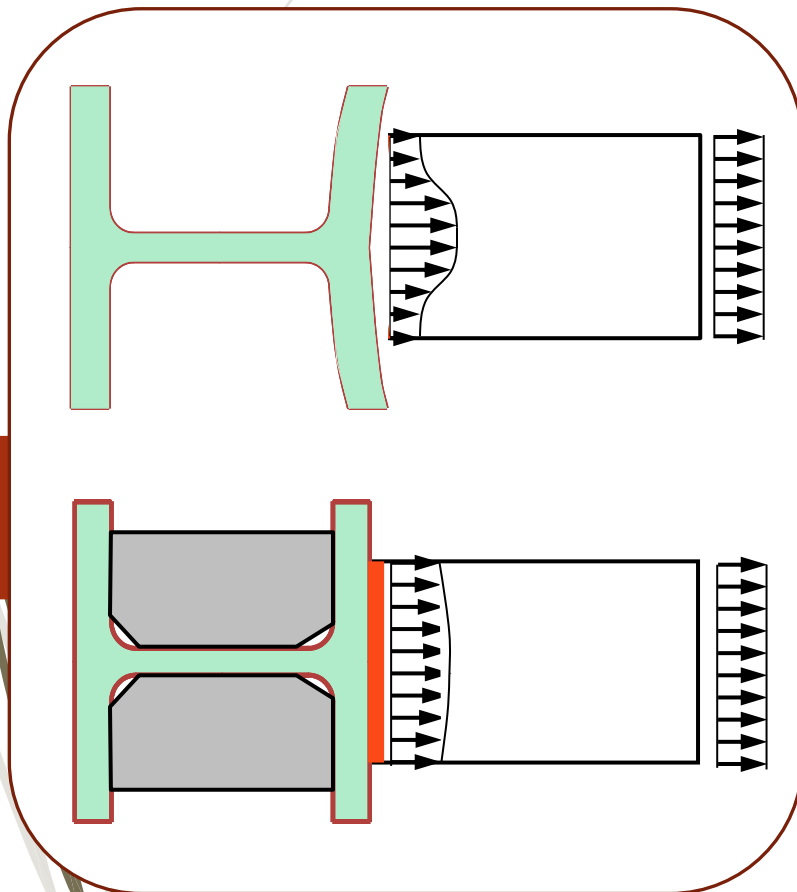
$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{12} \quad (۱۰-۳-۸-۵)$$



اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - ضوابط لرزه ای چشمه اتصال - کنترل سختی نسبی بال تیر نسبت به بال ستون

۱۰-۳-۳-۳-۱۰ ورق های پیوستگی ویرایش ۱۴۰۱



۶- نسبت پهنا به ضخامت در ورق های پیوستگی با یک لبه مقید، نظیر ورق های پیوستگی ستون های H شکل، نباید از $0.56\sqrt{E/(R_y F_y)}$ و در ورق های پیوستگی با دو لبه مقید، نظیر ورق های پیوستگی ستون های با مقطع قوطی شکل، نباید از $1.49\sqrt{E/(R_y F_y)}$ بزرگ تر باشد.

≈ 40.5

≈ 15.22

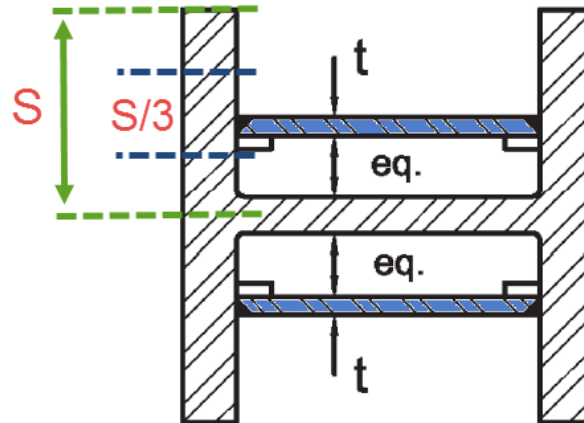


پنجمین کنفرانس ملی
و اولین کنفرانس بین المللی سازه و فولاد

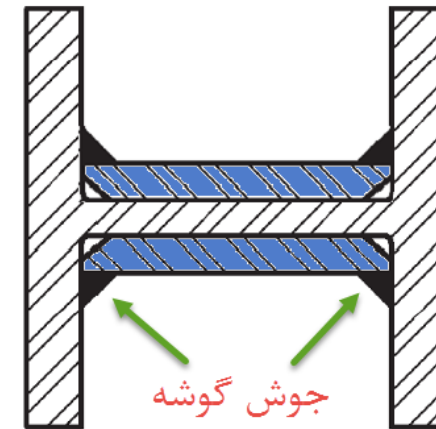


بررسی الزامات ورق پیوستگی در اتصال تیر I-شکل به ستون I-شکل تقویت شده با ورق مضاعف

ابراهیم جهان بختی^۱، علیرضا رضاییان^۲، نادر فنائی^۳



$$t_{cf} \geq 0.13 \sqrt{1.8 t_{fb} b_{fb} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yb} F_{yc}}}$$



$$t_{cf} \geq 0.34 \sqrt{1.8 t_{fb} b_{fb} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yb} F_{yc}}}$$

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - ضوابط لرزه ای چشمه اتصال
نکته ۱ - اثر ورق مضاعف

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم – ضوابط لرزه ای چشمه اتصال
نکته ۲ – ستون قوطی

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings

July 12, 2016

Supersedes the *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*
dated June 22, 2010, and all previous versions

Approved by the AISC Committee on Specifications

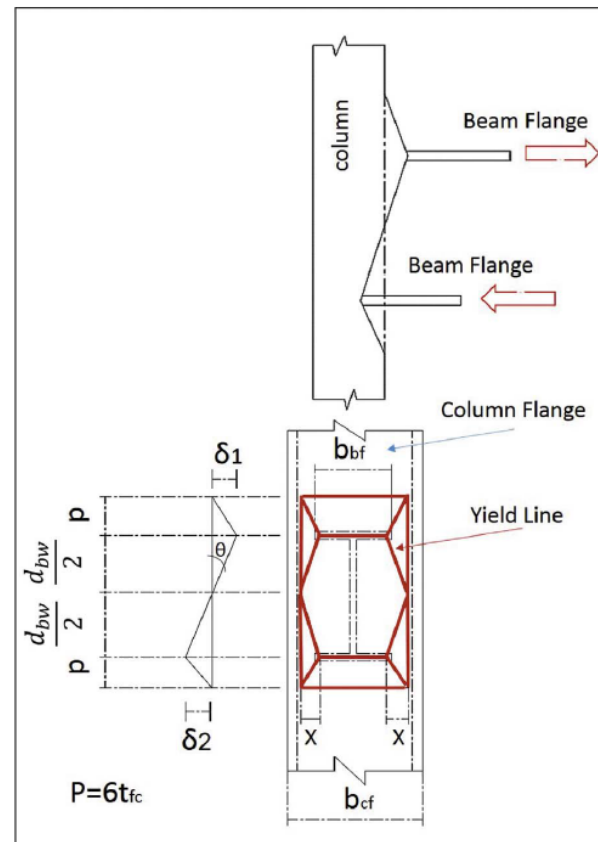
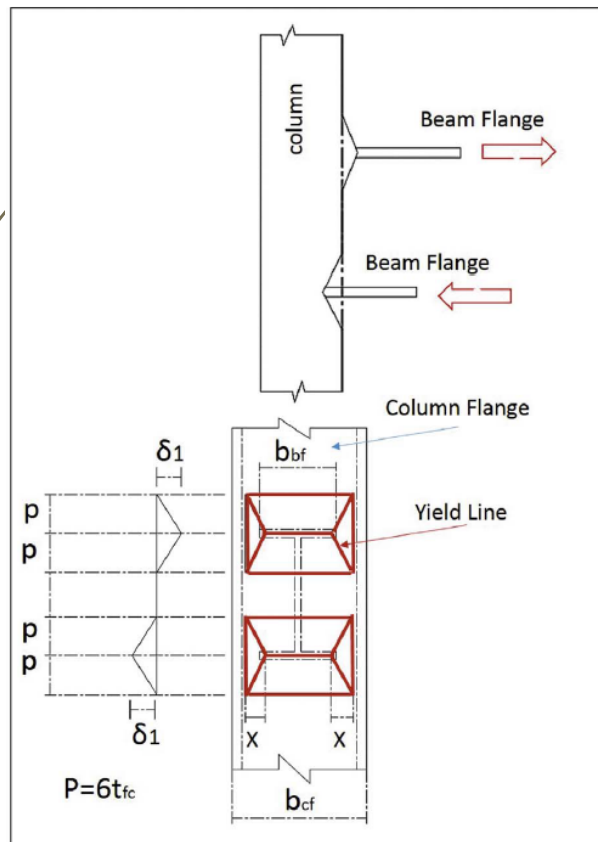
روابط کنترل نیاز ورق پیوستگی در ستونهای
با مقطع قوطی هنوز تولید نشده است!

User Note: These continuity-plate requirements apply only to wide-flange column sections. Detailed formulas for determining continuity plate requirements for box-section columns have not been developed. It is noted that the performance of moment connections is dependent on the column flange stiffness in distributing the strain across the beam-to-column flange weld. Designers should consider the relative stiffness of the box-section column flange compared to those of tested assemblies in resisting the beam flange force to determine the need for continuity plates.



Experimental investigation of panel zone in rigid beam to box column connection

Ebrahim Jahanbakhti^a, Nader Fanaie^{a,*}, Alireza Rezaeian^b



$$t_{cf} \cong 0.4 \sqrt{1.3 \left(1.8 t_{bf} b_{bf} \frac{F_{yb}}{F_{yc}} \right)}$$

$$= 0.46 \sqrt{1.8 t_{bf} b_{bf} \frac{F_{yb}}{F_{yc}}}$$

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - ضوابط لرزه ای چشمه اتصال

نکته ۲ - ستون قوطی

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - ضوابط لرزه ای چشمه اتصال ویرایش ۱۴۰۱

نکته ۲ - ستون قوطی ورق های پیوستگی ۱۰-۳-۳-۳-۱۰

الف) در اتصالاتی که تیر به وجه یک ستون قوطی شکل متصل شده باشد. در این گونه مقاطع ابعاد ورق های پیوستگی باید براساس کل مقاومت موردنیاز در وجه ستون (مطابق بند ت) و بدون توجه به مقاومت های موجود ستون در برابر آن و با رعایت بند (ث) تعیین شود.

ت) یادداشت: در اتصالاتی که تیر از طریق جوش بال یا ورق های اتصال به ستون متصل می شود، در محل اتصال بال تیر یا ورق های روسری یا زیرسری به ستون، مقدار مقاومت موردنیاز (P_f) می تواند از رابطه زیر تعیین شود:

$$P_f = \frac{M_f}{\alpha_s d^*} \quad (۱۰-۳-۳-۳-۱۲)$$

در رابطه ۱۰-۳-۳-۳-۱۲، M_f مقدار مقاومت خمشی موردنیاز در محل اتصال تیر به ستون است که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف محاسبه می شود. d^* فاصله بین مراکز سطح بال های تیر یا ورق های روسری و زیرسری بوده و α_s برابر ۱.۰ در روش LRFD و برابر ۱.۵ در روش ASD است.

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - ضوابط لرزه ای چشمه اتصال (ورقهای پیوستگی)

(پ) طول ورقهای پیوستگی باید برابر با فاصله خالص دو بال ستون باشد.

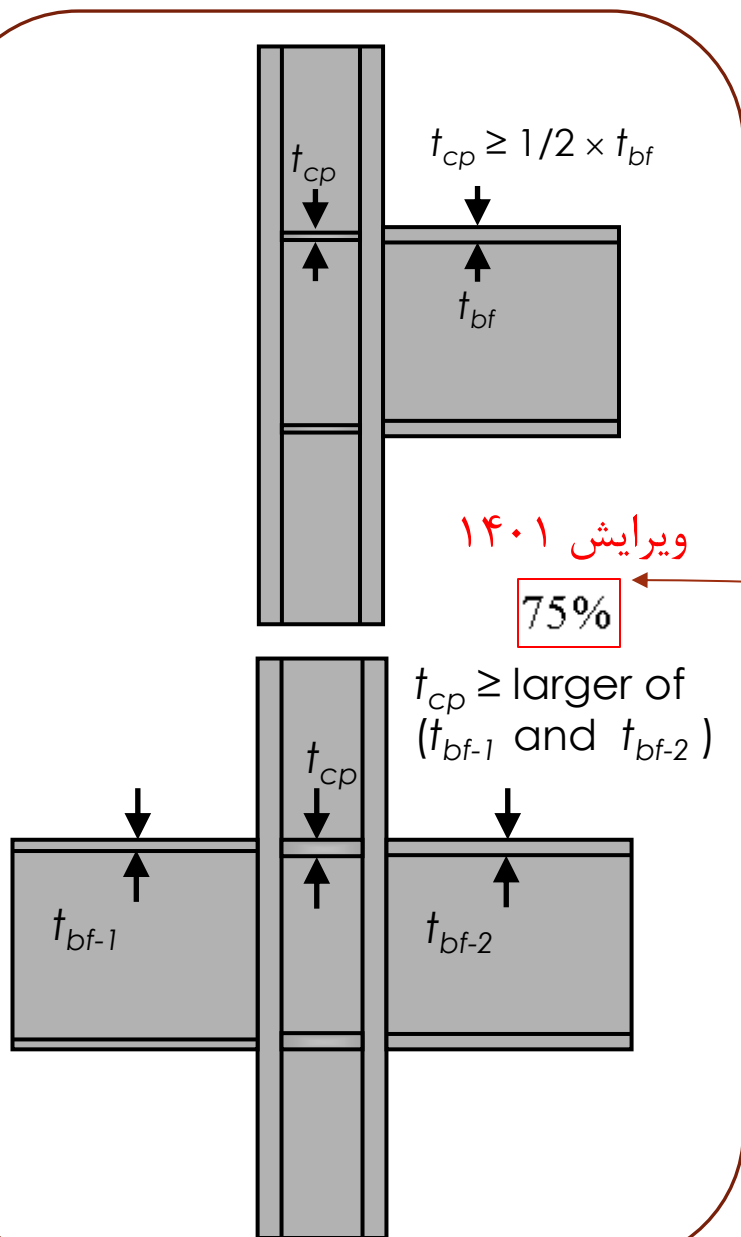
(ت) پهنای ورقهای پیوستگی در ستونهای با مقطع قوطی شکل باید برابر فاصله خالص دو جان مقطع ستون بوده و در ستونهای با مقطع H شکل مجموع پهنای ورقهای پیوستگی در هر طرف جان مقطع ستون نباید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق پوششی اتصال کمتر باشد.

(ث) ضخامت ورقهای پیوستگی نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ضخامت ورقهای پوششی اتصال (ورقهای روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر فقط به یک وجه ستون متصل هستند و از ضخامت بال تیر یا ضخامت ورقهای پوششی اتصال (ورقهای روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر به هر دو وجه ستون متصل هستند، کمتر در نظر گرفته شود.

(ج) جوش ورقهای پیوستگی به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. در صورتی که ضخامت ورق پیوستگی کوچکتر یا مساوی ۱۰ میلی متر باشد، استفاده از جوش گوشه دو طرفه نیز مجاز است.

20 میلی متر

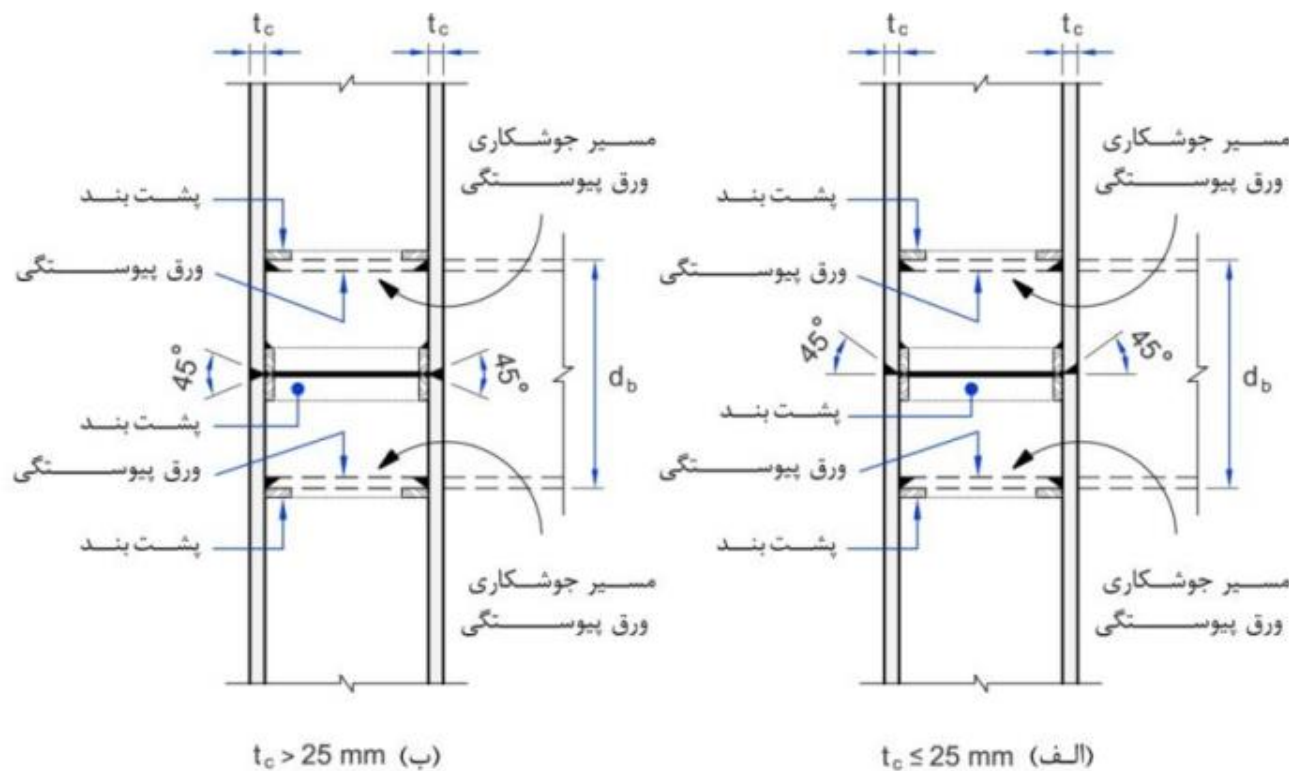
(چ) جوش ورقهای پیوستگی به جان ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه دو طرفه باشد.



۱۰-۳-۲-۱۲ وصله ستون‌ها

ویرایش ۱۴۰۱
(مناسب مقاطع HSS)

(۴) در مواردی که درز لب‌به‌لب ورق‌های بال یا جان ستون‌های قوطی‌شکل (HSS) یا جعبه‌ای ساخته شده از ورق در کارخانه و به‌صورت شیار با نفوذ کامل انجام شود و نیز استفاده از ورق‌های دیافراگم داخلی (ورق‌های پیوستگی) مدنظر باشد، محل درز وصله می‌تواند مطابق شکل ۱۰-۳-۲-۱۲ درست در وسط چشمه اتصال و در امتداد محور طولی تیر باشد. در این حالت در محل درز وصله برای انجام جوش شیار با نفوذ کامل استفاده از ورق‌های پشت‌بند اجباری است.



شکل ۱۰-۳-۲-۱۲: گزینه دیگر موقعیت وصله کارخانه‌ای ستون‌ها

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم – ضوابط لرزه ای چشمه اتصال ورقهای پیوستگی در تیرهای با عمق نابرابر

طرح تحقیقاتی دکتر احمدی جزنی و دکتر حسینی هاشمی

پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله – چکیده طرح پژوهشی

ارائه جزئیات چشمه اتصال در قابهای خمشی فولادی

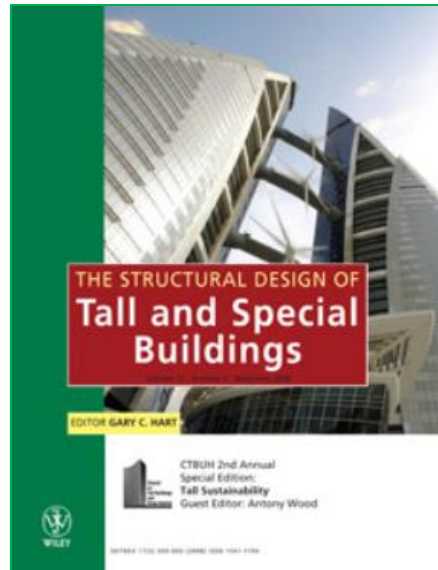
با تیرهای با عمق نابرابر

بهرخ حسینی هاشمی

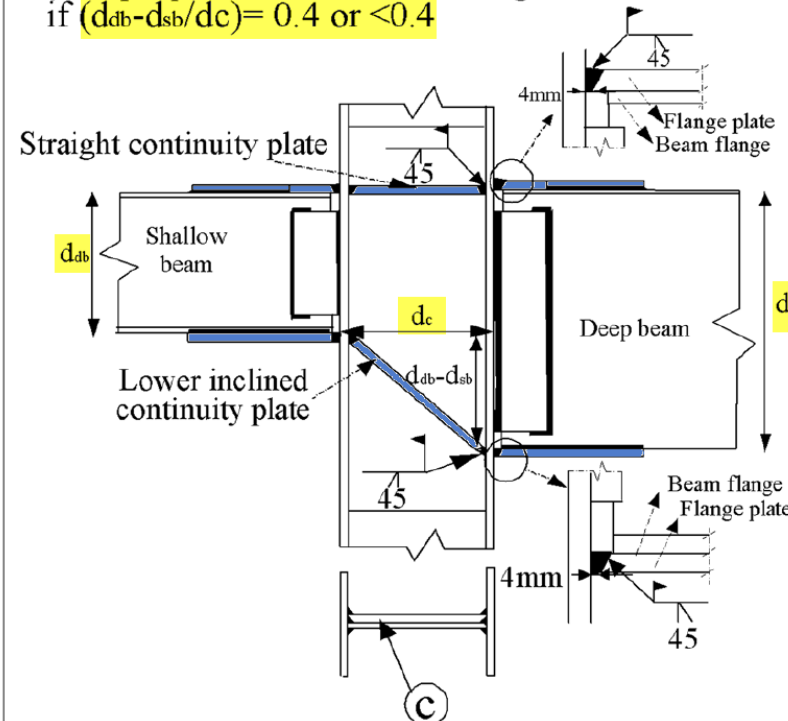
دانشیار پژوهشکده مهندسی سازه

behrokh@iiees.ac.ir@iiees.ac.ir

روح الله احمدی جزنی

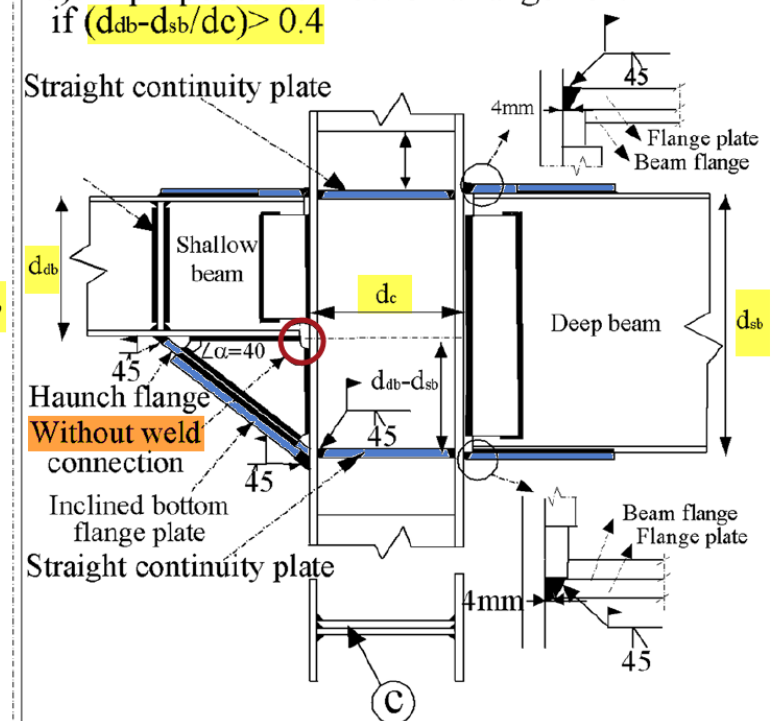


a) the proposed connection arrangement
if $(d_{db}-d_{sb}/d_c) = 0.4$ or < 0.4



(Flange plate with inclined continuity plate)

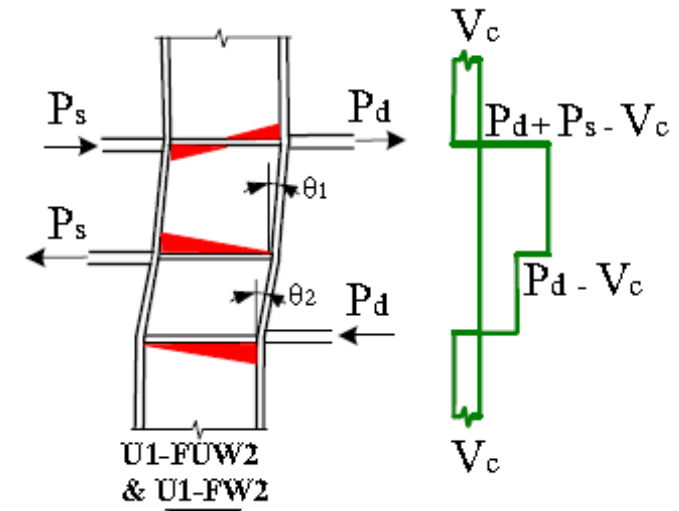
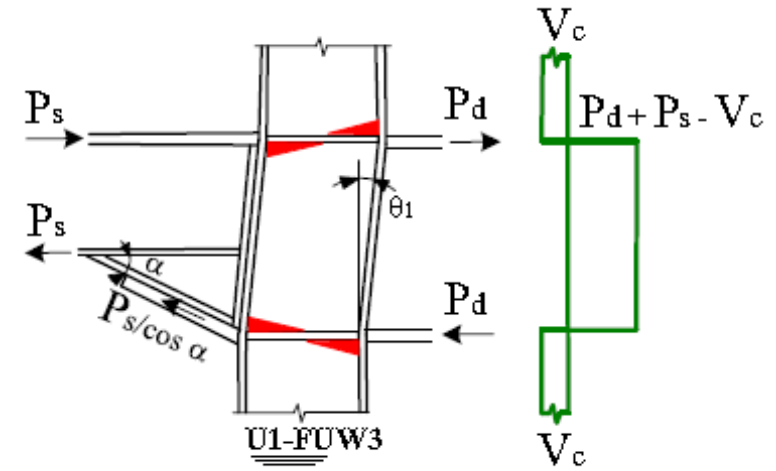
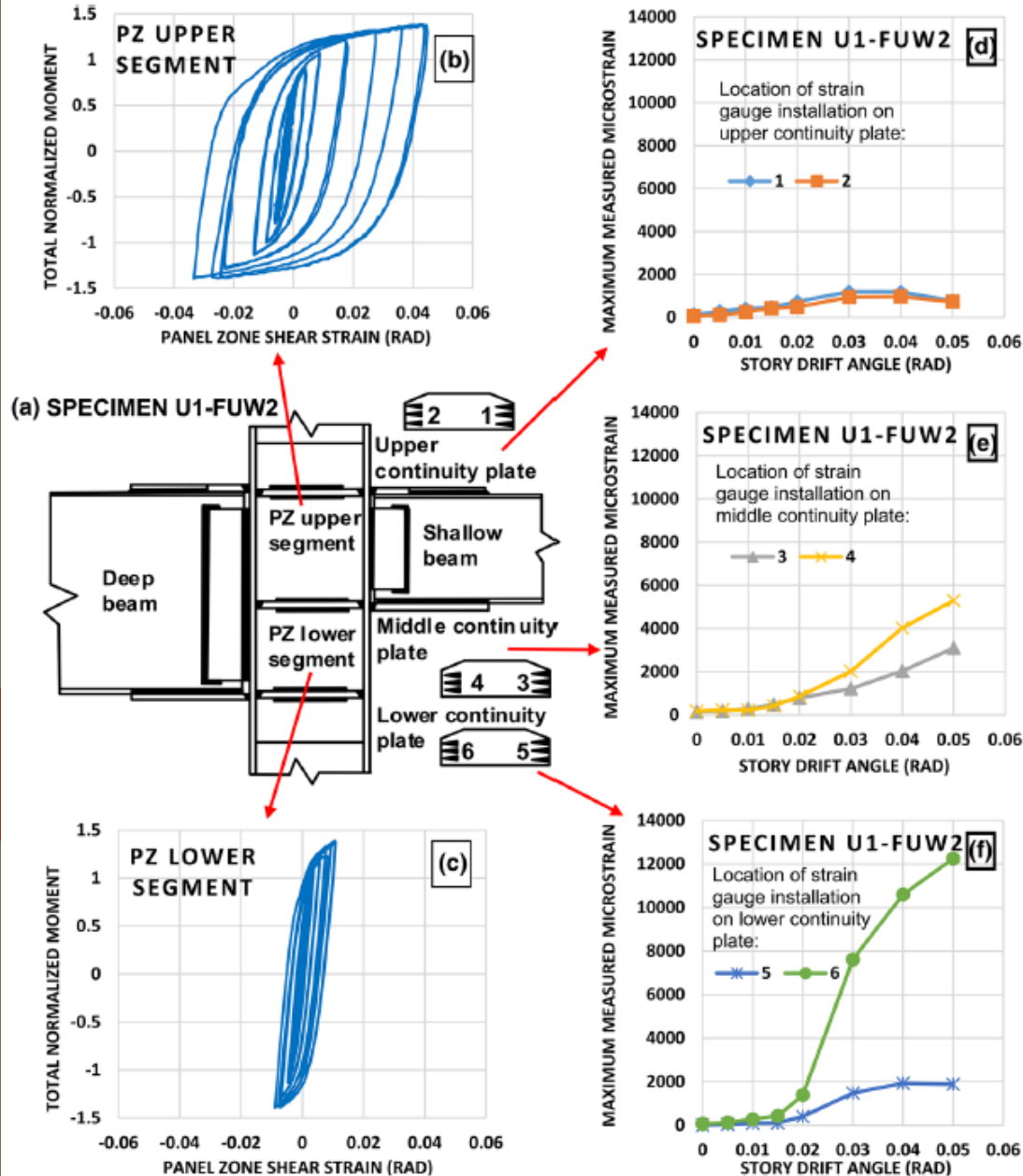
b) the proposed connection arrangement
if $(d_{db}-d_{sb}/d_c) > 0.4$



(Flange plate with haunch connection)

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - ضوابط لرزه ای چشمه اتصال



اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

قسمت هشتم - ضوابط لرزه ای چشمه اتصال

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (E3-1)$$

$\sum M_{pb}^*$ = sum of the projections of the expected flexural strengths of the beams at the plastic hinge locations to the column centerline, kip-in. (N-mm). It is permitted to determine $\sum M_{pb}^*$ as follows:

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \quad (E3-3)$$

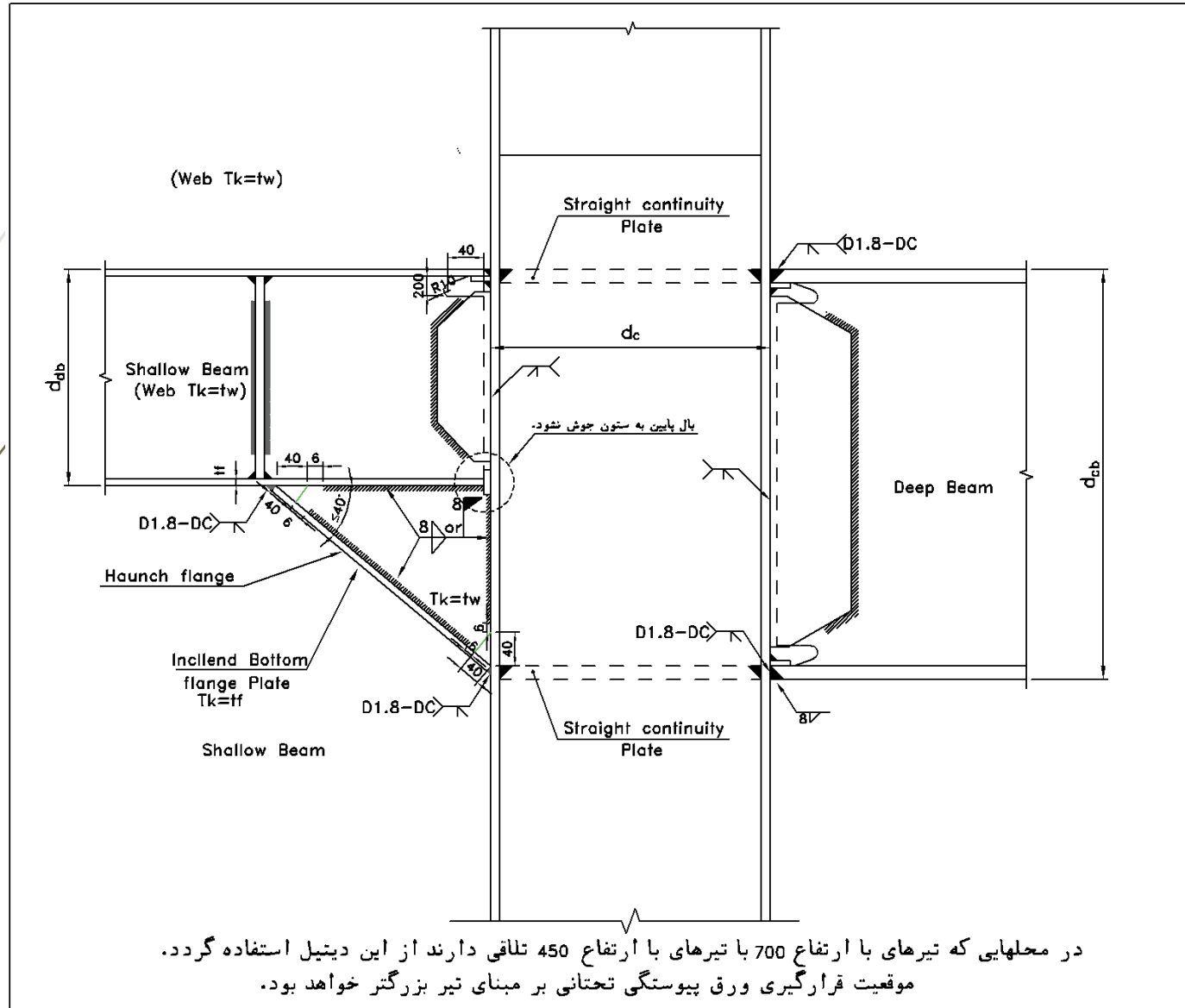
M_{pr} = maximum probable moment at the location of the plastic hinge, as determined in accordance with ANSI/AISC 358, or as otherwise determined in a connection prequalification in accordance with Section K1, or in a program of qualification testing in accordance with Section K2, kip-in. (N-mm)

M_v = additional moment due to shear amplification from the location of the plastic hinge to the column centerline based on LRFD or ASD load combinations, kip-in. (N-mm)

α_s = LRFD-ASD force level adjustment factor = 1.0 for LRFD and 1.5 for ASD.

اتصالات لرزه ای قابهای خمشی

نمونه اتصال:



اتصالات از پیش تایید شده

اشکال

جدول ۱۰-۳-۱۳ انواع اتصالات گیردار از پیش تأیید شده

TABLE 2.1. Prequalified Moment Connections		
Connection Type	Chapter	Systems
Reduced beam section (RBS)	5	SMF, IMF
Bolted unstiffened extended end plate (BUEEP)	6	SMF, IMF
Bolted stiffened extended end plate (BSEEP)	6	SMF, IMF
Bolted flange plate (BFP)	7	SMF, IMF
Welded unreinforced flange-welded web (WUF-W)	8	SMF, IMF
Kaiser bolted bracket (KBB)	9	SMF, IMF
ConXtech ConXL moment connection (ConXL)	10	SMF, IMF
SidePlate moment connection (SidePlate)	11	SMF, IMF
Simpson Strong-Tie Strong Frame moment connection	12	SMF, IMF
Double-tee moment connection	13	SMF, IMF

ردیف	نوع اتصال	مخفف	نوع سیستم سازه‌ای قابل کاربرد	بخش مربوطه
۱	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۲-۱۳-۳-۱۰)
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۳-۱۳-۳-۱۰)
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۳-۱۳-۳-۱۰)
۴	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۴-۱۳-۳-۱۰)
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط	(۵-۱۳-۳-۱۰)
۶	اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	(۶-۱۳-۳-۱۰)

اتصالات از پیش تایید شده

اشکال ویرایش ۱۴۰۱

جدول ۱۰-۳-۷: انواع اتصالات گیردار پیش تأیید شده

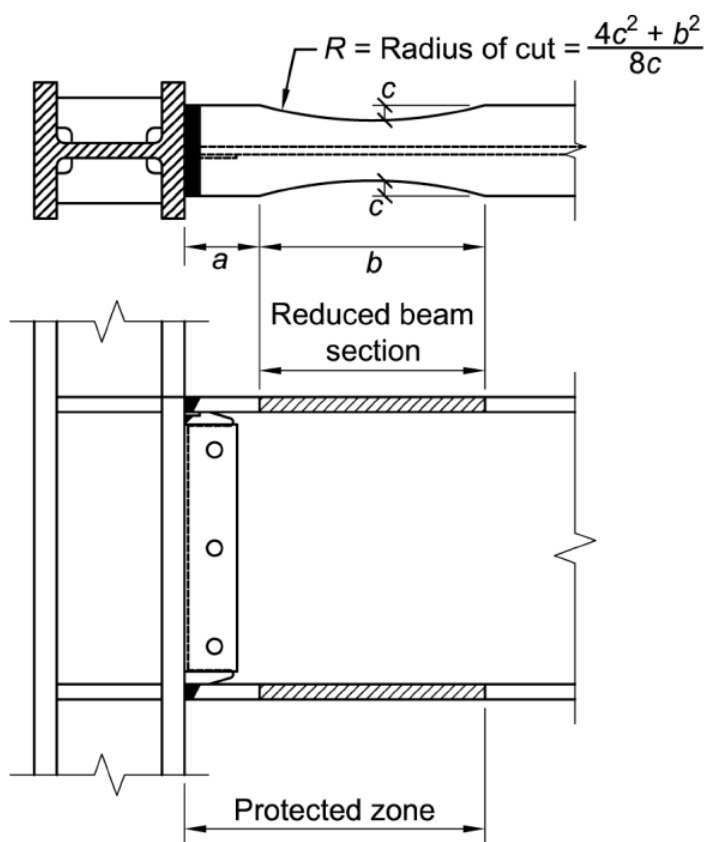
ردیف	نوع اتصال	مخفف	سیستم سازه‌ای قابل کاربرد	بخش مربوطه
۱	اتصال تیر با مقطع کاهش یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۲
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۳
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۳
۴	اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۴
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط	۱۰-۳-۷-۵
۶	اتصال مستقیم تقویت‌نشده جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۶
۷	اتصال پیچی با جفت سپری	DT	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۷
۸	اتصال تیر با مقطع کاهش یافته و دیافراگم عبوری از ستون	TD-RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۸
۹	اتصال تقویت‌نشده جوشی با دیافراگم عبوری از ستون	TD-WUFW	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۹
۱۰	اتصال تیر با بال پهن شده و دیافراگم عبوری از ستون	TD-Widened	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه	۱۰-۳-۷-۱۰

اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

۱۰-۳-۱۳-۲ اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)

۱۰-۳-۷-۲ اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)



(۱) در دو انتهای تیر، تعبیه سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش نفوذی بال تیر به بال ستون، مطابق الزامات فصل ۱۰-۲، الزامی است.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت شده باید برابر $a+b$ در نظر گرفته شود. b, a در شکل ۱۰-۳-۱۳-۱ نشان داده شده است.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک باید برابر $S_h = a + b/2$ در نظر گرفته شود.

(۷) جرم واحد طول تیر نباید از ۴۵۰ کیلوگرم تجاوز نماید.

(۸) عمق مقطع تیر نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۹) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۵۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۰) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر و عمق پهنای مقطع ستون‌های قوطی شکل ساخته شده از ورق نباید از ۷۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۱) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۷ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

۱۰-۳-۱۳ اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)

ANSI/AISC 358-16
An American National Standard

5.8. DESIGN PROCEDURE

Step 1. Choose trial values for the beam sections, column sections and RBS dimensions a , b and c (Figure 5.1) subject to the limits:

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad (5.8-1)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (5.8-2)$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (5.8-3)$$

where

a = horizontal distance from face of column flange to start of an RBS cut, in. (mm)

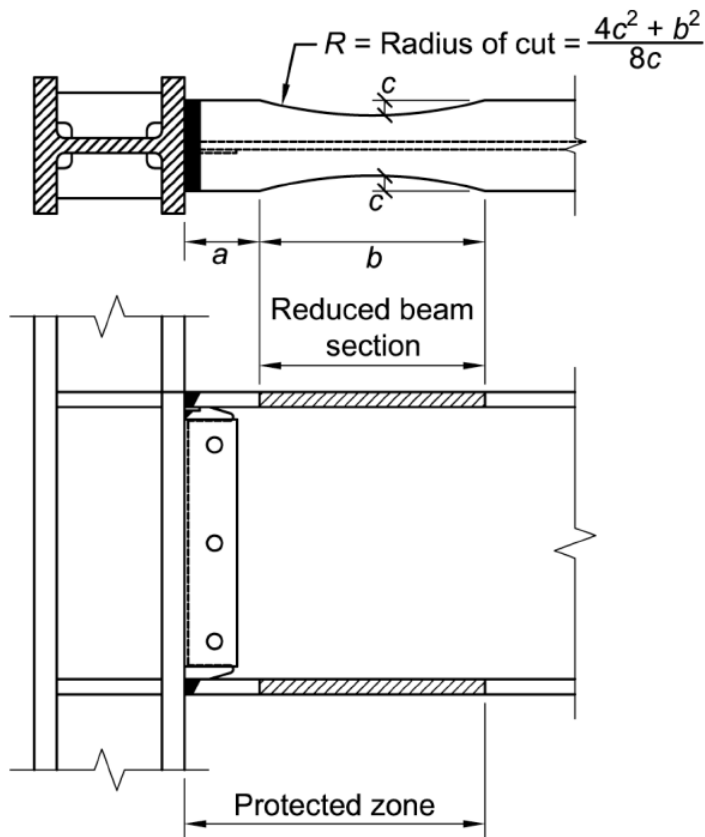
b = length of RBS cut, in. (mm)

b_{bf} = width of beam flange, in. (mm)

c = depth of cut at center of reduced beam section, in. (mm)

d = depth of beam, in. (mm)

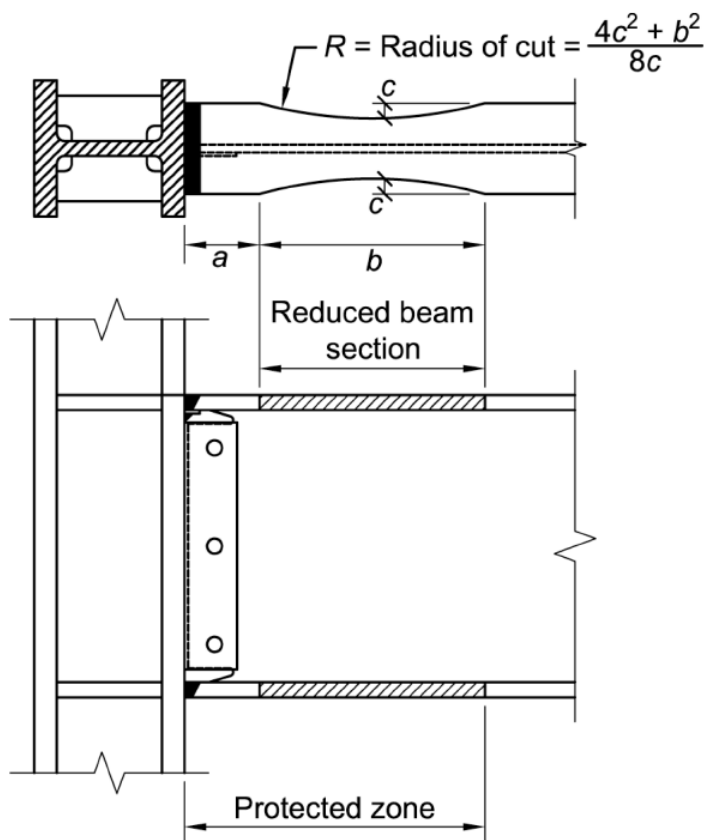
Confirm that the beams and columns are adequate for all load combinations specified



اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

۱۰-۳-۱۳-۲ اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)



(۱۳) ستون ها و تیرها شامل ناحیه کاهش یافته باید دارای مقاومت کافی در برابر کلیه ترکیبات بارگذاری به استثنای ترکیبات بار زلزله تشدید یافته باشند. همچنین در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه باید اثرات مقطع کاهش یافته لحاظ شود. در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه بجای مدل سازی ناحیه کاهش یافته می توان تغییرمکان جانبی نسبی را در حالتی که ناحیه کاهش یافته لحاظ نشده است با ضریب $1/1$ برای حالت نظیر $b_{bf} \cdot 0.25 = c$ تشدید نمود. برای سایر مقادیر c می توان از تناسب بین آنها و $b_{bf} \cdot 0.25 = c$ بهره برد.

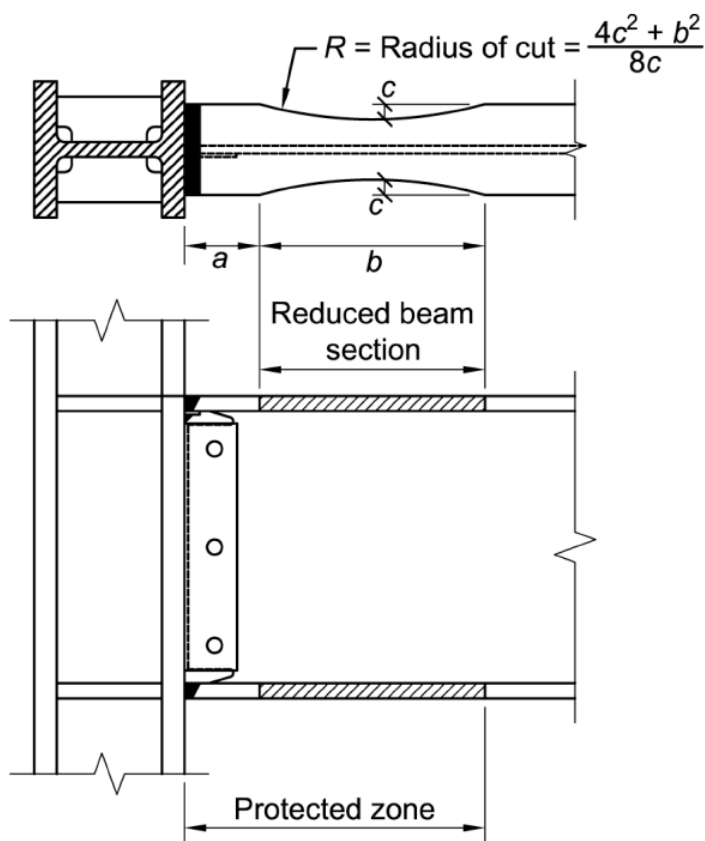
Details	57.25	cm	شعاع مقطع کاهش یافته
a (cm)	10 < 10 < 15	cm	اساس مقطع پلاستیک کاهش یافته
b (cm)	28.6 < 30 < 37.4	cm	نسبت مقاومت مقطع کاهش یافته
c (cm)	2 < 2 < 5	cm	فاصله مرکز مقطع کاهش یافته از بر ستون
	1.04		ضریب افزایش تغییر مکان جانبی نسبی

اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

۱۰-۳-۷-۲ اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)

۱۰-۳-۷-۳ سایر الزامات ویرایش ۱۴۰۱



(۲) در قاب‌های خمشی ویژه، جان تیر باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل به بال ستون جوش شود. علاوه بر آن لازم است یک ورق تکی جان در فاصله بین دو سوراخ دسترسی تعبیه شود (شکل ۱۰-۳-۷-۲). استفاده از ورق تکی جان به عنوان پشت‌بند جوش شیاری جان تیر به بال ستون نیز مجاز است. ضخامت ورق تکی جان باید حداقل برابر ۱۰ میلی‌متر باشد. اتصال ورق تکی به بال ستون و جان تیر می‌تواند از نوع جوش گوشه یک‌طرفه با ضخامت حداقل آیین‌نامه‌ای باشد. در انتهای جوش شیاری جان تیر به بال ستون استفاده از ورق‌های گوشواره‌ای الزامی نیست. تعبیه سوراخ در جان تیر به منظور مونتاژ در این اتصالات مجاز است.

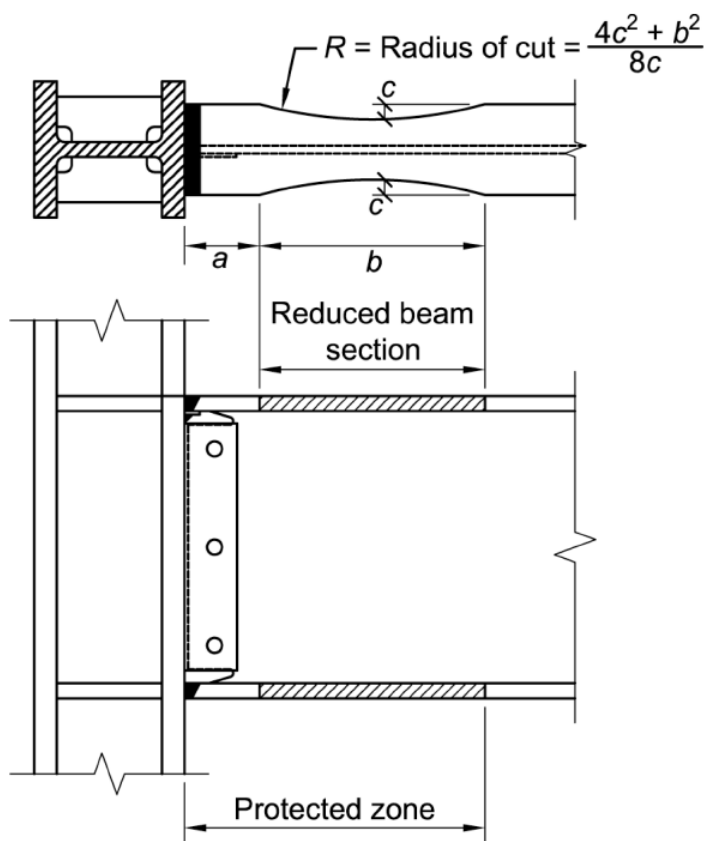
(۳) در قاب‌های خمشی متوسط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق رعایت ضوابط بند ۲ فوق انجام پذیرد. در این نوع قاب به جای رعایت این ضوابط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق یک ورق تکی پیچ‌شده به جان تیر نیز صورت گیرد. در این حالت اتصال ورق تکی به جان تیر باید از نوع لغزش بحرانی با سوراخ استاندارد، یا سوراخ استاندارد در یکی و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با محور تیر در دیگری باشد. اتصال ورق تکی به بال ستون باید از نوع شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه دوطرفه باشد.

اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

۱۰-۳-۷-۲ اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)

۱۰-۳-۷-۳ سایر الزامات ویرایش ۱۴۰۱



(۳) در قاب‌های خمشی متوسط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق رعایت ضوابط بند ۲ فوق انجام پذیرد. در این نوع قاب به‌جای رعایت این ضوابط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق یک ورق تکی پیچ‌شده به جان تیر نیز صورت گیرد. در این حالت اتصال ورق تکی به جان تیر باید از نوع لغزش بحرانی با سوراخ استاندارد، یا سوراخ استاندارد در یکی و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با محور تیر در دیگری باشد. اتصال ورق تکی به بال ستون باید از نوع شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه دوطرفه باشد. مقاومت برشی موردنیاز اتصال باید براساس الزامات بند ۱۰-۳-۳-۵ تعیین شود. ضخامت جوش‌های گوشه طرفین ورق تکی به بال ستون باید حداقل برابر ۰.۷۵ ضخامت ورق تکی و ضخامت ورق تکی باید حداقل برابر ۱۰ میلی‌متر باشد. پیچ‌ها می‌توانند قبل یا بعد از جوشکاری ورق به بال ستون، ۱۰-۳-۷-۴ برشکاری بال تیر

(۱) در ناحیه کاهش‌یافته تیر، برشکاری بال تیر باید توسط دستگاه برش حرارتی انجام شود تا یک انحنای هموار به وجود آید. در محل خاتمه برشکاری بال تیر، تبدیل مقطع کاهش‌یافته به مقطع کاهش‌نیافته باید به‌صورت هموار و از طریق سنگ‌زنی گوشه‌های تیز انجام شود. رواداری مجاز اجرای برش حرارتی از مقادیر موردنظر، مطابق روابط ۱۰-۳-۷-۱ الی ۱۰-۳-۷-۴، به میزان ۶ میلی‌متر است.

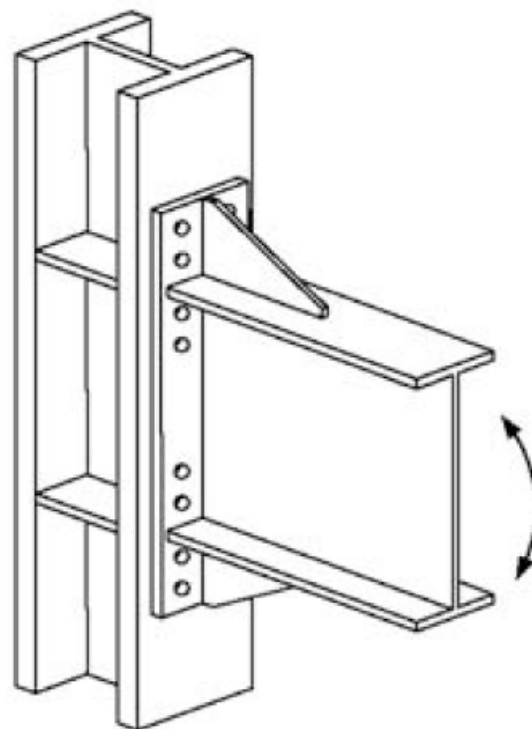
اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

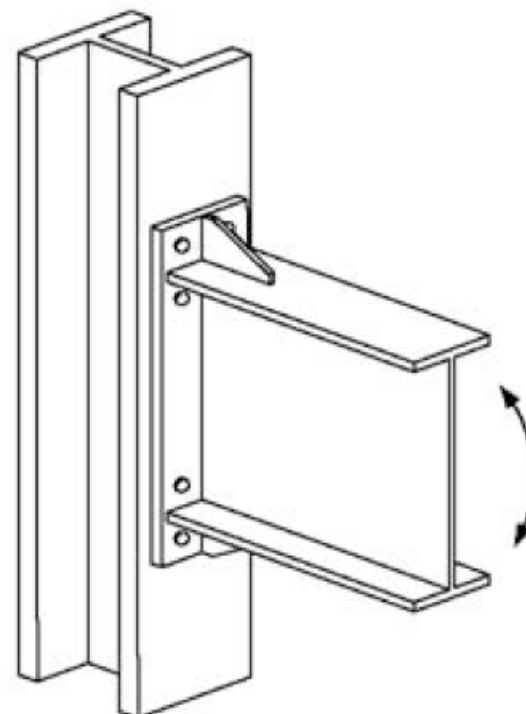
ویرایش ۱۴۰۱ ۳-۷-۳-۱۰

۳-۱۳-۳-۱۰ اتصال گیردار فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP) و اتصال گیردار

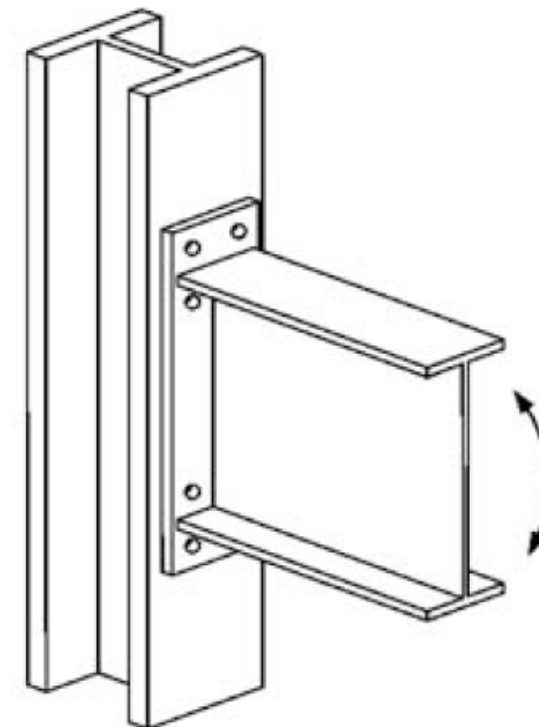
فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)



(پ)



(ب)



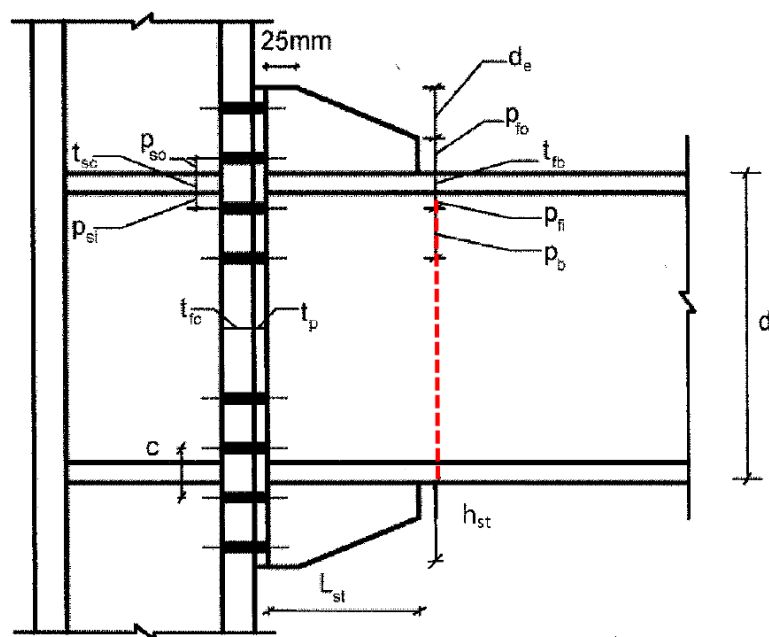
(الف)

اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

۱۰-۳-۱۳-۳ اتصال گیردار فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP) و اتصال گیردار ویرایش ۹۲

فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)



(۱) در دو انتهای تیر، تعبیه سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش نفوذی بال تیر به ورق انتهایی مجاز نمی‌باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت‌شده باید به شرح زیر در نظر گرفته شود.

- در اتصال فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی برابر کوچکترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر از برستون
- در اتصال فلنجی با استفاده از ورق لچکی برابر طول لچکی بعلاوه کوچکترین دو مقدار نصف عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر، از برستون

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) باید برابر کوچکترین دو مقدار $d/2$ و $3b_{bf}$ از برستون برای اتصالات فلنجی بدون استفاده از ورق‌های لچکی و برابر $(L_{st} + t_p)$ از برستون برای اتصالات فلنجی با استفاده از ورق‌های لچکی در نظر گرفته شود. که در آن d عمق تیر، b_{bf} پهنای بال تیر، L_{st} طول ورق لچکی در روی بال تیر و t_p ضخامت ورق انتهایی است.

اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

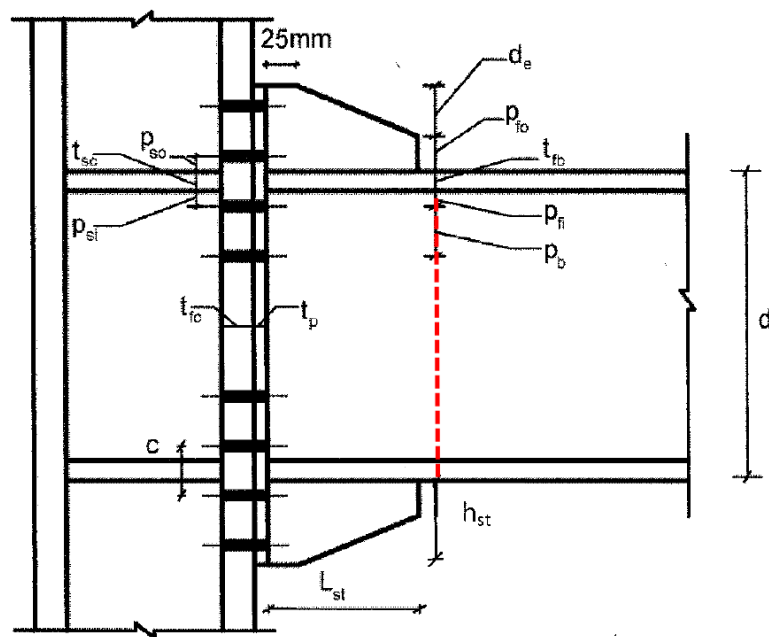
۱۰-۳-۱۳-۳ اتصال گیردار فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP) و اتصال گیردار ویرایش ۹۲

فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

(۵) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در فاصله $1/5$ برابر عمق تیر از بر ستون، تعبیه برشگیر در روی بال فوقانی تیر مجاز نمی‌باشد. همچنین در فاصله حداقل برابر ۲۵ میلی‌متر از طریق مصالح انعطاف‌پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به هردو طرف هر دو بال ستون اجتناب شود.

(۷) ورق‌های لچکی باید در امتداد جان تیر و در وسط ورق انتهایی تعبیه شوند. طول ورق‌های لچکی نباید از $1/75 h_{st}$ کوچکتر در نظر گرفته شود که در آن h_{st} ارتفاع لچکی‌ها در امتداد محور ستون می‌باشد. ورق‌های لچکی در روی بال تیر و نیز در انتهای ورق انتهایی باید حدوداً ۲۵ میلی‌متر برش عمودی داشته و سپس به صورت مورب بریده شوند. ضخامت ورق‌های لچکی نباید کمتر از ضخامت جان مقطع تیر در نظر گرفته شود. لچکی‌ها باید دارای شرایط $h_{st}/t_s \leq 0.156 \sqrt{E/F_y}$ نیز باشند.

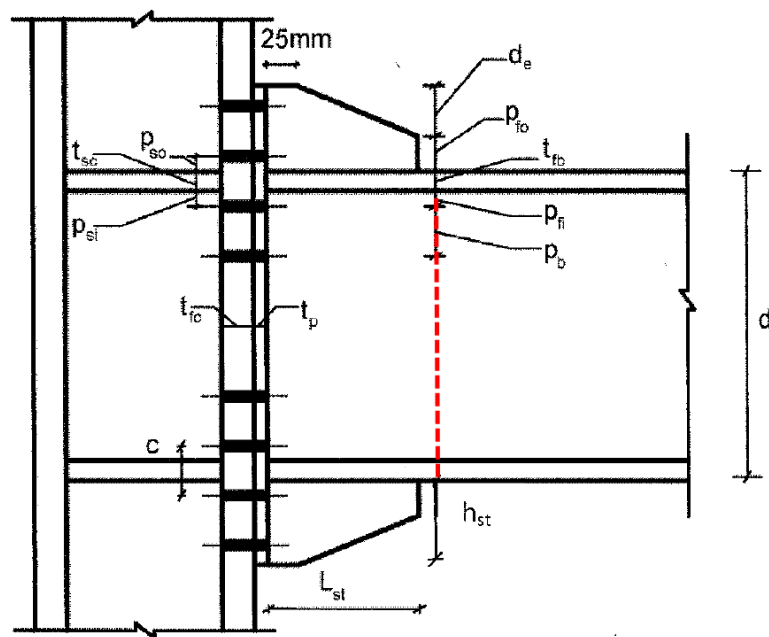
(۱۴) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۷ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.



اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

ویرایش ۱۴۰۱



$$t_s \geq t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right)$$

(۵-۷-۳-۱۰)

$$\frac{h_s}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

(۶-۷-۳-۱۰)

در روابط فوق:

h_{st} = ارتفاع ورق لچکی

F_{ys} = تنش تسلیم مشخصه ورق لچکی

F_{yb} = تنش تسلیم مشخصه فولاد تیر

t_{bw} = ضخامت جان مقطع تیر

(۸) اتصال لچکی‌ها (در صورت استفاده) به ورق انتهایی و بال تیر باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. چنانچه ضخامت لچکی‌ها کوچک‌تر یا مساوی ۱۰ میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشه دوطرفه نیز مجاز است. ضخامت جوش‌های گوشه نباید از $0.8t_s$ (ضخامت ورق لچکی است) و ۶ میلی‌متر کمتر باشد. گوشه ورق لچکی در محل تقاطع آن با بال تیر و ورق انتهایی باید به صورت مثلی بریده شود تا فاصله آزاد با جوش بال تیر و ورق انتهایی فراهم شود.

(۹) به کار بردن ورق‌های پرکننده انگشتی در بالا و پایین ورق انتهایی مطابق شکل ۴-۷-۳-۱۰ مجاز است.

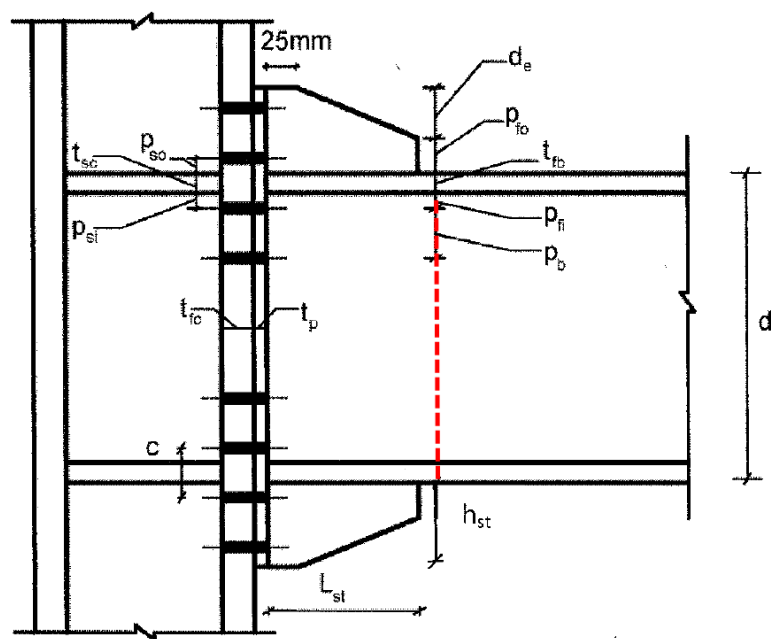
اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

۱۰-۳-۱۳-۳ اتصال گیردار فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP) و اتصال گیردار

فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

جدول ۱۰-۳-۱۳-۲ محدودیت‌های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی



BSEEP				BUEEP		پارامتر
هشت پیچی		چهار پیچی		حداکثر	حداقل	
حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	(mm)	(mm)	
۳۰	۱۵	۲۵	۱۰	۲۵	۱۰	t_{bf}
۳۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۱۵۰	۲۵۰	۱۵۰	b_{bf}
۱۰۰۰	۴۴۰	۷۰۰	۳۴۰	۱۴۰۰	۳۴۰	d
۷۰	۲۰	۵۰	۱۲	۶۰	۱۲	t_p
۴۰۰	۲۴۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰	۱۸۰	b_p
۲۰۰	۱۵۰	۱۶۰	۱۰۰	۱۶۰	۱۰۰	g
۵۰	۴۰	۱۵۰	۵۰	۱۲۰	۳۵	p_{fi}, p_{fo}
۱۰۰	۹۰	-	-	-	-	p_b

اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

۱۰-۳-۱۳-۳ اتصال گیردار فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP) و اتصال گیردار

فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

(۸) بکار بردن ورق‌های پرکننده انگشتی در بالا و پایین ورق انتهایی مجاز است.

نکته :

تفاوت فیلر با شیم پلیت این است که فیلر از ابتدا توسط طراح در نقشه‌ها دیده شده است مانند ورق‌های پرکننده در وصله ستون اما شیم پلیت **به علت ایرادات نصب** نیاز می‌شود. (حداکثر ضخامت ذکر شده در منابع برای اصلاح به وسیله شیم، **۶ میلیمتر** است).

(۹) در دو انتهای تیرهای ساخته‌شده از ورق، به فاصله حداقل برابر کوچکترین دو مقدار عمق تیر و

سه برابر پهنای بال تیر، **اتصال جان به بال باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل یا جوش**

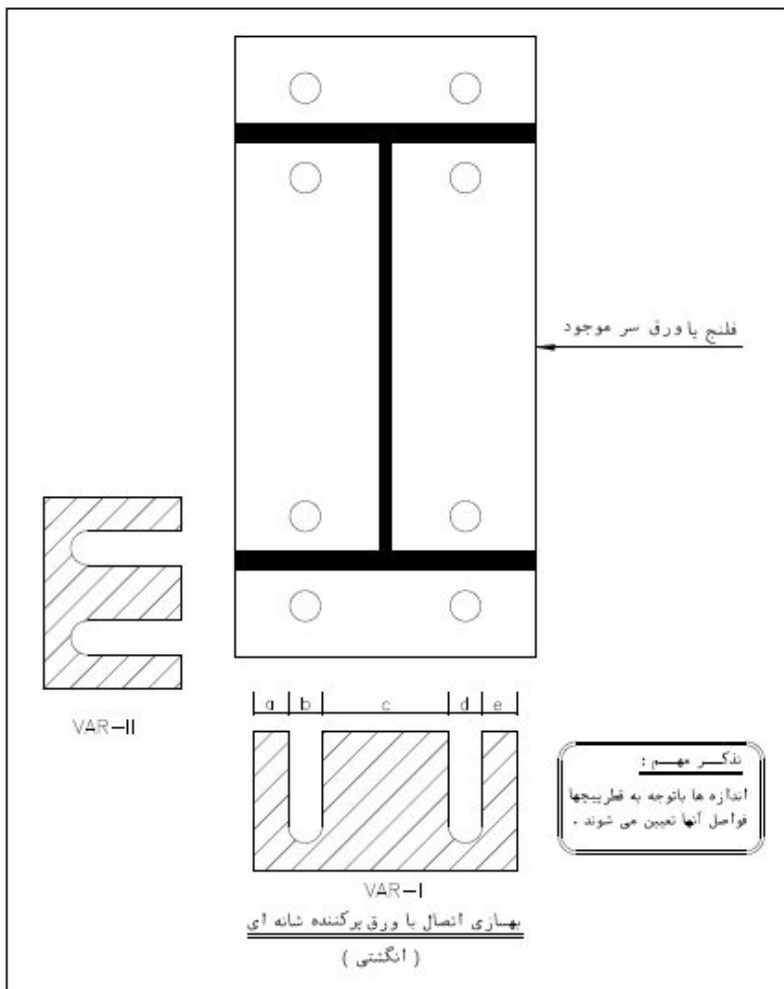
گوشه دو طرفه باشد. ضخامت جوش‌های گوشه دو طرفه نباید از $0.75t_w$ (ضخامت جان

مقطع تیر است) و ۶ میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود.

(۱۰) اتصال بال تیر به ورق انتهایی باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل بوده و در وجه داخلی بال

تیر با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلی‌متر تقویت گردد. برای این جوش رعایت ضابطه

طراحی خاصی الزامی نیست.



اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

ویرایش ۱۴۰۱

۴-۷-۳-۱۰

۴-۱۳-۳-۱۰ اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

(۱) در دو انتهای تیر تعبیه سوراخ دسترسی برای انجام جوشکاری مجاز نمی‌باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت‌شده باید برابر فاصله از بر ستون تا دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون به علاوه عمق تیر در نظر گرفته شود.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون، در نظر گرفته شود.

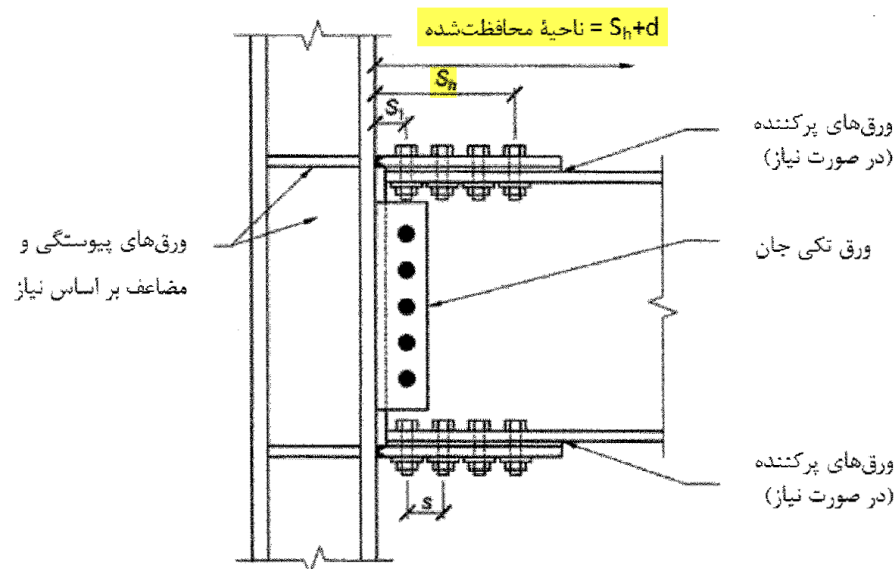
(۵) در قاب‌های خمشی ویژه با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن، در فاصله حداقل برابر ۲۵ میلی‌متر از طریق مصالح انعطاف‌پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به هر دو طرف هر دو بال ستون جلوگیری به عمل آید.

(۱۰) جرم واحد طول تیر نباید از ۲۵۰ کیلوگرم تجاوز نماید

(۱۱) عمق مقطع تیر نباید از ۱۰۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۲) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۳۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

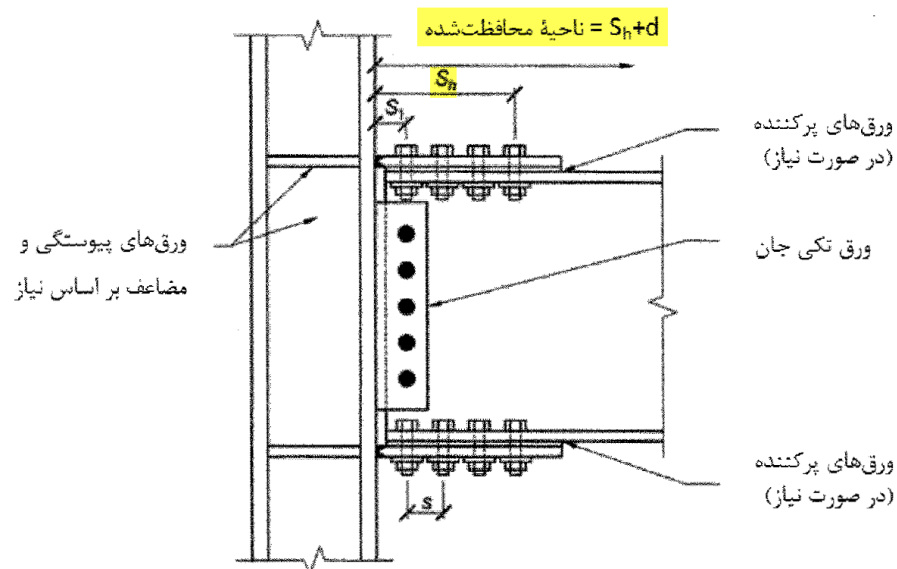
(۱۳) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۹ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۷ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.



اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

۱۰-۳-۱۳-۴ اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP) ویرایش ۱۴۰۱



تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی ورق‌های روسری و زیرسری، ورق تکی جان و وسایل اتصال، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به جای 0.75 برابر 0.9 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به جای 0.9 برابر 1 در نظر گرفت. همچنین در تعیین مقاومت‌های مجاز آن‌ها ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به جای 2 برابر 1.67 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به جای 1.67 برابر 1.5 در نظر گرفت.

(۲) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشند.

این جوش‌ها باید بحرانی لرزه‌ای در نظر گرفته شوند. در صورت استفاده از تسمه پشت‌بند برای اجرای جوش شیاری با نفوذ کامل، پشت‌بندها باید پس از انجام جوشکاری برداشته شوند. پس از برداشتن پشت‌بند، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با جوش تقویت شود.

(۴) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال‌های تیر باید از نوع پیچی با رده 10.9 یا معادل آن و با قطر پیچ حداکثر برابر 27 میلی‌متر باشد. پیچ‌ها باید در هر ردیف دو عدد و به صورت متقارن در طرفین محور تیر تعبیه شوند. طول گروه پیچ‌ها در امتداد محور تیر (فاصله از بر ستون تا مرکز آخرین سوراخ) نباید از عمق تیر بیشتر باشد. سوراخ‌های بال تیر باید استاندارد باشند. سوراخ‌های ورق‌های روسری و زیرسری می‌توانند استاندارد یا بزرگ‌شده باشند. سوراخ‌ها باید با مته ایجاد شوند. استفاده از پانچ برای سوراخ‌کاری مجاز نیست.

اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

۱۰-۳-۱۳-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

(۱) در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوشکاری مجاز نمی‌باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ محافظت‌شده باید برابر فاصله از بر ستون تا انتهای ورق‌های روسری و زیرسری (هر کدام که بزرگتر است) بعلاوه نصف عمق تیر بعد از آن، در نظر گرفته شود.

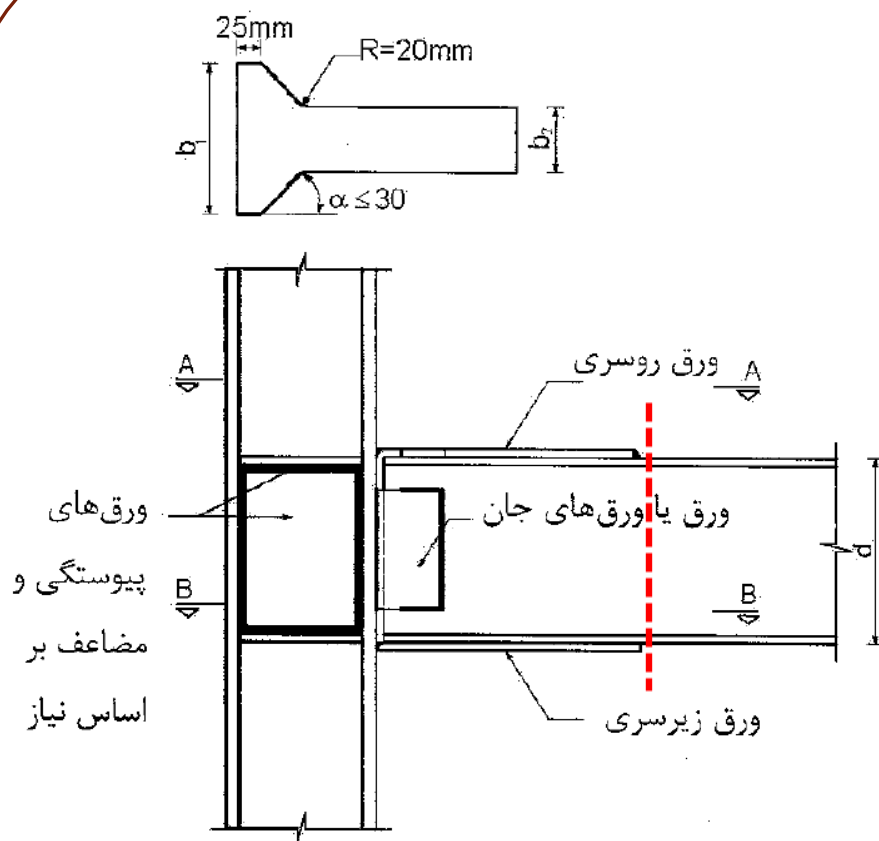
(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل انتهای ورق‌های روسری و زیرسری (هر کدام که بزرگتر است)، در نظر گرفته شود.

(۷) اتصال ورق (یا ورق‌های) جان به جان تیر باید از نوع جوش گوشه باشد.

(۸) عمق مقطع تیر نباید از ۹۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۹) ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۳۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

(۱۰) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۵ کمتر در نظر گرفته شود.



اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال ویرایش ۱۴۰۱

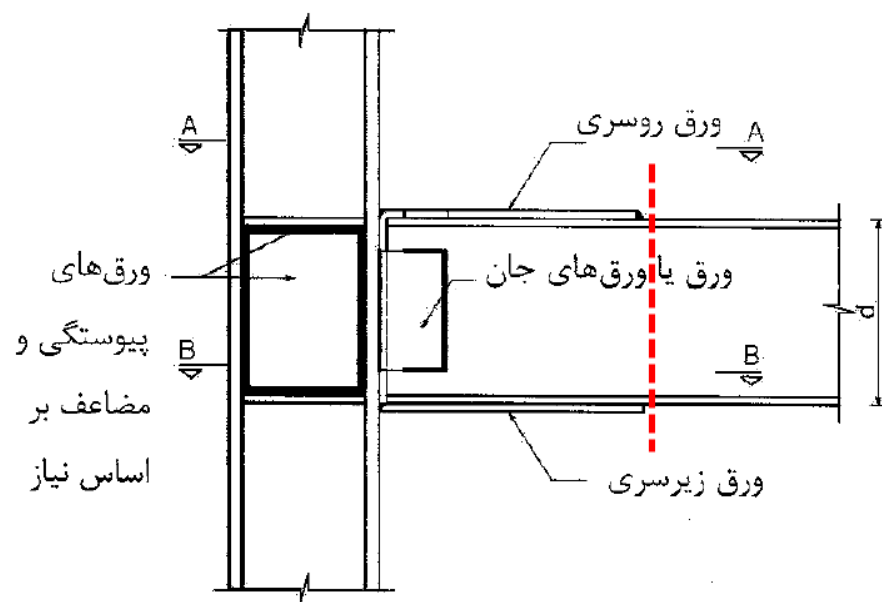
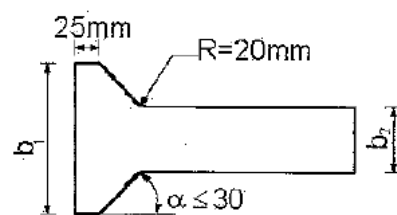
۱۰-۳-۷-۵-۳ سایر الزامات

در این نوع اتصالات گیردار، الزامات زیر نیز باید رعایت شوند:

(۱) طول ورق‌های روسری و زیرسری باید برابر باشد.

(۲) ورق روسری می‌تواند به صورت پهن شده یا دارای پهنای ثابت باشد. در صورت استفاده از ورق پهن شده، رعایت تناسبات نشان داده شده در شکل ۱۰-۷-۳-۶ الزامی است. در صورت استفاده از ورق با پهنای ثابت، این پهنای با لحاظ عرض ورق‌های گوشواره (ناودان انتهایی جوش) نباید از پهنای بال ستون بیشتر باشد. در این حالت جوش گوشه اتصال ورق روسری به بال تیر باید تا انتهای تیر ادامه یابد.

(۴) در صورت استفاده از تسمه‌های پشت‌بند در جوش‌های ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون، تسمه‌های پشت‌بند می‌توانند پس از انجام جوشکاری برداشته شوند. در این حالت پس از برداشتن پشت‌بند، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با جوش تقویت گردد. در صورتی که پشت‌بندها برداشته نشوند، این پشت‌بندها باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل ۸ میلی‌متر به بال ستون جوش داده شوند.



اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

ویرایش ۱۴۰۱

۱۰-۳-۷-۶

۱۰-۳-۱۳-۶ اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

(۱) در دو انتهای تیر، تعبیه سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش نفوذی بال تیر به بال ستون، مطابق الزامات فصل ۱۰-۲، الزامی است. ★

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیه محافظت‌شده باید برابر فاصله از بر ستون تا یک برابر عمق مقطع تیر بعد از آن در نظر گرفته شود.

(۳) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر باید در محل بر ستون در نظر گرفته شود ($S_h=0$).

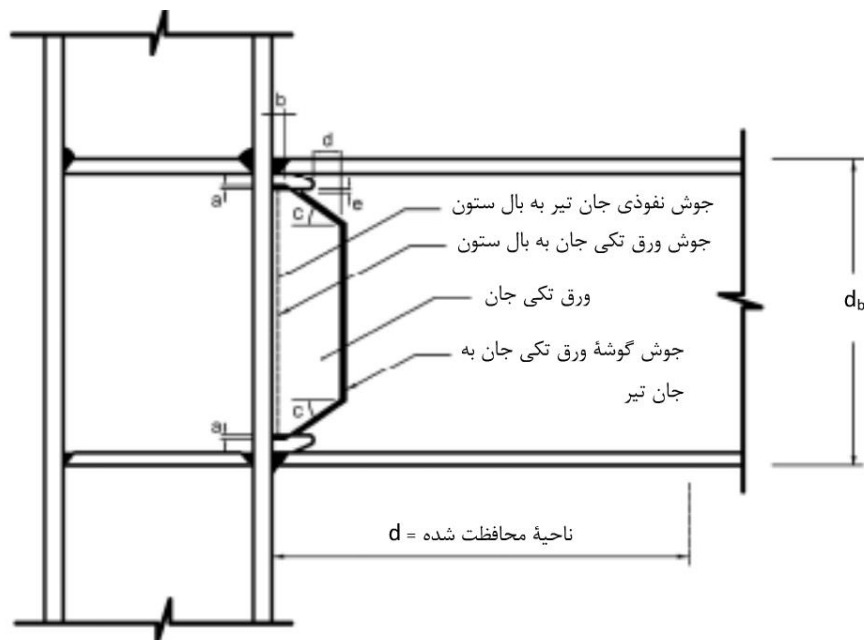
(۷) مقاطع تیرها باید از نوع I شکل بوده و عمق مقطع آن‌ها حداکثر برابر ۱۰۰۰ میلی‌متر باشد.

(۸) جرم واحد طول تیر نباید از ۲۵۰ کیلوگرم تجاوز نماید.

(۹) ضخامت بال مقطع تیرها نباید از ۳۰ میلی‌متر تجاوز نماید

(۱۰) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق آن نباید از ۷ برای قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

★ این جزئیات در مبحث ۱۰ برای تمام اتصالات مجاز دانسته شده است اما در AISC358-16 صرفاً برای RBS مجاز است و برای WUF-W باید از جزئیات معرفی شده در AWS-D1.8-6.11.1.2 باید استفاده شود.



اتصالات از پیش تایید شده

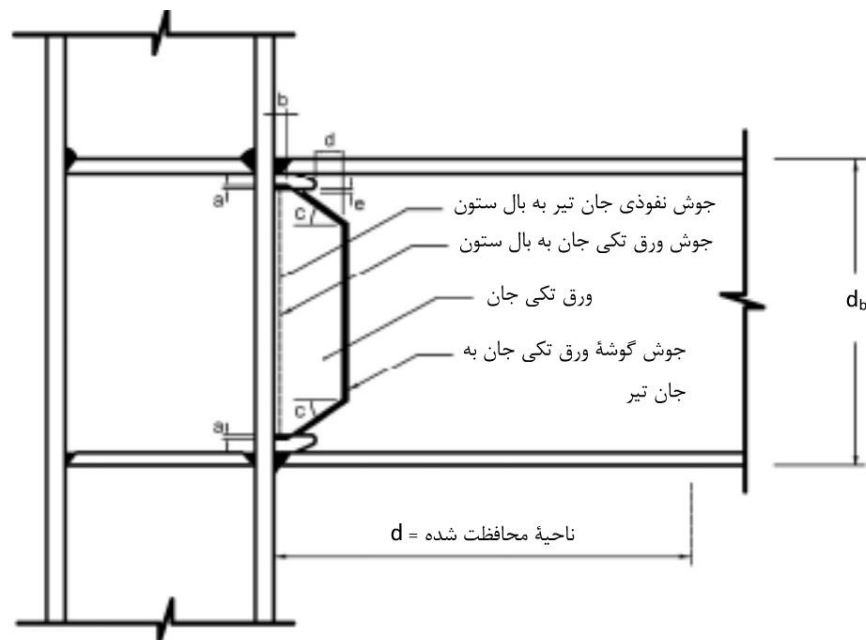
قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

۱۰-۳-۱۳-۶ اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

(۲) جان تیر باید به بال ستون با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل اتصال داده شود. علاوه بر آن تعبیه یک ورق تکی جان به ضخامت حداقل برابر ضخامت جان مقطع تیر نیز الزامی است. اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی موجود اتصال جوشی ورق تکی جان به بال ستون باید حداقل برابر $h_p t_p (0.6 R_y F_{yp}) / \alpha_s$ باشد که در آن: h_p ارتفاع ورق تکی جان و t_p ضخامت آن است

نکته :

این ورق تک به عنوان ورق پشت بند برای اتصال نفوذی جان تیر به ستون عمل می‌نماید. علاوه بر این ترکیبی از جوش این ورق به ستون و جان تیر، شرایطی را فراهم می‌سازد تا **سختی جان تیر در محل اتصال افزایش یابد** و باعث **هدایت تنش از روی بال به سمت جان** و **کاهش تقاضای نیرویی بر روی جوشهای نفوذی در محل اتصال بالها به ستون (در این اتصال)** می‌شود.



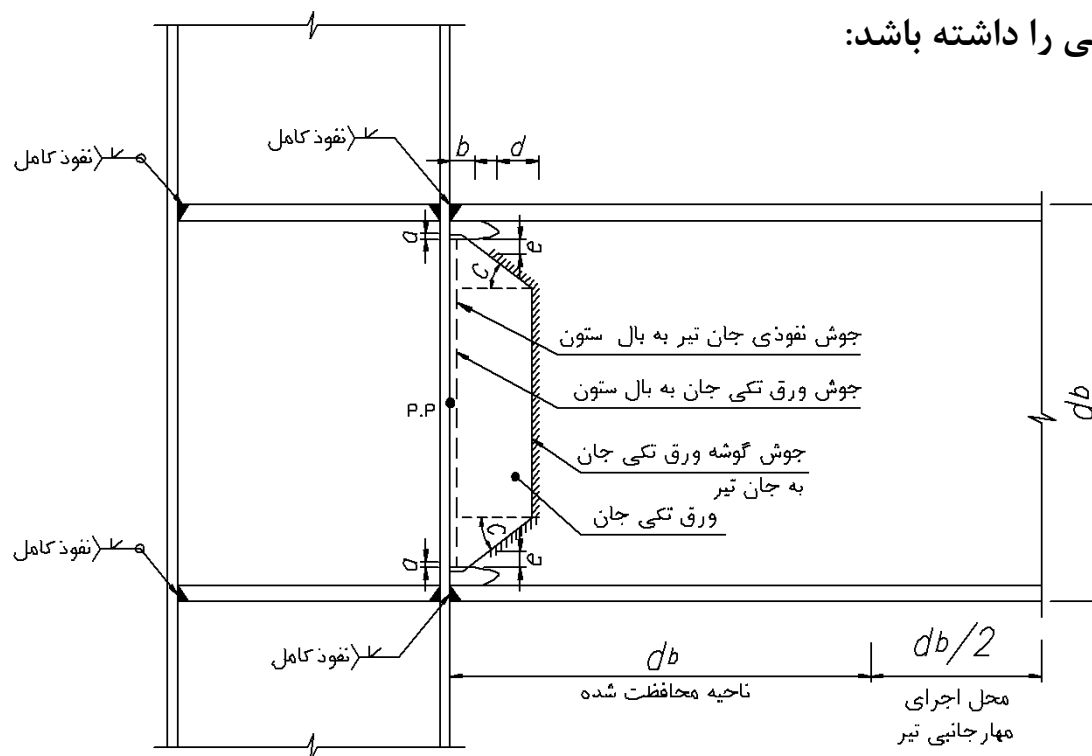
اتصالات از پیش تایید شده

قسمت اول - ضوابط مهم هر اتصال

۱۰-۳-۱۳-۶ اتصال گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W)

نکته :

جان تیر باید ظرفیت برشی معادل لنگر پلاستیک بعلاوه برش ثقلی را داشته باشد:



ردیف	شرح	محدودیت
۱	هم پوشانی ورق جان با سوراخ های دسترسی	$6\text{mm} \leq a \leq 12\text{mm}$
۲	شیب پهنای ورق جان	$20^\circ \leq C \leq 40^\circ$
۳	فاصله قائم انتهای جوش ورق جان به جان تیر تا سوراخ دسترسی	$12\text{mm} \leq e \leq 25\text{mm}$
۴	برگشت عمودی انتهای ورق جان	$b \geq 25\text{mm}$
۵	انتهای پهنای ورق جان به انتهای سوراخ های دسترسی	$d \geq 50\text{mm}$

این جزئیات در مبحث ۱۰ برای تمام اتصالات مجاز دانسته شده است.

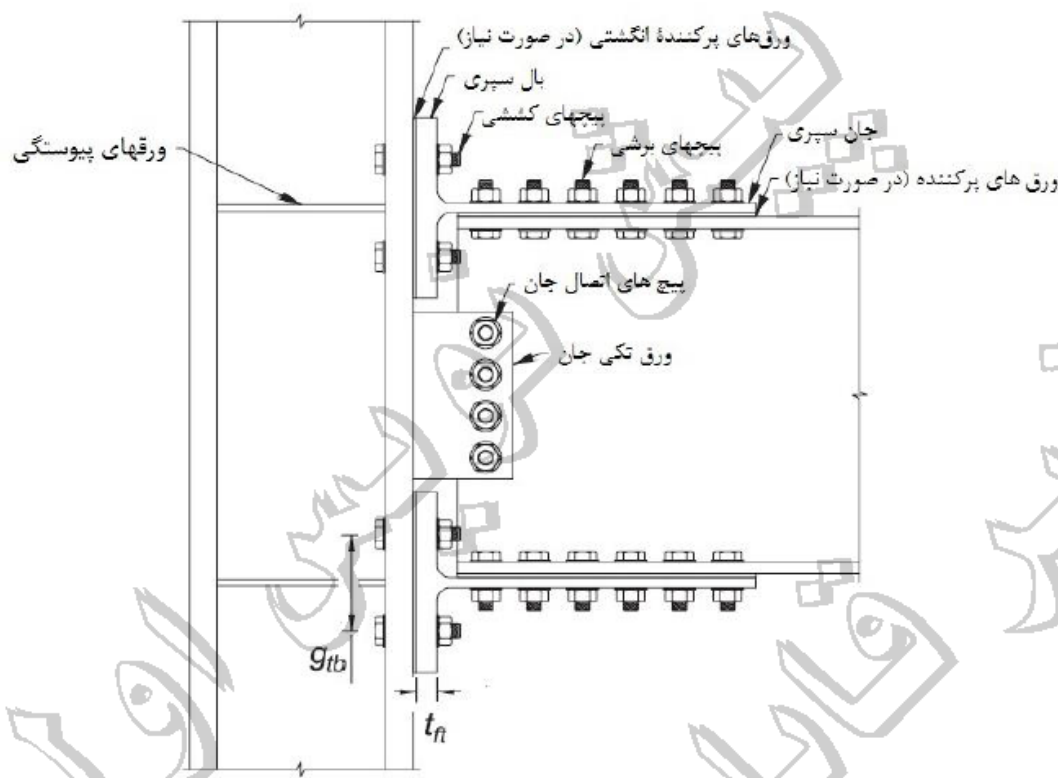


اتصالات از پیش تایید شده

قسمت دوم - اتصالات اضافه ذکر شده در ویرایش ۱۴۰۱

۷-۷-۳-۱۰ اتصال گیردار پیچی با جفت سپری (DT)

اتصالات گیردار پیچی با جفت سپری (شکل ۸-۷-۳-۱۰)، علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۷-۳-۱۰، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.

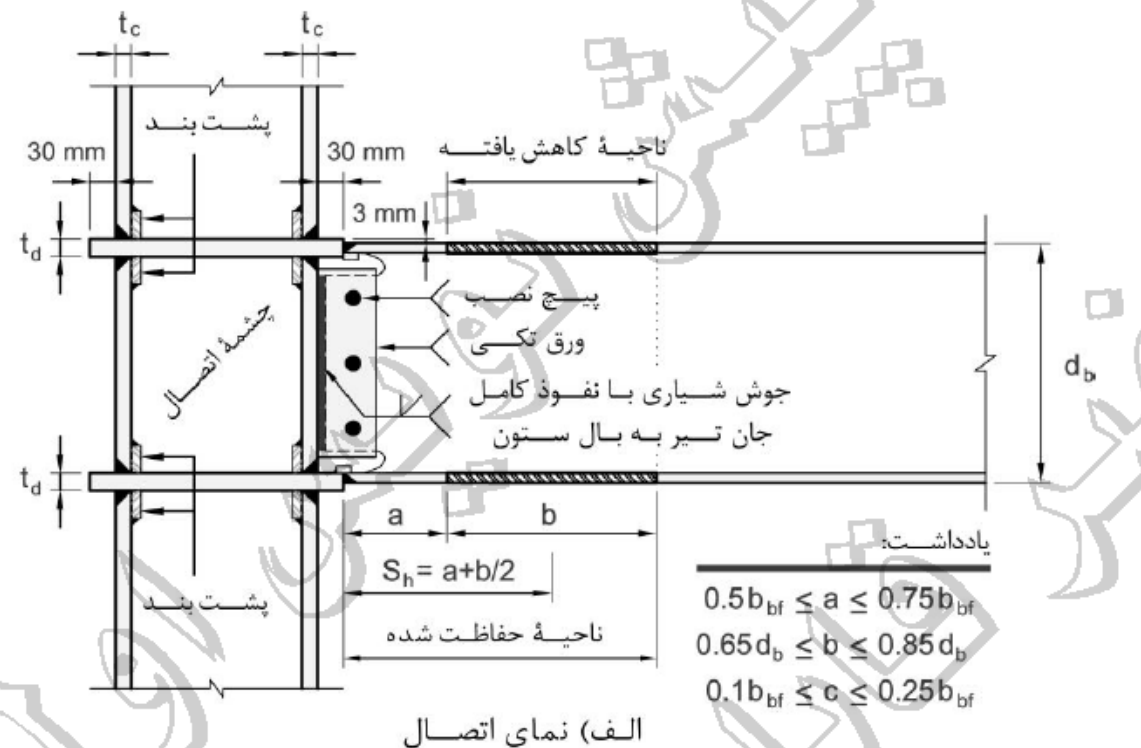


شکل ۸-۷-۳-۱۰: اتصال گیردار پیچی با جفت سپری (DT)

۸-۷-۳-۱۰ اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش یافته و دیافراگم عبوری از ستون

(TD-RBS)

اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته و دیافراگم عبوری از ستون (شکل ۱۰-۷-۳-۱۰)، علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۷-۳-۱۰، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشد.

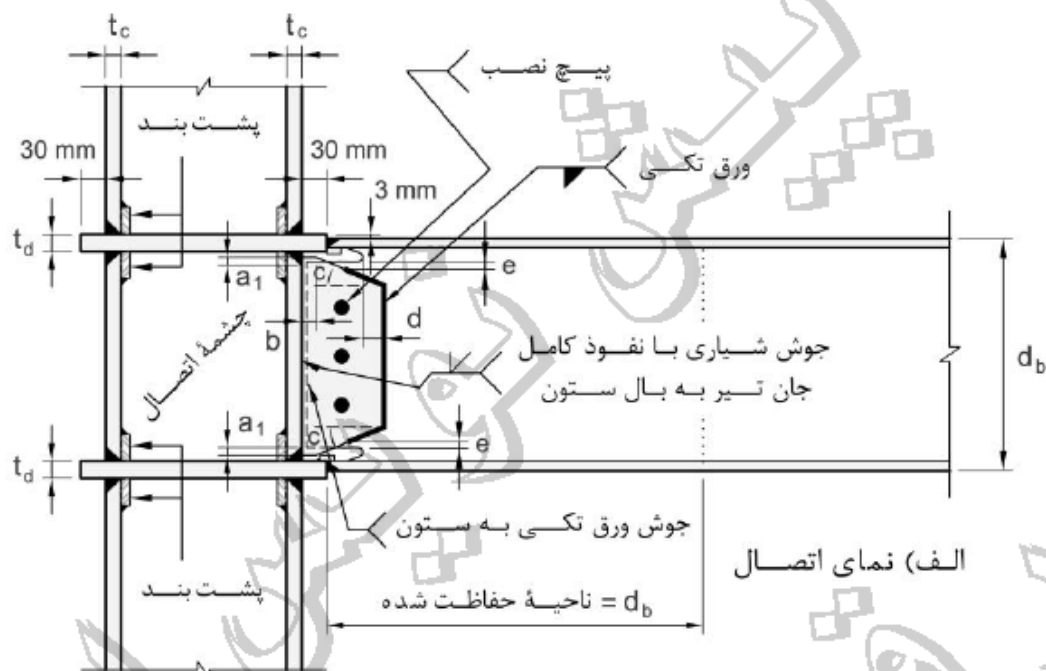


اتصالات از پیش تایید شده

قسمت دوم - اتصالات اضافه ذکر شده در ویرایش ۱۴۰۱

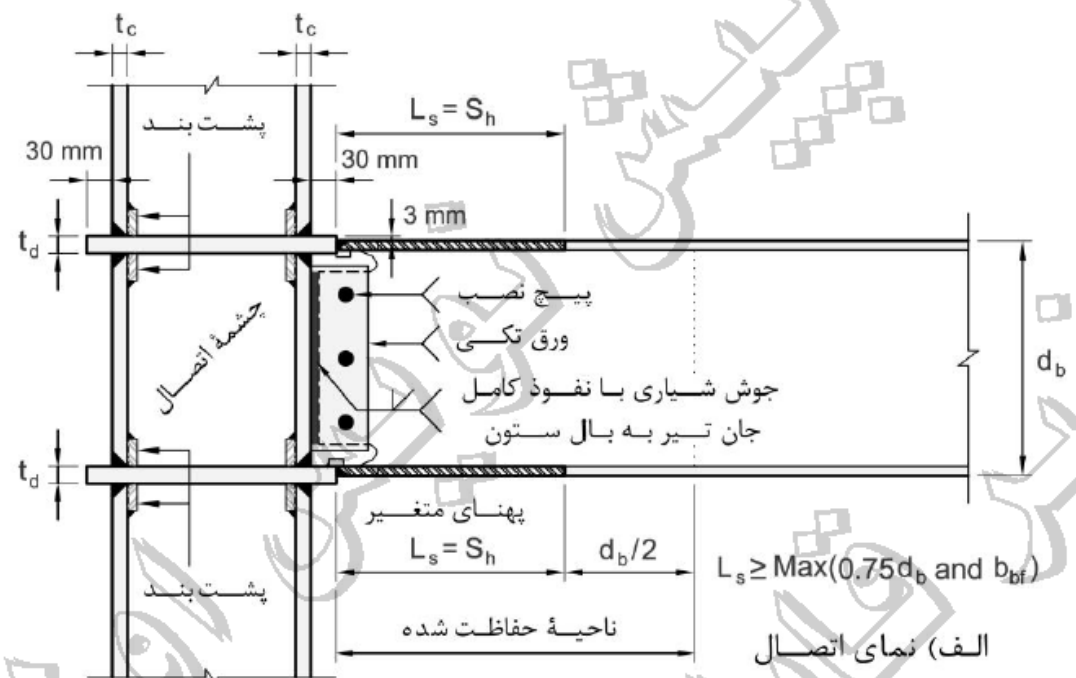
۱۰-۷-۳-۹ اتصال گیردار تقویت نشده جوشی با دیافراگم عبوری از ستون (TD-WUFW)

اتصال گیردار تقویت نشده جوشی با دیافراگم عبوری از ستون (شکل ۱۰-۷-۳-۹) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۷-۳-۱۰، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشد.



۱۰-۷-۳-۱۰ اتصال گیردار تیر با بال پهن شده و دیافراگم عبوری از ستون (TD-Widened)

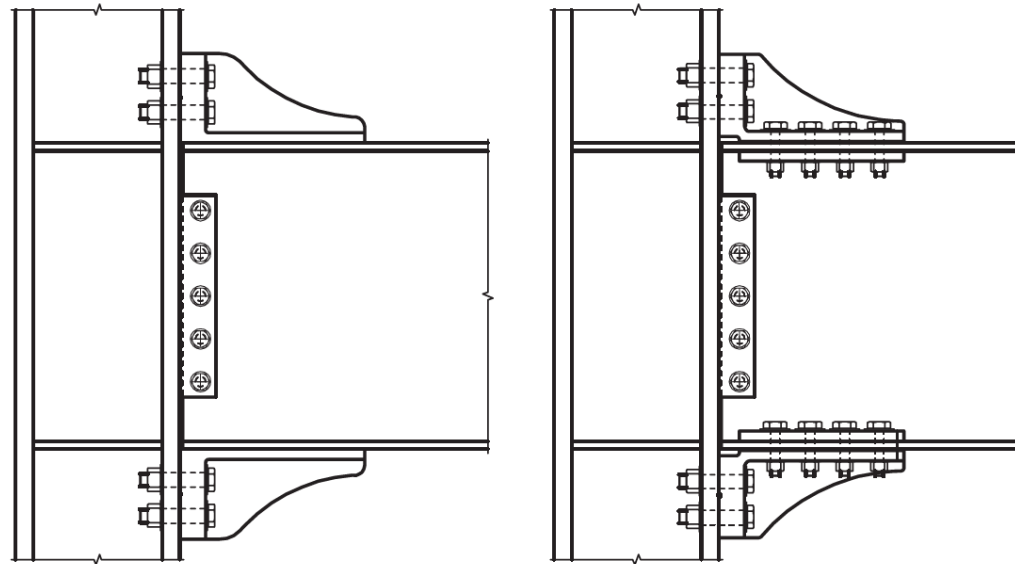
اتصال گیردار تیر با بال پهن شده و دیافراگم عبوری از ستون (شکل ۱۰-۷-۳-۱۰) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۷-۳-۱۰، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشد.



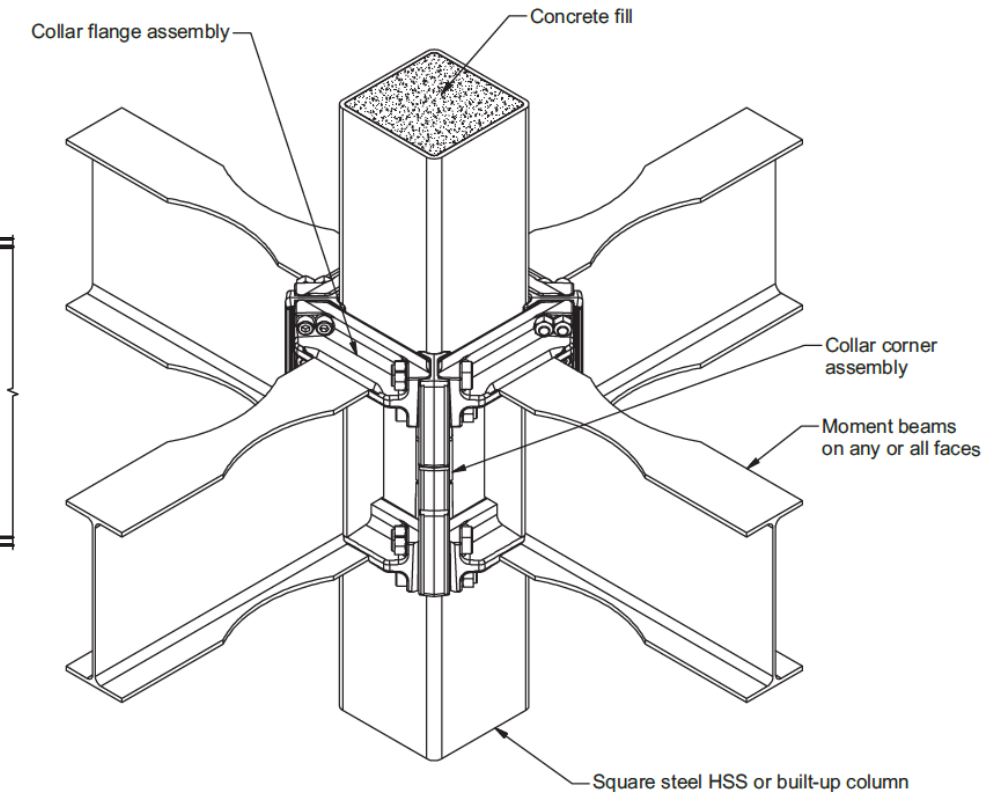
اتصالات از پیش تایید شده

قسمت دوم – اتصالات اضافه ذکر شده در AISC 358-16

KAISER BOLTED BRACKET (KBB)
MOMENT CONNECTION



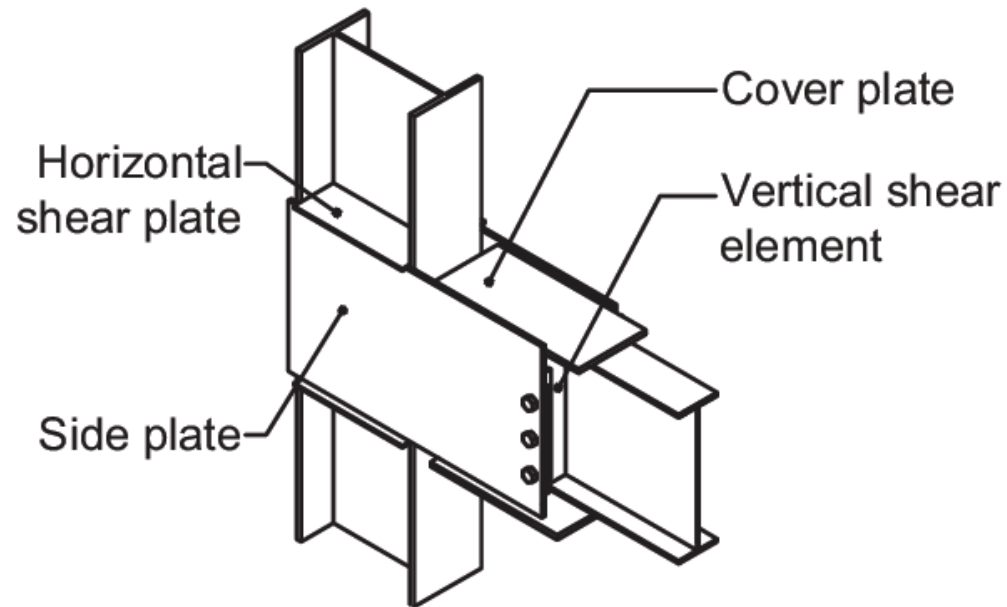
CONXTECH CONXL MOMENT CONNECTION



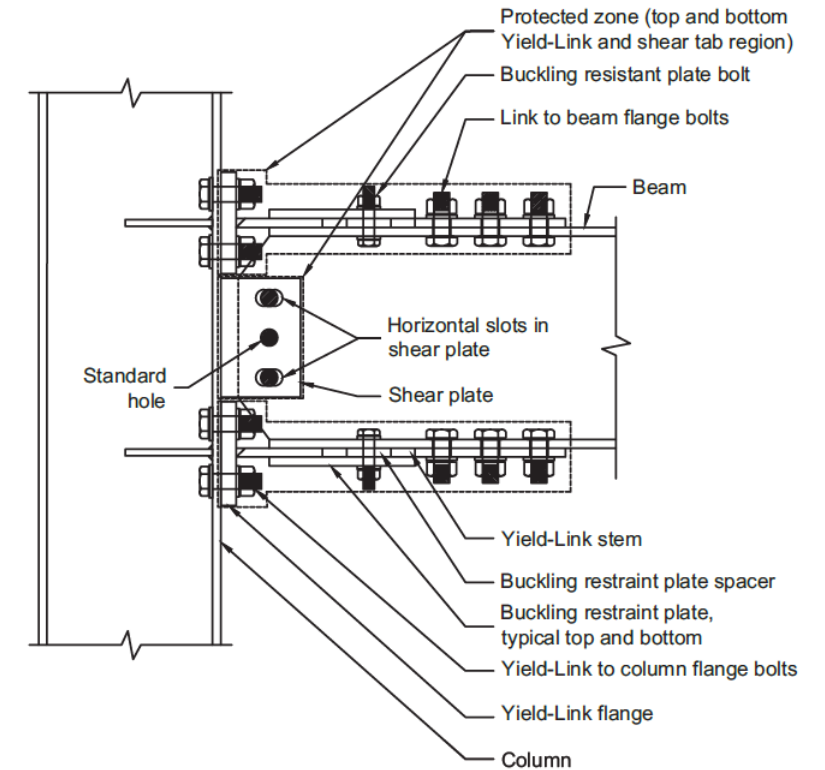
اتصالات از پیش تایید شده

قسمت دوم – اتصالات اضافه ذکر شده در AISC 358-16

SIDEPLATE MOMENT CONNECTION

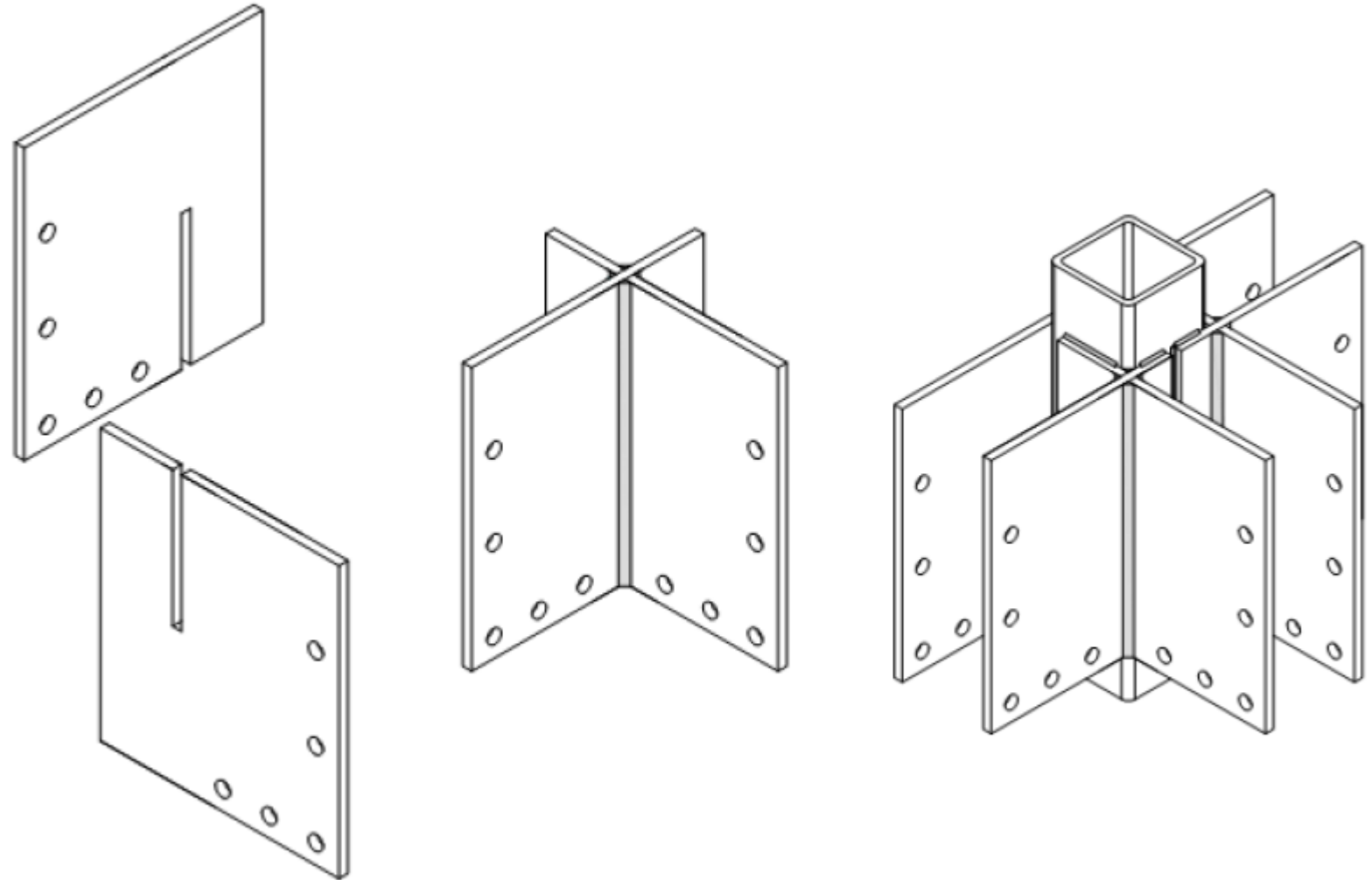


SIMPSON STRONG-TIE STRONG FRAME MOMENT CONNECTION



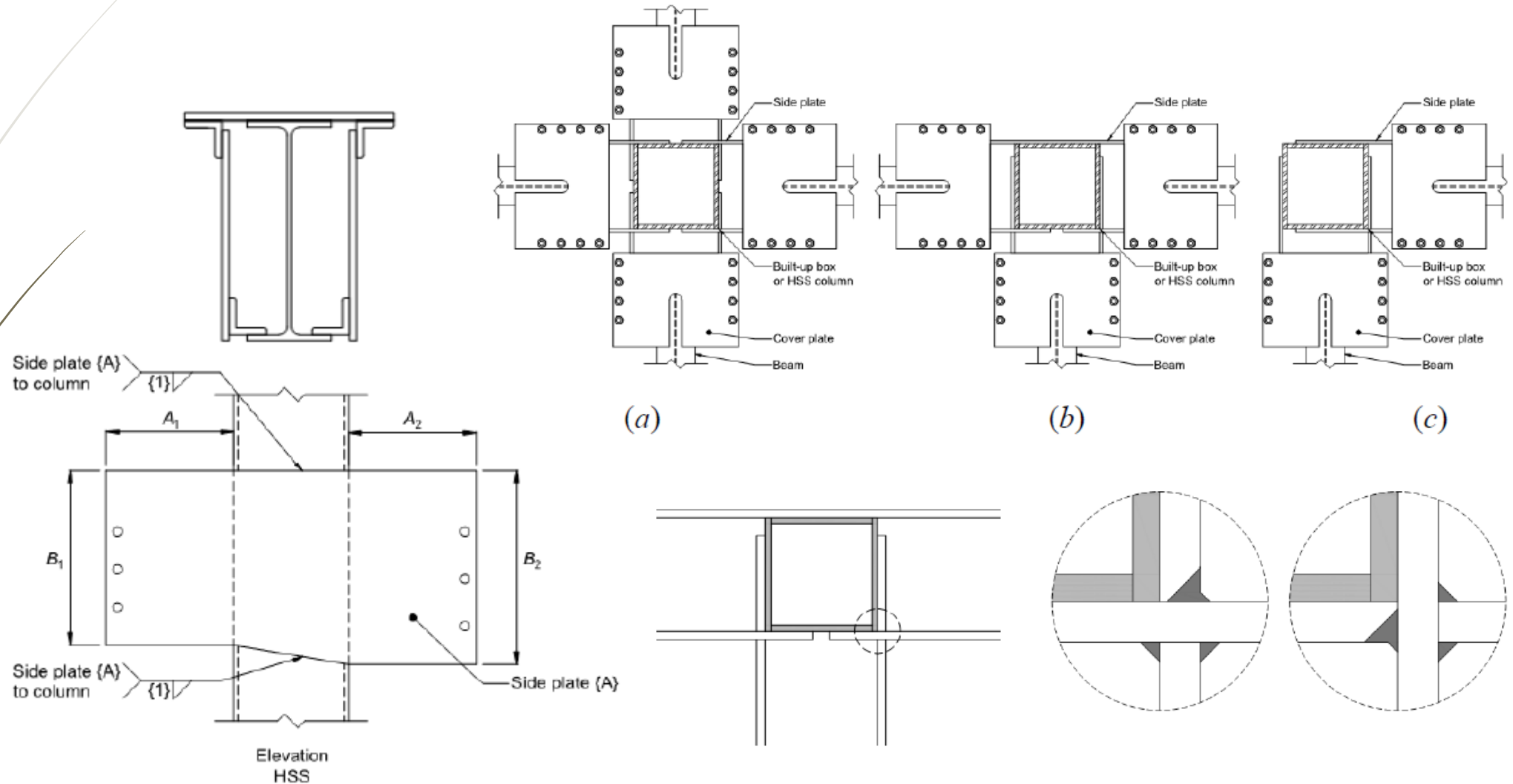
اتصالات از پیش تایید شده

قسمت دوم – اتصالات اضافه ذکر شده در AISC 358-20



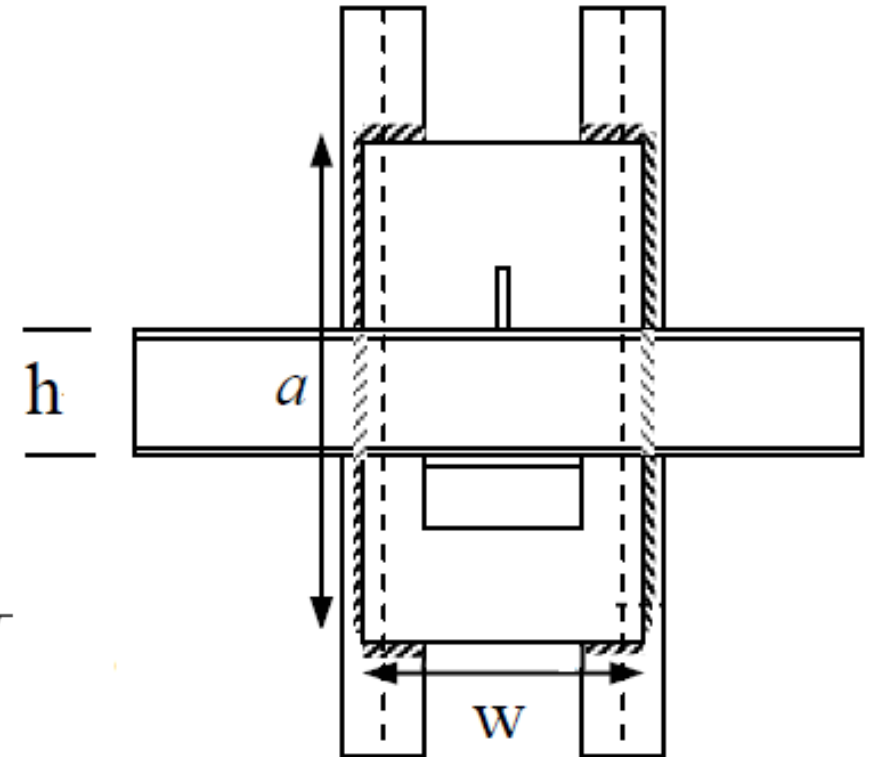
اتصالات از پیش تایید شده

قسمت دوم – اتصالات اضافه ذکر شده در AISC 358-20

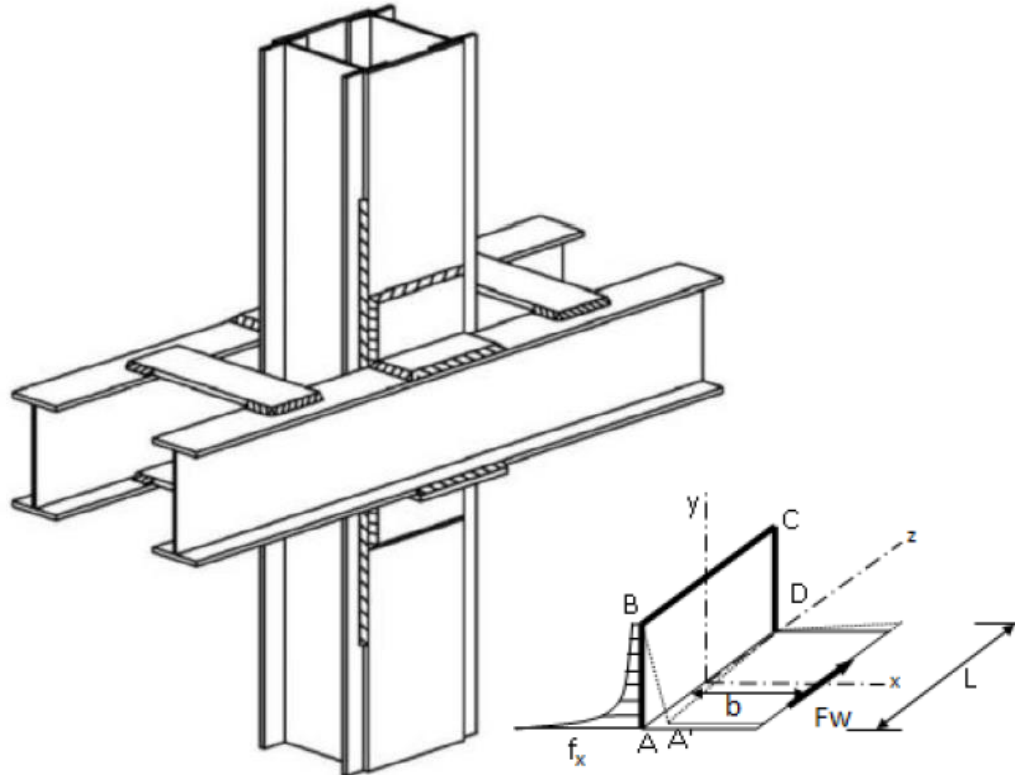


اتصال خورجینی (نشریه ۳۲۴)

الف - اتصال ساده



ب - اتصال نیمه گیردار



$$\left(\frac{M_u}{M_p} \right) = 0.763 \left(\frac{L_t}{h} \right)^{0.569} \left(\frac{L_b}{b_t} \right)^{0.163}$$

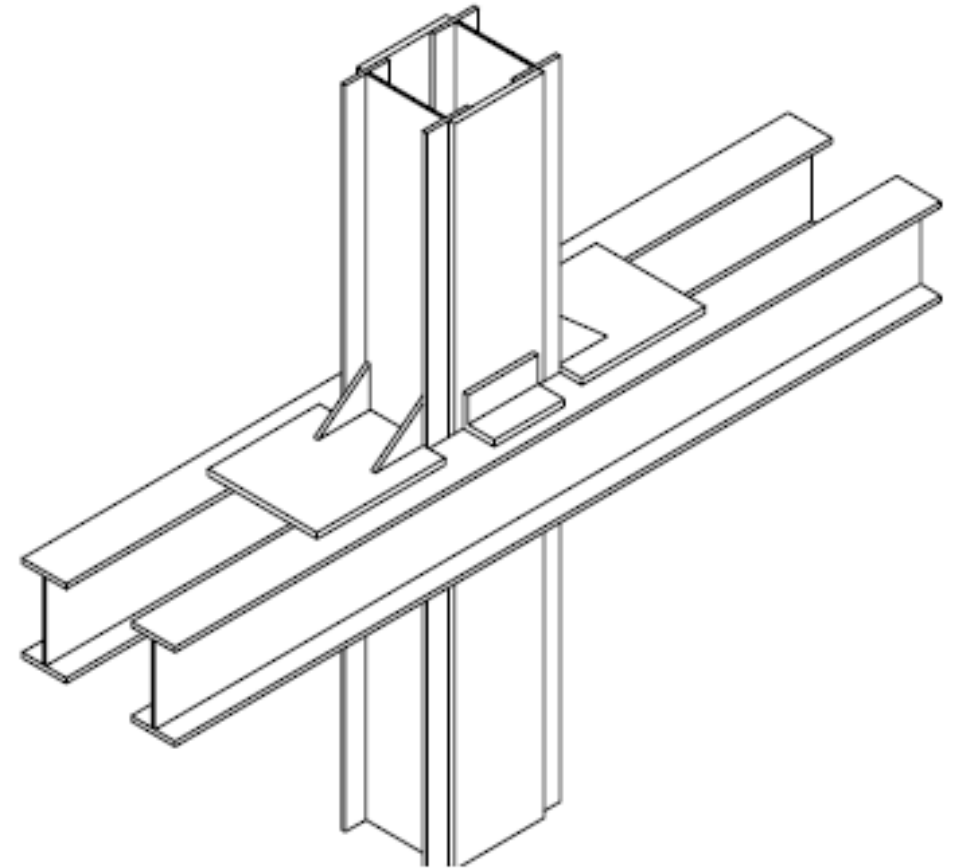
در رابطه‌ی فوق M_u لنگر نهایی اتصال و M_p لنگر پلاستیک تیرهای اتصال می‌باشد.

ارتفاع تیر h

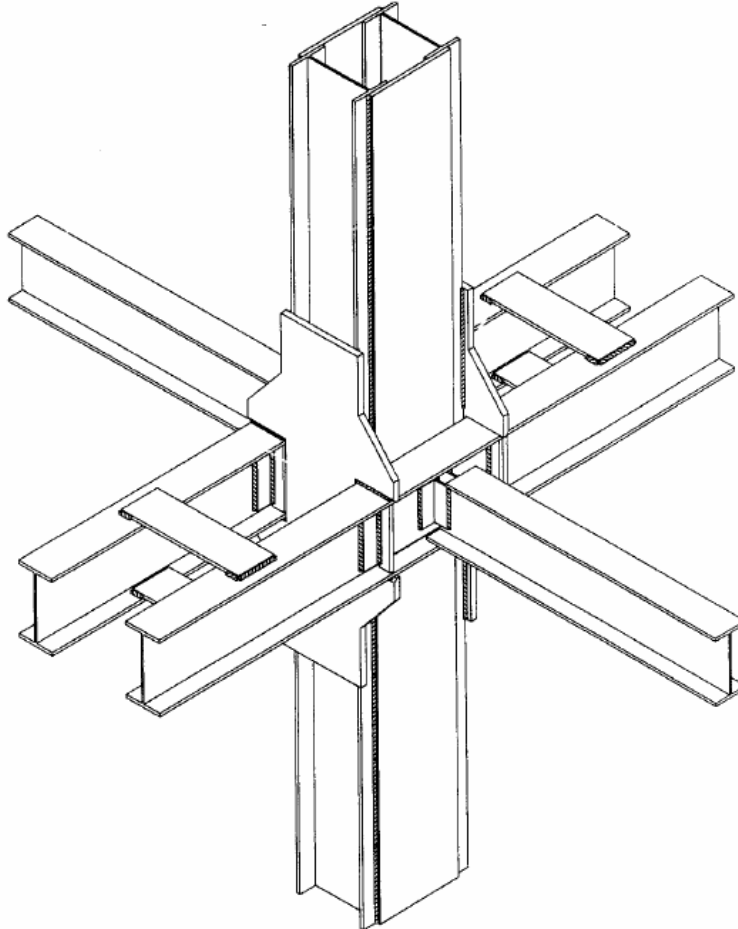
عرض و طول نبشی‌های بالا یا پایین هستند L, b

اتصال خورجینی (نشریه ۳۲۴)

ج - گیردار معمولی



د - گیردار شکل پذیر*



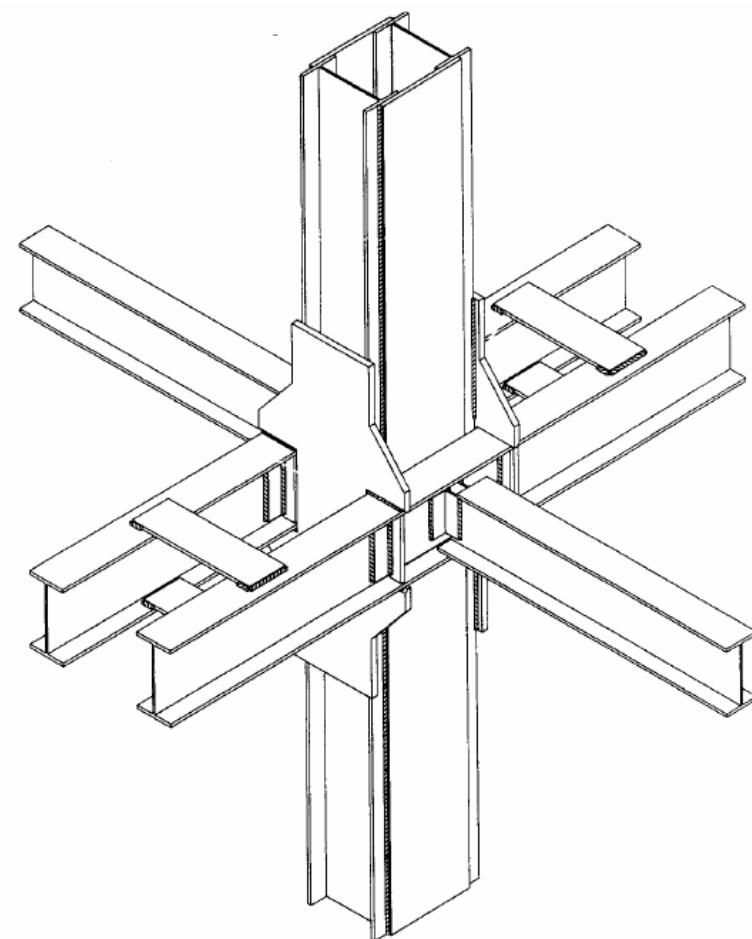
* این اتصال جزو اتصالات از پیش تاییده شده مبحث ۱۰ ذکر نگردیده است

اتصال خورجینی (نشریه ۳۲۴)

د - گیردار شکل پذیر

آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)

۳-۳-۵-۷ قاب های فولادی دارای اتصالات خورجینی ساده بر طبق نشریه شماره ۳۲۴ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی همراه با دیوار برشی یا مهاربندی، در گروه سیستم قاب ساختمانی ساده قرار می گیرند. قاب های فولادی دارای اتصالات خورجینی گیردار بر طبق ضوابط آن نشریه، قاب خمشی فولادی متوسط محسوب می شوند. حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان هایی که در آنها تنها از قاب های خمشی با این نوع اتصالات استفاده می شود به ۳۰ متر تقلیل می یابد.



وصله ها

قسمت اول - وصله تیرها (محل و ظرفیت خمشی)

۱۰-۳-۴ الزامات طراحی لرزه‌ای وصله تیرها

وصله تیرهای باربر جانبی باید الزامات لرزه‌ای زیر را تأمین کنند.

(الف) وصله تیرها باید خارج از ناحیه حفاظت شده دو انتهای تیر قرار گیرد.

(ب) در صورت استفاده از وصله مستقیم، وصله باید با جوش نفوذی کامل صورت گیرد. در این گونه

موارد ارجح است محل وصله بال‌ها و محل وصله جان در یک مقطع صورت نگیرد.

(پ) در وصله مستقیم بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت - که در بال یا جان تیرها به کار

می‌روند - تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر

۱ به ۲/۵ صورت گیرد.

(ت) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) وصله‌های غیرمستقیم باید برابر مقاومت خمشی طراحی

($\phi_b M_p$) عضو با مقطع کوچکتر وصله‌شونده در نظر گرفته شود.

$$M_p = Z_p F_y$$

$$M_{hr} = C_{pr} R_{yb} M_{pb} / \alpha_s$$

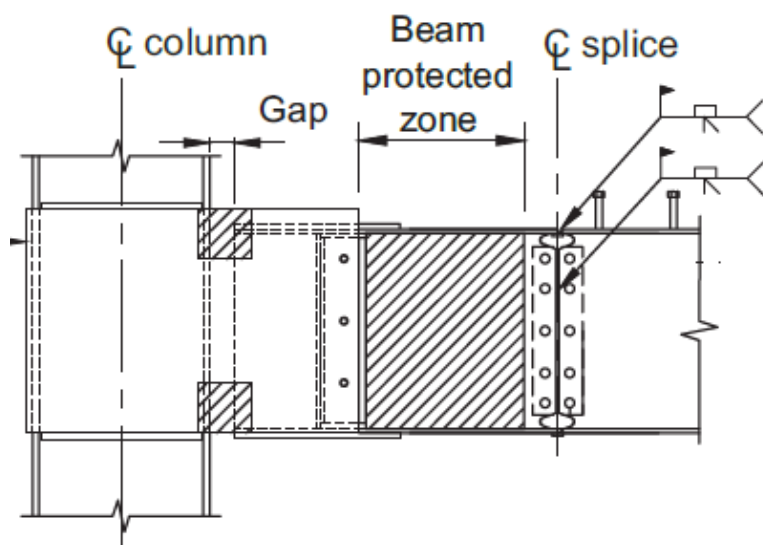
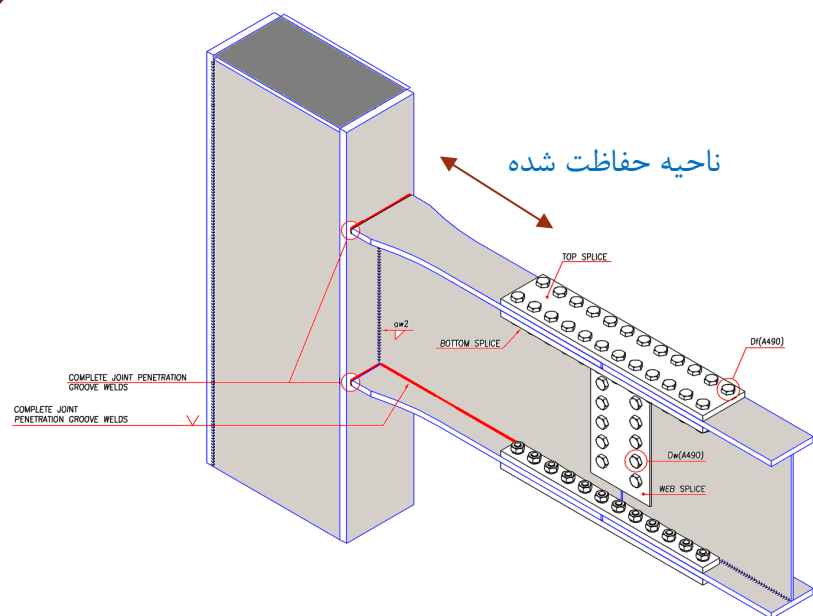
$$M_{hr} = 1.1 R_y M_p / \alpha_s$$

قاب ویژه

قاب متوسط

ویرایش ۱۴۰۱

(محاسبه بر اساس پیکره آزاد)



وصله ها

قسمت اول - وصله تیرها (محل و ظرفیت خمشی)

ویرایش ۱۴۰۱ (قاب خمشی ویژه)

۱۰-۳-۳-۱۲ وصله تیرها

وصله تیرها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۳ را تأمین نمایند. وصله مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیارى با نفوذ کامل انجام شود. وصله غیرمستقیم تیرها می تواند از نوع جوشى یا پیچى باشد.

در این نوع قاب های خمشی، مقاومت های مورد نیاز وصله تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

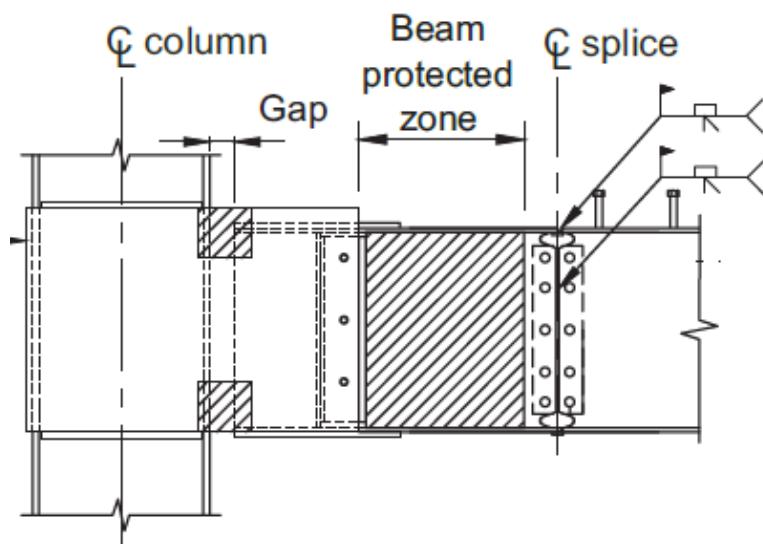
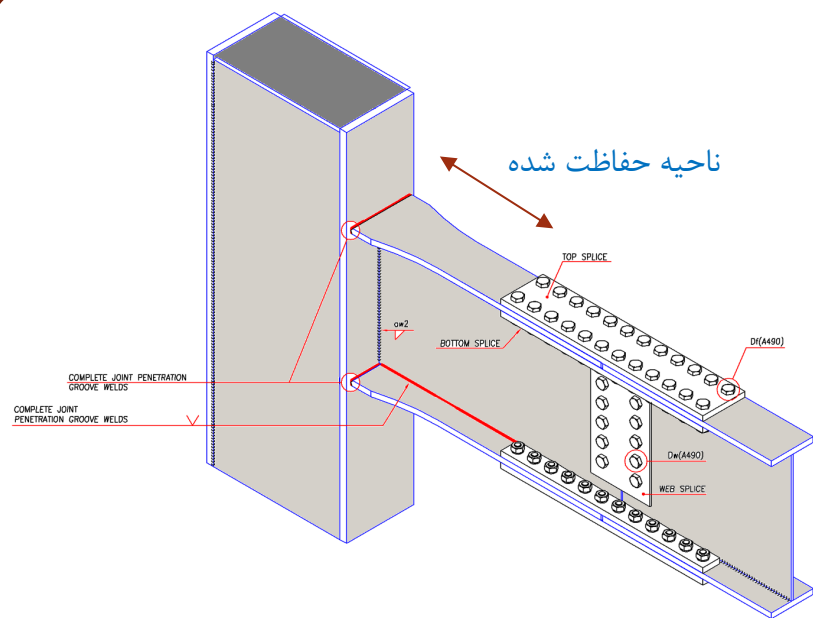
الف) مقاومت خمشی مورد نیاز

مقاومت خمشی مورد نیاز وصله تیرها باید بر اساس لنگر خمشی به دست آمده از پیکره آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۱۲ در محل وصله تعیین شود. در هر حال مقاومت خمشی مورد نیاز نباید از $R_y M_p / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک کوچک ترین مقطع وصله شونده تیر

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصه فولاد ستون

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

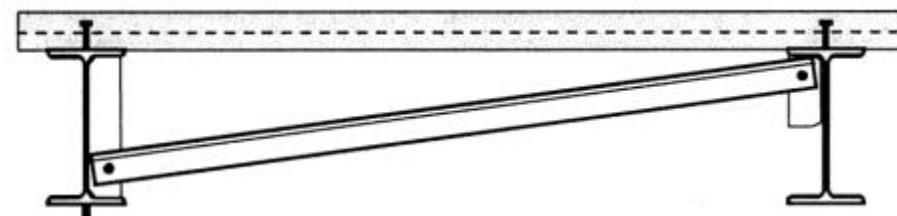


وصله ها

قسمت اول - وصله تیرها (محل و ظرفیت خمشی)

۱- وصله ها باید طوری طراحی و اجرا شوند که هیچ قسمت آن (مثلا ورقهای وصله بال) در **محدوده محافظت شده** قرار نگیرد!!

۲- در وصله درختی معمولا امکان اجرای گلمیخ یا برشگیر در **دو انتهای ناحیه محافظت شده** وجود ندارد!



۳- متناسب با ضوابط طراحی سازه پل آیین نامه AASHTO 2017 چنانچه سطح مقطع ورقهای رو و زیر بال در وصله بال **حداکثر ۱۰ درصد** اختلاف داشته باشند می توان سهم آنها را در تحمل کشش بال برابر در نظر گرفت در غیر اینصورت نیرو باید به نسبت ممان اول سطح ورقهای بالا و پایین بال تقسیم شود.



این ضابطه در راهنمای طراحی اتصالات پیچی AISC 2017 نیز ذکر شده است.



6.13.6.1.3b—Flange Splices

C6.13.6.1.3b

For a flange splice with inner and outer splice plates, P_{fy} at the strength limit state may be assumed divided equally to the inner and outer plates and their connections when the areas of the inner and outer plates do not differ by more than ten percent.

وصله ها

قسمت اول - وصله تیرها (ظرفیت برشی)

ث) مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) وصله های غیرمستقیم نباید از یکی از سه مقدار (۱)، (۲) و (۳) این بند کمتر در نظر گرفته شود.

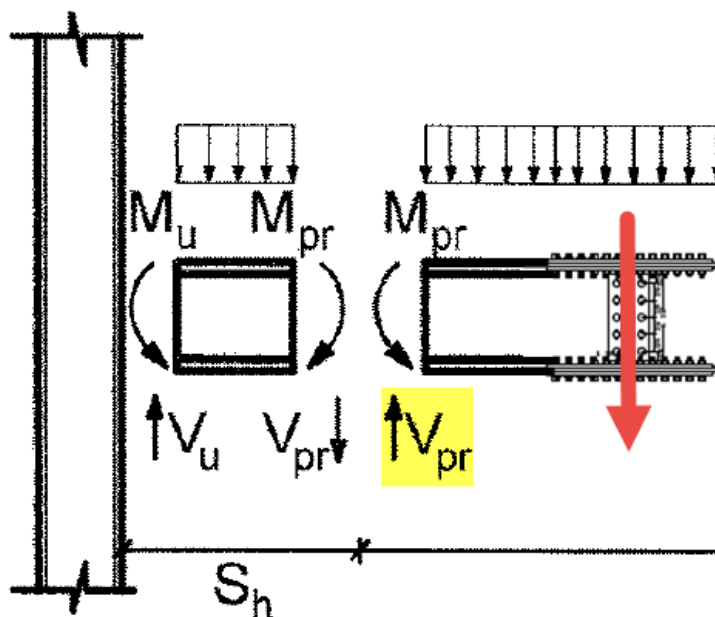
(۱) بیشترین برش حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته در محل وصله $V_{\Omega E}$

(۲) نیروی برشی در محل وصله که باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقیلی ضربیداری که با نیروی زلزله ترکیب می شوند و برش لرزه ای ناشی از $M_{pr} = C_{pr} R_y M_p$ در محل های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شود. V_{pr}

(۳) مقاومت برشی طراحی عضو با مقطع کوچکتر وصله شوند که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک.

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح تیر.



ب) مقاومت برشی مورد نیاز

مقاومت برشی مورد نیاز وصله تیرها باید براساس نیروی برشی به دست آمده از نمودار پیکره آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۳-۳-۵-ب تعیین شود. در هر حال این مقاومت برشی مورد نیاز نباید از $0.75 \times 0.6 F_y A_w / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود.

وصله ها

قسمت اول - وصله تیرها (ظرفیت برشی)

نکته ۲:

متناسب با راهنمای ضوابط طراحی سازه پل آیین نامه AASHTO 2017 حداقل ۲ ردیف پیچ پرمقاومت در هر طرف اتصال وصله جان اجباری است.

نکته ۳:

اساسا در آیین نامه های AISC ضوابط خاصی برای طراحی لرزه ای وصله وجود ندارد و وصله در دهانه های بلند مانند پلها اجرا می شود. در این دستورالعمل نیز ضوابط ظرفیتی برای وصله وجود نداشته و صرفا ترکیب باری هستند!

نکته ۴:

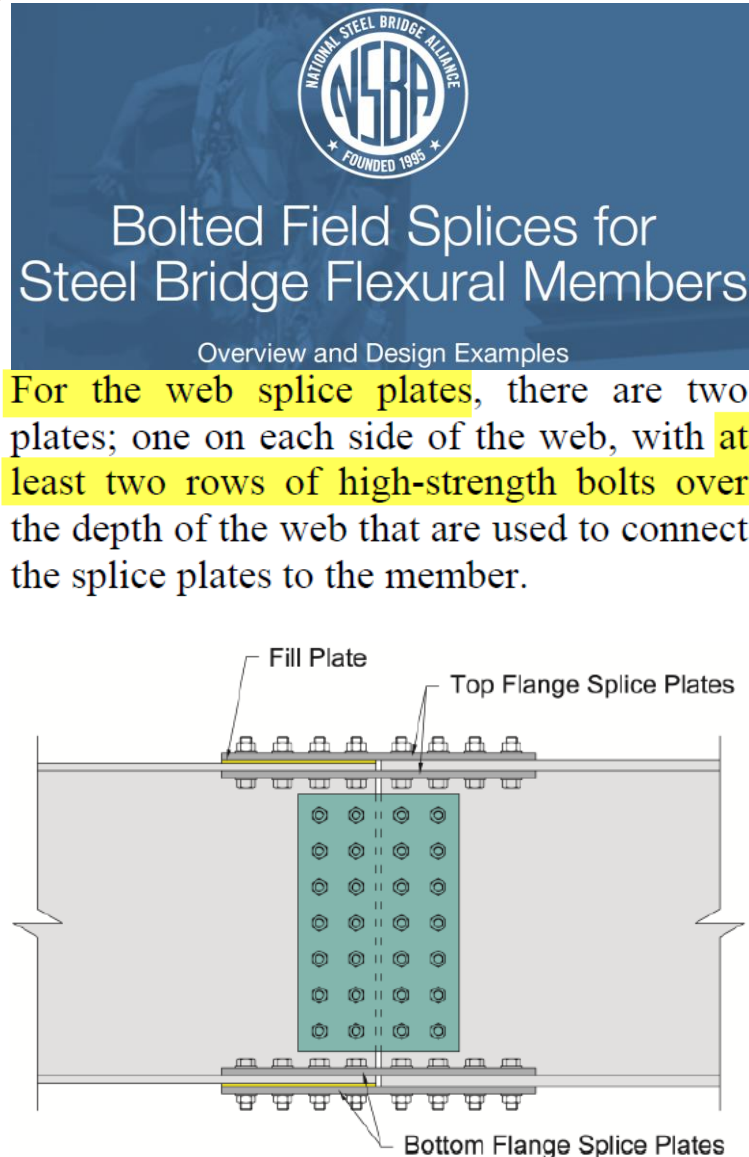
برخی آیین نامه ها مانند EUROCODE 3 و «آیین نامه اتصالات» در نظر گرفتن سهم لنگر جان در طراحی وصله را نیز ضروری می دانند.

(ب) ورق وصله جان

ورق وصله جان برای نیروی برشی طرح و لنگر خمشی سهم جان طراحی می گردد (شکل ۸-۲).

$$M_w = \frac{I_w}{I} M$$

(۸-۴)



وصله ها

قسمت اول - وصله تیرها (ظرفیت برشی)

Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints

Second Edition

Geoffrey L. Kulak

John W. Fisher

John H. A. Struik

Published by:



AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Inc.
One East Wacker Drive, Suite 3100, Chicago, IL 60601

16.3 DESIGN RECOMMENDATIONS

16.3 Flange Splices

The flange splice can be designed conservatively by assuming that it transfers all the moment at the section. The fasteners in each flange must resist the force in the flange, taken as equal to approximately the moment at the cross-section divided by the beam depth (M/d). A single shear splice plate on each flange is often sufficient. For large shapes and for heavy flanges, splice plates may be required on both sides of the flanges in order to reduce the number of fasteners by providing a double shear condition and to reduce the splice plate thickness. The fasteners can be designed using the recommendations given in Chapter 5 for symmetric butt joints. Depending on the required joint performance, either slip-resistant or bearing-type joints can be used.

وصله ها

قسمت دوم - وصله ستونها (موقعیت)

۱۰-۳-۵-۲ الزامات طراحی لرزه‌ای وصله ستونها (۱۰-۳-۲-۱۲ ویرایش ۱۴۰۱)

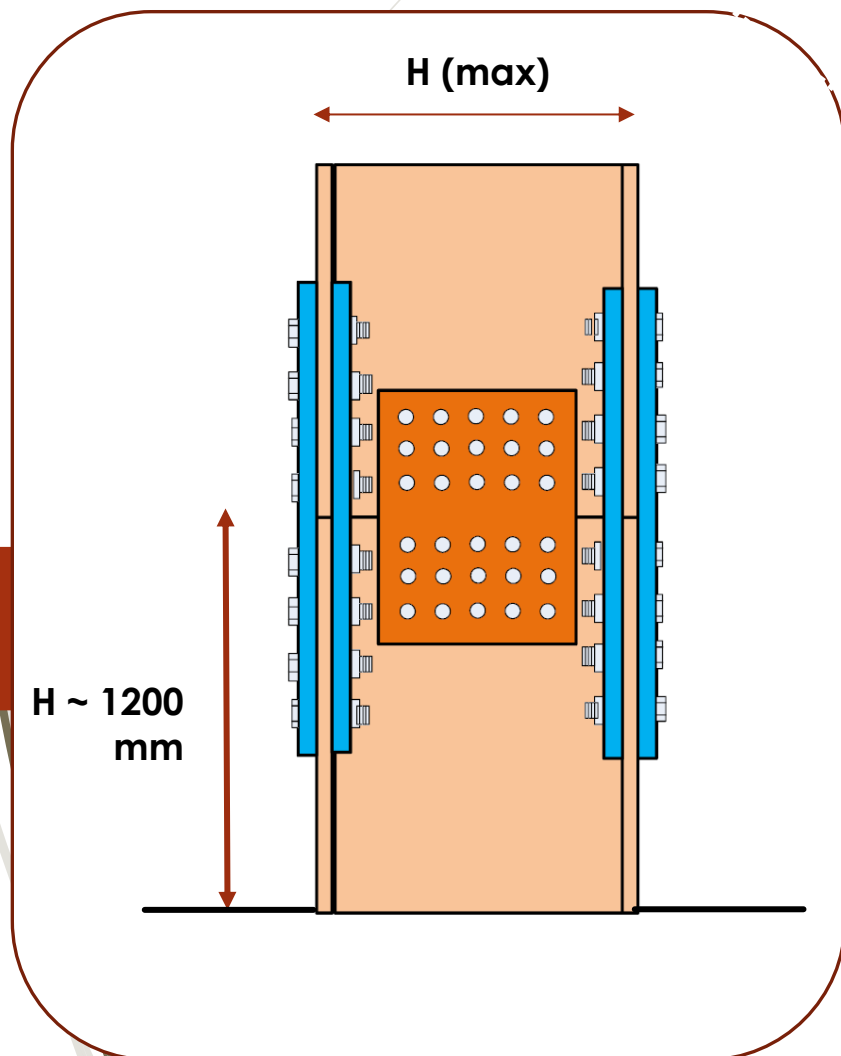
۱۰-۳-۵-۱-۲ موقعیت وصله ستونها

الف) به جز موارد ذکر شده در زیر، در کلیه ستون‌های باربر و غیر باربر جانبی لرزه‌ای محل درز وصله در بالا و پایین وصله نباید از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال متصل به ستون نزدیکتر باشد.

(۱) در جایی که ارتفاع آزاد ستون کمتر از ۲/۴ متر است، محل وصله باید در وسط ارتفاع آزاد ستون در نظر گرفته شود.

(۲) در مواردی که درز لب به لب ورق‌های بال یا جان ستون در کارخانه و به صورت نفوذی کامل انجام می‌شود، محل درز وصله می‌تواند از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال متصل به ستون تیر نزدیکتر باشد. ولی در هر حال این فاصله نباید از بُعد بزرگتر ستون با مقطع کوچکتر، کوچکتر در نظر گرفته شود.

(۳) در مواردی که اتصال کلیه تیرهای متصل به ستون مفصلی بوده و ستون در دهانه‌های مهاربندی شده قرار نگرفته باشد، محل درز وصله می‌تواند از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال تیر نزدیکتر باشد. ولی در هر حال این فاصله نباید از ۱/۵ برابر بُعد بزرگتر ستون با مقطع کوچکتر، کوچکتر در نظر گرفته شود.



وصله ها

قسمت دوم - وصله ستونها (موقعیت)

۱۰-۳-۵-۲ الزامات طراحی لرزه‌ای وصله ستونها

۱۰-۳-۵-۱-۲ موقعیت وصله ستونها

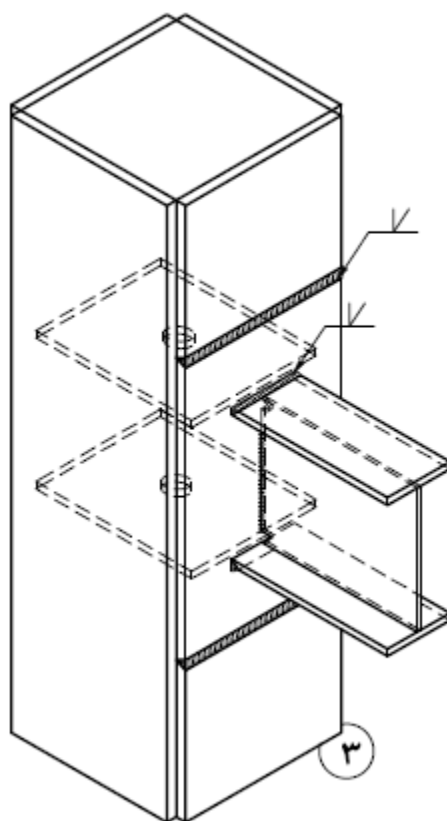
رئیس محترم دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان

با سلام و احترام

بازگشت به نامه شماره ۹۵-۵۰-۲۵۸۵۹ مورخ ۹۵/۱۱/۱۶ آن دفتر با موضوع استعمال شرکت [] در خصوص
موقعیت وصله ستون های فولادی، به استحضار می رساند در حالتی که اتصال یکی از وجوه ستون به روش بندزنی انجام
شده باشد از شرط موقعیت وصله تعیین شده در مقررات ملی ساختمان ایران معاف می باشد.

سید رسول میرقادری

رئیس کمیته تخصصی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان



وصله ها

قسمت دوم - وصله ستونها (موقعیت) ویرایش ۱۴۰۱

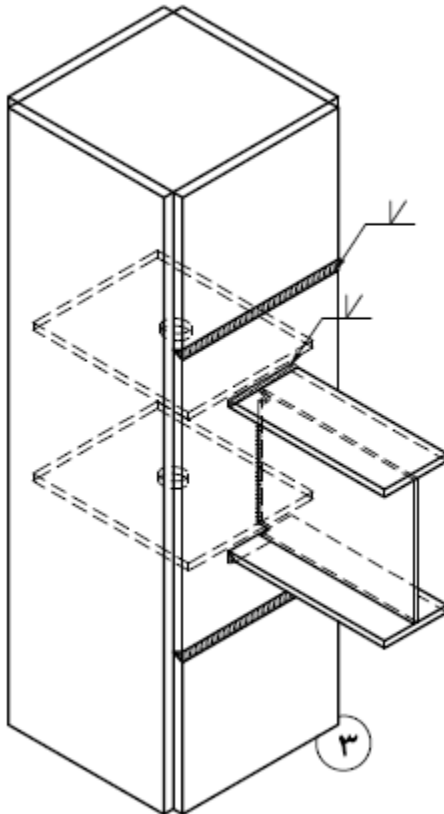
۱۰-۳-۲-۱۲ وصله ستونها

۱۰-۳-۲-۱۲-۱ موقعیت وصله های کارگاهی

(۲) ستون هایی که بال ها و جان های آنها در کارخانه توسط جوش های شیاری با نفوذ کامل، وصله می شوند، می تواند در موقعیتی نزدیک تر به اتصال بال تیر به ستون قرار گیرند مشروط بر آنکه این فاصله از اندازه بعد بزرگتر ستون کوچکتر نباشند.

(۳) در ستون های جعبه ای ساخته شده از ورق، اگر اجرای ورق های پیوستگی از طریق بعد چهارم ستون و در کارخانه صورت گیرد، محل درز وصله ورق بعد چهارم ستون می تواند کوچکتر از اندازه بعد بزرگتر ستون کوچکتر وصله شونده باشد اما در هر حال نباید از نصف بعد بزرگتر ستون کوچکتر وصله شونده کمتر باشد.

(۴) در مواردی که درز لب به لب ورق های بال یا جان ستون های قوطی شکل (HSS) یا جعبه ای ساخته شده از ورق در کارخانه و به صورت شیاری با نفوذ کامل انجام شود و نیز استفاده از ورق های دیافراگم داخلی (ورق های پیوستگی) مدنظر باشد محل درز وصله می تواند مطابق شکل ۱۰-۳-۲-۱۰ درست در وسط چشمه اتصال و در امتداد محور طولی تیر باشد. در این حالت در محل درز وصله برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل استفاده از ورق های پشت بند اجباری است.





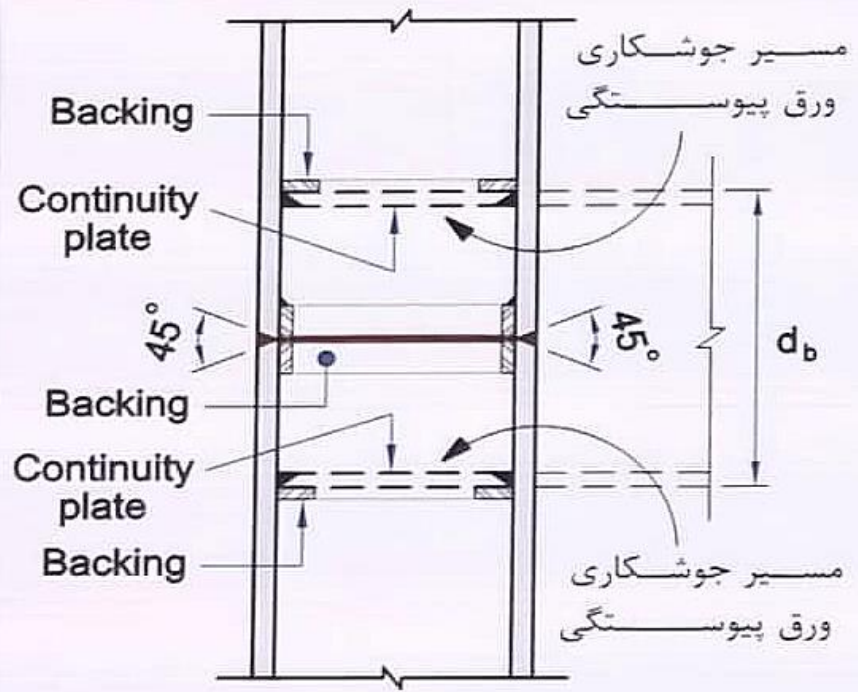
پانل ویژه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۸)

دهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد

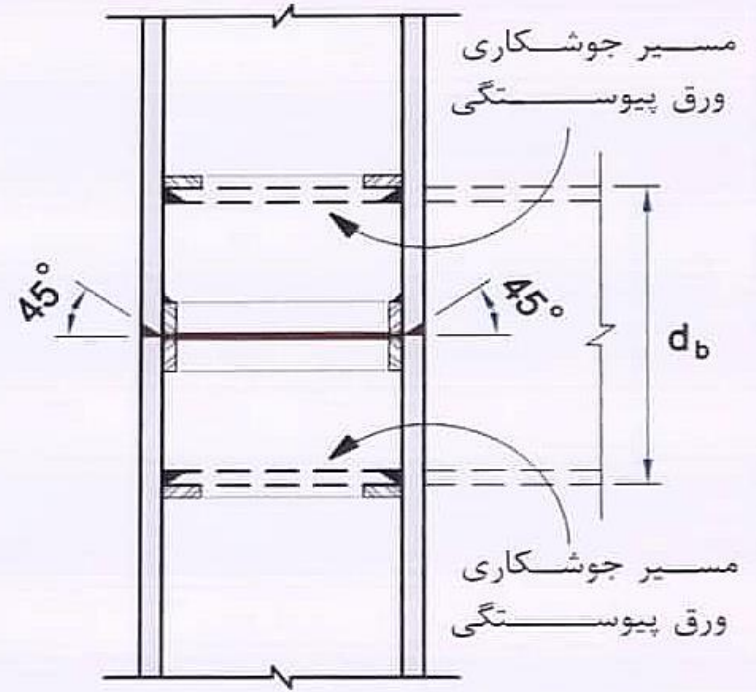


6/87
10th National Conference of **Steel & Structure** 10-12-2019 in Tehran
Dr. Abazar Asghari

(۳) در ستون ها وصله کارخانه ای زیر مجاز دانسته شده است:



$t_c > 25 \text{ mm}$ (ب)



$t_c \leq 25 \text{ mm}$ (الف)

(مناسب مقاطع HSS)

شکل ۱۰-۳-۲-۱: گزینه دیگر موقعیت وصله کارخانه ای ستون ها

وصله ها

قسمت دوم - وصله ستونها (موقعیت) ویرایش ۱۴۰۱

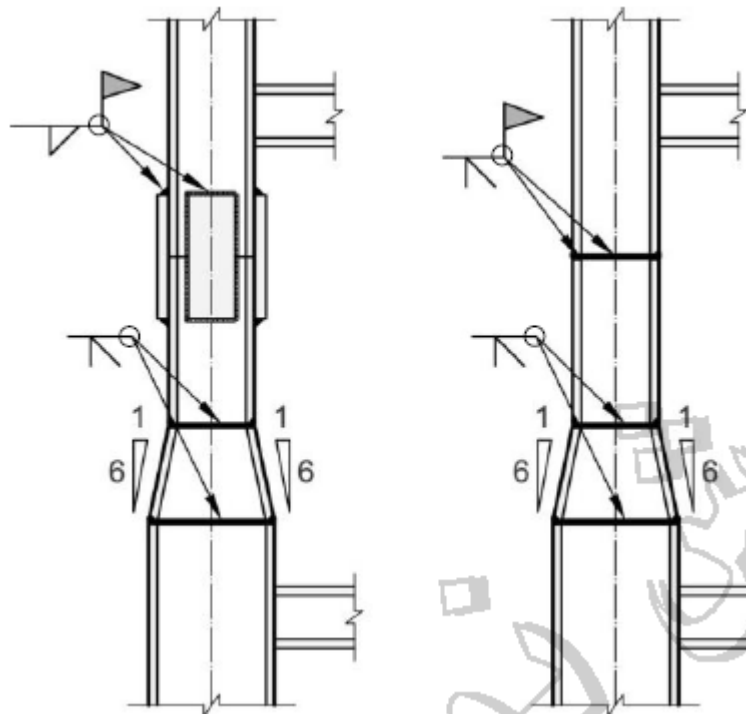
۱۰-۳-۲-۱۲-۳ جزئیات بندی وصله ستونها

الف) اتصال وصله ستون به هر یک از دو قطعه ستون وصله شونده باید با یک نوع وسیله اتصال، جوش یا پیچ پرمقاومت، انجام شود و در مقطع عدم تقارن ایجاد نکند. اتصال وصله به یکی از قطعات ستون تماماً جوشی و به دیگری تماماً پیچی نیز مجاز است.

ب) در وصله لایه‌لایه بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان ستون به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲.۵ صورت گیرد.

ب) در وصله ستون‌های با ابعاد و مقطع متفاوت به جای استفاده از ورق‌های پرکننده با ضخامت‌های زیاد، ارجح است ابتدا مقطع بزرگتر با شیب حداکثر ۱ به ۶ به مقطع کوچکتر تبدیل شده و سپس اتصال وصله صورت گیرد.

ج) در هر طرف محل درز وصله، طول ورق‌های وصله در راستای محور طولی ستون نباید از نصف پهنای جزء وصله شونده کوچکتر در نظر گرفته شود.



جوش نیاز بحرانی



الف) جوش شیاری در وصله ستونها

وصله ها

قسمت دوم - وصله ستونها (ظرفیت)

۱۰-۳-۵-۲ مقاومت مورد نیاز وصله ستونها

وصله کلیه ستونها، شامل ستونهاى غیرباربر جانبی، علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ باید به طور مجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱) بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲) بیشترین نیروهای محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات

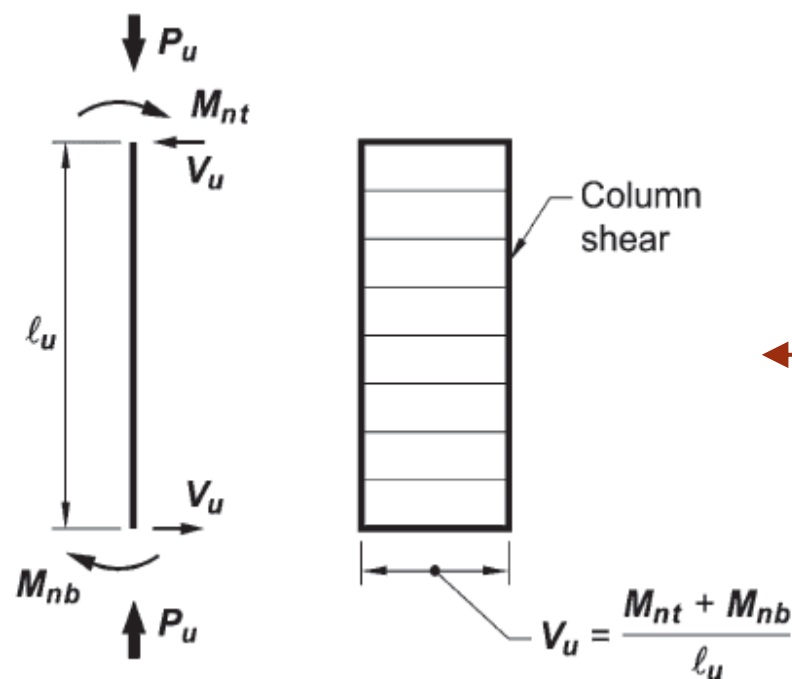
بار زلزله تشدید یافته و با در نظر گرفتن مفاد تبصره های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱ وصله ستونها

(۳) نیروی برشی حداقل برابر $\frac{\sum M_{pc}}{H_s}$ که در آن $\sum M_{pc}$ مجموع لنگرهای خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه است. این نیروی برشی باید در هر امتداد محورهاى اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

(۴) لنگر خمشی حداقل برابر $R_y M_{pc}$ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح ستون و M_{pc} لنگر خمشی پلاستیک ستون با مقطع کوچکتر وصله شونده است. این لنگر خمشی باید در هر امتداد محورهاى اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیروهای محوری و برشی در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۳-۱۲-۲ مقاومت مورد نیاز وصله ستون ویرایش ۱۴۰۱

۲- مقاومت محوری و خمشی مورد نیاز به دست آمده در محل وصله ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته.

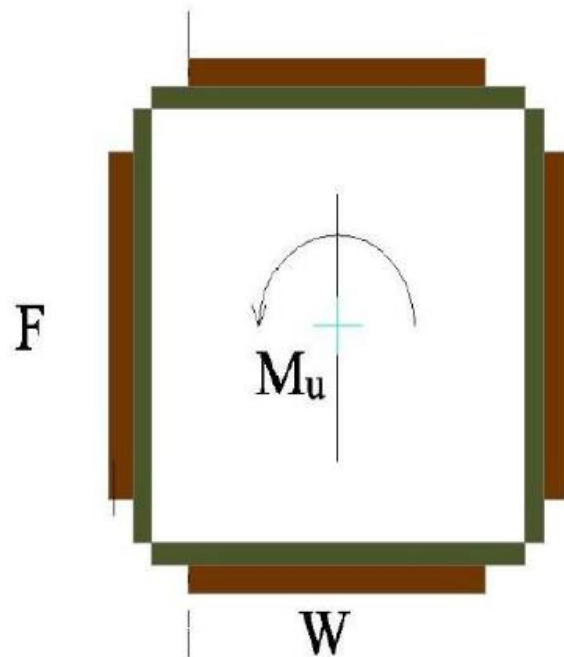
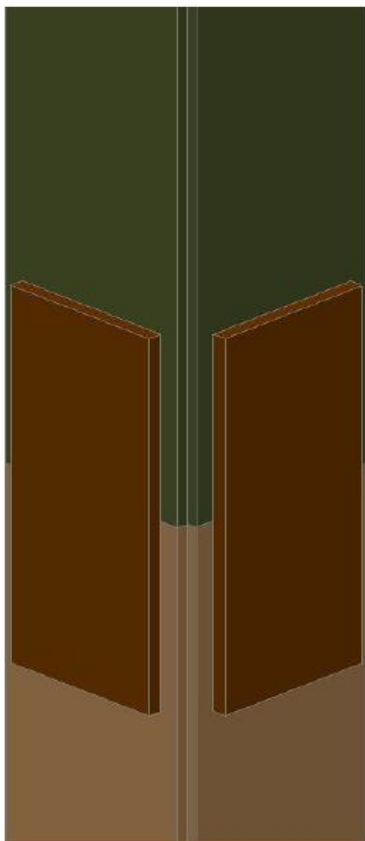


وصله ها

قسمت دوم - وصله ستونها (ظرفیت)

طراحی ورق اتصال برای لنگر

عمده انتقال لنگر توسط ورق اتصال بال انجام می شود. برای تعیین سهم ورق های اتصال جان و بال در انتقال لنگر می توان لنگر خمشی M_u را به نسبت ممان اینرسی تقسیم کرد.



$$\frac{I_w}{I} = \alpha , \quad M_f = (1 - \alpha) M_u$$

$$T_u = C_u = \frac{M_f}{d}$$

وصله ها

قسمت دوم - وصله ستونها (ظرفیت)

۱۰-۲-۹-۵ ورق های پرکننده (لقمه ها) ویرایش ۱۴۰۱

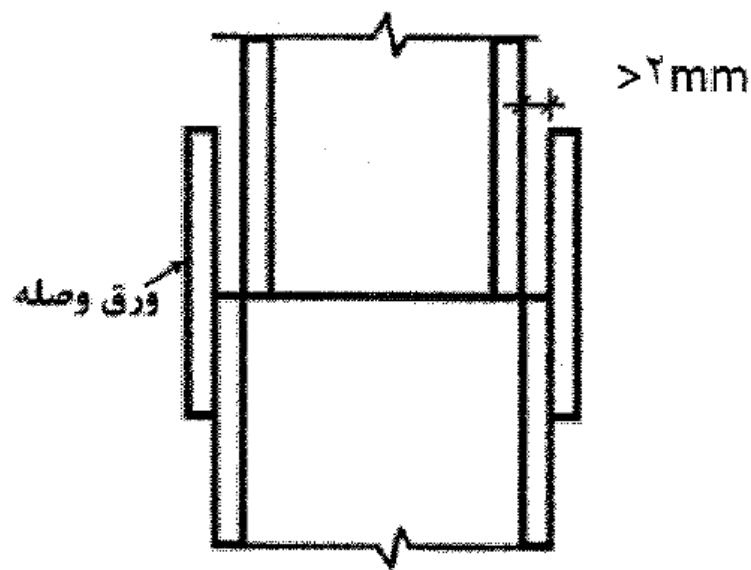
الزامات عمومی ورق های پرکننده در محل وصله اعضا به شرح زیر می باشد.

الف) در اتصالات جوشی، در صورتی که فاصله بین وجه داخلی ورق وصله و وجه خارجی قطعه با ابعاد کوچکتر، مساوی یا کمتر از ۲ میلی متر باشد، نیازی به تعبیه ورق های پرکننده نمی باشد.

ب) در اتصالات جوشی، ورق های پرکننده ای که ضخامت آنها کمتر از ۶ میلی متر می باشد یا ورق های پرکننده ای با ضخامت مساوی یا بزرگتر از ۶ میلی متر که توانایی انتقال نیروی ورق وصله را به ستون فوقانی ندارند، لبه هایشان باید همباد لبه های ورق وصله تمام شود و اندازه جوش باید مساوی مجموع اندازه جوش لازم جهت انتقال نیروی وصله به اضافه ضخامت ورق پرکننده در نظر گرفته شود.

ت) در اتصالات پیچی، ورق های پرکننده ای که ضخامت آنها بیشتر از ۶ میلی متر می باشد، باید یکی از الزامات زیر در مورد آنها به کار گرفته شود.

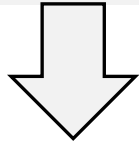
۱- لبه های ورق های پرکننده همباد با لبه های ورق وصله تمام شود و مقاومت برشی طراحی پیچ ها در ضریب کاهش ≥ 0.85 [$1 - 0.0154(t-6)$] ضرب شود. که در آن t ضخامت کل ورق های پرکننده به میلی متر است.



وصله ها

قسمت دوم - وصله ستونها (ظرفیت)

استفاده از ورقهای پرکننده ۶ میلیمتری و کمتر دارای دو ایراد مهم است: (بند ۱۰-۲-۹-۵-ب)

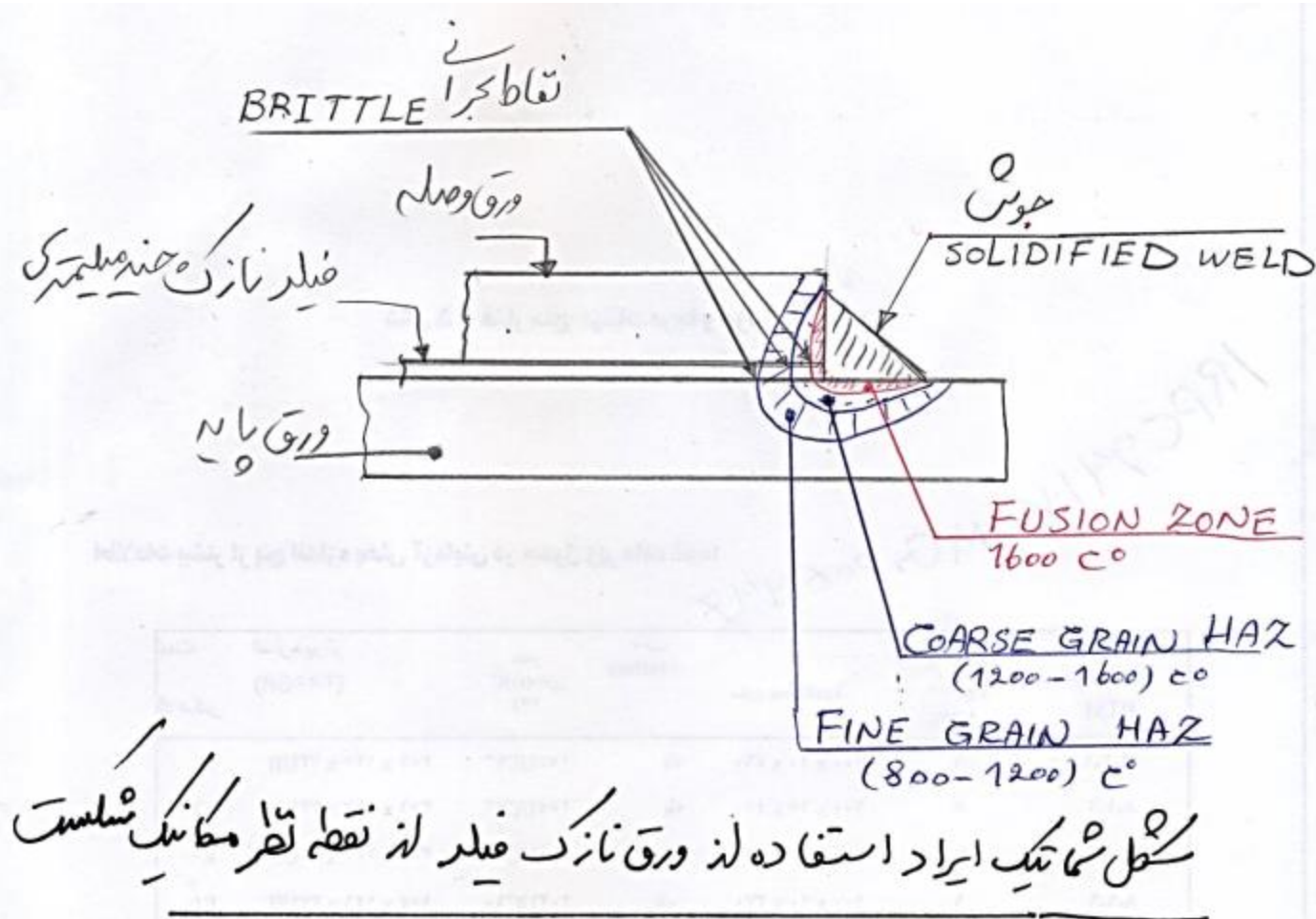


ایراد اول:

در این نقاط اتمهای کربن فرصت کافی برای خروج از شبکه بلوری آهن ندارند و بنابراین فاز بلوری Fe_3C تشکیل می شود که Cementite نامیده شده و سخت و شکننده Brittle است. در زیر ورق نازک فیلر هم این اتفاق ممکن است رخ دهد.

ایراد دوم:

در نقطه مذکور معمولاً در تست UT ایراد L.O.F (عدم همجواری دو ورق Lack of Fusion) یا شکاف عدم ذوب گزارش می شود.



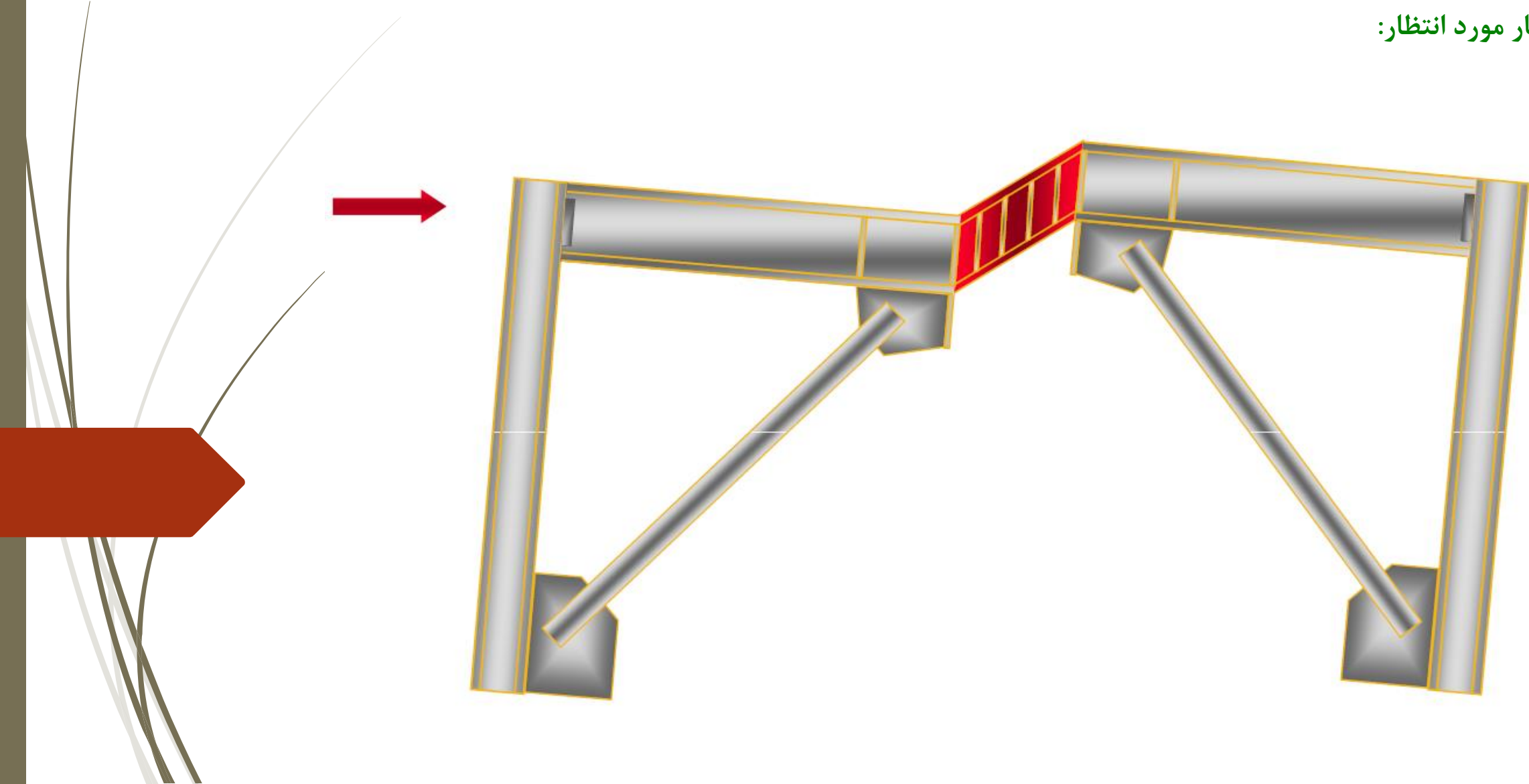
خلاصه ضوابط لرزه ای

قاب مهاربند برون محور (واگرا) :



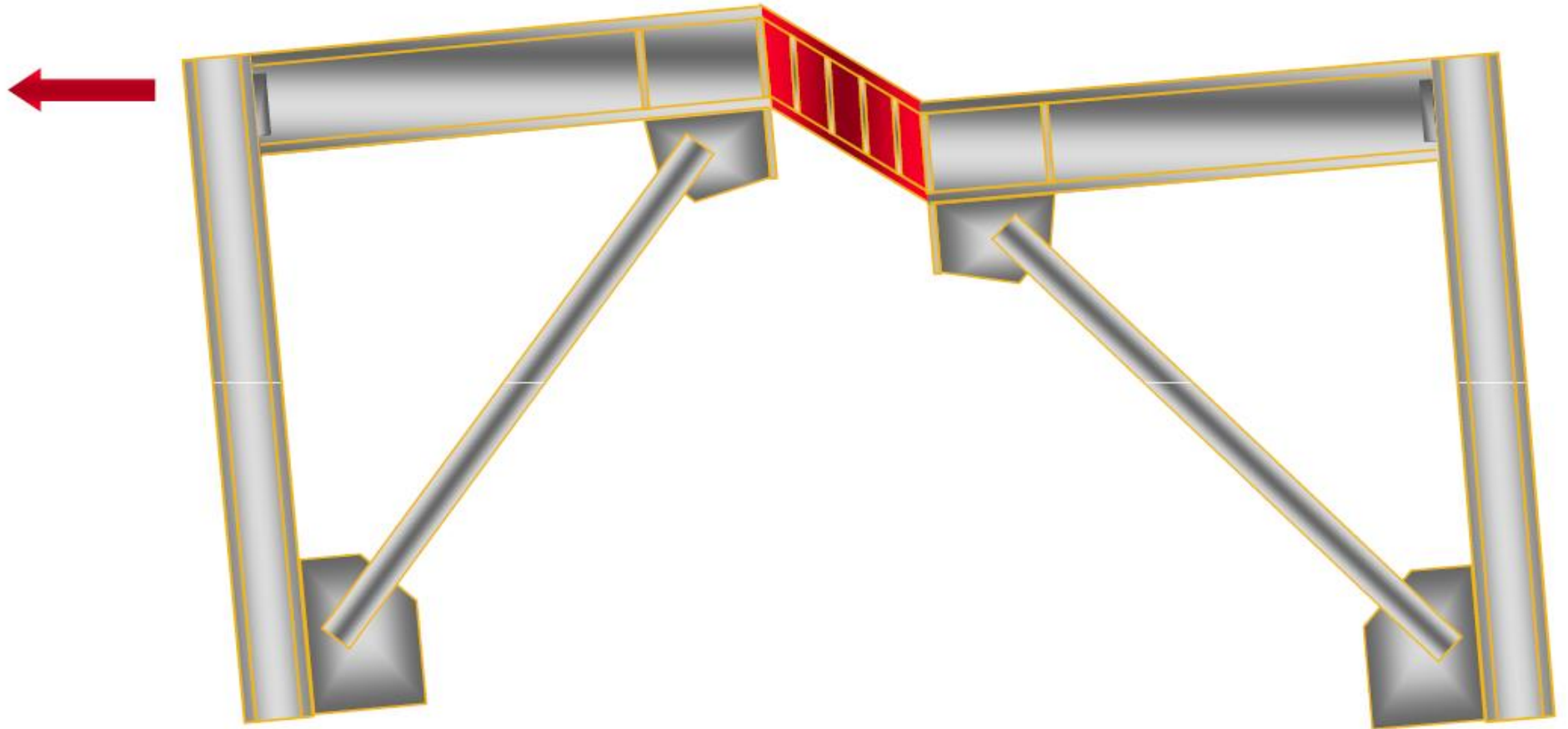
ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

شکل رفتار مورد انتظار:

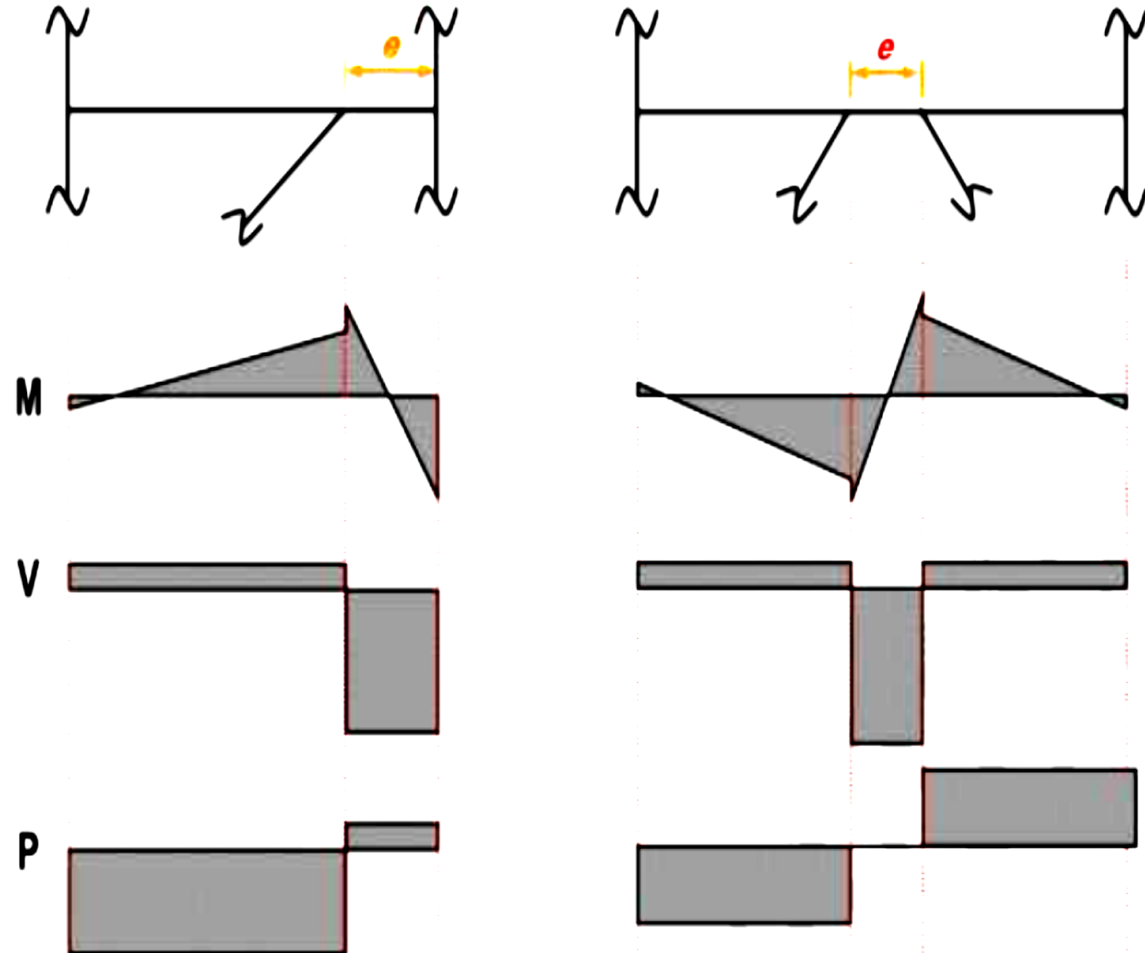


ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

شکل رفتار مورد انتظار:

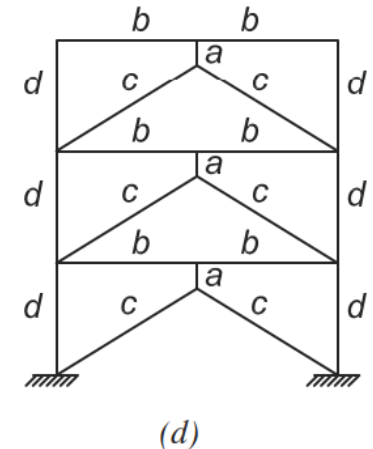
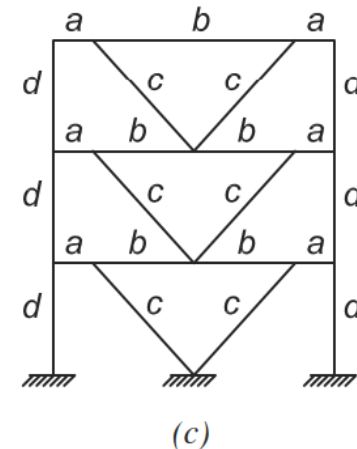
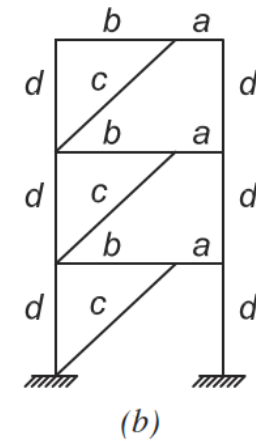
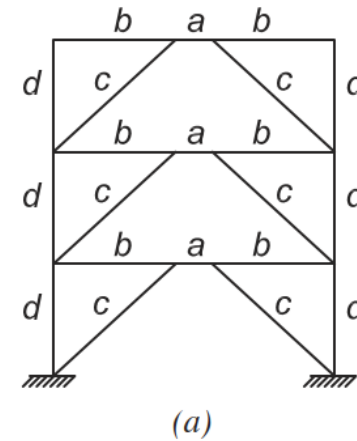


فاکتور بحرانی در رفتار غیرارتجاعی
تیرپیوند طول آن است. طول تیر پیوند
مکانیزم تسلیم و مد شکست نهایی را
کنترل می کند.



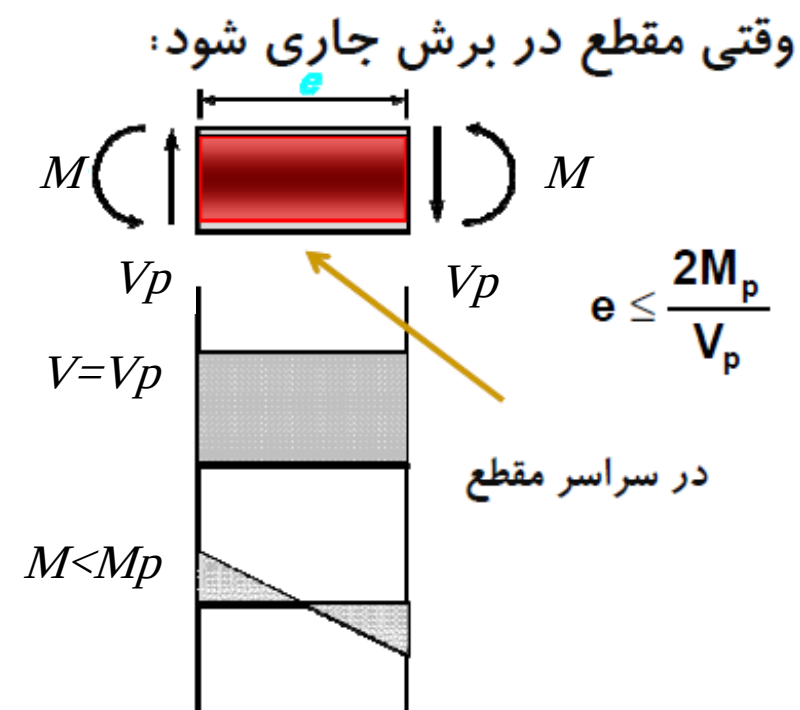
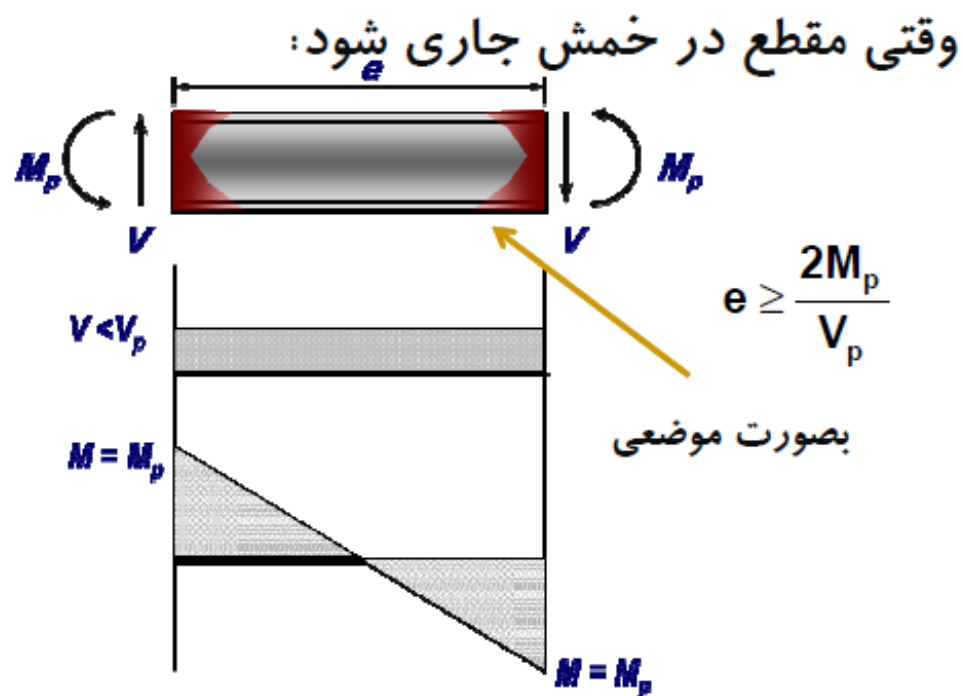
ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

a = link
 b = beam segment outside of link
 c = diagonal brace
 d = column



ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

نیروها در انواع خرابی:



ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

آیین نامه ها با در نظر گرفتن سخت شدگی کرنشی، طول تیر پیوند را برای ضوابط مربوط به تسلیم برشی و خمشی با محدودیت بیشتری همراه می کنند.

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \quad \text{تسلیم برشی:}$$

$$e \geq \frac{2.6M_p}{V_p} \quad \text{تسلیم خمشی:}$$

$$\frac{1.6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2.6M_p}{V_p} \quad \text{اندرکنش برش و خمش:}$$

۱۰-۳-۴-۳-۶-۴ اتصالات تیرهای پیوند به ستون ویرایش ۱۴۰۱

اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید به صورت صلب (گیردار کامل) طراحی شوند.

ب) اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۱۰ توانایی دوران غیرالاستیک تیر پیوند را بدون کاهش مقاومت دارا باشند.

ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

دوران مجاز طراحی تیر پیوند:

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

۰/۰۸° رادیان برای

$$e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$$

۰/۰۲° رادیان برای

در حالتی که اندرکنش بین خمش و برش وجود دارد:

$$1.6 \frac{M_p}{V_p} \leq e \leq 2.6 \frac{M_p}{V_p} \Rightarrow \gamma_p \leq 0.04 \left(4.4 - 1.5e \frac{V_p}{M_p} \right)^{rad}$$

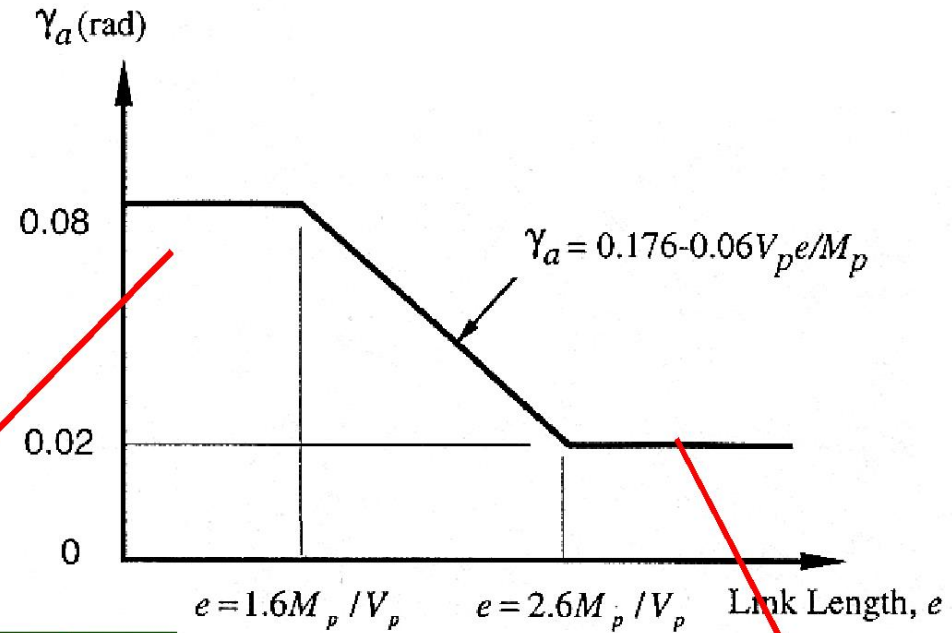
* مقدار دوران بایستی برای جابجایی واقعی سازه تعیین شود و نه جابجایی حاصل از تحلیل خطی ($\Delta_m = C_d \Delta_{eu}$).

* بهترین مقطع برای تیر پیوند، تیری است که دارای کمترین مساحت جان و بیشترین ظرفیت خمشی باشد. (با رعایت شرایط فشردگی)

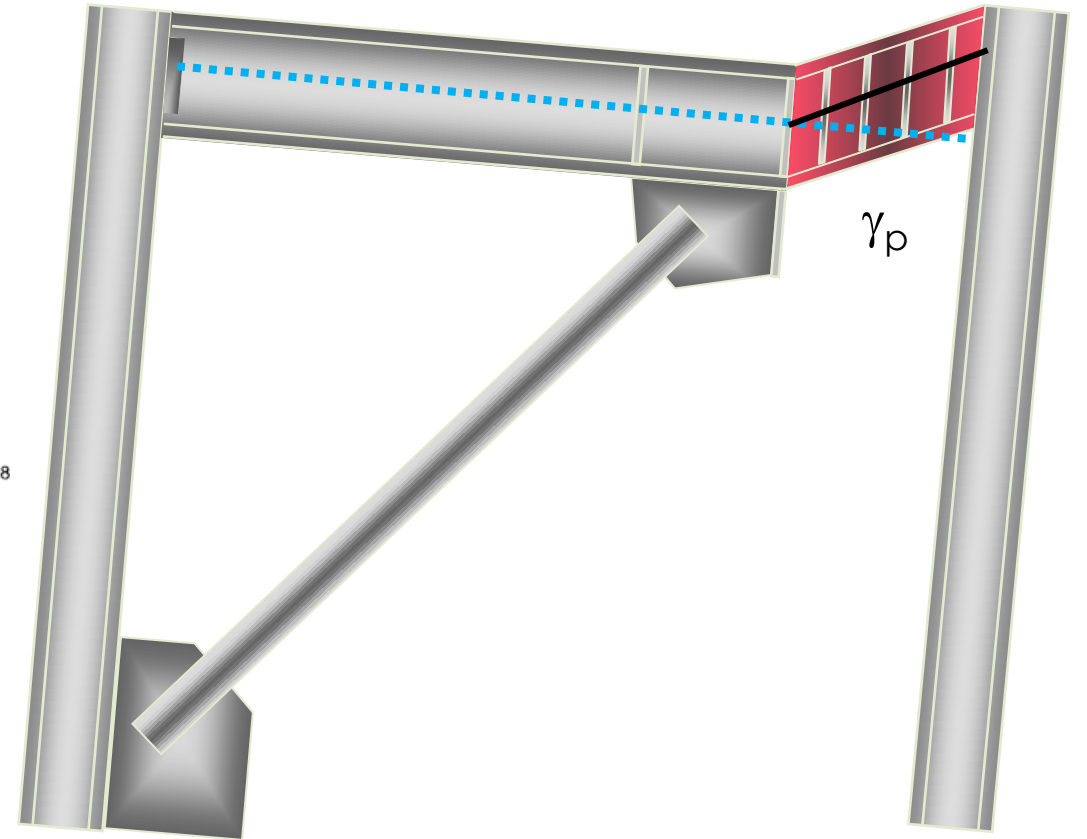
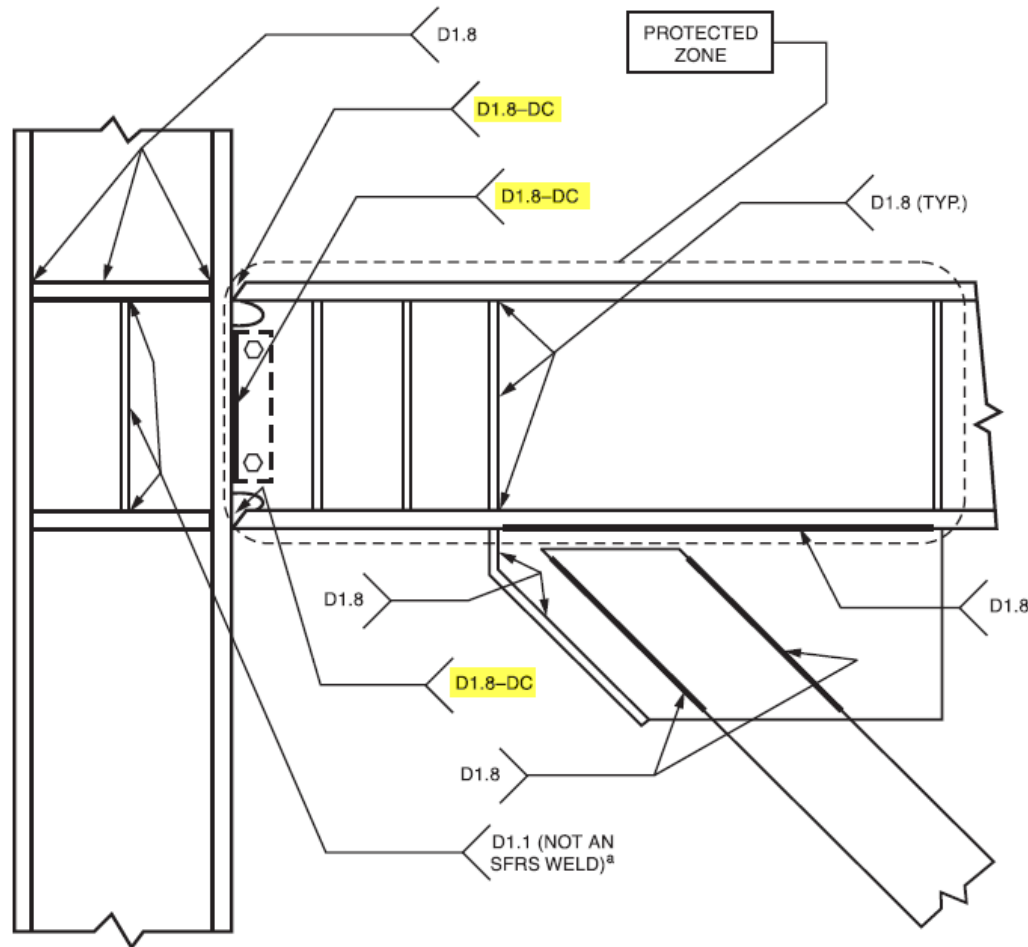
* استفاده تیرهای لانه زنبوری ممنوع است.

ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

دوران مجاز:

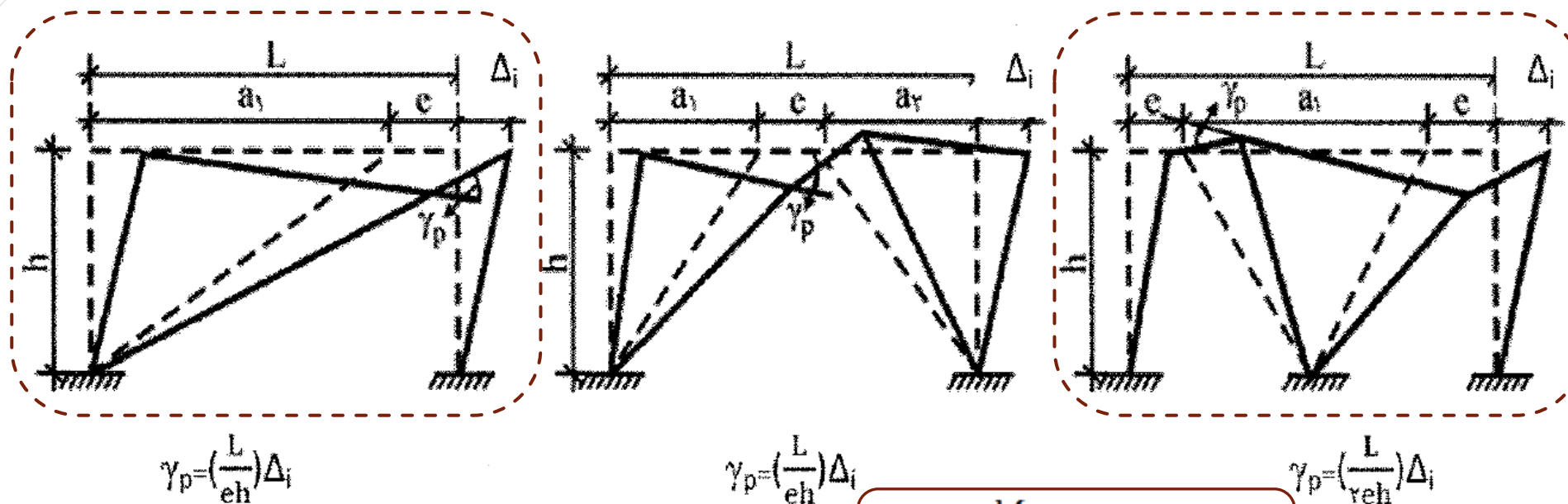


ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)



ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

رابطه دوران با تغییر شکل جانبی و ابعاد دهانه مهاربندی :



ANSI/AISC 341-16

$$e > 2.26 \frac{M_p}{V_p} \Rightarrow \gamma_p \leq 0.04$$

At the time of publication of the Provisions, development of satisfactory link-to-column connection details is the subject of ongoing research. Designers are therefore advised to consult the research literature for the latest developments. Until further research on link-to-column connections is available, it may be advantageous to avoid EBF configurations with links attached to columns.

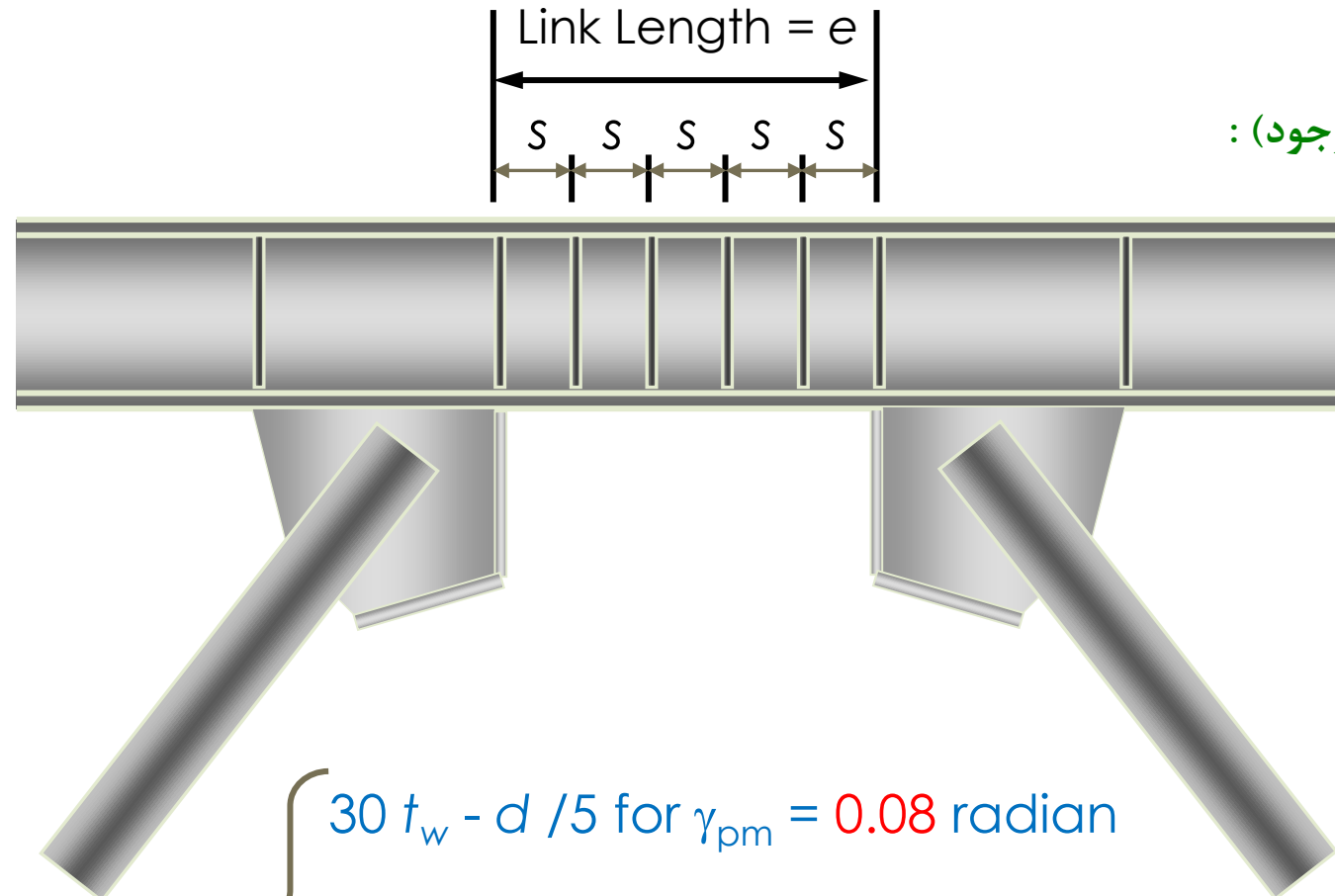
متناسب با دوران بین ۰٫۰۲ تا ۰٫۰۴
الزامات اتصالات قابهای خمشی
متوسط تا ویژه را ارضا نمایند.

ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

a) $e \leq 1.6 M_p / V_p$
(Shear Yielding Links)

سخت کننده ها

(متناسب با دوران موجود):



$$s \leq \begin{cases} 30 t_w - d / 5 & \text{for } \gamma_{pm} = 0.08 \text{ radian} \\ 52 t_w - d / 5 & \text{for } \gamma_{pm} = 0.02 \text{ radian} \\ \text{interpolate} & \text{for } 0.02 < \gamma_p < 0.08 \text{ radian} \end{cases}$$

t_w = link web thickness
 d = link depth

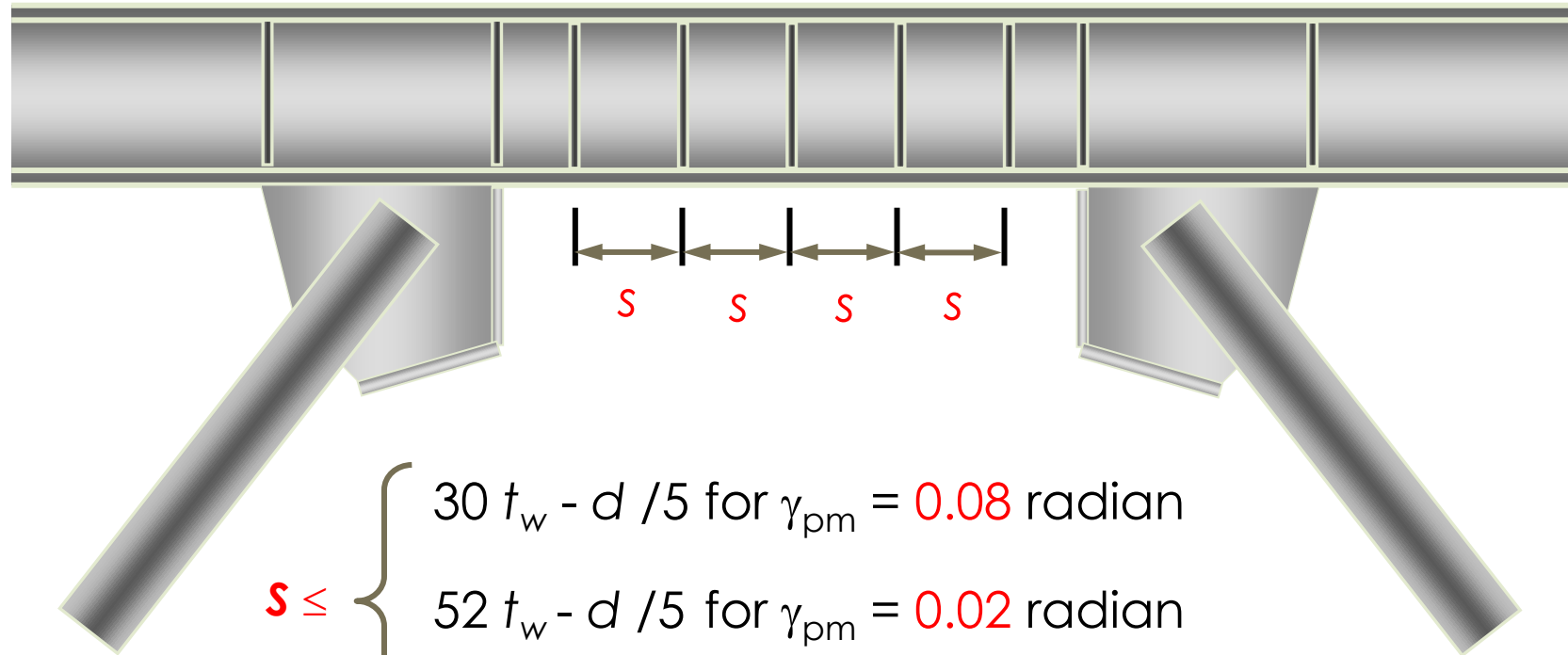
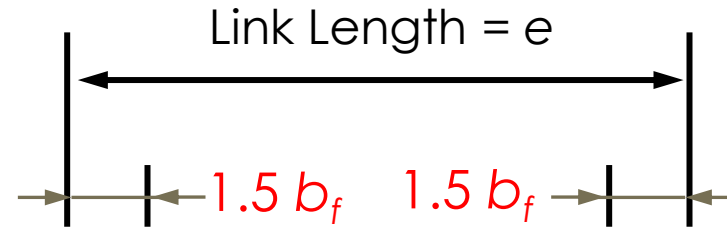
ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

c) $1.6 M_p / V_p < e < 2.6 M_p / V_p$
(Shear and Flexural Yielding Links)

Provide stiffeners meeting the requirements of both (a) and (b)

سخت کننده ها

(متناسب با دوران موجود):

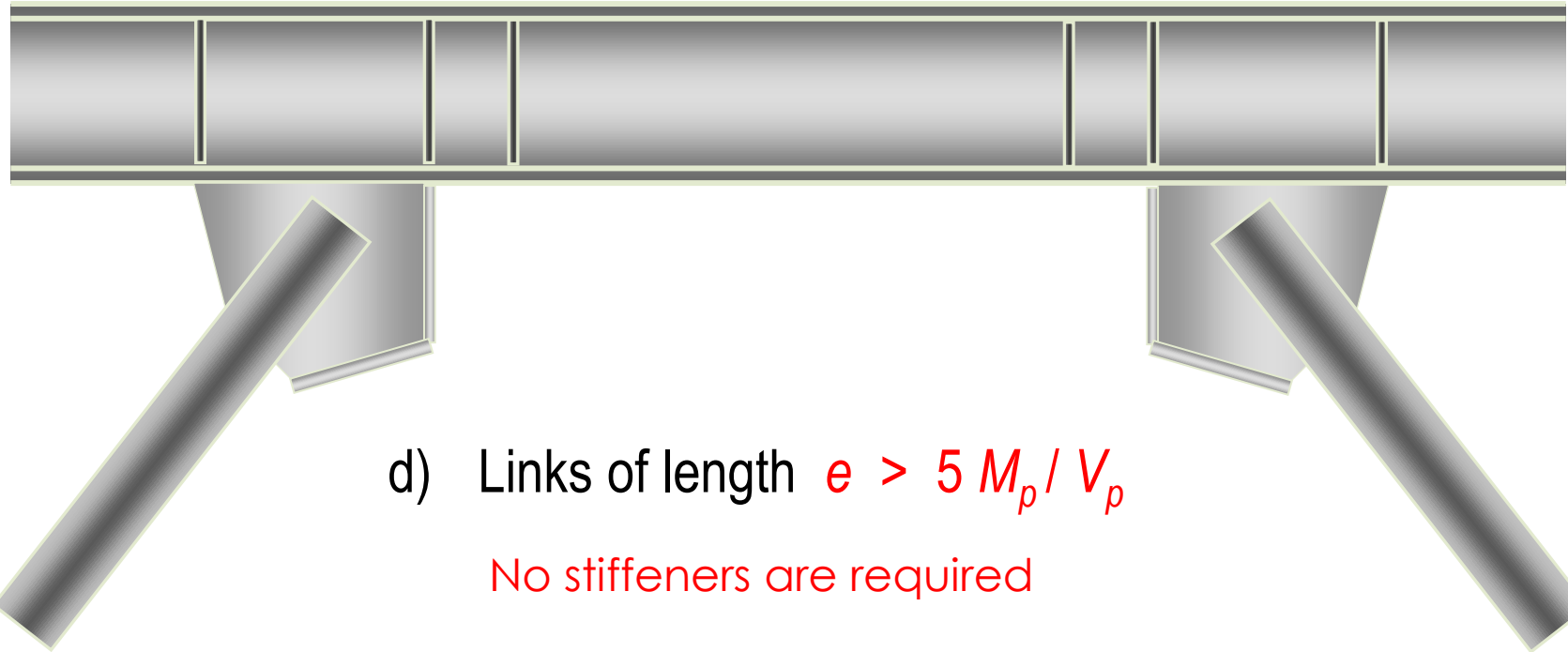
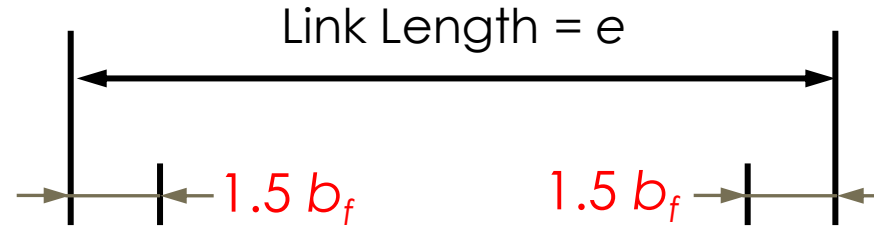


$$s \leq \begin{cases} 30 t_w - d / 5 & \text{for } \gamma_{pm} = 0.08 \text{ radian} \\ 52 t_w - d / 5 & \text{for } \gamma_{pm} = 0.02 \text{ radian} \\ \text{interpolate} & \text{for } 0.02 < \gamma_p < 0.08 \text{ radian} \end{cases}$$

ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

سخت کننده ها :

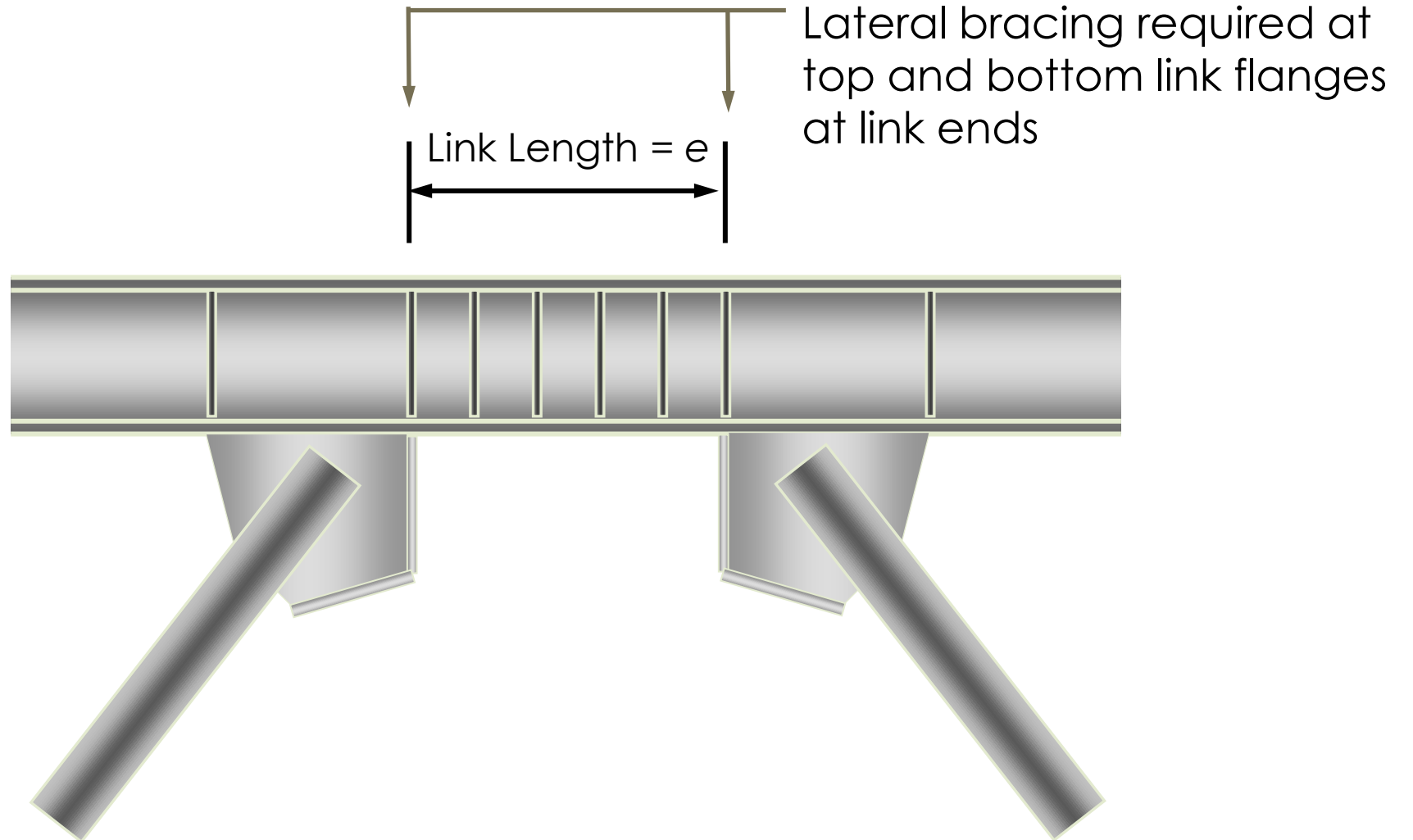
b) $2.6 M_p / V_p < e < 5 M_p / V_p$
(Flexural Yielding Links)



d) Links of length $e > 5 M_p / V_p$
No stiffeners are required

ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

مهار جانبی: ۱۰-۳-۴-۳-۴-۲ مهار جانبی تیر پیوند



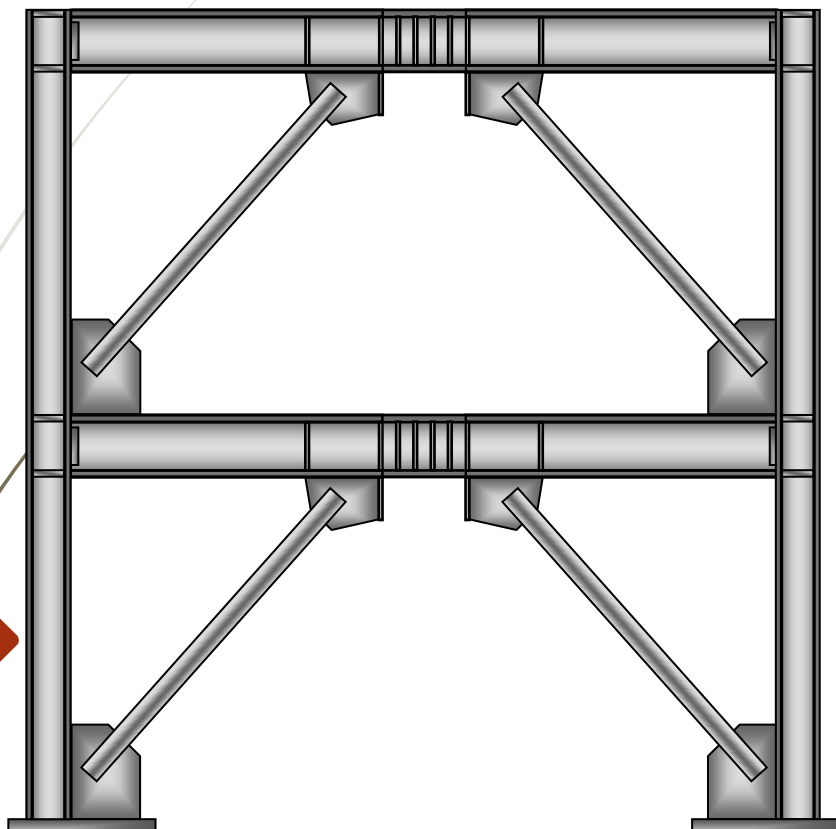


۱۰-۳-۴-۳-۵-۲ الزامات تیر پیوند

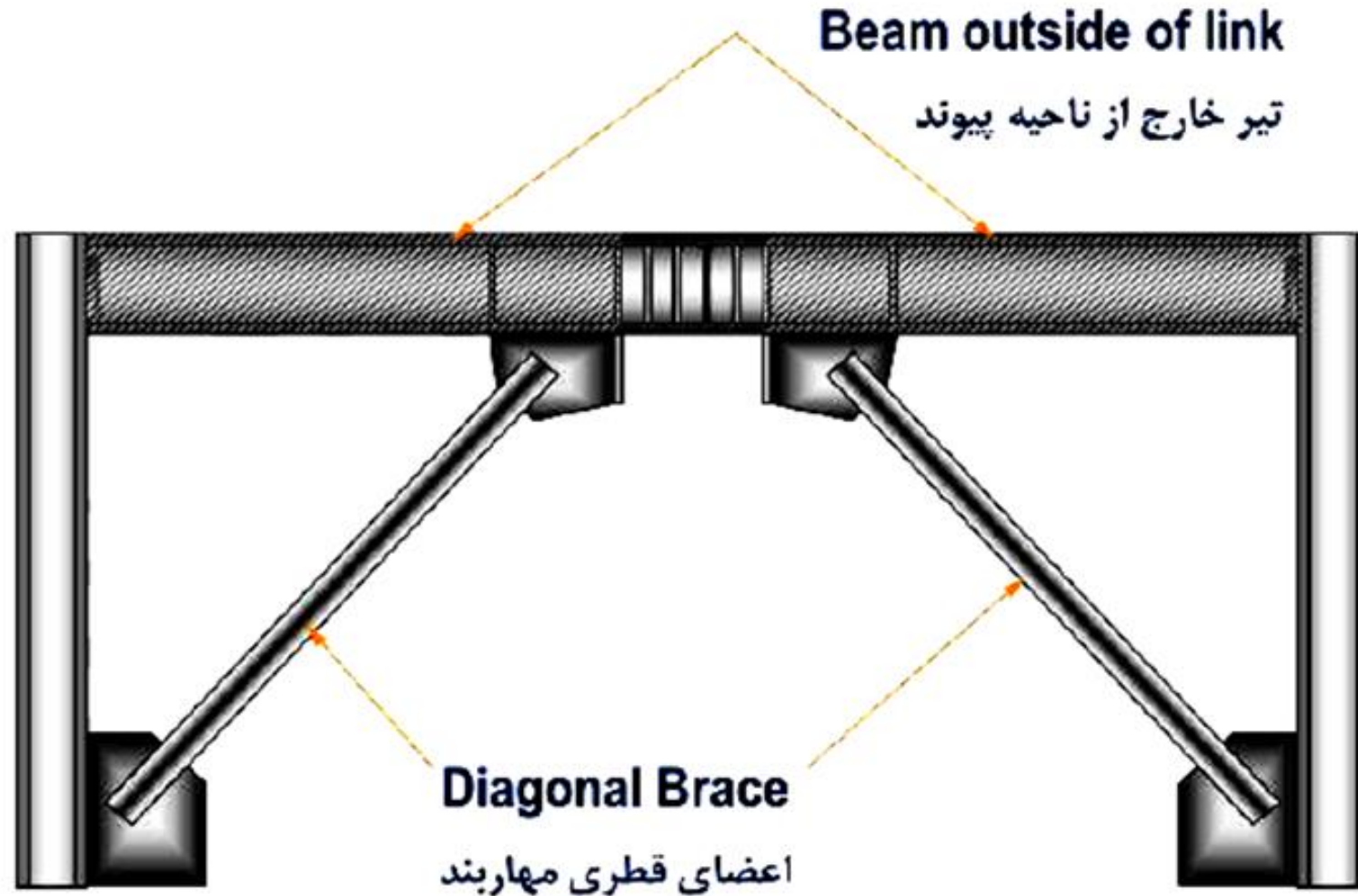
- ۲- تیرهای پیوند باید دارای مقطع از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۴-۲-۳-۱۰ باشند.
 - ۳- جان (یا جان‌ها) باید از یک ورق تک بدون هرگونه ورق مضاعف متصل به آن در نظر گرفته شود و در آن نباید هیچ‌گونه بازشویی ایجاد شود.
 - ۴- در تیرهای پیوند ساخته‌شده از ورق، اتصال جان (یا جان‌ها) به بال تیر باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد.
- نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{ms} مطابق مقادیر جدول ۴-۲-۳-۱۰ باشند.

۱۰-۳-۴-۳-۵-۳ نواحی حفاظت‌شده

- در قاب‌های مهاربندی‌شده و اگر سرتاسر طول تیر پیوند به‌عنوان ناحیه حفاظت‌شده محسوب می‌شود و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۷ را تأمین نماید.



ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

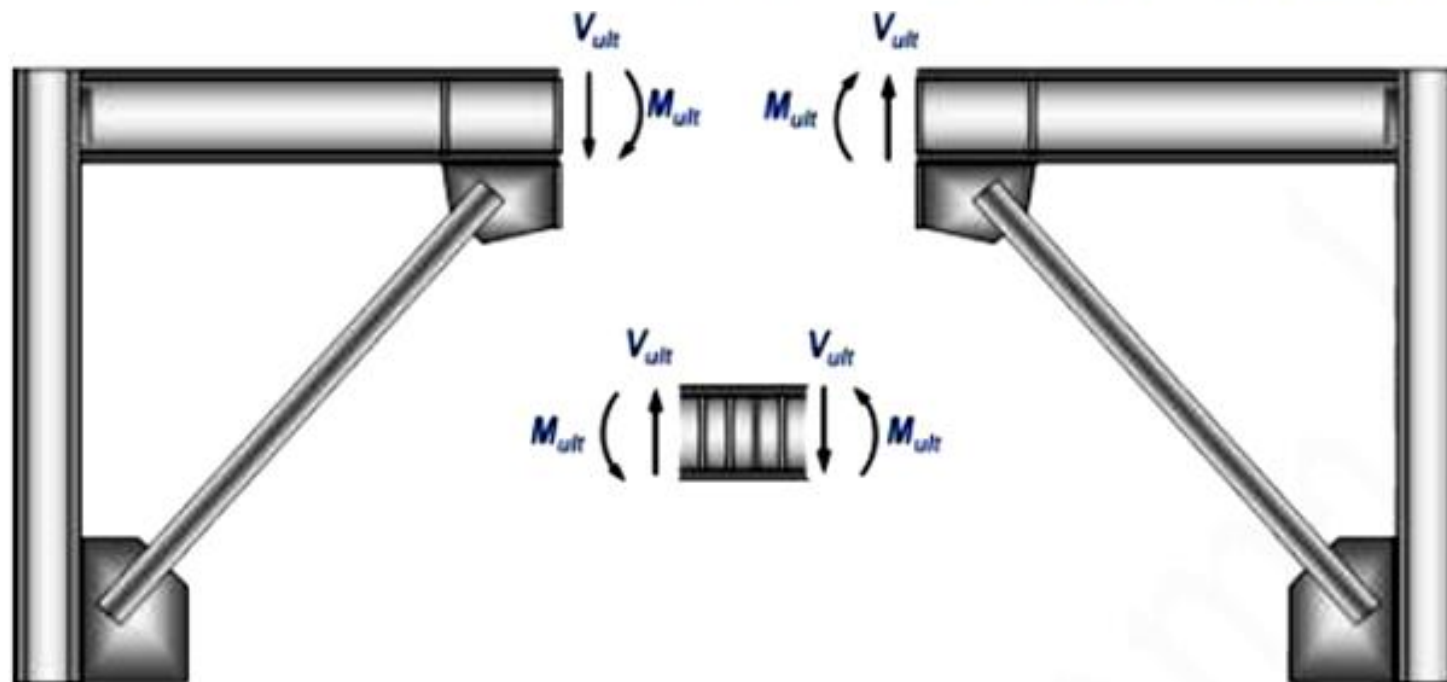


مقاومت مورد نیاز مهاربندها، ستون ها، تیرهای خارج از پیوند

مقاومت مورد نیاز مهاربندها، ستون ها، تیرهای خارج از پیوند، از نتایج تحلیلی که شامل بارهای ثقلی **ضریبدار** (ضرایبی که در حضور نیروی زلزله در نظر می گیریم) و **اثرات زلزله** که موجب برشی برابر $1/25 R_y V_n$ در تیرهای پیوند I شکل و $1/4 R_y V_n$ در تیرهای پیوند قوطی شکل و نیروهای نظیر آن در دو انتهای تیر پیوند می شود بدست میاید.

استثنا:

۱- در طراحی تیرهای خارج از ناحیه پیوند و نیز ستون هایی که دارای سه طبقه مهاربندی شده یا بیشتر هستند، می توان اثرات لرزه ای ناشی از نیروی برشی مذکور را در ضریب $0/88$ ضرب نمود.



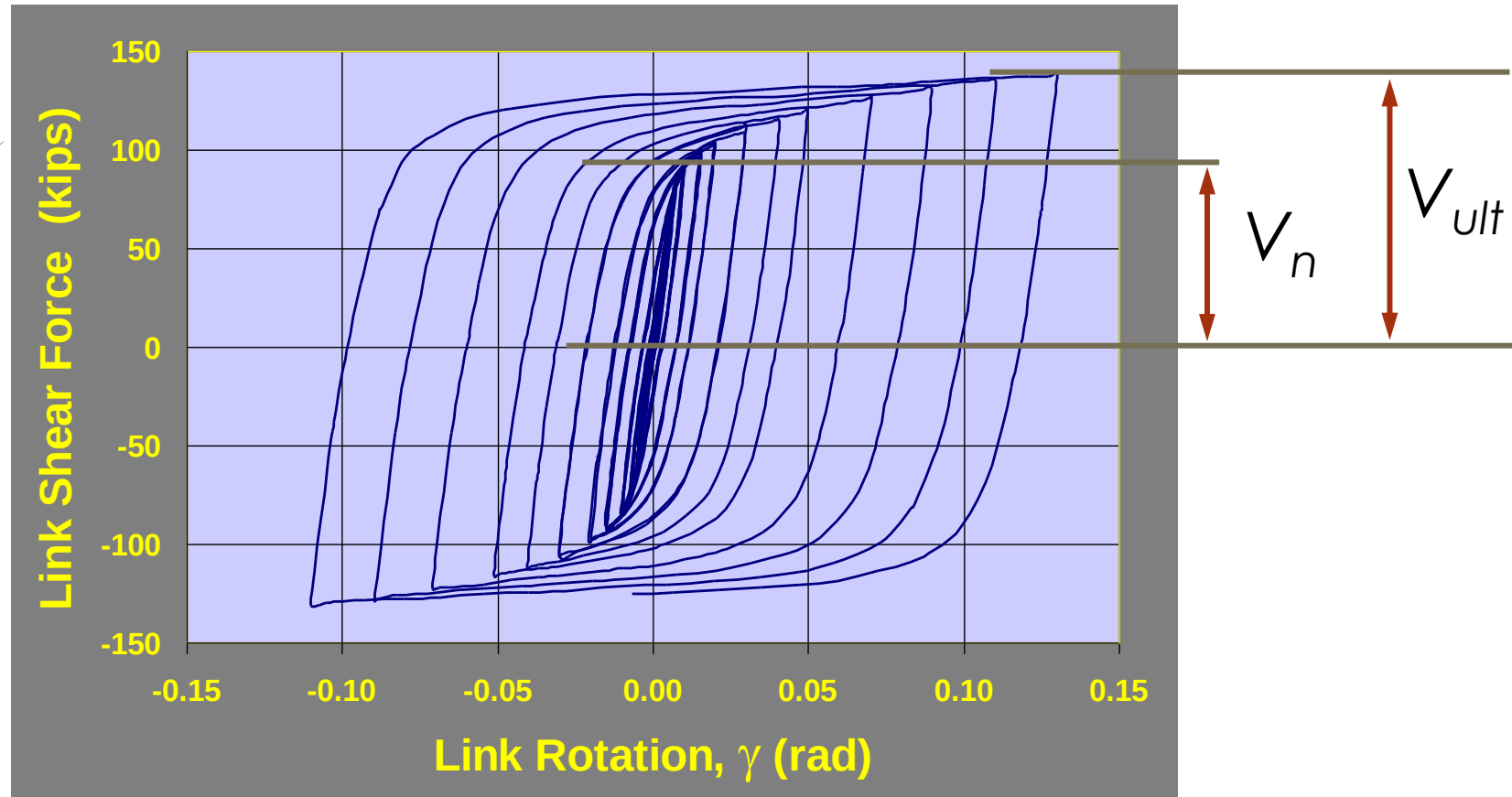
For design of
diagonal brace:
Take $V_{ult} = 1.25 R_y V_n$

For design of beam
outside of link:
Take $V_{ult} = 1.1 R_y V_n$

ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند برون محور (واگرا)

- At large inelastic deformations, link shear resistance will significantly exceed V_n

$$V_{ult} \approx (1.25 \text{ to } 1.5) \times V_n$$



ضوابط اتصالات لرزه ای

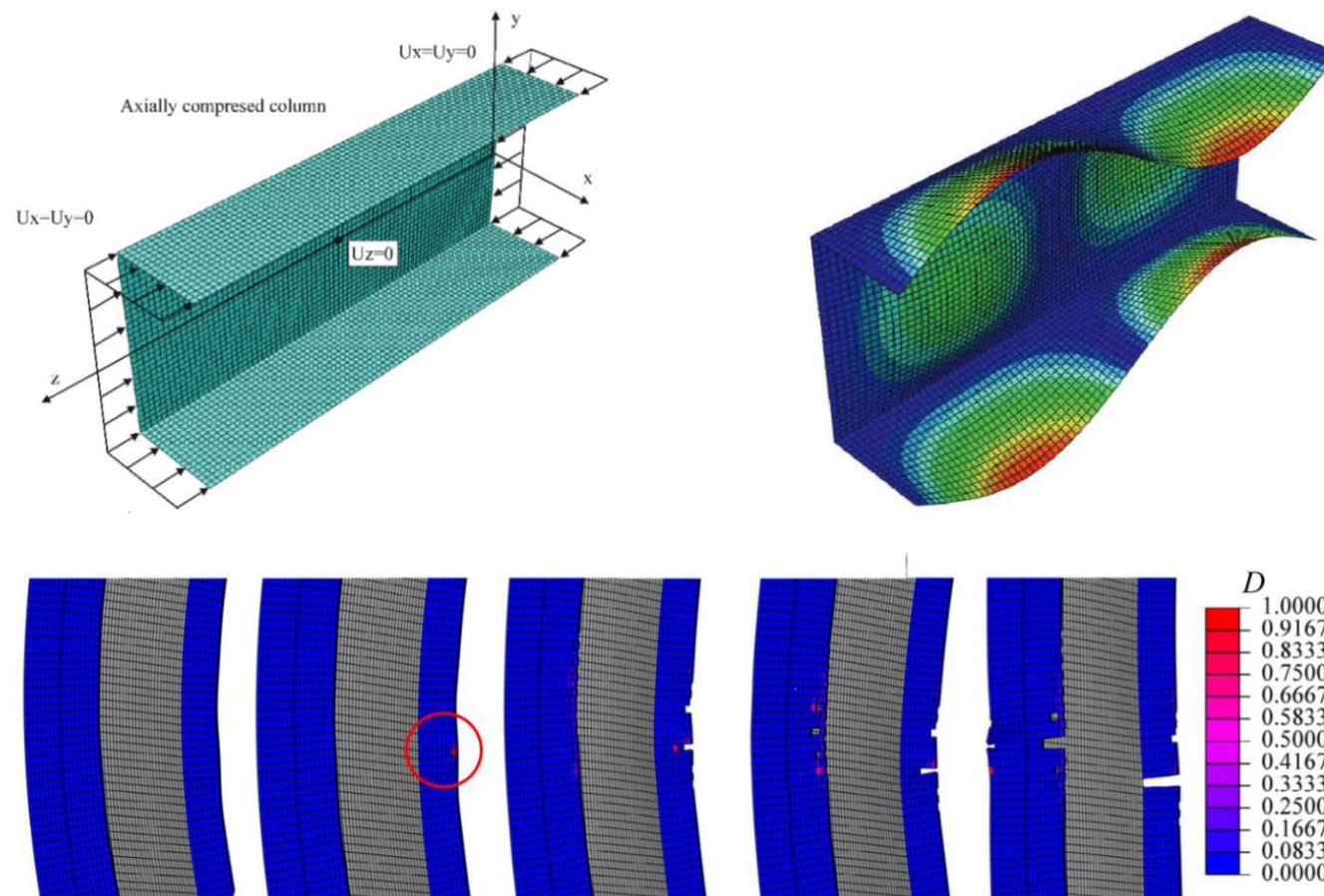
قاب مهاربند هم محور (همگرا)ی ویژه:



ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

فشرده گی لرزه ای

در مقاطع تک ناودانی و I (H) شکل احتمال پارگی در پدیده خستگی کم چرخه در بالها و لبه های دور از تار خنثی وجود دارد. برای همین b/t بالها مهم است، بنابراین ضوابط جانها در AISC-341 و ضوابط لرزه ای مبحث دهم تغییری نمی کند:

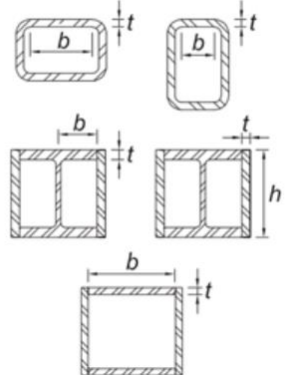


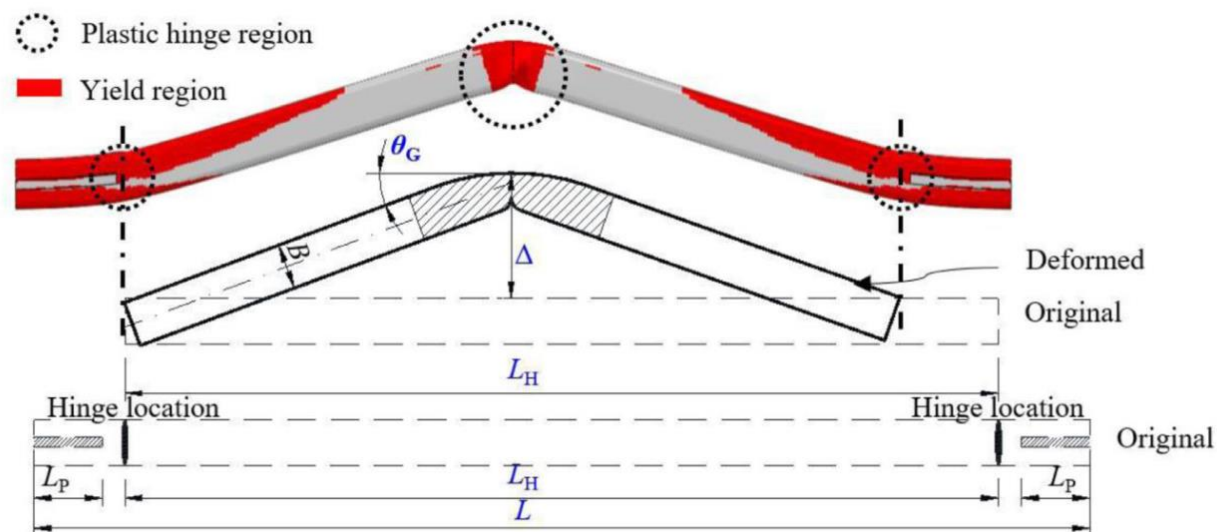
(b) Damage development

ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

فشرده‌گی لرزه ای

اما در قوطی ها و یا I شکل قوطی شده دیواره ها در معرض پارگی هستند (در دابل ناودانی با اتصال ناپیوسته نیز با رعایت فواصل لقمه ها رفتار مشابه قوطی است مثل دابل نبشی که با اتصال پیوسته یا منقطع شرایط یکسان است) پس ضوابط تغییر می کند:

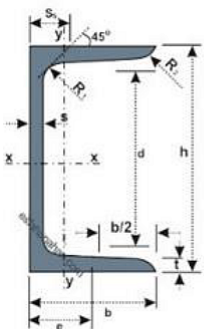
2	(1) Walls of rectangular HSS ^[a] (2) Flanges and side plates of boxed I-shaped sections (3) Walls of box sections	b/t h/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
---	--	--------------------	---------------------------------	---------------------------------	---



(a) Definition of rotation index θ_G

ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

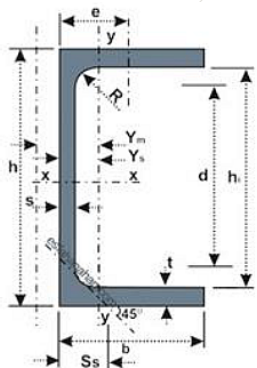
فشرده گی لرزه ای



Section	h (mm)	tw (mm)	h/tw	λ_{hd}	Control
2UNP80	47	6	7.8	17.31	Ok
2UNP100	64	6	10.7	17.31	Ok
2UNP120	82	7	11.7	17.31	Ok
2UNP140	97	7	13.9	17.31	Ok
2UNP160	116	7.5	15.5	17.31	Ok
2UNP180	133	8	16.6	17.31	Ok
2UNP200	151	8.5	17.8	17.31	so-so
2UNP220	166	9	18.4	17.31	No
2UNP240	185	9.5	19.5	17.31	No
2UNP260	201	10	20.1	17.31	No

ضوابط لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

فشرده‌گی لرزه ای



در خصوص مقاطع ایرانی UPE شرایط بحرانی تر است (مقاطع با ضخامت یکسان)، جدول زیر:

UPE	h	b	T_s	T_g	r	h-2c	h/tw	b/tf
				t				
80	80	50	4	7	10	46	11.5	7.14
100	100	55	4.5	7.5	10	65	14.4	7.33
120	120	60	5	8	12	80	16.0	7.50
140	140	65	5	9	12	98	19.6	7.22
160	160	70	5.5	9.5	12	117	21.3	7.37
180	180	75	5.5	10.5	12	135	24.5	7.14
200	200	80	6	11	13	152	25.3	7.27

لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

مقدمه: ضوابط طراحی تیر، ستون و اتصال تیر به ستون (بند ۱۰-۳-۴-۲-۳) :

قاب مهاربندی شده همگرا (الزامات خاص)

مقاومت مورد نیاز در طراحی تیرها، ستون ها و اتصالات تیر به ستون در قاب های مهاربندی ویژه بیشترین مقدار ناشی از تحلیل های زیر است.

1 تحلیلی که در آن نیروی مهاربندهای کششی $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری $1.14 F_{cre} A_g$ می باشد.

2 تحلیلی که در آن نیروی مهاربندهای کششی $R_y F_y A_g$ و نیروی پس کمانشی مهاربندهای فشاری $0.3 * 1.14 F_{cre} A_g$ می باشد.

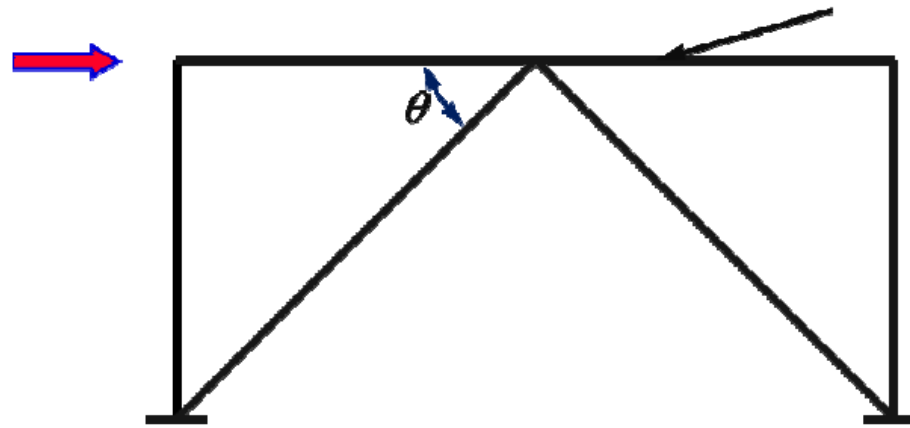
F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار کمانشی مهاربند فشاری است که در آن بجای F_y از $R_y F_y$ استفاده شده باشد. برای انجام این تحلیل مطابق اسلایدهای بعد عمل می کنیم.

۱ در AISC نیروی مورد انتظار مهاربند فشاری کمترین مقدار ذکر شده در بالا و $R_y F_y A_g$ گرفته می شود.

قابهای مهاربند هم محور ویژه - مهاربند ۸و۷

ب : کنترل تیر در مهاربندهای ۸و۷ - لنگر خمشی تیر :

حداکثر لنگر ایجاد شده در تیر قاب زیر را تعیین نمایید.

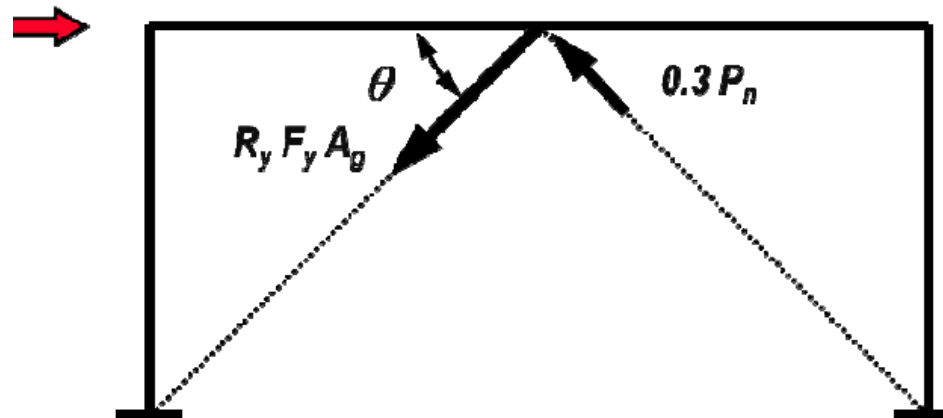


Tension Brace:

$$\text{Take } P = R_y F_y A_g$$

Compression Brace:

$$\text{Take } P = 0.3 P_n$$



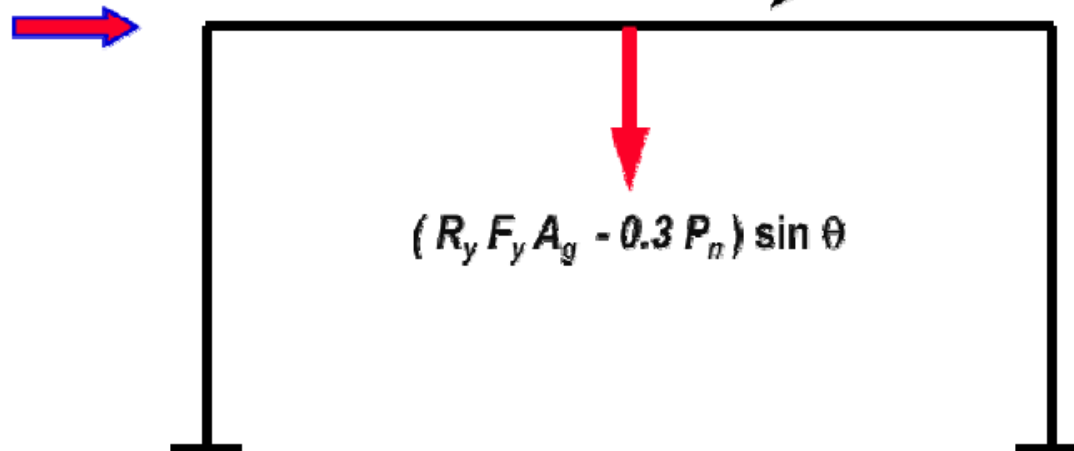
قابهای مهاربند هم محور ویژه - مهاربند ۸و۷

ب : کنترل تیر در مهاربندهای ۸و۷ - لنگر خمشی تیر :

بنابراین تیر برای لنگری ناشی از بار
متمركز در وسط و برابر

$$(R_y F_y A_g - 0.3 P_n) \sin \theta$$

بعلاوه لنگر ناشی از بارهای ثقلی
طراحی گردد

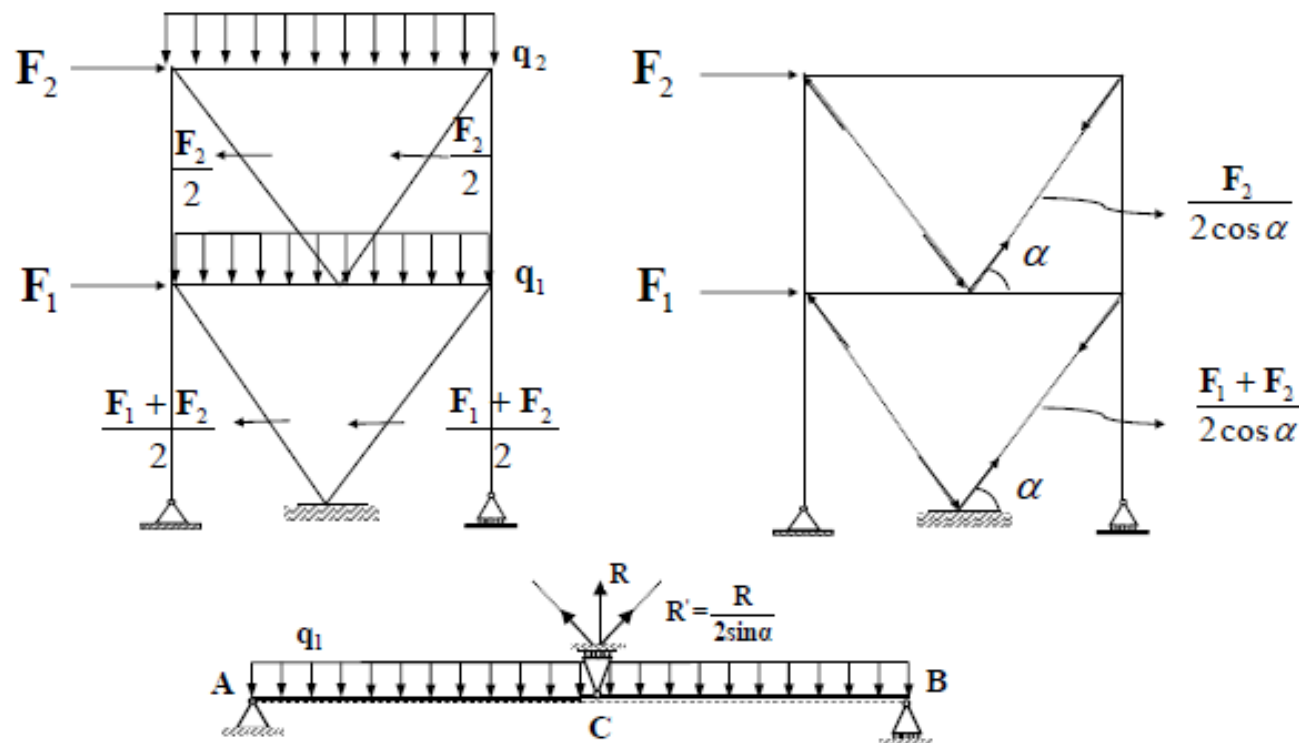


قابهای مهاربند هم محور ویژه - مهاربند ۷ و ۸

ب : کنترل تیر در مهاربندهای ۷ و ۸ - لنگر خمشی تیر در شورن معکوس :

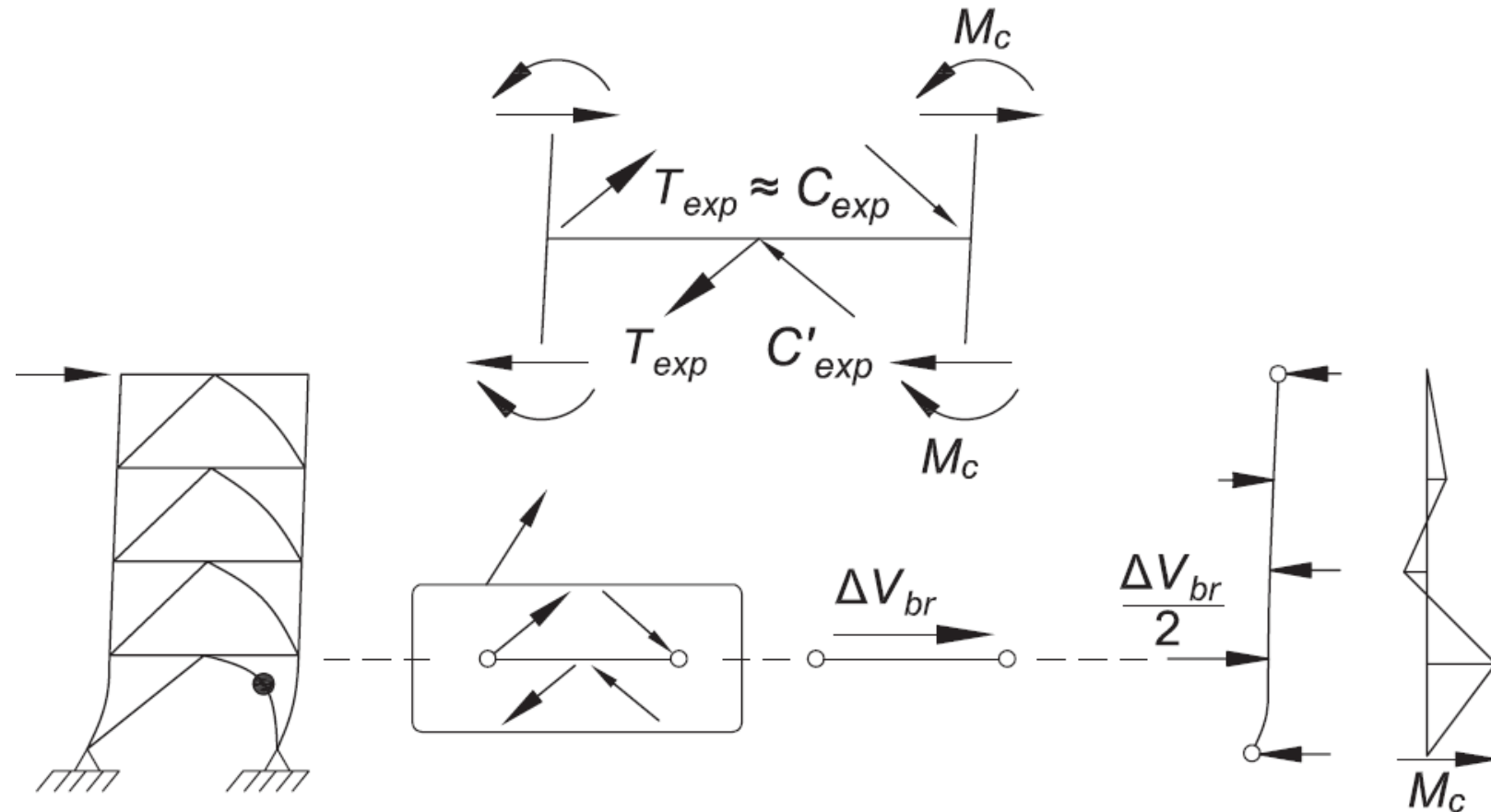
در اشکال مهاربند ۷ و ۸ ، حالت ۷ (شورن معکوس) به دلیل کاهش نیروی فشاری مهاربند و نیز ممان میانه تیر در اثر بار **ثقلی**، نسبت به نوع ۸ آن رفتار بهتری دارد!

تحلیل تقریبی مهاربند ۷ در برابر بار **ثقلی** و جانبی



قابهای مهاربند هم محور ویژه - مهاربند ۷ و ۸

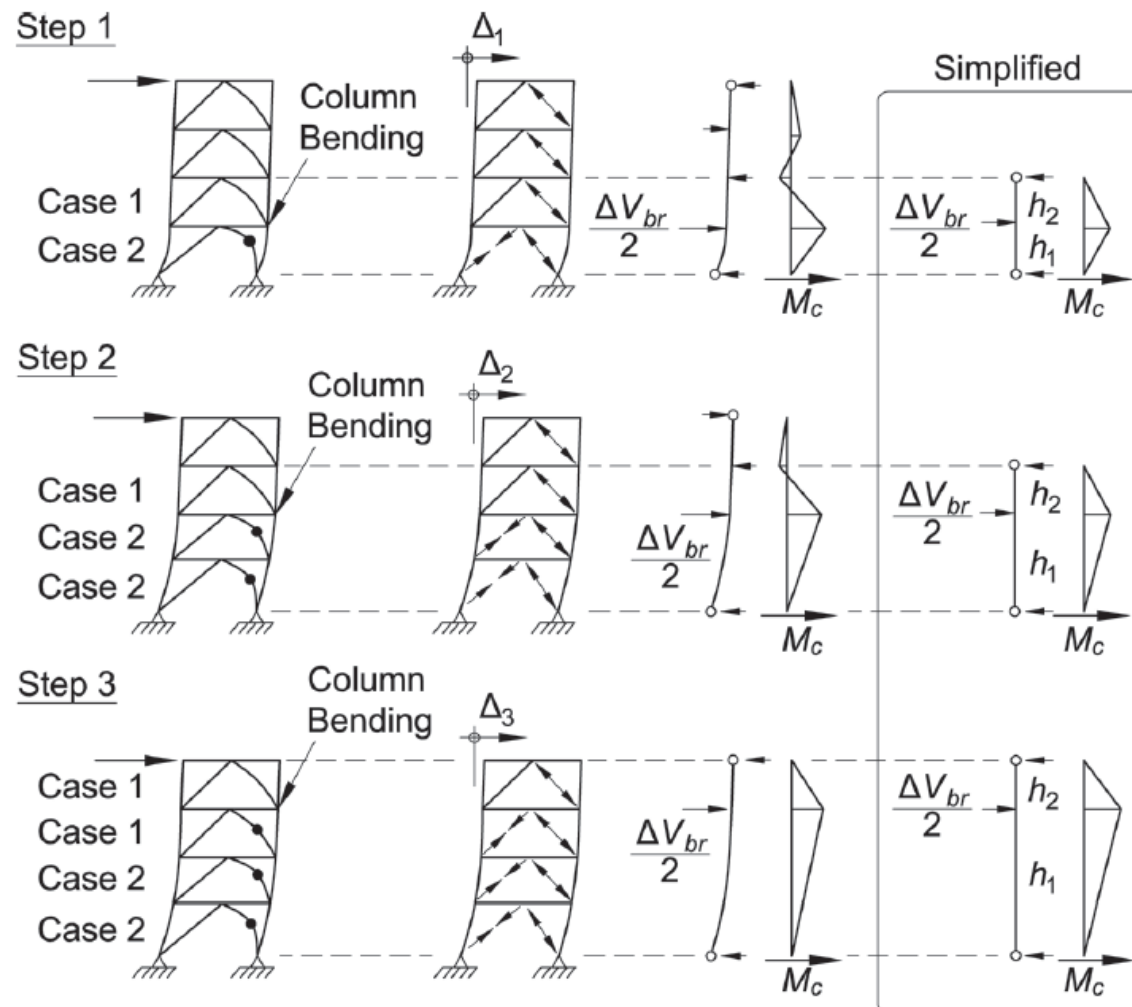
ج : نیروی برشی و خمشی ستون دهانه مهاربندی :



$$\Delta V_{br} = (T_{exp} + C_{exp})_2 \cos \theta_2 - (T_{exp} + C'_{exp})_1 \cos \theta_1$$

قابهای مهاربند هم محور ویژه - مهاربند ۷ و ۸

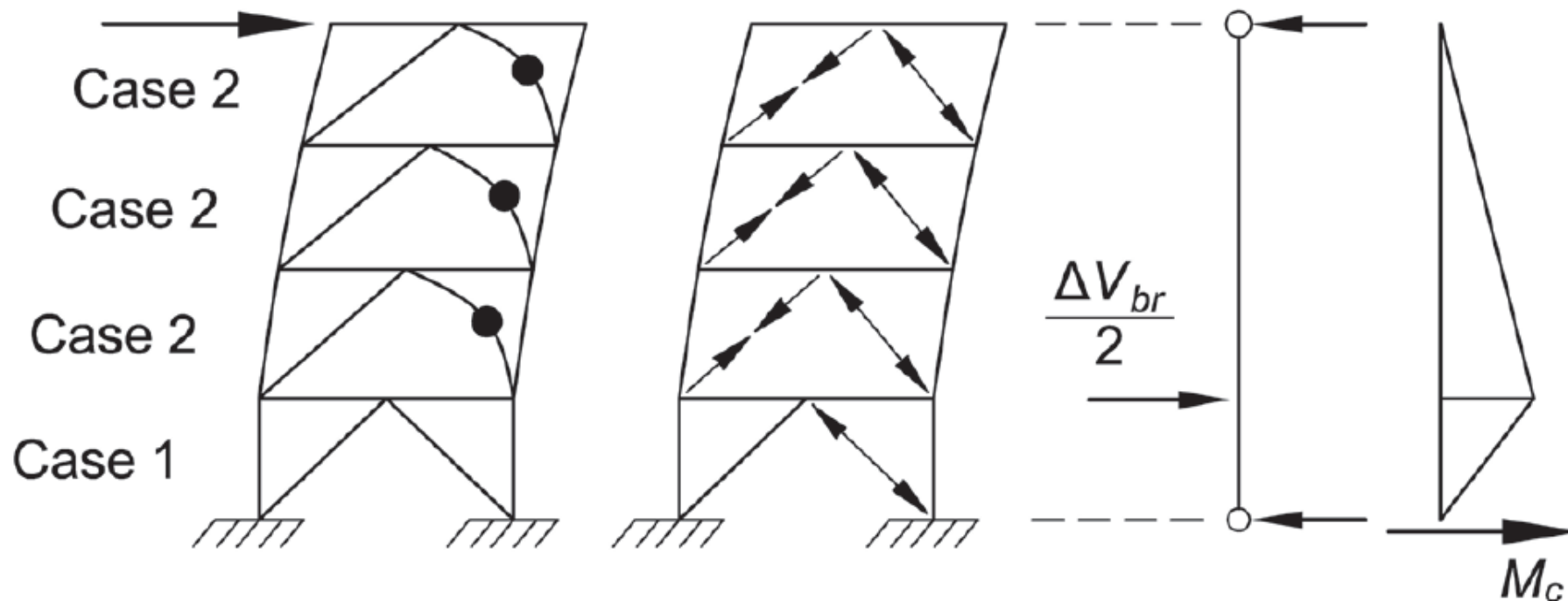
ج : نیروی برشی و خمشی ستون دهانه مهاربندی (حالات محتمل) :



قابهای مهاربند هم محور ویژه - مهاربند ۷ و ۸

ج : نیروی برشی و خمشی ستون دهانه مهاربندی (حالت بحرانی) :

کمانش مهاربندهای فشاری بالا و رفتار الاستیک در طبقه اول (در هندسه یکنواخت قابها)



$$\Delta V_{br} = (T_{exp} + C'_{exp})_2 \cos \theta_2 - (T_{exp} + C_{exp})_1 \cos \theta_1$$

قابهای مهاربند هم محور ویژه

ج : نیروی محوری ستون دهانه مهاربندی :

CHAPTER D GENERAL MEMBER AND CONNECTION DESIGN REQUIREMENTS

ستونها طبق ضوابط AISC 341-16
باید برای بحرانی ترین ۲ حالت زیر طراحی شوند!

4. Columns

Columns in moment frames, braced frames and shear walls shall satisfy the requirements of this section.

4a. Required Strength

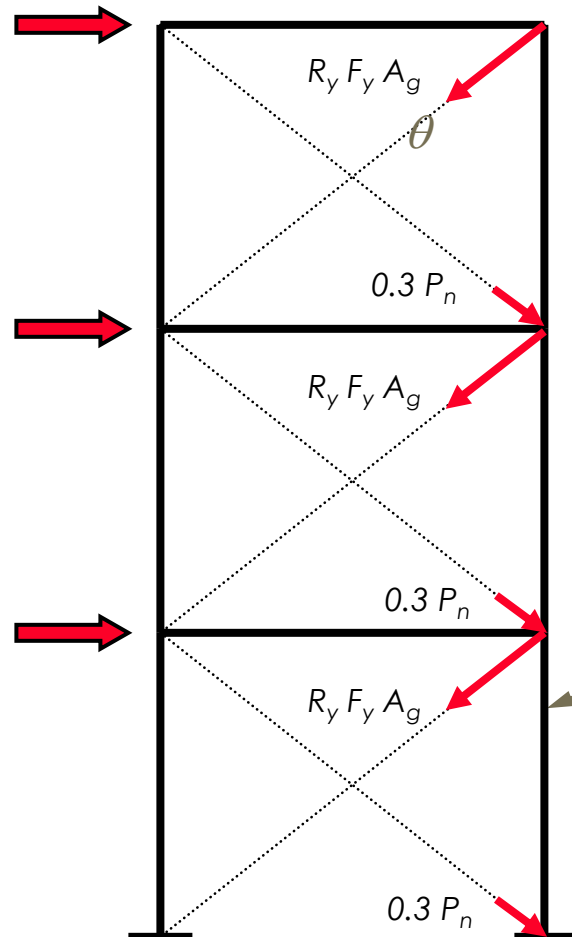
The required strength of columns in the SFRS shall be determined from the greater effect of the following:

- (a) The load effect resulting from the analysis requirements for the applicable system per Chapters E, F, G and H.
- (b) The compressive axial strength and tensile strength as determined using the overstrength seismic load. It is permitted to neglect applied moments in this determination unless the moment results from a load applied to the column between points of lateral support.

قابهای مهاربند هم محور ویژه

ج : نیروی محوری ستون دهانه مهاربندی :

در حالت اول ستونها باید برای اختلاف فشار پس
کمانشی و ظرفیت کششی مهاربندها طراحی شود!



Column Axial Compression =

$$[\Sigma (R_y F_y A_g) \cos \theta + \Sigma (0.3 P_n) \cos \theta] + P_{gravity}$$

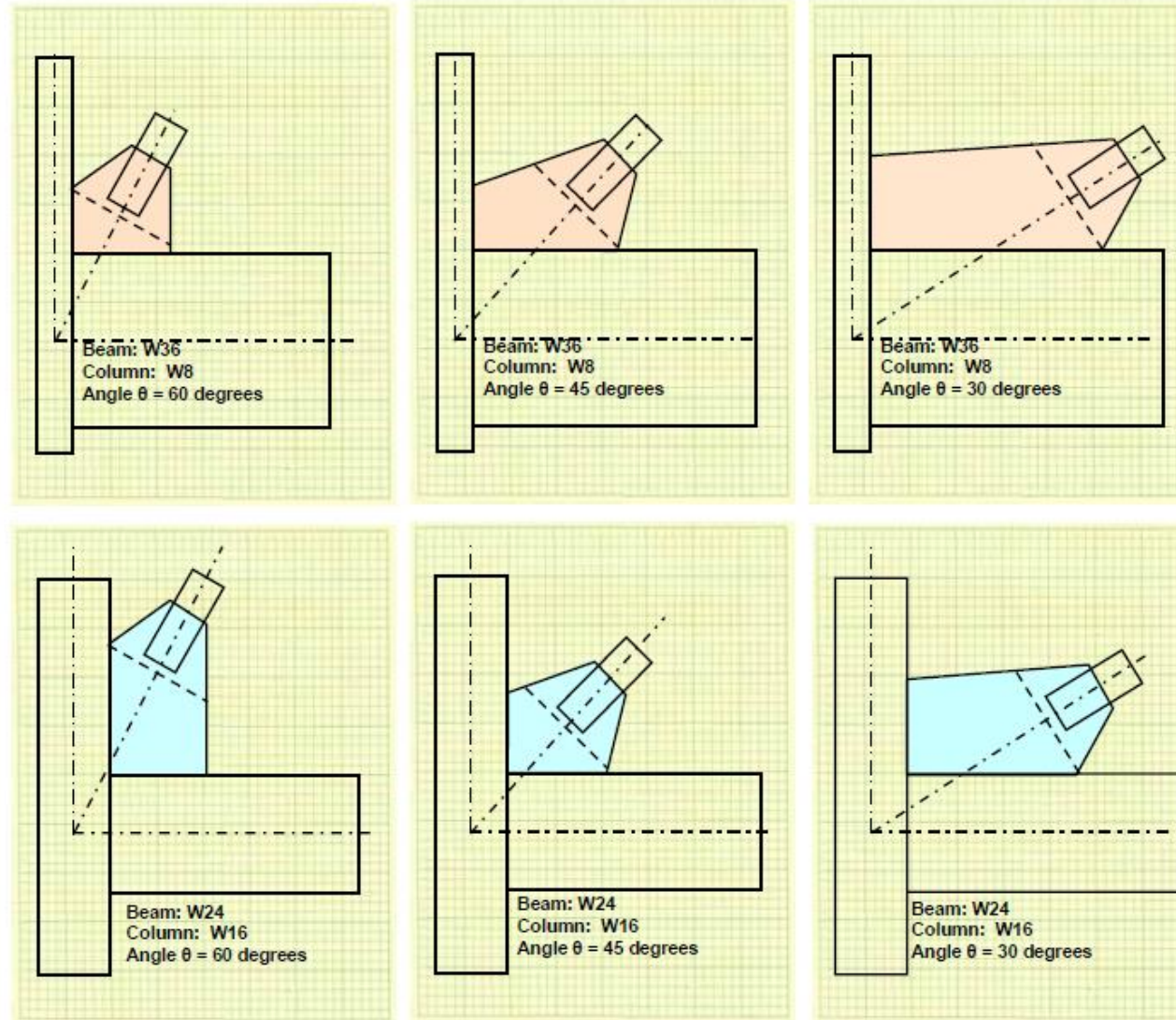
$$[\Sigma (R_y F_y A_g) \cos \theta + \Sigma (P_n) \cos \theta] + P_{gravity}$$

(sum brace forces for all levels above column)

OR

$$\Omega_0 Q_E + \Sigma [(1.2 + 0.2 S_{DS}) D + 0.5 L]$$

طراحی اتصالات مهاربندی (ضوابط طراحی)



لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه- یادآوری

قسمت اول- ضوابط طراحی تیر، ستون و اتصال تیر به ستون (بند ۱۰-۳-۴-۲-۳):

قاب مهاربندی شده همگرا (الزامات خاص)

مقاومت مورد نیاز در طراحی تیرها، ستون ها و اتصالات تیر به ستون در قاب های مهاربندی ویژه بیشترین مقدار ناشی از تحلیل های زیر است.

1 تحلیلی که در آن نیروی مهاربندهای کششی $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندهای فشاری $1.14 F_{cre} A_g$ می باشد.

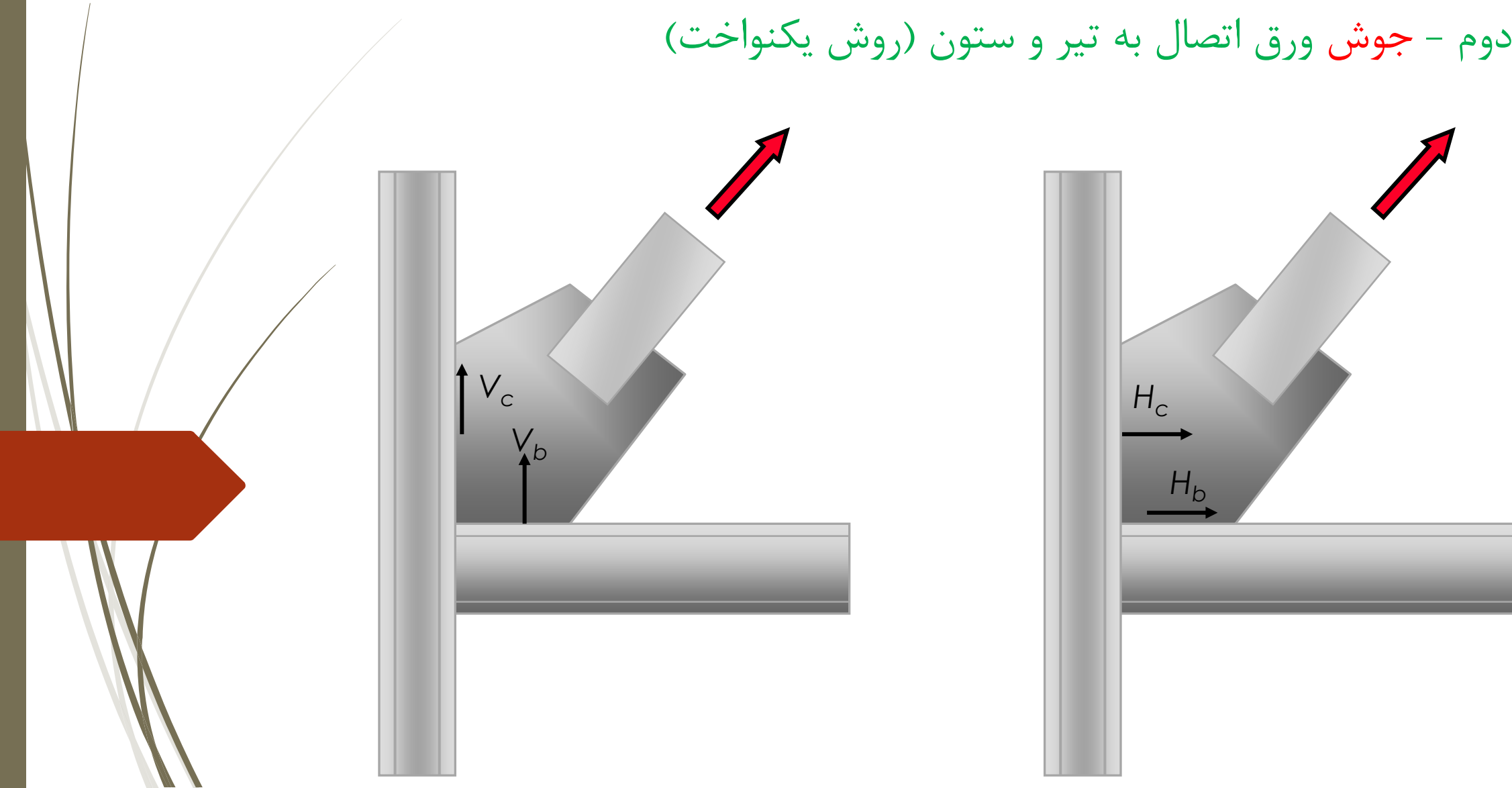
2 تحلیلی که در آن نیروی مهاربندهای کششی $R_y F_y A_g$ و نیروی پس کمانشی مهاربندهای فشاری $0.3 * 1.14 F_{cre} A_g$ می باشد.

F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار کمانشی مهاربند فشاری است که در آن بجای F_y از $R_y F_y$ استفاده شده باشد. برای انجام این تحلیل مطابق اسلایدهای بعد عمل می کنیم.

۱ در AISC نیروی مورد انتظار مهاربند فشاری کمترین مقدار ذکر شده در بالا و $R_y F_y A_g$ گرفته می شود.

طراحی اتصالات قابهای مهاربند هم محور

قسمت دوم - جوش ورق اتصال به تیر و ستون (روش یکنواخت)

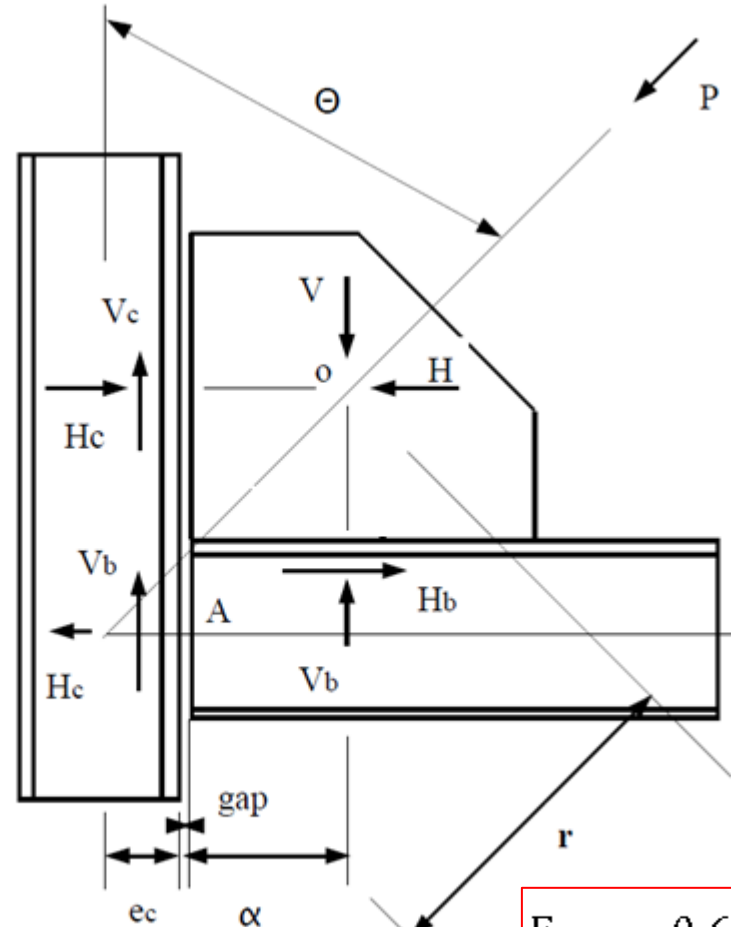


$$\alpha = (\text{gusset plate width}) / 2 + \text{gap}$$

$$\beta = (\text{gusset plate height}) / 2$$

$$P \cdot \sin \theta = H = H_b + H_c$$

$$P \cdot \cos \theta = V = V_b + V_c$$



$$\alpha - \beta \tan \theta = e_b \tan \theta - e_c$$

طراحی اتصالات قابهای مهاربند هم محور

قسمت دوم - جوش ورق اتصال به تیر و ستون (روش یکنواخت)

۲- پارامتر r از رابطه زیر به دست می آید:

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (۶-۱۰)$$

۳- نیروهای بین ورق اتصال و تیر برابرند با:

$$V_B = \frac{e_B}{r} P \quad \text{و} \quad H_B = \frac{\alpha}{r} P \quad (۷-۱۰)$$

۴- نیروهای بین ورق اتصال و ستون برابرند با:

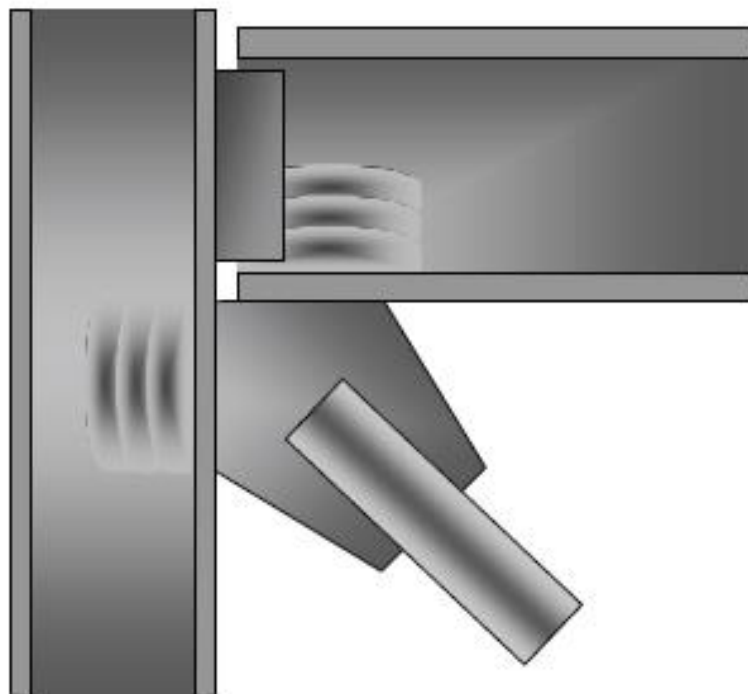
$$V_C = \frac{\beta}{r} P \quad \text{و} \quad H_C = \frac{e_c}{r} P \quad (۸-۱۰)$$

جوش اتصال ورق به تیر و ستون باید برای **برآیند** نیروهای V, H : $\sqrt{V^2 + H^2}$ محاسبه شود. مطابق رابطه شماره AISC 360 J2-5 (و ویرایش ۱۴۰۱) می توان ظرفیت جوش تحت بارهای زاویه دار به مقدار زیر افزایش داد. θ زاویه برآیند H و V با خط جوش است.

$$F_{nw} = 0.60 F_{ue} (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta) \quad (۵-۹-۲-۱۰)$$

طراحی اتصالات قابهای مهاربند هم محور

قسمت سوم - اثر مهاربند بر اتصال تیر به ستون



?



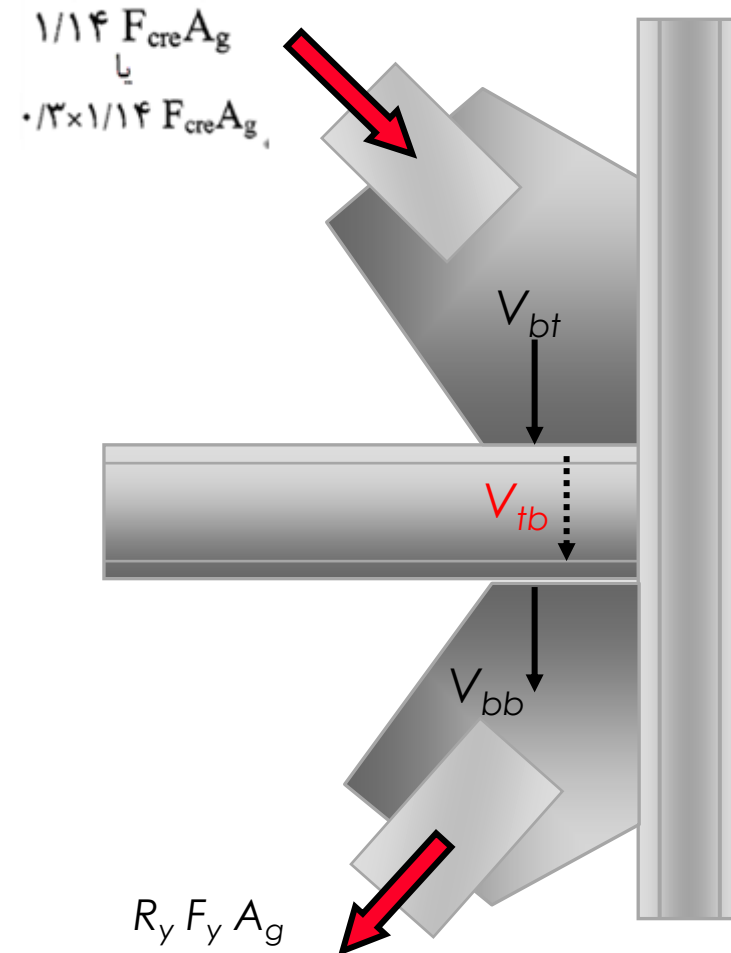
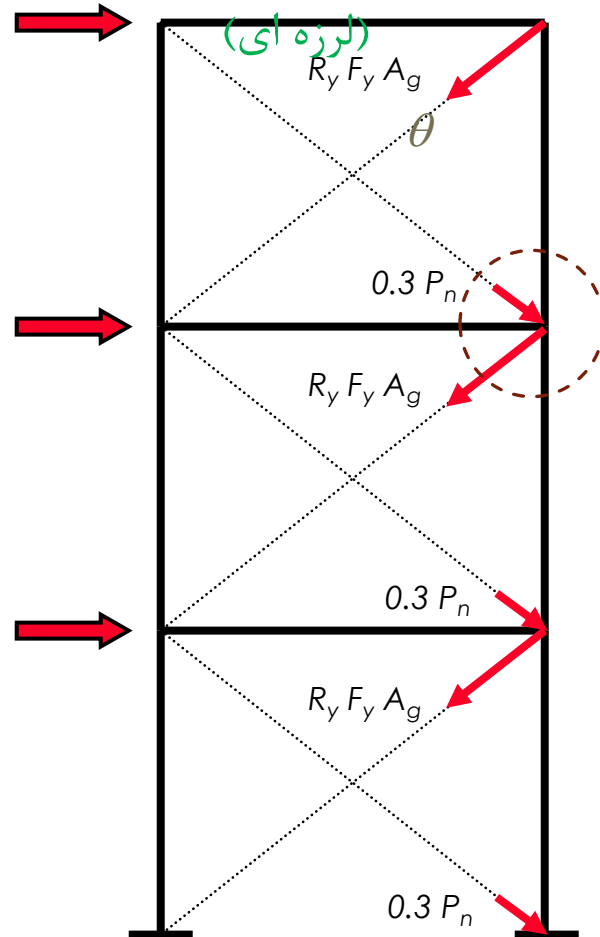
مقاومت فشاری مورد نیاز اتصالات اعضای مهاربندی باید حداقل برابر کوچکترین مقدار از بین $R_y F_y A_g$ و $1.14 F_{cre} A_g / \alpha_s$ در نظر گرفته شود

اتصالات لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

قسمت سوم - اتصال تیر به ستون (بند ۱۰-۳-۱۱-۲)

ویرایش ۱۴۰۱

۱۰-۳-۴-۳ الزامات تحلیل



نکته ۱:

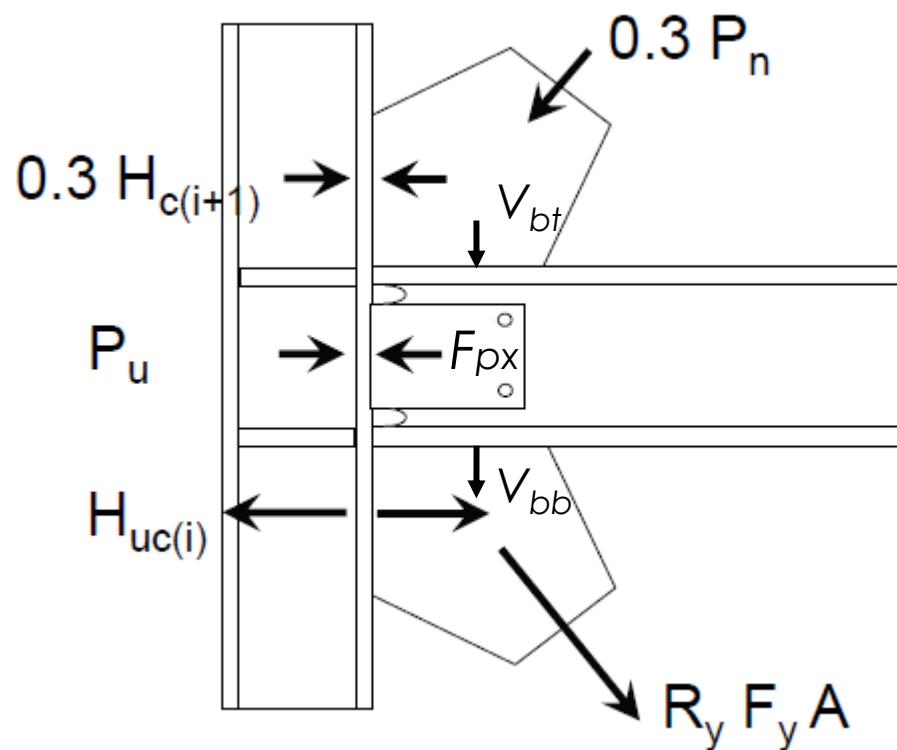
در بررسی اثر مهاربند بر اتصال تیر، باید کمترین و بیشترین نیروهای فشاری مهاربند دیده شود. همچنین علاوه بر کنترل رفتار تیر در فشار (بحث قبلی)، کنترل موضعی جان تیر تحت برش متمرکز V_{tb} برآیند مهاربندها و نیروی محوری P_U نیز باید انجام شود.

اتصالات لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

قسمت سوم – اتصال تیر به ستون (بند ۱۰-۳-۱۱-۲)

نکته ۲:

در کنترل نیروی محوری اتصال علاوه بر اینکه نیروی محوری مهاربند فشاری بالا (یا پایین) کاهنده بوده و لذا برابر کمترین مقدار خود فرض می شود $(0.3P_n)$ ، اثرات کاهنده نیروی محوری جمع کننده ها (F_{px}) نیز می تواند لحاظ شود: (حداکثر فشار)



$$① \quad P_u = H_{uc(i)} - 0.3 H_{c(i+1)} - F_{px}$$

$$② \quad V_{tb} = V_{bt} + V_{bb} \quad \text{حداکثر برش اتصال}$$

نکته ۳:

برای کنترل جان نبشی تحت تنشهای فوق از معیار **وون میزز** و برای جوش ها از **برآیند** نیروهای فوق استفاده می شود.

طراحی اتصالات قابهای مهاربند هم محور

قسمت چهارم - اثر مهاربند بر اتصال تیر به ستون

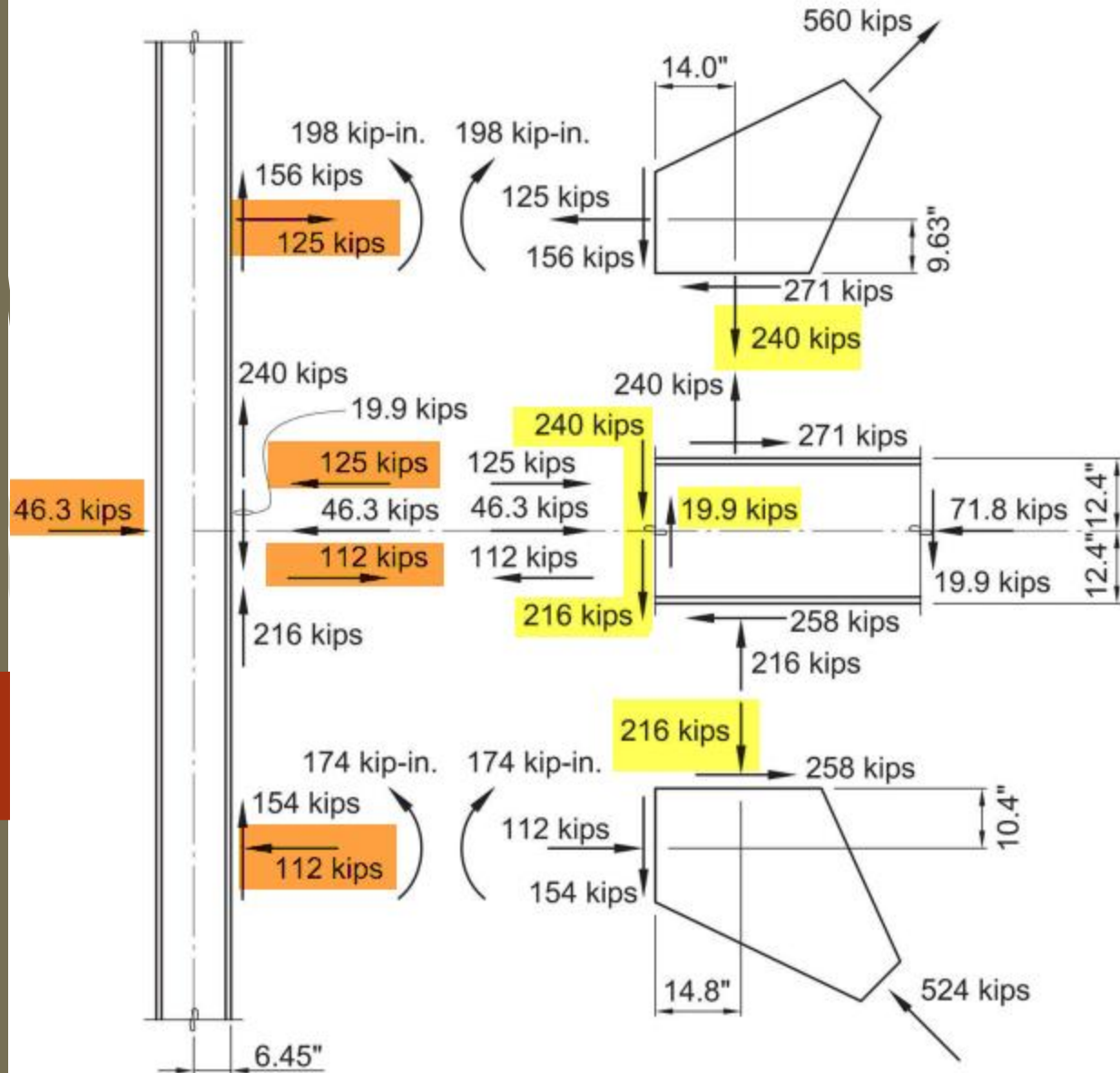
Beam-to-Column Interface—Design Case I

The forces at the beam-to-column interface, shown in Figures 5-57a and 5-57b, are:

LRFD	ASD
Normal: $N_u = 112 \text{ kips} - 46.3 \text{ kips} - 125 \text{ kips} $ $= 59.3 \text{ kips (compression)}$ Shear: $V_u = 240 \text{ kips} + 216 \text{ kips} - 19.9 \text{ kips}$ $= 436 \text{ kips}$	Normal: $N_a = 74.8 \text{ kips} - 31.1 \text{ kips} - 83.2 \text{ kips} $ $= 39.5 \text{ kips (compression)}$ Shear: $V_a = 160 \text{ kips} + 144 \text{ kips} - 12.8 \text{ kips}$ $= 291 \text{ kips}$



Fig. 5-57a. Design Case I gusset interface forces—LRFD.



طراحی اتصالات قابهای مهاربند هم محور

قسمت چهارم - اتصال تیر به ستون

سوال :

در صورت جوابگو نبودن جان تیر در محل اتصال گاست پلایت، آیا می توان از سخت کننده عرضی استفاده نمود؟

$$V_{tb} = V_{bt} + V_{bb} \quad \text{حداکثر برش اتصال}$$

پاسخ :

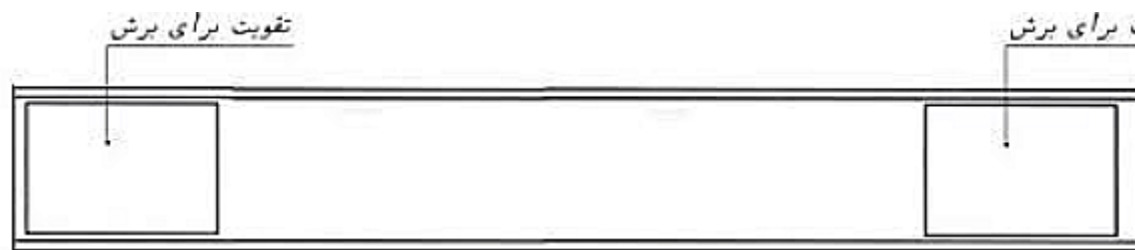
استفاده از سخت کننده عرضی در دو حالت امکان پذیر است:

۱- نسبت ارتفاع به ضخامت جان تیر بیشتر از ۷۱.۷ باشد.

$$h/t_w \leq 2/46 \sqrt{E/F_y} \quad \leftarrow \text{غیر کاربردی :}$$

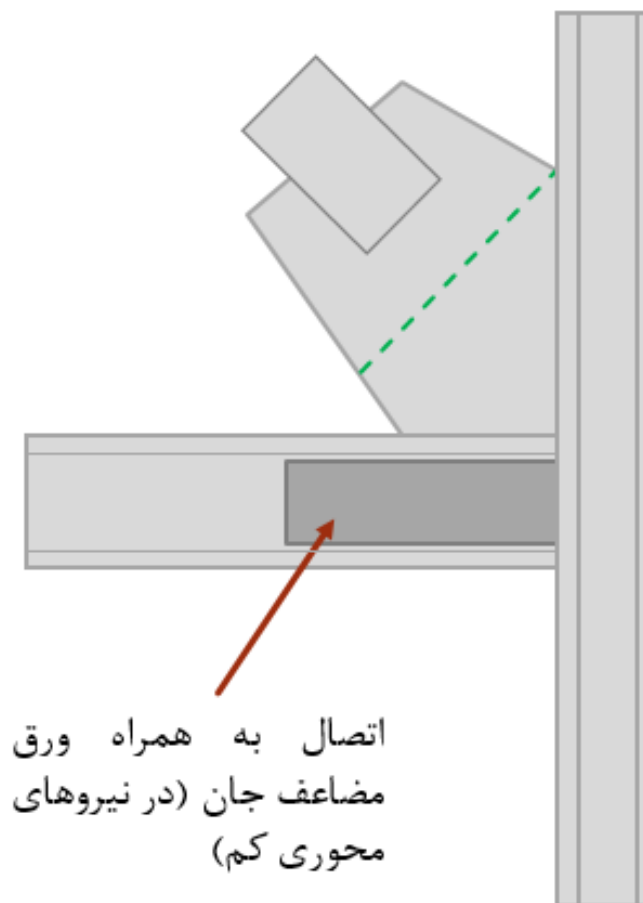
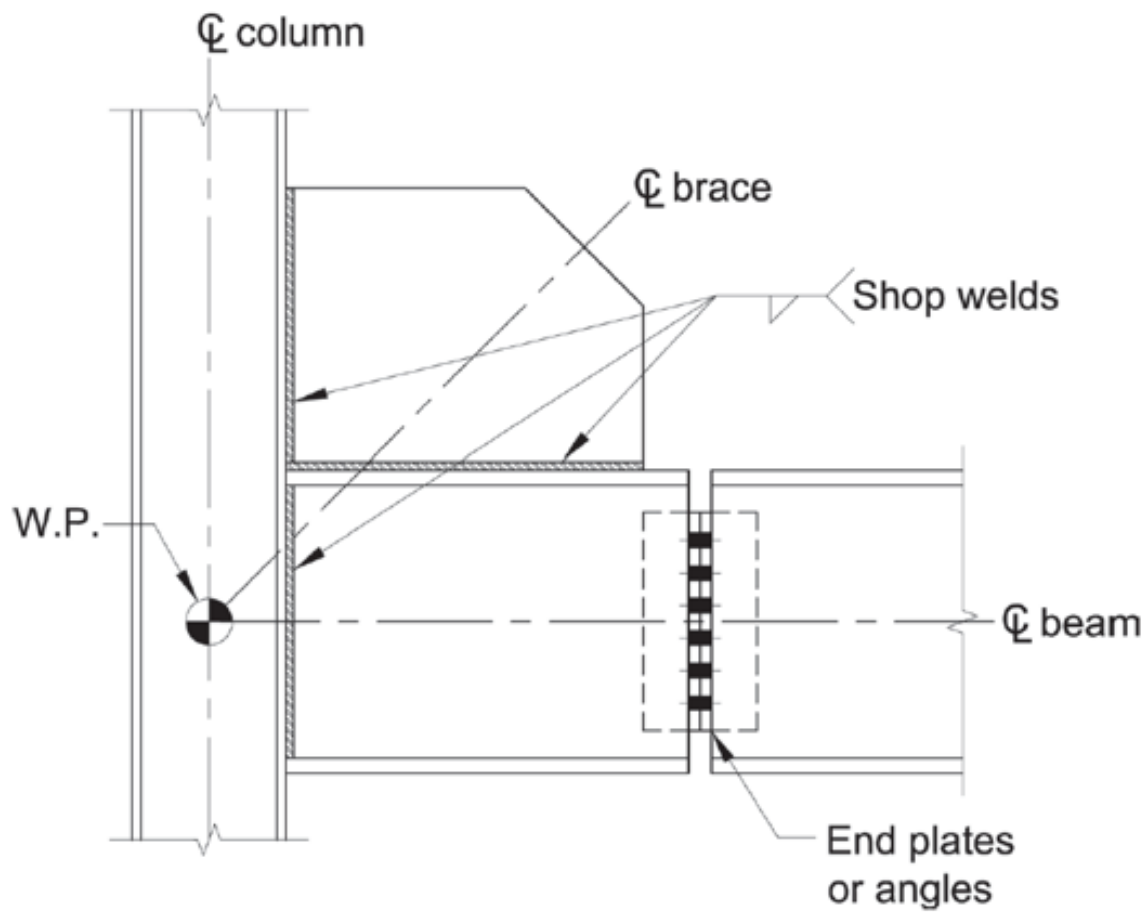
۲- لهیدگی یا تسلیم موضعی در جان رخ دهد. (با توجه به عرض گاست بعید به نظر می رسد).

۳- برای تقویت می توان ورق مضاعف جان نصب نمود: $\leftarrow$



اتصالات لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

قسمت سوم - اتصال تیر به ستون

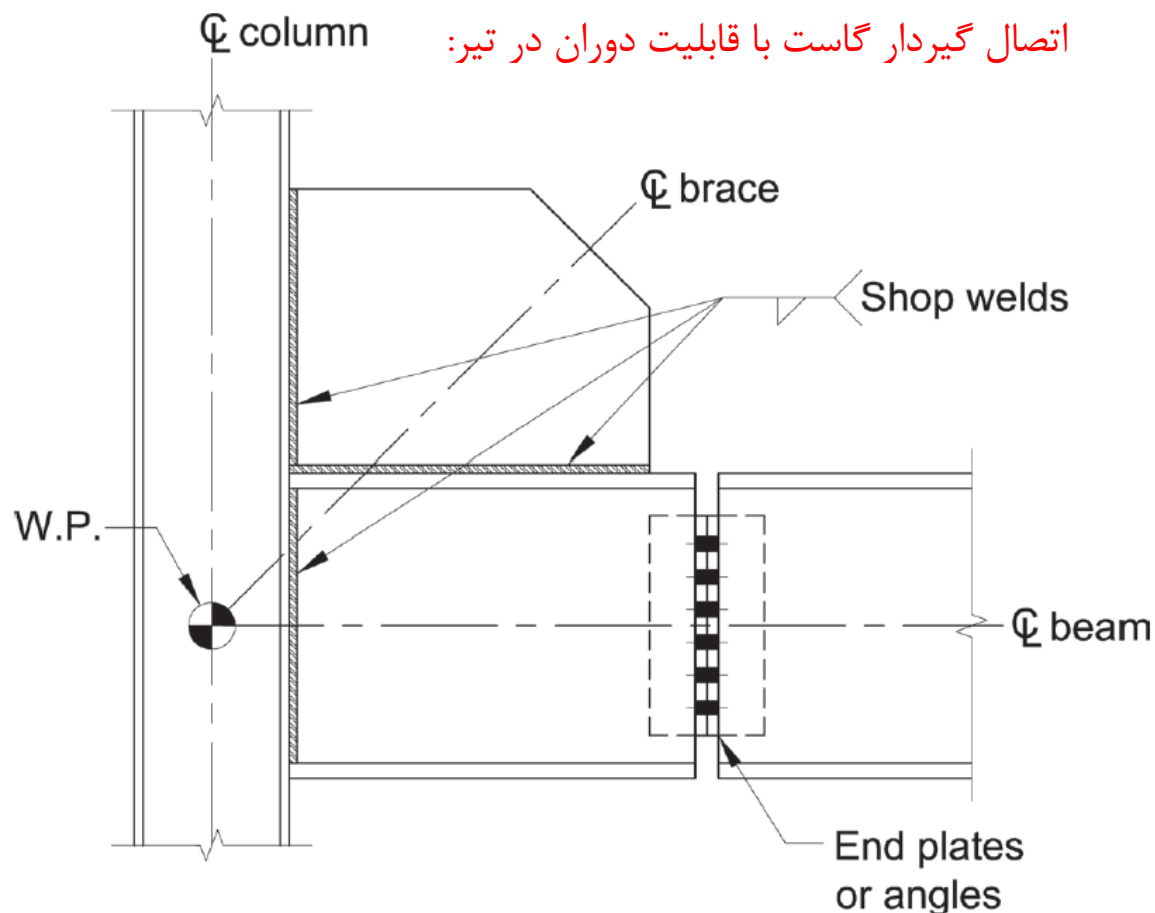


اتصالات لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

قسمت سوم – اتصال تیر به ستون (بند ۱۰-۳-۱۱-۲)

جمع بندی :

اتصال گیردار گاست با قابلیت دوران در تیر:



۱- تیر دهانه مهاربندی باید برای نیروی محوری فشاری ناشی از اختلاف نیروهای کششی و فشار پس کمانش مهاربند ها (و در نبود قید دیافراگم) طراحی شود.

۲- اتصال تیر به ستون باید یکبار برای برش حداکثر و یکبار برای نیروی محوری فشاری حداکثر ناشی از اثرات اتصال مهاربند (اسلاید قبلی) طراحی شود.

۳- اتصال باید اجازه دوران حداقل ۰.۰۲۵ رادیان را به تیر در محل اتصال و یا قبل از اتصال گاست (شکل روبرو) بدهد و یا به صورت گیردار کامل و البته می تواند مطابق ضوابط قاب خمشی معمولی طراحی شود.
(AISC 341-16, F-6b)

اتصالات لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

قسمت سوم - اتصال تیر به ستون (ویرایش ۱۴۰۱)

۱۰-۳-۴-۲-۶ اتصال تیر به ستون

در قابهای مهاربندی شده همگرای ویژه اگر اتصال ورق گسلست (ورق اتصال) هم به تیر و هم به ستون صورت گیرد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد:

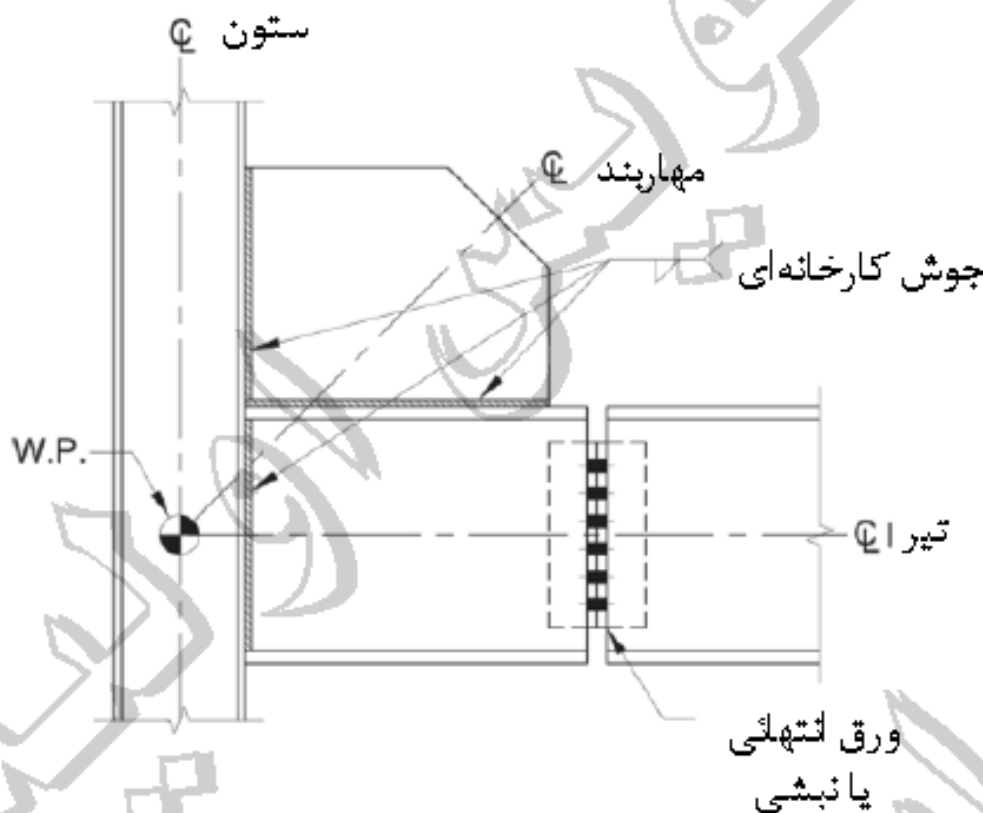
الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲-۱۰-الف به صورت یک اتصال ساده (مفصلی)

باشد به نحوی که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد. در شکل ۱۰-۲-۴-۳-۱۰

چند نمونه از پیکربندی‌های متداول اتصال مفصلی تیر به ستون که این الزام قابلیت دوران را تأمین می‌نمایند نشان داده شده است

ب) اتصال تیر به ستون به صورت یک اتصال صلب خمشی مطابق الزامات اتصالات گیردار در

قابهای خمشی معمولی طراحی شود.



طراحی اتصالات قابهای مهاربند هم محور

قسمت چهارم - اتصال مهاربند ۷ و ۸ به تیر

کنترل جان تیر (در برش):

همچنین بر اثر این نیروها یک **برش موضعی** در **محدوده اتصال** بر جان تیر اثر می کند که به قرار رابطه شکل زیر است. **نکته:** توجه نمایید که لنگر موضعی که باعث ایجاد برش موضعی می گردد در حالت قبل از کمانش حداکثر خواهد بود (زیرا تصویر افقی نیروها جمع می شوند) همچنین علامت برش متناسب با جهت زلزله مثبت (نیرو در راستای مثبت X) و منفی (نیرو در راستای منفی X) خواهد بود.

$$V_{max} = R_1 + 0.5w_l L_g$$

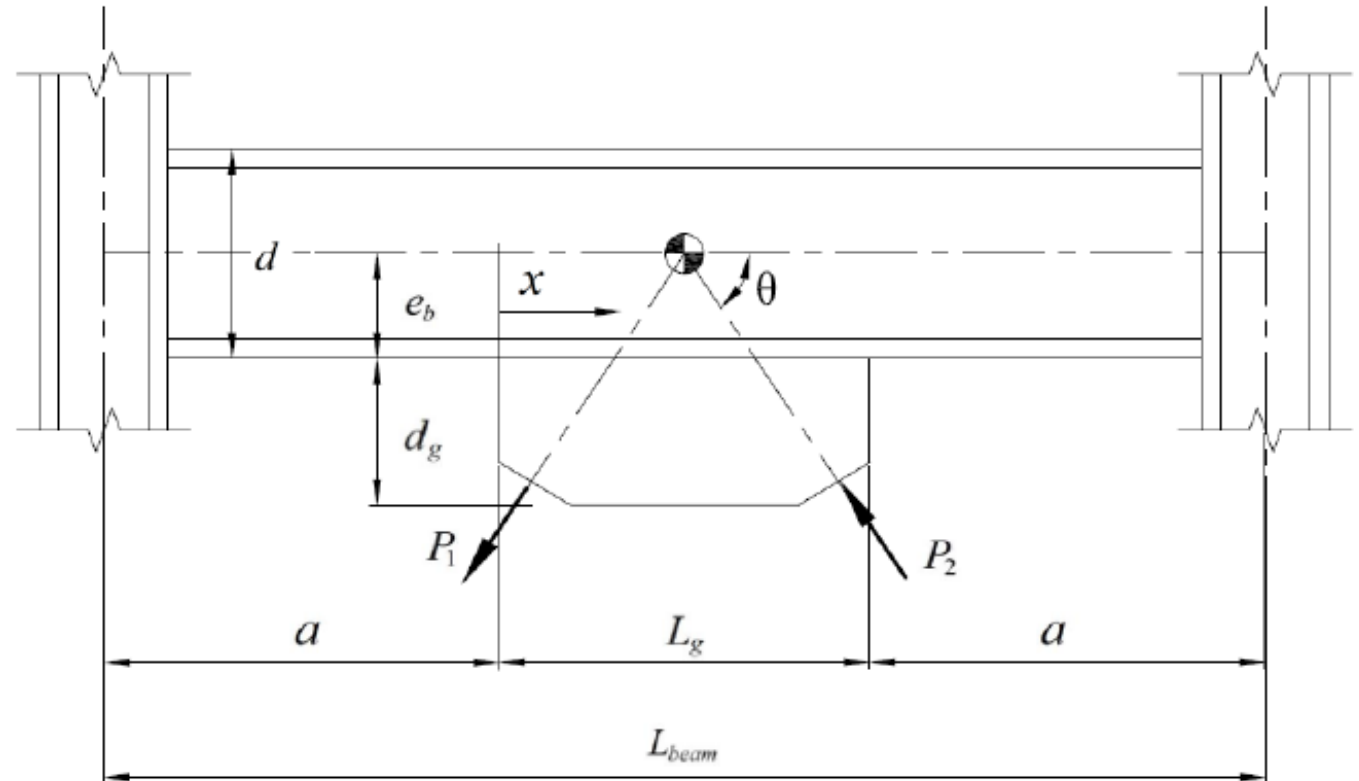
برش ناشی از مولفه
قائم (بعد از کمانش)

$$w_l = -\left(\frac{4M_{a-a}}{L_g^2}\right)_t - \left(\frac{4M_{a-a}}{L_g^2}\right)_b + \left(\frac{\sum V}{L_g}\right)_t + \left(\frac{\sum V}{L_g}\right)_b$$

$$V_b = \frac{2M_{a-a}}{L_g}$$

برش مولفه افقی:

$$= \frac{(P_1 + P_2)(\cos \theta)d}{L_g}$$

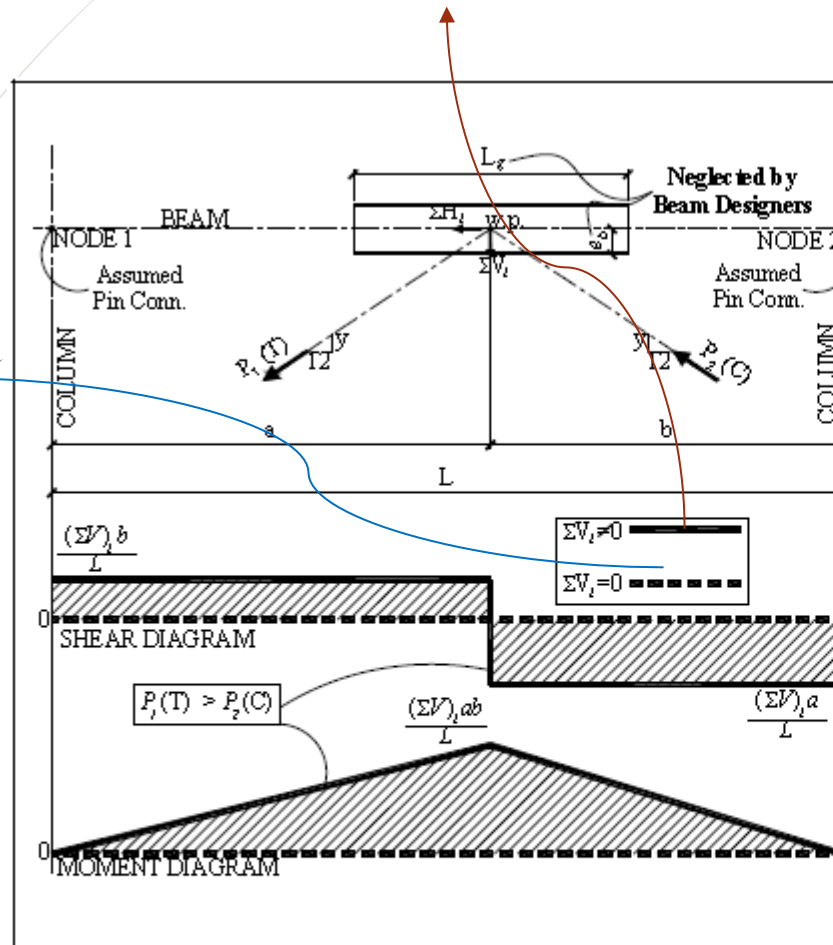


طراحی اتصالات قابهای مهاربند هم محور

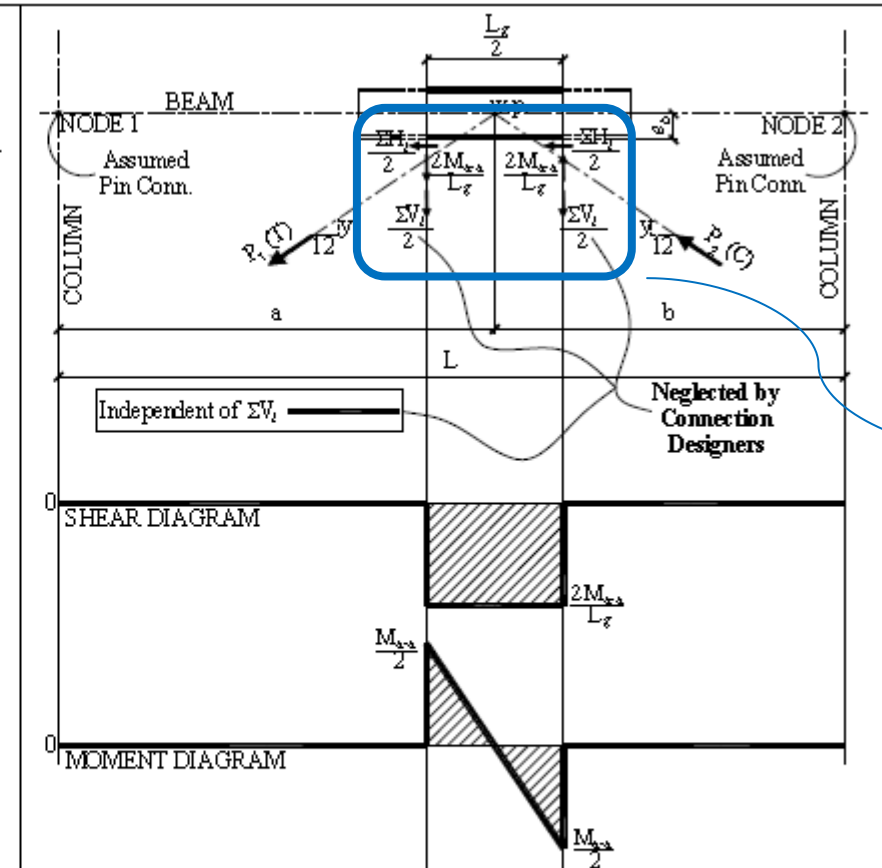
قسمت چهارم - اتصال مهاربند ۷ و ۸ به تیر

بعد از کماتش (تعادل قائم برابند نیروهای مهاربند وجود ندارد)

قبل از کماتش
(تعادل قائم برابند
نیروهای مهاربند
وجود دارد)



(a) beam designer analysis;
span and w.p. considered; local effects
ignored



(b) connection designer analysis;
span and w.p. ignored; local effects
considered

اثرات اندرکنشی
نیروهای محدوده
اتصال با برش تیر
در نظر گرفته
نمی شود.

طراحی اتصالات قابهای مهاربند هم محور

قسمت چهارم - اتصال مهاربند ۷ و ۸ به تیر

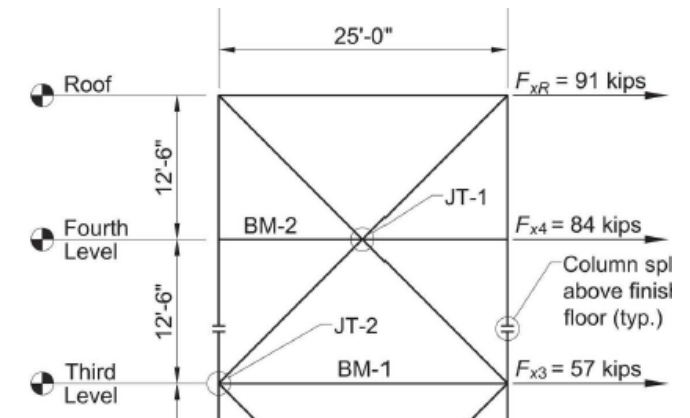
ت) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کماتش جانبی-پیچشی باشند. برای این منظور در محل اتصال مهاربندها به تیر تعبیه مهار جانبی الزامی است، مگر آنکه تیر دارای مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای تأمین پایداری در بین دو انتهای مهارشده، باشد. ۱-۴-۳-۱۰ مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸

نکته ۲:

چنانچه مهاربند مطابق اسلاید قبلی در دو طبقه به صورت قرینه باشد رابطه برش باید جمع نیروهای وارد بر ۲ طبقه باشد: (JT-1)

$$V_{EL} = \frac{2(P_1 + P_2)_3 \sin \theta_{eb}}{L_g} + \frac{2(P_1 + P_2)_4 \sin \theta_{eb}}{L_g}$$

در رابطه بالا ۳ و ۴ نشان دهنده شماره طبقه و θ_{eb} همان نصف ارتفاع تیر است و Θ زاویه با محور قائم (تصویر افقی) مدنظر است.



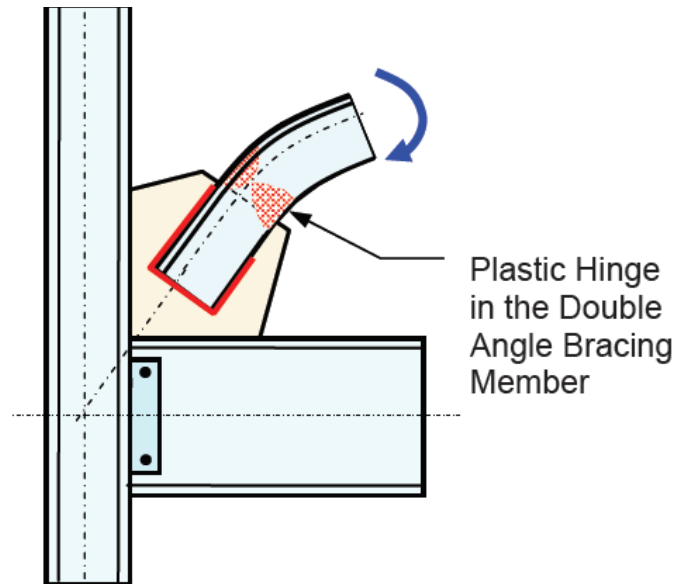
اتصالات لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

قسمت پنجم - ضوابط لرزه ای طراحی اتصال - کمانش مهاربند فشاری

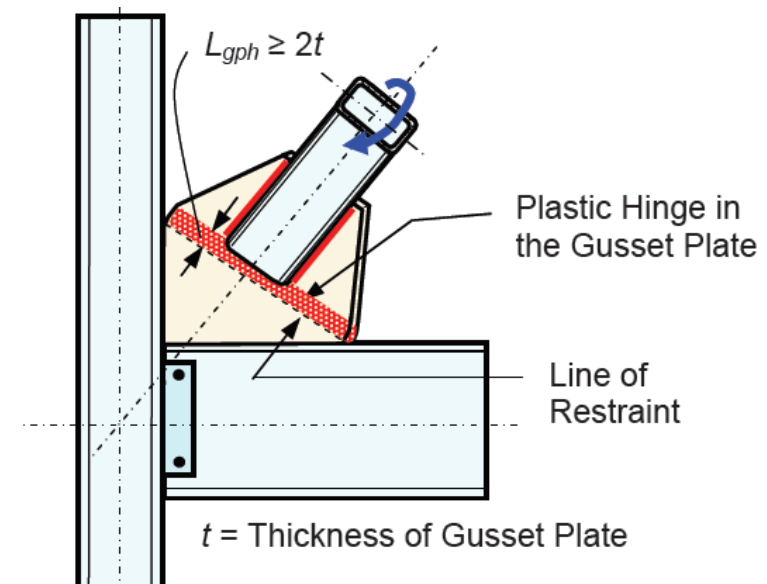
۱۰-۳-۱۱-۳ اتصال مهاربندی‌ها

پ) سازگاری اتصال با کمانش مهاربندی‌ها

به منظور سازگاری اتصال با کمانش مهاربندی‌ها، اتصالات مهاربندی‌ها باید یکی از الزامات زیر را برآورده نمایند.



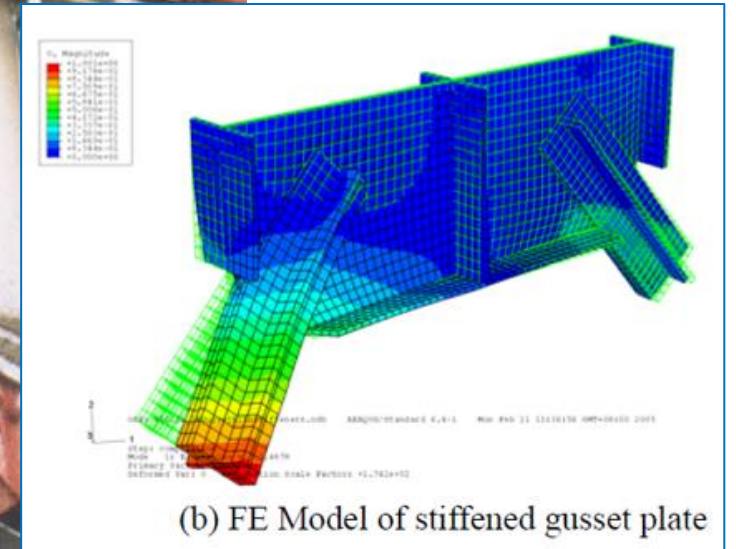
(a) In-Plane Buckling of Member



(b) Out-of-Plane Buckling of Member

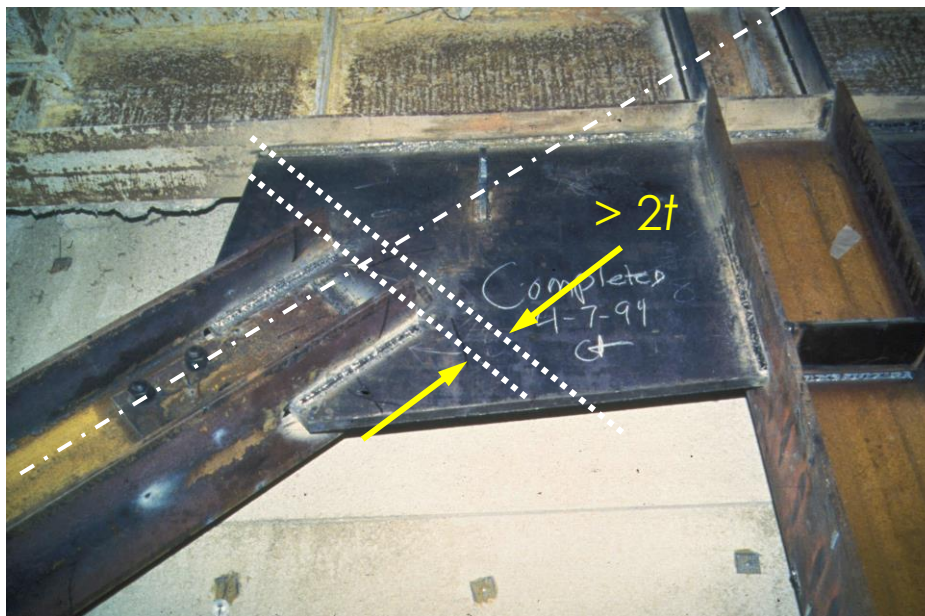
اتصالات لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

(۱) اتصال اعضای مهاربندی باید دارای مقاومت خمشی مورد نیاز حداقل برابر $1/1 R_y M_p$ باشد که در آن، M_p لنگر خمشی پلاستیک مقطع عضو مهاربندی حول محور کمانش بحرانی مقطع است.



اتصالات لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

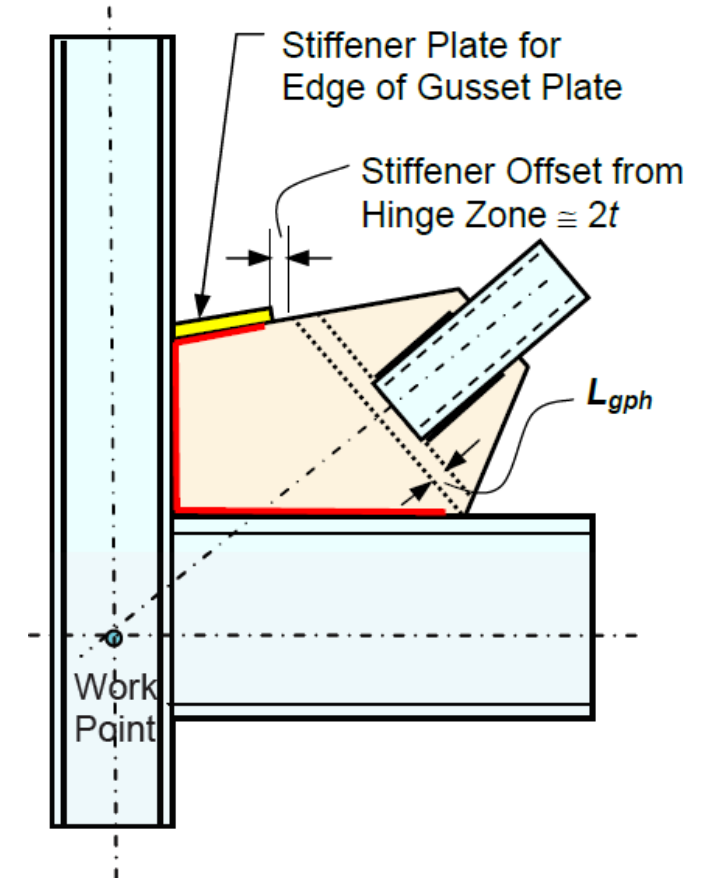
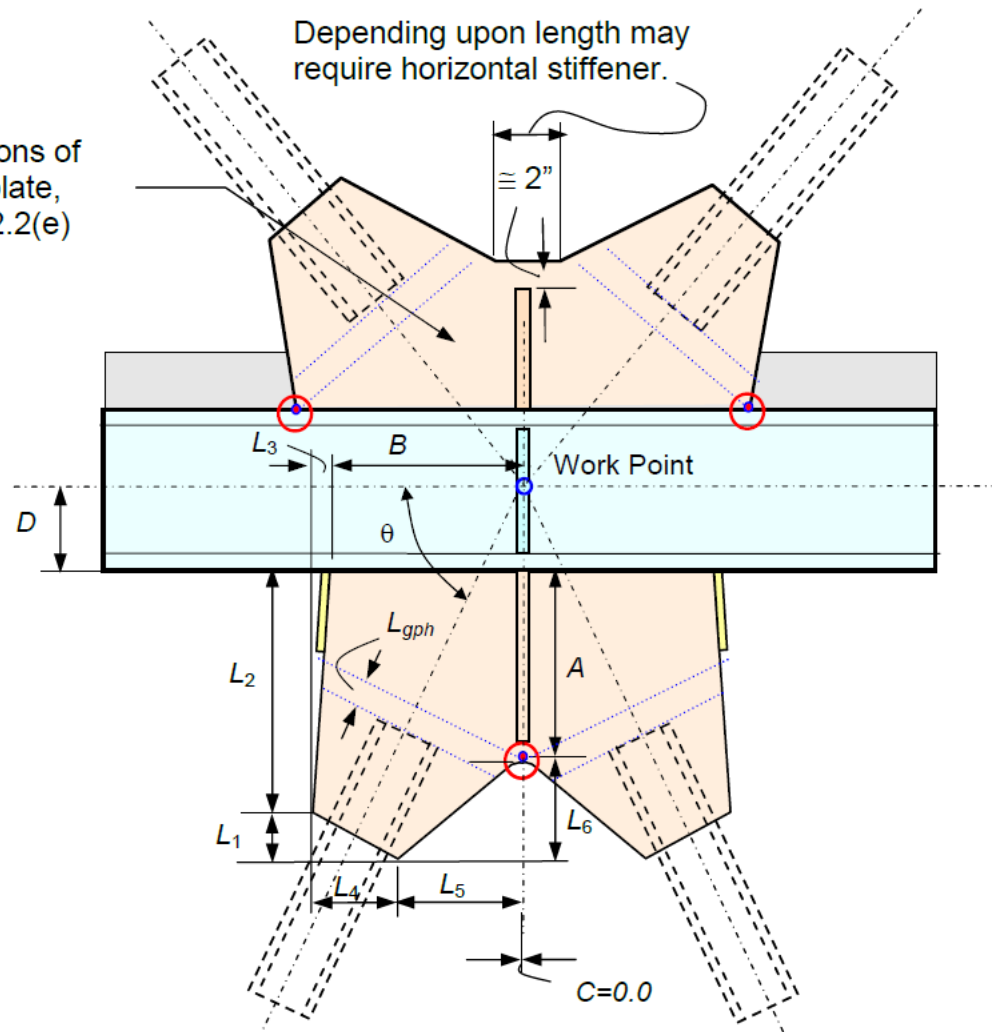
(۲) سازگاری با دوران غیرالاستیک حاصل از تغییرشکل‌های پس از کمانش در خارج از صفحه مهاربندی از طریق مهیا نمودن شرایط کمانش بحرانی مهاربندی در خارج از صفحه قاب و قطع مهاربندی به اندازه دو برابر ضخامت صفحه اتصال ($2t$) قبل از خط تکیه‌گاهی ورق اتصال (خط آزاد خمش). در این مبحث رعایت ضابطه تکمیلی خاصی برای کنترل کمانش لبه آزاد ورق اتصال الزامی نیست.



اتصالات لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

قسمت پنجم - ورق سخت کننده

For dimensions of top gusset plate, see Figure 2.2(e)



اتصالات لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

۱۰-۳-۴-۲-۶-۳ اتصال اعضای مهاربندی (ویرایش ۱۴۰۱)

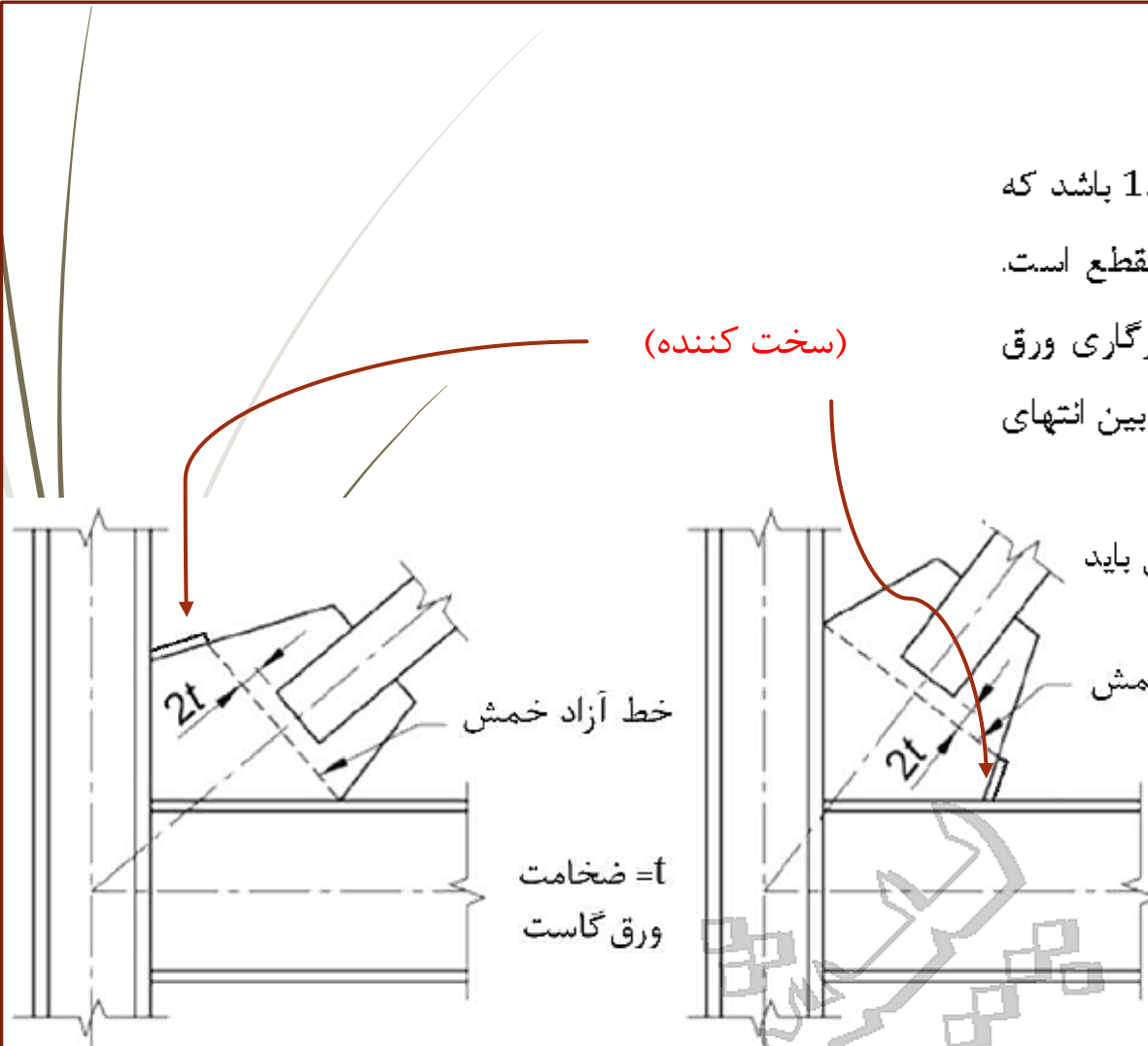
ب) مقاومت خمشی موردنیاز

اتصال اعضای مهاربندی باید دارای مقاومت خمشی موردنیاز حداقل برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ باشد که در آن، M_p لنگر خمشی پلاستیک مقطع عضو مهاربندی حول محور کمانش بحرانی مقطع است. در صورت حاکم بودن کمانش خارج از صفحه مهاربندی و تأمین شرایط مناسب سازگاری ورق اتصال با کمانش خارج از صفحه، نظیر تأمین فاصله حداقل $2t$ مطابق شکل ۱۰-۳-۴-۲-۶ بین انتهای مهاربند تا خط آزاد خمش، لزومی به در نظر گرفتن مقاومت خمشی موردنیاز نیست.

برای کمانش خارج از صفحه اعضای مهاربندی، جوش‌های متصل به تیر و ستون ورق اتصال باید تبصره: در صورت تأمین فاصله $2t$ (مطابق شکل ۱۰-۳-۴-۲-۶)، به جای استفاده از الزام فوق این جوش‌ها می‌توانند بر اساس بزرگ‌ترین مقدار به دست آمده از حالت‌های زیر طراحی شوند:

۱- نیروهای ایجادشده در لبه‌های ورق اتصال ناشی از مقاومت فشاری موردنیاز اتصال عضو مهاربندی (مطابق بند ب)

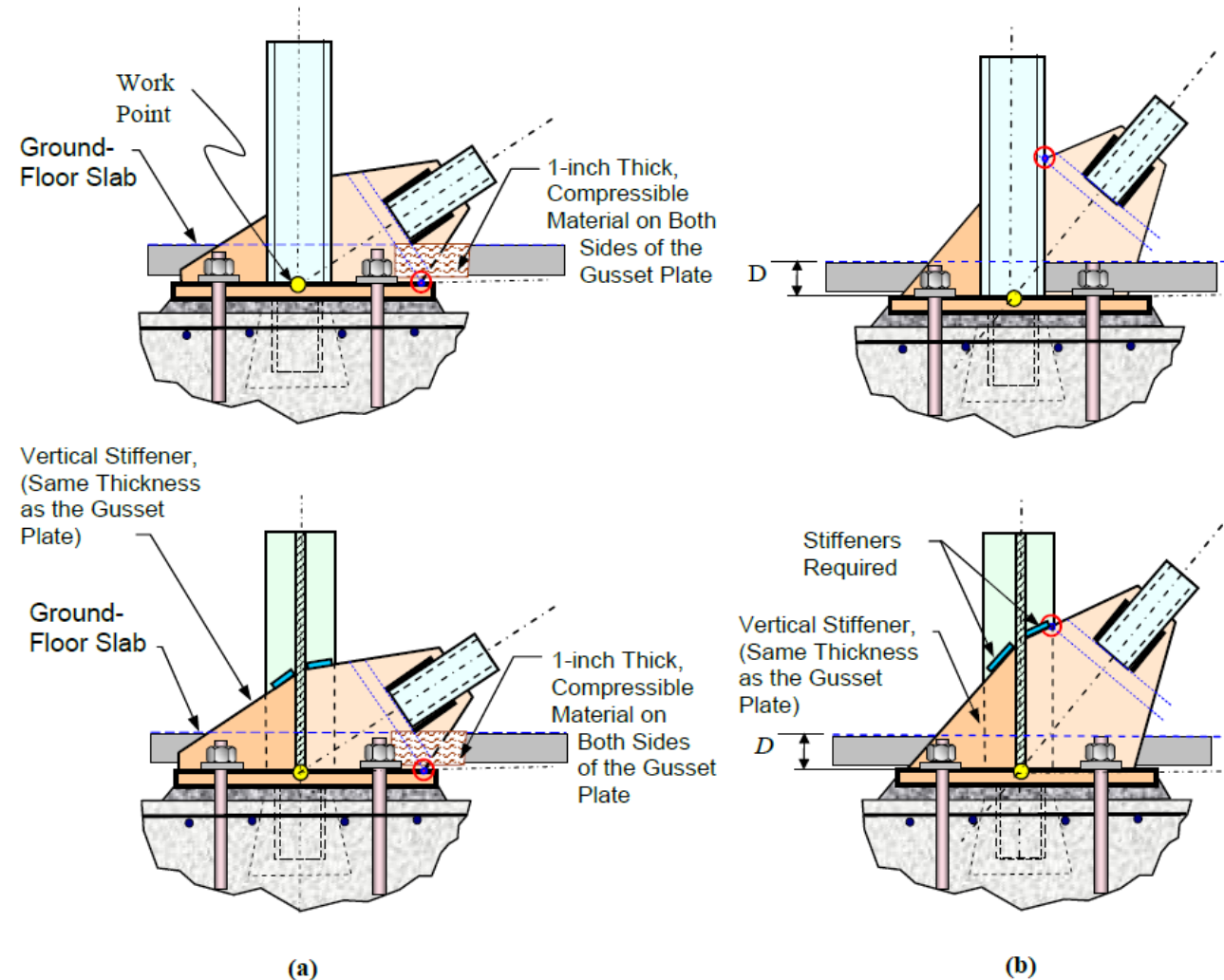
۲- نیروهای ایجادشده در لبه‌های ورق اتصال ناشی از ۰.۳ مقاومت فشاری موردنیاز اتصال عضو مهاربندی در ترکیب با اثر مقاومت خمشی مورد انتظار ورق اتصال نسبت به محور ضعیف آن در محل خط آزاد خمش



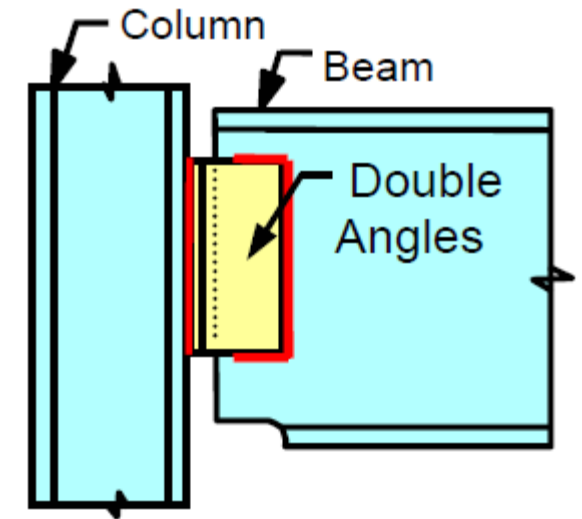
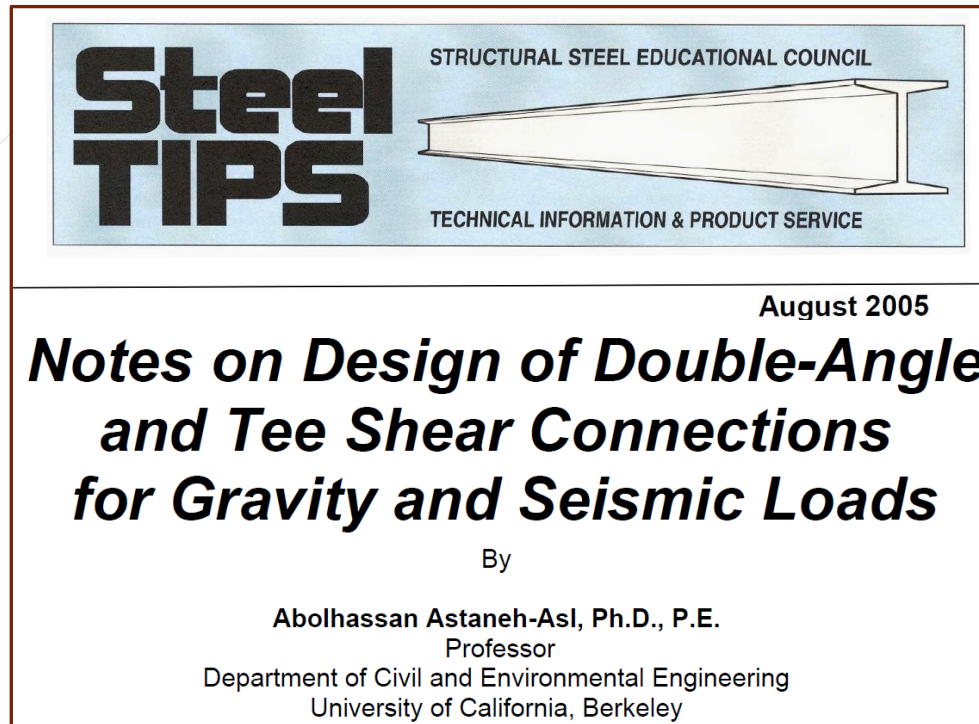
شکل ۱۰-۳-۴-۲-۶: سازگاری ورق اتصال (ورق گاست) با کمانش خارج از صفحه عضو مهاربندی

اتصالات لرزه ای قابهای مهاربند هم محور ویژه

قسمت ششم - اتصال به کف ستون



طراحی اتصالات ساده (لرزه ای)

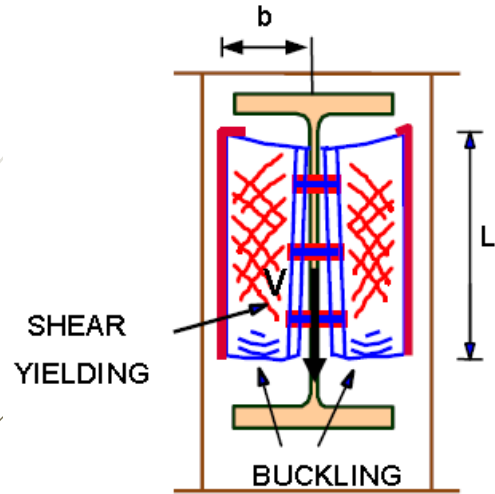


(d) Welded-Welded

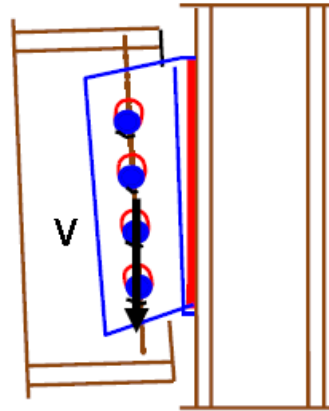
مدهای خرابی :

1. Yielding of the gross area of the angle legs (ductile)
2. Bearing yielding of the bolt holes in the angles and/or the beam web (ductile)
3. Fracture of the edge distance of the bolts (brittle)
4. Shear fracture of the net area of the angles (brittle)
5. Fracture of the bolts (brittle)
6. Fracture of the welds (brittle)

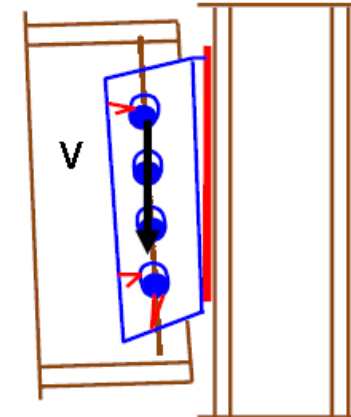
طراحی اتصالات ساده (لرزه ای)



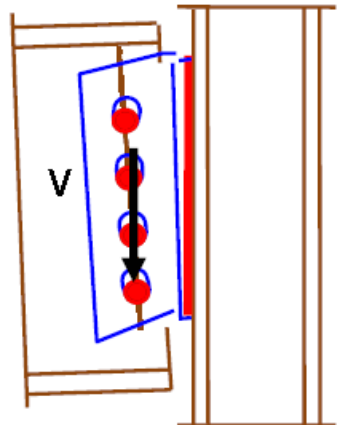
1. Shear Yielding of Legs



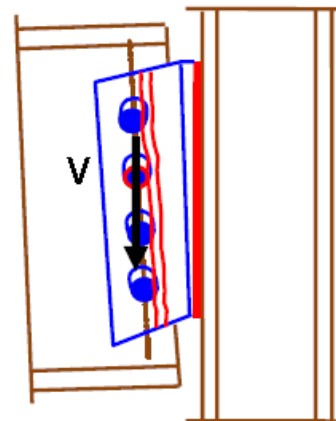
2. Bearing Failure



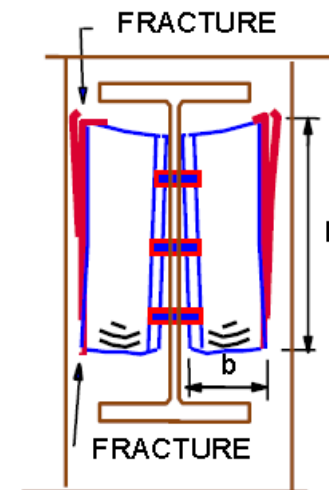
3. Edge Distance or Bolt Spacing Failure



4. Shear Failure of Bolts



5. Shear Fracture of 2L Net Areas



6. Fracture of Welds

طراحی اتصالات ساده (لرزه ای)

۳-۱۰ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند

در ساختمان‌های بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند ولی از طریق دیافراگم‌های کف‌ها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای اثر ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه، بند (۳-۵-۲)، طراحی شوند. در این محاسبات، در صورت نیاز، اثر $P-\Delta$ باید منظور گردد.

۳-۵-۲ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_M به دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز نماید.

- در سایر ساختمان‌ها (بلندتر از ۵ طبقه) $\Delta_a = 0.020h$

بنابراین مطابق روابط فوق دوران نسبی مجاز طبقه ۰.۰۲ رادیان است! پس اگر اتصال بتواند این میزان دوران را به همراه مقادیر زیر (قبل از گسیختگی) تامین کند مشکلی نخواهد داشت!

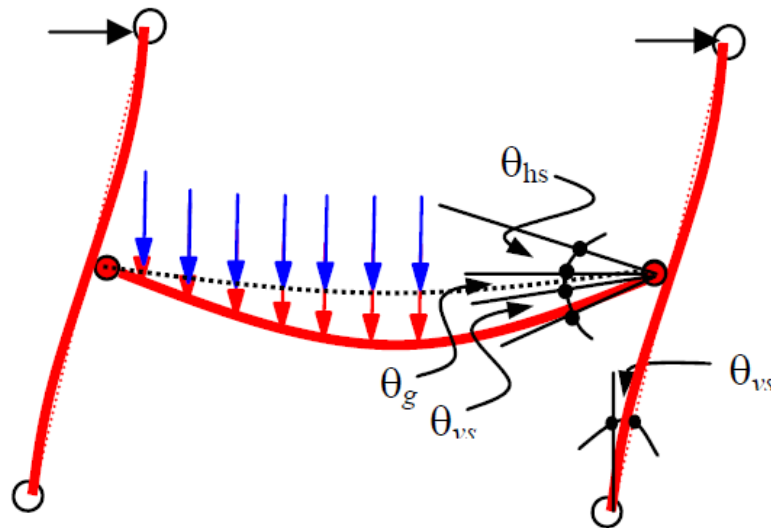
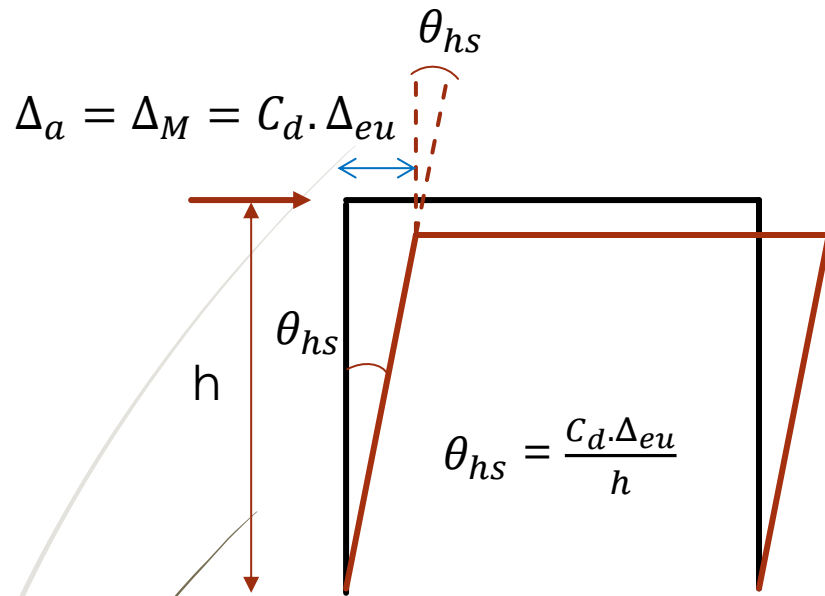
$$\theta_t = \theta_g + \theta_{vs} + \theta_{hs} = 0.024 \sim 0.034$$

$\theta_g =$ دوران ناشی از بار ثقلی موثر (0.004 rad)

$\theta_{hs} =$ دوران ناشی از بار جانبی (0.02 rad)

$\theta_{vs} =$ دوران ناشی از زلزله قائم $(0.5 \times 0.02 \text{ rad}) = 0.01$

AISC 341-16 ,
Minimum Rot :
0.025 rad

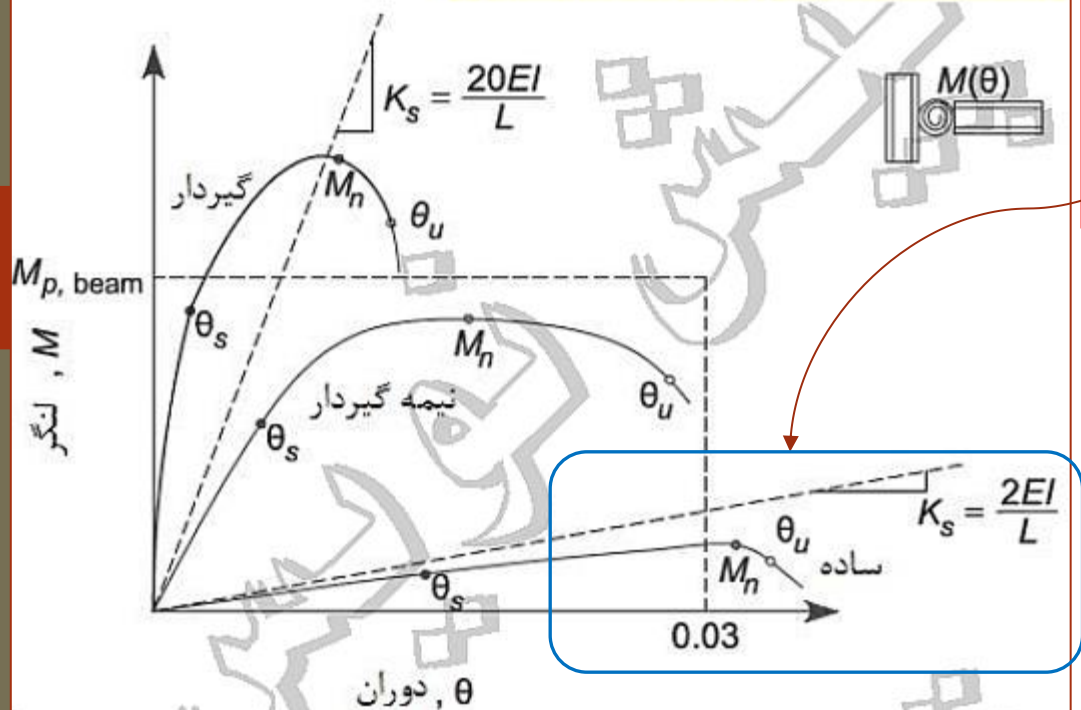


طراحی اتصالات ساده (لرزه ای) (ویرایش ۱۴۰۱)

۱۰-۳-۲-۱۶ الزامات همسازی اعضای غیر باربر لرزه‌ای

در ساختمان‌هایی که در آن‌ها بخشی از اعضا و اتصالات جزئی از سیستم باربر لرزه‌ای نیستند، اما از طریق دیافراگم‌های کف با سیستم باربر لرزه‌ای مرتبط هستند، اعضا و اتصالات غیر باربر لرزه‌ای باید بتوانند بارهای ثقلی و آثار $P-\Delta$ ناشی از آن‌ها در حضور تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح را تحمل نمایند. در صورتی که در این بخش از ساختمان اتصالات تیرها به ستون‌ها مفصلی باشد، رعایت ضابطه دیگری غیر از آنچه در فصل ۲-۱۰ این مبحث آمده است، الزامی نیست. اما چنانچه اتصالات تیرها به ستون‌ها گیردار باشند، این اتصالات باید الزامات مربوط به قاب‌های خمشی معمولی را تأمین نمایند.

۱۰-۲-۹-۲-۱ انواع اتصالات ساختمانی



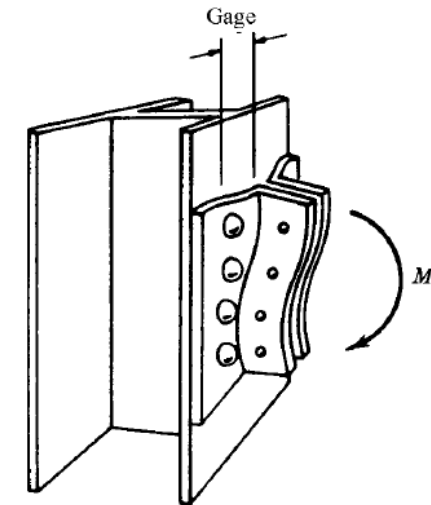
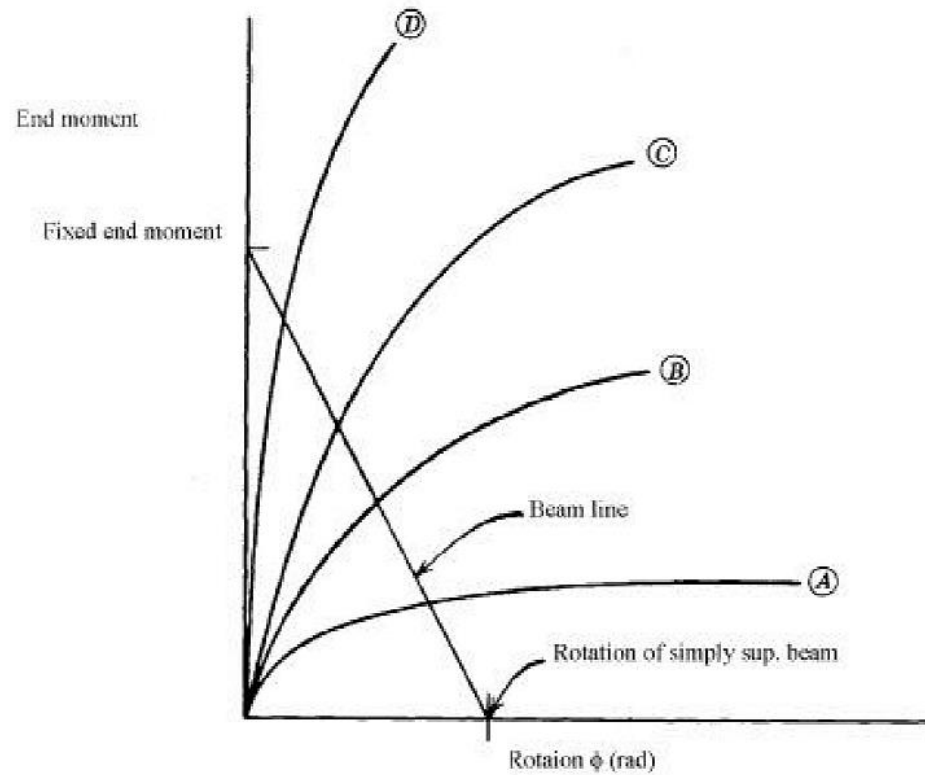
یادآوری: (دوران نبشی)

$$\theta = \frac{12R_u e g_e^3}{t^3 L^3 E} \geq \frac{2\Delta}{L} \text{ تیر (0.008 rad)}$$

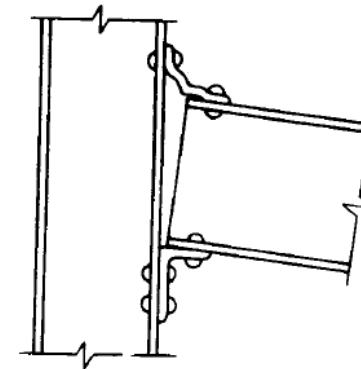
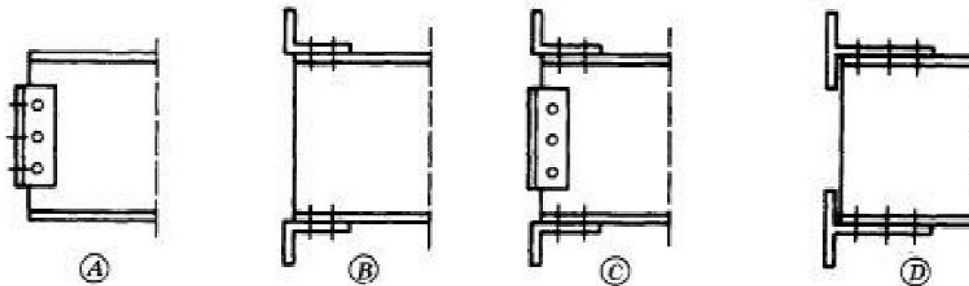
$$\theta = \frac{3R_u e g_e^3}{t^3 L^3 E} \geq \frac{2\Delta}{L} \text{ تیر (اتصال پیچی پرمقاومت)}$$

طراحی اتصالات ساده

انواع اتصال ساده (مفصلی)



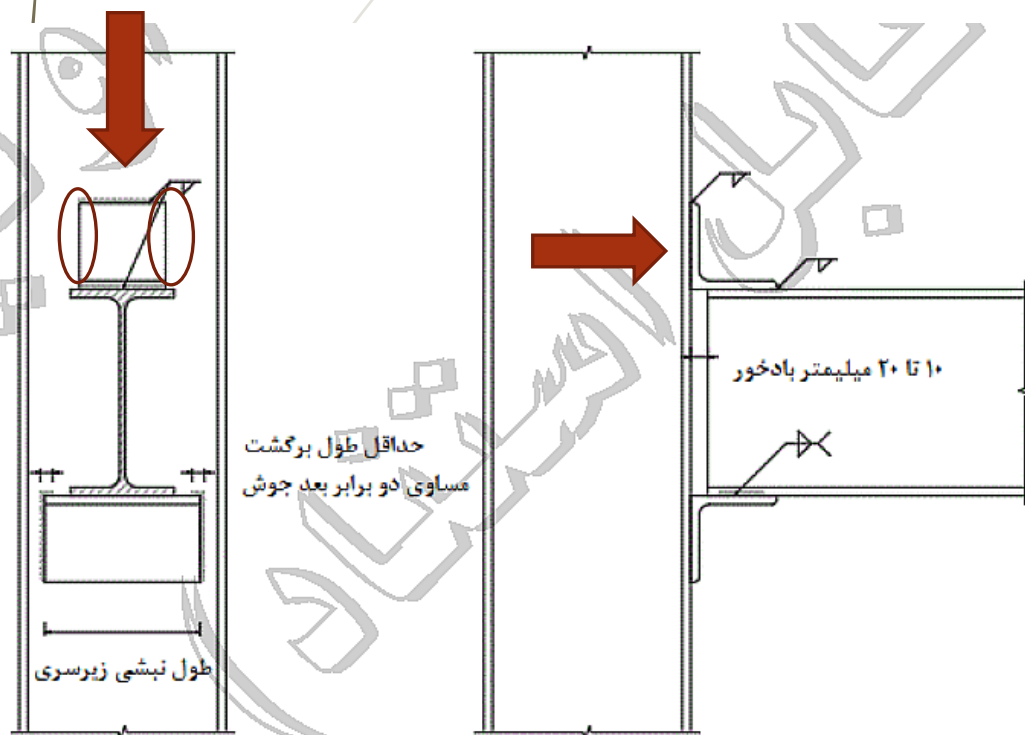
Deformation of
web angle connection



طراحی اتصالات ساده

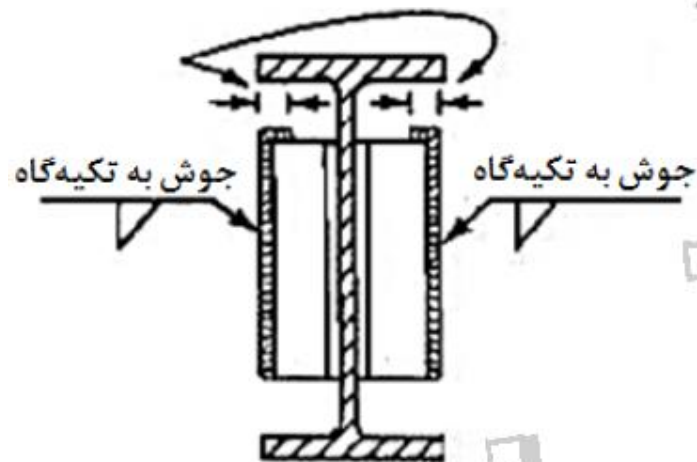
انواع اتصال ساده (مفصلی) (ویرایش ۱۴۰۱)

عدم جوش ساقها

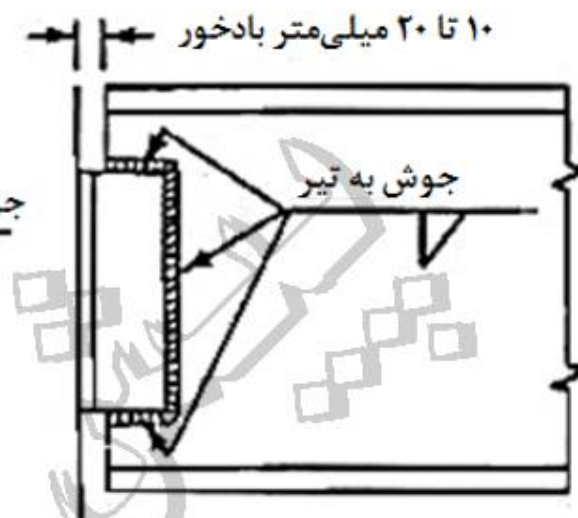


شکل ۱۰-۲-۹-۴: جزئیات اتصال نبشی نشیمن جوشی

حد اقل طول برگشت مساوی دو برابر بعد جوش و حداکثر آن مساوی کوچکترین دومقدار چهار برابر بعد جوش و نصف بال نبشی



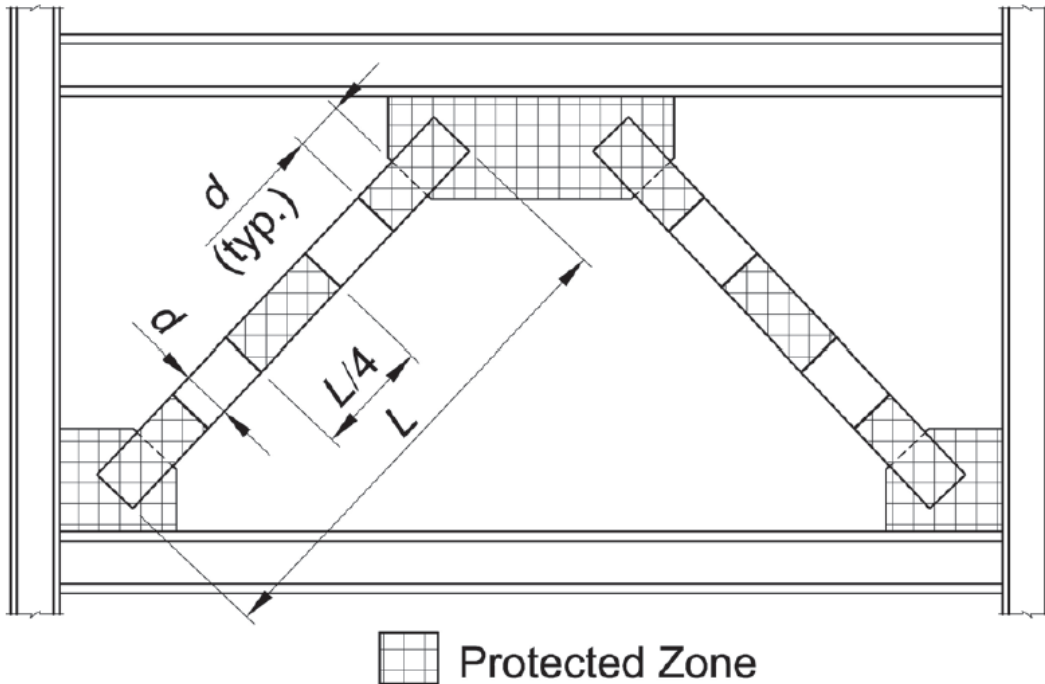
شکل ۱۰-۲-۹-۵: جزئیات اتصال جوشی با استفاده از نبشی جفت در جان



۱۰-۳-۲ ناحیه حفاظت شده اعضا ۱۰-۳-۲-۱۷ ناحیه حفاظت شده اعضا

ناحیه حفاظت شده در یک عضو از سازه، که به ناحیه شکل پذیر عضو نیز موسوم است، به ناحیه ای از عضو اطلاق 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 ناحیه باید عاری از هر گونه عملیاتی که موجب دگرگونی عملکرد عضو در این ناحیه می شود، باشد. ناحیه حفاظت شده در دو انتهای تیر، فاصله بین بر ستون تا نصف عمق تیر از محل تشکیل مفصل پلاستیک به سمت داخل دهانه در نظر گرفته می شود. همچنین ناحیه حفاظت شده برای مهاربندی های ویژه در تمام طول عضو و برای تیرهای پیوند قاب های مهاربندی شده و اگر تمام طول آن می باشد.

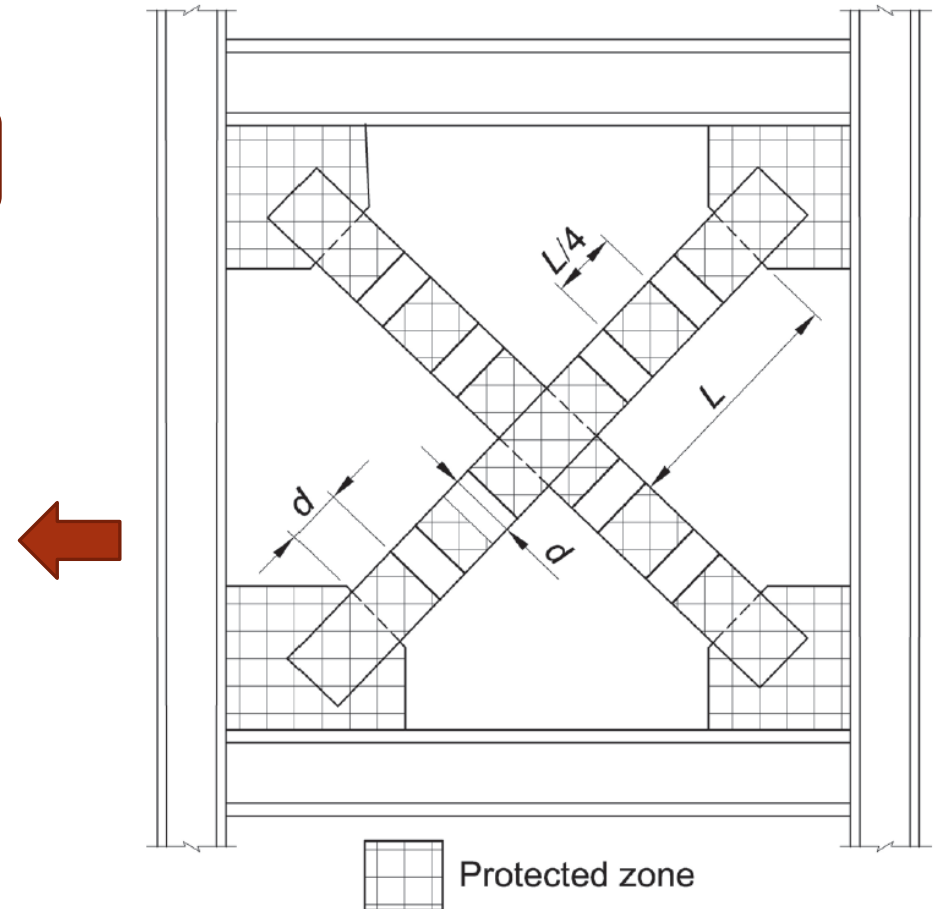
تبصره: در مهاربند های همگرای ویژه ضربدری ناحیه حفاظت شده را می توان فاصله بین انتهای اتصال در محل ضربدری و انتهای عضو مهاربندی در نظر گرفت.



قاب های مهاربند هم محور ویژه

قسمت هشتم - نواحی محافظت شده :

AISC 341 ↓



قابهای مهاربند هم محور ویژه ویرایش ۱۴۰۱

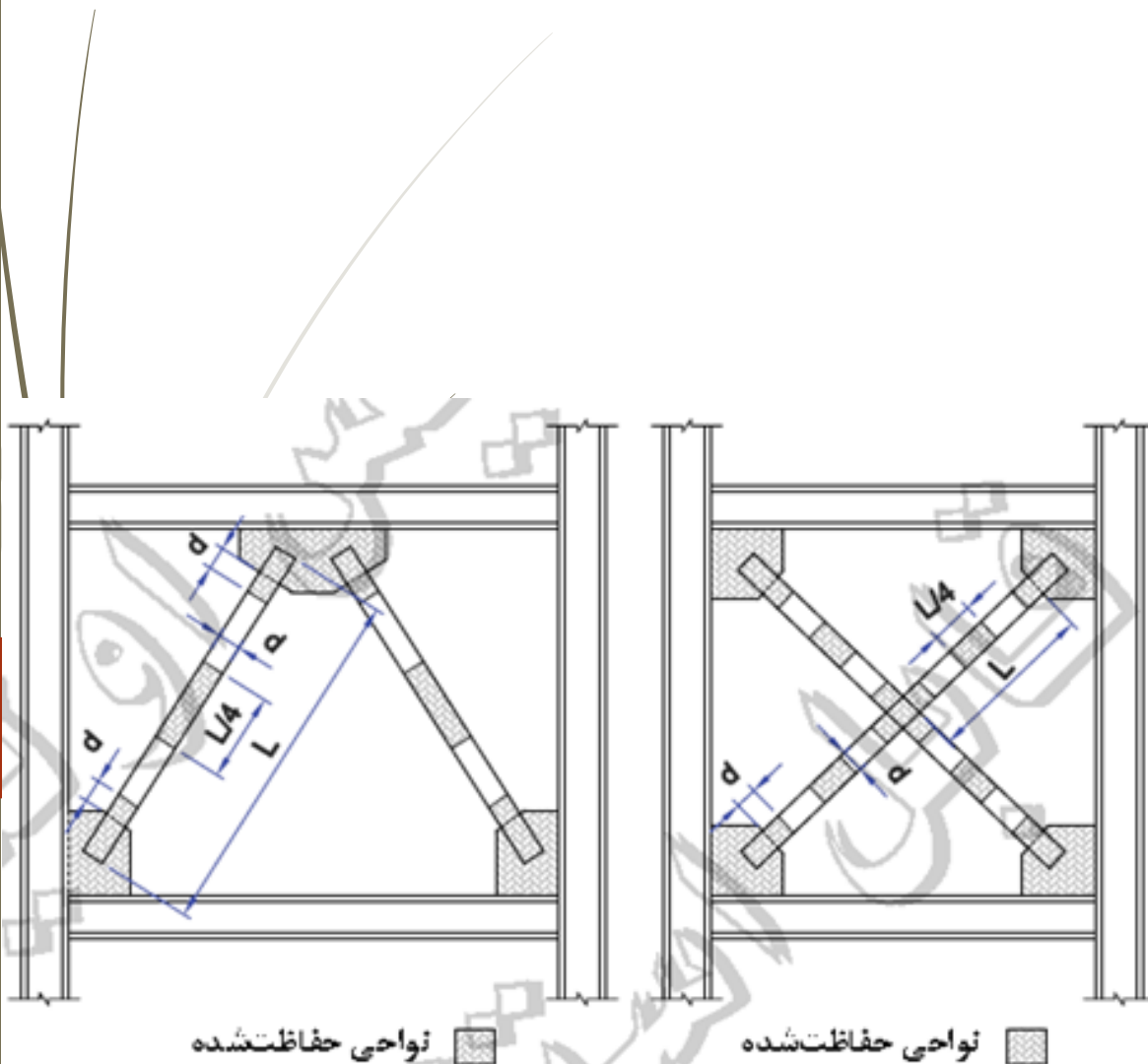
۱۰-۳-۴-۲-۵ نواحی حفاظت شده

در قابهای مهاربندی شده همگرای ویژه مطابق شکل ۱۰-۳-۴-۲-۱، نواحی حفاظت شده که باید الزامات بخش ۱۰-۳-۴-۲-۱۷ را تأمین نمایند، شامل موارد زیر است:

الف) برای مهاربندها یک چهارم طول در قسمت میانی عضو و در دو انتها فاصله‌ای به طول عمق مقطع عضو در صفحه کم‌ش از بر اتصال عضو مهاربندی به سمت داخل عضو

ب) اجزای اتصال مهاربندها به تیرها و ستون‌ها

تبصره: به‌کارگیری اجزای موردنیاز طراحی (از قبیل بست‌ها، لقمه‌ها، ورق‌های تقویتی و وسایل اتصال آن‌ها) در نواحی حفاظت شده با رعایت الزامات بخش ۱۰-۳-۴-۲-۱۷ بلامانع است.



شکل ۱۰-۳-۴-۲-۱: نواحی حفاظت شده در مهاربندهای همگرای ویژه

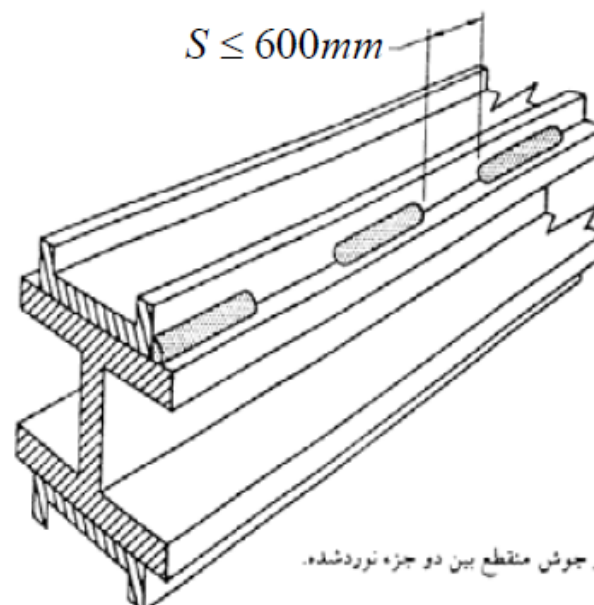


قابهای مهاربند هم محور ویژه ۱۰-۲-۳-۵ اعضای کششی ساخته شده از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق (اعضای مرکب)

اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

در اعضای کششی که از دو (یا تعداد بیشتری) مقطع در تماس با یکدیگر تشکیل می‌شوند، فاصله طولی وسایل اتصال اجزا باید ترجیحاً به میزانی باشد که ضریب لاغری هر عنصر بین وسایل اتصال از ۳۰۰ تجاوز ننماید. علاوه بر آن فاصله محور به محور وسایل اتصال و یا فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع نباید از ۶۰۰ میلی‌متر بیشتر شود.

$$S \leq 600mm$$



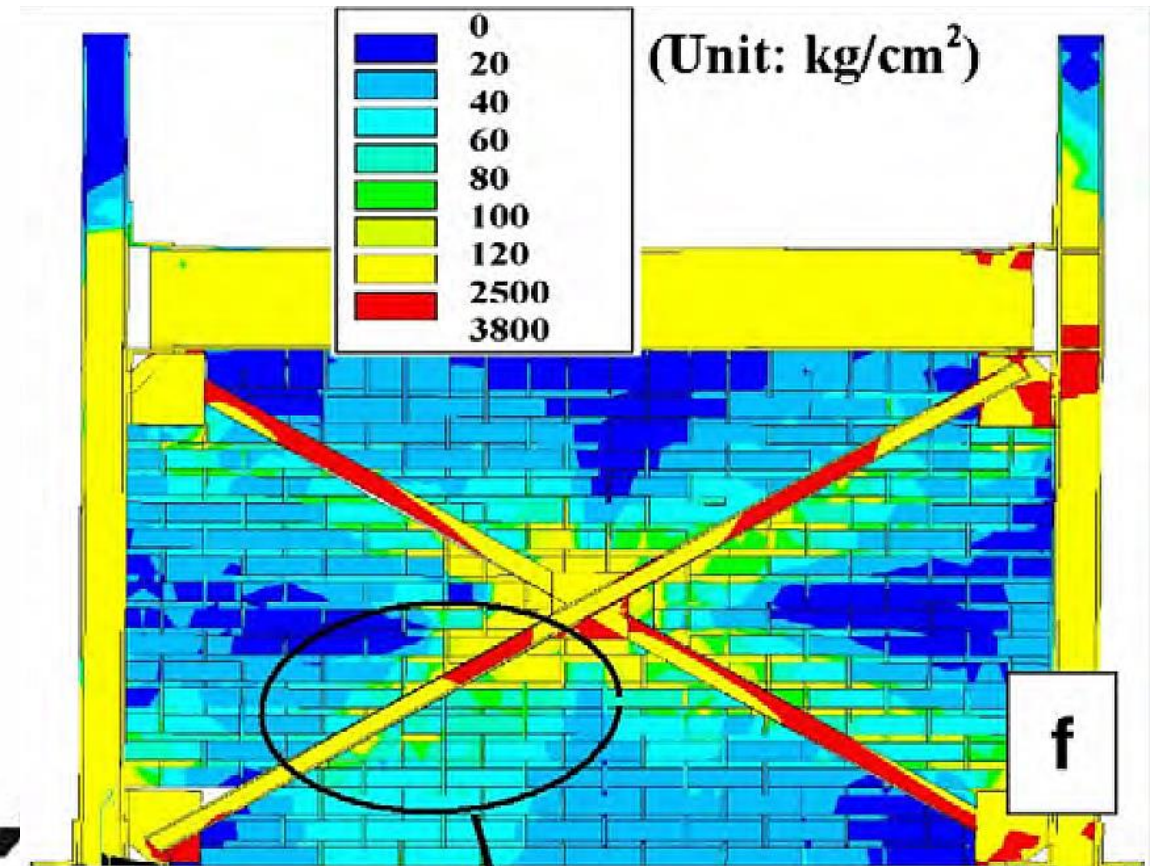
مداکثر فاصله آزاد در جوش منقطع بین دو جزء نوردشده.

Analytical Study of the Seismic Performance of Steel-Braced Frames with Masonry Infill

Roohollah Ahmady Jazany; Iman Hajirasouliha; Abdolreza S. Moghadam; Hossein

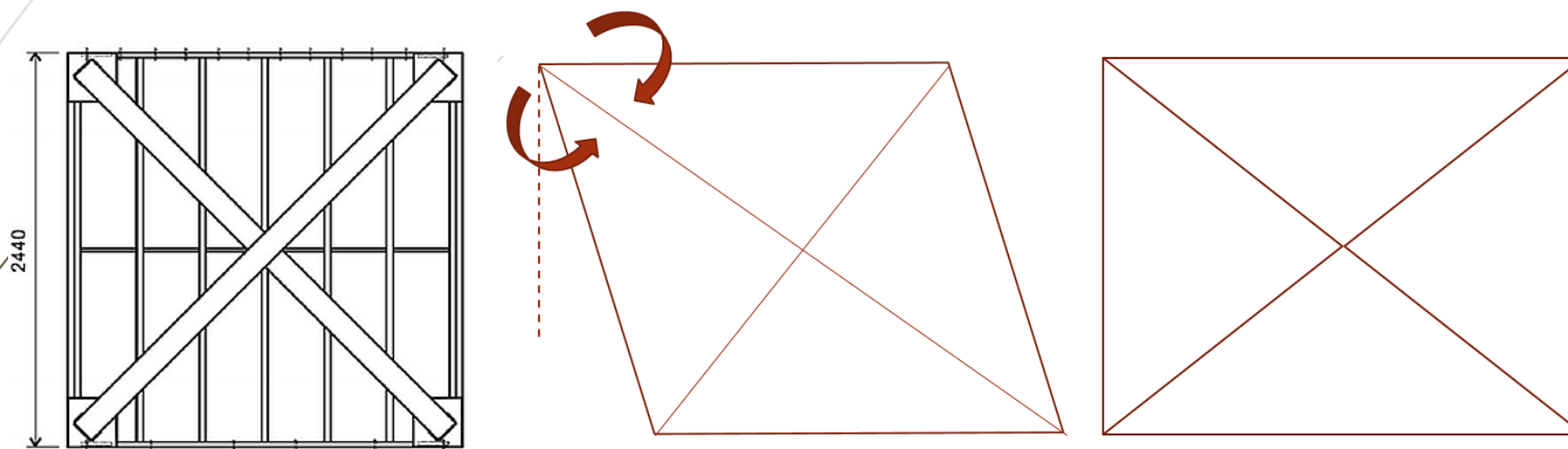
Show all authors

Kayhani



قابهای مهاربند هم محور ویژه قسمت نهم - اثر میانقاب روی اتصال

جمع شدن زاویه کنج دهانه مهاربند باعث فشرده شدن مصالح بنایی و در نتیجه شکست اتصال به علت فشار آجر به مهاربند می شود!

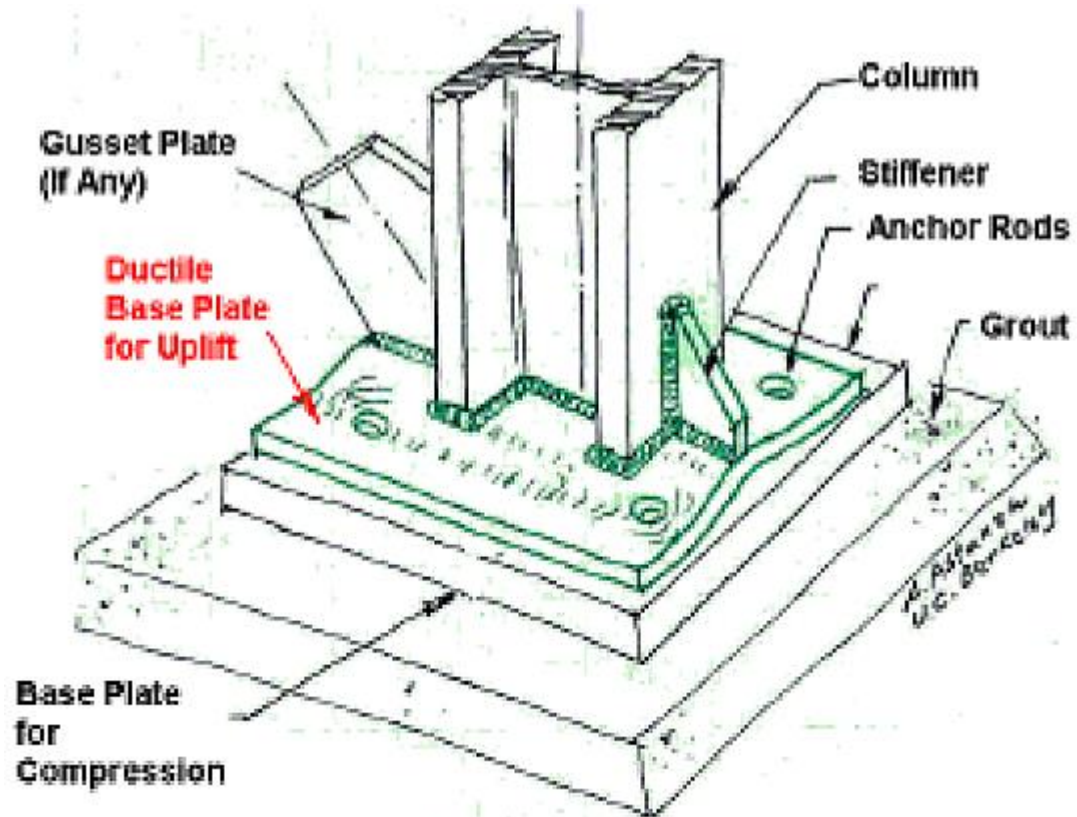


پ ۶-۱-۴-۲-۹ اجرای دیوار در دهانه های مهاربندی

در دهانه های مهاربندی در تمام ساختمان ها، دیوار باید در جهت داخل صفحه از قاب سازه ای جداسازی شود. اجرای دیوار در محور مهاربند یا با هرگونه تماس یا اتصال به مهاربند با توجه به اینکه مانع از عملکرد صحیح و رفتار مناسب مهاربند می شود ممنوع می باشد دیوار باید خارج از محور مهاربند و با جزییات جداسازی ارائه شده در این پیوست اجرا شود. در صورت نیاز می توان برای عدم نمایان بودن مهاربند از دو دیوار در دو سمت مهاربند که فاقد هر گونه اتصال و درگیری با مهاربند می باشند استفاده کرد.

Drywall

طراحی لرزه ای اتصالات پای ستون (کف ستون)



طراحی اتصالات پای ستون (کف ستون)

قسمت اول - شکل و نوع اتصال

سوال اول و اصلی این است که آیا نوع گیردار یا مفصلی بودن اتصال کف ستون مستقیماً به اتصالات سازه وابسته است یا خیر؟

پاسخ این است که **لزوماً خیر!** گیردار بودن اتصال اعضای سازه الزامی برای گیرداری پای ستون نیست.

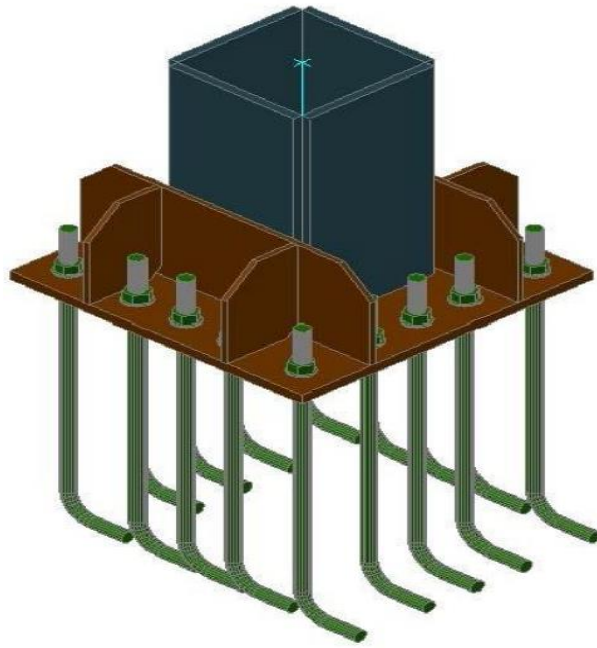
گیرداری اتصال پای ستون در قاب خمشی باعث **توزیع لنگر** و **نیز کاهش تغییرمکان نسبی** (دریافت) در طبقه اول می گردد اما در عوض **طرح و ابعاد کف ستون بولتها و فونداسیون را سخت تر و پیچیده تر می کند!** این انتخابی است که طراح باید انجام دهد!

سوال دوم این است که کدام جز اتصال وظیفه گیردار کردن اتصال کف ستون را دارد؟ سخت کننده ها یا بولتها؟

پاسخ این است که **هر دو!** سخت کننده ها وظیفه انتقال ممان (گیرداری) اتصال ستون به ورق کف ستون را برعهده دارند و بولتها وظیفه انتقال آن به پی! نقص در هر کدام یعنی رفع گیرداری!

ویرایش ۱۴۰۱

برای تراز نمودن کفستون معمولاً در زیر آن از گروت استفاده می شود. در این صورت مقاومت فشاری گروت باید حداقل دو برابر مقاومت فشاری بتن پی باشد و ضخامت آن از 40 میلی متر کمتر و از 80 میلی متر بیشتر نشود. برای کفستون های با ابعاد بزرگتر از 500 میلی متر استفاده از سوراخی به قطر حداقل 50 میلی متر در نواحی وسط ورق برای تخلیه هوای گروت توصیه می گردد. استفاده از حداقل چهار میل مهار مناسب برای اتصال ورق کفستون به پی توصیه می شود. این میل مهارها باید به نحو مناسب در بتن پی مهار شوند. مقاومت موجود میل مهار در بتن براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین می گردد.



طراحی لرزه ای اتصالات پای ستون (کف ستون)

قسمت اول - شکل و نوع اتصال جوش ستون به کف ستون AISC 341

Demand Critical Welds

The following welds are demand critical welds and shall satisfy the requirements of Sections A3.4b and I2.3:

- (a) Groove welds at column splices
- (b) Welds at column-to-base plate connections

Exception: Welds need not be considered demand critical when both of the following conditions are satisfied.

- (1) Column hinging at, or near, the base plate is precluded by conditions of restraint.
- (2) There is no net tension under load combinations including the overstrength seismic load.

۱۰-۳-۳-۳ جوش های بحرانی لرزه ای ویرایش ۱۴۰۱

ب) جوش های اتصال ستون به کف ستون.

استثناء: در صورتی که آزمایش ها یا تحلیل ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش های این اتصال می توانند بحرانی لرزه ای محسوب نشوند.

طراحی لرزه ای اتصالات پای ستون (کف ستون)

قسمت اول – شکل و نوع اتصال

آیا نیاز است شرایط آن مشابه اتصال تیر به ستون باشد؟ (AISC 341-E3.2) :

Basis of Design

SMF designed in accordance with these provisions are expected to provide significant inelastic deformation capacity through flexural yielding of the SMF beams and limited yielding of column panel zones, or, where equivalent performance of the moment-frame system is demonstrated by substantiating analysis and testing, through yielding of the connections of beams to columns. Except where otherwise permitted in this section, columns shall be designed to be stronger than the fully yielded and strain-hardened beams or girders. Flexural yielding of columns at the base is permitted.

بنابراین ستون صرفاً قرار است وارد ناحیه پلاستیک شود و بحث کرنشهای سخت شوندگی در پای ستون مطرح نمی باشد.

طراحی لرزه ای اتصالات پای ستون (کف ستون) - (AISC 341-16)



نکته:
اگر از ترکیبات بارگذاری تشدید یافته استفاده می شود این اثرات همزمان لحاظ می گردد.

طراحی لرزه ای اتصالات پای ستون (کف ستون) - (نسخه ۱۴۰۱)



طراحی لرزه ای اتصالات پای ستون (کف ستون) - (ویرایش ۱۴۰۱)

۱۰-۳-۲-۱۴ الزامات لرزه ای کفستون ها

مقاومت های موردنیاز زیر که باید به طور همزمان در نظر گرفته شوند، باشند.

الف) مقاومت محوری موردنیاز

مقاومت محوری موردنیاز کفستون ستون هایی که بخشی از سیستم های باربر لرزه ای هستند نباید از بزرگ ترین دو مقدار زیر کوچکتر در نظر گرفته شود:

۱- بار محوری محاسبه شده در محل گره اتصال پای ستون ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزله

تشدیدیافته؛

۲- بار محوری محاسبه شده در محل گره اتصال پای ستون ناشی از زلزله محدود به ظرفیت مقرر شده در الزامات تحلیل هر سیستم (در صورت کاربرد).

تبصره: مقاومت محوری موردنیاز کفستون ستون هایی که بخشی از سیستم های باربر لرزه ای نیستند، می تواند براساس ترکیبات متعارف بارگذاری تعیین شود.

ب) مقاومت خمشی موردنیاز

در ستون هایی که دارای اتصال خمشی به شالوده هستند مقاومت خمشی موردنیاز کفستون ستون هایی که بخشی از سیستم باربر لرزه ای هستند، باید به شرح زیر از مجموع مقاومت موردنیاز خمشی اتصالات اعضای فولادی منتهی به کفستون در نظر گرفته شود:

۱- برای مهاربندها، مقاومت خمشی موردنیاز اتصال عضو مهاربندی به کفستون در صورت عدم رعایت جزئیات سازگاری ورق اتصال با کمناش خارج از صفحه؛

۲- برای ستون ها حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون مطابق رابطه $1.1R_yF_yZ/\alpha_s$

پ) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز کفستون های کلیه ستون های باربر و غیر باربر لرزه ای باید به شرح زیر از مجموع مقاومت موردنیاز مؤلفه افقی اتصالات اعضای فولادی منتهی به ورق کفستون به دست آید؛ ولی در هر حال نباید از $F_yZ/(\alpha_s H)$ ستون کمتر باشد که در آن H ارتفاع طبقه و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

۱- برای مهاربندها، مؤلفه افقی مقاومت محوری موردنیاز اتصال عضو مهاربندی.

۲- برای ستون ها، کوچکترین دو مقدار $2R_yF_yZ/(\alpha_s H)$ و نیروی برشی محاسبه شده تحت

اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته.

طراحی اتصالات پای ستون (کف ستون)

قسمت پنجم - طراحی میل مهار و مهره

۹-۹-۲-۱۰ میل مهارها و اقلام مدفون ۹-۹-۲-۱۰ میل مهارهای کف ستون و اقلام مدفون

الف) میل مهارهای کف ستون ویرایش ۱۴۰۱

الف) میل مهارها

نوع وسیله اتصال	تنش کششی اسمی (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی
قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده می گذرد	$0.75F_u$ [۶]	$0.45F_u$
قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی گذرد	$0.75F_u$ [۶]	$0.55F_u$



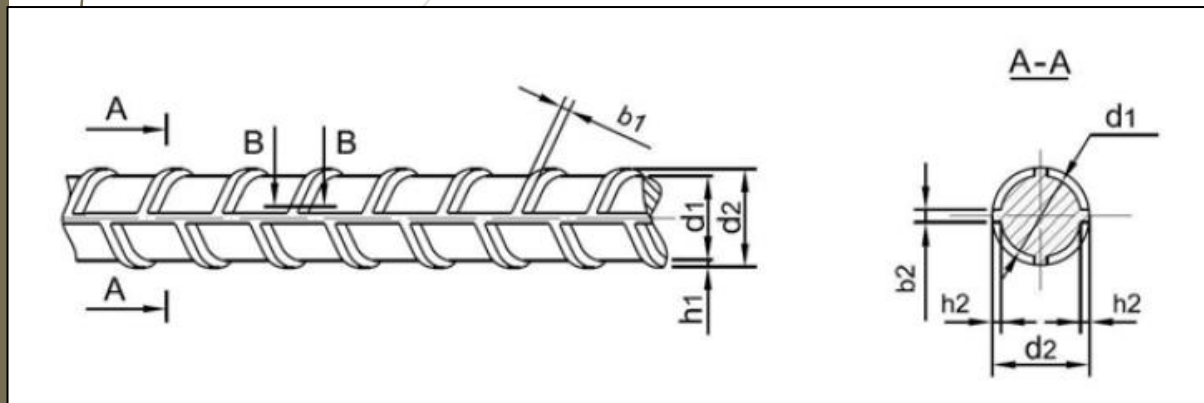
میل مهارها باید طوری طراحی و محاسبه شوند که در تمام ترکیبات بارگذاری وارد بر سازه، از نظر کشش، برش و اثرات توأم آنها، جوابگو باشند. الزامات میل مهارها باید بر طبق ضوابط قطعه های دندانه شده تعیین شود. در مواردی که میل مهارهای کف ستون ها از آرماتورهای آجدار ساخته می شوند، در تعیین مقاومت ها، سطح مقطع اسمی ناحیه رزوه شده (که پس از برداشتن دندانه های برجسته اندازه گیری شده و کوچکتر از قطر اسمی آرماتور می باشد) ملاک محاسبه خواهد بود. در صورتی که از واشرهای مناسب در محل سوراخ، جهت ایجاد تکیه گاه کافی برای مهره استفاده شود، سوراخ های بزرگ شده و سوراخ های لوبیایی برای استفاده در کف ستون مجاز هستند.

نکته :

میلگرد ساده با همان قطر تبدیل به بولت با قطر اسمی معادل می شود یعنی تنها رزوه زنی صورت می پذیرد اما اگر از میلگرد آجدار برای تبدیل میلگرد به انکر (بولت) استفاده شود باید یک شماره میلگرد بالاتر برای تولید رزوه انتخاب گردد. همچنین آنچه در محاسبات باید لحاظ شود طبق بند ۹-۹-۲-۱۰ سطح اسمی مقطع رزوه شده است یعنی در خصوص میلگرد ۳۰ که به رزوه (بولت) ۲۷ تبدیل شده است از قطر ۲۷ در محاسبات استفاده می شود. به شکل زیر دقت کنید:

طراحی اتصالات پای ستون (کف ستون)

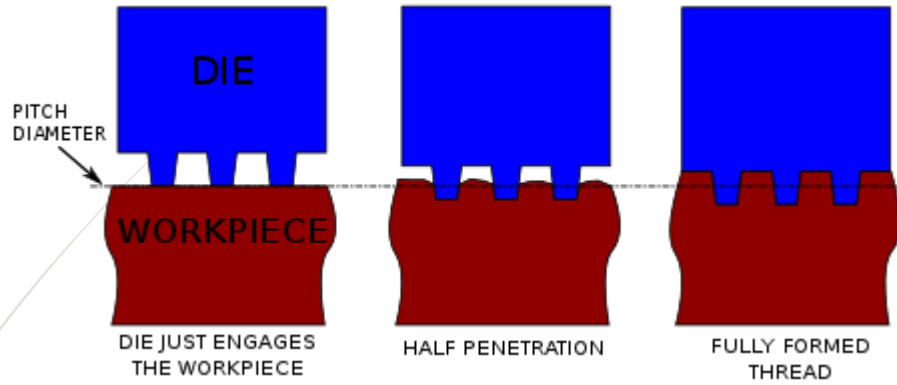
قسمت پنجم - طراحی میل مهار و مهره - استاندارد ۳۱۳۲ ایران



مرحله اول در تولید پیچ از میلگرد آجدار، روتراشی آج میلگرد و رسیدن به مغزه آن برای رزوه زنی است. انتخاب میلگرد باید طوری انجام شود که مطابق جدول قطر مغزه مورد استفاده از قطر اسمی بولت مورد نظر کمتر نباشد. به طور مثال از میلگرد ۲۸ آجدار که قطر مغزه ۲۶.۵ دارد نمی توان برای تولید M27 استفاده کرد! (شماره بولت برابر قطر بیرونی- ارتفاع دندانه- پیچ است)

اعداد بر حسب میلیمتر

قطر اسمی میل گرد d	قطر زمینه d ₁	ارتفاع آج عرضی h ₁		پهنای آج عرضی b ₁	قطر خارجی d ₂	کام C	ارتفاع آج طولی h ₂	پهنای آج طولی b ₂
		رواداری	حد استاندارد					
۶	۵.۷۵	±۰.۲۵	۰.۵۰	۰.۵۰	۶.۷۵	۵	۰.۵۰	۱.۰
۸	۷.۵		۰.۷۵	۰.۷۵	۹.۰	۵	۰.۷۵	۱.۲۵
۱۰	۹.۳	±۰.۵	۱.۰۰	۱.۰۰	۱۱.۳	۷	۱.۰۰	۱.۵
۱۲	۱۱.۰		۱.۲۵	۱.۰۰	۱۳.۵	۷	۱.۲۵	۲.۰
۱۴	۱۳.۰		۱.۲۵	۱.۰۰	۱۵.۵	۷	۱.۲۵	۲.۰
۱۶	۱۵.۰		۱.۵۰	۱.۵۰	۱۸.۰	۸	۱.۵۰	۲.۰
۱۸	۱۷.۰		۱.۵۰	۱.۵۰	۲۰.۰	۸	۱.۵۰	۲.۰
۲۰	۱۹.۰		۱.۵۰	۱.۵۰	۲۲.۰	۸	۱.۵۰	۲.۰
۲۲	۲۱.۰		۱.۵۰	۱.۵۰	۲۴.۰	۸	۱.۵۰	۲.۰
۲۵	۲۴.۰		۱.۵۰	۱.۵۰	۲۷.۰	۸	۱.۵۰	۲.۰
۲۸	۲۶.۵	±۰.۷	۲.۰	۱.۵۰	۳۰.۵	۹	۲.۰۰	۲.۵
۳۲	۳۰.۵		۲.۰	۲.۰۰	۳۴.۵	۱۰	۲.۰۰	۳.۰
۳۶	۳۴.۵		۲.۵۰	۲.۰۰	۳۹.۵	۱۲	۲.۵۰	۳.۰



طراحی اتصالات پای ستون (کف ستون)

قسمت پنجم - طراحی میل مهر و مهره

نحوه ایجاد زروه در میل مهر از میلگرد

رولینگ یکی از حساس‌ترین قسمت‌های تولید یک پیچ است. برای رزوه زنی چندین روش وجود دارد که می‌توان از روش تراشکاری، استفاده از حدیده و قلاوینز، استفاده از روش رولینگ غلطکی، اکستروژن و روش رولینگ اصطکاکی را نام برد. یکی از عمده‌ترین روش‌ها که در تولید انبوه مورد استفاده قرار می‌گیرد روش رولینگ دوتوبی و سه توبی است. در روش رولینگ هیچ گونه براده برداری از سطح قطعه کار صورت نمی‌گیرد. طی فرآیند فرم دهی سرد با ایجاد یک فشار یکنواخت و منظم توسط غلطکهای فرم دهنده، رزوه مورد نظر ایجاد می‌گردد. در تولید رزوه بوسیله ماشین های تراش معمولی، در بافت فلزات گسستگی ایجاد شده که این عمل با صرف وقت و انرژی زیاد و کاهش کیفیت محصولات تولیدی همراه خواهد بود. روش رولینگ نسبت به روش ماشینکاری (تراش و یا حدیده) چند مزیت بزرگ در ایجاد رزوه دارد:

- تغییر شکل‌های ایجاد شده در روش رولینگ باعث افزایش سختی در دنده ها می‌شود، که در نتیجه آن مقاومت به سایش آن‌ها نیز افزایش پیدا می‌کند.
- دنده های ایجاد شده به روش رولینگ مقاومت به خستگی بالاتری را از خود نشان می‌دهند. این پروسه سطوح درگیر در قطعه کار را تحت فشار موضعی قرار می‌دهد، که این فشار امکان ایجاد ترک های ناشی از شکل دهی و جدایش را کاهش می‌دهد. ساختار دانه بندی در این روش به شکل پیوسته است، که کاملاً با ساختار دانه بندی قطعات در روش ماشینکاری که به شکل ناپیوسته و بریده شده است، کاملاً متفاوت است.

طراحی اتصالات پای ستون (کف ستون)

قسمت پنجم - طراحی میل مهار و مهره

نکته: برای پروژه های خاص و ویژه استفاده از میلگرد CK45 به دلیل «قطر ثابت» و «سختی بیشتر» به جای میلگردهای AIII توصیه می شود.

1.1191, DIN Ck45, AISI 1045

Equivalent Grades

AISI/ASTM: 1045

Germany: CK45

BS: 080M46

JIS: S45C

UNI: C45

استاندارد حروفی DIN:

(AIII نامگذاری با استاندارد روسی است)

در این روش از علامت مشخصه **CX** و یک عدد دو رقمی که درصد کربن فولاد را نشان می دهد استفاده می گردد. حرف X شامل مشخصات زیر است:

حرف f برای فولاد با قابلیت سخت کاری شعله ای و القایی (Cf 53)

حرف k برای فولاد نجیب با مقدار پایین فسفر و گوگرد (Ck 35, Ck 45)

حرف m برای فولاد نجیب با محدوده معینی از گوگرد (Cm 35)

حرف q برای فولادهای کربوره و بهسازی جهت کله زنی سرد (Cq 35)

ویرایش ۱۴۰۱

۴-۴-۱-۱۰ میل‌های دندانه‌شده و میل‌مهارها

در سازه‌های فولادی، میل‌های دندانه‌شده دو سر رزوه و میل‌مهار کف‌ستون‌ها می‌تواند از نوع پیچ‌ها مطابق با الزامات بند ۳-۴-۱-۱۰ باشد. برای میل‌مهارها استفاده از میلگرد ساده و آج‌دار مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان مجاز است. همچنین برای میل‌مهارها استفاده از میلگرد ساده پرمقاومت از نوع CK45 با مشخصات مکانیکی $F_y = 400 \text{ MPa}$ و $F_u = 600 \text{ MPa}$ و $\epsilon_u = 25\%$ ، مطابق با استانداردهای معتبر مجاز است.



طراحی اتصالات پای ستون (کف ستون)

مهار (بدون رزوه) تعبیه شده (مقاومت بیرون کشیدگی):

۹-۱۸-۴-۳ مقاومت بیرون کشیدگی مهارهای تعبیه شده

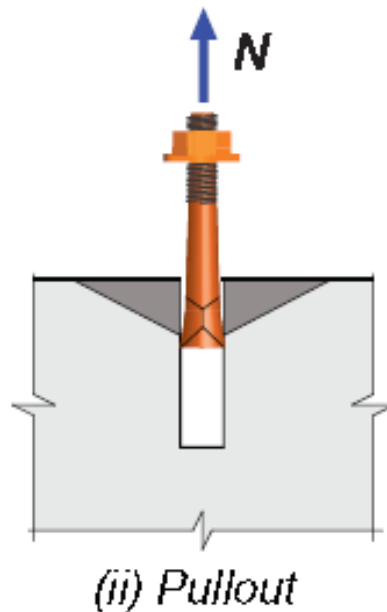
$N_p = 0.9f'_c e_h d_a$ که در آن $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$ ؛ و یا تعیین بر اساس احتمال شکست ۵ درصد مبتنی بر آزمایش‌های مورد استناد مراجع مورد تایید با صرف نظر از مشارکت اصطکاک.	پیچ‌های قلابدار با خم ۹۰ و ۱۸۰ درجه
--	-------------------------------------

17.6.3.2 Basic single anchor pullout strength, N_p

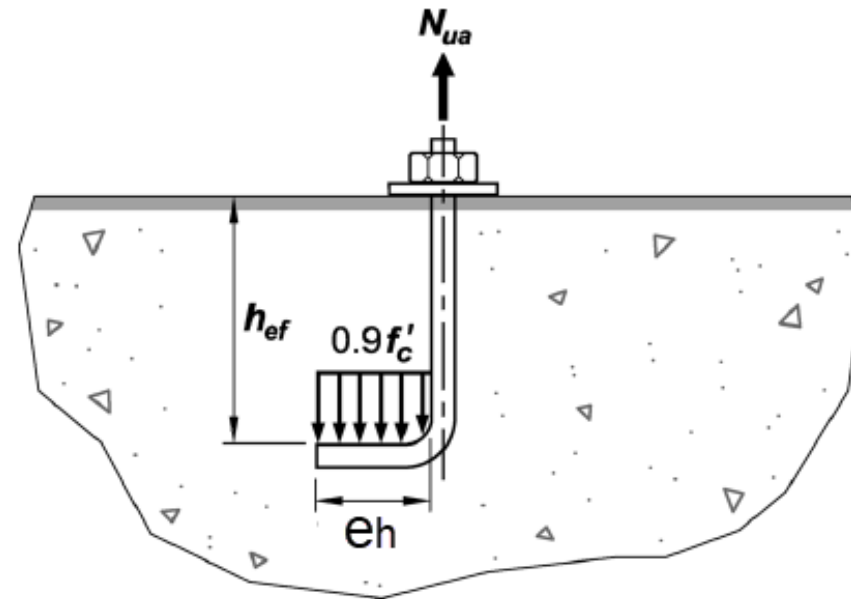
(b) For J- or L-bolts, N_p shall be calculated by:

$$N_p = 0.9f'_c e_h d_a \quad (17.6.3.2.2b)$$

where $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$.



بیرون کشیدگی



طراحی اتصالات پای ستون (کف ستون)

قسمت پنجم - طراحی میل مهار و مهره ۱۰-۲-۹-۳-۲ مشخصات و فواصل سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

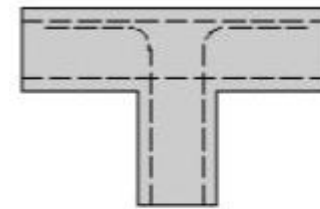
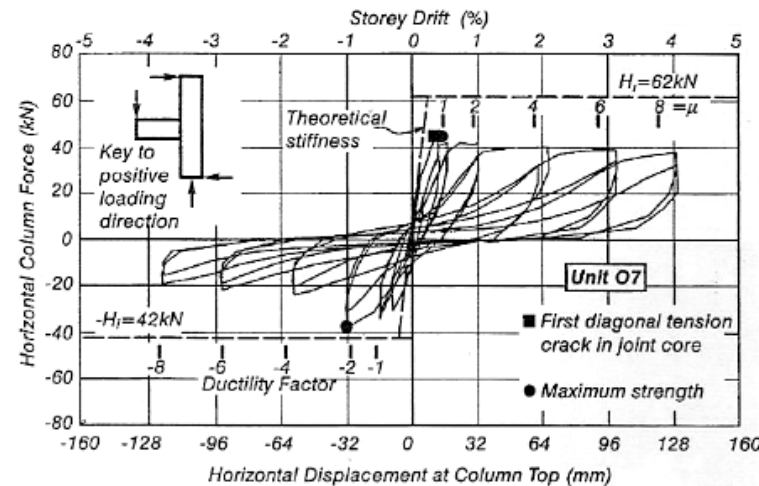
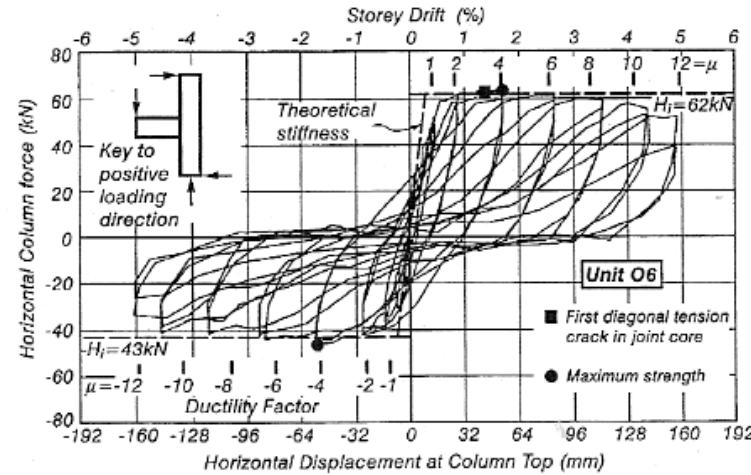
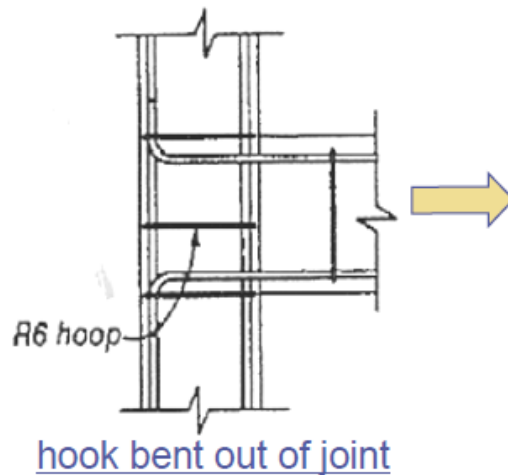
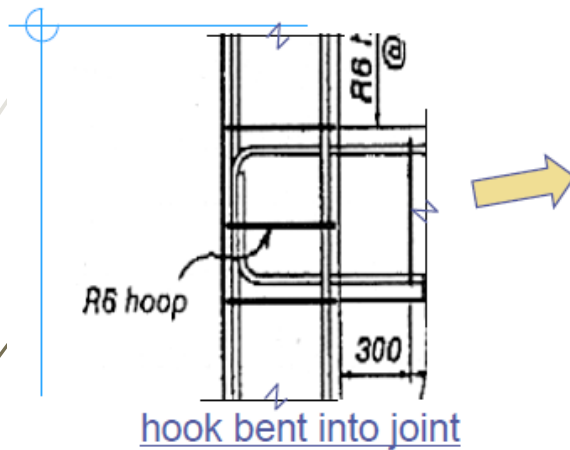
۵- در ورق کفستون‌ها برای عبور میل مهارها، استفاده از سوراخ استاندارد بدون استفاده از واشر تنظیم‌کننده اضافی در روی ورق کفستون در محل سوراخ، مجاز است. در صورتی که برای نصب سازه نیاز به تعبیه سوراخ‌های با قطر بزرگ‌تر از سوراخ‌های استاندارد باشد، در این صورت لازم است بر روی ورق کفستون در محل سوراخ، از واشر تنظیم‌کننده اضافی با ابعادی بزرگ‌تر از ابعاد سوراخ کفستون و دارای سوراخ استاندارد که به نحو مناسبی به ورق کفستون جوش می‌شود، استفاده شود. این واشر باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر اتکا و اتصال آن به ورق کفستون دارای مقاومت برشی موجود کافی در برابر برش میل‌مهار باشد. در هر حال قطر سوراخ‌های تعبیه‌شده در ورق کفستون نباید از قطر سوراخ‌های بزرگ‌شده به اضافه دو میلی‌متر بزرگ‌تر باشد.



طراحی اتصالات پای ستون (کف ستون)

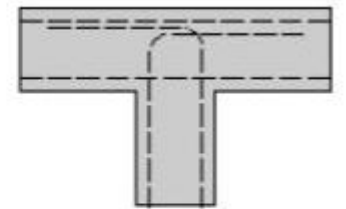
قسمت پنجم - طراحی میل مهار و مهره

Exterior joint hook detail



(a)

24%-40%



(b)

82%-110%

درصد گیرداری

18.13—Foundations

18.13.2 Footings, foundation mats, and pile caps

18.13.2.1 Longitudinal reinforcement of columns and structural walls resisting forces induced by earthquake effects shall extend into the footing, mat, or pile cap, and shall be fully developed for tension at the interface.

18.13.2.2 Columns designed assuming **fixed-end** conditions at the foundation shall comply with 18.13.2.1 and, if hooks are required, longitudinal reinforcement resisting flexure shall have **90-degree hooks near the bottom** of the foundation with the free end of the bars **oriented toward the center of the column.**

طراحی اتصالات پای ستون (کف ستون)

قسمت پنجم - طراحی میل مهار و مهره

۳-۲-۹-۲۰-۹ در ستون‌هایی که برای اتصال گیردار (صلب) به شالوده طراحی شده اند باید ضوابط بند ۱-۲-۹-۲۰-۹ رعایت شده، و در صورت نیاز به مهاری قلاب دار، انتهای آرماتورهای طولی تعبیه شده برای تحمل خمش باید دارای قلابهای با خم ۹۰ درجه رو بطرف مرکز ستون در نزدیک قسمت تحتانی شالوده باشند.

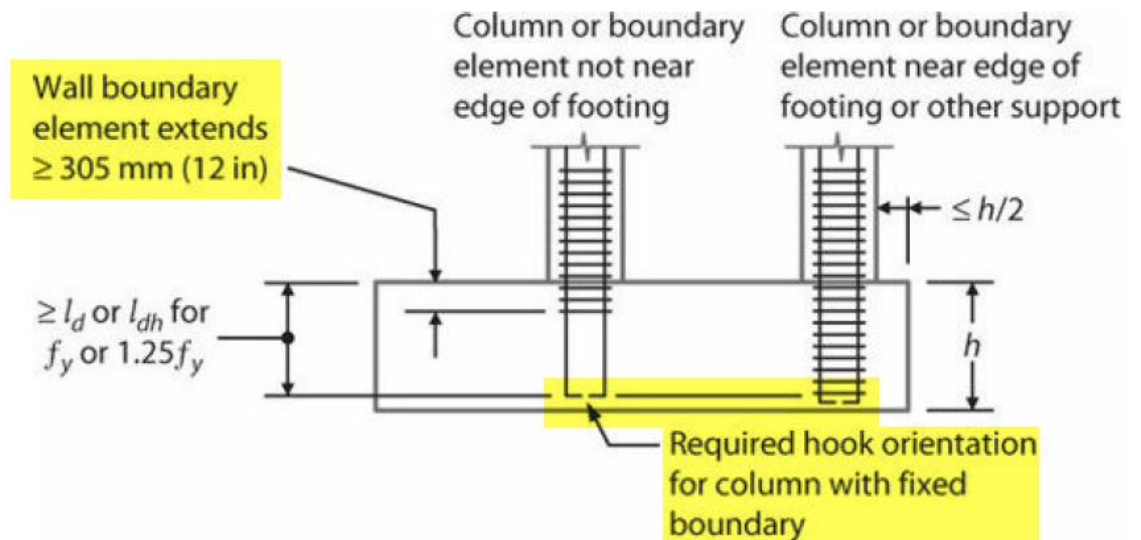


FIGURE 16.10 Required extensions of column and boundary element reinforcement into footings, mat foundations, and pile caps.