



وزارت مسکن و شهرسازی
معاونت امور مسکن و ساختمان

مقررات ملی ساختمان ایران

مبحث دهم

طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی

۱۳۸۸

دفتر امور مقررات ملی ساختمان

پیش‌گفتار

مقررات ملی ساختمان ایران، به عنوان فراگیرترین ضوابط موجود در عرصه ساختمان، بی‌تردید نقش مؤثری در نیل به اهداف عالی تأمین ایمنی، بهداشت، سلامت و صرفه اقتصادی فرد و جامعه دارد و رعایت آن ضمن تأمین اهداف مذکور موجب ارتقای کیفیت و افزایش عمر مفید ساختمان‌ها می‌گردد. براساس این اهمیت، تدوین مقررات ملی ساختمان که به‌عنوان نقطه عطفی در تاریخ مهندسی ساختمان کشور محسوب می‌شود بیش از دو دهه است که توسط وزارت مسکن و شهرسازی آغاز و با مشارکت جامعه مهندسی کشور و در قالب شورای تدوین مقررات ملی ساختمان و کمیته‌های تخصصی مباحث، سازماندهی و بی‌وقفه سیر تکامل خود را طی نموده است. در این مسیر ضمن تکمیل و تجدیدنظر مباحث از پیش تعریف شده و مطابقت آنها با مقتضیات شرایط کشور از حیث اقتصادی، فنی، فرهنگی و اجتماعی، تدوین مباحث جدیدی هم در دستور کار قرار گرفته است که پس از تدوین نهایی و طی مراحل تصویب در اختیار جامعه مهندسی قرار خواهد گرفت.

در حال حاضر مدارک فنی متعددی نظیر مقررات ملی ساختمان، آیین‌نامه‌ها، استانداردها و مشخصات فنی در کشور منتشر می‌شود و استفاده‌کنندگان لازم است به تفاوت‌های آنها از نظر هدف از تهیه هر مدرک، لازم‌الاجرا بودن، قلمرو، حدود تفصیل، محتوا و سایر ویژگی‌های خاص هر مدرک توجه داشته باشند که در مورد مقررات ملی ساختمان می‌توان ویژگی‌های زیر را برشمرد:

- «مقررات ملی ساختمان» در سراسر کشور لازم‌الاجرا است.
- احکام «مقررات ملی ساختمان» به‌طور خلاصه و اجمالی تدوین می‌شود.
- با توجه به الزامی بودن «مقررات ملی ساختمان» این مقررات فاقد موارد توصیه‌ای و راهنمایی است.
- «مقررات ملی ساختمان» بر هرگونه عملیات ساختمان نظیر تخریب، احداث بنا، تغییر کاربری، توسعه بنا، تعمیر اساسی و نظایر آن حاکم است.

مقررات تدوین شده به خودی خود متضمن کیفیت ساختمان‌ها نیستند بلکه در کنار تدوین مقررات مذکور توجه به امر ترویج و آموزش آن در میان جامعه مهندسی کشور به طور خاص و دانشجویان، دانش‌آموزان و آحاد مردم به طور عام از یک سو و ایجاد نظامی کارآمد برای اعمال و کنترل این مقررات و تنظیم روابط دخیل در امر ساخت و ساز، مسئولیت‌ها، شرح وظایف و مراحل قانونی اقدامات احداث، توسعه بنا، تغییر کاربری و سایر موارد مربوط به ساختمان از طرف دیگر، باید همواره به عنوان راهکارها و ضمانت‌های اجرایی این مقررات مد نظر سیاست‌گزاران، مجریان و دست‌اندرکاران ساخت و ساز قرار گیرد.

با تصویب قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان و در اجرای مفاد آن به ویژه مواد ۳۳ و ۳۴ قانون مذکور، وضع مقررات ملی ساختمان و الزام به رعایت آنها در طراحی، محاسبه، اجرا، بهره‌برداری و نگهداری ساختمان‌ها به منظور اطمینان از ایمنی، بهداشت، بهره‌دهی مناسب، آسایش و صرفه اقتصادی، این اطمینان را در میان مهندسان و صاحبان حرفه‌های ساختمانی به وجود می‌آورد که با پشت‌گرمی، به ایفای وظیفه‌ای که در توسعه و آبادانی کشور دارند مبادرت ورزند و از این رهگذر، سهم خود را در تحقق آرمان‌های والای انقلاب عینیت بخشند.

فرصت را مغتنم شمرده از اعضای محترم شورای تدوین مقررات ملی ساختمان و کمیته‌های تخصصی و سایر کسانی که به نحوی در تدوین، ترویج و کنترل اعمال مقررات ملی ساختمان در کشور کوشش می‌نمایند سپاسگزاری نموده و از اساتید، صاحب نظران، مهندسان و کلیه دست‌اندرکاران ساخت و ساز انتظار دارد با نظرات و پیشنهادات خود این دفتر را در غنای هرچه بیشتر مقررات مذکور یاری رسانند.

غلامرضا هوائی
مدیر کل امور مقررات ملی ساختمان

هیأت تهیه‌کنندگان مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

الف) اعضای شورای تدوین

- | | |
|------|-----------------------------|
| عضو | ● دکتر محمدتقی احمدی |
| عضو | ● دکتر محمدحسن بازاریار |
| عضو | ● دکتر محسن تهرانی‌زاده |
| عضو | ● دکتر عباسعلی تسنیمی |
| عضو | ● مهندس علی اصغر جلال‌زاده |
| رئیس | ● مهندس منوچهر خواجه دلویی |
| عضو | ● دکتر علی اکبر رمضانپور |
| عضو | ● دکتر علیرضا رهایی |
| عضو | ● دکتر اصغر ساعد سمیعی |
| عضو | ● دکتر سید محمود فاطمی عقدا |
| عضو | ● دکتر محمود گلابچی |
| عضو | ● دکتر شاهرخ مالک |
| عضو | ● مهندس شاپور طاحونی |
| دبیر | ● مهندس نادر نجیمی |

ب) اعضای کمیته تخصصی مبحث دهم طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی

- | | |
|------|-------------------------|
| عضو | ● دکتر علی اکبر آفاکوچک |
| عضو | ● دکتر اباذر اصغری |
| رئیس | ● مهندس شاپور طاحونی |
| عضو | ● دکتر مجید صادق آذر |
| عضو | ● دکتر شاهرخ مالک |
| عضو | ● مهندس علیرضا هاشمی |

پ) تنظیم‌کننده متن نهایی و تدوین: مهندس شاپور طاحونی

تدوین‌کننده متن مقدماتی به‌روش حالت حدی: دکتر اباذر اصغری

بدین وسیله از زحمات آقای مهندس مگردیچیان به عنوان بنیان گذار این مبحث و از همکاری آقایان دکتر رسول میرقادری، دکتر مرتضی زاهدی، دکتر محسن تهرانی زاده و مهندس علی اصغر طاهری، اعضای محترم هیأت اجرایی آیین نامه طراحی سازه‌ها در مقابل زلزله (آیین نامه ۲۸۰۰)، در تهیه فصل ۱۰ - ۳ تشکر می‌گردد.

فهرست کلی مبحث دهم

صفحه	عنوان
۱	فصل ۱۰ - ۰ مبانی
۱۱	فصل ۱۰ - ۱ طراحی ساختمان‌های فولادی به روش تنش مجاز
۱۴۱	فصل ۱۰ - ۲ طراحی سازه‌های فولادی به روش حدی
۳۴۷	فصل ۱۰ - ۳ ضوابط طرح لرزه‌ای
۴۱۳	فصل ۱۰ - ۴ ساخت، نصب و کنترل
۴۴۹	پیوست الف تیرهای لانه‌زنبوری
۴۵۹	پیوست ب مشخصات مکانیکی فولادها
۴۶۵	پیوست پ تنش‌های مجاز طراحی ستون‌ها
۴۶۹	واژه‌نامه

فهرست مطالب

فصل ۱۰-۰ مبانی

۳	حدود کاربرد	۱-۰-۱۰
۴	انواع سازه‌های ساختمانی	۲-۰-۱۰
۵	مصالح فولادی	۳-۰-۱۰
۶	بارهای محاسباتی	۴-۰-۱۰
	۶-۰-۱۰، ۱-۴-۰-۱۰	
	۶-۰-۱۰، ۲-۴-۰-۱۰	
	بارهای محیطی، ۷	۳-۴-۰-۱۰
۸	مدارک فنی	۵-۰-۱۰
	نقشه‌های طراحی، ۸	۱-۵-۰-۱۰
	مدارک طراحی، ۸	۲-۵-۰-۱۰
	اطلاعات تکمیلی، ۸	۳-۵-۰-۱۰
	مشخصات فنی عمومی و خصوصی، ۸	۴-۵-۰-۱۰
	حروف و علائم و یادداشتهای فنی، ۹	۵-۵-۰-۱۰
۹	طرح لرزه‌ای	۶-۰-۱۰

فصل ۱۰-۱ طراحی ساختمان‌های فولادی به‌روش تنش‌های مجاز

۱۳	کلیات	۱-۱-۱۰
	حدود کاربرد، ۱۳	۱-۱-۱-۱۰
	هدف طراحی، ۱۳	۲-۱-۱-۱۰
	تحلیل سازه‌ها، ۱۴	۳-۱-۱-۱۰
	ترکیب بارها در طراحی به‌روش تنش مجاز، ۱۵	۴-۱-۱-۱۰
	تنش‌های مجاز، ۱۷	۵-۱-۱-۱۰
۱۹	کمانش موضعی	۲-۱-۱۰
	کلیات، ۱۹	۱-۲-۱-۱۰

- ۲-۲-۱-۱۰ پایداری، ۱۹
- ۳-۲-۱-۱۰ نگهداری در مقابل دوران و غلت در تکیه‌گاه، ۲۰
- ۴-۲-۱-۱۰ دهانه تیرهای ساده، ۲۰
- ۵-۲-۱-۱۰ گیرداری در انتها، ۲۰
- ۶-۲-۱-۱۰ کمانش موضعی، ۲۰
- ۲۷ ۳-۱-۱۰ اعضای کششی
- ۱-۳-۱-۱۰ محدودیت لاغری، ۲۷
- ۲-۳-۱-۱۰ مقاطع محاسباتی در اعضای کششی، ۲۸
- ۳-۳-۱-۱۰ تنش‌های مجاز، ۳۱
- ۴-۳-۱-۱۰ اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق، ۳۱
- ۵-۳-۱-۱۰ اعضای کششی با اتصالات لولایی، ۳۲
- ۳۷ ۴-۱-۱۰ اعضای فشاری (ستون)
- ۱-۴-۱-۱۰ طول مؤثر کمانشی و ضریب لاغری، ۳۷
- ۲-۴-۱-۱۰ تنش‌های مجاز، ۳۹
- ۳-۴-۱-۱۰ کمانش خمشی - پیچشی، ۴۰
- ۴-۴-۱-۱۰ اعضای فشاری مرکب (ساخته شده)، ۴۰
- ۵-۴-۱-۱۰ اعضای فشاری ساخته شده از ورق، ۴۹
- ۶-۴-۱-۱۰ اعضای فشاری با اتصال لولایی، ۵۰
- ۷-۴-۱-۱۰ برش در جان ستون‌ها، ۵۰
- ۵۱ ۵-۱-۱۰ اعضای خمشی
- ۱-۵-۱-۱۰ تنش‌های خمشی مجاز در نیمرخ I و ناودانی، ۵۲
- ۲-۵-۱-۱۰ تنش‌های مجاز در خمش نسبت به محور ضعیف...، ۵۸
- ۳-۵-۱-۱۰ خمش در اعضای با مقطع قوطی، لوله با مقطع...، ۶۰
- ۴-۵-۱-۱۰ تنش‌های برشی مجاز، ۶۱
- ۵-۵-۱-۱۰ سخت‌کننده‌های عرضی، ۶۳
- ۶-۵-۱-۱۰ مقطع اعضای خمشی، ۶۳
- ۶۷ ۶-۱-۱۰ تیروورق‌ها و تیرهای جعبه‌ای
- ۱-۶-۱-۱۰ محدودیت‌های لاغری جان تیر، ۶۸
- ۲-۶-۱-۱۰ کاهش تنش‌های خمشی مجاز بال، ۶۸
- ۳-۶-۱-۱۰ تنش برشی مجاز با توجه به عمل میدان کششی، ۶۹

	۴-۶-۱-۱۰	قطعات سخت کننده عرضی، ۷۰
	۵-۶-۱-۱۰	سخت کننده های فشاری، ۷۱
	۶-۶-۱-۱۰	اثر مشترک برش و کشش، ۷۲
۷۳	۷-۱-۱۰	اعضا تحت اثر تنش های مرکب
	۱-۷-۱-۱۰	فشار محوری و خمش، ۷۳
	۲-۷-۱-۱۰	کشش محوری و خمش، ۷۶
	۳-۷-۱-۱۰	ترکیب تنش های صفحه ای، ۷۷
۷۹	۸-۱-۱۰	طراحی اعضا برای پیچش
	۱-۸-۱-۱۰	اثر لنگر پیچشی، ۷۹
	۲-۸-۱-۱۰	خستگی، ۸۳
۸۵	۹-۱-۱۰	تیرهای مختلط
	۱-۹-۱-۱۰	تعاریف، ۸۵
	۲-۹-۱-۱۰	روش طراحی، ۸۶
	۳-۹-۱-۱۰	برش انتهایی، ۸۸
	۴-۹-۱-۱۰	برشگیرها، ۸۹
	۵-۹-۱-۱۰	مقاطع مختلط با استفاده از ورق های دوزنقه ای، ۹۲
	۶-۹-۱-۱۰	اعضای محوری مختلط، ۹۵
۹۷	۱۰-۱-۱۰	اتصالات و وسایل اتصال
	۱-۱۰-۱-۱۰	کلیات، ۹۷
	۲-۱۰-۱-۱۰	جوش، ۱۰۴
	۳-۱۰-۱-۱۰	پیچ و مهره، قطعات دندانه شده و پرچ، ۱۱۲
	۴-۱۰-۱-۱۰	تنش مجاز در گسیختگی قالبی، ۱۱۹
	۵-۱۰-۱-۱۰	عناصر اتصال دهنده، ۱۲۰
	۶-۱۰-۱-۱۰	ورق های پرکننده، ۱۲۰
	۷-۱۰-۱-۱۰	تنش های مجاز اتکایی، ۱۲۱
	۸-۱۰-۱-۱۰	کف ستون ها و قطعات فولادی با فشار مستقیم بر بتن...، ۱۲۲
	۹-۱۰-۱-۱۰	میل مهارها، ۱۲۲
۱۲۳	۱۱-۱-۱۰	مسائل ویژه در طرح و محاسبه
	۱-۱۱-۱-۱۰	جان و بال های اعضا تحت اثر بارهای متمرکز، ۱۲۳
	۲-۱۱-۱-۱۰	چشمه اتصال، ۱۳۲
	۳-۱۱-۱-۱۰	مقررات تکمیلی برای ورق های تقویتی جان...، ۱۳۶

۱۳۷	توجه به شرایط بهره‌برداری در طرح و محاسبه	۱۲-۱-۱۰
	پیش‌خیز در تیرها، ۱۳۷	۱-۱۲-۱-۱۰
	انبساط و انقباض حرارتی، ۱۳۸	۲-۱۲-۱-۱۰
	افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی، ۱۳۸	۳-۱۲-۱-۱۰
	حداقل ضخامت قطعات فولادی، ۱۳۹	۴-۱۲-۱-۱۰

فهرست شکل‌های فصل ۱۰- ۱

۳۳	تسمه‌های لولا شده	شکل ۱-۳-۱-۱۰
۳۴	اتصال لولایی با تسمه‌های سرپهن	شکل ۲-۳-۱-۱۰
۴۰	نمودار تغییرات تنش فشاری مجاز برحسب لاغری حداکثر	شکل ۱-۴-۱-۱۰
۴۲	ستون مرکب با ورق سرتاسری	شکل ۲-۴-۱-۱۰
۴۳	اعضای فشاری مرکب با لقمه	شکل ۳-۴-۱-۱۰
۴۴	ستون مرکب با بست‌های مورب	شکل ۴-۴-۱-۱۰
۴۷	ستون با بست‌های موازی	شکل ۵-۴-۱-۱۰
۴۹	مقاطع اعضای فشاری ساخته شده از ورق	شکل ۶-۴-۱-۱۰
۸۲	توزیع تنش در مقاطع I شکل تحت اثر لنگر پیچشی	شکل ۱-۸-۱-۱۰
۸۳	روش تشبیه پیچش به خمش	شکل ۲-۸-۱-۱۰
۹۳	محدودیت‌های ورق دوزنقه‌ای در تیرهای مختلط	شکل ۱-۹-۱-۱۰
۱۲۵	جان و بال‌های اعضای تحت اثر بارهای متمرکز	شکل ۱-۱۱-۱-۱۰
۱۳۲	ناحیه چشمه اتصال	شکل ۲-۱۱-۱-۱۰
۱۳۴	نمایش سخت‌کننده‌های قطری و ورق مضاعف در چشمه اتصال	شکل ۳-۱۱-۱-۱۰

فهرست جدول‌های فصل ۱۰- ۱

۱۵	ترکیب‌های بارگذاری متعارف در ساختمان‌ها در طراحی.....	جدول ۱-۱-۱-۱۰
۱۶	ترکیب‌های بارگذاری تکمیلی برای ساختمان‌های صنعتی.....	جدول ۲-۱-۱-۱۰
۲۴ و ۲۵ و ۲۶	محدودیت نسبت پهنای آزاد به ضخامت در اجزای فشاری	جدول ۱-۲-۱-۱۰
۹۱	نیروی برشی افقی مجاز.....	جدول ۱-۹-۱-۱۰
۹۲	ضرایب مورد استفاده برای بتن سبک با جرم مخصوص.....	جدول ۲-۹-۱-۱۰
۱۰۵	حداقل ضخامت مؤثر جوش شیاری با نفوذی نسبی	جدول ۱-۱۰-۱-۱۰

۱۰۶	جدول ۱۰-۱-۱۰-۲	حداقل بعد جوش گوشه
۱۱۰	جدول ۱۰-۱-۱۰-۳	حداقل دمای پیش گرمایش
۱۱۱	جدول ۱۰-۱-۱۰-۴	تنش‌های مجاز جوش
۱۱۲	جدول ۱۰-۱-۱۰-۵	ابعاد اسمی سوراخ پیچ
۱۱۴	جدول ۱۰-۱-۱۰-۶	تنش‌های مجاز در انواع وسایل اتصال
۱۱۶	جدول ۱۰-۱-۱۰-۷	تنش کششی مجاز (F_t) در پیچ‌ها و پرچ‌ها تحت اثر برش
۱۱۸	جدول ۱۰-۱-۱۰-۸	مقادیر C_1
۱۱۸	جدول ۱۰-۱-۱۰-۹	حداقل فاصله مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در امتداد نیرو
۱۱۹	جدول ۱۰-۱-۱۰-۱۰	مقادیر افزایش فاصله تا لبه (C_2)
۱۱۹	جدول ۱۰-۱-۱۰-۱۱	حداقل نیروی پیش‌تنیدگی در اتصالات اصطکاکی

فصل ۱۰-۲ طراحی سازه‌های فولادی به روش حدی

۱۴۳	۱۰-۲-۱ کلیات
	۱۰-۲-۱-۱ حدود کاربرد، ۱۴۳
	۱۰-۲-۱-۲ مبانی طراحی، ۱۴۳
	۱۰-۲-۱-۳ روش طراحی، ۱۴۴
	۱۰-۲-۱-۴ تحلیل سازه، ۱۴۹
۱۵۱	۱۰-۲-۲ کمانش موضعی
	۱۰-۲-۲-۱ طبقه‌بندی مقاطع فولادی، ۱۵۱
	۱۰-۲-۲-۲ پهنای آزاد اجزای با یک لبه متکی، ۱۵۲
	۱۰-۲-۲-۳ پهنای آزاد اجزای با دو لبه متکی، ۱۵۳
	۱۰-۲-۲-۴ مقطع برای تحلیل حدی (خمیری)، ۱۵۴
	۱۰-۲-۲-۵ مقاطع با اجزای لاغر فشاری، ۱۵۴
۱۵۹	۱۰-۲-۳ اعضای کششی
	۱۰-۲-۳-۱ محدودیت‌های لاغری، ۱۶۰
	۱۰-۲-۳-۲ مقاطع محاسباتی در اعضای کششی، ۱۶۰
	۱۰-۲-۳-۳ مقاومت کششی طرح، ۱۶۵
	۱۰-۲-۳-۴ اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق، ۱۶۶
	۱۰-۲-۳-۵ اعضای کششی با اتصالات لولایی، ۱۶۷

۱۷۳	اعضای فشاری (ستون‌ها)	۴-۲-۱۰
	پایداری، ۱۷۳	۱-۴-۲-۱۰
	مقاومت فشاری طرح، ۱۷۶	۲-۴-۲-۱۰
۱۸۱	مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری با مقاطع نبشی تک،	۳-۴-۲-۱۰
	اعضای فشاری مرکب (ساخته شده)، ۱۸۳	۴-۴-۲-۱۰
	اعضای فشاری با اتصال لولایی، ۱۹۳	۵-۴-۲-۱۰
	برش در جان ستون، ۱۹۳	۶-۴-۲-۱۰
۱۹۵	طراحی اعضا برای خمش	۵-۲-۱۰
	ضریب یکنواختی لنگر، ۱۹۹	۱-۵-۲-۱۰
	مقاومت خمشی مقاطع I شکل.....، ۲۰۱	۲-۵-۲-۱۰
	مقاومت خمشی مقاطع I شکل.....، ۲۰۴	۳-۵-۲-۱۰
	مقاومت خمشی سایر مقاطع I شکل.....، ۲۰۵	۴-۵-۲-۱۰
	مقاومت خمشی مقاطع I شکل.....، ۲۱۱	۵-۵-۲-۱۰
۲۱۴	مقاومت خمشی مقاطع I شکل و ناودانی حول محور ضعیف،	۶-۵-۲-۱۰
	مقاومت خمشی مقاطع قوطی شکل، ۲۱۵	۷-۵-۲-۱۰
	مقاومت خمشی مقاطع لوله‌ای شکل، ۲۱۷	۸-۵-۲-۱۰
	مقاومت خمشی مقاطع سپری و جفت نبشی.....، ۲۱۸	۹-۵-۲-۱۰
	مقاومت خمشی مقاطع نبشی تک، ۲۲۰	۱۰-۵-۲-۱۰
	مقاومت خمشی مقاطع توپر دایره‌ای و چهارگوش، ۲۲۴	۱۱-۵-۲-۱۰
	مقررات عمومی، ۲۲۶	۱۲-۵-۲-۱۰
۲۳۱	طراحی اعضا برای برش	۶-۲-۱۰
	مقررات عمومی، ۲۳۲	۱-۶-۲-۱۰
	مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی، ۲۳۲	۲-۶-۲-۱۰
	مقاومت برشی اعضا با توجه به عمل میدان کششی، ۲۳۷	۳-۶-۲-۱۰
	مقاومت برشی نبشی‌های تک، ۲۴۰	۴-۶-۲-۱۰
	مقاومت برشی مقاطع قوطی شکل، ۲۴۰	۵-۶-۲-۱۰
	مقاومت برشی مقاطع لوله‌ای، ۲۴۰	۶-۶-۲-۱۰
	مقاومت برشی مقاطع با یک یا دو محور تقارن.....، ۲۴۲	۷-۶-۲-۱۰
۲۴۳	طراحی اعضا برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی	۷-۲-۱۰
	آثار مرتبه دوم - لنگر ثانوی، ۲۴۳	۱-۷-۲-۱۰

	۲-۷-۲-۱۰	اعضا با مقطع دارای یک و یا دو محور تقارن تحت ، ۲۵۲
	۳-۷-۲-۱۰	اعضا با مقطع دارای یک و یا دو محور تقارن تحت ، ۲۵۳
	۴-۷-۲-۱۰	اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن تحت ، ۲۵۴
	۵-۷-۲-۱۰	اعضا با مقطع بدون محور تقارن تحت ، ۲۵۵
۲۵۷	۸-۲-۱۰	طراحی اعضا برای پیچش و نیروهای ترکیبی همراه با پیچش
	۱-۸-۲-۱۰	مقاومت پیچشی مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل. ۲۵۷
	۲-۸-۲-۱۰	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل تحت ، ۲۶۰
	۳-۸-۲-۱۰	سایر مقاطع (غیرتوخالی) تحت ، ۲۶۱
	۴-۸-۲-۱۰	لنگر پیچشی تابیدگی، ۲۶۲
۲۶۵	۹-۲-۱۰	طراحی اعضای مختلط
	۱-۹-۲-۱۰	کلیات، ۲۶۶
	۲-۹-۲-۱۰	اعضای محوری مختلط، ۲۶۸
	۳-۹-۲-۱۰	اعضای خمشی مختلط، ۲۷۵
	۴-۹-۲-۱۰	مقاومت خمشی مقاطع مختلط با استفاده از ورق‌های ، ۲۷۹
	۵-۹-۲-۱۰	برشگیرها، ۲۸۱
	۶-۹-۲-۱۰	مقاومت خمشی تیرهای مختلط محاط در بتن ، ۲۸۵
	۷-۹-۲-۱۰	ترکیب فشار و خمش در اعضای مختلط، ۲۸۶
	۸-۹-۲-۱۰	حالات خاص، ۲۸۶
۲۸۷	۱۰-۲-۱۰	اتصالات و وسایل اتصال
	۱-۱۰-۲-۱۰	کلیات، ۲۸۸
	۲-۱۰-۲-۱۰	جوش، ۲۹۴
	۳-۱۰-۲-۱۰	پیچ‌ها و قطعات دندانه‌شده، ۳۰۵
	۴-۱۰-۲-۱۰	نواحی مجاور اتصال و اجزای اتصال، ۳۱۷
	۵-۱۰-۲-۱۰	ورق‌های پرکننده (لقمه‌ها)، ۳۲۰
	۶-۱۰-۲-۱۰	مقاومت انکایی، ۳۲۲
	۷-۱۰-۲-۱۰	کف ستون‌ها و قطعات فولادی با فشار مستقیم ، ۳۲۳
	۸-۱۰-۲-۱۰	میله‌مه‌ارها و اقلام مدفون، ۳۲۴
	۹-۱۰-۲-۱۰	جان و بال‌های اعضا تحت اثر بارهای متمرکز، ۳۲۶
۳۴۱	۱۱-۲-۱۰	شرایط بهره‌برداری
	۱-۱۱-۲-۱۰	توجه به شرایط بهره‌برداری در طرح و محاسبه، ۳۴۱

- ۱۰-۲-۱۱-۲ پیش خیز در تیرها، ۳۴۱
 ۱۰-۲-۱۱-۳ انبساط و انقباض حرارتی، ۳۴۲
 ۱۰-۲-۱۱-۴ افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی، ۳۴۲

فهرست شکل‌های فصل ۱۰-۲

۱۶۱	شکل ۱۰-۲-۳-۱ سوراخ‌های موجود در یک عضو کششی
۱۶۱	شکل ۱۰-۲-۳-۲ سوراخ‌های واقع در روی دو بال متعامد مقطع نبشی
۱۶۷	شکل ۱۰-۲-۳-۳ هندسه قیدهای موازی
۱۶۹	شکل ۱۰-۲-۳-۴ محدودیت‌های ابعادی تسمه‌های لولاشده
۱۷۱	شکل ۱۰-۲-۳-۵ محدودیت‌های ابعادی تسمه‌های سرپهن
۱۷۷	شکل ۱۰-۲-۴-۱ رابطه F_{cr} با نسبت لاغری λ برای اعضای فشاری.....
۱۷۸	شکل ۱۰-۲-۴-۲
۱۸۴	شکل ۱۰-۲-۴-۳ ستون مرکب با ورق سرتاسری
۱۸۵	شکل ۱۰-۲-۴-۴ اعضای فشاری مرکب با لقمه
۱۸۶	شکل ۱۰-۲-۴-۵ ستون مرکب با بست‌های مورب
۱۹۰	شکل ۱۰-۲-۴-۶ ستون با بست‌های موازی
۱۹۲	شکل ۱۰-۲-۴-۷ مقاطع اعضای فشاری ساخته شده از ورق
۱۹۸	شکل ۱۰-۲-۵-۱ مقاومت خمشی اسمی، M_n ، به‌عنوان تابعی از نسبت پهنا.....
۱۹۸	شکل ۱۰-۲-۵-۲ مقاومت خمشی اسمی به‌عنوان تابعی از طول مهارنشده (L_b)
۲۲۳	شکل ۱۰-۲-۵-۳ نبشی دو ساق نامساوی و مساوی در خمش
۲۳۶	شکل ۱۰-۲-۶-۱ مقطع سخت‌کننده‌های عرضی
۲۴۴	شکل ۱۰-۲-۷-۱ آثار مرتبه اول و آثار مرتبه دوم
۲۴۵	شکل ۱۰-۲-۷-۲ اثرات $P-\Delta$ و $P-\delta$ در تیرستون‌ها
۲۴۷	شکل ۱۰-۲-۷-۳ انحنای ساده و مضاعف
۲۵۰	شکل ۱۰-۲-۷-۴ تحلیل قاب بدون و با انتقال جانبی
۲۵۹	شکل ۱۰-۲-۸-۱ مقطع قوطی شکل
۲۶۳	شکل ۱۰-۲-۸-۲ توزیع تنش در مقاطع I شکل تحت اثر لنگر پیچشی
۲۶۴	شکل ۱۰-۲-۸-۳ روش تشبیه پیچش به خمش
۲۶۸	شکل ۱۰-۲-۹-۱ اعضای محوری مختلط
۲۷۷	شکل ۱۰-۲-۹-۲ توزیع تنش پلاستیک در مقطع مختلط

۲۷۸	شکل ۱۰-۲-۹-۳ توزیع تنش الاستیک در مقطع مختلط
۲۷۹	شکل ۱۰-۲-۹-۴ محدودیت‌های ورق دوزنقه‌ای
۲۸۰	شکل ۱۰-۲-۹-۵ ورق‌های فولادی دوزنقه‌ای که کنگره‌های
۲۸۱	شکل ۱۰-۲-۹-۶ ورق‌های فولادی دوزنقه‌ای که کنگره‌های آنها موازی محور
۲۸۴	شکل ۱۰-۲-۹-۷ برشگیرهای از نوع ناودانی
۲۹۵	شکل ۱۰-۲-۱۰-۱ ضخامت مؤثر جوش‌های شیاری لب‌گرد
۲۹۶	شکل ۱۰-۲-۱۰-۲ ضخامت گلوگاه مؤثر جوش‌های گوشه
۲۹۹	شکل ۱۰-۲-۱۰-۳ وجود قید در جوش گوشه اتصالات پوششی (روبه‌هم)
۲۹۹	شکل ۱۰-۲-۱۰-۴ جوش گوشه در انتهای تسمه‌های کششی
۳۰۰	شکل ۱۰-۲-۱۰-۵ جوش گوشه در انتهای اعضا
۳۰۰	شکل ۱۰-۲-۱۰-۶ جوش گوشه در انتهای اعضای محوری
۳۰۰	شکل ۱۰-۲-۱۰-۷ مسیر پیشنهادی برای جلوگیری از زخم در لبه
۳۰۷	شکل ۱۰-۲-۱۰-۸ طول گیره وسایل اتصال
۳۱۰	شکل ۱۰-۲-۱۰-۹ اثر متقابل کشش و برش در اتصالات اتکایی
۳۱۵	شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۰ انواع سوراخ‌ها
۳۱۹	شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۱ سطوح گسیختگی در برش قالبی
۳۲۰	شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۲ توزیع تنش کششی در برش قالبی
۳۲۱	شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۳ نیاز به ورق پرکننده در وصله ستون‌ها
۳۲۱	شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۴ جزییات وصله با کاهش ابعاد ستون
۳۲۳	شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۵ کفشک‌های تکیه‌گاهی
۳۲۵	شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۶ سطح اتکا در تماس با شالوده بتنی
۳۲۷	شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۷ خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی
۳۲۹	شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۸ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری
۳۳۱	شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۹ لهیدگی در مقابل نیروی متمرکز فشاری
۳۳۴	شکل ۱۰-۲-۱۰-۲۰ کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری
۳۳۵	شکل ۱۰-۲-۱۰-۲۱ کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری
۳۳۷	شکل ۱۰-۲-۱۰-۲۲ نیروهای وارد بر چشمه اتصال
۳۳۸	شکل ۱۰-۲-۱۰-۲۳ نمایش سخت‌کننده‌های قطری و ورق مضاعف در چشمه اتصال

فهرست جدول‌های فصل ۱۰ - ۲

۱۴۵	جدول ۱۰-۲-۱ حالات حدی
۱۴۸	جدول ۱۰-۲-۲ ترکیب‌های بارگذاری در ساختمان‌های متعارف در حالت حدی نهایی
۱۴۸	جدول ۱۰-۲-۳ ترکیبات بارهای اضافی برای ساختمان‌های صنعتی در
۱۵۵	جدول ۱۰-۲-۲ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری
۱۶۳	جدول ۱۰-۲-۳ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اجزای کششی
۱۹۷	جدول ۱۰-۲-۵ انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی
۲۰۰	جدول ۱۰-۲-۵ مقادیر نمونه C_b با فرض $R_m = 1$
۲۸۳	جدول ۱۰-۲-۹ مقادیر R_p و R_g
۲۹۵	جدول ۱۰-۲-۱ حداقل ضخامت مؤثر جوش شیاری با نفوذ نسبی
۲۹۷	جدول ۱۰-۲-۲ حداقل بعد جوش گوشه
۳۰۳	جدول ۱۰-۲-۳ مقاومت اسمی جوش‌ها و ضریب تقلیل مقاومت
۳۰۴	جدول ۱۰-۲-۴ حداقل دمای پیش‌گرمایش
۳۰۶	جدول ۱۰-۲-۵ مشخصات پرچ‌ها پیچ‌های موجود یا تولید در ایران
۳۰۷	جدول ۱۰-۲-۶ حداقل نیروی پیش‌تنیدگی در اتصالات اصطکاکی (تنش اسمی (پیچ و پرچ)
۳۰۹	جدول ۱۰-۲-۷
۳۱۴	جدول ۱۰-۲-۸ ابعاد اسمی سوراخ پیچ برحسب میلی‌متر
۳۱۶	جدول ۱۰-۲-۹ حداقل فاصله مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در هر راستا
۳۱۶	جدول ۱۰-۲-۱۰ مقادیر افزایش حداقل فاصله سوراخ تا لبه (C)

فصل ۱۰ - ۳ ضوابط طرح لرزه‌ای

۳۴۹	۱۰-۳-۱ کلیات
	۱۰-۳-۱-۱ ، ۳۴۹
	۱۰-۳-۱-۲ ، ۳۴۹
	۱۰-۳-۱-۳ ، ۳۴۹
۳۵۰	۱۰-۳-۲ عبارات و اصطلاحات
۳۵۴	۱۰-۳-۳ علایم و اختصارات
۳۵۵	۱۰-۳-۴ تعاریف
	۱۰-۳-۴-۱ شکل‌پذیری، ۳۵۵

	۱۰-۳-۴-۲	مقطع فشرده لرزه‌ای، ۳۵۶
	۱۰-۳-۴-۳	ناحیه بحرانی، ۳۵۸
	۱۰-۳-۴-۴	ترکیب بار زلزله‌ای تشدید یافته، ۳۵۸
۳۵۹	۱۰-۳-۵	مشخصات مصالح
	۱۰-۳-۵-۱	فولاد مصرفی، ۳۵۹
	۱۰-۳-۵-۲	اتصالات جوشی، ۳۵۹
	۱۰-۳-۵-۳	اتصالات پیچی، ۳۶۰
۳۶۰	۱۰-۳-۶	الزامات عمومی طراحی ستون‌ها و کف ستون‌ها
	۱۰-۳-۶-۱	مقاومت ستون‌ها، ۳۶۰
	۱۰-۳-۶-۲	وصله ستون‌ها، ۳۶۲
	۱۰-۳-۶-۳	کف ستون‌ها، ۳۶۴
۳۶۶	۱۰-۳-۷	سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای
۳۶۶	۱۰-۳-۸	قاب‌های خمشی
	۱۰-۳-۸-۱	قاب خمشی فولادی ویژه، ۳۶۶
	۱۰-۳-۸-۲	قاب خمشی فولادی متوسط، ۳۷۹
	۱۰-۳-۸-۳	قاب خمشی فولادی معمولی، ۳۸۱
	۱۰-۳-۸-۴	اتصالات پیشنهادی، ۳۸۱
۳۸۸	۱۰-۳-۹	قاب‌های مهاربندی شده همگرا
	۱۰-۳-۹-۱	ملاحظات کلی، ۳۸۸
	۱۰-۳-۹-۲	قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه، ۳۹۰
	۱۰-۳-۹-۳	قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی، ۳۹۶
۳۹۸	۱۰-۳-۱۰	قاب‌های مهاربند شده واگرا
	۱۰-۳-۱۰-۱	ملاحظات کلی، ۳۹۸
	۱۰-۳-۱۰-۲	قاب‌های مهاربندی شده واگرای ویژه، ۳۹۹
	۱۰-۳-۱۰-۳	مهاربند واگرای معمولی در داخل قاب ساده، ۴۱۲

فهرست شکل‌های فصل ۱۰ - ۳

۳۵۲	شکل ۱۰-۳-۱ انواع مهاربند همگر
۳۵۳	شکل ۱۰-۳-۲ انواع مهاربند واگرا
۳۶۴	شکل ۱۰-۳-۳ جزییات وصله ستون با تغییرات مقطع
۳۶۹	شکل ۱۰-۳-۴ ناحیه بحرانی در دو انتهای تیر
۳۷۰	شکل ۱۰-۳-۵ برش طراحی تیرها در قاب‌های خمشی ویژه در طراحی به‌روش تنش مجاز
۳۷۱	شکل ۱۰-۳-۶ برش طراحی تیرها در قاب‌های خمشی ویژه، در طراحی به‌روش حالات حدی
۳۸۲	شکل ۱۰-۳-۷ (الف) اتصال صلب در قاب خمشی با شکل‌پذیری کم و متوسط در ستون‌های مرکب ساخته‌شده از دو نیم‌رخ
۳۸۳	شکل ۱۰-۳-۷ (ب) اتصال صلب در قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد با استفاده از ورق روسری و زیرسری در ستون‌های با مقطع H شکل
۳۸۴	شکل ۱۰-۳-۷ (پ) اتصال صلب در قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد با استفاده از ورق روسری و زیرسری در ستون‌های با مقطع قوطی‌شکل
۳۸۵	شکل ۱۰-۳-۷ (ت) اتصال صلب مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته در قاب‌های شکل‌پذیری متوسط و زیاد
۳۸۶	شکل ۱۰-۳-۷ (ث) اتصال صلب تیر با مقطع تقویت‌شده در محل اتصال به‌ستون در قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد
۳۸۷	شکل ۱۰-۳-۷ (ج) اتصال فلنجی در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد
۳۹۳	شکل ۱۰-۳-۸ اتصال مهاربندی با ایجاد خط آزاد خمش
۳۹۵	شکل ۱۰-۳-۹ (الف) نیروی غیرمتعادل مهاربندهای کششی و فشاری در طراحی به‌روش تنش مجاز
۳۹۵	شکل ۱۰-۳-۹ (ب) نیروی غیرمتعادل مهاربندهای کششی و فشاری، در طراحی به‌روش حالات حدی
۳۹۹	شکل ۱۰-۳-۱۰ اجزای مهاربندهای واگرا
۴۰۰	شکل ۱۰-۳-۱۱ جزییات تیر پیوند کناری و میانی
۴۰۵	شکل ۱۰-۳-۱۲ مدل تحلیلی، تعیین نیروهای طراحی اعضای خارج از تیر پیوند،
۴۱۰	مهاربندی و نیروی محوری ستون‌های مهاربند
۴۱۱	شکل ۱۰-۳-۱۴ زاویه بین عضو مهاربند و تیر

فهرست جدول‌های فصل ۱۰ - ۳

۳۵۷	جدول ۱۰-۳-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در مقطع فشرده لرزه‌ای
۳۵۹	جدول ۱۰-۳-۲ ضریب اضافه مقاومت

فصل ۱۰-۴ ساخت، نصب و کنترل

۴۱۵	۱-۴-۱۰ مقدمه
۴۱۵	۲-۴-۱۰ دامنه کاربرد
۴۱۶	۳-۴-۱۰ مشخصات فولاد مصرفی
۴۱۷	۴-۴-۱۰ ساخت قطعات فولادی
	۱-۴-۴-۱۰ کلیات، ۴۱۷
	۲-۴-۴-۱۰ بریدن و سوراخ کردن، ۴۱۷
	۳-۴-۴-۱۰ ساخت و آماده کردن قطعات قبل از مونتاژ، ۴۱۸
	۴-۴-۴-۱۰ اتصال با جوش، ۴۱۹
	۵-۴-۴-۱۰ پیش‌نصب، ۴۲۰
	۶-۴-۴-۱۰ اتصال با پیچ، ۴۲۱
	۷-۴-۴-۱۰ انبار کردن، حمل و رفع معایب، ۴۲۵
۴۲۶	۵-۴-۱۰ رنگ آمیزی و گالوانیزه کردن قسمت‌های فولادی
	۱-۵-۴-۱۰ موارد مورد استفاده، ۴۲۶
	۲-۵-۴-۱۰ آماده‌سازی سطوح، ۴۲۶
	۳-۵-۴-۱۰ درجات مختلف کیفیت آماده‌سازی سطوح، ۴۲۷
	۴-۵-۴-۱۰ رنگ آمیزی، ۴۲۸
	۵-۵-۴-۱۰ انبارداری رنگ، ۴۳۰
	۶-۵-۴-۱۰ ضخامت رنگ، ۴۳۱
	۷-۵-۴-۱۰ گالوانیزه کردن، ۴۳۲

۴۳۲	رواداری‌ها	۶-۴-۱۰
	رواداری‌های جوش، ۴۳۲	۱-۶-۴-۱۰
	کنترل اعوجاج و جمع‌شدگی، ۴۳۵	۲-۶-۴-۱۰
	رواداری‌های ابعادی، ۴۳۶	۳-۶-۴-۱۰
	سخت‌کننده تکیه‌گاهی در محل بارهای متمرکز، ۴۴۱	۴-۶-۴-۱۰
	رواداری سخت‌کننده‌ها، ۴۴۱	۵-۶-۴-۱۰
	مقطع جوش، ۴۴۳	۶-۶-۴-۱۰
	ناشاقولی ستون‌ها، ۴۴۵	۷-۶-۴-۱۰
	رواداری سوراخ پیچ‌ها، ۴۴۶	۸-۶-۴-۱۰

فهرست شکل‌های فصل ۱۰ - ۴

۴۳۳	رواداری‌های مونتاژ در درزهای با جوش شیاری	شکل ۱-۴-۱۰
۴۳۴	اصلاح ناهمبندی و ناهم‌محوری	شکل ۲-۴-۱۰
۴۳۸	رواداری محال اتصال جان به‌بال	شکل ۳-۴-۱۰
۴۳۹	روش اندازه‌گیری پیش‌خیز تیرها	شکل ۴-۴-۱۰
۴۴۰	رواداری‌های انحراف بال	شکل ۵-۴-۱۰
۴۴۲	رواداری در محل تماس تیر با تکیه‌گاه - تیر با سخت‌کننده	شکل ۶-۴-۱۰
۴۴۲	رواداری در محل تماس تیر با تکیه‌گاه - تیر بدون سخت‌کننده	شکل ۷-۴-۱۰
۴۴۴	مقاطع قابل پذیرش و غیرقابل پذیرش جوش	شکل ۸-۴-۱۰
۴۴۵	پوش بدشاقولی ستون	شکل ۹-۴-۱۰
۴۴۶	ناریسمانی ستون‌های محور خارجی	شکل ۱۰-۴-۱۰
۴۴۶	ناریسمانی ستون‌های داخلی	شکل ۱۱-۴-۱۰
۴۴۷	رواداری سوراخ‌های پیچ	شکل ۱۲-۴-۱۰
۴۴۷		شکل ۱۳-۴-۱۰
۴۴۸		شکل ۱۴-۴-۱۰

فهرست جدول‌های فصل ۱۰ - ۴

۴۲۱	میزان آزمایش‌های غیرمخرب جوش هنگام تولید و نصب	جدول ۱-۴-۱۰
۴۲۳	چرخش اضافی لازم برای پیش‌تنیده کردن پیچ‌ها	جدول ۲-۴-۱۰

۴۲۴	مشخصات مکانیکی پرچ‌ها و پیچ‌ها	جدول ۱۰-۴-۳
۴۲۴	نیروی پیش‌تنیدگی و لنگر پیچشی پیش‌تنیدگی متناظر.....	جدول ۱۰-۴-۴
۴۳۱	حداقل ضخامت رنگ‌آمیزی قطعات فولادی در شرایط محیطی.....	جدول ۱۰-۴-۵
۴۳۷		جدول ۱۰-۴-۶
۴۳۷	رواداری‌های انحنای پیش‌خیز تیرها برای تیرهای غیرمختلط	جدول ۱۰-۴-۷
۴۴۱	رواداری مجاز ارتفاع تیروورق	جدول ۱۰-۴-۸
۴۴۲	انحنای سخت‌کننده تکیه‌گاهی	جدول ۱۰-۴-۹
۴۴۳	انحنای سخت‌کننده‌های تکیه‌گاهی	جدول ۱۰-۴-۱۰

۱۰-۰- مبانی

۳	حدود کاربرد	۱-۰-۱۰
۴	انواع سازه‌های ساختمانی	۲-۰-۱۰
۵	مصالح فولادی	۳-۰-۱۰
۶	بارهای محاسباتی	۴-۰-۱۰
۸	مدارک فنی	۵-۰-۱۰
۹	طرح لرزه‌ای	۶-۰-۱۰

۱۰-۰-۱۰ حدود کاربرد

«مقررات طرح، محاسبه و اجرای ساختمان‌های فولادی» حداقل ضوابط و مقررات لازم را برای طرح، تحلیل و اجرای ساختمان‌های فولادی تعیین می‌کند و شامل طراحی به‌روش تنش‌های مجاز (فصل ۱۰ - ۱)، و طراحی به‌روش حالت‌های حدی (فصل ۱۰ - ۲)، طراحی لرزه‌ای (فصل ۱۰ - ۳) و ساخت و نصب و کنترل (فصل ۱۰ - ۴) می‌باشد.

در حال حاضر طراحی به‌هر دو روش تنش مجاز (فصل ۱۰ - ۱)، و روش حالات حدی (فصل ۱۰ - ۲) مجاز است، لیکن ترکیب این دو روش و فصل‌های مربوطه به‌هیچ‌وجه مجاز نمی‌باشد. پس از طی دوره گذر، طراحی به‌روش حالات حدی، روش اصلی مقررات خواهد شد.

کاربرد این مبحث در محدوده ساختمان‌ها با کاربری‌های مندرج در قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان و آیین‌نامه اجرایی آن می‌باشد و شامل سازه‌های خاص از قبیل پل‌های جاده و راه‌آهن نیست.

مقررات مندرج در این مبحث باید توأم با معلومات و قضاوت مهندسی به‌کار رود.

۱۰ - ۰ - ۲ انواع سازه‌های ساختمانی

در این مبحث سه گروه اصلی اسکلت ساختمانی و مفروضات محاسباتی مربوط به آنها ملاک طرح و محاسبه سازه‌ها قرار گرفته است.

هریک از این گروه‌ها با مشخصاتی مختص به خود، تعیین‌کننده ابعاد اعضای سازه و نوع و مقاومت اتصالات مربوط، می‌باشد.

گروه (۱) « قاب‌های خمشی » (قاب‌های پیوسته) که در آنها فرض می‌شود اتصالات تیر و ستون به‌اندازه کافی صلب است به طوری که در تغییرشکل قاب، زاویه اولیه بین تیر و ستون بدون تغییر باقی می‌ماند.

گروه (۲) « قاب‌های ساده » که در آنها فرض می‌شود اتصالات تیر به ستون بدون صلبیت است و اتصال تیرها و شاهتیرها به ستون فقط برای انتقال برش ناشی از بار قائم طراحی شده و می‌تواند تحت اثر آن، آزادانه دوران کند.

گروه (۳) « قاب‌های نیمه‌صلب » (تیرها دارای صلبیت نسبی در دو انتها) که در آنها فرض می‌شود اتصال تیرها و شاهتیرها به ستون دارای ظرفیت خمشی به‌مقداری مشخص مابین صلبیت گروه (۱) و انعطاف‌پذیری گروه (۲)، می‌باشد.

نوع گروه سازه‌ای باید در روی نقشه‌های محاسباتی قید شود و طراحی و تحلیل کلیه اتصالات در هر کدام از گروه‌های فوق، در جوابگویی به مفروضات مربوط به آن گروه انجام شود. استفاده از قاب‌های گروه (۱) در ساختمان‌ها در همه حالت‌ها مجاز است. اعضای این گروه قاب‌های طبق مقررات فصل‌های ۱۰ - ۱ یا ۱۰ - ۲ و ۱۰ - ۳ در مقابل بارهای قائم و یا جانبی طراحی و تحلیل می‌شوند. استفاده از قاب‌های گروه (۲) در ساختمان‌ها در صورتی مجاز است که طراحی سازه مطابق این مقررات انجام شده و جوابگویی شرایط زیر باشد:

الف) دستگاه مقاوم در مقابل بارهای جانبی حاصل از باد یا زلزله* (دهانه‌های مهاربندی شده یا دیوارهای برشی و یا قاب‌های خمشی) برای ساختمان تعبیه شود و تحلیل نشان دهد که پایداری ساختمان و اعضای تشکیل‌دهنده آن در مقابل تمام بارهای وارده در حدی قابل قبول می‌باشد.

* رعایت ضوابط مربوط به محدودیت ارتفاع ساختمان و ویژگی‌های دیگر طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمانی ایران الزامی است.

ب) ظرفیت تیرها و شاهتیرها برای تحمل بار قائم با فرض تیر با تکیه‌گاه ساده، کافی باشد.
 پ) اتصالات تیر به ستون ظرفیت کافی در دوران غیرارتجاعی داشته باشند تا تنش‌های تولید شده در وسایل اتصال از قبیل پیچ، پرچ و جوش، تحت اثر حالت‌های مختلف بارگذاری، در حد مجاز باقی بماند.

تبصره: اسکلت‌های فولادی با اتصالات خورجینی در این گروه قرار می‌گیرند و در آنها تیرها را می‌توان به صورت سراسری تحلیل و طراحی نمود. در این حالت با توجه به نوع طراحی اتصال، لنگر انتقالی به ستون باید مورد توجه قرار گیرد.

استفاده از قاب‌های گروه (۳) در حالتی مجاز است که محاسبه‌ای مستدل نشان دهد که اتصالات نیمه‌صلب مفروض (به‌تنهایی و یا در ترکیب با دستگاه‌های مهاربند و یا دیوارهای برشی) قادر است اثر مشترک بارهای قائم و جانبی (حاصل از باد یا زلزله) را در حد تنش‌های مجاز تحمل کند.

۱۰-۰-۳ مصالح فولادی

مصالح به کار رفته شامل نیمرخ‌ها، ورق‌ها، تسمه‌ها، میلگردها، پرچ‌ها، پیچ‌ها، واشرها، مهره‌ها، میل‌مهارها، الکترودها و ... باید با استانداردهای ملی ایران مطابق باشد. در صورتی که برای بعضی از مصالح، استاندارد ایران تهیه نشده باشد، باید یکی از استانداردهای معتبر بین‌المللی (ترجیحاً استاندارد ISO) را مورد استفاده قرار داد. از نظر این مقررات، مشخصات مکانیکی فولادهای مصرفی در ساختمان مطابق بندهای زیر است:

الف) مدول الاستیسیته (ضریب ارتجاعی) مصالح فولادی (E) مساوی $2/1 \times 10^6$ کیلوگرم

بر سانتی‌متر مربع $[2/05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2]$ در نظر گرفته می‌شود.

ب) ضریب پواسون مصالح فولادی $\nu = 0/3$ در نظر گرفته می‌شود.

پ) برای ورق‌ها و اجزای با ضخامت بیش از ۴۰ میلی‌متر، تنش تسلیم F_y باید مطابق جدول‌های پیوست کاهش داده شود. (توصیه می‌شود حتی‌المقدور از ورق‌ها با ضخامت بیش از ۴۰ میلی‌متر استفاده نشود).

۱۰-۰-۴ بارهای محاسباتی

بارهای محاسباتی باید منطبق بر مفاد آخرین ویرایش مبحث ششم از مجموعه مقررات ملی ساختمان تحت عنوان بارهای وارد بر ساختمان باشند.

۱۰-۰-۴-۱ بار مرده به کار رفته در طرح و محاسبه باید شامل وزن کلیه اجزای ساختمان با احتساب اجزای فولادی و وسایل ثابت باشد.

۱۰-۰-۴-۲ بار زنده (سربار) باید شامل کلیه بارهای مؤثر اضافی که در نتیجه استفاد و بهره‌برداری از ساختمان بر آن تحمیل می‌شود، باشد. بارهای زنده به دو گروه تقسیم می‌شوند:

(الف) سربارهای ساکن ولی قابل حرکت مانند اثاثیه منزل، وسایل اداری و ... یا بارهای زنده ولی با سرعت کم، مانند وزن اشخاص، حیوانات و ... که بارهای ایستا (استاتیک) نامیده می‌شوند.

(ب) سربارهای متحرک با اثر دینامیکی قابل توجه (بارهای ضربه‌ای) مانند ماشین‌ها، آسانسورها، جراثقال‌ها و موارد مشابه. در تحلیل و طراحی سازه‌هایی که بارهای زنده دارای اثر ضربه را تحمل می‌کنند، بارهای یادشده را باید با ضریب ضربه مناسبی افزایش داد.

برای ضرایب ضربه، در درجه اول اعداد ضربه مربوط به دستگاه بارگذارنده (در صورتی که به طور کتبی از طرف سازنده دستگاه موجود باشد) ملاک خواهد بود. در صورتی که چنین اعدادی موجود نباشد، باید حداقل افزایش بار زنده، مطابق با مبحث ششم از مجموعه مقررات ملی ساختمان را به عنوان ضریب ضربه در نظر گرفت. در موارد ذیل باید ضریب ضربه و اثر دینامیکی بار زنده منظور شود:

۱. برای تکیه‌گاه آسانسور
۲. برای تیرها و اتصالات حامل جراثقال‌های متحرک بزرگ (ارابه با راننده) و بلندکننده‌های کوچک (با کابل فرمان دستی).

۳. برای تکیه‌گاه ماشین‌های دورانی، اعم از اینکه با موتور سرخود و یا محور محرک اتصالی کار کند.
۴. برای تکیه‌گاه ماشین‌های پیستونی با حرکت متناوب.
۵. برای آویزهای کششی که کف‌ها و یا بالکن‌هایی را تحمل می‌کنند.
۶. برای بارهای دینامیکی دیگر در صورت وجود.

۱۰-۰-۴-۳ بارهای محیطی

بارهای محیطی از عوامل طبیعی ناشی می‌شوند، مانند بار باد، بار برف و بار زلزله.

الف) بار باد

پیش‌بینی‌های لازم برای تنش‌هایی که از بار باد بر سازه تأثیر می‌کند، باید طبق مبحث ششم از مجموعه مقررات ملی ساختمان باشد. اثر باد باید هم در دوره ساخت و نصب سازه و هم بعد از آن در نظر گرفته شود.

ب) بار زلزله

اثر زلزله، مطابق ضوابط مبحث ششم از مجموعه مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته می‌شود. طراحی و محاسبه عناصر باربر و اتصالات آنها باید با توجه به شکل‌پذیری لازم در زلزله انجام شود.

پ) بار برف

شدت بار هموار گسترده معادل بار برف، با توجه به منطقه‌ای که سازه در آنجا واقع می‌شود، از مبحث ششم از مجموعه مقررات ملی ساختمان انتخاب می‌شود.

ت) بارهای حرارتی

بارهای حرارتی باید مطابق مبحث ششم از مجموعه مقررات ملی ساختمان انتخاب شود.

۱۰-۰-۵ مدارک فنی

۱۰-۰-۵-۱ نقشه‌های طراحی

نقشه‌های سازه باید اطلاعات کامل مقاطع، محل قرار گرفتن اعضای سازه نسبت به یکدیگر، تراز کف‌های ساختمانی، محورهای مار بر مرکز ستون‌ها، پیش‌آمدگی‌ها و پس‌نشستگی‌ها با اندازه‌های مربوط و اطلاعات مربوط به اتصالات و وصله‌ها را شامل باشد، به طوری که با مراجعه به آنها پیمانکار بتواند نقشه‌های اجرایی کارگاهی را تهیه نماید.

۱۰-۰-۵-۲ مدارک طراحی

در مدارک طراحی و تحلیل باید گروه یا گروه‌های سازه‌ای مفروض (طبق بند ۱۰-۰-۲) نوشته شود. همچنین این مدارک باید حاوی اطلاعاتی در مورد مقادیر بارها، نیروهای برشی، لنگرهای خمشی و نیروهای محوری که توسط قطعات و اتصالات آنها تحمل می‌گردد باشد. به طوری که با مراجعه به آنها بتوان نقشه‌های طراحی را تهیه کرد.

۱۰-۰-۵-۳ اطلاعات تکمیلی

اگر استفاده از پیچ‌های پرمقاومت، برای اتصالات مورد نظر باشد، مدارک طرح و محاسبه و نقشه‌ها باید نوع اتصال را از نظر عملکرد (اتصال اصطکاکی، اتصال اتکایی و یا اتصال کششی) معین کند.

میزان پیش‌خیز در ساخت (در صورت لزوم) برای تیرها، شاهتیرها، خرپاها و نظایر آنها، باید روی مدارک محاسباتی و نقشه‌ها قید گردد.

۱۰-۰-۵-۴ مشخصات فنی عمومی و خصوصی

مشخصات فنی عمومی و خصوصی جزء لاینفک مدارک طراحی می‌باشند که باید توسط طراح تهیه و ارائه گردد.

۱۰-۰-۵-۵ حروف و علائم و یادداشتهای فنی

در مدارک محاسباتی و نقشه‌ها باید از حروف و علائمی که به‌طور استاندارد از طرف مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود، استفاده شود. در صورت ناکافی بودن آنها، استفاده از علائم دیگر به‌همراه توضیحات کافی به‌منظور جلوگیری از هرگونه اشتباه و سوء تعبیر احتمالی مجاز می‌باشد. یادداشتهای فنی برای تفهیم روش کار و یا نتایج مورد نظر باید روشن و منجز باشد. در اتصالاتی که برای کم کردن تنش‌های پسماند جوشکاری و جلوگیری از تابیدگی قطعات، باید از فن‌آوری و ترتیب خاصی و یا از تعداد عبور جوشکاری معینی پیروی شود، لازم است آن روش دقیقاً در مدارک و نقشه‌ها توضیح داده شود.

۱۰-۰-۶ طرح لرزه‌ای

برای تأمین ضوابط طراحی لرزه‌ای، علاوه بر ضوابط موجود در فصل‌های ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ باید ضوابط فصل ۱۰-۳ از این مقررات رعایت گردد.

۱۰-۱ - طراحی ساختمان‌های فولادی به روش

تنش‌های مجاز

۱۳	کلیات	۱-۱-۱۰
۱۹	کمانش موضعی	۲-۱-۱۰
۲۷	اعضای کششی	۳-۱-۱۰
۳۷	اعضای فشاری (ستون)	۴-۱-۱۰
۵۱	اعضای خمشی	۵-۱-۱۰
۶۷	تیرورق‌ها و تیرهای جعبه‌ای	۶-۱-۱۰
۷۳	اعضا تحت اثر تنش‌های مرکب	۷-۱-۱۰
۷۹	طراحی اعضا برای پیچش	۸-۱-۱۰
۸۵	تیرهای مختلط	۹-۱-۱۰
۹۷	اتصالات و وسایل اتصال	۱۰-۱-۱۰
۱۲۳	مسائل ویژه در طرح و محاسبه	۱۱-۱-۱۰
۱۳۷	توجه به شرایط بهره‌برداری در طرح و محاسبه	۱۲-۱-۱۰

کلیات ۱-۱-۱۰

حدود کاربرد ۱-۱-۱۰

طراحی سازه‌های فولادی براساس روش تنش‌های مجاز، به‌عنوان روش سنتی طراحی شناخته می‌شود.

کاربرد این فصل در محدودهٔ ساختمان‌های با کاربری‌های مندرج در قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان و آیین‌نامهٔ اجرایی آن می‌باشد و شامل سازه‌های خاص از قبیل پل‌های جاده و راه‌آهن نیست.

مقررات مندرج در این مبحث باید توأم با معلومات و قضاوت مهندسی به‌کار رود.

هدف طراحی ۲-۱-۱۰

منظور از طرح سازه، تعیین پیکربندی، ابعاد و مشخصات قطعات آن به‌نحوی است که سه هدف تعیین شده در زیر تأمین شود:

الف) ایمنی

منظور از ایمنی این است که مجموعه سازه، شامل قطعات و اتصالات آن، طوری سازمان داده شوند که سازه از انسجام، پایداری و شکل پذیری برخوردار باشد و:

- ۱) تحت اثر بارهای متعارف آسیب نبیند.
- ۲) تحت اثر بارهای فوق العاده گسیخته نشود و فرو نریزد.

ب) عملکرد مطلوب

منظور از عملکرد مطلوب این است که سازه در سطح بهره برداری پیش بینی شده ساختمان دچار مشکل نشود و:

- ۱) تحت اثر بارها و سربارهای متعارف در آن شکست و تغییر شکل بیش از حدی به وجود نیاید به طوری که اجزای غیرسازه ای، نظیر نازک کاری و تیغه ها، دچار آسیب شوند.
- ۲) در اثر لرزش، در استفاده کنندگان احساس ناامنی به وجود نیاید.

پ) دوام

منظور از دوام این است که مصالح سازه کیفیت خود را در تمام طول عمر پیش بینی شده با عملیات نگهداری متعارف حفظ کنند، به طوری که در اثر پیری و فرسودگی، ایمنی و قابلیت بهره برداری سازه بیش از حد تقلیل نیابد.

۱۰-۱-۱-۳ تحلیل سازه ها

واکنش های تکیه گاهی و نیروهای داخلی اعضا، اتصالات و وسایل اتصال در سازه، برای بارهای مندرج در بخش ۱۰ - ۰ - ۴ باید براساس یکی از روش های شناخته شده ارتجاعی تعیین شود. برای بارهای لرزه ای استفاده از روش های مندرج در مبحث ششم مجاز است.

بازتوزیع لنگر تیرها

تیرهایی که شرایط مقطع فشرده با اتکای جانبی را دارند و در تکیه گاه به صورت سرتاسری

ادامه می‌یابند، یا با اتصال صلب به ستون متصل هستند و به صورت عضوی از قاب صلب کار می‌کنند، در حالتی که لنگر حداکثر در محل تکیه‌گاه به وجود آید، می‌توان آنها را برای تحمل $0/9$ لنگر منفی مربوط به بارهای قائم طراحی کرد مشروط بر اینکه در چنین عضوی لنگر مثبت میان دهانه را به مقدار 10 درصد میانگین لنگرهای منفی دو انتها، افزایش داد.

این مطلب برای تیرهای طره‌ای صادق نیست.

اگر لنگر منفی به ستونی منتقل شود که با اتصال صلب به تیر متصل است، کاهش آن در محاسبه ستون برای اثر مشترک بار محوری و لنگر خمشی مجاز است، مشروط بر آنکه تنش فشاری (f_a) در عضو، مربوط به بار محوری نظیر، از $0/15 F_a$ تجاوز نکند. (F_a تنش محوری مجاز در حالت مربوط می‌باشد).

۱-۱-۱-۴ ترکیب بارها در طراحی به روش تنش مجاز

الف) در طراحی سازه‌ها، احتمال همزمانی تأثیر بارها باید به شرحی که در زیر گفته شده است، در نظر گرفته شوند. مقدار تنش‌های محاسباتی مربوط به هر ترکیب، باید براساس بند $10 - 1 - 5$ در نظر گرفته شود. اجزای سازه باید برای ترکیبی از بارها که بیشترین اثر را در آن جزء ایجاد می‌کند، طراحی شوند.

جدول ۱-۱-۱-۱۰ ترکیب‌های بارگذاری متعارف در ساختمان‌ها در طراحی به روش تنش‌های مجاز

ترکیب بار	شرایط	ردیف
D+L	ترکیب بار مینا ^۱ (مرده + بهره‌برداری)	۱
$0/75 [D+L \pm (E \text{ یا } W)]$ $0/75 [D \pm (E \text{ یا } W)]$	ترکیب بار مرده، بهره‌برداری و زلزله یا باد *	۲
(D+F)+(L+H) D+F+H	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و فشار خاک یا آب	۳
$0/75(D+L \pm T)$ $0/75(D \pm T)$	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و آثار حرارتی، جمع‌شدگی، و نشست تکیه‌گاه‌ها *	۴

۱. در شرایطی که اثر بار زنده در هریک از ترکیبات بارگذاری کاهش‌دهنده است، ضریب آن معادل صفر منظور می‌گردد.
* در ویرایش‌های قدیم برای ترکیباتی از بار که در آنها آثار باد، زلزله و یا دما وجود داشت، تنش مجاز به میزان 33 درصد افزایش داده می‌شد. بنا به ملاحظات ضوابط طرح لرزه‌ای در فصل $10 - 3$ ، در این چاپ افزایش تنش مجاز حذف و به جای آن ضریب کاهش $0/75$ در ترکیب بار لحاظ گردیده است.

در ترکیبات فوق:

$D =$ بار مرده

$L =$ بار بهره‌برداری شامل بار زنده طبقات و سربار حاکم بر بام (بار زنده بام، بار برف یا بار باران)

$W =$ بار باد

$E =$ بار زلزله

$F =$ وزن و فشار ناشی از مایعات

$H =$ بار ناشی از وزن و فشار خاک و یا فشار توأم خاک و آب

$T =$ اثرات خودکرنشی ناشی از تغییرات دما، نشست پایه‌ها، وارفتگی و غیره

در ساختمان‌های صنعتی که سازه برای بار جراثقال سقفی طراحی می‌شود، ترکیبات زیر علاوه بر آنچه در بالا گفته شده، باید بررسی گردد.

جدول ۱۰-۱-۲ ترکیب‌های بارگذاری تکمیلی برای ساختمان‌های صنعتی در طراحی به‌روش تنش‌های مجاز

ترکیب بار	شرایط	ردیف
$D + A$	مرده + جراثقال	۱
$D + S + A$	مرده + جراثقال + برف	۲
$0.75[D + (W \text{ یا } E) + \bar{A}]$	مرده + زلزله	۳

علایم A و \bar{A} در این ترکیبات عبارتند از:

$A =$ کلیه بارهای ناشی از جراثقال شامل وزن پل‌ها، ارابه، باری که بلند می‌شود همراه با اثر ضربه در آنها.

$\bar{A} =$ بار ناشی از وزن جراثقال به‌تنهایی شامل وزن پل‌ها و ارابه به‌اضافه درصدی از بار زنده با توجه به‌میزان بهره‌برداری جراثقال.

۱۰-۱-۱-۵ تنش‌های مجاز

تمام عناصر سازه شامل اعضای اصلی و فرعی، اتصالات و وسایل اتصال، باید طوری طراحی و محاسبه شوند که تحت اثر ترکیب‌های بارگذاری جدول‌های ۱۰-۱-۱-۱ و ۱۰-۱-۱-۲، تنش‌های محاسباتی در آنها از مقادیر مجاز مندرج در این فصل تجاوز نکنند.

۱۰-۱-۲ کمانش موضعی

۱۰-۱-۲-۱ کلیات

علاوه بر تأمین ضوابط مربوط به مقاومت و صلبیت، اعضای سازه باید طوری طراحی و محاسبه شوند که دارای ظرفیت شکل‌پذیری لازم در برابر بارهای وارده باشند و در عین حال پایداری کلی آنها به‌طور مطمئن تأمین شده باشد.

۱۰-۱-۲-۲ پایداری

پایداری کلی دستگاه سازه و هر یک از اعضای فشاری تشکیل‌دهنده آن باید به‌طور مطمئن تأمین شود. همچنین باید به‌اثر اضافی بارها در سازه تغییرشکل یافته و یا به‌هر کدام از عناصر آن توجه خاص شود.

۱۰-۱-۲-۳ نگهداری در مقابل دوران و غلت در تکیه‌گاه

تیرها، شاهتیرها و خریاها باید در محل تکیه‌گاه خود در مقابل دوران و غلتیدن (حول محور طولی) به‌طور مطمئن نگهداری شوند.

۱۰-۱-۲-۴ دهانه تیرهای ساده

در تیرها و شاهتیرهایی که بر مبنای دهانه ساده طراحی و محاسبه می‌شوند، دهانه مؤثر برابر فاصله بین مراکز ثقل قطعاتی که عکس‌العمل تکیه‌گاه را به‌وجود می‌آورند، در نظر گرفته می‌شود.

۱۰-۱-۲-۵ گیرداری در انتها

در تحلیل و طراحی با فرض گیرداری کامل و یا جزیی در انتهای عضو، باید تیرها، شاهتیرها و خریاها و همچنین اعضای که این قطعات به‌آنها متصل می‌شوند را طوری تحلیل کرد که نیروهای برشی و لنگرهای خمشی و دیگر تلاش‌های به‌وجود آمده نظیر، تنش‌های مجاز معین‌شده را جوابگو باشد.

۱۰-۱-۲-۶ کمانش موضعی

الف) طبقه‌بندی مقاطع فولادی

مقاطع فولادی به سه گروه زیر تقسیم می‌شود:

- مقاطع فشرده

- مقاطع غیرفشرده

- مقاطع با اجزای لاغر

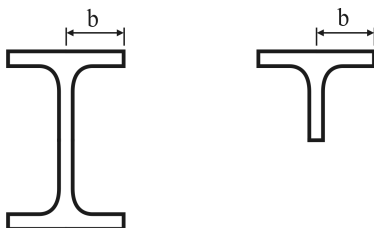
برای اینکه عضوی به عنوان مقطع فشرده به حساب آید، باید بال‌های آن به‌صورت

سرتاسری به جان (یا جان‌ها) متصل باشد و نسبت پهنای آزاد به ضخامت در اجزای فشاری آن برحسب مورد از مقادیر مربوطه در جدول ۱۰-۱-۲ تجاوز نکند.
 نسبت پهنای آزاد به ضخامت در اجزای فشاری مقاطع غیرفشرده نیز نباید از مقادیر مربوطه در جدول ۱۰-۱-۲ تجاوز کند.
 اگر نسبت پهنای آزاد به ضخامت در هر یک از اجزای فشاری از مقادیر داده شده برای مقاطع غیرفشرده در جدول ۱۰-۱-۲ تجاوز کند، مقطع به‌عنوان مقطعی با اجزای لاغر به حساب می‌آید*.

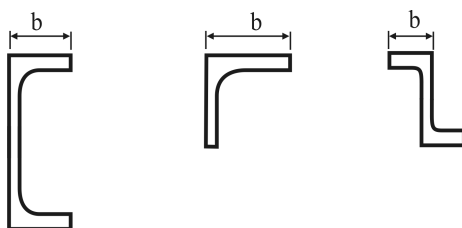
ب) پهنای آزاد اجزای با یک لبه متکی

پهنای آزاد b و یا d در اجزایی که فقط در یک لبه در امتدادی موازی با نیروی فشاری نگهداری شده‌اند، به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱. برای بال‌های نیمرخ‌های I و نیمرخ سپری (T)، b برابر نصف عرض بال.

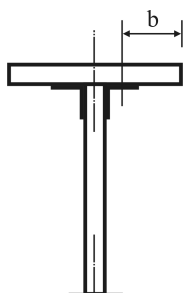


۲. برای بال‌های نیمرخ نبشی (L)، نیمرخ ناودانی (U) و نیمرخ دونبشی (Z)، b برابر تمام عرض موجود.



* استفاده از اجزای لاغر نیاز به محاسبات خاصی دارد که لازم است به یکی از آیین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی مراجعه شود.

۳. برای تیورورها، عرض b عبارت است از فاصله لبه آزاد تا اولین ردیف وسایل اتصال یا خط جوش.



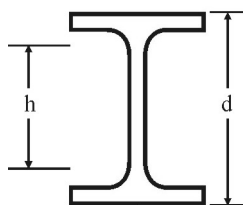
۴. برای تیغه (جان) نیمرخ سپری (T) ، پهنای d برابر ارتفاع کلی مقطع.

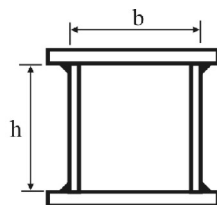


پ) پهنای آزاد اجزای با دو لبه متکی

پهنای آزاد b یا d یا h در اجزایی که در دو لبه در امتدادی موازی با نیروی فشاری نگهداری شده‌اند، به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

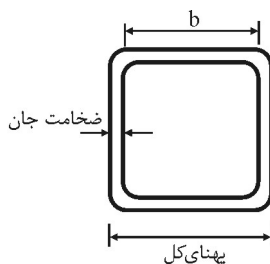
۱. برای جان نیمرخ‌های نوردشده، d برابر ارتفاع کلی مقطع و h فاصله بین نقاط شروع و گردی اتصال بال به جان.





۲. برای جان نیمرخ‌های مرکب (ساخته‌شده)، h برابر فاصله خالص بین بال‌های نیمرخ.

۳. برای ورق‌های بال در مقاطع ساخته‌شده پهنا b عبارت است از فاصله بین دو ردیف وسیله اتصال مجاور یا دو خط جوش مجاور.



۴. برای بال‌های نیمرخ‌های چهارگوش توخالی (قوطی) پهنا b عبارت است از فاصله خالص دو جان منتهای شعاع انحنای بین جان و بال در هر طرف. اگر این شعاع انحنای مشخص نباشد، می‌توان پهنا b کل منتهای سه برابر ضخامت جان را در نظر گرفت.

توضیح: برای بال‌های نیمرخ نوردشده‌ای که ضخامت در آنها یکسان نباشد، (مانند نیمرخ INP)، ضخامت معادل، برابر ضخامت بال در نقطه میانی لبه بال و سطح جان در نظر گرفته می‌شود.

ت) مقاطع با اجزای لاغر فشاری

از به کار بردن مقاطع با اجزای لاغر (طبق تعریف بند ۱۰ - ۱ - ۲ - ۶ الف) در اعضایی که تحت اثر تنش‌های فشاری قرار می‌گیرند باید خودداری شود، مگر برای جان تیورق‌ها که در این صورت مقررات بخش ۱۰ - ۱ - ۶ تعیین‌کننده خواهد بود.

جدول ۱۰-۱-۲-۱ محدودیت نسبت پهنای آزاد به ضخامت در اجزای فشاری

حداکثر نسبت پهنای آزاد به ضخامت	پهنا به ضخامت	حالت	اجزا با یک لبه منتهی
$\frac{795}{\sqrt{F_y}}$ یا $\left[\frac{250}{\sqrt{F_y}}\right]^*$	$\frac{b}{t}$	۱. بال‌های تیر نوردشده I و ناودانی در خمش	
$\frac{795}{\sqrt{F_y/K_c}}$ یا $\left[\frac{250}{\sqrt{F_y/K_c}}\right]^*$	$\frac{b}{t}$	۲. بال‌های تیرورق I (با اتصال جوشی) در خمش	
$\frac{635}{\sqrt{F_y}}$ یا $\left[\frac{200}{\sqrt{F_y}}\right]^*$	$\frac{b}{t}$	۳. عضو فشاری تک‌نبشی یا جفت‌نبشی با اتصال و لقمه‌هایی بین دو نیمرخ	
$\frac{795}{\sqrt{F_y}}$ یا $\left[\frac{250}{\sqrt{F_y}}\right]^*$	$\frac{b}{t}$	۴. بال‌های برجسته در عضو فشاری جفت‌نبشی در تماس سرتاسری با یکدیگر، تسمه‌ها یا نبشی‌ها که به‌طور برجسته بر تیر یا ستون قرار گیرند، قطعات سخت‌کننده در تیرورق‌ها	
$\frac{1065}{\sqrt{F_y}}$ یا $\left[\frac{340}{\sqrt{F_y}}\right]^*$	$\frac{d}{t}$	۵. تیغه (جان نیمرخ سپری)	

* روابط در سیستم SI می‌باشند.

** مقدار K_c از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\frac{h}{t} > 50 \rightarrow K_c = \frac{7}{\sqrt{h/t}} \geq 0.4$$

$$\frac{h}{t} \leq 50 \rightarrow K_c = 1$$

جدول ۱۰-۱-۲-۱ محدودیت نسبت پهنای آزاد به ضخامت در اجزای فشاری (ادامه)

حداکثر نسبت پهنای آزاد به ضخامت	پهنا به ضخامت	حالت	اجزا یا دو لبه متکی
	$\frac{b}{t}$	۶. پهنای آزاد در ورق‌های تقویتی سوراخدار	
$\frac{2655}{\sqrt{F_y}}$ یا $\left[\frac{180}{\sqrt{F_y}} \right]^*$	کاربرد ندارد		
$\frac{2000}{\sqrt{F_y}}$ یا $\left[\frac{640}{\sqrt{F_y}} \right]^*$	$\frac{1590}{\sqrt{F_y}}$ یا $\left[\frac{500}{\sqrt{F_y}} \right]^*$	۷. ورق‌های تقویتی روی بال تیر با دو خط اتصال در دو لبه موازی، بال‌های مقطع قوطی‌شکل (مربع یا مستطیل) با ضخامت ثابت در فشار خمشی یا فشار	
$\frac{2000}{\sqrt{F_b}}$ یا $\left[\frac{640}{\sqrt{F_b}} \right]^*$	کاربرد ندارد	۸. تمام عناصر دیگری که در دو لبه تحت اثر فشار یکنواخت نگهداری شده باشند	
	$\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b}{t}$		
	$\frac{h}{t_w}$	۹. جان قطعات تحت اثر فشار حاصل از خمش	
$\frac{6370}{\sqrt{F_y}}$ یا $\left[\frac{2035}{\sqrt{F_y}} \right]^*$	$\frac{5365}{\sqrt{F_y}}$ یا $\left[\frac{1710}{\sqrt{F_y}} \right]^*$		
$\frac{6370}{\sqrt{F_b}} (1 - 1/5 \frac{f_a}{F_y})$ یا $\left[\frac{2035}{\sqrt{F_b}} (1 - 1/5 \frac{f_a}{F_y}) \right]^*$	برای حالت: $\frac{f_a}{F_y} \leq 0.16$ $\frac{5365}{\sqrt{F_y}} (1 - 3/74 \frac{f_a}{F_y})$ $\left[\frac{1710}{\sqrt{F_y}} (1 - 3/74 \frac{f_a}{F_y}) \right]^*$ برای حالت: $\frac{f_a}{F_y} > 0.16$ $\frac{2155}{\sqrt{F_y}}$ یا $\left[\frac{690}{\sqrt{F_y}} \right]^*$	۱۰. جان قطعات تحت اثر مشترک فشار حاصل از خمش و فشار محوری	

جدول ۱۰-۱-۲-۱ محدودیت نسبت پهنای آزاد به ضخامت در اجزای فشاری (ادامه)

حداکثر نسبت پهنای آزاد به ضخامت	پهنا به ضخامت	حالت		فشار
		مقاطع غیرفشرده	مقاطع فشرده	
	$\frac{D}{t}$	$\left[\frac{230 \times 10^2}{F_y} \right]^*$ یا $\frac{230 \times 10^2}{F_y}$	تحت فشار محوری	۱۱. مقطع دایره‌ای توخالی (لوله شکل)
	$\frac{D}{t}$	$\left[\frac{230 \times 10^2}{F_y} \right]^*$ یا $\frac{230 \times 10^2}{F_y}$	تحت خمش	

در این جدول:

$$f_a = \text{تنش فشاری موجود (kg/cm}^2\text{)}, \text{ (در روابط ستاره‌دار برحسب (N/mm}^2\text{))}$$

$$F_y = \text{حد تسلیم فولاد مصرفی (kg/cm}^2\text{)}, \text{ (در روابط ستاره‌دار برحسب (N/mm}^2\text{))}$$

$$F_b = \text{تنش مجاز در خمش (kg/cm}^2\text{)}, \text{ (در روابط ستاره‌دار برحسب (N/mm}^2\text{))}$$

$$D = \text{قطر خارجی لوله می‌باشد}$$

* روابط در سیستم SI می‌باشند که در آنها تنش برحسب نیوتن بر میلی‌متر مربع بیان شده است.

۱۰-۱-۳ اعضای کششی

این بخش به‌اعضای تحت اثر نیروی محوری کششی که در امتداد محور مرکزی عضو بارگذاری شده‌اند، می‌پردازد. محاسبه‌ی اعضای که تحت اثر پدیده‌ی خستگی و یا تمرکز تنش به‌علت تغییر ناگهانی مقطع باشند، باید با توجه به‌این پدیده انجام شود. برای اعضای که تحت اثر مشترک کشش و خمش قرار گیرند، به‌بند ۱۰-۱-۷-۲ و برای میله‌های دندان‌شده به‌بند ۱۰-۱-۱۰-۳ مراجعه شود.

۱۰-۱-۳ محدودیت لاغری

در اعضای که ملاک طراحی آنها نیروی کششی است، ضریب لاغری حداکثر $\frac{L}{r_{\min}}$ نباید از ۳۰۰ تجاوز کند. در میله‌های کششی که دارای پیش‌تنیدگی اولیه به‌مقدار کافی باشند رعایت محدودیت لاغری لازم نیست، لیکن نسبت طول به‌قطر این اعضا نباید از ۳۰۰ تجاوز کند.

۱۰-۱-۳-۲ مقاطع محاسباتی در اعضای کششی

الف) سطح مقطع کلی عضو کششی

سطح مقطع کلی عضو (A_g) برابر با مجموع سطح مقطع‌های اجزای آن و سطح مقطع هر جزء، برابر با حاصل ضرب پهنای کلی در ضخامت آن می‌باشد. برای نیمرخ نبشی پهنای کلی عبارت است از مجموع پهنای دو بال منهای ضخامت بال.

ب) سطح مقطع خالص عضو کششی

سطح مقطع خالص عضو (A_n) برابر با مجموع حاصل ضرب‌های پهنای خالص اجزا در ضخامت مربوط می‌باشد. پهنای خالص عبارت است از پهنای کلی منهای قطر سوراخ‌های عضو که به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

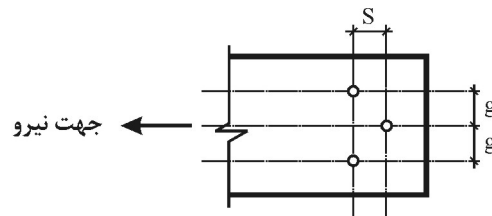
۱. در صورت استفاده از دستگاه پانچ، قطر سوراخ پیچ و پرچ به مقدار ۲ میلی‌متر بزرگتر از قطر سوراخ به حساب می‌آید.

۲. اگر سوراخ‌های متعدد به شکل پس و پیش (به صورت قطری یا زیگزاگ) در مسیر مقطع بحرانی احتمالی قرار داشته باشند، برای محاسبه پهنای خالص باید از پهنای کلی مورد بررسی، مجموع قطر سوراخ‌های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام مورب در مسیر گسیختگی یک مرتبه جمله $\frac{S^2}{4g}$ را اضافه کرد.

که در آن:

S = عبارت است از فاصله مرکز به مرکز سوراخ‌ها در امتداد طولی (گام طولی)

g = عبارت است از فاصله مرکز به مرکز ردیف‌های طولی (گام عرضی)



در نیمرخ نبشی گام عرضی برای سوراخ‌های واقع در روی دو بال متعامد، عبارت خواهد بود از جمع فواصل سوراخ‌ها تا پشت نبشی منهای ضخامت آن. مقطع خالص بحرانی، مقطعی است که سوراخ‌های مسیر مربوط، حداکثر تنش کششی را به دست می‌دهد.

ب) سطح مقطع مؤثر عضو کششی

۱. در صورتی که بار به صورت مستقیم، توسط وسایل اتصال، به هر یک از اجزای تشکیل‌دهنده مقطع منتقل شود، سطح مقطع مؤثر (A_e) برابر سطح مقطع خالص (A_n) در اتصال پیچی و (A_g) در اتصال جوشی در نظر گرفته می‌شود.

۲. اگر بار توسط پیچ به قسمتی از اجزای تشکیل‌دهنده مقطع (و نه تمام آن) منتقل شود، سطح مقطع مؤثر از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$A_e = U \cdot A_n \quad (10-1-3-1)$$

که در آن:

$$A_n = \text{سطح مقطع خالص عضو}$$

$$U = \text{ضریب سطح مؤثر}$$

۳. اگر بار توسط اتصال جوشی به قسمتی از اجزای تشکیل‌دهنده مقطع (و نه تمام آن) منتقل شود، سطح مقطع مؤثر از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$A_e = U \cdot A_g \quad (10-1-3-2)$$

که در آن:

$$A_g = \text{سطح مقطع کلی عضو می‌باشد.}$$

ضریب سطح مؤثر (U) در اعضای کششی

ضریب U باید به شرح زیر در نظر گرفته شود مگر اینکه نتایج آزمایش و سوابق تجربی

دیگری، استفاده از ضریب بزرگتری را موجه کند.

الف) برای نیمرخ‌های I نوردشده و سپری (T) بریده‌شده از آنها و مقاطع مرکب ساخته شده، در اتصال‌های جوشی، پیچی و یا پرچی، در صورتی که اتصال از طریق بال‌ها برقرار شده و برای نبشی‌ها در صورتی که توسط یک بال متصل شده باشند و حداقل سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد: $U = 0/85$.

ب) در تمام اعضای با اتصال پیچی و یا پرچی که فقط دو وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد: $U = 0/75$.

پ) در اتصالات تسمه و ورق که با جوش‌های طولی در دو لبه موازی (در انتهای قطعه) متصل هستند، طول جوش‌ها نباید از فاصله عمودی بین آنها (پهنای تسمه) کمتر باشد و سطح مقطع مؤثر (A_e) باید طبق رابطه (۱۰ - ۱ - ۳) با ضریب U به شرح زیر به دست آید:

$U = 0/75$	آنگاه	$1/5 W > L > W$	اگر
$U = 0/87$	آنگاه	$2W > L > 1/5 W$	اگر
$U = 1$	آنگاه	$L > 2W$	اگر

که در آن:

$L =$ طول جوش و

$W =$ پهنای ورق (فاصله بین خطوط جوش) است.

ت) ورق‌های اتصال کششی

ورق‌های اتصال اعضای خرپاها، مهاربندها و یا اتصالات شکل دیگر، که تحت اثر نیروی کششی قرار می‌گیرند، باید مطابق با بند ۱۰ - ۱ - ۳ - ۲ طرح و محاسبه شوند و در آنها سطح مقطع مؤثر ملاک محاسبه می‌باشد، مشروط بر آنکه از نظر محاسباتی این سطح (سطح مقطع مؤثر) بزرگتر از ۸۵ درصد سطح مقطع کل به حساب نیاید.

$$A_e = A_n \leq 0/85 A_g \quad (10 - 1 - 3)$$

۱۰-۱-۳-۳ تنش‌های مجاز

تنش کششی مجاز (F_t) نباید از $0.6F_y$ بر روی سطح مقطع کل (معیار تسلیم) و یا از $0.5F_u$ بر روی سطح مقطع مؤثر خالص (معیار گسیختگی) تجاوز کند که F_y تنش تسلیم و F_u تنش نهایی مصالح می‌باشند. علاوه بر این، قطعات کششی که با اتصال مفصلی و پین متصل می‌شوند، باید محدودیت‌های بند ۱۰-۱-۳-۵ را در محل سوراخ پین تأمین کنند. مقاومت برشی و پارگی در اتصال انتهای اعضای کششی باید مطابق با بند ۱۰-۱-۴ بررسی شود. قطعات کششی از تسمه‌های سرپهن، باید محدودیت‌های بند ۱۰-۱-۳-۵ الف را برآورده کنند.

۱۰-۱-۳-۴ اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

در عناصری که به‌طور سرتاسری در تماس با یکدیگر متصل می‌شوند، فاصله وسایل اتصال بین یک نیمرخ و ورق یا بین دو ورق نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

الف) در قطعات رنگ‌شده و قطعاتی که رنگ نمی‌شوند ولی احتمال زنگ‌زدگی و خوردگی ندارند، ۲۴ برابر ضخامت نازک‌ترین ورق یا ۳۰۰ میلی‌متر.

ب) در قطعات رنگ‌نشده که تحت اثر زنگ‌زدگی و خوردگی (حاصل از عوامل جوی) قرار گیرند، ۱۴ برابر ضخامت نازک‌ترین ورق یا ۲۰۰ میلی‌متر.

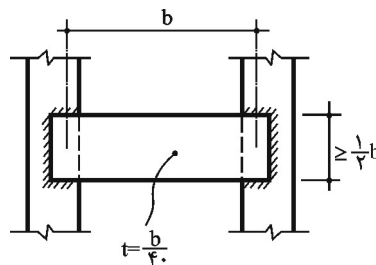
در اعضای کششی که از دو (یا تعداد بیشتری) مقطع در تماس با یکدیگر تشکیل می‌شوند. فاصله محور به‌محور پیچ‌ها و پرچ‌ها و یا فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع که آنها را به یکدیگر متصل می‌کند، نباید از ۶۰۰ میلی‌متر بیشتر شود.

در اعضای کششی که از دو (یا تعداد بیشتری) نیمرخ و یا ورق تشکیل می‌شوند و بین آنها به‌فواصلی قطعات لقمه قرار گرفته و در این نقاط به یکدیگر متصل می‌شوند، فاصله لقمه‌ها و اتصالات باید طوری اختیار شود که ضریب لاغری هریک از عناصر تشکیل‌دهنده در فاصله آزاد از ۳۰۰ تجاوز نکند.

در اعضای کششی مرکب، به‌کار بردن بست‌های موازی در وجوه باز نیمرخ مرکب مجاز

است. پهناي بست‌های موازی در امتداد طول عضو باید حداقل یک‌دوم فاصله بین مراکز هندسی دو نیمرخ باشد. ضخامت این بست‌ها نباید از $\frac{1}{4}$ فواصل یاد شده کمتر شود. فاصله محور به‌محور پیچ‌ها یا پرچ‌ها و فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع در امتداد طولی، در اتصال بست‌ها نباید از ۱۵۰ میلی‌متر تجاوز کند. فاصله بست‌های موازی از یکدیگر باید به‌اندازه‌ای باشد که ضریب لاغری هریک از اجزای کششی متصل شده بین این بست‌ها، از ۳۰۰ بیشتر نشود.

در اعضای کششی مرکب با بست‌های موازی و یا مورب، دو انتهای عضو باید به‌کمک ورق‌هایی که طول آنها در امتداد عضو کمتر از فاصله مرکز به‌مرکز عناصر و یا طول اتصال نیست، به‌یکدیگر اتصال یابند.



۱۰-۱-۳-۵ اعضای کششی با اتصالات لولایی

الف) تنش‌های مجاز

تنش مجاز در مقطع باقیمانده، در محل سوراخ لولا در قطعه کششی نباید از $0.45F_y$ تجاوز کند.

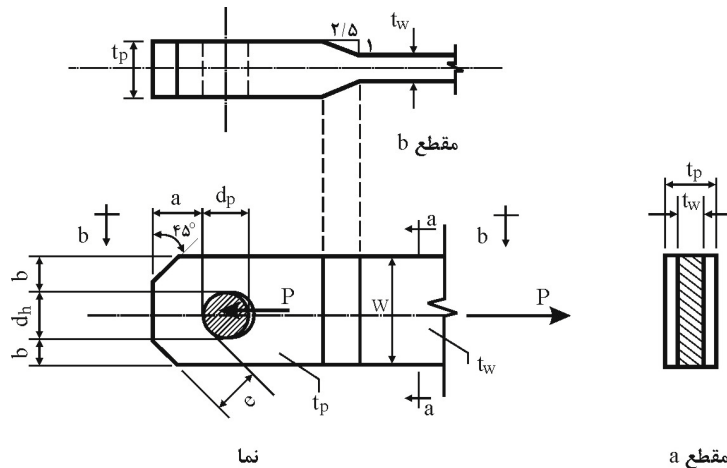
تنش فشاری تماسی در روی سطح تصویر شده پین (حاصل‌ضرب قطر در طول تماس) نباید از مقادیر داده شده در بند ۱۰-۱-۱۰ بزرگتر شود.

در تسمه‌های لولا شده و سرپهن که شرایط بند ۱۰-۱-۳-۵ ب و پ تأمین شده باشد، تنش مجاز برابر $0.6F_y$ بر سطح مقطع تسمه در نظر گرفته می‌شود.

ب) تسمه‌های لولا شده (شکل ۱۰-۱-۳-۱)

حداقل سطح مقطع خالص بعد از سوراخ (که موازی محور عضو کششی در نظر گرفته می‌شود) نباید از $\frac{2}{3}$ سطح مقطع عرضی باقیمانده در محل سوراخ، کمتر شود.

در قطعات با اتصال پین که انتظار می‌رود اتصال مفصلی تحت بارهای حداکثر، حرکت نسبی بین قطعات متصل شده را تسهیل کند، قطر سوراخ پین نباید بیش از ۲ میلی‌متر بزرگتر از قطر پین باشد. می‌توان گوشه‌های بعد از محور سوراخ را تحت زاویه ۴۵ درجه نسبت به محور طولی عضو، پخ زد مشروط بر آنکه مقطع باقیمانده بعد از سوراخ مفصل در امتداد عمود بر خط بریده شده، کمتر از سطح مقطع عمود بر امتداد نیروی وارده نباشد.



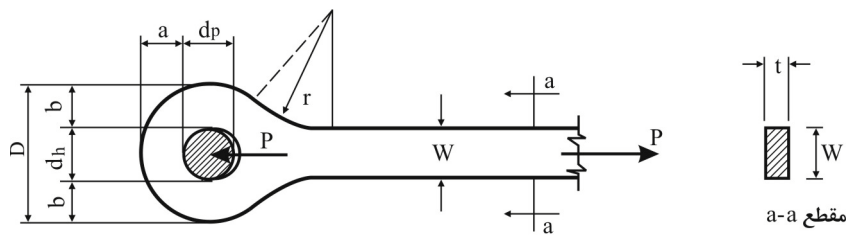
- (۱) $wt_w \geq \frac{P}{0.7 F_y}$
- (۲) $2bt_p \geq \frac{P}{0.7 \Delta F_y}$
- (۳) $b \leq 4t_p$
- (۴) $a \geq \frac{4}{3}b$
- (۵) $e \geq a$
- (۶) $d_h \geq 1.25 \min(a, b)$
- (۷) $d_p t_p \geq \frac{P}{0.9 F_y}$
- (۸) $d_h - d_p \leq 2 \text{ mm}$

شکل ۱۰-۱-۳-۱ تسمه‌های لولا شده.

(ب) **تسمه‌های سرپهن (شکل ۱۰-۱-۳-۲)**

ضخامت تسمه‌های سرپهن باید ثابت باشد و در ناحیه سوراخ نباید افزایش یابد و کاملاً صفحه‌ای باشد. همچنین سرپهن این تسمه‌ها باید دایره‌ای و هم‌مرکز با سوراخ پین باشد. شعاع قسمت ماهیچه‌ای شکل که در لبه اتصال قسمت پهن به تسمه وجود دارد، نباید از قطر سر دایره‌ای شکل کمتر باشد.

برای محاسبه عرض تسمه نباید بیشتر از ۸ برابر ضخامت آن در نظر گرفته شود. ضخامت تسمه را نباید کمتر از ۱۲ میلی‌متر در نظر گرفت، مگر حالتی که پین اتصال دارای مهره باشد که با سفت کردن آنها قطعات جمع و فشرده شوند. فاصله بین لبه سوراخ تا لبه



(۱) ضخامت در طول تسمه یکنواخت باشد و تسمه در ناحیه سوراخ تقویت نشود

$$(۲) \quad wt \geq \frac{P}{0.6 F_y}$$

$$(۳) \quad \sqrt{bt} \geq \frac{P}{0.4 \Delta F_y}$$

$$(۴) \quad t \geq 1.2 \text{ mm}$$

$$(۵) \quad w \leq 8t$$

$$(۶) \quad 1/23 w \leq \sqrt{b} \leq 1/5 w$$

$$(۷) \quad d_p \geq \frac{1}{8} w$$

$$(۸) \quad a = b$$

$$(۹) \quad r \geq D$$

$$(۱۰) \quad d_h - d_p \leq 2 \text{ mm}$$

شکل ۱۰-۱-۳-۲ اتصال لولایی با تسمه‌های سرپهن.

تسمه در امتداد عمود بر نیروی وارده، نباید کمتر از $\frac{2}{3}$ و بیشتر از $\frac{3}{4}$ عرض تسمه در نظر گرفته شود.

قطر پین نباید از $\frac{7}{8}$ برابر عرض تسمه کمتر باشد.

قطر سوراخ نباید بیش از ۲ میلی‌متر بزرگتر از قطر پین باشد.

برای فولادهای پرمقاومت (با تنش تسلیم بیش از ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع یا $[400]$ نیوتن بر میلی‌متر مربع)، قطر سوراخ نباید از ۵ برابر ضخامت تسمه تجاوز کند و عرض تسمه باید به تناسب کاهش داده شود.

۱۰-۱-۴ اعضای فشاری (ستون)

این بخش به قطعات منشوری با مقطع فشرده و غیرفشرده تحت اثر فشار محوری در امتداد محور مرکزی عضو می‌پردازد. برای اعضای که تحت اثر مشترک فشار محوری و لنگر خمشی قرار می‌گیرند، به بخش ۱۰-۱-۷ مراجعه شود. اعضای فشاری می‌توانند از نیمرخ تک، نیمرخ‌های مرکب و نیمرخ‌های ساخته‌شده از ورق باشند.

۱۰-۱-۴ طول مؤثر کمانشی و ضریب لاغری

در رابطه تعیین ضریب لاغری ($\lambda = KL/r$) اعضای تحت اثر فشار محوری، L طول ظاهری، r شعاع ژیراسیون و K ضریب طول مؤثر می‌باشد که به شرح زیر تعیین می‌گردد:

۱۰-۱-۴-۱ قاب‌های مهارشده

در قاب‌هایی که در آنها حرکت جانبی با تکیه کردن بر مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی مقید می‌شود، ضریب طول مؤثر (K) برای اعضای فشاری باید برابر یک به حساب آید.

۱۰-۱-۴-۲ قاب‌های مهارنشده

قاب‌هایی که پایداری جانبی آنها از طریق سختی خمشی اعضای قاب (تیرها و ستون‌هایی که با اتصالات صلب به یکدیگر متصل هستند) تأمین می‌شود، طول مؤثر (KL) اعضای فشاری باید با تجزیه و تحلیل وضع موجود تعیین شود و هیچ‌گاه نباید کمتر از طول واقعی عضو در نظر گرفته شود. ضریب طول مؤثر K را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود:

$$K = \sqrt{\frac{1/6 G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7/5}{G_A + G_B + 7/5}} \geq 1 \quad (10-1-4-1)$$

G_A و G_B = نماد نشان‌دهنده شرایط مرزی دو انتهای عضو فشاری و برابر است با نسبت مجموع EI/L ستون‌ها به مجموع EI/L تیرهای منتهی به دو انتهای عضو فشاری در یک صفحه. پارامترهای به کار رفته به‌قرار ذیل می‌باشند:

E = ضریب ارتجاعی

I = ممان اینرسی حول محور خمش

L = طولی از عضو که مهار جانبی ندارد (محور به‌محور)

$G = 1$ برای انتهای گیردار ستون

$G = 10$ برای انتهای مفصلی ستون

تبصره ۱: برای تیرهای طره‌ای متصل به عضو فشاری $\frac{EI}{L}$ مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.

تبصره ۲: هرگاه انتهای نزدیک تیر به عضو فشاری مفصلی باشد، $\frac{EI}{L}$ آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.

تبصره ۳: هرگاه انتهای دور تیر به عضو فشاری مفصلی باشد، $\frac{EI}{L}$ آن تیر باید در ضریب $0/5$ ضرب شود.

۱۰-۱-۴-۳ محدودیت لاغری

در اعضایی که ملاک طراحی و محاسبه آنها نیروی فشاری است، لاغری حداکثر λ نباید از

۲۰۰ تجاوز کند. در طراحی لرزه‌ای برای کنترل لاغری اعضای فشاری، رعایت مفاد فصل ۱۰-۳ الزامی است.

۲-۴-۱-۱۰ تنش‌های مجاز

الف) در اعضای تحت اثر فشار محوری، که اجزای مقطع آن محدودیت‌های جدول ۱۰-۲-۱ را برآورده می‌نمایند، اگر لاغری حداکثر $\left(\lambda = \frac{KL}{r}\right)_{\max}$ آن کمتر از مقدار C_c باشد، تنش مجاز از رابطه (۲-۴-۱-۱۰) تعیین می‌شود:

$$F_a = \frac{1}{F.S.} \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{C_c} \right)^2 \right] F_y \quad (2-4-1-10)$$

$$F.S. = 1/67 + 0/375 \left(\frac{\lambda}{C_c} \right) - 0/125 \left(\frac{\lambda}{C_c} \right)^2$$

که در آن:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \frac{6440}{\sqrt{F_y}} \quad \text{یا} \quad SI: \left[C_c = \frac{2055}{\sqrt{F_y}} \right]^*$$

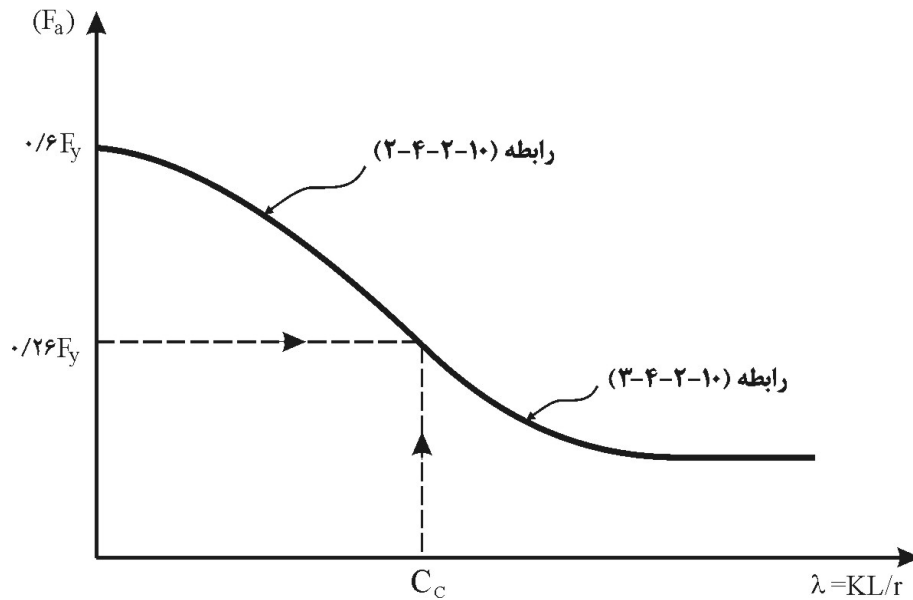
ب) اگر لاغری حداکثر $\left[\lambda = \frac{KL}{r}\right]_{\max}$ بزرگتر از C_c باشد، تنش فشاری مجاز برای مقطع کلی عضو تحت اثر فشار محوری از رابطه (۱۰-۴-۳) تعیین می‌شود:

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(\lambda)^2} = \frac{105 \times 10^5}{\lambda^2} \quad \text{یا} \quad SI: \left[F_a = \frac{105 \times 10^4}{\lambda^2} \right]^* \quad (3-4-1-10)$$

$\lambda =$ لاغری حداکثر عضو فشاری

$C_c =$ لاغری مرزی بین کمانش ارتجاعی و غیرارتجاعی

F.S. = ضریب اطمینان



شکل ۱-۴-۱-۱۰ نمودار تغییرات تنش فشاری مجاز برحسب لاغری حداکثر.

۳-۴-۱-۱۰ کمانش خمشی - پیچشی

در ستون‌هایی که یک محور تقارن در مقطع دارند مانند نبشی (L) یا سپری (T) و همچنین ستون‌های دارای دومحور تقارن در مقطع مانند مقطع صلیبی یا مقاطع ساخته‌شده‌ای که جدار آنها خیلی نازک باشد و نیز مقاطع غیرمتقارن، بررسی کمانش خمشی پیچشی یا کمانش پیچشی لازم است. در این خصوص به مراجع معتبر مراجعه گردد.

۴-۴-۱-۱۰ اعضای فشاری مرکب (ساخته شده)

اعضای فشاری مرکب باید شرایط بند ۱-۴-۴-۱-۱۰ تا ۴-۴-۴-۱-۱۰ را ارضاء کنند.

محدودیت‌های فاصله بین وسایل اتصال و فاصله تا لبه عضو در اعضای که تحت اثر عوامل جوی قرار می‌گیرند به‌بخش ۱۰-۱-۱۰ مراجعه شود.

۱۰-۱-۴-۱ اعضای فشاری مرکب از نیمرخ‌ها و ورق‌های سراسری

(جان پر)

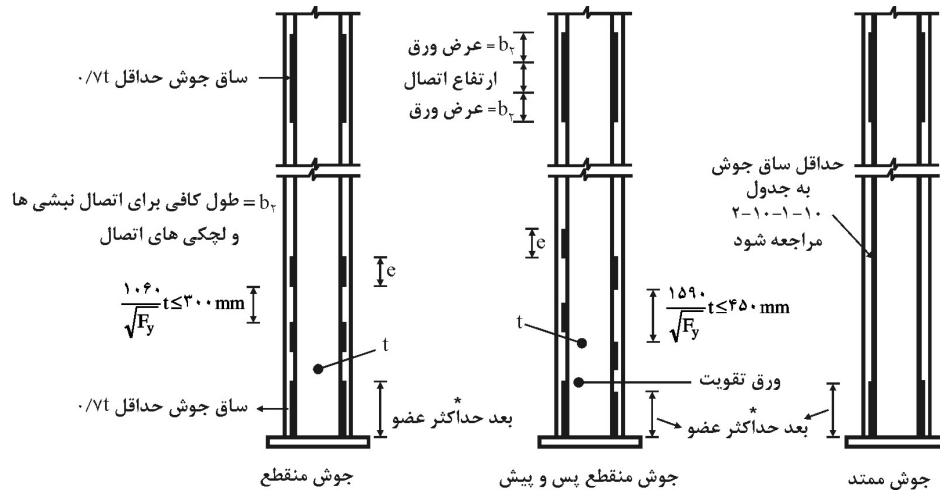
در انتهای اعضای فشاری مرکب، در محل فشار مستقیم بر کف ستون‌ها و یا در محل سطوح صاف و تنظیم شده در درز وصله‌ها، تمام اجزایی که در تماس فشاری با یکدیگر قرار می‌گیرند باید در فاصله $1/5$ برابر بعد حداکثر مقطع مرکب با پیچ‌هایی که فاصله محور به‌محور آنها از یکدیگر حداکثر ۴ برابر قطرشان باشد به یکدیگر متصل شوند. اگر وسیله اتصال جوش باشد، در محل‌های یاد شده باید اجزای تشکیل‌دهنده در طولی برابر بعد حداکثر مقطع مرکب، با جوش پیوسته به یکدیگر متصل شوند. اتصال انتهایی باید بتواند نیروی مساوی حاصل ضرب سطح ورق در $0/6 F_y$ را تحمل نماید. در اعضای مرکب تعداد پیچ‌ها یا طول نوارهای جوش منقطع باید برای انتقال تنش‌های محاسباتی کافی باشد. حداکثر فاصله طولی بین پیچ‌ها و یا فواصل خالص بین جوش‌های منقطع، که دو نیمرخ نورد شده در تماس با یکدیگر را به هم متصل می‌کند نباید از ۴۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد. علاوه بر این در اعضای رنگ شده یا اعضای رنگ‌نشده‌ای که احتمال زنگ‌زدگی و خوردگی نداشته باشند و سطوح خارجی آنها از ورق باشد، چنانچه از جوش طولی ممتد استفاده نشود، حداکثر فاصله طولی مذکور نباید از مقادیر زیر تجاوز کند:

$$۱. \frac{۱۰۶۰}{\sqrt{F_y}} \text{ یا } \left[\frac{۳۴۰}{\sqrt{F_y}} \right]^* \text{ برابر ضخامت ورق خارجی و حداکثر } ۳۰۰ \text{ میلی‌متر برای حالتی که}$$

اتصالات در خطوط اتصال مجاور پس و پیش نباشند. (شکل ۱۰-۱-۴-۲)

$$۲. \frac{۱۵۹۰}{\sqrt{F_y}} \text{ یا } \left[\frac{۵۰۰}{\sqrt{F_y}} \right]^* \text{ برابر ضخامت ورق خارجی و حداکثر } ۴۵۰ \text{ میلی‌متر برای حالتی که}$$

اتصالات در خطوط اتصال مجاور پس و پیش قرار گیرند. (شکل ۱۰-۱-۴-۲)



$e =$ حداقل طول جوش مساوی $10t$ که t ضخامت ورق است و حداقل ساق جوش طبق جدول ۲-۱۰-۱-۱۰ می باشد.

* این جوش باید بتواند نیروی مساوی حاصل ضرب سطح مقطع ورق در $0.6F_y$ را تحمل نماید.

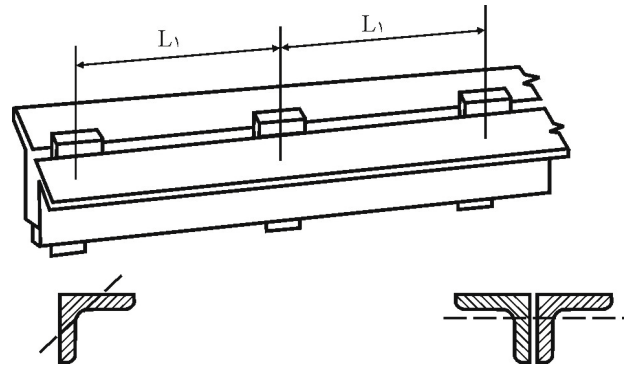
شکل ۲-۴-۱-۱۰ ستون مرکب با ورق سرتاسری.

۲-۴-۴-۱-۱۰ اعضای فشاری مرکب با لقمه

در اعضای فشاری که از دو یا چند نیمرخ نوردشده ساخته شوند و با گذاردن قطعات لقمه در بین آنها به یکدیگر متصل گردند، فواصل لقمه‌ها (یا نقاط اتصال) باید طوری باشد که ضریب لاغری حداکثر $\left(\frac{L_1}{r_1}\right)$ هر نیمرخ در قسمتی که بین دو لقمه قرار دارد از $\frac{3}{4}$ ضریب لاغری تعیین کننده کل عضو مرکب تجاوز نکند. L_1 فاصله مرکز به مرکز لقمه‌ها و r_1 شعاع ژیراسیون حداقل هر نیمرخ است. لقمه‌ها باید در دوسر عضو و حداقل در نقاط $\frac{1}{3}$ طول بین دوسر آن موجود باشند.

کلیه اتصالات (شامل آنهایی که در دو انتهای عضو هستند) باید جوشی یا در آنها از

پیچ‌های اصطکاکی استفاده شده باشد.



محور شعاع ژیراسیون حداقل تک عضو

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

شکل ۱۰-۱-۴-۳ اعضای فشاری مرکب با لقمه.

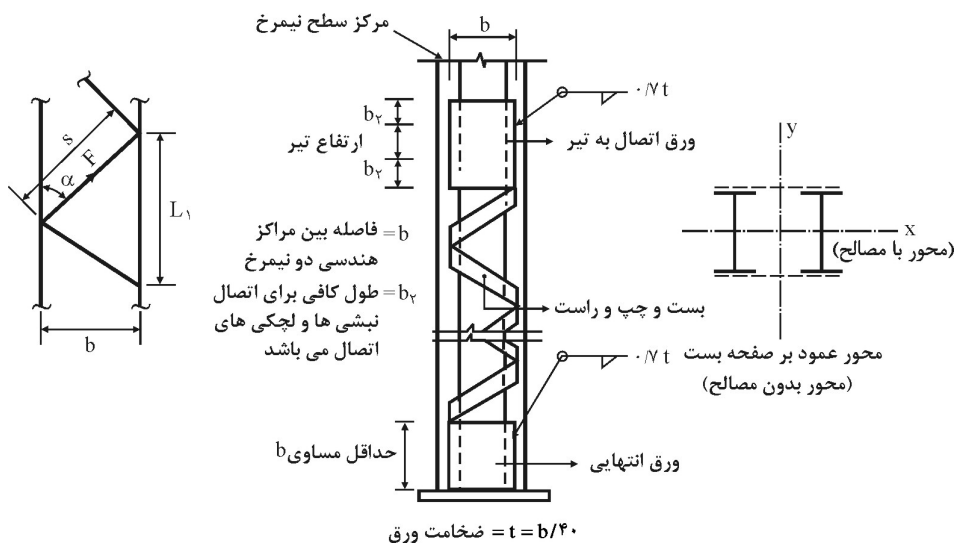
۱۰-۱-۴-۴ اعضای فشاری مرکب با بست‌های مورب

این بند مربوط است به ستون‌ها و اعضای فشاری مرکب که از نیمرخ‌ها و بست‌های مورب ساخته می‌شوند. و از آنها در مواقعی استفاده می‌شود که عضو تحت فشار خالص و یا فشار به‌علاوه خمش حول محور با مصالح (محور x ، شکل ۱۰-۱-۴-۴) قرار داشته باشد.

(الف) ورق انتهایی و ورق اتصال به تیر

بست‌های مورب در انتهای عضو، باید به‌ورق انتهایی ختم شوند. (شکل ۱۰-۱-۴-۴). همچنین در قسمت‌های میانی عضو که نظم بست‌های مورب به‌علت تقاطع با عضو دیگری به‌هم خورده باشد، باید ورق‌های اتصال به‌تیر تعبیه گردد. ورق‌های انتهایی باید تا حد امکان به‌دو انتهای عضو نزدیک باشد. حداقل طول ورق‌های انتهایی (در امتداد طول عضو) باید برابر با فاصله بین مراکز سطح نیمرخ‌های تشکیل‌دهنده عضو اصلی یعنی b باشد و طول ورق‌های اتصال به‌تیر باید فضای کافی برای برقراری اتصال را داشته باشد.

ضخامت ورق‌های انتهایی و اتصال به تیر نباید از $\frac{1}{4}b$ کمتر شود، که b فاصله بین مراکز هندسی دو نیمرخ عضو اصلی است. اگر وسیله اتصال ورق‌های انتهایی و اتصال به تیر، پیچ باشد، فاصله این وسایل اتصال از یکدیگر در امتداد تنش نباید از ۶ برابر قطر آنها تجاوز کند و در هر طرف خود حداقل سه عدد پیچ داشته باشند. اگر وسیله اتصال ورق‌های انتهایی و اتصال به تیر جوش باشد، باید دورتادور جوش شود.



شکل ۱۰-۱-۴ ستون مرکب با بست‌های مورب.

(ب) بست‌های مورب

بست‌های مورب را می‌توان از تسمه، نبشی، ناودانی یا مقطع مناسب دیگر انتخاب کرد. بست‌های مورب را باید طوری قرار داد که ضریب لاغری حداکثر نیمرخ محصور بین نقاط اتصال آنها از $\frac{3}{4}$ ضریب لاغری تعیین‌کننده کلی عضو بیشتر نشود.

بست‌های مورب را باید برای تحمل اثر نیروی برشی ستون به‌علت نیروهای خارجی به‌علاوه ۲ درصد بار محوری عضو فشاری طراحی کرد.

نسبت $\frac{L}{r}$ برای بست‌های مورب تکی نباید از ۱۴۰ تجاوز کند. برای بست‌های مورب زوج (ضربداری) این نسبت نباید از ۲۰۰ بیشتر شود. بست‌های مورب زوج که به‌صورت ضربداری اجرا می‌شود، باید در محل تقاطع خود به‌یکدیگر متصل شوند. طول آزاد برای محاسبه ضریب لاغری بست‌های اتصالی که در فشار قرار دارند، در بست‌های تکی برابر فاصله بین مرکز هندسی اتصالات (پیچ، پرچ یا جوش) دوسر آنها به‌عضو فشاری و در بست‌های زوج ضربداری ۷۰ درصد این فاصله به‌حساب می‌آید. زاویه تمایل امتداد بست‌ها نسبت به‌محور طولی عضو، نباید کمتر از ۴۵ درجه برای بست‌های ضربداری و ۶۰ درجه برای بست‌های تکی باشد. اگر فاصله بین مرکز هندسی اتصالات (پیچ یا جوش) دوسر بست بیش از ۴۰۰ میلی‌متر باشد، ارجح است که بست‌ها به‌صورت زوج در نظر گرفته شوند و یا از نیمرخ نبشی طراحی گردند.

(پ) لاغری معادل اعضای فشاری مرکب با بست‌های مورب

لاغری معادل نسبت به‌محور عمود بر صفحه بست‌های مورب از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$\lambda_e = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2}$$

λ = لاغری کلی عضو فشاری نسبت به‌محور عمود بر صفحه بست‌های مورب
 λ_1 = لاغری موضعی که برای بست‌های مورب برابر است با:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{A_d} \cdot \frac{S^r}{L_1 b^2}}$$

A = سطح مقطع کلی عضو فشاری

A_d = سطح مقطع بست مورب

S = طول بین مراکز هندسی اتصال دو انتهای بست مورب (شکل ۱۰-۱-۴ - ۴)

$L_1 =$ طول مرکز به مرکز مه‌ارنشده تک نیمرخ

$b =$ فاصله مراکز سطح مقطع نیمرخ‌ها

(ت) طراحی بست مورب

نیروی محوری بست مورب از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F = \frac{V}{mn \sin \alpha}$$

$n =$ تعداد صفحات بست در طرفین ستون

$m =$ مساوی یک برای بست مورب تکی و مساوی دو برای بست مورب ضربدری

$V =$ مجموع نیروی برشی ناشی از بارگذاری جانبی* و برش ناشی از کمانش که مقدار اخیر ۲ درصد نیروی فشاری طرح عضو فشاری مرکب در نظر گرفته می‌شود.

$\alpha =$ زاویه بین محور بست با محور عضو فشاری (شکل ۱۰ - ۱ - ۴ - ۴).

۱۰-۱-۴-۴ ستون‌ها و اعضای فشاری مرکب با بست موازی

(شکل ۱۰-۱-۴-۵)

این بند مربوط است به ستون‌ها و اعضای فشاری مرکبی که از نیمرخ‌ها و بست‌های موازی و عمود بر محور طولی عضو ساخته می‌شوند. از آنها وقتی استفاده می‌شود که عضو تحت فشار خالص و یا فشار به علاوه خمش حول محور با مصالح (محور x) قرار داشته باشد.

۱. بست‌های میانی باید به تعدادی باشد که طول عضو فشاری (بین ورق‌های انتهایی) را حداقل به سه قسمت تقسیم کند.

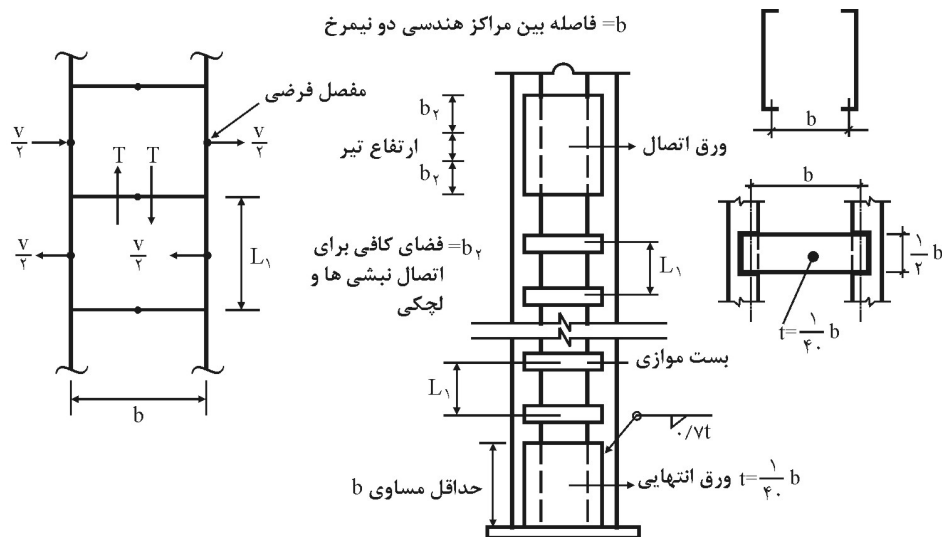
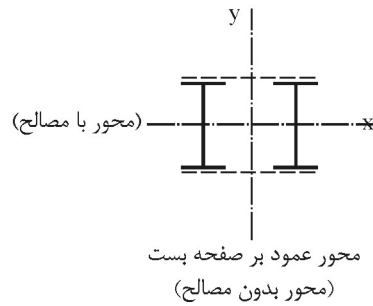
۲. فاصله بست‌ها از یکدیگر باید به اندازه‌ای باشد که ضریب لاغری تک نیمرخ عضو فشاری

در قسمتی که بین دو بست متوالی قرار دارد، از ۴۰ و همچنین از $\frac{3}{4}$ ضریب

لاغری (λ_y) بیشتر نشود. ضریب لاغری عضو فشاری نسبت به محور $y-y$ (محور

* در حالتی که مثل تیرستون عمل می‌نماید.

عمود بر امتداد بست) و L_1 فاصله مرکز به مرکز قیدها در امتداد طول عضو و r_1 شعاع ژیراسیون حداقل تک نیمرخ می باشد.



شکل ۴-۱-۱۰ ستون با بست‌های موازی

۳. بست‌های موازی و اتصالات آنها باید برای تحمل لنگر خمشی و نیروی برشی وارده محاسبه شوند. فرض می شود لنگر و برش مؤثر بر بست‌ها حاصل از نیروی برشی جانبی (V) می باشد که در امتداد عمود بر محور طولی عضو فشاری به موازات صفحه بست‌ها عمل می کند و مقدار آن ۲ درصد بار محوری عضو فشاری به علاوه برش ناشی از

نیروهای خارجی* است و اثر آن بین یک جفت بست در روی دو سطح موازی عضو به تساوی تقسیم می‌شود.

۴. بست‌ها را می‌توان از تسمه، ورق، ناودانی و یا نیمرخ I انتخاب کرد. اتصال بست‌ها به نیمرخ‌های اصلی عضو فشاری باید توسط پیچ، پرچ و یا جوش دورادور صورت گیرد به طوری که هر اتصال و نیز مقطع هر بست در مقابل نیروی برشی طولی (عمود بر

$$\text{امتداد بست) } T_1 = \frac{V \cdot L_1}{2b} \text{ و لنگر خمشی } M_1 = \frac{V \cdot L_1}{4} \text{ مقاوم باشد.}$$

در روابط فوق:

V = نیروی برشی جانبی ستون (طبق تعریف مندرج در زیر بند ۳ فوق)

L_1 = فاصله مرکز به مرکز بست‌ها در امتداد طول عضو، مطابق شکل ۱۰ - ۱ - ۴ - ۵

b = فاصله بین مراکز هندسی دو نیمرخ

۵. ورق‌های انتهایی که در دوسر عضو فشاری قرار می‌گیرند، باید حداقل طولی (در امتداد محور طولی عضو) برابر با فاصله بین مراکز سطح نیمرخ‌های تشکیل دهنده عضو فشاری را داشته باشند. این ورق‌ها باید با جوش دورادور با بعدی مساوی $0.7t$ و یا بعد جوش حداقل، هر کدام که بزرگترند، به نیمرخ‌ها متصل شوند. t ضخامت ورق انتهایی است. ضخامت این ورق‌ها نباید از $\frac{1}{4}b$ کمتر باشد.

۶. پهناي بست در امتداد طولی عضو نباید از $0.5b$ کوچکتر و ضخامت آن نباید از $\frac{1}{4}b$ کوچکتر باشد. رعایت محدودیت اخیر برای بست‌هایی که از نیمرخ ناودانی و یا I با بال‌های عمود بر سطح عضو فشاری تشکیل شده باشند، لازم نیست.

اگر در طرح عضو فشاری مرکب با بست‌های موازی تنها، محدودیت‌های زیر بندهای ۱ تا ۶ فوق رعایت شده باشد، ضریب لاغری مؤثر (λ_{ye}) نسبت به محور $y-y$ (محور عمود بر صفحه بست‌ها) را می‌توان از رابطه (۱۰ - ۱ - ۴ - ۴) تعیین کرد:

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (4 - 4 - 1 - 10)$$

* در حالتی که ستون به صورت تیر ستون عمل می‌کند.

در این رابطه $\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y}$ ضریب لاغری اسمی نسبت به محور $y-y$ و λ_1 ضریبی است که از رابطه (۱۰-۱-۴-۵) به دست می آید:

$$\lambda_1 = \frac{L_1}{r_1} \quad (۱۰-۱-۴-۵)$$

که در آن:

L_1 = فاصله مرکز به مرکز بست در امتداد طولی عضو

r_1 = شعاع ژیراسیون حداقل هریک از نیمرخهای فشاری تک می باشد.

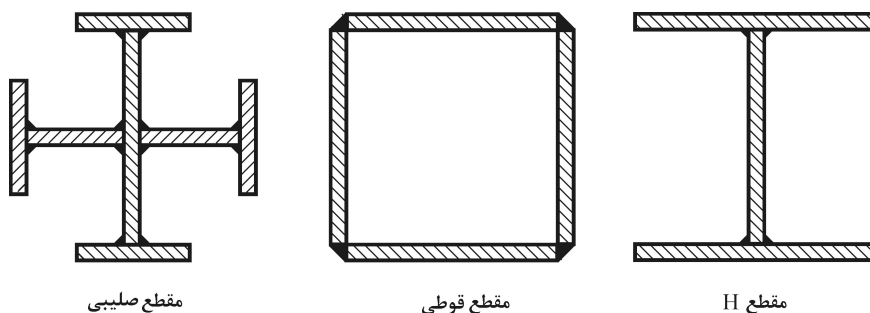
۱۰-۱-۴-۵ اعضای فشاری ساخته شده از ورق

اعضای فشاری ساخته شده از ورق غالباً در مقاطع زیر ساخته می شوند:

۱ - مقطع H

۲ - مقطع قوطی

۳ - مقطع صلیبی



شکل ۱۰-۱-۴-۶ مقاطع اعضای فشاری ساخته شده از ورق.

جوش اتصال دهنده بال به جان

جوشی که بال ستون را به جان متصل می کند، شرایط زیر را برآورده سازد:

الف - باید بتواند برش ناشی از تغییرات لنگر خمشی در طول ستون را انتقال دهد.

ب - در محل اتصال تیر به ستون به علت تغییرات ناگهانی لنگر خمشی، مقدار نیروی برشی به صورت موضعی تشدید خواهد یافت، لذا تقویت جوش در این ناحیه الزامی است.

پ - نیروی کششی ناشی از بال تیر، ایجاد تنش متمرکز بزرگی در این جوش می‌نماید، مگر اینکه نیروی مذکور با استفاده از ورق‌های پیوستگی مستقیماً به بال مقابل انتقال یابد. در این مورد باید مطابق بند ۱۰ - ۱ - ۴ - ۶ عمل نمود.

ت - ارجح است که این جوش پیوسته باشد.

۱۰-۱-۴-۶ اعضای فشاری با اتصال لولایی

اتصال مفصلی در اعضای فشاری باید محدودیت‌های بند ۱۰ - ۱ - ۳ - ۵ را برآورده کند.

۱۰-۱-۴-۷ برش در جان ستون‌ها

اتصالات ستون‌ها در مقابل نیروهای متمرکز باید طبق بند ۱۰ - ۱ - ۱۱ - ۱ بررسی شود.

۱۰-۱-۵ اعضای خمشی

این بخش مربوط است به تیرهایی از نیمرخ‌های نوردشده و ساخته‌شده از ورق (تیرورق) که یک یا دو محور تقارن داشته باشند و در صفحه تقارن بارگذاری شوند و همچنین نیمرخ‌های ناودانی که در صفحه مار بر مرکز برش و موازی جان ناودانی بارگذاری شوند و یا در مقابل پیچش در محل نقطه اثر بار و تکیه‌گاه‌ها نگهداری شده باشند.

وجه تمایز اعضای خمشی، لاغری جان (نسبت $\frac{h}{t_w}$) آنهاست. اگر نسبت ارتفاع آزاد

جان (بین دو بال) به ضخامت آن $\frac{h}{t_w}$ کوچکتر یا مساوی $\left[\frac{1000}{\sqrt{F_y}}\right]^*$ یا $\frac{3185}{\sqrt{F_y}}$ باشد، عضو

خمشی، تیر نامیده شده و رعایت کمانش برشی جان برای آن لازم نیست.

اگر $\left(\frac{h}{t_w}\right)$ بزرگتر از $\left[\frac{1000}{\sqrt{F_y}}\right]^*$ یا $\frac{3185}{\sqrt{F_y}}$ باشد، عضو خمشی با جان لاغر نامیده شده

و در جان آن باید اثر کمانش برشی مورد بررسی قرار گیرد.

* در سیستم SI

اگر $\left(\frac{h}{t_w}\right)$ بزرگتر از $\left[\frac{2000}{\sqrt{F_b}}\right]^*$ یا $\frac{6370}{\sqrt{F_b}}$ باشد، علاوه بر منظور کردن اثر کمانش برشی جان، باید مطابق بخش ۱۰ - ۱ - ۶ - ۲ کاهش در تنش مجاز فشاری بال به علت کمانش خمشی جان منظور شود. F_y تنش تسلیم برحسب کیلوگرم بر سانتی متر مربع و یا $[N/mm^2]$ و F_b تنش خمشی مجاز برحسب کیلوگرم بر سانتی متر مربع یا $[N/mm^2]^*$ است.

تنش های برشی مجاز و محدودیت های مربوط به سخت کننده های جان نیز در همین فصل تعیین می شود، مگر حالتی که در نظر باشد از عمل میدان کششی استفاده شود که در این صورت تنش های برشی مجاز باید مطابق با بخش ۱۰ - ۱ - ۶ تعیین شود. برای اعضای تحت اثر خمش و نیروی محوری به فصل ۱۰ - ۱ - ۷ مراجعه شود.

۱۰-۱-۵-۱ تنش های خمشی مجاز در نیمرخ I و ناودانی

الف) اعضای خمشی با مقطع فشرده و با اتکای جانبی

اعضای خمشی با اتکای جانبی تلقی می شوند که در آنها طول آزاد بال فشاری (L_b) یا فاصله بین دو تکیه گاه جانبی بال فشاری) از کوچکترین مقدار L_c (حاصل از روابط زیر) تجاوز نکند:

$$L_c = \frac{635b_f}{\sqrt{F_y}} \quad \text{یا} \quad \left[L_c = \frac{200b_f}{\sqrt{F_y}} \right]^* \quad (\text{الف} - ۱۰ - ۱ - ۵ - ۰)$$

$$L_c = \frac{14 \times 10^5}{\left(\frac{d}{A_f}\right) F_y} \quad \text{یا} \quad \left[L_c = \frac{14 \times 10^4}{\left(\frac{d}{A_f}\right) F_y} \right]^* \quad (\text{ب} - ۱۰ - ۱ - ۵ - ۰)$$

* در سیستم SI

در این روابط :

$$L_c = \text{طول مهارنشده (cm) یا [mm]^*}$$

b_f و A_f = به ترتیب پهنای کلی (cm) یا $[mm]^*$ و سطح مقطع بال فشاری (cm^2)

$$\text{یا } [mm^2]^*$$

d = ارتفاع کلی نیمرخ برحسب (cm) و یا $[mm]^*$ می باشد.

اعضای با مقطع فشرده (بخش ۱۰ - ۱ - ۲) که نسبت به محور ضعیف خود متقارن باشند و در صفحه‌ای مار بر این محور بارگذاری شوند و شرایط تیر با اتکای جانبی را نیز داشته باشند، تنش مجاز خمشی آنها از رابطه (۱۰ - ۱ - ۵) تعیین می شود:

$$F_b = 0.66 F_y \quad (10 - 1 - 5)$$

که در آن F_y تنش تسلیم فولاد است.

ب) اعضای با مقطع غیرفشرده

اعضایی که واجد شرایط بند ۱۰ - ۱ - ۵ - ۱ الف باشند ولی شرط مقطع فشرده را نداشته باشند، تنش مجازشان از رابطه (۱۰ - ۱ - ۲) تعیین می شود:

$$F_b = 0.6 F_y \quad (10 - 1 - 2)$$

پ) مقاطع فشرده و غیرفشرده فاقد شرط تکیه‌گاه جانبی

برای اعضای خمشی با مقطع فشرده و یا غیرفشرده (بخش ۱۰ - ۱ - ۲) که طول آزاد (نگهداری نشده) آنها در منطقه فشاری بیش از مقدار L_c (که در بند ۱۰ - ۱ - ۵ - ۱ الف مشخص شده) باشد، تنش کششی مجاز در خمش طبق رابطه (۱۰ - ۱ - ۲) تعیین می شود.

در این اعضا که یک محور تقارن منطبق بر جان داشته باشند و در امتداد جان بارگذاری شوند، تنش فشاری مجاز در خمش بزرگترین مقدار حاصل از روابط (۱۰ - ۱ - ۳)

یا (۱۰-۱-۵-۴) و (۱۰-۱-۵-۵) برحسب مورد، می‌باشد که در هر حال نباید از $0.6F_y$ تجاوز کند.

رابطه ۱۰-۱-۵ فقط در حالتی صادق است که بال فشاری به صورت پَر و سرتاسری و شکل مقطع آن تقریباً مستطیل باشد و مساحت آن کمتر از بال کششی نباشد. برای مقاطع ناودانی که نسبت به محور قوی خود تحت خمش قرار گیرند، تنش مجاز از رابطه (۱۰-۱-۵-۵) تعیین می‌شود.
اگر:

$$\sqrt{\frac{72 \times 10^5 C_b}{F_y}} \leq \frac{L}{r_T} < \sqrt{\frac{360 \times 10^5 C_b}{F_y}}$$

$$\text{SI: } \left[\sqrt{\frac{72 \times 10^6 C_b}{F_y}} \leq \frac{L}{r_T} < \sqrt{\frac{360 \times 10^6 C_b}{F_y}} \right]^*$$

در این صورت:

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y \left(\frac{L}{r_T} \right)^2}{10.75 \times 10^5 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y \quad (10-1-5-3)$$

$$\text{SI: } \left[\left[\frac{2}{3} - \frac{F_y \left(\frac{L}{r_T} \right)^2}{10.75 \times 10^6 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y \right]^*$$

اگر:

$$\frac{L}{r_T} \geq \sqrt{\frac{360 \times 10^5 C_b}{F_y}}$$

$$\text{SI: } \left[\frac{L}{r_T} \geq \sqrt{\frac{360 \times 10^4 C_b}{F_y}} \right]^*$$

در این صورت:

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{\left(\frac{L}{r_T}\right)^2} \leq 0.6 F_y \quad (4-5-1-10)$$

$$\text{SI: } \left[F_b = \frac{120 \times 10^4 C_b}{\left(\frac{L}{r_T}\right)^2} \leq 0.6 F_y \right]^*$$

و به‌طور کلی برای تمام مقادیر $\frac{L}{r_T}$:

$$F_b = \frac{84 \times 10^4 C_b}{\frac{L_d}{A_f}} \leq 0.6 F_y \quad (5-5-1-10)$$

$$\text{SI: } \left[F_b = \frac{84 \times 10^3 C_b}{\frac{L_d}{A_f}} \leq 0.6 F_y \right]^*$$

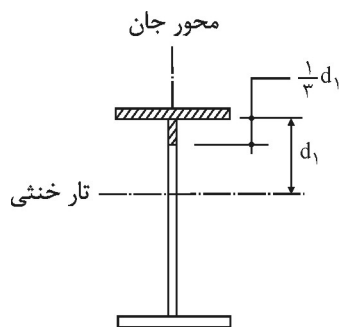
که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر (kg/cm^۲) یا [N/mm^۲].

L = فاصله تکیه‌گاه‌هایی که از تغییرمکان جانبی و یا پیچیدن بال فشاری جلوگیری می‌کنند. (cm) یا $[mm]^*$.

برای تیر طره‌ای که فقط در محاذات تکیه‌گاه به‌طور جانبی نگهداری شده باشد،

می‌توان L را برابر طول طره در نظر گرفت.



r_T = شعاع ژیراسیون مقطعی است که شامل مجموع بال فشاری و یک‌سوم منطقه فشاری جان می‌باشد که نسبت به محور مار بر جان تیر محاسبه می‌شود (cm) یا $[mm]^*$.

d = ارتفاع کل مقطع تیر (cm) یا $[mm]^*$.

A_f = سطح مقطع بال فشاری (cm^2) یا $[mm^2]^*$.

* رابطه تک‌قسمتی:

به‌جای استفاده از روابط ۱۰ - ۱ - ۵ تا ۱۰ - ۱ - ۵ رابطه تک‌قسمتی زیر نیز قابل استفاده است:

$$F_b = \frac{3/5 \times 10^6 C_b \left(\frac{I_{yc}}{L} \right) \sqrt{0.722 \frac{J}{I_{yc}} + 9/87 \left(\frac{d}{L} \right)^2}}{S_{xc}} \leq 0.6 F_y$$

$$SI: \left[F_b = \frac{3/5 \times 10^6 C_b \left(\frac{I_{yc}}{L} \right) \sqrt{0.722 \frac{J}{I_{yc}} + 9/87 \left(\frac{d}{L} \right)^2}}{S_{xc}} \leq 0.6 F_y \right]^*$$

در رابطه فوق:

S_{xc} = اساس مقطع تیر حول محور قوی نسبت به بال فشاری (cm^3) یا $[mm^3]^*$.

I_{yc} = ممان اینرسی بال فشاری نسبت به محور قائم مار بر صفحه جان (cm^4) یا $[mm^4]^*$.

d = ارتفاع کلی مقطع (cm) یا $[mm]^*$.

J = ثابت سن‌ونان مقطع تیر طبق رابطه زیر (cm^6) یا $[mm^6]^*$.

$$J = \frac{1}{3} \left[\sum b t^3 \right]$$

b و t = به‌ترتیب عرض و ضخامت اجزای بال و جان تیر (cm) یا $[mm]^*$.

L = فاصله دو نقطه مهار شده (cm) یا $[mm]^*$.

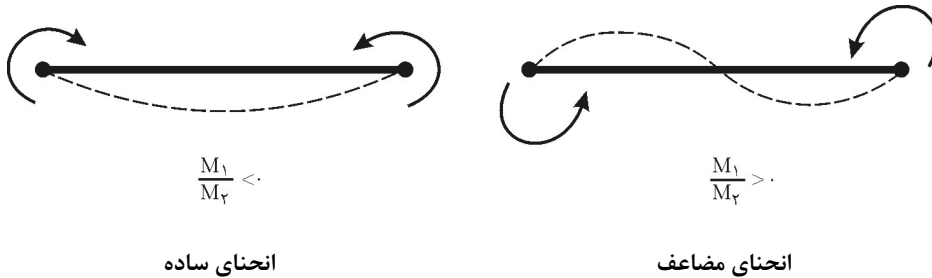
$C_b =$ ضریب یکنواختی نمودار لنگر که نشان‌دهنده اثر نمودار تغییرات لنگر خمشی در مقدار تنش مجاز می‌باشد و از رابطه (۶-۵-۱-۱۰) تعیین می‌شود:

$$C_b = 1/75 + 1/0.5 \frac{M_1}{M_2} + 0/3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2/3 \quad (6-5-1-10)$$

در هر حال بیشینه مقدار C_b برابر $2/3$ می‌باشد.

در رابطه (۶-۵-۱-۱۰) M_1 لنگر کوچکتر و M_2 لنگر بزرگتر (از نظر قدر مطلق) در دو انتهای طول آزاد (بدون تکیه‌گاه جانبی) است که نسبت به محور قوی مقطع در نظر گرفته می‌شود. در حالتی که M_1 و M_2 هم‌علامت هستند^۱ (انحنای دوگانه)، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ مثبت و در حالتی که M_1 و M_2 علامت‌های مخالف دارند (انحنای ساده)، این نسبت منفی به حساب می‌آید.

اگر لنگر خمشی در بین دو انتهای طول آزاد، مقدار بزرگتری از لنگرهای دو انتها را به خود بگیرد، ضریب C_b برابر یک محسوب می‌شود.



وقتی که مقدار F_{bx} و F_{by} برای به‌کار بردن در رابطه (۱-۷-۱-۱۰) محاسبه می‌شوند، C_b برای قاب‌هایی که انتقال جانبی در آنها امکان‌پذیر است، از رابطه (۶-۵-۱-۱۰) محاسبه شده و برای قاب‌هایی که از انتقال جانبی آنها جلوگیری شده است، C_b برابر یک منظور می‌شود.

در تیرهای طره‌ای C_b برابر یک منظور می‌شود.

۱. منظور علامت‌های موافق و مخالف عقربه‌های ساعت است.

۱۰-۱-۵-۲ تنش‌های مجاز در خمش نسبت به محور ضعیف برای اعضای با مقطع I، تسمه‌ها و ورق‌های مستطیلی و مقاطع توپر

برای اعضای که در اثر بارگذاری در صفحه ماربر مرکز برش و نسبت به محور ضعیف تحت خمش قرار می‌گیرند یا اعضای که نسبت به محورهای اصلی خود دارای مقاومت یکسان می‌باشند، مهار جانبی فقط در تکیه‌گاه لازم است. تنش خمشی مجاز این اعضا طبق بندهای زیر در نظر گرفته شود.

الف) اعضای با مقطع فشرده

اعضایی که دو محور تقارن در مقطع دارند (مثل I و H) و بال‌های آنها شرایط مقطع فشرده (طبق بخش ۱۰-۱-۲) را داشته و به‌طور سرتاسری به‌جان متصل باشد و تحت اثر خمش نسبت به محور ضعیف خود قرار گیرد، همچنین مقاطع توپر دایره، مربع (چهارگوش) و مربع مستطیل تحت اثر خمش نسبت به محور ضعیف مقطع، تنش مجازشان از رابطه (۱۰-۱-۵-۷) تعیین می‌شود:

$$F_b = 0.75 F_y \quad (10-1-5-7)$$

ب) اعضای با مقاطع غیرفشرده

اعضایی که محدودیت‌های مقطع فشرده را (بخش ۱۰-۱-۲) برآورده نکنند، اگر تحت اثر خمش نسبت به محور ضعیف خود قرار گیرند، تنش مجازشان از رابطه (۱۰-۱-۵-۸) تعیین می‌شود:

$$F_b = 0.6 F_y \quad (10-1-5-8)$$

در مقاطع با تقارن در دو جهت مانند I و H که نسبت به محور ضعیف خود تحت خمش قرار گیرند، در صورتی که بال آنها شرایط مقطع فشرده (بخش ۱۰-۱-۲) را احراز نکند و اتصال جان و بال به‌صورت سرتاسری باشد، می‌توان محاسبه را براساس تنش مجاز

حاصل از رابطه (۱۰-۱-۵-۹) انجام داد:

$$F_b = F_y \left[1.075 - 0.0006 \left(\frac{b_f}{t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (10-1-5-9)$$

$$SI: \left\{ F_b = F_y \left[1.075 - 0.002 \left(\frac{b_f}{t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \right\}^*$$

$$\text{(به شرط اینکه)} \left[\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{250}{\sqrt{F_y}} \right]^* \text{ یا } \left[\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{795}{\sqrt{F_y}} \right]^* \text{ باشد.}$$

۱۰-۱-۵-۳ خمش در اعضای با مقطع قوطی، لوله با مقطع

مستطیلی و دایره‌ای

الف) اعضای با مقطع فشرده

برای اعضای که شرایط مقطع فشرده را طبق بند ۱۰-۱-۲ دارا باشند و نسبت به محور قوی یا ضعیف خود تحت خمش قرار گیرند، تنش مجاز طبق رابطه (۱۰-۱-۵-۱۰) تعیین می‌شود:

$$F_b = 0.66 F_y \quad (10-1-5-10)$$

برای اینکه اعضای با مقطع قوطی به عنوان عضو با مقطع فشرده در نظر گرفته شوند باید علاوه بر داشتن شرایط بخش ۱۰-۱-۲ محدودیت‌های زیر را نیز تأمین کنند:

۱. ارتفاع کلی نیم‌رخ از ۶ برابر پهنای مقطع بزرگتر نباشند.
۲. ضخامت بال از ۲ برابر ضخامت جان بیشتر نباشد.
۳. طول آزاد (مهارنشده) L_b در آن کمتر یا برابر مقدار L_c برحسب سانتی‌متر یا [میلی‌متر]* از رابطه (۱۰-۱-۵-۱۱) باشد:

$$L_c = 1.0^2 \left(137 + 84 \frac{M_1}{M_2} \right) \frac{b}{F_y} \geq 84 \times 1.0^2 \frac{b}{F_y} \quad (10-1-5-11)$$

$$SI: \left[L_c = 1.0^2 \left(137 + 84 \frac{M_1}{M_2} \right) \frac{b}{F_y} \geq 84 \times 1.0^2 \frac{b}{F_y} \right]^*$$

در این رابطه b عرض بال برحسب سانتی‌متر یا [میلی‌متر]^{*} و F_y تنش تسلیم برحسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع یا $[N/mm^2]$ ^{*} است. M_1 و M_2 به ترتیب لنگرهای کوچک و بزرگ (برحسب قدرمطلق) در دو سرطول مهارنشده است که نسبت به محور قوی مقطع در نظر گرفته می‌شود. نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ وقتی مثبت است که M_1 و M_2 هم‌علامت (انحنای مضاعف) و منفی است وقتی که دو لنگر علامت‌های مخالف دارند (انحنای ساده).

ب) اعضای با مقطع غیرفشرده

برای اعضای خمشی با مقطع قوطی و لوله که شرایط مقطع غیرفشرده را داشته باشند، تنش مجاز از رابطه (۱۰ - ۱ - ۵ - ۱۲) به دست می‌آید:

$$F_b = 0.6 F_y \quad (10 - 1 - 5 - 12)$$

مقاطع قوطی که در آنها ارتفاع مقطع کمتر از ۶ برابر پهنا باشد، به مهار جانبی احتیاجی ندارند.

برای مقاطع قوطی با نسبت ارتفاع به پهنای بزرگتر، لزوم استفاده از مهار باید با تجزیه و تحلیل خاص مربوط به آن حالت تعیین شود.

۱۰ - ۱ - ۵ - ۴ تنش‌های برشی مجاز

اگر $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_y}}$ یا $\left[\frac{h}{t_w} \leq \frac{1000}{\sqrt{F_y}} \right]^*$ باشد، برای سطح مقطعی که از حاصل ضرب ارتفاع کلی

نیمرخ در ضخامت جان به دست می‌آید، تنش برشی مجاز عبارت است از:

$$F_b = 0.4 F_y \quad (10 - 1 - 5 - 13)$$

در صورتی که $\frac{h}{t_w} > \frac{3185}{\sqrt{F_y}}$ یا $\left[\frac{h}{t_w} \leq \frac{1000}{\sqrt{F_y}} \right]^*$ باشد، برای سطح مقطعی که از حاصل ضرب

ارتفاع جان (فاصله خالص بین بال‌ها) در ضخامت جان به دست می‌آید، تنش برشی مجاز عبارت است از:

در صورت عدم استفاده از سخت کننده عرضی:

$$F_v = \frac{55 \times 10^5}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \leq 0.4 F_y \quad \text{یا} \quad \text{SI:} \left[F_v = \frac{55 \times 10^4}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \leq 0.4 F_y \right]^* \quad (\text{الف - ۱۴ - ۵ - ۱ - ۱۰})$$

در صورت استفاده از سخت کننده عرضی طبق بند ۵-۵-۱-۱۰:

$$F_v = \frac{F_y}{2/89} (C_v) \leq 0.4 F_y \quad (\text{ب - ۱۴ - ۵ - ۱ - ۱۰})$$

که در آن C_v نسبت تنش کمانش برشی جان می باشد و از رابطه زیر به دست می آید:

(برای $C_v \leq 0.8$)

$$C_v = \frac{315 \times 10^4 K_v}{F_y \left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \quad \text{یا} \quad \text{SI:} \left[C_v = \frac{315 \times 10^3 K_v}{F_y \left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \right]^*$$

(برای $C_v > 0.8$)

$$C_v = \frac{1600}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \sqrt{\frac{K_v}{F_y}} \quad \text{یا} \quad \text{SI:} \left[C_v = \frac{505}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \sqrt{\frac{K_v}{F_y}} \right]^*$$

F_y تنش تسلیم فولاد برحسب کیلوگرم بر سانتی متر مربع یا [نیوتن بر میلی متر مربع]*

می باشد.

K_v عبارت است از عدد کمانش برشی چشمه جان که به کمک رابطه زیر برحسب مقدار

$\frac{a}{h}$ به دست می آید:

$$K_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

در روابط قبل:

$$t_w = \text{ضخامت جان (cm) یا [mm]^*}$$

$$a = \text{فاصله خالص بین سخت‌کننده‌های عرضی جان (در امتداد طول تیر) (cm) یا [mm]^*}$$

$$h = \text{ارتفاع آزاد جان (فاصله خالص بین بال‌های تیر) (cm) یا [mm]^*}$$

روش دیگر محاسبه برای تیوروق‌ها که در آن از عمل میدان کشش استفاده می‌شود در بخش ۱۰ - ۱ - ۶ - ۳ ارایه شده است.

۱۰-۱-۵-۵ سخت‌کننده‌های عرضی

سخت‌کننده‌های عرضی، ورق‌هایی هستند که به صورت تیغه قائم و در فواصل a روی ورق جان در حد فاصل دو بال قرار داده می‌شوند و به جان و بال فشاری جوش می‌شوند. اگر نسبت $\frac{h}{t_w}$ از ۲۶۰ تجاوز کند و یا تنش برشی جان (f_v) از مقدار تعیین شده با رابطه (۱۰ - ۱ - ۵ - ۱۴ - الف) بزرگتر باشد، باید از سخت‌کننده عرضی جان استفاده نمود. فواصل این سخت‌کننده‌ها باید طوری انتخاب شود که تنش برشی در جان از مقدار F_v که از رابطه (۱۰ - ۱ - ۵ - ۱۴ - ب) یا (۱۰ - ۱ - ۶ - ۴) به دست می‌آید، تجاوز نکند و شرط رابطه (۱۰ - ۱ - ۵ - ۱۵) هم برآورده شود:

$$\frac{a}{h} \leq \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \right]^2 \quad (10 - 1 - 5 - 15)$$

و همچنین $\frac{a}{h} < 3$ باشد.

در مورد طراحی سخت‌کننده‌های عرضی به بند ۱۰ - ۱ - ۶ - ۴ مراجعه شود.

۱۰-۱-۵-۶ مقطع اعضای خمشی

الف) کلیات

ابعاد لازم برای نیمرخ‌های نوردشده و یا ساخته شده از ورق (تیورق) با اتصال جوشی و همچنین نیمرخ‌های تقویت‌شده با ورق در روی بال‌ها، به‌طور کلی با محاسبه ممان اینرسی مقطع کل تعیین می‌شود.

ب) اثر سوراخ در بال‌های کششی تیرها

فرض می‌شود که وجود سوراخ‌های پیچ و پرچ در بال‌ها، از ممان اینرسی نمی‌کاهد مگر در حالت‌هایی که نسبت سطح مقطع خالص به سطح مقطع کل بال کششی $\left(\frac{A_{fn}}{A_{fg}}\right)$ از مقدار رابطه زیر کمتر گردد.

$$\frac{F_y}{15000} + 0/69 \quad \text{یا} \quad SI: \left[\frac{F_y}{1500} + 0/69 \right]^* \quad (10-1-5-16)$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم (kg/cm}^2\text{) یا [N/mm}^2\text{]}^*$$

در این صورت باید مشخصات خمشی عضو با در نظر داشتن سطح مقطع خالص بال کششی تیر محاسبه شود. در این حالت می‌توان از حرکت تار خنثی به‌علت سوراخ صرف‌نظر نمود.

پ) تقویت بال‌ها

بال‌های تیرها و شاه‌تیرها ممکن است با ضخامت و یا با پهنای متغیر ساخته شوند. این کار ممکن است با اتصال تعدادی ورق با ضخامت و یا پهنای مختلف دنبال هم و یا ورق‌های تقویتی روی هم، صورت گرفته باشد.

مجموع سطح مقطع‌های ورق‌های تقویتی در تیرهای تقویت‌شده با ورق، نباید از ۷۰ درصد سطح مقطع کل بال (شامل ورق تقویت) تجاوز کند.

ت) اتصال بال به جان

پیچ‌های پرمقاومت، پرچ و یا جوش که بال و جان تیر را به یکدیگر و یا ورق‌های تقویتی را به بال اتصال می‌دهد، باید در مقابل برش افقی کل ناشی از نیروهای خمشی وارده به تیر، محاسبه شود. طرز توزیع این پیچ‌ها و یا تکه‌های جوش در طول تیر باید با شدت برش در طول آن متناسب باشد. فواصل این اتصالات در طول، باید با مقادیر مجازی که در بندهای ۱۰-۱-۴ و ۱۰-۱-۳-۴ برای عضو فشاری یا عضو کششی معین شده و همچنین محدودیت‌های مربوط به جوش گوشه، با بند ۱۰-۱-۱۰-۲-ب مطابق باشند.

پیچ‌ها، پرچ‌ها و یا جوش‌هایی که بال و جان را به هم اتصال می‌دهد باید طوری محاسبه شوند که قادر باشند بارهای مستقیم بر روی بال را نیز به جان تیر انتقال دهند، مگر اینکه پیش‌بینی شده باشد که چنین بارهایی مستقیماً به وسیله قطعات فشاری سخت‌کننده منتقل شوند.

ث) قطع ورق‌های تقویتی بال‌ها

ورق‌های تقویتی که در تمام طول تیر ادامه ندارند، باید بعد از نقطهٔ تئوریک قطع، به اندازهٔ طول گیرایی a ادامه یابند به طوری که در این طول اضافی اتصال کامل بین ورق و بال برقرار باشد. اتصال در این قسمت باید قادر باشد که در حد تنش مجاز نظیر (که در بندهای ۱۰-۱-۱-۲-ت، ۱۰-۱-۱-۳-ت آمده است)، با نیروی حاصل از خمش سهم ورق تقویتی در نقطهٔ تئوریک قطع ورق، مقابله کند. حداقل طول گیرایی a که از نقطهٔ قطع تئوریک ورق تقویتی اندازه‌گیری می‌شود باید برابر باشد با:

۱. پهنای ورق تقویتی، درحالی‌که جوش اتصال ورق تقویتی به تیر در طول a ، پیوسته و بعد ساق آن حداقل سه‌چهارم ضخامت ورق تقویتی باشد و در دو لبه طرفین ورق تقویتی و در انتهای ورق اجرا شود.
۲. یک و نیم برابر پهنای ورق تقویتی، درحالی‌که بعد جوش پیوسته به طول a در دو لبهٔ طرفین ورق و در انتهای آن کمتر از سه‌چهارم ضخامت ورق تقویتی باشد.
۳. دو برابر پهنای ورق تقویتی، درحالی‌که جوش پیوسته به طول a فقط در دو لبهٔ طرفین ورق (به طول a) وجود دارد و در لبهٔ انتهای جوش اجرا نمی‌شود.

ج) مقاطع ساخته شده از چند نیمرخ

اگر از دو یا چند نیمرخ نوردشده برای ساختن یک تیر خمشی استفاده شود، باید آنها را در فواصلی به یکدیگر متصل کرد که حداکثر این فواصل نباید از ۱/۵ متر تجاوز کند. به کار بردن پیچ و مهره یا میان بولت با قطعات جداکننده بین دو نیمرخ (مانند قطعات لوله)، مجاز است مشروط بر آنکه برای تیرهایی که ارتفاع مقطع آنها ۳۰۰ میلی‌متر و یا بیشتر است، در هر مقطع اتصال کمتر از دو پیچ به کار نرود. برای انتقال بارهای متمرکز از یک نیمرخ به نیمرخ دیگر و یا تقسیم بارهای متمرکز بین تیرها باید دیافراگم‌هایی با سختی و صلبیت کافی را طوری تعبیه کرد که توزیع بار عملی باشد. در اتصال دیافراگم‌ها به تیرها می‌توان از پیچ، پرچ و یا جوش استفاده کرد.

۱۰-۱-۶ تیورق‌ها و تیرهای جبه‌ای

تیرهای ساخته شده از ورق، با ارتفاع نیمرخ بزرگ، که جان آنها در گروه مقاطع با عناصر لاغر (طبق بند ۱۰-۱-۲-۶) قرار می‌گیرد، برحسب لاغری جان (نسبت $\frac{h}{t_w}$) از تیرها متمایز می‌شوند.

اگر نسبت $\frac{h}{t_w}$ از $\left[\frac{2000}{\sqrt{F_b}} \right]$ یا $\frac{6370}{\sqrt{F_b}}$ بزرگتر باشد، مشخصات این بخش برای تعیین

تنش‌های خمشی مجاز ملاک عمل و در غیر این صورت مشخصات بخش ۱۰-۱-۵ معتبر می‌باشد. برای تنش‌های برشی مجاز و طراحی قطعات سخت‌کننده عرضی می‌توان به بخش ۱۰-۱-۵ مراجعه کرد. در صورت به‌کار گرفتن عمل میدان کششی می‌توان از مشخصاتی که در همین بخش آمده است استفاده نمود.

به‌ر حال بندهای بخش ۱۰-۱-۵ در مورد تیورق‌ها صادق است، مگر اینکه به‌نحوی در این بخش مورد اصلاح قرار گرفته باشد.

۱۰-۱-۶-۱ محدودیت‌های لاغری جان تیر

اگر از قطعات سخت‌کننده جان استفاده نشده باشد یا فواصل آنها از یکدیگر بیش از $1/5 h$ باشد، لاغری حداکثر جان از رابطه (۱۰-۱-۶-۱) به دست می‌آید:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{985 \times 10^3}{\sqrt{F_y (F_y + 116)}} \quad \text{یا} \quad \left[\frac{h}{t_w} \leq \frac{985 \times 10^2}{\sqrt{F_y (F_y + 116)}} \right]^* \quad (10-1-6-1)$$

اگر قطعات سخت‌کننده با فاصله‌ای کمتر از $1/5 h$ باشد، لاغری حداکثر جان از رابطه (۱۰-۱-۶-۲) به دست می‌آید:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{16770}{\sqrt{F_y}} \quad \text{یا} \quad \left[\frac{h}{t_w} \leq \frac{5300}{\sqrt{F_y}} \right]^* \quad (10-1-6-2)$$

در این روابط:

h = ارتفاع آزاد جان تیرورق (cm) یا $[mm]^*$ و

t_w = ضخامت آن برحسب (cm) یا $[mm]^*$ است.

۱۰-۱-۶-۲ کاهش تنش‌های خمشی مجاز بال

اگر نسبت ارتفاع به ضخامت جان $\left(\frac{h}{t_w}\right)$ از $\left[\frac{2000}{\sqrt{F_b}}\right]^*$ یا $\frac{6370}{\sqrt{F_b}}$ تجاوز کند، تنش خمشی مجاز بال باید به علت کماتنش خمشی جان کاهش یابد. در این صورت حداکثر تنش خمشی در بال فشاری نباید از مقدار رابطه (۱۰-۱-۶-۳) بزرگتر شود.

$$F'_b \leq F_b \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t_w} - \frac{6370}{\sqrt{F_b}} \right) \right] \quad (10-1-6-3)$$

$$\left[F'_b \leq F_b \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t_w} - \frac{2000}{\sqrt{F_b}} \right) \right] \right]^*$$

که در آن:

F_b = تنش مجاز طبق مشخصات بخش ۱۰-۱-۵ (kg/cm^2) یا $[N/mm^2]$.

$$A_w = \text{سطح مقطع جان تیر در مقطع مورد بررسی (cm}^2 \text{ یا mm}^2 \text{)*}$$

$$A_f = \text{سطح مقطع بال فشاری (cm}^2 \text{ یا mm}^2 \text{)*}$$

۱۰-۱-۶-۳ تنش برشی مجاز با توجه به عمل میدان کششی

در صورت عدم استفاده از عمل میدان کششی، حداکثر تنش برشی (f_v)، نباید از مقداری که با روابط (۱۰-۱-۵-۱۴) تعیین می‌شود تجاوز کند.
در حالتی که قطعات سخت‌کننده عرضی (طبق بند ۱۰-۱-۶-۴) تعبیه شود و اگر $C_v \leq 1$ باشد با توجه به عمل میدان کشش در جان، می‌توان تنش برشی مجاز را از رابطه (۱۰-۱-۶-۴) به دست آورد:

$$F_v = \frac{F_y}{2/89} \left[C_v + \frac{1-C_v}{1/5 \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right] \leq 0.4 F_y \quad (10-1-6-4)$$

C_v ، a و h طبق بند ۱۰-۱-۵-۴ تعریف شده‌اند.

در طرح و محاسبه تیرورق‌ها براساس عمل میدان کششی، فواصل سخت‌کننده‌های عرضی جان در چشمه‌های^۱ به شرح زیر باید طوری اختیار شود که در آنها تنش برشی موجود (f_v) از مقداری که با روابط (۱۰-۱-۵-۱۴) تعیین می‌شود تجاوز نکند. به عبارت دیگر در چشمه‌های به شرح زیر استفاده از عمل میدان کششی مجاز نیست:

الف) در چشمه‌های دو انتهای تیر،

ب) در چشمه‌هایی که دارای بازشو هستند.

پ) در چشمه‌های مجاور چشمه‌ای که بازشو دارد.

۱. چشمه یا پانل، چهارخانه جان محدود بین بال‌ها و سخت‌کننده‌های عرضی می‌باشد.

۱۰-۱-۶-۴ قطعات سخت‌کننده عرضی

قطعات سخت‌کننده عرضی باید محدودیت‌های بند ۱۰-۱-۵ را تأمین کند. پیچ‌ها و پرچ‌هایی که سخت‌کننده را به جان تیر متصل می‌کنند، باید طوری قرار گیرند که فواصل آنها (مرکز به مرکز) از ۳۰۰ میلی‌متر بیشتر نشود. اگر از جوش‌های منقطع برای اتصال استفاده می‌شود، فاصله خالص (آزاد) بین قطعه‌های جوش نباید از ۱۶ برابر ضخامت جان و به‌طور کلی از ۲۵۰ میلی‌متر بیشتر شود. ممان اینرسی (I_{st}) در قطعات سخت‌کننده میانی، مربوط به جفت قطعه (در دو طرف جان) و یا مربوط به تک‌قطعه تقویتی (در یک طرف جان) نسبت به محوری که از جان می‌گذرد، باید در رابطه زیر صدق کند:

$$I_{st} \geq (h/50)^4 \quad (10-1-6-5)$$

در صورت استفاده از رابطه برش مجاز (۱۰-۱-۶-۴)، سطح مقطع قطعات سخت‌کننده میانی نباید از مقداری که با رابطه (۱۰-۱-۶-۶) مشخص می‌شود کمتر باشد:

$$A_{st} = \frac{1-C_v}{\gamma} \left[\frac{a}{h} - \frac{\left(\frac{a}{h}\right)^2}{\sqrt{1+\left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right] \cdot Y \cdot D \cdot h \cdot t_w \quad (10-1-6-6)$$

در این رابطه:

h ، a ، C_v و t_w طبق بند ۱۰-۱-۵ تعریف شده‌اند.

Y = نسبت تنش تسلیم فولاد جان تیر به فولاد قطعه سخت‌کننده.

D = برای قطعات سخت‌کننده جفت برابر ۱، برای قطعات سخت‌کننده تک از نیم‌رخ

نبشی برابر ۱/۸ و برای قطعات سخت‌کننده تک از تسمه، برابر ۲/۴ می‌باشد.

اگر بزرگترین تنش برشی موجود (f_v) در چشمه مورد نظر، از مقدار مجاز رابطه

(۱۰-۱-۶-۴) کمتر باشد، می‌توان سطح مقطع کل قطعه سخت‌کننده (به‌شرح بالا) را

متناسب با تنش‌ها کاهش داد.

قطعات سخت‌کننده که بر مبنای رابطه (۱۰-۱-۶-۴) مورد نیاز است، باید به جان تیر، اتصال کافی داشته باشد. اتصال قطعات تکی یا جفتی، برای نیروی برشی حداقل برابر مقدار رابطه (۱۰-۱-۶-۷)، کیلوگرم بر سانتی‌متر (یا نیوتن بر میلی‌متر) طول قطعه سخت‌کننده محاسبه می‌شود.

$$f_{vs} = h \sqrt{\left(\frac{F_y}{1400}\right)^2} \quad \text{یا} \quad \left[f_{vs} = h \sqrt{\left(\frac{F_y}{140}\right)^2} \right]^* \quad (۱۰-۱-۶-۷)$$

که در آن F_y تنش تسلیم فولاد جان تیر بر حسب (kg/cm^2) یا $[\text{N/mm}^2]^*$ می‌باشد. در صورتی که تنش برشی حداکثر (f_v) در دو چشمه دوطرف قطعه سخت‌کننده کمتر از مقدار مجاز رابطه (۱۰-۱-۶-۴) باشد، می‌توان انتقال برش به شرح رابطه (۱۰-۱-۶-۷) را متناسباً کاهش داد. باید توجه داشت که اگر قطعه سخت‌کننده بار متمرکز خارجی یا عکس‌العمل تکیه‌گاهی را تحمل می‌کند، باید پیچ‌ها، پرچ‌ها و یا جوش‌های متصل‌کننده آن حداقل برای بار خارجی یا عکس‌العمل نامبرده محاسبه شوند. در صورتی که به عمل تماس مستقیم بین قطعه سخت‌کننده و بال تیر، برای انتقال بارهای متمرکز یا عکس‌العمل موجود، احتیاج نباشد می‌توان قطعه سخت‌کننده را نرسیده به بال کششی قطع کرد. جوش‌هایی که قطعه سخت‌کننده را به جان تیر وصل می‌کنند باید در فاصله‌ای نه کمتر از ۴ برابر و نه دورتر از ۶ برابر ضخامت جان از بر جوش اتصال جان و بال کششی ختم شوند.

سخت‌کننده‌ها (به صورت تک یا جفت) باید به بال فشاری متصل (جوش) گردند. در صورت اتصال مهار جانبی به قطعه سخت‌کننده، متقابلاً باید قطعه سخت‌کننده نیز به بال فشاری طولی متصل شود که ظرفیت انتقال حداقل ۱ درصد نیروی کلی در بال را داشته باشد.

۱۰-۱-۶-۵ سخت‌کننده‌های فشاری

در دو انتهای تیر و در محل بارهای متمرکز باید سخت‌کننده‌های فشاری طبق مشخصات بند ۱۰-۱-۱۱-۸ قرار داده شود.

۱۰-۱-۶-۶ اثر مشترک برش و کشش

جان تیوروق‌هایی که طبق مشخصات رابطه (۱۰-۱-۶-۴) به عمل میدان کششی متکی باشند، باید با توجه به تنش‌های کششی حاصل از لنگر خمشی در جان محاسبه شود. یعنی تنش‌های کششی در صفحه جان حاصل از لنگر خمشی در نقطه مورد نظر، نباید از مقدار $0.6F_y$ و نیز از مقداری که با رابطه (۱۰-۱-۶-۸) تعیین می‌گردد، بیشتر شود:

$$\left(0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_v}\right) F_y \quad (10-1-6-8)$$

که در آن:

f_v = تنش برشی متوسط محاسبه‌شده موجود در جان (نیروی برشی تقسیم بر سطح مقطع جان).

F_v = تنش مجاز برشی در جان مطابق با رابطه (۱۰-۱-۶-۴).

در تیرهایی که جان و بال آنها از فولاد پرمقاومت (با تنش تسلیم بیش از ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع یا $4000 \text{ نیوتن بر میلی‌متر مربع}$) تشکیل می‌شود، اگر تنش خمشی در بال از $0.75F_b$ بیشتر شود، استفاده از میدان کششی مجاز نیست و تنش برشی مجاز نباید از مقدار رابطه (۱۰-۱-۵-۱۴) تجاوز کند.

۱۰-۱-۷ اعضا تحت اثر تنش‌های مرکب

مقاومت اعضایی که تحت اثر تنش‌های مرکب قرار می‌گیرند باید طبق مشخصات این بخش تعیین شود. اعضایی که در این بخش مورد بررسی قرار می‌گیرند باید یک یا دو محور تقارن در مقطع داشته باشند. برای تعیین F_a به بخش ۱۰-۱-۴ و برای تعیین F_{bx} و F_{by} به بخش ۱۰-۱-۵ مراجعه شود.

۱۰-۱-۷-۱ فشار محوری و خمشی

اعضایی که تحت اثر فشار محوری توأم با تنش خمشی قرار می‌گیرند باید طوری محاسبه شوند که محدودیت‌های زیر را برآورده کنند:

الف) در صورتی که $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$ باشد:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1 \quad (10-1-7-1)$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad (2-7-1-10)$$

در رابطه (۱-۷-۱-۱۰) وقتی بارگذاری جانبی بین تکیه‌گاه‌ها موجود است، f_{bx} و f_{by} را باید براساس لنگر بین تکیه‌گاهی محاسبه کرد، لیکن در رابطه (۲-۷-۱-۱۰) آنها را باید براساس لنگر تکیه‌گاهی محاسبه نمود. در صورتی که بارگذاری جانبی اعمال نگردد، تنش‌های ذکرشده براساس بیشینه لنگر محاسبه می‌شوند.

ب) در صورتی که $\frac{f_a}{F_a} \leq 0.15$ باشد:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad (3-7-1-10)$$

در روابط (۱-۷-۱-۱۰) و (۲-۷-۱-۱۰) و (۳-۷-۱-۱۰) شاخص‌های x و y در ترکیب با زیرحرف‌های b ، e و m ، محورهای خمشی مربوط به تنش‌ها و یا خواصی دیگر را نشان می‌دهد، و:

F_a = تنش فشاری مجاز اگر فقط نیروی محوری عمل کند (بخش ۱-۱۰-۴).

F_b = تنش فشاری مجاز خمشی اگر فقط لنگر خمشی عمل کند، (بخش ۱-۱۰-۵).

F'_e = تنش اولر که بر ضریب اطمینان تقسیم شده و مقدار آن عبارت است از:

$$F'_e = \frac{12}{23} \times \frac{\pi^2 E}{\lambda_b^2} = \frac{105 \times 10^5}{\lambda_b^2} \quad \text{یا} \quad \text{SI: } \left[F'_e = \frac{105 \times 10^6}{\lambda_b^2} \right]^*$$

$\lambda_b = \frac{KL_b}{r_b}$ که در آن L_b طول آزاد قطعه در صفحه خمش، r_b شعاع ژیراسیون

نظیر و K ضریب طول مؤثر در صفحه خمش می‌باشد.

f_a = تنش فشاری ناشی از بار محوری که برای نقطه مورد نظر محاسبه شده

f_{bx} = تنش ناشی از خمش حول محور x

f_{by} = تنش ناشی از خمش حول محور y

$C_m =$ ضریب میزان هم‌مکانی لنگر حداکثر با لنگر ناشی از اثرات $P-\Delta$ که مقدار آن به شرح زیر اختیار می‌شود:

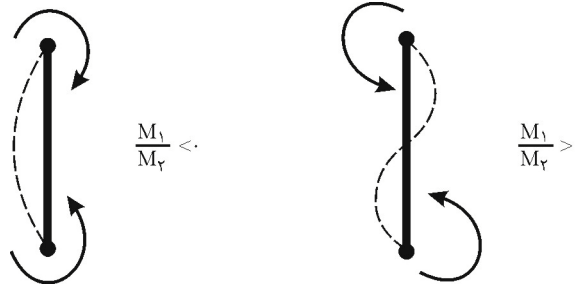
الف) برای اعضای فشاری (ستون‌ها) در قاب‌های خمشی مهارنشده:

$$C_m = 0.85$$

ب) برای اعضای فشاری (ستون‌های) قاب‌های خمشی مهارشده، مشروط بر آنکه بار مستقیم خارجی در بین دو انتهای عضو، در صفحهٔ خمش بر آن وارد نشود:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4$$

در این رابطه $\frac{M_1}{M_2}$ (نسبت لنگر کوچکتر به لنگر بزرگتر در دو انتهای طول مهارنشدهٔ عضو) مثبت است اگر عضو، انحنای مضاعف داشته باشد و منفی است اگر انحنای عضو ساده باشد.



پ) برای اعضای فشاری در قاب‌های مهارشده و تحت اثر بارهای خارجی در بین دو انتها، مقدار C_m باید به وسیلهٔ تحلیل مستدل تعیین شود. به جای تحلیل مزبور می‌توان از اعداد زیر استفاده کرد:

برای اعضای که اتصال دو انتهای آنها گیردار باشد:

$$C_m = 0.85$$

برای اعضای که اتصال دو انتهای آنها ساده باشد:

$$C_m = 1$$

تحلیل P-Δ

چنانچه نیروها و لنگرهای طراحی ستون براساس تحلیل مرتبه دوم که دربرگیرنده اثرات P-Δ است، به دست آمده باشد، ضریب تشدید لنگر $\frac{C_m}{(1-f_a/F'_e)}$ در رابطه ۱۰-۱-۷-۱ مساوی ۱ منظور می شود.

تبصره: در اعضای تحت اثر لنگر خمشی و نیروی محوری فشاری، چنانچه تنش های کششی ناشی از خمش، بیش از تنش های فشاری ناشی از ترکیب خمش و فشار باشد، کنترل تنش های ترکیبی کششی عضو نیز طبق بند ۱۰-۱-۷-۲ الزامی است.

۱۰-۱-۷-۲ کشش محوری و خمش

اعضایی که تحت اثر کشش محوری توأم با تنش خمشی قرار می گیرند، باید طوری محاسبه شوند که در تمام نقاط طول عضو رابطه (۱۰-۱-۷-۴) را برآورده نمایند:

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1/0 \quad (10-1-7-4)$$

که در آن:

f_b = تنش کششی محاسباتی حاصل از لنگر خمشی

f_t = تنش محاسباتی حاصل از کشش محوری

F_b = تنش خمشی مجاز، و

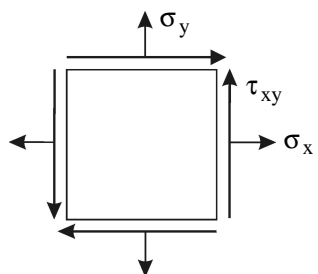
F_t = تنش کششی مجاز (مندرج در بند ۱۰-۱-۳-۳) می باشد.

در صورتی که تنش فشاری ناشی از خمش، بیش از تنش های کششی ناشی از کشش مستقیم باشد، کنترل تنش فشاری در بال فشاری طبق بخش ۱۰-۱-۵ ضروری است. از طرف دیگر، تنش های فشاری ناشی از خمش که از بارگذاری مستقل دیگری حاصل شده باشد، نباید از مقادیر مجاز مندرج در بخش ۱۰-۱-۵ تجاوز کند.

۱۰-۱-۷-۳ ترکیب تنش‌های صفحه‌ای

در صورت وجود حالت تنش صفحه‌ای در یک نقطه از قطعه مورد مطالعه، به منظور جلوگیری از تسلیم موضعی، علاوه بر کنترل تنش‌ها به صورت مجزا، تنش مقایسه‌ای ترکیبی از رابطه فون میسز قابل محاسبه می‌باشد.

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \quad (5-7-1-10)$$



در رابطه فوق:

σ_h = تنش مقایسه‌ای ترکیبی

σ_x = تنش عمودی در امتداد x

σ_y = تنش عمودی در امتداد y

τ_{xy} = تنش برشی

علامت σ_x و σ_y در صورتی که کششی باشند، مثبت و در صورتی که فشاری باشند، منفی در نظر گرفته می‌شود.

تنش مقایسه‌ای ترکیبی σ_h باید کوچکتر از $0.75F_y$ باشد.

در مورد جوش‌ها، ترکیب تنش‌های برشی و عمودی به صورت برداری طبق رابطه زیر امکان پذیر می‌باشد.

$$\sigma_{wh} = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \quad (6-7-1-10)$$

تنش مقایسه‌ای σ_{wh} باید کوچکتر از تنش‌های مجاز جوش طبق جدول ۱۰-۱-۱۰ باشد.

۱۰-۱-۸ طراحی اعضا برای پیچش

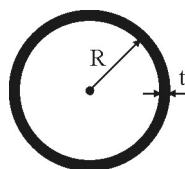
۱۰-۱-۸-۱ اثر لنگر پیچشی

اگرچه اثرات لنگر پیچشی در اجزای سازه‌های فولادی ساختمان‌های متعارف، نقش درجه اول را بازی نمی‌کند لیکن به‌منظور آشنایی با اثرات لنگر پیچشی و ترکیب آنها با اثرات سایر تلاش‌های داخلی لازم است موارد زیر مورد توجه بیشتری قرار گیرد.

الف) لنگر پیچشی خالص

هرگاه مقطع یک عضو تحت اثر لنگر پیچشی تاب نخورد و یا اگر تاب می‌خورد ولی در هیچ مقطعی از عضو تحت هر شرایطی از تابیدگی جلوگیری به‌عمل نیاید اصطلاحاً می‌گوییم که فقط پیچش خالص داریم و تحت اثر لنگر پیچشی در مقطع فقط تنش‌های برشی به‌وجود می‌آید.

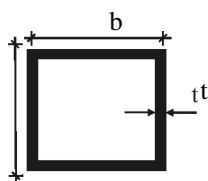
- برای مقاطع لوله‌ای جدارنازک تحت اثر لنگر پیچشی M_t :



$$\tau_{\max} = \frac{M_t \cdot R}{J_t} \quad (1 - 8 - 1 - 10)$$

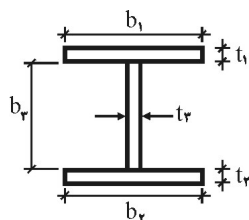
$$J_t = 2\pi t R^3$$

- برای مقاطع قوطی‌شکل جدارنازک تحت اثر لنگر پیچشی M_t :



$$\tau_{\max} = \frac{M_t}{2bht} \quad (2 - 8 - 1 - 10)$$

- برای مقاطع جدارنازک باز تحت اثر لنگر پیچشی M_t :



$$(\tau_{\max})_i = \frac{M_t \cdot t_i}{J_t} \quad (3 - 8 - 1 - 10)$$

$$J_t = \sum \frac{1}{3} b t^3$$

تنش برشی حاصله ناشی از لنگر پیچشی M_t باید به تنش‌های برشی نظیر ناشی از انواع بارگذاری دیگر اضافه شود و حداکثر منته‌جه آنها نباید از مقادیر مجاز تجاوز کند.

(ب) لنگر پیچشی تابیدگی مقاطع I شکل

هرگاه مقطع یک عضو تحت اثر لنگر پیچشی (M_t) تابیده گردد، در صورتی که در یک یا چند مقطع از تیر تحت هر شرایطی از تابیدگی جلوگیری به عمل آید باعث می‌شود که لنگر پیچشی کل (M_t) به دو بخش لنگر پیچشی خالص (M_s) و لنگر پیچشی تابیدگی (M_w) تقسیم شود.

$$M_t = \text{لنگر پیچشی کل}^*$$

$M_s =$ لنگر پیچشی که صرف پیچش خالص می‌شود (لنگر پیچشی خالص یا سن‌ونان)*

$M_w =$ لنگر پیچشی که صرف پیچش تاب‌خوردگی می‌شود (لنگر پیچشی تابیدگی)*

با داشتن لنگرهای M_s و M_t ، تنش‌های برشی و قائم در مقطع با استفاده از روابط

زیر قابل محاسبه هستند.

$$\tau_s = \frac{M_s \cdot t_i}{J_t} \quad (۴-۸-۱-۱۰)$$

$$\tau_w = \frac{E}{16} b^2 h \frac{d^2 \phi}{dx^2} \quad (۵-۸-۱-۱۰)$$

$$\sigma_w = \frac{E}{4} bh \frac{d^2 \phi}{dx^2} \quad (۶-۸-۱-۱۰)$$

* برای تعیین سهم لنگر پیچشی خالص (M_s) و سهم لنگر پیچشی تابیدگی (M_w) از لنگر پیچشی کل (M_t) باید معادله دیفرانسیل زیر حل گردد.

$$\frac{d^2 \phi}{dx^2} - \alpha^2 \frac{d \phi}{dx} = -\alpha^2 \frac{M_t(x)}{GJ_t}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{GJ_t}{E.C_w}}$$

$$M_s = GJ_t \frac{d \phi}{dx}$$

$$M_w = -EJ_w \frac{d^2 \phi}{dx^2}$$

$$M_t = M_s + M_w$$

ϕ = معادله زاویه پیچش مقطع در طول عضو

J_t = ثابت پیچشی

C_w = ثابت پیچشی تابیدگی

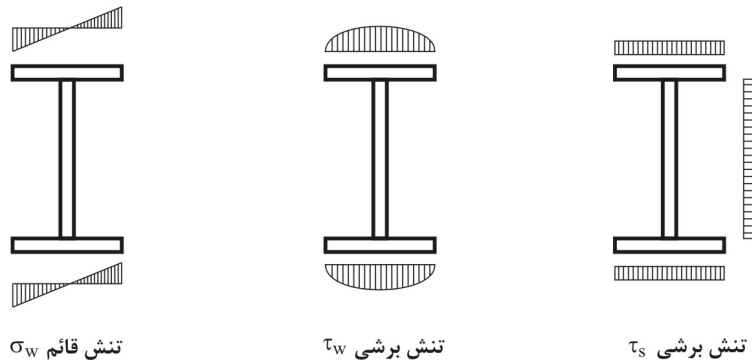
G = مدول الاستیسیته برشی

E = مدول الاستیسیته

از حل معادله دیفرانسیل فوق با توجه به شرایط مرزی مقادیر M_s و M_w محاسبه می‌شوند. لازم به ذکر است

برای پرداختن به جزئیات حل معادله دیفرانسیل فوق می‌توان به مراجع مربوطه مراجعه نمود.

$b =$ عرض بال مقطع I شکل
 $h =$ مرکز تا مرکز بال مقطع I شکل

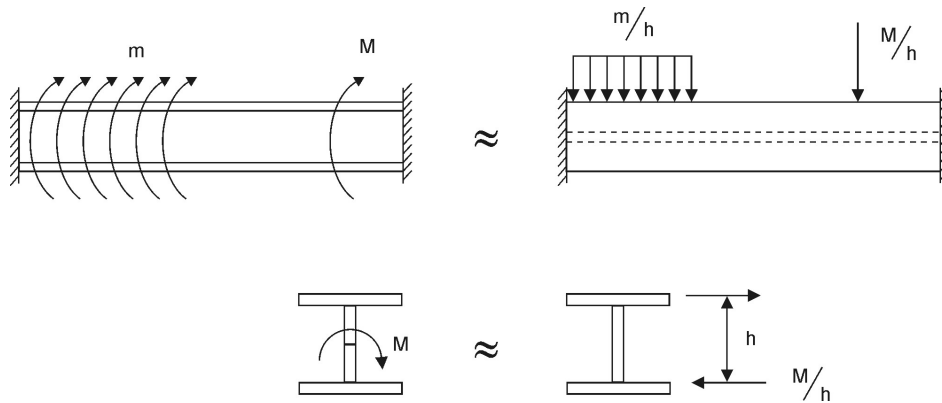


شکل ۱۰-۸-۱ توزیع تنش در مقاطع I شکل تحت اثر لنگر پیچشی.

تنش‌های برشی و قائم ناشی از لنگرهای M_s و M_w باید به تنش‌های برشی و قائم نظیر ناشی از انواع بارگذاری دیگر اضافه شود و حداکثر منتهی آنها نباید از مقادیر مجاز تجاوز نماید.

پ) روش تقریبی برای محاسبه تنش‌های قائم (σ_w) و برشی (τ_w) ناشی از پیچش تابیدگی

به‌عوض حل معادلات دیفرانسیل، از روش تقریبی بسیار ساده‌ای می‌توان برای محاسبه تنش‌های ناشی از پیچش تابیدگی استفاده نمود. در این روش برای محاسبه σ_w و τ_w ناشی از لنگر پیچشی تابیدگی، می‌توان لنگر پیچشی کل (M_t) را به یک زوج نیرو در امتداد بال‌های فوقانی و تحتانی تیرهای I شکل تبدیل نمود و از روابط خمش عرضی تنش‌های σ_w و τ_w را با استفاده از مشخصات هندسی بال‌ها محاسبه نمود.



شکل ۲-۸-۱-۱۰ روش تشبیه پیچش به خمش.

ت) لنگر پیچشی تابیدگی در مقاطع جدارنازک بسته

حل معادلات دقیق نشان می‌دهد که در این گونه مقاطع اثر پیچش تابیدگی ناچیز بوده و قابل صرف نظر است.

۲-۸-۱-۱۰ خستگی

به‌ندرت لازم می‌شود که اعضا و اتصالات ساختمان‌های معمولی برای خستگی محاسبه شوند، زیرا تعداد نوسان بارها و تغییرات مقدار تنش‌های مربوط معمولاً کوچک است. اثر باد و زلزله هم در این گروه وارد نمی‌شود زیرا تعداد تکرار آنها کم است.

با این وجود اعضای که بارهای جراثقال و یا ماشین‌ها و وسایل متحرک را تحمل می‌کنند و دیگر اعضای که احتمال ضعف در اثر خستگی برای آنها وجود دارد باید در مقابل خستگی محاسبه شوند.

۱۰-۱-۹ تیرهای مختلط

این بخش به طراحی تیرهای فولادی مربوط می‌شود که دال بتن مسلح متکی به آنها، طوری به تیر یکپارچه شده است که تیر فولادی و دال در مقابل خمش با هم عمل می‌نمایند. تیرهای مختلط با دهانه‌های ساده و یکسره با برشگیرها و یا تیرهای محاط در بتن که با و یا بدون استفاده از پایه‌های موقت اجرا می‌شوند، مشمول مقررات این بخش هستند.

۱۰-۱-۹ تعاریف

دو نوع اعضای مختلط به رسمیت شناخته می‌شوند:

الف) اعضای کاملاً محاط در بتن که عملکرد یکپارچه آنها بستگی به چسبندگی طبیعی بین بتن و فولاد دارد.

ب) اعضای که عملکرد یکپارچه آنها، توسط برشگیرها تأمین می‌شود و عضو فولادی لزوماً در داخل بتن محاط نمی‌باشد.

یک تیر کاملاً محاط در بتنی که با دال به‌طور یکپارچه ریخته شده است، وقتی می‌تواند با چسبندگی طبیعی به بتن، بدون هرگونه برشگیر، فرض شود که:

۱. ضخامت بتن موجود در گونه‌ها و زیر تیر حداقل ۵۰ میلی‌متر باشد.
 ۲. سطح بالای تیر حداقل ۴۰ میلی‌متر زیر سطح فوقانی دال بتنی و ۵۰ میلی‌متر بالای سطح تحتانی دال بتنی باشد.
 ۳. بتن محیط دارای شبکه میلگرد کافی یا سایر فولادهای مسلح‌کننده در گونه‌ها و زیر تیر به‌منظور جلوگیری از پوسته شده بتن باشد.
- در تیرهایی که به‌صورت فوق کاملاً در بتن محاط نمی‌باشند، برای تأمین عملکرد مختلط باید از برشگیر استفاده شود.

عرض مؤثر و حداقل ضخامت دال بتنی

- عرض مؤثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به‌صورت مختلط عمل می‌نماید، نباید از کوچکترین مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود:
- الف) یک‌هشتم دهانه محور به‌محور تیر.
 - ب) نصف فاصله مرکز به‌مرکز تیرهای مجاور.
 - پ) فاصله محور تیر تا لبه بتن.
- حداقل ضخامت دال بتنی، ۸۰ میلی‌متر مقرر می‌گردد.

۱۰-۱-۹-۲ روش طراحی

- ۱) تیرهای فولادی محاط در بتن باید طوری طراحی شوند که به‌تنهایی، تمام بارهای مرده قبل از سخت شدن بتن (به‌استثنای حالتی که این دسته از بارها به‌کمک پایه‌های موقت تحمل می‌شوند) و به‌صورت مختلط تمام بارهای مرده و زنده‌ای را که بعد از گرفتن بتن وارد می‌شوند، بدون اینکه تنش‌های محاسبه شده از $0.66F_y$ تجاوز کند، تحمل نمایند (F_y تنش تسلیم تیر فولادی است). تنش خمشی حاصل از بارهای بعد از گرفتن بتن، باید براساس مشخصات هندسی مقطع مرکب محاسبه شوند. از مقاومت کششی بتن صرف‌نظر می‌شود.

۲) وقتی که از برشگیر طبق مفاد بند ۱۰-۱-۹-۴ استفاده می‌شود، مقطع مختلط باید طوری طراحی شود که تمام بارها را بدون اینکه تنش‌های آن از مقادیر مجاز بند ۱۰-۱-۵-۱ تجاوز نماید، تحمل نماید (حتی اگر در هنگام ساخت در زیر تیر فولادی از پایه‌های موقت استفاده نشود). در ناحیه لنگر مثبت، مقطع تیر فولادی از مقررات بال فشرده بند ۱۰-۱-۲-۶ الف معاف است و هیچ‌گونه محدودیتی در طول غیرمتمکی بال فشاری وجود ندارد. تنش فشاری مجاز بتن $f_c/45$ می‌باشد که f_c مقاومت مشخصه نمونه استوانه‌ای است.

در صورتی که در تیرهای مختلط برشگیردار، در هنگام بتن‌ریزی دال از پایه‌های موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، باید در تیر فولادی تنها کنترل تنش انجام گیرد تا این تیر دارای کفایت کافی برای حمل بارها باشد. این کنترل تنش به صورت زیر انجام می‌شود:

گام ۱: ابتدا بار ناشی از وزن تیر، دال بتنی و قالب بر تیر فولادی تنها اثر داده شده و تنش در بال کششی محاسبه می‌گردد.

گام ۲: سپس بار مرده اضافی (تمام بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال وارد می‌شوند مثل وزن کف‌سازی، تیغه‌ها و موارد مشابه) و بار زنده بر مقطع مختلط اثر داده می‌شوند و تنش در بال کششی محاسبه می‌شود.

مجموع تنش‌های محاسبه‌شده در گام‌های ۱ و ۲ باید کوچکتر از $F_y/9$ باشد.

۱۰-۱-۹-۲-۱ مقطع تبدیل‌یافته

مشخصات هندسی مقطع مختلط باید طبق تئوری ارتجاعی محاسبه و از مقاومت کششی بتن صرف‌نظر گردد. در محاسبات تنش، در هنگام تعیین مشخصات هندسی مقطع، ناحیه فشاری بتن (با وزن مخصوص معمولی و یا بتن سبک سازه‌ای) باید با سطح فولادی معادل جایگزین گردد که عرض آن از تقسیم عرض مؤثر بر n به دست می‌آید که $n = E_s / E_c$ (به ترتیب ضریب الاستیسیته فولاد و بتن) می‌باشد. در محاسبات تغییرشکل، در E_c و E_s

تعیین n باید اثرات خزش نیز منظور گردد. در غیاب محاسبات دقیق تر، برای ملحوظ کردن اثر تغییرشکل‌های درازمدت، می‌توان از ضریب تبدیل n ۳ استفاده نمود. میلگردهای موازی تیر فولادی در محدوده عرض مؤثر دال، وقتی که طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده‌اند، می‌توانند در محاسبه مشخصات هندسی مقطع مختلط منظور گردند، مشروط بر اینکه برشگیرها طبق مفاد بند ۱۰ - ۱ - ۹ - ۴ تعبیه گردند.

۱۰-۱-۹-۲ عملکرد مختلط ناقص

در مواردی که برشگیرها کفایت لازم برای تأمین عملکرد مختلط کامل را دارا نمی‌باشد، اساس مقطع معادل باید از رابطه زیر محاسبه گردد:

$$S_{\text{eff}} = S_s + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} (S_{\text{tr}} - S_s) \quad (10-9-1)$$

که در آن:

V'_h و V_h در بند ۱۰ - ۱ - ۹ - ۴ تعریف شده‌اند.

S_s = اساس مقطع تیر فولادی نسبت به تار تحتانی (cm^3) یا (mm^3)* .

S_{tr} = اساس مقطع نیمرخ مختلط تبدیل یافته نسبت به تار تحتانی (cm^3) یا (mm^3)*

۱۰-۱-۹-۳ تنش خمشی فشاری در بتن

در محاسبات تنش فشاری خمشی بتن، باید اساس مقطع واقعی نیمرخ مختلط تبدیل یافته مورد استفاده قرار گیرد و برای اجرا بدون استفاده از پایه‌های موقت، این تنش باید بر مبنای بارهای وارده بعد از اینکه بتن به ۷۵ درصد مقاومت خود ($0.75f_c$) رسید، محاسبه شوند. تنش فشاری بتن نباید از $0.45f_c$ تجاوز نماید.

۱۰-۱-۹-۳ برش انتهایی

جان و اتصال انتهایی تیر فولادی باید برای تحمل تمام عکس‌العمل تکیه‌گاهی طراحی گردد.

۴-۹-۱-۱۰ برشگیرها

۱-۴-۹-۱-۱۰ محاسبات برشگیر

به استثنای تیرهای مختلط مدفون طبق بند ۱۰-۱-۹-۱ الف، برش افقی در محل تماس تیر فولادی و دال بتنی باید توسط برشگیرها که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و داخل بتن فرو رفته‌اند، حمل گردد. برای عملکرد مختلط کامل با بتنی که تحت فشار خمشی می‌باشد، برش افقی کل که باید بین نقطه حداکثر لنگر خمشی و نقطه لنگر صفر حمل گردد، مساوی با کوچکترین مقدار به دست آمده از دو رابطه زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$V_h = \frac{0.85 f_c A_c}{\phi} + \frac{F_{yr} A'_s}{\phi} \quad (2-9-1-10)$$

و

$$V_h = \frac{F_y A_s}{\phi} \quad (3-9-1-10)$$

که در آن:

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن (kg/cm^2) یا (N/mm^2).
 A_c = مساحت واقعی سطح مؤثر بتنی طبق تعریف بند ۱۰-۱-۹-۱ (cm^2) یا (mm^2).

A_s = سطح مقطع تیر فولادی (cm^2) یا (mm^2).

F_y = تنش تسلیم نیمرخ فولادی (kg/cm^2) یا (N/mm^2).

A'_s = سطح مقطع آرماتور موجود در ناحیه عرض مؤثر که در محاسبات مشخصات هندسی مقطع منظور شده (cm^2) یا (mm^2).

F_{yr} = تنش تسلیم حداقل مقرر آرماتور (kg/cm^2) یا (N/mm^2).

در تیرهای مختلط پیوسته که در آن میلگردهای طولی در نواحی لنگر منفی به صورت مختلط با تیر فولادی عمل می‌نمایند، کل نیروی برشی افقی که باید توسط برشگیرها در حد فاصل تکیه‌گاه داخلی و نقطه عطف مجاور حمل گردد، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$V_h = \frac{F_{yr} A_{sr}}{\phi} \quad (4-9-1-10)$$

که در آن:

A_{sr} = سطح مقطع کل میلگردهای طولی واقع در عرض مؤثر در روی تکیه‌گاه داخلی طبق تعریف بند ۱۰-۱-۹-۱ (cm^2) یا (mm^2).

$$F_{yR} = \text{تنش تسلیم حداقل مقرر آرماتور طولی (kg/cm}^2\text{) یا } [N/mm^2]^* .$$

برای عملکرد مختلط کامل، تعداد برشگیرها در هر طرف نقطه حداکثر لنگر خمشی که برای مقاومت در مقابل برش افقی طراحی می شوند، از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$n = \frac{V_h}{q} \quad (۱۰ - ۹ - ۱ - ۵)$$

که در آن:

V_h = نیروی برشی افقی طبق روابط ۱۰ - ۹ - ۱ تا ۴، برحسب مورد (kg) یا $[N]^*$

q = نیروی برشی مقاوم مجاز یک برشگیر طبق جدول ۱۰ - ۹ - ۱ برای بتن با

جرم مخصوص معمولی، برای بتن سبک با جرم مخصوص نه کمتر از ۱۴۴۰

کیلوگرم بر مترمکعب، مقدار q در ضرایب ارایه شده در جدول ۱۰ - ۹ - ۱

ضرب می شود.

۱۰-۹-۱-۲ تیرهای مختلط ناقص

برای مقاطع با عملکرد مختلط ناقص با بتنی که تحت فشار خمشی است، نیروی برشی افقی V'_h که در محاسبه S_{eff} به کار گرفته می شود، مساوی حاصل ضرب q در تعداد برشگیرهای تعبیه شده در حد فاصل لنگر خمشی حداکثر و نزدیکترین نقطه لنگر صفر در نظر گرفته می شود.

مقدار V'_h نباید از یک چهارم کوچکترین مقدار به دست آمده از دو رابطه (۱۰-۹-۱-۲)

(که بر مبنای حداکثر عرض مؤثر بال بتنی محاسبه می شود) و رابطه (۱۰-۹-۱-۳) کمتر شود.

در مقاطع مختلط ناقص برای محاسبات تغییرشکل، ممان اینرسی مؤثر از روابط زیر

محاسبه می شود:

$$I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} (I_{tr} - I_s) \quad (۱۰ - ۹ - ۱ - ۶)$$

که در آن:

I_s = ممان اینرسی تیر فولادی (cm^۴) یا $[mm^۴]^*$

I_{tr} = ممان اینرسی تبدیل یافته مقطع مختلط (cm^۴) یا $[mm^۴]^*$

جدول ۱-۹-۱-۱۰ نیروی برشی افقی مجاز (q) برای یک برشگیر برحسب تن یا [کیلونیوتن]*

* ۲۰ (SI)		* ۲۵ (SI)		* ۳۰ (SI)		مقاومت فشاری بتن f_c برحسب $[N/mm^2]$ یا (kg/cm^2)	نوع برشگیر**
۲۰۰		۲۵۰		۳۰۰			
۲/۲	۲۲	۲/۵	۲۵	۲/۷	۲۷		گلمیخ سرپهن یا قلاب شده به قطر ۱۳ و طول ۵۰ میلی متر
۳/۵	۳۵	۳/۹	۳۹	۴/۲	۴۲		گلمیخ سرپهن یا قلاب شده به قطر ۱۶ و طول ۶۵ میلی متر
۵	۵۰	۵/۶	۵۶	۶	۶۰		گلمیخ سرپهن یا قلاب شده به قطر ۲۰ و طول ۷۵ میلی متر
۶/۸	۶۸	۷/۶	۷۶	۸/۲	۸۲		گلمیخ سرپهن یا قلاب شده به قطر ۲۲ و طول ۹۰ میلی متر
۰/۶۸W		۰/۷۹W		۰/۸۳W			ناودانی ۶۰***
۰/۷۳W		۰/۸۴W		۰/۸۹W			ناودانی ۸۰***
۰/۷۸W		۰/۸۹W		۰/۹۵W			ناودانی ۱۰۰***
۰/۸۳W		۰/۹۵W		۱/۰W			ناودانی ۱۴۰***

* مقادیر جدول فقط برای بتن با جرم مخصوص معمولی قابل استفاده می باشند.
 ** برای گلمیخ های بلندتر از مقادیر ذکر شده، می توان از مقادیر نیروی برشی افقی ارایه شده استفاده نمود.
 *** W طول ناودانی به سانتی متر (یا میلی متر در سیستم SI) می باشد. حداکثر W مساوی عرض بال منهای دو برابر بعد جوش اتصالی می باشد.

جدول ۲-۹-۱-۱۰ ضرایب مورد استفاده برای بتن سبک با جرم مخصوص

حداقل ۱۴۴۰ کیلوگرم بر مترمکعب

جرم مخصوص بتن خشک شده در هوا (kg/m^3)						مقاومت فشار بتن f_c (kg/m^2) یا $[N/mm^2]^*$
۱۹۲۰	۱۸۴۰	۱۷۶۰	۱۶۸۰	۱۶۰۰	۱۵۲۰	۱۴۴۰
۰/۸۸	۰/۸۶	۰/۸۳	۰/۸۱	۰/۷۸	۰/۷۶	۰/۷۳
۰/۹۹	۰/۹۶	۰/۹۳	۰/۹۱	۰/۸۷	۰/۸۵	۰/۸۲

۳-۴-۹-۱-۱۰ فاصله بندی برشگیرها

برشگیرهای لازم در هر طرف نقطه لنگر خمشی حداکثر در ناحیه لنگر مثبت را می توان به طور یکنواخت بین این نقطه و نقطه لنگر صفر توزیع کرد، با این استثنا که تعداد برشگیرهای لازم، N_2 ، در حد فاصل هر بار متمرکز و نزدیکترین نقطه لنگر صفر، نباید کمتر

از مقدار به دست آمده از رابطه زیر گردد:

$$N_2 = \frac{N_1 [M\beta / M_{\max} - 1]}{\beta - 1} \quad (7 - 9 - 1 - 10)$$

که در آن:

M = لنگر در محل بار متمرکز (که کمتر از مقدار حداکثر است).

N_1 = تعداد برشگیرهای لازم بین نقطه لنگر حداکثر و نقطه لنگر صفر که برحسب

مورد از یکی از روابط V_h/q و یا V'_h/q محاسبه می شود.

β مساوی $\frac{S_{tr}}{S_s}$ یا $\frac{S_{eff}}{S_s}$ برحسب مورد.

برای تیر یکسره، برشگیرهای لازم در ناحیه لنگر منفی را می توان به طور یکنواخت بین

نقطه لنگر حداکثر و هریک از نقاط لنگر صفر توزیع نمود.

به استثنای برشگیرهای نصب شده در داخل کنگره های ورق های دوزنقه ای، برشگیرها

باید حداقل دارای ۲۵ میلی متر پوشش جانبی بتن باشند. همچنین به استثنای مواردی که

برشگیر مستقیماً روی جان قرار دارد، قطر گلمیخ نباید بزرگتر از ۲/۵ برابر ضخامت بالی باشد

که به آن جوش می شود. حداقل فاصله مرکز به مرکز گلمیخ های برشگیر در امتداد محور تیر

مساوی ۶ برابر قطر و در امتداد عرضی، مساوی ۴ برابر قطر می باشد. برای برشگیر ناودانی،

حداقل فاصله ۲ برابر و حداکثر آن ۸ برابر ارتفاع ناودانی است. حداکثر فاصله مرکز به مرکز

برشگیر نباید از ۸ برابر ضخامت دال بتنی تجاوز نماید.

۱۰ - ۹ - ۵ مقاطع مختلط با استفاده از ورق های دوزنقه ای

مقاطع مختلط دال بتنی بر روی ورق های فولادی دوزنقه ای که به تیرهای فولادی متصل

می شوند، باید طبق قسمت های قابل استفاده در بندهای ۱۰ - ۹ - ۱ تا ۴ با در نظر

گرفتن تعدیلات زیر محاسبه شوند.

الف) کلیات

۱. بند ۱۰ - ۹ - ۵ قابل اعمال بر ورق های دوزنقه ای می باشد که ارتفاع دوزنقه های

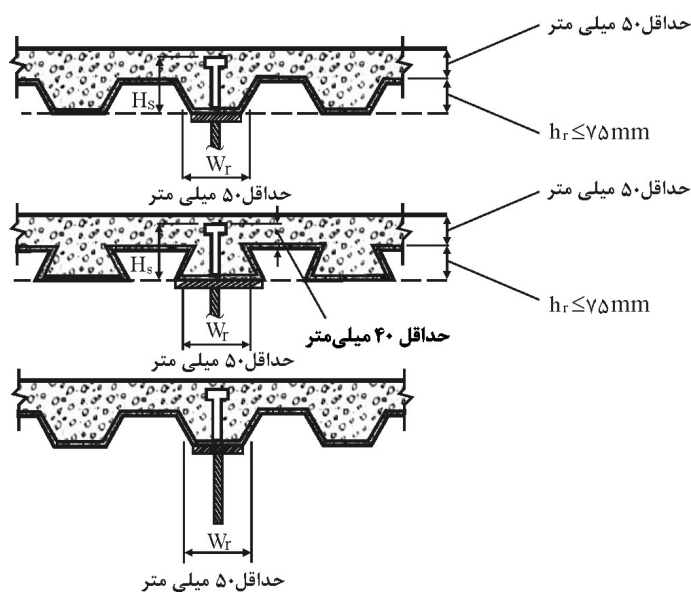
آنها بزرگتر از ۷۵ میلی متر نیست.

۲. عرض متوسط کنگره‌های پرشده با بتن، نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد، لیکن در محاسبات نباید بزرگتر از حداقل عرض آزاد در نزدیکی سطح فوقانی ورق دوزنقه‌ای در نظر گرفته شود. به بند ۱۰ - ۱ - ۹ - ۵ - پ مراجعه شود.

۳. دال بتنی باید به تیر فولادی با استفاده از گلمیخ‌های برشگیر با قطر ۲۰ میلی‌متر یا کمتر متصل شود. گلمیخ‌ها را می‌توان از روی ورق فولادی دوزنقه‌ای و یا مستقیماً به عضو فولادی جوش نمود. در هر حال گلمیخ باید روی بال دال ذوب شود.

۴. حداقل ارتفاع گلمیخ بعد از نصب که از بالای ورق دوزنقه‌ای اندازه‌گیری می‌شود، نباید کمتر از ۴۰ میلی‌متر باشد.

۵. ضخامت دال بتنی در بالای کنگره ورق دوزنقه‌ای نباید از ۵۰ میلی‌متر کمتر باشد.



شکل ۱-۹-۱۰ محدودیت‌های ورق دوزنقه‌ای در تیرهای مختلط.

ب) ورق‌های دوزنقه‌ای که کنگره‌های آنها عمود بر تیر یا شاهتیر می‌باشد

۱. در هنگام محاسبه مشخصات هندسی مقطع یا A_c موجود در رابطه (۱۰ - ۱ - ۹ - ۲) از بتن موجود در زیر سطح فوقانی ورق دوزنقه‌ای باید صرف‌نظر شود.
۲. فواصل گلمیخ‌های برشگیر در امتداد تیر تکیه‌گاهی نباید از ۹۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید.
۳. نیروی برشی افقی مجاز برای گلمیخ برشگیر، مقدار به‌دست آمده از جدول ۱۰ - ۱ - ۹ - ۱ می‌باشد که در ضریب کاهش زیر ضرب شده است:

$$\left(\frac{0.85}{\sqrt{N_r}}\right)\left(\frac{W_r}{h_r}\right)\left(\frac{H_s}{h_r}-1\right)\leq 1 \quad (10-9-1-8)$$

که در آن:

h_r = ارتفاع اسمی کنگره‌ها

H_s = طول گلمیخ بعد از جوش که در محاسبات نباید از $h_r + 75$ میلی‌متر تجاوز کند، حتی اگر طول واقعی بزرگتر باشد.

N_r = تعداد گلمیخ‌های برشگیر در روی یک تیر واقع در یک کنگره که در محاسبات نباید بزرگتر از ۳ منظور شود، حتی اگر بیشتر از ۳ گلمیخ وجود داشته باشد.

W_r = عرض متوسط کنگره که توسط بتن پر شده است (mm).

۴. برای مقابله با نیروی برکنش، ورق دوزنقه‌ای فولادی باید به‌تمام تیرها یا شاهتیرهای فولادی که به‌صورت مقطع مختلط طراحی می‌شوند، در فواصلی نه بیشتر از ۴۰۰ میلی‌متر مهار شوند. این مهارها می‌توانند گلمیخ‌های برشگیر، ترکیبی از گلمیخ‌ها و جوش‌های نقطه‌ای و یا هر وسیله طرح‌شده توسط طراح باشد.

پ) ورق‌های فولادی دوزنقه‌ای که کنگره‌های آنها موازی تیر یا شاهتیر می‌باشد.

۱. در هنگام محاسبه مشخصات هندسی مقطع یا A_c موجود در رابطه (۱۰ - ۱ - ۹ - ۲) از بتن موجود در زیر سطح فوقانی ورق دوزنقه‌ای می‌توان استفاده نمود.
۲. کنگره‌های ورق‌های دوزنقه‌ای را در روی تیر تکیه‌گاهی می‌توان به‌صورت طولی از هم جدا کرد تا تشکیل یک ماهیچه بتنی در روی بال تیر بدهند.

۳. وقتی که ارتفاع اسمی کنگره‌ها ۴۰ میلی‌متر و یا بزرگتر باشد، عرض متوسط W_T ماهیچه موجود در روی تیر تکیه‌گامی و یا کنگره‌های پرشده توسط بتن، نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر برای حالت یک گلمیخ در عرض باشد. این عرض حداقل برای هر گلمیخ اضافی، به اندازه ۴ برابر قطر گلمیخ باید افزایش یابد.

۴. برش افقی مجاز q برای هر گلمیخ، مطابق جدول ۱۰-۱-۹-۱ می‌باشد، با این استثنا که وقتی نسبت W_T/h_T کمتر از ۱/۵ باشد، مقدار برش مجاز باید در ضریب زیر ضرب گردد.

$$0.6 \left(\frac{W_T}{h_T} \right) \left(\frac{H_s}{h_T} - 1 \right) \leq 1 \quad (10-9-9)$$

که در آن:

h_T و H_s = مطابق تعریف زیر رابطه ۱۰-۱-۹-۸ و

W_T = عرض متوسط ماهیچه بتنی یا کنگره پرشده با بتن می‌باشد (میلی‌متر).

ت) حالات خاص

وقتی که عضو مختلط منطبق بر مقررات بندهای ۱۰-۱-۹-۱ تا ۴ نباشد، نیروی برشی مجاز قابل حمل توسط برشگیر، باید طبق یک برنامه آزمایشی مناسب تعیین گردد.

۱۰-۱-۹-۶ اعضای محوری مختلط

اعضای محوری مختلط را می‌توان بر مبنای ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۲ با فرض ترکیب بارهای بدون ضریب (بند ۱۰-۱-۴) و محاسبه مقاومت مجاز با استفاده از ضرایب تقلیل ظرفیت و روابط معرفی شده طراحی نمود، مشروط بر اینکه کلیه ضرایب تقلیل ظرفیت ϕ معرفی شده در ضریب ۰/۶۷ ضرب گردد.

۱۰-۱-۱۰ اتصالات و وسایل اتصال

این بخش به اتصالات، شامل عناصر اتصال دهنده (ورق‌ها، قطعات تقویتی، ورق‌های اتصال در گره، نبشی‌ها و لچکی‌های اتصال) و وسایل اتصال (پیچ، پرچ و جوش) مربوط می‌شود.

۱۰-۱-۱۰ کلیات

الف) مبانی طرح و محاسبه

ابعاد اتصال باید طوری اختیار شود که تنش موجود محاسباتی، براساس هر یک از دو حالت زیر که بحرانی‌تر باشد، از تنش مجاز کمتر گردد:

۱. بر مبنای تحلیل سازه برای ترکیب بار بحرانی

۲. بر مبنای درصدی از مقاومت اعضای متصل شونده به شرحی که در قسمت مربوطه

ارایه می‌گردد.

ب) اتصال ساده

در این حالت فرض می‌شود اتصال تیرها، شاهتیرها و خرپاها انعطاف‌پذیر (بدون قید دورانی) بوده و می‌توان آنها را فقط در مقابل برش (عکس‌العمل‌های تکیه‌گاه) محاسبه کرد.

پ) اتصال انتقال‌دهنده لنگر (اتصال لنگرگیر)

اتصال انتهایی تیرها، شاهتیرها و خرپاهایی که داشتن مقداری صلبیت در تکیه‌گاه‌های آنها موردنظر باشد، باید در مقابل اثر مشترک نیروهای ناشی از برش و لنگر حاصل از صلبیت اتصال، محاسبه شود.

در اتصالات صلب تیر به ستون قاب‌های خمشی رعایت دو شرط زیر الزامی است:

۱. اتصالات خمشی تیرها به ستون‌ها باید برای مقاومت خمشی مجاز تیر طراحی گردد.
۲. جان تیرها و اتصالات برشی تیر به ستون باید دارای ظرفیت مجاز نظیر برش ناشی از ترکیب بارهای ثقلی به علاوه برشی برابر $\Sigma M_b / L_b$ باشد (ΣM_b مجموع لنگرهای مجاز دوسر تیر و L_b دهانه تیر است).

ت) اتصال ستون به کف ستون

اتصال ستون به کف ستون باید برای انتقال نیروهای موجود در پای ستون شامل نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی طراحی گردد. برای نیروی محوری فشاری، هنگامی که انتقال نیروی فشاری به کف ستون‌ها از طریق فشار مستقیم تماسی انجام می‌شود، باید سطح تماس آنها برای انتقال نیروی فشاری صاف و آماده شده باشد، به علاوه باید اتصال کافی بین دو قطعه (ستون و کف ستون) موجود باشد تا قادر به انتقال نیروهای حین ساخت و یا هر نوع نیروی احتمالی دیگر باشد.

در صورت وجود نیروی کششی در پای ستون، نیروی برشی پای ستون ارجح است توسط پاشنه برشگیر حمل گردد.

ث) اتصال اعضای کششی و فشاری در خرپاها و مهاربندها

اتصال هر انتهای عضو کششی یا فشاری در خرپاها و مهاربندها باید بتواند نیروهای محاسباتی در اعضا را تحمل کند و در عین حال باید بتواند حداقل ۷۵ درصد ظرفیت مجاز کششی مقطع عضو را تأمین نماید.

ج) وصله اعضای فشاری

در وصله ستون‌ها، سطح انتهایی دو قطعه باید تا حد امکان صاف و تنظیم شود و بدون توجه به تماس مستقیم، مصالح وصله و وسایل اتصال باید طوری تنظیم شود که قطعات متصل‌شونده به‌خوبی در محل خود و محور مورد نظر نگهداری شوند. وصله باید بتواند نیرویی برابر ظرفیت مجاز عضو کوچکتر متصل‌شونده را تحمل کند. محل وصله ستون باید تا حد امکان از محل اتصال تیر به‌ستون دور باشد و در منطقه‌ای با نیروهای داخلی کوچک قرار گیرد.

چ) وصله اعضای خمشی

وصله اعضای خمشی تا حد امکان باید از محل نیروهای حداکثر (مثل وسط دهانه و یا تکیه‌گاه) دور باشد و در منطقه‌ای با نیروهای داخلی کوچک قرار گیرد. این وصله باید برای بزرگترین نیروهای داخلی زیر محاسبه گردد.

۱. نیروهای داخلی حاصل از تحلیل سازه تحت ترکیب بار بحرانی
۲. متوسط نیروهای داخلی و ظرفیت خمشی مجاز مقطع کوچکتر
۳. ۷۵ درصد ظرفیت خمشی مجاز مقطع کوچکتر عضو و برش نظیر آن

در صورتی که برای وصله تیر نوردشده و یا تیوروق از جوش‌های شیاری نفوذی با لبه آماده شده استفاده شود، حداقل باید ظرفیت کامل مقطع کوچکتر وصله‌شونده را تأمین نماید. در این وصله، درز جوش بال و جان لازم است فاصله‌ای به‌اندازه ۲۵۰ میلی‌متر نسبت به هم داشته باشند.

● وصلهٔ بال اعضای خمشی

وصلهٔ بال تیرهای نوردشده و تیرورقها باید تا حد امکان از محل تنش خمشی حداکثر دور باشد. اگر از ورق پوششی برای وصله استفاده شود، سطح مقطع آن باید حداقل ۵ درصد از سطح مقطع بال وصله‌شونده بیشتر و مرکز ثقل آن تا حد امکان به مرکز ثقل بال نزدیک باشد.

● وصله در جان اعضای خمشی

وصله در جان تیرها و تیرورقها باید برای نیروی برشی و سهم لنگر خمشی مربوط به جان در محل درز اتصال، محاسبه شود. اگر از ورقهای وصلهٔ جان استفاده می‌شود. حتی المقدور باید این ورقها به صورت قرینه و با ضخامت مساوی در دوطرف جان قرار گرفته و ارتفاع این ورقها از سه‌چهارم ارتفاع جان عضو خمشی کمتر نباشد.

ح) وصلهٔ اعضای کششی

وصلهٔ اعضای کششی باید بتواند نیروی کششی داخلی حاصل از تحلیل سازه تحت ترکیب بار بحرانی و یا ۷۵ درصد ظرفیت مؤثر مجاز کششی مقطع عضو را تأمین نماید.

خ) حداقل اتصال

اتصالات اعضایی که در حمل نیرو مشارکت دارند و شامل موارد اشاره شده در بندهای قبل نمی‌باشند، باید حداقل برای تحمل ۵۰ درصد ظرفیت مجاز مربوطه عضو با مقطع کوچکتر محاسبه شوند.

د) وصله در مقاطع سنگین

این بند به نیمرخ‌های نوردشده حجیم و سنگین و نیمرخ‌های مرکبی که با ورق‌های ضخیم‌تر از ۴۰ میلی‌متر ساخته می‌شوند، مربوط می‌شود.

در وصله این‌گونه اعضا چنانچه از جوش نفوذی لب به لب استفاده شود، باید برای

جلوگیری از اثر انقباض ناشی از سرد شدن و شکست ناشی از تردی در جوش و مصالح مجاور آن، احتیاط‌های لازم به‌عمل آید. استفاده از پیش‌گرمایش و یا الکترودهای کم‌هیدروژن در این خصوص لازم است.

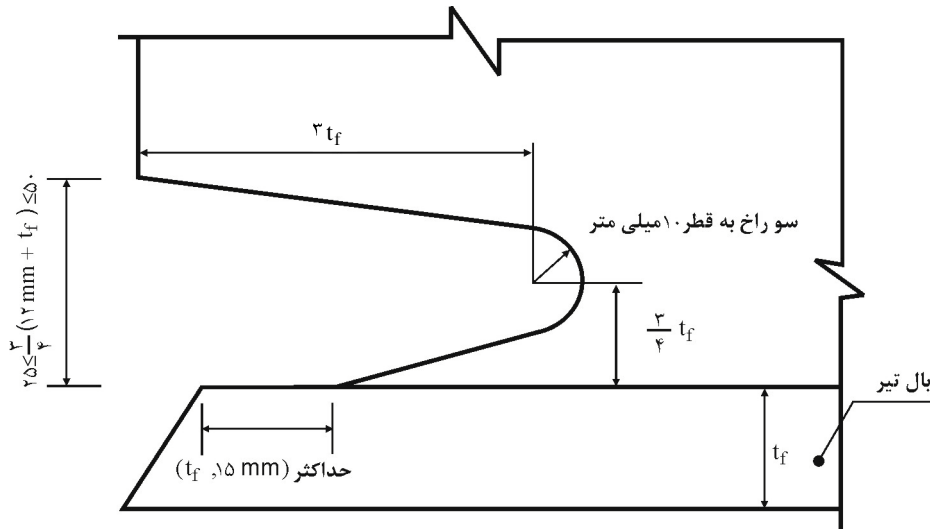
اگر جوش وصله، نقش انتقال تنش‌های کششی ناشی از نیروی کششی و یا لنگر خمشی را داشته باشد، لازم است محدودیت‌های مربوط به طاقت مصالح روی نمونه زخم‌دار طبق روش شارپی بررسی گردد.

در صورت به‌کار بردن سوراخ‌های دسترسی جوشکاری، جزییات این سوراخ‌ها باید طبق بند ۱۰-۱-۱۰-۱-۱۰-۱ و جوش مناسب طبق بند ۱۰-۱-۱۰-۱-۱۰-۲-ج و گرم کردن قبل از جوشکاری طبق بند ۱۰-۱-۱۰-۱-۱۰-۲-چ و محدودیت‌های مربوط به برش با شعله و آماده کردن سطوح و نکات مربوط به بررسی جوش‌ها طبق فصل ۱۰-۴ رعایت شود. در اتصالات کششی مقاطع سنگین باید بعد از جوشکاری، تسمه پشت‌بند جوش (در صورت موجود بودن) را از جای خود برداشت و جوش‌ها را با سنگ زدن صاف و یکنواخت کرد و در صورت لزوم از جوش پشت استفاده نمود.

برای وصله مقاطع یادشده می‌توان از جزییاتی استفاده کرد که افت و انقباض جوش در آن بزرگ نباشد. مثلاً می‌توان از ورق‌های وصله جان با جوش گوشه یا پیچ استفاده کرد.

ذ) سوراخ‌های دسترسی برای جوشکاری و برش بال‌های تیر برای اتصال

کلیه سوراخ‌هایی که به‌منظور دسترسی و تسهیل جوشکاری تعبیه می‌شود (مثل سوراخ دسترسی در جان به‌منظور جوش لب به‌لب بال)، برای قرار دادن مصالح جوش در موضع مورد نظر، باید دید کامل و فراخی کامل را داشته باشد. این سوراخ‌ها و نیز قسمت‌های برش‌داده بال در انتهای تیرها باید به‌صورتی کاملاً یکنواخت، با انحنا ملایم و بدون گوشه‌های تیز، تعبیه شود. طول سوراخ‌های دسترسی برای جوشکاری که از محل ریشه جوش مربوطه اندازه‌گیری می‌شود، نباید کمتر از ۱/۵ برابر ضخامت ورقی گردد که سوراخ دسترسی در آن ایجاد می‌شود.



مشخصات هندسی سوراخ دسترسی برای جوش شیاری بال تحتانی

در نیمرخ‌های سنگین و مقاطع مرکبی که از مصالح به‌ضخامت بیش از ۴۰ میلی‌متر ساخته می‌شوند، لبه‌های برش‌داده تیر یا سوراخ‌های دسترسی که توسط شعله بریده شده باشند را باید با سنگ زدن به‌صورت فلز صاف و براق درآورد. اگر قسمت‌های منحنی بریده‌شده در تیر یا سوراخ (به‌شرح بالا)، توسط عمل مته کردن و یا برقو زدن شکل گرفته باشد، به‌سنگ زدن و صاف کردن احتیاجی ندارد.

ر) آرایش پیچ و جوش در اتصال اعضای محوری

ترتیب قرارگیری پیچ‌ها یا جوش در انتهای هر عضوی که نیروی محوری را انتقال می‌دهد باید طوری باشد که مرکز هندسی گروه وسایل اتصال و مرکز ثقل عضو در یک راستا قرار گیرند مگر حالتی که به‌برون‌محوری موجود در طرح و اثر آن در محاسبه توجه شده باشد. در اتصال تک‌نبشی و یا تک‌سپری تحت بار استاتیکی، می‌توان از برون‌محوری خارج از صفحه صرف‌نظر کرد، مشروط به‌اینکه از تنش مجاز وسایل اتصال ۲۰ درصد کاهش داد.

ز) ترکیب پیچ و جوش

وقتی که پیچ‌های معمولی و یا پیچ‌های پرمقاومت در حالت اتصال اتکایی (غیراصطکاکی) مشترکاً با جوش استفاده شود، نباید فرض کرد که آنها در تحمل بار با جوش سهیم هستند. در این صورت کل تنش در اتصال را باید جوش به‌تنهایی تحمل کند. در صورت استفاده از ترکیب جوش و پیچ‌های پرمقاومت در اتصال اصطکاکی، می‌توان جوش و پیچ را در تحمل تنش‌ها سهیم فرض کرد. اگر در ساختمان‌های موجود با استفاده از جوش، تقویت یا تغییری صورت گیرد، مجاز است اتصال پیچ پرمقاومت موجود (در صورتی که تا حد لازم تنیده شده باشد) را جوابگوی بارهای موجود فرض کرد. در این صورت جوش باید تنش‌های اضافی را تحمل کند.

س) پیچ‌های پرمقاومت (اصطکاکی) در ترکیب با پرچ

در کارهای جدید یا تغییر در کارهای موجود، می‌توان فرض کرد که پیچ‌های پرمقاومت با عمل اصطکاکی، مشترکاً با پرچ بارها را تحمل می‌کنند.

ش) محدودیت‌های اتصالات پیچی و اتصالات جوشی

برای اتصالات زیر باید از اتصال اصطکاکی با پیچ‌های پرمقاومت و یا جوش استفاده شود:

۱. وصله ستون‌ها در سازه‌های با ارتفاع ۶۰ متر و بیشتر
۲. وصله ستون‌ها در سازه‌های با ارتفاع ۳۰ تا ۶۰ متر، در صورتی که نسبت بعد کوچک پلان به ارتفاع در آنها از ۴۰ درصد کمتر باشد.
۳. وصله ستون‌ها در سازه‌های با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر، در صورتی که نسبت بعد کوچک پلان به ارتفاع در آنها از ۲۵ درصد کمتر باشد.
۴. اتصال کلیه تیرها و شاهتیرها به ستون‌ها و یا اتصالات هر نوع تیر یا شاهتیری که مهار ستون‌ها به آنها مرتبط باشد، در سازه‌های با ارتفاع بیش از ۴۰ متر.
۵. کلیه سازه‌هایی که جراثقال‌های با ظرفیت بیش از ۵ تن را تحمل می‌کنند. وصله خرپاها یا تیرهای شیب‌دار سقف، اتصال خرپاها به ستون‌ها، وصله ستون‌ها، مهار ستون‌ها، مهارهای زانویی بین خرپا یا تیر سقف و ستون و تکیه‌گاه‌های جراثقال مشمول این امر می‌باشند.

۶. در اتصالات تکیه‌گاه‌های اعضایی که ماشین‌های متحرک یا بارهای زنده از نوعی را تحمل می‌کنند که تولید ضربه و یا معکوس شدن تنش‌ها را به‌همراه داشته باشد.
 ۷. هر اتصال دیگری که در نقشه‌های طرح و محاسبه قید شده باشد.

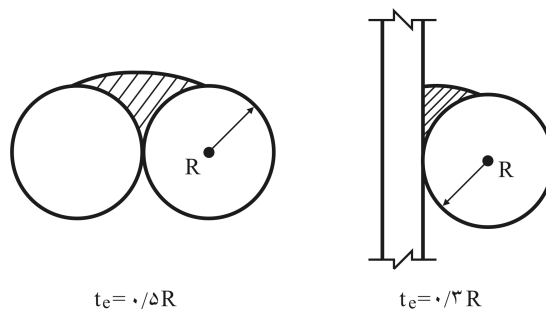
در کلیه حالت‌های دیگر می‌توان از اتصال اتکایی با پیچ‌های پرمقاومت یا با پیچ‌های معمولی، اتصال اصطکاکی با پیچ پرمقاومت و یا اتصال جوشی استفاده کرد.
 برای ارتفاع ساختمان، می‌توان فاصله بین رقوم متوسط زمین مجاور ساختمان و بالاترین تیر در ساختمان را به حساب آورد.

۱۰-۱-۱۰-۲ جوش

الف) جوش شیاری

۱. **سطح مقطع مؤثر** : سطح مقطع مؤثر در جوش‌های شیاری عبارت است از: حاصل ضرب طول مؤثر در ضخامت مؤثر جوش، طول مؤثر جوش برابر با طول جوش شده و ضخامت مؤثر جوش شیاری با نفوذ کامل، برابر با ضخامت قطعه نازکتر در اتصال لب به لب و ضخامت قطعه جوش شده در اتصال کنج و سپری در نظر گرفته می‌شود. ضخامت مؤثر در جوش شیاری با نفوذ نسبی، برابر با عمق شیار جوش منهای ۳ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود. استفاده از جوش شیاری با نفوذ نسبی در وضعیتی که بارگذاری متناوب (اثر خستگی) وجود داشته باشد مجاز نیست.

ضخامت مؤثر جوش شیاری که بین دو لبه گرد (مثل شیار بین دو میلگرد) و یا بین یک لبه گرد و لبه تخت (مثل میلگرد در مجاورت ورق) داده می‌شود، طبق شکل‌های زیر می‌باشد:



۲. محدودیت: ضخامت مؤثر در جوش شیاری با نفوذ نسبی نباید از مقادیر مندرج در جدول ۱۰-۱-۱۰ کمتر شود. حداقل ضخامت مؤثر با توجه به ضخامت قطعه نازکتر تعیین می‌شود، از طرفی ضخامت جوش نباید از ضخامت نازکترین قطعه متصل‌شونده تجاوز کند.

جدول ۱۰-۱-۱۰ حداقل ضخامت مؤثر جوش شیاری با نفوذ نسبی

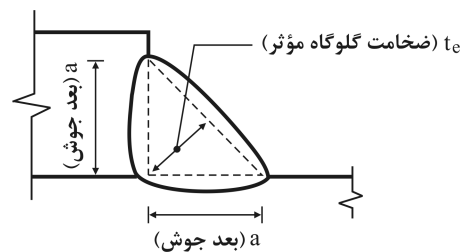
حداقل ضخامت مؤثر	ضخامت قطعه نازکتر
۳ میلی‌متر	تا ۶ میلی‌متر
۴ میلی‌متر	بیش از ۶ تا ۱۲ میلی‌متر
۶ میلی‌متر	بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر
۸ میلی‌متر	بیش از ۲۰ تا ۴۰ میلی‌متر

* در صورتی که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یک عبور تأمین نمود، باید از پیش‌گرمایش و یا فرآیندهای کم‌هیدروژن استفاده نمود.

برای ضخامت‌های بزرگتر، پیش‌گرمایش و دستورالعمل جوشکاری باید با مطالعه خاص مورد بررسی قرار گیرد.

ب) جوش‌های گوشه

۱. سطح مقطع مؤثر: سطح مقطع مؤثر در جوش‌های گوشه برابر با حاصل ضرب طول مؤثر در ضخامت گلوگاه مؤثر در نظر گرفته می‌شود.
طول مؤثر جوش گوشه (به جز جوش‌هایی که در سوراخ و شکاف قرار می‌گیرد) برابر با طول کلی نوار جوش شامل قسمت‌های برگشت‌خورده می‌باشد.



ضخامت گلوگاه مؤثر (t_e) در جوش گوشه، برابر کوتاهترین فاصله بین ریشهٔ مقطع جوش تا سطح خارجی آن و به عبارت دیگر برابر ارتفاع وارد بر وتر مثلث مقطع جوش به حساب می‌آید.

بعد جوش گوشه (a)، اندازهٔ ساق مقطع جوش می‌باشد که از هندسهٔ مقطع جوش برحسب t_e قابل محاسبه است.

برای جوش‌های گوشه در سوراخ و شکاف، طول مؤثر برابر با طول محوری (میانتری) که از مقطع گلوگاه جوش می‌گذرد، در نظر گرفته می‌شود.

۲. محدودیت: حداقل بعد جوش گوشه باید طبق جدول ۱۰-۱-۱۰-۲ تعیین شود. حداقل بعد جوش تابع ضخامت قطعه نازکتر می‌باشد. از طرفی نباید بعد جوش از ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده تجاوز کند.

حداکثر بعد جوش گوشه در لبهٔ قطعات متصل شونده به این شرح است:
در قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۷ میلی‌متر، از ضخامت قطعه بیشتر نباشد. در قطعات با ضخامت بیش از ۷ میلی‌متر، حداکثر بعد مساوی ضخامت قطعه منهای ۲ میلی‌متر می‌باشد.

جدول ۱۰-۱-۱۰-۲ حداقل بعد جوش گوشه

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل بعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۷ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۷ تا ۱۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰ میلی‌متر	۸ میلی‌متر

۱. در صورتی که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یک عبور تأمین نمود، باید از پیش‌گرمایش و یا فرآیندهای کم‌هیدروژن استفاده نمود.

۲. در سازه تحت بار دینامیکی، حداقل اندازه جوش ۵ میلی‌متر می‌باشد.

طول مؤثر جوش گوشه که برای تحمل تنش‌ها محاسبه شده باشد، نباید از ۴ برابر بعد آن کمتر باشد. در غیر این صورت بعد جوش نباید بیشتر از $\frac{1}{4}$ طول مؤثر آن منظور شود.

انتهای تسمه‌های کششی اگر از جوش گوشه فقط در لبه‌های طولی و موازی امتداد نیرو استفاده می‌شود، طول جوش هر طرف نباید از فاصله بین آنها (تقریباً عرض تسمه) کمتر باشد و این فاصله نباید از ۲۰ سانتی‌متر تجاوز کند.

جوش‌های گوشه منقطع برای انتقال تنش‌های محاسبه‌شده هنگامی مجاز است که نیروی منتقله از مقاومتی که با جوش سرتاسری و حداقل بعد جوش تأمین می‌شود، کمتر باشد. استفاده از این نوع جوش در اتصال جان و بال تیروورق‌ها و یا دیگر مقاطع ساخته شده و اتصال ورق‌های تقویتی بال، در صورتی که تحت بارهای دینامیکی و خستگی نباشند، و اتصال سخت‌کننده به جان تیروورق نیز مجاز می‌باشد.

طول مؤثر قطعات جوش منقطع نباید از ۴ برابر بعد جوش و از ۴۰ میلی‌متر کمتر شود. فاصله آزاد بین قطعات جوش نباید از ۱۶ برابر ضخامت نازکترین قطعه متصل‌شونده وقتی که در فشار است و از ۲۴ برابر این ضخامت وقتی که در کشش است، بیشتر شود.

در اتصال انتهایی اعضای محوری، طول مؤثر جوشی که به‌صورت طولی بارگذاری شده، نباید از ۱۰۰ برابر بعد جوش (a) تجاوز نماید. در صورت نیاز به طول جوش بیش از ۱۰۰ برابر بعد ساق جوش، طول مؤثر جوش باید با ضریب زیر کاهش داده شود.

$$L_e = \beta L$$

$$\beta = 1/2 - 0/002 \left(\frac{L}{a} \right) \leq 1/0 \quad (1 - 10 - 1 - 10)$$

که در آن:

$$L_e = \text{طول مؤثر جوش}$$

$$L = \text{طول ظاهری جوش}$$

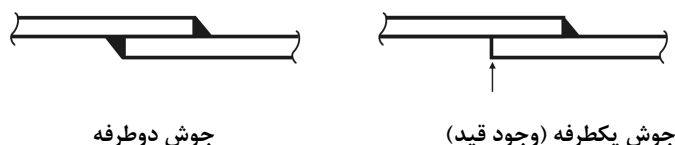
$$a = \text{بعد جوش}$$

$$\beta = \text{ضریب کاهش طول اسمی جوش}$$

برای L/a بزرگتر از ۳۰۰، ضریب β می‌تواند برابر ۰/۶ در نظر گرفته شود.

۳. جوش گوشه در اتصالات پوششی (رویهم): در اتصال پوششی دو قطعه، طول همپوشانی نباید از ۵ برابر ضخامت قطعه نازکتر کمتر باشد و در هیچ حالتی از ۲۵ میلی‌متر کمتر نشود.

در اتصالات پوششی که ورق‌ها و تسمه‌هایی تحت اثر تنش‌های محوری را به یکدیگر متصل می‌کند، باید ضلع انتهایی هر یک از قسمت‌های متصل‌شونده، توسط جوش گوشه اتصال یابند (جوش دوطرفه). در وضعیتی که اتصال به‌اندازه کافی مقید شده باشد یا تغییرشکل خمشی آنقدر محدود باشد که از باز شدن اتصال تحت اثر بار حداکثر جلوگیری شود، می‌توان از جوش یکطرفه استفاده کرد.



۴. جوش گوشه در سوراخ و شکاف: استفاده از جوش گوشه در لبه سوراخ و شکاف در اتصالات روی هم، به‌منظور انتقال برش یا جلوگیری از کمانش و یا جدایی قسمت‌های متصل‌شونده مجاز می‌باشد.

۵. جوش گوشه در انتهای اعضا: کلیه جوش‌های گوشه که در لبه کناری و یا ضلع انتهایی عضو انجام می‌شود، باید در انتهای ضلع و بر روی ضلع دیگر برگشت داده شود که به آن قلاب گویند. حداقل طول این برگشت ۲ برابر بعد جوش می‌باشد. این شرط شامل جوش‌های گوشه قائم و جوش‌های گوشه سربالا در تکیه‌گاه‌های لچکی (براکت) و برای نبشی‌های نشیمن تیر و اتصالات نظیر می‌باشد. در نبشی‌های اتصال تیر و ستون یا ورق‌های این نوع اتصال (که انعطاف‌پذیری اتصال به‌مقدار زیادی تابع انعطاف‌پذیری بال برجسته نبشی یا طول قابل تغییرشکل ورق است)، برگشت در انتهای جوش گوشه نباید از ۴ برابر بعد جوش بیشتر باشد. برگشت انتها در جوش گوشه باید در نقشه‌ها و جزییات اجرایی قید شود.

ب) جوش انگشتانه و کام

۱. سطح مقطع مؤثر: سطح مقطع مؤثر در برش برای جوش انگشتانه و کام برابر با سطح مقطع اسمی سوراخ و شکاف در صفحه برش به‌حساب می‌آید.

۲. محدودیت: استفاده از جوش انگشتانه و کام برای انتقال برش در اتصالات پوششی و یا جلوگیری از کمانش در عناصر روی هم آمده در اعضای مرکب ساخته شده، مجاز می‌باشد.

جوش انگشتانه

قطر سوراخ در جوش انگشتانه نباید از ضخامت قطعه سوراخ شده به اضافه ۸ میلی متر کمتر باشد. همچنین قطر یاد شده نباید از مقدار حداقل به اضافه ۳ میلی متر و یا $\frac{1}{4}$ برابر ضخامت جوش بزرگتر شود. حداقل فاصله مرکز به مرکز سوراخ های جوش های انگشتانه ۴ برابر قطر سوراخ می باشد.

جوش کام

پهنای شکاف در جوش کام نباید از ضخامت قطعه بریده شده به اضافه ۸ میلی متر کمتر و همچنین $\frac{1}{4}$ برابر ضخامت جوش بیشتر باشد.

انتهای شکاف باید به صورت نیم دایره یا خطی مستقیم که در گوشه ها تبدیل به ربعی از دایره (با شعاعی بزرگتر از ضخامت قطعه) می شود، باشد.

حداقل فاصله مرکز به مرکز شکاف ها در امتداد عمود بر طول، ۴ برابر پهنای شکاف و حداقل فاصله مرکز به مرکز شکاف ها در امتداد طول، ۲ برابر طول شکاف می باشد که طول شکاف نیز نباید از ۱۰ برابر ضخامت جوش بیشتر شود.

ضخامت جوش انگشتانه و کام در مصالحی که ضخامت آنها ۱۶ میلی متر و یا کمتر است باید برابر با ضخامت مصالح باشد. در مصالحی که ضخامت آنها بیش از ۱۶ میلی متر است، ضخامت این جوش باید حداقل $\frac{1}{4}$ ضخامت مصالح باشد و از ۱۶ میلی متر نیز کمتر نشود.

ت) تنش های مجاز جوش ها

به جز حالتی که عامل خستگی طبق بند ۱۰ - ۱ - ۸ - ۲ تعیین کننده باشد، جوش ها باید طوری محاسبه شوند که محدودیت های تنش مندرج در جدول ۱۰ - ۱ - ۴ را با اعمال ضرایب بازرسی زیر جوابگو باشند:

۱. در صورت انجام آزمایش های غیرمخرب نظیر رادیوگرافی و اولتراسونیک (فراصوتی):

$$\phi = 1$$

۲. در صورت انجام جوش در کارخانه (و یا شرایط مشابه) و بازرسی چشمی جوش

$$\phi = 0.85$$

توسط افراد مجرب:

۳. در صورت انجام جوش در محل و بازرسی چشمی جوش توسط افراد مجرب:

$$\phi = 0.75$$

ث) ترکیب جوش‌ها

اگر از دو یا چند جوش به صورت مجموعه (جوش شیاری، جوش گوشه، جوش انگشترانه و یا کام) در یک اتصال استفاده شود، باید ظرفیت مؤثر هر یک را جداگانه نسبت به محور مجموعه جوش محاسبه و سپس ظرفیت مجاز مجموعه جوش را تعیین کرد.

ج) فلز جوش مختلط

در اتصالات مقاطع سنگین و مواردی که اثر خستگی ملاک طراحی باشد و طاقت نمونه زخم‌دار به‌عنوان شرطی برای مصالح جوش تعیین شده باشد، مصالح و روش جوشکاری برای فلز تمام جوش‌ها اعم از خال‌جوش، عبور جوش در عمق و ریشه اتصال، یا عبورهای بعدی که جوش تکمیلی را در اتصال ایجاد می‌کند، باید سازگاری لازم را داشته باشد تا طاقت نمونه زخم‌دار برای فلزجوش مختلط محرز شود.

چ) پیش‌گرمایش فولادهای ساختمانی

برای نیمرخ‌های نوردشده سنگین و قطعات مرکب ساخته شده با جوش، باید قبل از انجام جوش، پیش‌گرمایش تا دمای لازم صورت گیرد. حداقل دمای پیش‌گرمایش مطابق جدول ۱۰ - ۱ - ۱۰ - ۳ می‌باشد:

جدول ۱۰-۱-۱۰-۳ حداقل دمای پیش‌گرمایش

ضخامت (mm)	دمای پیش‌گرمایش در فرآیند غیرکم‌هیدروژن (درجه سلسیوس)	دمای پیش‌گرمایش در فرآیند کم‌هیدروژن (درجه سلسیوس)
≤ 20	۲۰*	۱۰*
$20 < t \leq 40$	۶۵	۲۰*
$40 < t \leq 65$	۱۱۰	۶۵
$t > 65$	۱۵۰	۱۱۰

* این دما در حد لمس کردن ورق قابل حس است و در سایر موارد باید از روش‌های دماسنجی سطحی (مثلاً گچ‌های حساس به‌دما) استفاده شود.

جدول ۱۰-۱-۱۰-۴ تنش‌های مجاز جوش*

نوع جوش	نوع تنش	تنش مجاز
جوش شیاری با نفوذ کامل و لبه آماده شده	کششی یا فشاری، در امتداد عمود بر مقطع مؤثر	متناسب با فلز مادر**
	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	متناسب با فلز مادر**
	برشی، در مقطع مؤثر	$0/3 \times$ مقاومت نهایی کششی فلزجوش (تنش برشی در فلز مادر نباید از $0/4$ تنش تسلیم بیشتر شود.)
جوش شیاری با نفوذ نسبی	فشاری، در امتداد عمود بر مقطع مؤثر	متناسب با فلز مادر**
	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	متناسب با فلز مادر**
	کششی، در امتداد عمود بر مقطع مؤثر	$0/3 \times$ مقاومت نهایی کششی فلزجوش (تنش کششی در فلز مادر نباید از $0/6$ تنش تسلیم فلز مادر بیشتر شود.)
جوش گوشه	برشی، موازی با محور جوش	$0/3 \times$ مقاومت نهایی کششی فلزجوش (تنش برشی در فلز مادر نباید از $0/4$ تنش تسلیم بیشتر شود.)
	برشی، در مقطع مؤثر	$0/3 \times$ مقاومت نهایی کششی فلزجوش
	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	متناسب با فلز مادر**
جوش انگشتانه و کام	برشی، موازی سطح برش شونده (روی مقطع مؤثر)	$0/3 \times$ مقاومت نهایی کششی فلزجوش

* این تنش‌ها باید در ضرایب مذکور در بند ۱۰-۱-۱۰-۲-ت ضرب شوند.

** فلزجوش (الکترودمصرفی) باید با فلز مادر سازگار باشد و محدودیت مقاومت الکتروود مطابق با مقادیر زیر تأمین شود:

مقاومت نهایی کششی فلز الکتروود (F_{ue})	تنش تسلیم فلز مادر (F_y)
$[420 \text{ N/mm}^2]^*$ یا 420 kg/cm^2 (E60)	تا 300 kg/cm^2 یا $[300 \text{ N/mm}^2]^*$
$[490 \text{ N/mm}^2]^*$ یا 490 kg/cm^2 (E70)	تا 380 kg/cm^2 یا $[380 \text{ N/mm}^2]^*$
$[560 \text{ N/mm}^2]^*$ یا 560 kg/cm^2 (E80)	تا 460 kg/cm^2 یا $[460 \text{ N/mm}^2]^*$

۱۰-۱-۱۰ پیچ و مهره، قطعات دندانه‌شده و پرچ

الف) کلیات

اتصالات می‌توانند به صورت اتکایی یا اصطکاکی باشند. استفاده از پیچ‌های پرمقاومت منطبق با استانداردهای ملی یا بین‌المللی، برای هر دو نوع اتصال و استفاده از پیچ‌های معمولی یا پرچ فقط در اتصالات اتکایی مجاز است.

ب) اندازه‌ها و سوراخ‌ها

- اندازه حداکثر برای سوراخ پیچ‌ها در جدول ۱۰-۱-۱۰ داده شده است.
- سوراخ‌های بزرگ فقط در اتصالات اصطکاکی مجاز می‌باشد.
- سوراخ‌های لوبیایی کوتاه در تمام امتدادها در اتصالات اصطکاکی مجاز هستند و در اتصالات اتکایی امتداد طولی سوراخ باید عمود بر امتداد نیرو باشند.
- در اتصالات اتکایی، سوراخ‌های لوبیایی بلند فقط در امتداد عمود بر مسیر نیرو مجاز هستند و در اتصالات اصطکاکی فقط می‌توانند در یکی از ورق‌های اتصال و در هر امتداد اختیاری وجود داشته باشند.
- قطر سوراخ برای پرچکاری به اندازه ۲ میلی‌متر بزرگتر از قطر اسمی پرچ تعبیه می‌شود.

جدول ۱۰-۱-۱۰ ابعاد اسمی سوراخ پیچ

اندازه حداکثر سوراخ (mm)					قطر پیچ (mm)
میله مهار پای ستون	لوبیایی بلند (طول × عرض)	لوبیایی کوتاه (طول × عرض)	بزرگ (قطر)	استاندارد (قطر)	
$d + 6 \text{ mm}$	$(d + 2) \times (2/5d)$	$(d + 2) \times (d + 7)$	$d + 5 \text{ mm}$	$d + 2 \text{ mm}$	d

پ) سطح مؤثر در تنش اتکایی

در اتصالات اتکایی، سطح مؤثر تماس در اتکای مستقیم پیچ‌ها، قطعات دندانه‌شده و پرچ‌ها باید به صورت حاصل ضرب قطر در ضخامت تماس به حساب آید، مگر در پیچ‌ها و پرچ‌های کله خزینه که نصف عمق خزینه باید کم شود.

ت) تنش‌های مجاز

تنش‌های مجاز کششی و برشی برای پیچ‌ها، قطعات دندانه‌شده و پرچ‌ها مطابق جدول ۱۰-۱-۱۰ در نظر گرفته می‌شود. در محاسبه تنش‌ها، مقطع اسمی پرچ (قبل از عمل پرچ‌کاری) و مقطع دندانه‌نشده پیچ (مقطع اسمی تنه پیچ) یا میله‌های دندانه‌شده (غیر از میله‌های با دندانه‌های برجسته) ملاک می‌باشند. در محاسبه تنش در میله‌ها با دندانه برجسته، سطح مقطع برجسته بدون دندانه ملاک محاسبه می‌باشد.

پیچ‌های پرمقاومت که بار وارده را به‌صورت کشش مستقیم تحمل می‌کنند، باید طوری محاسبه شوند که تنش متوسط در مقطع اسمی پیچ، بدون در نظر گرفتن هرگونه نیروی پیش‌تندگی، از مقادیر مندرج در جدول ۱۰-۱-۱۰ تجاوز نکند. نیروی مؤثر باید برابر نیروی خارجی به‌اضافه اثر اهرم شدن (ناشی از تغییرشکل در قطعات متصل شده) باشد.

طرح و محاسبه پیچ‌ها، قطعات دندانه‌شده و پرچ‌هایی که تحت اثر خستگی قرار می‌گیرند باید با توجه به بند ۱۰-۱-۸-۲ انجام شود.

ث) اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکایی

پیچ‌ها و پرچ‌ها و قطعات دندانه‌شده‌ای که تحت اثر عمل مشترک برش و کشش قرار می‌گیرند، باید طوری محاسبه شوند که تنش کششی f_t ناشی از نیروهای مؤثر بر عضو متصل شده در مقطع اسمی (A_b) ، از مقادیر حاصل از روابط مندرج در جدول ۱۰-۱-۱۰-۷ بیشتر نشود. تنش برشی (f_v) که همزمان توسط همین نیروها به‌وجود می‌آید نباید از مقادیر تنش برشی که در جدول ۱۰-۱-۱۰ داده شده است بیشتر شود.

جدول ۱۰-۱-۱۰-۶ تنش‌های مجاز در انواع وسایل اتصال

انتهای (۵)	تنش برشی مجاز (F_V)				تنش کششی مجاز (F_T)	نوع وسیله اتصال
	اتصال اصطکاکی (۴)					
	سوراخ لوبیایی بلند		سوراخ بزرگ شده و لوبیایی کوتاه	سوراخ استاندارد		
بار در امتداد طولی	بار در امتداد عرضی					
$0.6F_y$					$0.5F_y$	پرچ
$0.17F_u$ (۳)					$0.33F_u$ (۱) و (۶)	پیچ معمولی
$0.17F_u$ (۳)					$0.33F_u$ (۱) و (۶)	قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده می‌گذرد.
$0.22F_u$					$0.33F_u$ (۱) و (۶)	قطعه دندانه شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد.
$0.2F_u$	$0.09F_u$	$0.1F_u$	$0.12F_u$	$0.15F_u$	$0.28F_u$ (۳) و (۶)	پیچ پرمقاومت که سطح برش از قسمت دندانه شده می‌گذرد.
$0.28F_u$	$0.09F_u$	$0.1F_u$	$0.12F_u$	$0.15F_u$	$0.28F_u$ (۳) و (۶)	پیچ پرمقاومت که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی‌گذرد.

در این جدول:

(۱) فقط بارگذاری استاتیکی،

(۲) قرار گرفتن دندانه‌ها در سطح برش مجاز است

(۳) برای پیچ‌های A325، A490 و یا مشابه تحت اثر خستگی.

(۴) یا ضریب اصطکاک ۰/۳۳ برای وضعیتی که سطوح تماس تمیز با فلز ناشی از عمل نورد کارخانه‌ای باشد.

(۵) وقتی که فاصله اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو از ۱۲۵۰ میلی‌متر تجاوز کند این تنش‌های مجاز را باید ۲۰٪ کاهش داد.

(۶) F_u تنش نهایی مصالح پیچ و F_y تنش جاری شدن مصالح پرچ‌ها می‌باشد. به‌عنوان مثال F_u برای پیچ‌های معمولی A307

طبق استاندارد ASTM (یا ۴/۵ طبق استاندارد ISO) برابر $(kg/cm^2) 4000$ ، برای پیچ A325 طبق استاندارد ASTM

(یا ۸/۸ طبق استاندارد ISO) یا قطری مساوی و یا کمتر از ۲۵ میلی‌متر مساوی $(kg/cm^2) 8000$ و قطر بزرگتر از ۲۵

میلی‌متر مساوی $(kg/cm^2) 7250$ و برای پیچ A490 طبق استاندارد ASTM (یا ۱۰/۹ طبق استاندارد ISO) مساوی

$(kg/cm^2) 10000$ می‌باشد.

ج) اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اصطکاکی

برای پیچ‌های پرمقاومت که در اتصالات اصطکاکی تحت اثر مشترک کشش و برش مورد استفاده قرار می‌گیرند، باید تنش برشی مجازی را که در جدول ۱۰-۱-۱۰ تعیین شده است در ضریب کاهش‌دهنده $\left(1 - \frac{f_t A_b}{T_b}\right)$ ضرب کرد. در این ضریب f_t تنش کششی متوسط ناشی از نیروی کششی اعمالی بر تمام پیچ‌ها است و T_b بار پیش‌تنیدگی پیچ که از جدول ۱۰-۱-۱۰ استخراج می‌شود.

چ) تنش مجاز اتکایی در جدار سوراخ‌های پیچ یا پرچ

تنش فشاری اتکایی مجاز بر روی سطح تصویر شده پیچ یا پرچ (حاصل ضرب قطر در ضخامت قطعه) در اتصالات اتکایی که در آنها حداقل فاصله مرکز به مرکز سوراخ‌ها $3d$ و فاصله انتهایی از مرکز سوراخ تا لبه (در امتداد نیرو) حداقل $2d$ باشد، به شرح زیر تعیین می‌شود:

۱. برای سوراخ‌های استاندارد یا سوراخ‌های لوبیایی کوتاه که دو یا چند پیچ یا پرچ در خط نیرو داشته باشد:

$$F_p = 1/2 F_y \quad (\text{پرچ})$$

(۱۰-۱-۲)

$$F_p = 1/2 F_u \quad (\text{پیچ})$$

که در آن F_p تنش اتکایی مجاز در فشار و F_u تنش نهایی مصالح مادر (مصالح ضعیف‌تر) و F_y تنش تسلیم مصالح پرچ می‌باشد.

۲. برای سوراخ‌های لوبیایی بلند که محور شکاف عمود بر امتداد بارگذاری باشد، با دو یا چند پیچ در خط نیرو:

$$F_p = 1/0 F_u$$

(۱۰-۱-۳)

۳. برای سوراخ‌های استاندارد و یا سوراخ‌های لوبیایی کوتاه در سطح تصویرشده نزدیکترین پیچ و پرچ به لبه، که فاصله مرکز تا لبه در آنها کمتر از $2d$ و یا در تمام اتصال یک عدد پیچ در خط نیرو داشته باشند:

$$F_p = \frac{L_e \cdot F_u}{2d} \leq 1/2 F_u \quad (4-10-1-10)$$

که در آن L_e فاصله از لبه آزاد تا مرکز پیچ یا پرچ و d قطر آن است.

جدول ۱۰-۱-۱۰-۷ تنش کششی مجاز (F_t) در پیچ‌ها و پرچ‌ها تحت اثر برش و کشش در اتصالات اتکایی

نوع وسیله اتصال	سطح برشی از قسمت دندان‌شده می‌گذرد	سطح برش خارج از قسمت دندان‌شده قرار دارد
پیچ معمولی	$F_t = 0/43 F_u - 1/8 f_v \leq 0/33 F_u$	$F_t = 0/43 F_u - 1/8 f_v \leq 0/33 F_u$
پیچ پرمقاومت	$F_t = \sqrt{(0/38 F_u)^2 - 4/39 f_v^2}$	$F_t = \sqrt{(0/38 F_u)^2 - 2/15 f_v^2}$
قطعه دندان‌شده	$F_t = 0/43 F_u - 1/8 f_v \leq 0/33 F_u$	$F_t = 0/43 F_u - 1/4 f_v \leq 0/33 F_u$
پرچ	$F_t = 1/05 F_y - 1/3 f_v \leq 0/5 F_y$	

در حالت‌هایی که تنش مجاز برای اثر باد یا زلزله طبق ماده ۱۰-۱-۱-۵-۲ افزایش داده می‌شود. ضرایب در روابط جدول ۱۰-۱-۱۰-۷ نیز باید به‌میزان یک‌سوم افزایش یابد ولی ضریب مربوط به f_v را نباید افزایش داد.

* در این جدول:

$$F_u = \text{تنش نهایی مصالح پیچ (kg/cm}^2\text{)} \text{ و یا } [N/mm^2]^*$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم مصالح پرچ (kg/cm}^2\text{)} \text{ و یا } [N/mm^2]^*$$

$$f_v = \text{تنش برشی موجود (kg/cm}^2\text{)} \text{ و یا } [N/mm^2]^*$$

ح) در اتصالات اصطکاکی که در آن صرفاً استفاده از پیچ‌های پرمقاومت مجاز است، لازم است پیچ‌ها به‌نحوی سفت شوند که نیروی پیش‌تنیدگی مطابق جدول ۱۰-۱-۱۰-۱۱ ایجاد شود. لنگر پیچشی لازم برای این کار توسط آچار مدرج، پیچاندن اضافی، یا واشرهای DTI قابل اندازه‌گیری است. در اتصالات اتکایی، سفت کردن پیچ‌ها به‌میزان لازم جهت تماس وسایل اتصال و اجزای متصل‌شونده، کافی است. (در این خصوص به توضیحات تکمیلی مبحث یازدهم مراجعه گردد).

خ) حداقل فواصل سوراخ‌ها

فاصله مرکز به مرکز سوراخ‌های استاندارد یا سوراخ‌های بزرگ‌شده و یا سوراخ‌های لوبیایی نباید از ۳ برابر قطر وسیله اتصال کمتر باشد و همچنین محدودیت‌های ذیل تأمین شود:

در صورتی که مقدار F_p از روابط (۱۰-۱-۲) و (۱۰-۱-۳) تعیین می‌شود، فاصله بین مراکز سوراخ‌ها (S) در امتداد نیروهای انتقالی، نباید از $3d$ کمتر شود. در غیر این صورت فاصله بین مراکز سوراخ‌ها نباید از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف) در سوراخ‌های استاندارد:

$$S \geq \frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2} \quad (10-1-5)$$

که در آن P نیروی منتقل شده توسط وسیله اتصال به عضو مورد نظر، F_u حداقل مقاومت نهایی کششی قطعه، t ضخامت قطعه متصل شونده و d قطر اسمی وسیله اتصال است.

ب) برای سوراخ‌های بزرگ و سوراخ‌های لوبیایی، مقدار به دست آمده از زیربند الف با مقدار C_1 مربوط از جدول ۱۰-۱-۸ جمع می‌شود ولی فاصله خلص بین سوراخ‌ها نباید از قطر پیچ کمتر شود.

د) حداقل فاصله تا لبه

فاصله مرکز سوراخ‌های استاندارد تا لبه قطعه متصل شونده نباید از مقادیر داده شده در جدول ۱۰-۱-۹ و همچنین مقدار حاصل از رابطه (۱۰-۱-۶) کمتر باشد.

در طول یک خط انتقال نیرو در صورتی که F_p از روابط ۱۰-۱-۲ و ۱۰-۱-۳ تعیین شده باشد، فاصله از مرکز سوراخ استاندارد تا لبه قطعه متصل شونده (L_e) نباید از $2d$ کمتر شود، در غیر این صورت باید رابطه (۱۰-۱-۶) صادق باشد.

$$L_e \geq \frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2} \quad (10-1-6)$$

P ، F_u ، t و d در بند ۱۰-۱-۳-خ تعریف شده‌اند.

برای سوراخ بزرگ‌شده و لوبیایی فاصله مرکز سوراخ تا لبه نباید از آنچه که برای سوراخ استاندارد تعیین شد به اضافه مقدار C_2 مربوط از جدول ۱۰-۱-۱۰ کمتر شود.

ذ) حداکثر فاصله تا لبه و فاصله مرکز به مرکز

علاوه بر کنترل‌های لازم از لحاظ کمانش موضعی، حداکثر فاصله از مرکز هر پیچ و یا پرچ تا نزدیکترین لبه قطعه در قطعات حفاظت‌شده در مقابل خوردگی، ۱۲ برابر ضخامت قطعه متصل‌شونده می‌باشد ولی نباید از ۱۵۰ میلی‌متر تجاوز کند. برای قطعات مرکب رنگ‌نشده که تحت اثر خوردگی و زنگ‌زدگی ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله وسایل اتصال که دو ورق یا ورق و نیم‌رخ را متصل می‌کنند نباید از ۱۴ برابر ضخامت نازکترین قسمت متصل‌شونده و همچنین از ۲۰۰ میلی‌متر بیشتر شود. فاصله تا لبه این قطعات نباید از ۸ برابر ضخامت نازکترین قطعه و یا از ۱۲۵ میلی‌متر تجاوز کند.

ر) اتصال با طول گیره بلند

در استفاده از پیچ‌های معمولی که تنش محاسبه‌شده‌ای را تحمل می‌کنند و طول گیره در آنها از ۵ برابر قطر بیشتر است، باید به‌ازای هر ۱/۵ میلی‌متر که طول گیره از ۵ برابر قطر بیشتر باشد، یک درصد تعداد پیچ‌ها را اضافه کرد.

جدول ۱۰-۱-۱۰-۸ مقادیر C_1

سوراخ لوبیایی (mm)			سوراخ بزرگ‌شده (mm)
در امتداد موازی با خط نیرو		در امتداد عمود بر خط نیرو	
لوبیایی بلند	لوبیایی کوتاه		۵mm
$1/5d - 2mm$	۷mm	۰	

جدول ۱۰-۱-۱۰-۹ حداقل فاصله مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در امتداد نیرو

لبه نوردشده ورق، نیم‌رخ، تسمه و نیز	لبه بریده شده با قیچی (گیوتین)	قطر اسمی پیچ یا پرچ
لبه بریده شده با شعله اتوماتیک با اره		
$2d$	$2/25d$	d

جدول ۱۰-۱-۱۰ مقادیر افزایش فاصله تا لبه (C_۲)

سوراخ لوبیایی (mm)			سوراخ بزرگ شده (mm)
موازی با لبه	عمود بر امتداد لبه		
	لوبیایی بلند	لوبیایی کوتاه	
o	۰/۷۵d	۵mm	۳mm

جدول ۱۰-۱-۱۱ حداقل نیروی پیش‌تنیدگی در اتصالات اصطکاکی*

حداقل نیروی پیش‌تنیدگی	سطح مقطع اسمی پیچ
۰/۵۵F _u A _b	A _b

* استفاده از آچارهای مدرج و یا روش پیچاندن اضافی منطبق بر مشخصات ارائه شده از طرف سازنده، برای اطمینان از حصول نیروی پیش‌تنیدگی مذکور در جدول، مجاز است.

۱۰-۱-۱۰-۴ تنش مجاز در گسیختگی قالبی

در اتصال انتهای تیرها که قسمتی از بال فوقانی تیر برداشته شده (زبانه شده) است و یا در حالت‌های نظیر که ممکن است به‌علت برش در سطحی که از وسیله اتصال می‌گذرد و یا به‌علت اثر ترکیبی برش در سطح مار بر وسیله اتصال و کشش در سطح عمود بر آن خرابی اتفاق افتد، تنش برشی مجاز عبارت است از:

$$F_v = 0/3 F_u \quad (7-10-1-10)$$

که F_v در مقطع خالص برشی (A_v) در نظر گرفته می‌شود. تنش کششی مجاز نیز عبارت است از:

$$F_t = 0/5 F_u \quad (8-10-1-10)$$

که F_t در مقطع خالص کششی (A_t) در نظر گرفته می‌شود.

F_u نیز تنش نهایی مصالح می‌باشد. در اتصالات جوشی باید مسیر حداقل برای پارگی در جوش‌ها کنترل شود.

۱۰-۱-۱۰ عناصر اتصال دهنده ۵

این بند مربوط است به عناصر اتصال دهنده مانند قطعات تقویتی، ورق‌های اتصال، نبشی‌ها، لچکی‌ها و ناحیه چشمه اتصال تیر به ستون.

الف) اتصالات برون‌محور

در اتصال اعضای با نیروی محوری باید سعی شود که محورهای مار بر مرکز ثقل اعضا در یک نقطه تلاقی کنند و گرنه باید برای خمش و برش ناشی از برون‌محوری، پیش‌بینی‌های لازم در تحلیل و طراحی صورت گیرد.

ب) برش مجاز در پارگی

در حالتی که ممکن است به علت برش در صفحه‌ای که از وسایل اتصال می‌گذرد، گسیختگی اتفاق افتد و یا برای حالتی که گسیختگی حاصل از عمل مشترک برش در امتداد صفحه‌ای که از وسایل اتصال می‌گذرد و کشش در امتداد صفحه عمود بر آن می‌باشد، به بند ۱۰-۱-۱۰-۴ مراجعه شود.

۱۰-۱-۱۰ ورق‌های پرکننده ۶

در اتصالات جوشی، ورق‌های پرکننده‌ای که ضخامت آن ۶ میلی‌متر و بیشتر باشد باید از لبه ورق وصله به اندازه کافی ادامه یابد و به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرد جوش شود. این جوش باید برای انتقال تنش‌های ورق وصله هنگامی که به صورت برون‌محور بر سطح ورق پرکننده اثر می‌کند، کافی باشد. جوش‌هایی که ورق وصله را به ورق پرکننده متصل می‌کنند باید برای انتقال تنش‌های ورق وصله کافی بوده و طول کافی داشته باشد.

هر ورق پرکننده‌ای که ضخامت آن کمتر از ۶ میلی‌متر باشد باید لبه‌های همباد ورق وصله تمام شود و بعد جوش باید به اندازه‌ای باشد که ضخامت ورق پرکننده را در بر گیرد و جوابگوی تنش‌های ورق وصله نیز باشد. در این حالت ورق پرکننده نقش سازه‌ای نداشته و لزومی به طراحی آن نمی‌باشد.

در اتصالات پیچی و پرچی که تنش‌های محاسبه‌شده‌ای تحمل می‌شود و پیچ یا پرچ از میان ورق پرکننده‌ای با ضخامت بیش از ۶ میلی‌متر می‌گذرد، ورق پرکننده باید از اطراف ورق اتصال ادامه یافته و توسط وسایل اتصال کافی نگهداری شود. در مورد ورق‌هایی از ۶ تا ۲۰ میلی‌متر، در صورتی که ضریب کاهش $(t-6) \times 0.16$ به تنش برشی پیچ اعمال گردد، نیازی به ادامه یافتن ورق پرکننده به اطراف نخواهد بود. در رابطه فوق، t ضخامت ورق پرکننده برحسب میلی‌متر است.

به‌جای استفاده از ورق پرکننده، توصیه می‌شود قبل از محل وصله، ابعاد مقطع بزرگتر با شیب ۱ به ۶ تبدیل به مقطع کوچکتر شده و وصله بدون ورق پرکننده انجام شود.

۱۰-۱-۷ تنش‌های مجاز اتکایی

در سطح تماس سطوح صاف و آماده شده و انتهای قطعات تقویتی با انتقال تنش تماسی و روی سطح تصویر پین‌ها در جدار سوراخ‌های تنظیم شده برای پین، تنش مجاز اتکایی عبارت است از:

$$F_p = 0.9 F_y \quad (10-1-9)$$

اگر دو یا چند عضو در تماس دارای تنش تسلیم (F_y) مختلف باشند، F_y کوچکتر ملاک طراحی خواهد بود.

شدت تنش اتکایی مجاز در روی خط مولد غلتک‌ها و کفشک‌های تکیه‌گاه عبارت

است از:

$$F_p = \frac{F_y - 920}{1400} \times 46/3 d \text{ یا SI: } \left[F_p = \frac{F_y - 92}{140} \times 4/63 d \right]^* \quad (10-1-10)$$

که در آن F_p برحسب کیلوگرم بر سانتی‌متر طول یا $[N/mm]^*$ ، F_y برحسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع یا $[N/mm^2]^*$ و d قطر غلتک یا کفشک برحسب سانتی‌متر یا $[mm]^*$ است.

۱۰-۱-۸ کف ستون‌ها و قطعات فولادی با فشار مستقیم بر بتن و مصالح بنایی

پیش‌بینی‌های لازم برای انتقال بارهای ستون‌ها به شالوده باید به عمل آید. در صورتی که مقررات و مشخصات ویژه‌ای برای تنش مجاز اتکایی موجود نباشد، اعداد زیر ملاک محاسبه خواهد بود:

تنش فشاری مجاز بر روی سنگ‌آهکی و ماسه‌سنگ متراکم با ملات ماسه سیمان:

$$F_p = 22 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{یا} \quad [2/2 \text{ N/mm}^2]^*$$

تنش فشاری مجاز بر روی آجرکاری با ملات ماسه سیمان:

$$F_p = 14 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{یا} \quad [1/4 \text{ N/mm}^2]^*$$

تنش فشاری مجاز بر روی تکیه‌گاه بتنی:

$$F_p = 0.3 f_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.6 f_c \quad (10-1-10)$$

که در آن:

f_c = مقاومت مشخصه فشاری بتن بر روی نمونه استوانه‌ای استاندارد

A_1 = سطح ورق زیرستون در تماس با شالوده

A_2 = حداکثر سطحی از شالوده هم‌مرکز و متشابه با ورق کف ستون

۱۰-۱-۹ میل‌مه‌ارها

میل‌مه‌ارها باید طوری طراحی و محاسبه شوند که در تمام حالت‌های بارگذاری وارد بر سازه، از نظر کشش و برش در پای ستون‌ها، جوابگو باشند که شامل کشش ناشی از لنگر خمشی حاصل از گیرداری و یا نیمه‌گیرداری پای ستون نیز می‌باشد.

۱۰-۱-۱۱ مسائل ویژه در طرح و محاسبه

این بخش به محاسبه قطعات تحت اثر بارهای متمرکز، لنگر پیچشی و اثرات خستگی مربوط می‌شود.

۱۰-۱-۱۱-۱ جان و بال‌های اعضا تحت اثر بارهای متمرکز

۱۰-۱-۱۱-۱ مبانی طراحی

اعضایی که تحت اثر بار متمرکز بر بال قرار می‌گیرند، باید جان و بال آنها طوری محاسبه شود که در مقابل خمش موضعی بال ستون در مقابل بال کششی تیر در اتصال صلب تیر به ستون، تسلیم موضعی در جان تیر، لهیدگی در جان، کمانش توأم با انتقال عرضی جان و کمانش فشاری در جان ستون در مقابل نیروی فشاری تیر طبق بندهای ۱۰-۱-۱۱-۱ تا ۱۰-۱-۱۱-۲ مقاوم باشند.

اگر یک جفت قطعه سخت‌کننده مناسب در محل بار متمرکز، در دو طرف جان تعبیه

شود، نیازی به بررسی و کنترل بندهای ۱۰-۱-۱۱-۱ و ۲-۱-۱۱-۱-۱۰ و ۳-۱-۱۱-۱-۱۰ نخواهد بود.

برای جان ستون در ناحیه چشمه اتصال که تحت اثر نیروی برشی بزرگ باشند باید بند ۱۰-۱-۱۱-۱ و ۲-۱۱-۱-۱۰ و برای قطعات سخت‌کننده فشاری، ضوابط بند ۱۰-۱-۱۱-۱ رعایت شود.

۱۰-۱-۱۱-۱-۲ خمش موضعی در بال ستون در مقابل بال کششی تیر

در اتصال صلب تیر به ستون

در ستون‌ها با مقطع H شکل (نوردشده یا ورقی) در صورتی که ضخامت بال ستون کمتر از مقدار رابطه ۱۰-۱-۱۱-۱ باشد، در محاذات بال کششی تیری که به ستون متصل می‌شود و یا محاذات ورق اتصال بال کششی تیر باید یک جفت سخت‌کننده قرار داد:

$$t = \frac{0.4}{\sqrt{F_{yc}}} \sqrt{P_{bf}} \quad (10-1-11-1)$$

در این رابطه:

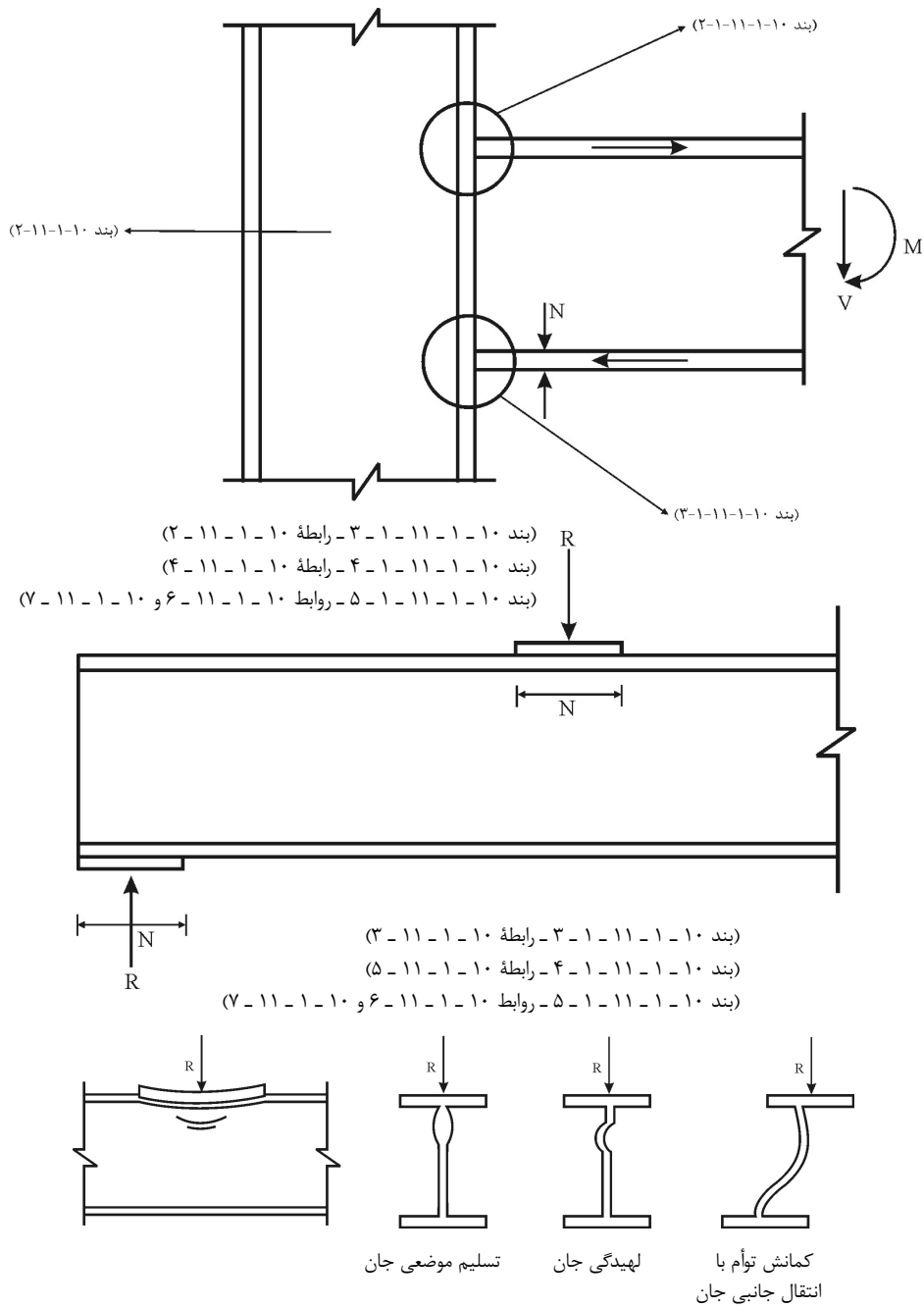
t = ضخامت بال ستون (cm) یا $[mm]^*$

F_{yc} = تنش تسلیم فولاد ستون (kg/cm^2) یا $[N/mm^2]^*$

P_{bf} = نیرویی که از بال کششی تیر و یا ورق اتصال خمشی، به ستون وارد می‌شود (kg) یا $[N]^*$.

وقتی که این نیرو حاصل از اثر بار مرده و بار زنده است، مقدار نیروی محاسبه شده باید در $\frac{5}{3}$ ضرب گردد. هنگامی که این نیرو حاصل از ترکیبات بارگذاری شامل اثر باد یا زلزله است، مقدار آن مساوی حاصل ضرب مساحت بال کششی در تنش تسلیم فولاد بال می‌باشد.

اگر عرض بارگذاری شده در روی بال ستون از $0.15b$ (عرض بال ستون است) کمتر باشد، بررسی رابطه (۱۰-۱-۱۱-۱) لازم نمی‌باشد.



شکل ۱-۱۱-۱-۱۰ جان و بال‌های اعضای تحت اثر بارهای متمرکز.

۱۰-۱-۱۱-۱-۳ تسلیم موضعی جان

در تیرها و تیرورق‌هایی که تحت اثر بار متمرکز عمود بر محور تیر در صفحه جان و همچنین در جان ستون‌هایی که در مقابل بال فشاری تیر در اتصال صلب تیر به ستون قرار دارند، باید روابط زیر برقرار شوند:

۱. در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی و بزرگتر از d از انتهای تیر وارد می‌شود:

$$\frac{R}{t_w (N + 5K)} \leq 0.66 F_y \quad (2-11-1-10)$$

۲. در حالتی که بار متمرکز در فاصله‌ای کمتر از d از انتهای تیر وارد می‌شود:

$$\frac{R}{t_w (N + 2/5 K)} \leq 0.66 F_y \quad (3-11-1-10)$$

که در آن:

d = ارتفاع کلی تیر یا تیرورق

R = بار متمرکز یا عکس‌العمل تکیه‌گاه

t_w = ضخامت جان

N = طول تماس بار متمرکز (برای عکس‌العمل کمتر از K نباشد)

K = فاصله از سطح خارج بال تا انتهای دو ماهیچه جان و بال یا انتهای بعد جوش

یا آخرین ردیف پیچ اتصال بال و جان

اگر روابط فوق برقرار نشوند، تعبیه سخت‌کننده‌های فشاری مطابق بند ۱۰-۱۱-۱-۷

ضروری است.

۱۰-۱-۱۱-۱-۴ لهیدگی در جان

در تیرها و تیرورق‌هایی که تحت اثر بار متمرکز عمود بر محور تیر در صفحه جان قرار دارند، وقتی که نیروی متمرکز از مقادیر زیر تجاوز کند، باید سخت‌کننده‌های فشاری در روی جان اعضایی که تحت اثر بارهای متمرکز هستند قرار داده شود.

۱. اگر بار متمرکز در فاصله بیش از $\frac{d}{4}$ از انتهای عضو وارد شود:

$$R = ۵۶۶ t_w^2 \left[1 + ۳ \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{\frac{۳}{۲}} \right] \sqrt{F_{yw} \frac{t_f}{t_w}} \quad (۴ - ۱۱ - ۱ - ۱۰)$$

یا

$$SI: \left[R = ۱۸۰ t_w^2 \left[1 + ۳ \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{\frac{۳}{۲}} \right] \sqrt{F_{yw} \frac{t_f}{t_w}} \right]^*$$

۲. اگر بار متمرکز در فاصله کمتر از $\frac{d}{4}$ از انتهای عضو وارد شود:

$$R = ۲۸۵ t_w^2 \left[1 + ۳ \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{\frac{۳}{۲}} \right] \sqrt{F_{yw} \frac{t_f}{t_w}} \quad (۵ - ۱۱ - ۱ - ۱۰)$$

یا

$$SI: \left[R = ۹۰ t_w^2 \left[1 + ۳ \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{\frac{۳}{۲}} \right] \sqrt{F_{yw} \frac{t_f}{t_w}} \right]^*$$

در این روابط:

F_{yw} = تنش تسلیم فولاد جان تیر (kg/cm^2) یا (N/mm^2)^{*}

d = ارتفاع کلی نیمرخ (cm) یا (mm)^{*}

t_f = ضخامت بال (cm) یا (mm)^{*}

t_w = ضخامت جان (cm) یا (mm)^{*}

اگر سخت‌کننده‌های فشاری که مطابق ضوابط بند ۱۰ - ۱ - ۱۱ - ۱ - ۷ تعبیه شده، حداقل تا نصف ارتفاع جان ادامه یابد، بررسی روابط (۴ - ۱۱ - ۱ - ۱۰) و (۵ - ۱۱ - ۱ - ۱۰) لازم نخواهد بود.

۱۰-۱-۱۱-۵ کمانش توأم با حرکت جانبی در جان

تعبیه سخت‌کننده‌های فشاری حداقل در جان اعضایی که از حرکت جانبی بال بارگذاری شده توسط مهارهایی جلوگیری نشده و تحت اثر بارهای متمرکز فشاری در صفحه جان و عمود بر محور تیر باشند، هنگامی ضروری است که نیروی متمرکز فشاری از حدود زیر بیشتر شود:

۱. اگر بال بارگذاری شده در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری شده و نسبت $\frac{d_c/t_w}{L/b_f}$ کمتر از

۲/۳ باشد:

$$R = \frac{48 \times 10^3 t_w^2}{h} \left[1 + 0.4 \left(\frac{d_c/t_w}{L/b_f} \right)^2 \right] \quad (6-11-1-10)$$

یا

$$SI: \left[R = \frac{48 \times 10^3 t_w^2}{h} \left[1 + 0.4 \left(\frac{d_c/t_w}{L/b_f} \right)^2 \right] \right]^*$$

۲. اگر بال بارگذاری شده در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده باشد و نسبت $\frac{d_c/t_w}{L/b_f}$

کمتر از ۱/۷ باشد:

$$R = \frac{48 \times 10^3 t_w^2}{h} \left[0.4 \left(\frac{d_c/t_w}{L/b_f} \right)^2 \right] \quad (7-11-1-10)$$

یا

$$SI: \left[R = \frac{48 \times 10^3 t_w^2}{h} \left[0.4 \left(\frac{d_c/t_w}{L/b_f} \right)^2 \right] \right]^*$$

در این روابط:

R = بار متمرکز یا عکس‌العمل تکیه‌گاه (kg) یا $[N]^*$

L = بزرگترین طول بدون تکیه‌گاه جانبی در هریک از بال‌ها در محدوده اعمال بار

متمركز (cm) یا $[mm]^*$

b_f = عرض بال (cm) یا $[mm]^*$

$d - 2k = d_c$ ارتفاع خالص جان (فاصله بین انتهای دو ماهیچه جان و بال در روی

جان) (cm) یا (mm)

در صورتی که نسبت $\frac{d_c/t_w}{L/b_f}$ از مقدار $2/3$ و یا $1/7$ (بسته به حالت مورد بحث) بزرگتر

باشد، احتیاجی به بررسی روابط $(10 - 1 - 11 - 6)$ و $(10 - 1 - 11 - 7)$ نمی‌باشد.

برای بالی که فقط تحت اثر بار گسترده هموار قرار گیرد نیز احتیاجی به این بررسی

نمی‌باشد.

۱۰-۱-۱۱-۶ کمانش فشاری در جان ستون در مقابل بال فشاری تیر

در اتصال صلب تیر به ستون

اگر نسبت ارتفاع خالص جان ستون (فاصله بین انتهای دو ماهیچه جان و بال در روی جان)

به ضخامت جان، از مقدار زیر بزرگتر باشد، باید یک جفت سخت‌کننده در مقابل بال فشاری

تیر در جان ستون تعبیه کرد:

$$\frac{d}{t_{wc}} = \frac{35 \times 10^3 t_{wc}^2 \sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}} \quad \text{یا} \quad \text{SI:} \left[\frac{d}{t_{wc}} = \frac{11 \times 10^3 t_{wc}^2 \sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}} \right]^*$$

(۱۰-۱-۱۱-۸)

در این رابطه:

t_{wc} = ضخامت جان ستون (cm) یا $[mm]^*$

F_{yc} = تنش تسلیم مصالح جان (kg/cm^2) یا $[N/mm^2]$

P_{bf} = نیروی فشاری که از بال تیر به جان وارد می‌شود (kg) یا $[N]^*$. توضیحات

رابطه (۱۰-۱-۱۱-۸) در مورد این نیرو نیز صادق است.

۱۰-۱-۱۱-۱ لزوم تعیینه سخت‌کننده فشاری زیر بارهای متمرکز

در انتهای تیرهایی که اتصال آنها به ستون یا تیر دیگر به کمک نبشی جان انجام نمی‌شود، یا در محل بارهای متمرکز در داخل دهانه تیرها، شاهتیرها و ستون‌ها در صورتی که طبق بندهای ۱۰-۱-۱۱-۱ تا ۱۰-۱-۱۱-۶ قطعات سخت‌کننده لازم باشد، باید آنها را به صورت جفت قرار داد.

اگر طبق بندهای ۱۰-۱-۱۱-۲ و ۱۰-۱-۱۱-۳ و یا رابطه (۱۰-۱-۱۱-۹) وجود سخت‌کننده لازم باشد و بار بر یکی از بال‌ها وارد شود، لزومی ندارد که آنها را بیش از نصف ارتفاع جان ادامه داد. چنانچه طبق بند ۱۰-۱-۱۱-۴ و یا ۱۰-۱-۱۱-۶ سخت‌کننده لازم باشد، این سخت‌کننده‌ها باید به صورت ستون فرضی با بار محوری محاسبه شوند. برای این محاسبه شرایط بند ۱۰-۱-۴ صادق است و طول مؤثر ستون فرضی برابر $0.75h$ (ارتفاع آزاد جان بین دو بال) در نظر گرفته می‌شود. سطح مقطع این ستون عبارت است از سطح مقطع جفت قطعه تقویتی به اضافه نواری از جان که پهنای آن در قطعات تقویتی میانی برابر $2.5t_w$ و در قطعات تقویتی انتهایی برابر $1.2t_w$ در نظر گرفته می‌شود.

اگر بار عمود بر امتداد بال به صورت کششی باشد، قطعه تقویتی باید به‌بالی که تحت اثر این بار است، جوش شود و وقتی که بار عمود بر امتداد بال، به صورت فشاری است، قطعه تقویتی یا باید با فشار مستقیم تماسی (با سطحی که کاملاً صاف و با بال جفت شده است) بار را منتقل کند و یا اینکه اتصال جوشی کافی برای این انتقال تعبیه شود.

در حالتی که در اتصال انتهای تیر یا شاهتیر با ستون، برای انتقال لنگر، بال یا ورق اتصال بال تیر به بال ستونی با نیم‌رخ I و یا H جوش می‌شود، باید یک جفت سخت‌کننده در جان ستون قرار داد، به طوری که سطح مقطع مجموع آنها از مقداری که از رابطه (۱۰-۱-۱۱-۹) به دست می‌آید کمتر نشود (این عمل در حالت‌هایی صادق است که مقدار محاسبه شده A_{st} مثبت باشد).

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc} t_{wc} (t_b + \Delta K)}{F_{yst}} \quad (9-11-1-10)$$

که در آن:

$$F_{yc} = \text{تنش تسلیم مصالح ستون}$$

$$F_{yst} = \text{تنش تسلیم مصالح سخت کننده}$$

K = فاصله بین سطح خارجی بال ستون تا انتهای ماهیچه بین جان و بال در صورتی که ستون از نیمرخ نوردشده باشد و یا فاصله معادل در حالت مقطع ساخته شده با جوش

t_b = ضخامت بال یا ورق اتصال (انتقال دهنده لنگر) که بار متمرکز را به ستون وارد می کند.

P_{bf} = نیروی فشاری که از بال تیر به جان وارد می شود. توضیحات رابطه ۱۰-۱-۱۱ در این مورد نیز صادق است.

سخت کننده هایی که طبق رابطه (۱۰-۱-۱۱) و بندهای ۱۰-۱-۱۱-۱ و ۱۰-۱-۱۱-۲ و ۱۰-۱-۱۱-۳ در نظر گرفته می شود، باید محدودیت های زیر را نیز جابگو باشد:

۱. عرض هر سخت کننده به اضافه نصف ضخامت جان ستون نباید از یک سوم عرض بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می کند)، کمتر باشد.

۲. ضخامت سخت کننده نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می کند) کمتر باشد.

۳. جوش هایی که قطعه تقویتی را به جان ستون متصل می کند باید در مقابل نیرویی که در قطعه تقویتی از لنگر نامتعادل در دو طرف ستون به وجود می آید، محاسبه شوند.

۱۰-۱-۱۱-۸ مقررات تکمیلی برای سخت کننده ها در مقابل

نیروهای متمرکز

۱. در صورتی که مطابق بندهای (۱۰-۱-۱۱-۲) و (۱۰-۱-۱۱-۳) نیاز به سخت کننده در مقابل نیروی متمرکز کششی باشد، لازم است یک جفت سخت کننده در مقابل نیروی متمرکز تعبیه نمود. سخت کننده ها باید دارای تنش مجاز کششی حداقل

برابر با اختلاف تنش مورد نیاز و تنش مجاز موجود در محل بارهای متمرکز مطابق مقررات بخش (۱۰ - ۱ - ۳) باشد.

- جوش سخت کننده‌ها به بال‌های کششی و فشاری باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متمرکز باشد.

- جوش سخت کننده‌ها به جان باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف تنش مورد نیاز و تنش مجاز موجود در محل بارهای متمرکز باشد.

۲. در صورتی که مطابق بندهای (۱۰-۱۱-۱-۳)، (۱۰-۱۱-۱-۴)، (۱۰-۱۱-۱-۵) و (۱۰-۱۱-۱-۶) نیاز به سخت کننده در مقابل نیروی متمرکز فشاری باشد، لازم است یک جفت سخت کننده در مقابل نیروی متمرکز تعبیه نمود.

- این سخت کننده‌ها باید به صورت ستون فرضی با بار محوری (مطابق مقررات بخش ۱۰ - ۱ - ۴) محاسبه شوند. ارتفاع مؤثر ستون فرضی برای $0.75h$ ارتفاع خالص جان در فاصله بین دو بال) در نظر گرفته می‌شود. سطح مقطع ستون فرضی عبارت است از سطح مقطع جفت سخت کننده به اضافه نواری از جان که پهنای آن در سخت کننده‌های میانی برابر $25t_w$ و در سخت کننده‌های انتهایی برابر $12t_w$ در نظر گرفته می‌شود. (t_w ضخامت جان است).

- جوش سخت کننده‌ها به بال (یا بال‌ها) باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف تنش فشاری مورد نیاز و تنش فشاری مجاز موجود در محل بارهای متمرکز باشد.

- جوش سخت کننده‌ها به جان باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف تنش مجاز اتصال دو انتهای سخت کننده باشد.

۳. سخت کننده‌های عرضی و قطری باید معیارهای تکمیلی زیر را نیز برآورده نمایند:

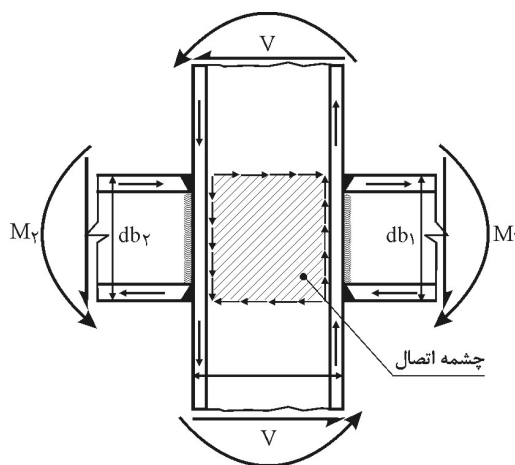
- عرض هر سخت کننده به اضافه نصف ضخامت جان ستون نباید از یک سوم عرض بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند)، کمتر باشد.

- ضخامت سخت کننده نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند)، کمتر باشد. همچنین ضخامت سخت کننده‌ها نباید از عرض هر سخت کننده تقسیم بر ۱۵ کمتر باشد.

- ارتفاع ورق سخت کننده باید مساوی ارتفاع جان (فاصله بین دو بال) باشد.

۱۰-۱-۱۱-۲ چشمه اتصال

۱۰-۱-۱۱-۲-۱ چشمه اتصال، ناحیه‌ای از جان یا جان‌های ستون است که محصور بین امتداد بال‌های بالایی و پایینی تیرهای متصل به دو وجه ستون و بال‌های ستون می‌باشد.



شکل ۱۰-۱-۱۱-۲ ناحیه چشمه اتصال.

۱۰-۱-۱۱-۲-۲ برش مورد نیاز چشمه اتصال

چشمه اتصال باید توانایی تحمل برش نظیر نیروهای کششی و فشاری در بال‌ها، حاصل از لنگرهای حداکثر ناشی از زلزله در تراز سرویس را داشته باشد. این برش از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$V_p = \frac{M_1}{d_{b1}} + \frac{M_2}{d_{b2}} - V$$

M_1 و $M_2 =$ به ترتیب لنگر انتهایی تیرهای سمت چپ و راست حاصل از بارگذاری

قائم و جانبی

$V =$ برش انتهایی ستون فوقانی

d_{b1} و d_{b2} = به ترتیب ارتفاع تیرهای سمت چپ و راست
تنش مجاز برشی چشمه اتصال برابر است با:

$$\text{اگر } \frac{f_a}{F_y} \leq 0.5$$

$$F_v = 0.4 F_y \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}}{d_b d_c t_{cw}} \right) \quad (10 - 11 - 1 - 10)$$

$$\text{اگر } \frac{f_a}{F_y} > 0.5$$

$$F_v = 0.4 F_y \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}}{d_b d_c t_{cw}} \right) \left(1/9 - 1/8 \frac{f_a}{F_y} \right) \quad (11 - 11 - 1 - 10)$$

که در آن:

t_{cw} = ضخامت جان (یا جان‌های) ستون، به علاوه ضخامت ورق‌های تقویت چشمه
اتصال در صورت وجود.

d_b = ارتفاع مقطع تیر (یا فاصله ورق‌های پوششی اتصال بال‌های تیر به ستون)

d_c = ارتفاع مقطع ستون در جهت اثر برش

b_{cf} = عرض بال ستون

t_{cf} = ضخامت بال ستون

f_a = تنش محوری فشاری موجود ستون در اثر بارهای ثقلی

روابط فوق برای ستون‌های با مقطع H شکل است که در آنها نیروی برشی جانبی

لرزه‌ای در راستای صفحه جان وارد می‌گردد.

برای ستون‌های با مقطع قوطی‌شکل، تنش موجود و مجاز برشی با قرار دادن مجموع

ضخامت جان‌های ستون و ضخامت ورق‌های تقویت چشمه اتصال، در صورت وجود به جای

t_{cw} در روابط فوق به دست می‌آید. برای ستون‌های با مقطع H شکل که در آنها نیروی

برشی جانبی لرزه‌ای عمود بر صفحه جان وارد می‌گردد، تنش موجود با جایگزین کردن t_{cw}

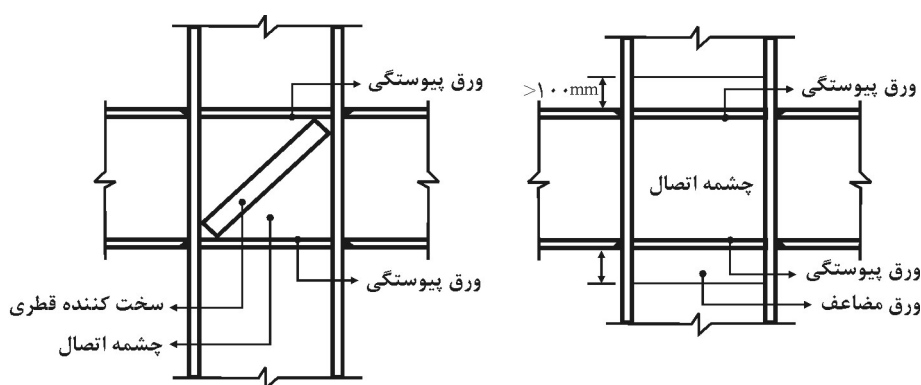
با t_{cf}^2 و تنش مجاز برشی، با حذف جمله $\frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{cw}}$ از روابط فوق به دست می‌آید.

جوش اتصال جان (یا جان‌های) ستون در ناحیه چشمه اتصال به بال ستون باید برای نیروی برشی چشمه اتصال طراحی شود. در این مورد طول اتصال جوشی می‌تواند برابر عمق تیر به اضافه عمق ستون در بالا و پایین ورق‌های پیوستگی در نظر گرفته شود.

۱۰-۱-۱۱-۲-۳ ورق‌های تقویت چشمه اتصال

در صورتی که برش مورد نیاز چشمه اتصال از تنش مجاز برشی چشمه اتصال بیشتر باشد، تعبیه ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) و یا یک جفت سخت‌کننده قطری دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف برش مورد نیاز و تنش مجاز برشی در محدوده چشمه اتصال ضروری است. همچنین ورق‌های مضاعف باید مقررات بند (۱۰ - ۱ - ۱۱ - ۴) را برآورده نمایند.

ورق‌های تقویت چشمه اتصال به منظور کاهش تنش برشی جان (یا جان‌های) ستون و علاوه بر آن در صورتی که با جوش انگشترانه کافی، به جان (جان‌های) ستون متصل شوند، برای جلوگیری از ناپایداری جان (یا جان‌های) ستون به کار گرفته می‌شوند. این ورق‌ها باید چسبیده به جان ستون و یا با فاصله از آن، به صورت متقارن نسبت به محور تقارن مقطع ستون - که موازی جهت اثر نیروی برشی می‌باشد - به کار روند.



شکل ۱۰-۱-۱۱-۳ نمایش سخت‌کننده‌های قطری و ورق مضاعف در چشمه اتصال.

۱۰-۱-۱۱-۲-۴ پایداری ورق‌های چشمه اتصال

ضخامت هریک از ورق‌های واقع در چشمه اتصال، شامل جان (یا جان‌های) ستون و ورق‌های تقویت چشمه اتصال، باید رابطه زیر را برآورده نماید:

$$t_z \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad (10-11-1-12)$$

که در آن:

t_z = ضخامت جان (یا هریک از جان‌های) ستون یا هریک از ورق‌های تقویت چشمه اتصال

d_z = عمق چشمه اتصال که فاصله خالص بین ورق‌های پیوستگی می‌باشد.

w_z = عرض چشمه اتصال که فاصله خالص بین بال‌های ستون می‌باشد.

در صورتی که ورق‌های تقویت چشمه اتصال، با جوش انگشتانه کافی به جان ستون متصل شده باشند، مجموع ضخامت جان ستون و ورق‌های تقویت چشمه اتصال به‌عنوان t_z منظور می‌گردد.

۱۰-۱-۱۱-۳ مقررات تکمیلی برای ورق‌های تقویتی جان (ورق مضاعف)

در مقابل نیروهای متمرکز

ورق‌های تقویتی جان (ورق مضاعف) که طبق بند (۱۰-۱-۱۱-۲-۲) مورد نیاز است، باید شرایط زیر را برآورده نمایند:

۱. ضخامت ورق مضاعف و ابعاد آن باید جبران کمبود تنش مجاز موجود را بنماید.
۲. ورق‌های مضاعف باید به‌بال‌های ستون و ورق‌های پیوستگی بالایی و پایینی متصل گردند و یا مطابق شکل ۱۰-۱-۱۱-۳ از ورق پیوستگی به‌اندازه ۱۰۰ میلی‌متر عبور کرده و به‌جان ستون جوش شوند. جوش‌های فوق برای سهم ورق مضاعف از برش چشمه اتصال طراحی می‌گردند.

۱۰-۱-۱۲ توجه به شرایط بهره‌برداری در طرح و محاسبه

این بخش به عواملی که از نظر شرایط بهره‌برداری در طرح و محاسبه مطرح است و در بخش‌های دیگر یاد نشده است، می‌پردازد. شرایط بهره‌برداری عبارت است از شرایطی که در آن سازه ساختمانی ضمن انجام نقش اصلی خود (مقاومت در مقابل نیروهای خارجی)، حفظ ظاهر، عوامل سرویس و نگهداری، دوام و پایداری و نیز راحتی استفاده‌کنندگان را تأمین می‌کند.

محدود کردن بازتاب سازه، برای تأمین شرایط بهره‌برداری (مانند محدودیت تغییرشکل حداکثر تیرها و جلوگیری از لرزش کف‌های زیر پا و نظایر آن) با توجه به نقشی که سازه به‌عهده دارد، باید به‌میزان مناسبی صورت گیرد.

۱۰-۱-۱۲ پیش‌خیز در تیرها

اگر برای بعضی از اعضای خمشی، پیش‌خیز بخصوصی لازم است تا در هنگام بارگذاری

به شکل مورد نظر و در ارتباط با اعضای دیگر در آید، باید این گونه محدودیت‌ها در مدارک طرح و محاسبه به روشنی مشخص شود.

در خرپاها با دهانه بیش از ۱۲ متر، لازم است به اندازه تغییر شکل بار مرده، پیش خیز داده شود.

در شاهتیرهای مربوط به جراثقال با دهانه بزرگتر از ۱۲ متر باید پیش خیزی در حدود تغییر شکل ناشی از بار مرده به اضافه $\frac{1}{4}$ بار زنده، پیش بینی شود.

تیرها و خرپاهایی که خیز معینی برای آنها قید نشده باشد، باید در کارخانه طوری ساخته شوند که به هر حال پس از نصب، تغییر شکل رو به بالا (خیز) داشته باشند.

۱۰-۱-۱۲-۲ انبساط و انقباض حرارتی

بررسی پیش بینی‌های لازم برای اثرات تغییرات دما، متناسب با شرایط بهره‌برداری باید به عمل آید. در محاسبات، ضریب انبساط و انقباض حرارتی فولاد برابر 12×10^{-6} به ازای هر درجه سانتی‌گراد در نظر گرفته می‌شود.

۱۰-۱-۱۲-۳ افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی

الف) افتادگی

تیرها و شاهتیرهایی که کفها و سقف‌های ساختمانی را تحمل می‌کنند باید با توجهی خاص به تغییر مکان آنها در اثر بارهای محاسباتی، طرح و محاسبه شوند.

تیرها و شاهتیرهایی که سقف‌های نازک کاری شده را تحمل می‌کنند، باید طوری محاسبه شوند که تغییر مکان حداکثر نظیر بار مرده و زنده از $\frac{1}{34}$ طول دهانه و تغییر مکان حداکثر نظیر بار زنده از $\frac{1}{36}$ طول دهانه بیشتر نشود.

ب) ارتعاش

تیرها و شاهتیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (راه رفتن اشخاص، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کفها، نسبت ارتفاع به دهانه $(\frac{d}{L})$ نباید از $\frac{1}{40}$ کمتر گردد. d ارتفاع کلی مقطع تیر (شامل ارتفاع بتن در تیرهای مختلط) و L طول مرکز به مرکز تکیه‌گاهی تیر است. همچنین لازم است فرکانس نوسانی تیرها محاسبه گردد که این فرکانس باید از ۵ هرتز بیشتر باشد*.

پ) انتقال و نوسان جانبی در سازه‌های فولادی

سازه فولادی باید سختی و صلبیت کافی داشته باشد و تغییرمکان جانبی آن در مقابل اثر باد یا زلزله محدودیت‌های آیین‌نامه‌های مربوطه را برآورده سازد.

۱۰-۱-۱۲-۴ حداقل ضخامت قطعات فولادی

به جز قطعاتی که در آنها پیش‌بینی‌های ویژه و مؤثری برای جلوگیری از خوردگی به عمل آمده باشد، محدودیت‌های زیر برای ابعاد قطعات فولادی باید رعایت شود:
الف) ضخامت اجزای اعضای سازه‌ای که در فضای خارج و در معرض عوامل جوی یا

* در این خصوص به مراجع راهنمای معتبر مراجعه شود. برای محاسبه فرکانس تیرهای دهانه ساده رابطه زیر پیشنهاد شده است:

$$f = 70 \sqrt{\frac{I}{P_d L^4}} \geq 5$$

که در آن:

I = ممان اینرسی تیر (cm^4)

P_d = بار مرده (kg/m)

L = طول دهانه (m)

اثرات خورنده دیگر قرار داشته باشند، از ۶ میلی‌متر کمتر نباشد. در محیط‌های خشک و عاری از هرگونه آثار خوردگی، این مقدار به ۵ میلی‌متر کاهش می‌یابد.

ب) اعضایی با مقطع لوله‌ای شکل و یا قوطی‌شکل که کاملاً آب‌بندی شده و بین داخلی و خارج آنها هیچ نشستی صورت نگیرد، حداقل ضخامت جدار ۴ میلی‌متر و در اعضای داخلی که نسبتاً از خوردگی محفوظ باشند، ۳ میلی‌متر می‌باشد.

پ) برای نیمرخ‌های سرد تا شده از ورق، باید به‌آیین‌نامه مربوطه مراجعه گردد.

۱۰-۲- طراحی ساختمان‌های فولادی به‌روش حالات حدی

۱۴۳	کلیات	۱- ۲- ۱۰
۱۵۱	کمانش موضعی	۲- ۲- ۱۰
۱۵۹	اعضای کششی	۳- ۲- ۱۰
۱۷۳	اعضای فشاری (ستون‌ها)	۴- ۲- ۱۰
۱۹۵	طراحی اعضا برای خمش	۵- ۲- ۱۰
۲۳۱	طراحی اعضا برای برش	۶- ۲- ۱۰
۲۴۳	طراحی اعضا برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی	۷- ۲- ۱۰
۲۵۷	طراحی اعضا برای پیچش و نیروی‌های ترکیبی همراه با پیچش	۸- ۲- ۱۰
۲۶۵	طراحی اعضای مختلط	۹- ۲- ۱۰
۲۸۷	اتصالات و وسایل اتصال	۱۰- ۲- ۱۰
۳۴۳	شرایط بهره‌برداری	۱۱- ۲- ۱۰

۱۰-۲-۱ کلیات

۱۰-۲-۱-۱ حدود کاربرد

طراحی سازه‌های فولادی براساس روش حالات حدی، به‌عنوان روش دیگر طراحی، به‌موازات «طراحی به‌روش تنش‌های مجاز» شناخته می‌شود. کاربرد این فصل در محدودهٔ ساختمان‌های با کاربری‌های مندرج در قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان و آیین‌نامهٔ اجرایی آن می‌باشد و شامل سازه‌های خاص از قبیل پل‌های جاده و راه‌آهن نیست. مقررات مندرج در این مقررات باید توأم با معلومات و قضاوت مهندسی به‌کار رود.

۱۰-۲-۱-۲ مبانی طراحی

۱۰-۲-۱-۲-۱ هدف طراحی

منظور از طرح سازه، تعیین پیکربندی، ابعاد و مشخصات قطعات آن به‌نحوی است که سه هدف تعیین‌شده در زیر تأمین شود:

الف) ایمنی

منظور از ایمنی این است که مجموعه سازه، شامل قطعات و اتصالات آن، طوری سازمان داده شوند که سازه از انسجام، پایداری و شکل پذیری برخوردار باشد و :

(۱) تحت اثر بارهای متعارف آسیب نبیند.

(۲) تحت اثر بارهای فوق العاده گسیخته نشود و فرو نریزد.*

ب) عملکرد مطلوب

منظور از عملکرد مطلوب این است که سازه در سطح بهره برداری پیش بینی شده ساختمان دچار مشکل نشود و به علاوه:

(۱) تحت اثر بارها و سربارهای متعارف در آن شکست و تغییر شکل بیش از حدی به وجود

نیاید به طوری که اجزای غیرسازه‌ای، نظیر نازک کاری و تیغه‌ها، دچار آسیب شوند.

(۲) در اثر لرزش، در استفاده کنندگان احساس ناامنی به وجود نیاید.

پ) دوام

منظور از دوام این است که مصالح سازه کیفیت خود را در تمام طول عمر پیش بینی شده با عملیات نگهداری متعارف حفظ کنند، به طوری که در اثر پیری و فرسودگی، ایمنی و قابلیت بهره برداری سازه بیش از حد تقلیل نیابد.

۱۰-۲-۱-۳ روش طراحی

۱۰-۲-۱-۳ روش طراحی در این فصل، طراحی در حالات حدی است. در این

روش سازه طوری طراحی می شود که با ایمنی مشخصی، تحت هیچ یک از شرایط نامساعد بارگذاری به هیچ یک از حالات ویژه که اصطلاحاً «حالات‌های حدی» نامیده می شوند، نرسد.

* بارهای فوق العاده شامل اثرات نیروی باد یا زلزله می باشند.

حالات‌های حدی حالاتی هستند که سازه یا قسمت‌هایی از آن تا رسیدن به آنها وظایف خود را به‌طور کامل انجام می‌دهند، ولی پس از رسیدن به هر یک از آنها قادر به انجام وظایف خود در آن حالت خاص نیستند.

حالات حدی به دو گروه حالات حدی نهایی (مقاومت) و حالات حدی بهره‌برداری مطابق جدول ۱۰-۲-۱، تقسیم می‌شوند.

جدول ۱۰-۲-۱-۱ حالات حدی

حالات حدی بهره‌برداری	حالات حدی نهایی (مقاومت)
۱ - تغییر شکل	۱ - حالات حدی مقاومت (مشمول بر تسلیم، گسیختگی، کمانش، تبدیل سازه به یک مکانیزم)
۲ - ارتعاش	۲ - ناپایداری در مقابل واژگونی و تغییر مکان جانبی به حدی که شکل هندسی و در نتیجه رفتار سازه را به کلی تغییر دهد.
۳ - خسارات قابل تعمیر به علت خستگی	۳ - گسیختگی به علت خستگی
۴ - خوردگی و دوام	۴ - تردشکنی

۱۰-۲-۱-۲-۳ در طراحی سازه‌ها علاوه بر بررسی حالات حدی، ملاحظات زیر نیز باید رعایت شوند:

الف) اجزای مختلف سازه و اتصالات آنها باید چنان سازمان‌دهی شوند که پایداری کلی و انسجام سازه تأمین شود. باید اطمینان حاصل شود که سازه در اثر آسیب موضعی اتفاقی، دچار گسیختگی کلی و یا گسیختگی زنجیره‌ای نخواهد شد.

ب) مقاومت سازه در مقابل آتش‌سوزی با پیش‌بینی تمهیدات خاص، باید تأمین شود. در این مورد رعایت مبحث سوم مقررات ملی ساختمان الزامی است.

پ) دوام سازه در مقابل عوامل خوردنده با پیش‌بینی تمهیدات مناسب تأمین شود.

ت) طراحی سازه باید جزئی از جریان طراحی، اجرا و نگهداری تلقی شود.

۱۰-۲-۱-۳-۳ در این فصل کنترل در حالات حدی، تنها برای « حالات حدی نهایی» و « حالات حدی بهره‌برداری » با منظور نمودن ضرایب جزئی اطمینان صورت می‌گیرد.

۱۰-۲-۱-۳-۴ طراحی در حالات حدی نهایی

در این حالت حدی، طراحی اعضای مختلف سازه چنان صورت می‌گیرد که مقاومت نهایی طرح یا حداکثر ظرفیت باربری عضو در هر مقطع، بزرگتر یا مساوی با تلاش‌های موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای ضریب‌دار وارد به سازه باشد:

$$\phi R_n \geq R_r \quad (10-2-1-4)$$

در رابطه فوق، R_n مقاومت نهایی اسمی عضو در مقطع مورد نظر و R_r تلاش‌های موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای ضریب‌دار است که مقاومت مورد نیاز نیز خوانده می‌شود. ϕ را ضریب تقلیل مقاومت و ϕR_n را مقاومت نهایی طرح نامند.

الف) مقاومت نهایی اسمی R_n

مقاومت نهایی اسمی R_n ، برای هر تلاش خاص، باید براساس مشخصات هندسی مقطع، رفتار مکانیکی عضو تحت آن نوع تلاش و با منظور کردن شرایط تعادل نیروها در مقطع و سازگاری تغییرشکل‌ها در تارهای مختلف آن تعیین شود.

در تعیین مقاومت نهایی طرح مقطع، ضرایب تقلیل مقاومت ϕ باید اثر داده شوند. مقدار ضریب تقلیل ϕ و مقاومت نهایی اسمی برای هر تلاش خاص در بخش‌های مربوطه و در قسمت ب، بعضی از مقادیر نمونه ϕ ارایه شده است.

ب) ضرایب تقلیل مقاومت ϕ

در این فصل، ضرایب تقلیل مقاومت ϕ به شرح زیر در نظر گرفته می شود:

$\phi_c = 0.9$	(برای فشار محوری)
$\phi_v = 0.90$ تا 1.0	(برای برش)
$\phi_b = 0.90$	(برای لنگر خمشی)
$\phi_t = 0.90$	(برای تسلیم عضو کششی)
$\phi_t = 0.75$	(برای گسیختگی عضو کششی)
$\phi = 0.75$	(برای مقاومت اتکایی)
$\phi_T = 0.9$	(برای لنگر پیچشی)

ب) تلاش‌های نهایی یا مقاومت مورد نیاز R_r

تلاش‌های نهایی یا مقاومت مورد نیاز R_r در مقاطع مختلف سازه، شامل لنگرهای خمشی، نیروهای محوری، نیروهای برشی و لنگرهای پیچشی باید براساس تحلیل سازه تحت اثر بارهای محاسباتی مبحث ششم و ترکیبات ضریبدار آنها تعیین شود. در این مورد باید نامساعدترین شرایط بارگذاری و ترکیبات آنها در نظر گرفته شود. نامساعدترین وضعیت ممکن است هنگامی رخ دهد که یک یا چند مورد از بارها مؤثر نباشند.

ت) ترکیب بارها

ترکیبات بارگذاری جدول ۱۰ - ۲ - ۱ - ۲ همراه با ضرایب بار مربوطه باید برای تعیین بحرانی‌ترین تلاش‌های نهایی مورد بررسی قرار گیرند.

جدول ۱۰-۲-۱ ترکیب‌های بارگذاری در ساختمان‌های متعارف در حالت حدی نهایی

ترکیب بار	شرایط	ردیف
$\frac{1}{4}D$ $\frac{1}{25}D + \frac{1}{5}L$	ترکیب بار مینا ^۱ (مرده + بهره‌برداری)	۱
$D + \frac{1}{2}L + \frac{1}{2}(E \text{ یا } W)$ $\frac{1}{85}D + \frac{1}{2}(E \text{ یا } W)$	ترکیب بار مرده، بهره‌برداری و زلزله یا باد	۲
$\frac{1}{25}(D + F) + \frac{1}{5}(L + H)$ $\frac{1}{85}D + \frac{1}{25}F + \frac{1}{5}H$	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و فشار خاک یا آب	۳
$D + \frac{1}{2}L + T$ $\frac{1}{25}D + \frac{1}{25}T$	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و آثار حرارتی، جمع‌شدگی، و نشست تکیه‌گاه‌ها	۴

۱. در شرایطی که اثر بار زنده در هریک از ترکیبات بارگذاری کاهش‌دهنده است، ضریب آن معادل صفر منظور می‌گردد.

در ترکیبات فوق:

$D =$ بار مرده

$L =$ بار بهره‌برداری شامل بار زنده طبقات و سربار حاکم بر بام (بار زنده بام، بار برف یا

بار باران)

$W =$ بار باد

$E =$ بار زلزله

$F =$ وزن و فشار ناشی از مایعات

$H =$ بار ناشی از وزن و فشار خاک و یا فشار توأم خاک و آب

$T =$ اثرات خودکرنشی ناشی از تغییرات دما، نشست پایه‌ها، وارفتگی و غیره

در ساختمان‌های صنعتی که سازه برای بار جراثقال سقفی طراحی می‌شود، ترکیبات

زیر علاوه بر آنچه در بالا گفته شده، باید بررسی گردد.

جدول ۱۰-۲-۳ ترکیب‌های بارگذاری تکمیلی برای ساختمان‌های صنعتی در حالت حدی نهایی

ترکیب بار	شرایط	ردیف
$\frac{1}{25}D + \frac{1}{5}A$	مرده + جراثقال	۱
$\frac{1}{25}D + \frac{1}{5}S + \frac{1}{5}A$	مرده + جراثقال + برف	۲
$D + \frac{1}{2}(W \text{ یا } E) + \frac{1}{2}\bar{A}$	مرده + زلزله	۳

علامه A و \bar{A} در این ترکیبات عبارتند از:
 A = کلیه بارهای ناشی از جراثقال شامل وزن پل‌ها، ارابه، باری که بلند می‌شود همراه با اثر ضربه در آنها.
 \bar{A} = بار ناشی از وزن جراثقال به‌تنهایی شامل وزن پل‌ها و ارابه به‌اضافه درصدی از بار زنده با توجه به‌میزان بهره‌برداری جراثقال.

ت) کنترل برای حالت حدی بهره‌برداری

هر سازه و هر کدام از اعضا، اتصالات و وسایل اتصالات، باید به‌لحاظ حالت حدی بهره‌برداری مورد کنترل قرار گیرند. ضوابط طراحی مربوط به‌حالت حدی بهره‌برداری در بندهای مربوطه ارایه شده است. در حالت حدی بهره‌برداری ضرایب بار مساوی واحد فرض می‌شوند.
 (بخش ۱۰-۲-۱۱)

۱۰-۲-۱-۴ تحلیل سازه

در این فصل، روش‌های تحلیل زیر مجاز می‌باشد:

الف) تحلیل خطی

در این روش تحلیل، کلیه تلاش‌ها در مقاطع مختلف سازه با فرض خطی بودن رفتار مصالح و کوچک بودن تغییرشکل‌های ایجاد شده و براساس تئوری الاستیسیته تعیین می‌شوند.

ب) تحلیل خطی با بازتوزیع محدود

در این روش، فرض‌های منظور شده عیناً مانند روش تحلیل خطی است. علاوه بر آنها، اجازه داده می‌شود تلاش‌های موجود در مقاطع مختلف با توجه به‌مشخصات مکانیکی آنها به‌مقدار محدودی کاهش یا افزایش داده شود. آثار ناشی از تغییرات این تلاش‌ها باید در سایر مقاطع نیز در نظر گرفته شوند.

در قاب‌های خمشی و تیرهای یکسره، می‌توان بازپخش لنگر خمشی را طبق دستورالعمل زیر انجام داد:

تیرها با مقطع فشرده و یکسره و یا با اتصال صلب به ستون، می‌توانند برای $0/9$ لنگر منفی حداکثر تکیه‌گاهی حاصل از بارهای مرده و زنده طراحی گردند، به شرطی که برای چنین اعضایی حداکثر لنگر مثبت به میزان $0/10$ نصف مجموع قدر مطلق دو لنگر منفی تکیه‌گاهی افزایش داده شود. این تقلیل نباید در مورد لنگرهای حاصل از بارگذاری روی تیرهای طره، اعمال گردد. در صورتی که لنگرهای منفی مذکور به وسیله ستونی که به شکل صلب به تیر و یا شاهتیر قاب شده است تحمل گردد، این تقلیل $0/10$ را می‌توان در طراحی ستون مذکور در مقابل اثر ترکیب بار محوری و لنگر خمشی نیز منظور کرد، به شرطی که نیروی محوری ضریب‌دار همزمان، از $0/15P_n$ تجاوز ننماید. P_n ظرفیت محوری اسمی عضو می‌باشد.

پ) تحلیل غیرخطی

در این روش تحلیل، کلیه تلاش‌ها با توجه به رفتار غیرخطی مصالح، یا با توجه به اثر تغییرشکل‌های زیاد در سازه که به « رفتار غیرخطی هندسی » معروف است و یا با توجه به هر دوی این رفتارها تعیین می‌شوند.

ت) تحلیل حدی (تحلیل پلاستیک)

در این روش تحلیل، کلیه تلاش‌ها با فرض رفتار صلب - خمیری قطعات و با استفاده از تئوری پلاستیسیته با بررسی مکانیزم خرابی تعیین می‌شوند.

۱۰-۲-۲ کمانش موضعی

۱۰-۲-۲-۱ طبقه‌بندی مقاطع فولادی

مقاطع فولادی به سه نوع زیر تقسیم می‌شوند:

- مقاطع فشرده
- مقاطع غیرفشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

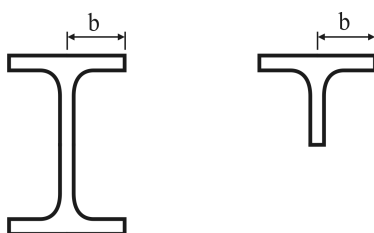
برای اینکه یک مقطع فشرده محسوب شود باید بال‌ها در تمام طول خود به‌طور سرتاسری و پیوسته به‌جان یا جان‌ها متصل باشند و نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری مقطع برحسب مورد نباید از نسبت عرض به ضخامت λ_p مشخص شده در جدول ۱۰-۲-۲ تجاوز نماید.

اگر نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جزء فشاری نیم‌رخ از λ_p بزرگتر بوده ولی از λ_r تجاوز ننماید، در این صورت مقطع غیرفشرده محسوب می‌گردد. چنانچه نسبت پهنا به ضخامت از λ_r مشخص شده در جدول ۱۰-۲-۲ تجاوز نماید در این صورت مقطع به‌عنوان مقطعی با اجزای لاغر به حساب می‌آید.

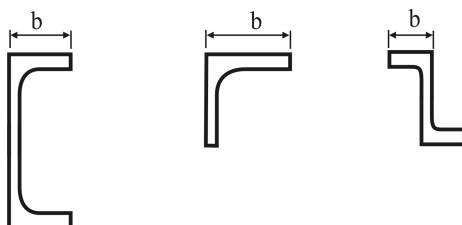
۱۰-۲-۲-۲ پهنای آزاد اجزای با یک لبه متکی

پهنای آزاد اجزایی که فقط در یک لبه در امتدادی به موازات نیروی فشاری نگهداری شده‌اند به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

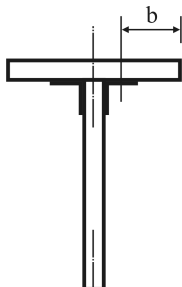
۱. برای بال‌های نیمرخ‌های I و نیمرخ سپری (T) ، b برابر نصف عرض بال.



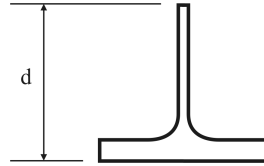
۲. برای بال‌های نیمرخ نبشی (L) ، نیمرخ ناودانی (U) و نیمرخ دونبشی (Z) ، b برابر تمام عرض موجود.



۳. برای تیروورق‌ها، عرض b عبارت است از فاصله لبه آزاد تا اولین ردیف وسایل اتصال یا خط جوش.



۴. برای تیغه (جان) نیمرخ سپری (T)، پهناي d برابر ارتفاع کلی مقطع.



توضیح: در مورد بال مقاطع نوردشده که ضخامت آنها متغیر است، ضخامت در محلی که فاصله آن از لبه آزاد و جان نیمرخ به یک اندازه است در نظر گرفته شود.

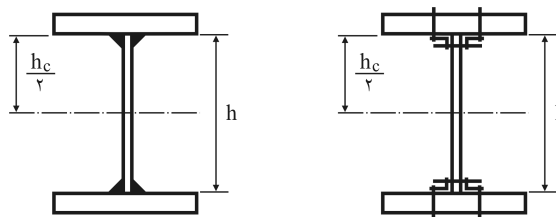
۱۰-۲-۳ پهناي آزاد اجزای با دو لبه متکی

پهناي آزاد اجزایی که در هر دو لبه در امتدادی موازی با نیروی فشاری نگهداری شده‌اند، به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

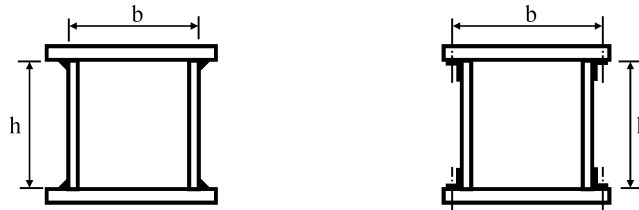
الف) برای جان مقطع نوردشده یا تاشده، h فاصله بین آغاز گردی ریشه اتصال جان به بال می‌باشد و h_c دو برابر فاصله محور خنثی تا آغاز گردی ریشه اتصال جان به بال فشاری است.



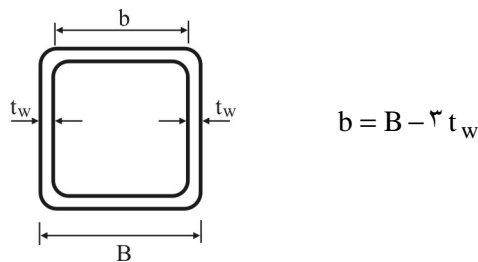
ب) برای جان مقاطع ساخته شده از ورق، h برابر فاصله بین نزدیکترین دو خط ادوات اتصال و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، h برابر فاصله خالص بین دو بال است و h_c دو برابر فاصله آزاد بین محور خنثی و بال فشاری است.



پ) برای مقاطع جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق و ورق‌های تقویتی، پهنا b برابر فاصله دو خط ادوات اتصال یا دو خط جوش است.



ت) برای بال مقاطع جعبه‌ای مربع یا مستطیل با ضخامت ثابت، پهنا b برابر فاصله آزاد بین آغاز گردی ریشه اتصال بال به جان است. اگر شعاع گردی مشخص نباشد، عرض b را می‌توان فاصله وجوه خارجی جان‌ها، منهای سه برابر ضخامت جان در نظر گرفت.



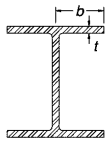
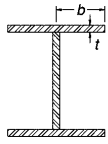
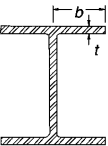
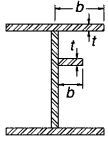
۱۰-۲-۲-۴ مقطع برای تحلیل حدی (خمیری)

تحلیل خمیری در صورتی مجاز است که بال فشاری در محدوده مفصل پلاستیک، جان‌ها در تمام طول تیر، دارای نسبت پهنا به ضخامت کوچکتر یا مساوی λ_p مشخص شده در جدول ۱۰-۲-۲-۱ باشند.

۱۰-۲-۲-۵ مقاطع با اجزای لاغر فشاری

از به کار بردن مقاطع با اجزای لاغر (طبق تعریف بند ۱۰-۲-۲-۱) در اعضایی که تحت اثر تنش‌های فشاری قرار می‌گیرند، باید خودداری شود، مگر برای جان تیرورق‌ها که در این صورت مقررات فصل ۱۰-۲-۵ تعیین‌کننده خواهد بود.

جدول ۱۰-۲-۲-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری

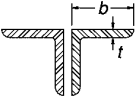
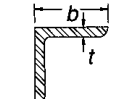
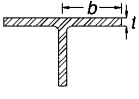
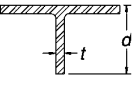
مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	ن:
	مقاطع غیرفشرده λ_r	مقاطع فشرده λ_p			
	$0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های تیر نوردشده I و ناودانی تحت اثر خمش	۱
	$0.76 \sqrt{k_c \frac{E}{F_L}}^{[a],[b]}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های تیرهای ساخته‌شده از ورق با مقطع I تحت اثر خمش با یک یا دو محور تقارن	۲
	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$\frac{b}{t}$	بال‌های تیر نورد شده I، بال‌های ناودانی، بال‌های برجسته جفت نبشی در تماس سرتاسری با یکدیگر و بال‌های نیمرخ سپری تحت اثر فشار یکنواخت	۳
	$0.64 \sqrt{k_c \frac{E}{F_y}}^{[a]}$	کاربرد ندارد	$\frac{b}{t}$	بال‌های تیرهای ساخته شده از ورق به شکل I، تسمه - های برجسته متصل به تیروورق‌ها، بال‌های برجسته نبشی‌های متصل به تیروورق تحت اثر فشار یکنواخت	۴

اجزا با یک لبه منتهی

E = ضریب الاستیسیته فولاد

F_y = تنش تسلیم فولاد

جدول ۱۰-۲-۲-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری (ادامه)

مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	د
	مقاطع غیرفشرده λ_T	مقاطع فشرده λ_p			
	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$\frac{b}{t}$	بال‌های تک نبشی، بال‌های جفت نبشی با فاصله ولقمه‌های بین آنها و سایر اجزا با یک لبه متکی تحت اثر فشار یکنواخت	۵
	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های تک نبشی تحت اثر خمش	۶
	$0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های سپری تحت اثر خمش	۷
	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$\frac{d}{t}$	جان نیمرخ سپری تحت اثر فشار یکنواخت	۸

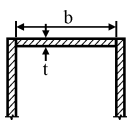
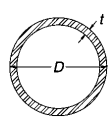
اجزا با یک لبه متکی

جدول ۱۰-۲-۲-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری (ادامه)

مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	شماره
	مقاطع غیرفشرده λ_r	مقاطع فشرده λ_p			
	$5/\sqrt{E/F_y}$	$3/\sqrt{E/F_y}$	$\frac{h}{t_w}$	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی تحت اثر خمش	۹
	$1/49 \sqrt{E/F_y}$	کاربرد ندارد	$\frac{h}{t_w}$	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن تحت اثر فشار یکنواخت	۱۰
	$5/\sqrt{E/F_y}$	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ [c] $\left(\frac{0.54 M_p}{M_y} - 0.9 \right)^2$	$\frac{h_c}{t_w}$	جان مقاطع I شکل با یک محور تقارن تحت اثر خمش	۱۱
	$1/40 \sqrt{E/F_y}$	$1/12 \sqrt{E/F_y}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های مقطع قوطی شکل (مربع یا مستطیل)، ورق‌های تقویتی سوراخدار با ضخامت یکنواخت، ورق‌های تقویتی روی بال تیر و ورق‌های دیافراگم در حد فاصل خطوط جوش یا پیچ تحت اثر فشار یکنواخت	۱۲
	$5/\sqrt{E/F_y}$	$2/42 \sqrt{E/F_y}$	$\frac{h}{t}$	جان مقاطع قوطی شکل تحت اثر خمش	۱۳

اجزا با دو لبه منکی

جدول ۱۰-۲-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری (ادامه)

مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	کلاس	اجزا با دو لبه متکی
	مقاطع غیرفشرده λ_r	مقاطع فشرده λ_p				
	$1/49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$\frac{b}{t}$	کلیه اجزا با دو لبه متکی غیر از حالت‌های ۹ تا ۱۳ تحت اثر فشار یکنواخت	۱۴	
	$0.11 \frac{E}{F_y}$	کاربرد ندارد	D/t	تحت اثر فشار یکنواخت	۱۵	مقاطع دایره‌ای توخالی (لوله‌ای شکل)
	$0.31 \frac{E}{F_y}$	$0.07 \frac{E}{F_y}$	D/t	تحت اثر خمش		
<p>[a] $0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76$</p> <p>[b] برای خمش حول محور ضعیف، خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل با جان لاغر و خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل با جان فشرده و غیرفشرده با $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7$ مقدار F_L برابر است با:</p> $F_L = 0.7 F_y$ <p>برای خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل با جان فشرده و غیرفشرده با $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$ مقدار F_L برابر است با:</p> $F_L = \frac{S_{xt}}{S_{xc}} F_y \geq 0.5 F_y$ <p>که در آن:</p> <p>S_{xt} = اساس مقطع الاستیک اجزا نسبت به بال کششی</p> <p>S_{xc} = اساس مقطع الاستیک اجزا نسبت به بال فشاری</p> <p>[c] h_c = دو برابر فاصله تار خنثای الاستیک تا محل اتصال جان به بال فشاری</p> <p>h_p = دو برابر فاصله تار خنثای پلاستیک تا محل اتصال جان به بال فشاری</p>						

۱۰-۲-۳ اعضای کششی

این بخش به‌اعضای تحت اثر نیروی محوری کششی که در امتداد محور مرکزی عضو بارگذاری شده‌اند، می‌پردازد.

محاسبه‌ی اعضای که تحت اثر پدیده‌ی خستگی و یا تمرکز تنش به‌علت تغییر ناگهانی مقطع باشند، باید با توجه به‌این پدیده انجام شود.

برای اعضای که تحت اثر مشترک کشش و خمش قرار گیرند، به‌فصل ۱۰-۲-۷ و برای میله‌های دندان‌شده به‌فصل ۱۰-۲-۱۰ و برای اتصال اعضای کششی به‌فصل ۱۰-۲-۱۰ مراجعه نمایید.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۳-۱ محدودیت‌های لاغری
- ۱۰-۲-۳-۲ مقاطع محاسباتی در اعضای کششی
- ۱۰-۲-۳-۳ مقاومت کششی طرح
- ۱۰-۲-۳-۴ اعضای کششی مرکب
- ۱۰-۲-۳-۵ اعضای کششی با اتصالات لولایی

۱۰-۲-۳-۱ محدودیت‌های لاغری

ضریب لاغری حداکثر اعضای کششی $\left(\frac{L}{r}\right)$ نباید از ۳۰۰ تجاوز کند. در میله‌مهارهای کششی که دارای پیش‌تنیدگی اولیه به مقدار کافی باشند، رعایت محدودیت‌های لاغری لازم نیست، لیکن نسبت طول به قطر این اعضا نباید از ۳۰۰ تجاوز نماید.

۱۰-۲-۳-۲ مقاطع محاسباتی در اعضای کششی

الف) سطح مقطع کلی عضو کششی

سطح مقطع کلی عضو (A_g) برابر با مجموع سطح مقطع‌های اجزای آن و سطح مقطع هر جزء، برابر با حاصل ضرب پهنای کلی در ضخامت آن می‌باشد. برای نیمرخ نبشی پهنای کلی عبارت است از مجموع پهنای دو بال منهای ضخامت بال.

ب) سطح مقطع خالص عضو کششی

سطح مقطع خالص عضو (A_n) برابر با مجموع حاصل ضرب‌های پهنای خالص اجزا در ضخامت مربوط می‌باشد. پهنای خالص عبارت است از پهنای کلی منهای قطر سوراخ‌های عضو که به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱. در صورت استفاده از دستگاه پانچ، قطر سوراخ پیچ و پرچ به مقدار ۲ میلی‌متر بزرگتر از قطر سوراخ به حساب می‌آید.*

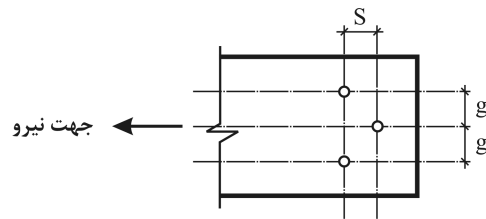
۲. اگر سوراخ‌های متعدد به شکل زنجیره (به صورت قطری یا زیگزاگ) در مسیر مقطع بحرانی احتمالی قرار داشته باشند، برای محاسبه پهنای خالص باید از پهنای کلی مورد بررسی، مجموع قطر سوراخ‌های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام مورب در

* قطر سوراخ در فصل ۱۰-۲-۱۰ (اتصالات) تعریف شده است.

زنجیره، یک مرتبه جمله $\frac{S^2}{4g}$ را اضافه کرد، (شکل ۱۰-۲-۳-۱).
 که در آن:

S = فاصله مرکز به مرکز سوراخ‌ها در امتداد طولی (گام طولی)

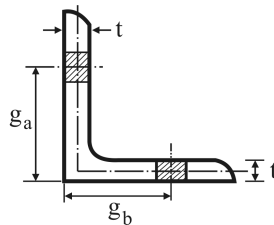
g = فاصله مرکز به مرکز ردیف‌های طولی (گام عرضی)



شکل ۱۰-۳-۲-۱ سوراخ‌های موجود در یک عضو کششی.

در مقطع نبشی گام عرضی برای سوراخ‌های واقع در روی دو بال متعامد، عبارت خواهد

بود از جمع فواصل سوراخ‌ها تا پشت نبشی منهای ضخامت آن.



$$g = g_a + g_b - t$$

شکل ۱۰-۳-۲-۲ سوراخ‌های واقع در روی دو بال متعامد مقطع نبشی.

مقطع خالص بحرانی، مقطعی است که سوراخ‌های مسیر زنجیره مربوط، حداکثر تنش

کششی را به دست می‌دهد.

در مقطعی که یک جوش انگشترانه یا کام را قطع می‌نماید، ضخامت فلز جوش را نباید در محاسبه سطح مقطع خالص منظور نمود.

پ) سطح مقطع مؤثر عضو کششی

سطح مقطع مؤثر برای اعضای کششی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

۱. در صورتی که بار به صورت مستقیم، توسط وسایل اتصال، به هر یک از اجزای تشکیل دهنده مقطع منتقل شود، سطح مقطع مؤثر (A_e) برابر سطح مقطع خالص (A_n) در اتصال پیچی و (A_g) در اتصال جوشی در نظر گرفته می‌شود.

۲. اگر بار توسط پیچ به قسمتی از اجزای تشکیل دهنده مقطع (و نه تمام آن) منتقل شود، سطح مقطع مؤثر از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$A_e = U \cdot A_n \quad (10 - 2 - 3 - 1)$$

که در آن:

$$A_n = \text{سطح مقطع خالص عضو}$$

$$U = \text{ضریب تأخیر برش مطابق جدول 10 - 2 - 3 - 1}$$

۳. اگر بار توسط اتصال جوشی به قسمتی از اجزای تشکیل دهنده مقطع (و نه تمام آن) منتقل شود، سطح مقطع مؤثر از رابطه زیر به دست می‌آید:

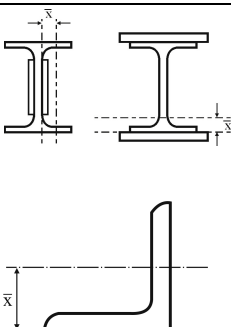
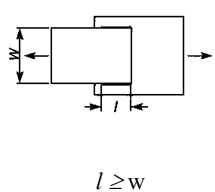
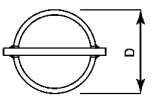
$$A_e = U \cdot A_g \quad (10 - 2 - 3 - 2)$$

که در آن:

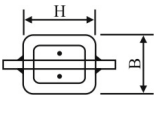
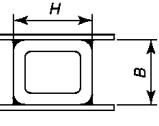
$$A_g = \text{سطح مقطع کلی عضو}$$

$$U = \text{ضریب تأخیر برش مطابق جدول 10 - 2 - 3 - 1}$$

جدول ۱۰-۲-۳ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اجزای کششی

مثال	ضریب تأخیر برش، U	شرح	حالت
-	$U=1/0$	کلیه اعضای کششی که در آنها بار به وسیله پیچ، پرچ و یا جوش مستقیماً به کلیه اجزای مقطع منتقل گردد (به غیر از حالت های ۳، ۴، ۵ و ۶)	۱
 <p>عضو I شکل مانند دوتا سپری عمل می کند</p>	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	کلیه اعضای کششی (به غیر از تسمه ها و مقاطع قوطی و لوله ای) که در آنها بار به وسیله پیچ، پرچ و یا جوش توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	۲
-	$U=1/0$ در این حالت A_n برابر سطح مقطع جزیبی از عضو که به طور مستقیم اتصال یافته می باشد	کلیه اعضای کششی که در آنها بار فقط به وسیله جوش عرضی و توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	۳
 <p>$l \geq w$</p>	$w \leq l < 1/5w \dots U=0/75$ $1/5 w \leq l < 2w \dots U=0/87$ $l \geq 2w \dots U=1/0$	تسمه های کششی که با جوش های طولی در دو لبه موازی (در انتهای قطعه) متصل اند. در این حالت طول جوش ها نباید از فاصله عمودی بین آنها (پهنای تسمه) کمتر باشد مگر از جوش انگشتانه و کام در حدفاصل دو لبه استفاده شده باشد)	۴
	$D \leq l < 1/3D \dots U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $l \geq 1/3D \dots U=1/0$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	در مقاطع لوله ای با یک ورق اتصال هم محور، که در آن طول جوش ها نباید از قطر لوله کمتر باشد.	۵

جدول ۱۰-۲-۳-۱ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اجزای کششی (ادامه)

مثال	ضریب تأخیر برش، U	شرح	حالت
	$l \geq H$ $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	چنانچه اتصال تنها به کمک یک ورق هم‌محور صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد	در مقاطع قوطی شکل
	$l \geq H$ $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	چنانچه اتصال به کمک دو ورق اتصال و در دو وجه صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد.	
-	$b_f \geq \frac{2}{3}d$ $U = 0/9$ $b_f < \frac{2}{3}d$ $U = 0/85$	در اتصالات جوشی، پیچی یا پرچی در صورتی که اتصال از طریق بال‌ها برقرار شده و حداقل سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	۷ در نیمرخ‌های I نورد شده و سپری T بریده شده از آنها و همچنین نیمرخ‌های دیگری نظیر بال‌پهن، استفاده از مقادیر بزرگتر از حالت ۲ جدول مجاز می‌باشد
-	$U = 0/7$	در اتصالات جوشی، پیچی یا پرچی در صورتی که اتصال از طریق جان برقرار شده و حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	
-	$U = 0/8$	چنانچه حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	۸ در نیمرخ‌های تک‌نبشی در صورتی که توسط یک بال متصل شده باشند
-	$U = 0/6$	چنانچه دو یا سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	
<p>در این جدول:</p> <p>l = طول اتصال مساوی فاصله اولین و آخرین پیچ در اتصال پیچی و طول جوش در اتصال جوشی</p> <p>w = پهنای ورق</p> <p>\bar{x} = برون‌محوری اتصال مطابق شکل‌های ارایه شده</p> <p>B = پهنای کلی مقاطع قوطی شکل (عمود بر صفحه اتصال)</p> <p>H = ارتفاع کلی مقاطع قوطی شکل (در صفحه اتصال)</p>			

۳-۳-۲-۱۰ مقاومت کششی طرح

مقاومت طرح اعضای کششی مساوی $\phi_t P_n$ می‌باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالات حدی تسلیم روی مقطع کل و گسیختگی روی مقطع خالص منظور شود.

الف) برای تسلیم کششی روی مقطع کل

$$\phi_t = 0.9$$

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad (3-3-2-10)$$

ب) برای گسیختگی کششی روی مقطع خالص

$$\phi_t = 0.75$$

$$P_n = F_u \cdot A_e \quad (4-3-2-10)$$

در روابط فوق:

$$A_g = \text{سطح مقطع کل}$$

$$A_e = \text{سطح مقطع خالص مؤثر}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد}$$

$$F_u = \text{تنش نهایی کششی فولاد}$$

$$P_n = \text{مقاومت کششی اسمی}$$

- مقاومت برشی قالبی در اتصال انتهای اعضای کششی باید مطابق بند ۱۰-۲-۱۰-۴-۴ بررسی شود.

- قطعات کششی با اتصالات لولایی باید محدودیت‌های بند ۱۰-۲-۳-۵ را برآورده کنند.

۱۰- ۲- ۳- ۴ اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

در اعضای که اجزای آن به‌طور سرتاسری در تماس با یکدیگر می‌باشند، فاصله وسایل اتصال بین یک نیمرخ و ورق یا بین دو ورق نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

الف) در قطعات رنگ‌شده و قطعاتی که رنگ نمی‌شوند ولی احتمال زنگ‌زدگی و خوردگی ندارند، ۲۴ برابر ضخامت نازک‌ترین ورق یا ۳۰۰ میلی‌متر.

ب) در قطعات رنگ‌نشده که تحت اثر زنگ‌زدگی و خوردگی (حاصل از عوامل جوی) قرار گیرند، ۱۴ برابر ضخامت نازک‌ترین ورق یا ۲۰۰ میلی‌متر.

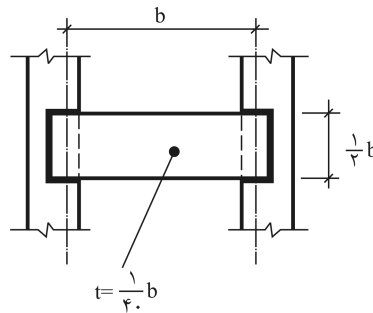
در اعضای کششی که از دو (یا تعداد بیشتری) نیمرخ و یا ورق تشکیل می‌شوند و بین آنها به‌فواصلی قطعات لقمه قرار گرفته و در این نقاط به‌یکدیگر متصل می‌شوند، فاصله لقمه‌ها و اتصالات باید طوری اختیار شود که ضریب لاغری هریک از اجزای تشکیل‌دهنده در فاصله آزاد از ۳۰۰ تجاوز نکند.

در اعضای کششی که از دو (یا تعداد بیشتری) مقطع در تماس با یکدیگر تشکیل می‌شوند، فاصله طولی وسایل اتصال اجزا باید ترجیحاً به‌میزانی باشد که ضریب لاغری هر عنصر بین وسایل اتصال از ۳۰۰ تجاوز ننماید. علاوه بر آن فاصله محور به‌محور وسایل اتصال و یا فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع نباید از ۶۰۰ میلی‌متر بیشتر شود.

در اعضای کششی مرکب، به‌کار بردن بست‌های موازی در وجوه باز نیمرخ مرکب مجاز است. پهنای بست‌های موازی در امتداد طول عضو باید حداقل $\frac{1}{4}$ فاصله بین مراکز هندسی

دو نیمرخ باشد. ضخامت این بست‌ها نباید از $\frac{1}{4}$ فواصل یاد شده کمتر شود. فاصله محور به‌محور پیچ‌ها یا پرچ‌ها و فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع در امتداد طولی، در اتصال بست‌ها نباید از ۱۵۰ میلی‌متر تجاوز کند. فاصله بست‌های موازی از یکدیگر باید به‌اندازه‌ای باشد که ضریب لاغری هریک از اجزای کششی متصل شده بین این بست‌ها، از ۳۰۰ بیشتر نشود.

در اعضای کششی مرکب با بست‌های موازی و یا مورب، دو انتهای عضو باید به کمک ورق‌هایی که طول آنها در امتداد عضو کمتر از فاصله مرکز به مرکز عناصر و یا طول اتصال نیست، به یکدیگر اتصال یابند.



شکل ۳-۳-۲-۱۰ هندسه قیدهای موازی.

۵-۳-۲-۱۰ اعضای کششی با اتصالات لولایی

۱-۵-۳-۲-۱۰ مقاومت کششی

مقاومت کششی طرح، در اعضای با اتصالات لولایی مساوی $\phi_t P_n$ می‌باشد که کوچکترین مقدار حالات حدی زیر در نظر گرفته می‌شود.

الف) گسیختگی کششی در سطح مقطع مؤثر خالص:

$$\phi_t = 0.75$$

$$P_n = 2F_u t_p b_{\text{eff}} \quad (5-3-2-10)$$

ب) گسیختگی برشی در سطح مقطع مؤثر:

$$\phi_{sf} = 0.75$$

$$P_n = 0.6F_u A_{sf} \quad (6-3-2-10)$$

پ) مقاومت اتکایی در سطح تصویرشده قلم لولا (بین): برای کنترل مقاومت اتکایی به بند ۶-۱۰-۲-۱۰ مراجعه شود.

ت) تسلیم در سطح مقطع کلی:

$$\phi_t = 0.9$$

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

$$(7 - 3 - 2 - 10)$$

در روابط فوق (با توجه به شکل‌های ۱۰ - ۲ - ۳ - ۴ و ۱۰ - ۲ - ۳ - ۵):

$$A_g = \text{سطح مقطع کل}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد}$$

$$F_u = \text{تنش نهایی کششی فولاد}$$

$$P_n = \text{مقاومت کششی اسمی}$$

$$a = \text{کوتاه‌ترین فاصله بین لبه سوراخ تا لبه عضو در امتداد تأثیر نیرو}$$

$$d_p = \text{قطر پین (قلم لولا)}$$

$$t_p = \text{ضخامت ورق در ناحیه سوراخ}$$

$$b_{eff} = \text{مطابق رابطه زیر، که نباید بزرگتر از فاصله واقعی لبه سوراخ تا لبه قطعه در}$$

امتداد عمود بر راستای نیرو باشد

$$b_{eff} = 2t_p + 16\text{mm} \leq b \quad (8 - 3 - 2 - 10)$$

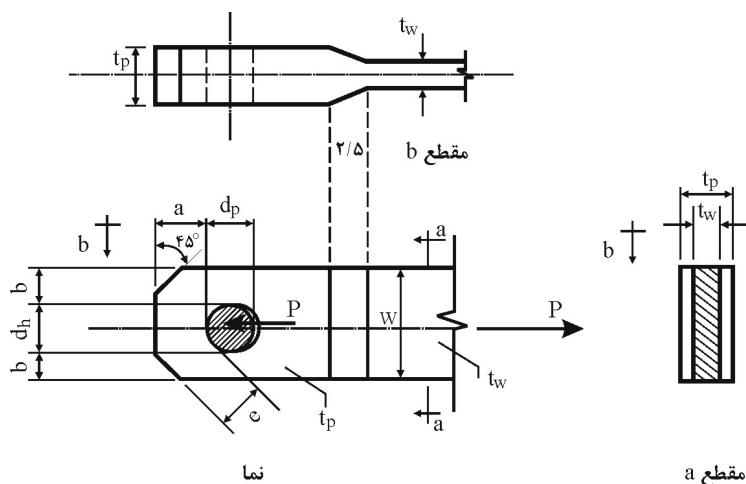
$$A_{sf} = \text{سطح مقطع مؤثر در مسیر گسیختگی طبق رابطه زیر:}$$

$$A_{sf} = 2t_p \left(a + \frac{d_p}{4} \right) \quad (9 - 3 - 2 - 10)$$

$$b = \text{فاصله بین لبه سوراخ تا لبه عضو در امتداد عمود بر نیرو}$$

۱۰-۲-۳-۵-۲ محدودیت‌های ابعادی تسمه‌های لولاشده

- در اعضای که دارای اتصال لولایی هستند، مرکز سوراخ باید در وسط پهنای عضو قرار داشته باشد. قطر سوراخ نباید بیش از دو میلی‌متر از قطر قلم بزرگتر باشد.
- پهنای تسمه در محدوده سوراخ نباید از $(2b_{eff} + d_p)$ کمتر باشد.
- کوتاه‌ترین فاصله بین لبه سوراخ تا لبه عضو در امتداد تأثیر نیرو در محدوده لهیدگی انتهایی پین، a ، نباید کوچکتر از $\frac{4}{3}b_{eff}$ باشد.
- گوشه‌های بعد از محور سوراخ را می‌توان تحت زاویه ۴۵ درجه نسبت به محور طولی عضو، پخ زد. مشروط بر آنکه مقطع باقیمانده بعد از سوراخ در امتداد عمود بر خط بریده‌شده، کمتر از سطح مقطع عمود بر امتداد نیروی وارده نباشد.
- کلیه محدودیت‌های هندسی در شکل ۱۰-۲-۳-۴ به‌نمایش درآمده است.

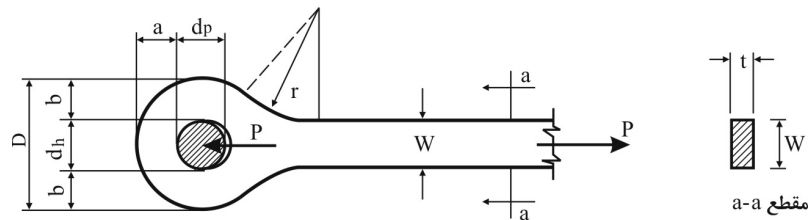


- (۱) $a \geq \frac{4}{3}b_{eff}$
- (۲) $w \geq 2b_{eff} + d_p$
- (۳) $e \geq a$
- (۴) $b_{eff} = 2t_p + 16 \text{ mm} \leq b$
- (۵) $d_h = d_p + 2 \text{ mm}$
- (۶) $A_g = wt_w$

شکل ۱۰-۲-۳-۴ محدودیت‌های ابعادی تسمه‌های لولاشده.

۱۰- ۲- ۳- ۵- ۳ محدودیت‌های ابعادی تسمه سرپهن

- ضخامت تسمه‌های سرپهن باید ثابت باشد و در ناحیه سوراخ نباید افزایش یابد و کاملاً صفحه‌ای باشد. همچنین سرپهن این تسمه‌ها باید دایره‌ای و هم‌مرکز با سوراخ پین باشد.
- شعاع قسمت ماهیچه‌ای شکل که در لبه اتصال قسمت پهن به تسمه وجود دارد، نباید از قطر سر دایره‌ای شکل کمتر باشد.
- قطر پین نباید از $\frac{7}{8}$ پهناى تسمه کمتر باشد.
- قطر سوراخ نباید بیش از ۲ میلی‌متر بزرگتر از قطر پین باشد.
- برای فولادهای پرمقاومت (با تنش تسلیم بیش از ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع یا [۴۰۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع])، قطر سوراخ نباید از ۵ برابر ضخامت تسمه تجاوز کند و پهناى تسمه باید متناسباً کاهش داده شود.
- در محاسبات، پهناى تسمه نباید بیشتر از ۸ برابر ضخامت آن در نظر گرفته شود. ضخامت تسمه را نباید کمتر از ۱۲ میلی‌متر در نظر گرفت، مگر حالتی که قلم اتصال دارای مهره باشد که با سفت کردن آنها قطعات جمع و فشرده شوند. فاصله بین لبه سوراخ تا لبه تسمه در امتداد عمود بر نیروی وارده نباید کمتر از $\frac{2}{3}$ و بیشتر از $\frac{3}{4}$ پهناى تسمه در نظر گرفته شود. (حد بالای b فقط برای منظور طراحی می‌باشد).
- کلیه محدودیت‌های هندسی در شکل ۱۰ - ۲ - ۳ - ۵ به‌نمایش درآمده است.



(۱) ضخامت در طول تسمه یکنواخت باشد
و تسمه در ناحیه سوراخ تقویت نشود

- (۲) $t \geq 1.5 \text{ mm}$
- (۳) $w \leq 4t$
- (۴) $d_p \geq \frac{1}{4} w$
- (۵) $d_h \leq d_p + 1.5 \text{ mm}$
- (۶) $r \geq D$
- (۷) $a = b$
- (۸) $\frac{1}{4} w \leq b \leq \frac{3}{4} w$
- (۹) $A_g = wt$

شکل ۱۰-۲-۳-۵ محدودیت‌های ابعادی تسمه‌های سرپهن.

۱۰-۲-۴ اعضای فشاری (ستون‌ها)

این بخش به قطعات منشوری با مقطع فشرده و غیرفشرده (طبق تعریف بند ۱۰-۲-۲-۱) تحت اثر فشار محوری در امتداد محور مرکزی عضو می‌پردازد. برای اعضای که تحت اثر مشترک فشار محوری و لنگر خمشی قرار می‌گیرند به بخش ۱۰-۲-۷ مراجعه شود. اعضای فشاری می‌توانند از نیمرخ تک، نیمرخ‌های مرکب، و نیمرخ‌های ساخته شده از ورق و یا ترکیبی از ورق و نیمرخ باشند.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارایه می‌گردد:

پایداری	۱۰-۲-۴-۱
مقاومت فشاری طرح	۱۰-۲-۴-۲
مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری با مقطع نبشی تک	۱۰-۲-۴-۳
اعضای فشاری مرکب و ساخته شده از ورق	۱۰-۲-۴-۴

۱۰-۲-۴-۱ پایداری

پایداری کلی دستگاه سازه و هریک از اعضای فشاری تشکیل‌دهنده آن باید به‌طور مطمئن تأمین شود. همچنین باید به‌اثر اضافی بارها در سازه تغییرشکل یافته و یا به‌هرکدام از عناصر آن توجه خاص شود. در این مورد به بند ۱۰-۲-۷-۱ مراجعه گردد.

۱۰-۲-۴-۱ طول مؤثر کمانش و ضریب لاغری

در طراحی اعضا تحت فشار محوری، KL طول مؤثر کمانش عضو و $\lambda = \frac{KL}{r}$ ضریب لاغری می‌باشد که در آن شعاع ژیراسیون مقطع و K ضریب طول مؤثر می‌باشد که باید طبق بندهای ۱۰-۲-۴-۱ و ۱۰-۲-۴-۲ تعیین شود. محدودیت‌های مربوط به ضریب لاغری در بند (۱۰-۲-۴-۱) مندرج است.

۱۰-۲-۴-۲ قاب‌های مهارشده

در قاب‌هایی که در آنها حرکت جانبی با تکیه کردن بر مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی مقید می‌شود، ضریب طول مؤثر (K) برای اعضای فشاری باید برابر یک به حساب آید. این خصوص لازم است به بند ۱۰-۲-۷-۱ نیز مراجعه گردد.

۱۰-۲-۴-۳ قاب‌های مهارنشده

در قاب‌هایی که پایداری جانبی آنها از طریق سختی خمشی اعضای قاب (تیرها و ستون‌هایی که با اتصالات صلب به یکدیگر متصل هستند) تأمین می‌شود، طول مؤثر (KL) اعضای فشاری (ستون‌ها) باید با تجزیه و تحلیل وضع موجود تعیین شود و هیچ‌گاه نباید کمتر از طول واقعی عضو در نظر گرفته شود. ضریب طول مؤثر K را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود:

$$K = \sqrt{\frac{1/6 G_A G_B + 2(G_A + G_B) + 7/5}{G_A + G_B + 7/5}} \geq 1 \quad (10-2-4-3)$$

که در آن:

G_A و G_B = پارامتر نشان‌دهنده شرایط مرزی دو انتهای عضو فشاری و برابر است با

نسبت مجموع $\frac{EI}{L}$ ستون‌ها به مجموع $\frac{EI}{L}$ تیرهای منتهی به دو انتهای

عضو فشاری در یک صفحه.

پارامترهای به کار رفته به قرار ذیل می‌باشند:

E = ضریب ارتجاعی

I = ممان اینرسی حول محور خمش

L = طولی از عضو (محور به محور) که مهار جانبی ندارد

$G = 1$ برای انتهای گیردار ستون

$G = 1.0$ برای انتهای مفصلی ستون

در این مورد لازم است به بند ۱۰ - ۲ - ۷ - ۱ - ۱ نیز مراجعه شود.

تبصره ۱: برای تیرهای طره‌ای متصل به عضو فشاری، $\frac{EI}{L}$ مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.

تبصره ۲: هرگاه انتهای نزدیک تیر به عضو فشاری مفصلی باشد، $\frac{EI}{L}$ آن تیر مساوی صفر در نظر گرفته می‌شود.

تبصره ۳: هرگاه انتهای دور تیر به عضو فشاری مفصلی باشد، مقدار $\frac{EI}{L}$ آن تیر باید در ضریب ۰/۵ ضرب شود.

۱۰-۲-۴-۱ محدودیت ضریب لاغری

در اعضایی که ملاک طراحی و محاسبه آنها نیروی فشاری است، ضریب لاغری حداکثر λ نباید از ۲۰۰ تجاوز کند. در طراحی لرزه‌ای برای کنترل ضریب لاغری اعضای فشاری مهاربندها رعایت مفاد بخش ۱۰ - ۳ لحاظ گردد.

۱۰-۲-۴-۲ مقاومت فشاری طرح

مقاومت طرح اعضای فشاری مساوی $\phi_c P_n$ می‌باشد که در آن ϕ_c ضریب تقلیل مقاومت مساوی ۰/۹ و P_n مقاومت اسمی فشاری می‌باشد که برای اعضای فشاری با اجزای فشرده و غیرفشرده (غیرلاغر)، باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالات حدی کمانش خمشی، کمانش پیچشی و کمانش خمشی - پیچشی منظور شود.

تبصره: برای طراحی اعضای فشاری از به کار بردن مقاطعی که دارای اجزای فشاری لاغر می‌باشند باید خودداری شود.

۱۰-۲-۴-۱ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش خمشی

مقاومت اسمی اعضای فشاری، P_n ، با مقاطع فشرده و غیرفشرده غیرلاغر، براساس کمانش خمشی با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۱۰-۲-۴-۲)$$

که در آن:

$$A_g = \text{سطح مقطع کل}$$

$$F_{cr} = \text{تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر به دست می‌آید.}$$

(الف) اگر:

$$\lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{یا} \quad (F_e \geq 0.44 F_y)$$

در این صورت:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (۱۰-۲-۴-۳)$$

(ب) اگر:

$$\lambda > \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{یا} \quad (F_e < 0.44F_y)$$

در این صورت:

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad (۴-۴-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \text{ضریب لاغری حداکثر}$$

F_y = تنش تسلیم فولاد

E = مدول الاستیسیته

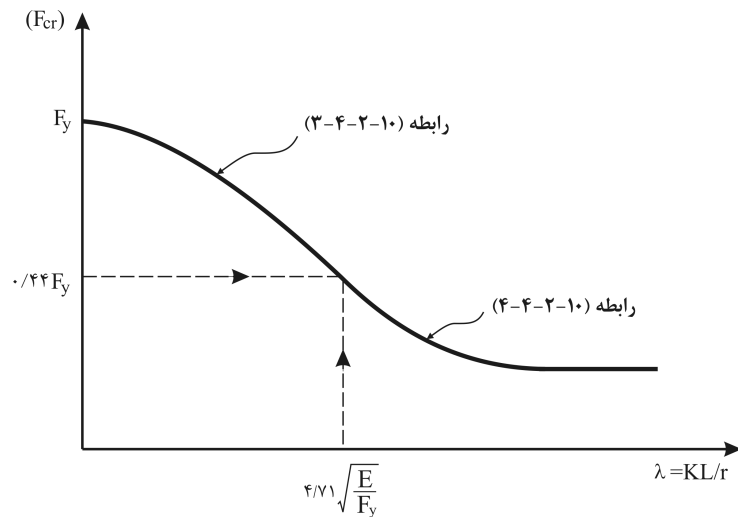
K = ضریب طول مؤثر

L = طول مهارنشده عضو

r = شعاع ژیراسیون حاکم

F_e = تنش کمانش بحرانی اولر در حالت الاستیک که مقدار آن عبارت است از:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (۵-۴-۲-۱۰)$$



شکل ۱۰-۴-۲-۱۰ رابطه F_{cr} با نسبت لاغری λ برای اعضای فشاری براساس کمانش خمشی.

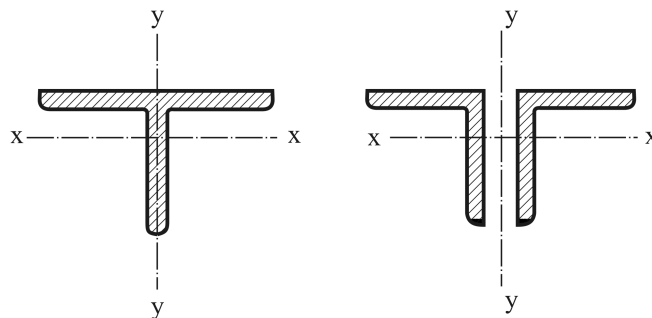
۱۰-۲-۲-۴-۲ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش پیچشی و کمانش خمشی - پیچشی

این بخش برای اعضای فشاری با مقاطع دارای یک محور تقارن، نامتقارن و اعضای فشاری با مقاطع خاص دارای دو محور تقارن، نظیر مقاطع صلیبی، و اعضای فشاری مرکب (ساخته شده) که اجزای آنها لاغر نباشد، کاربرد دارد. مقررات این بخش مشمول اعضای فشاری تک‌نبشی نمی‌باشد.

مقاومت اسمی اعضای فشاری، P_n ، با مقاطع فشرده و غیرفشرده (غیرلاغر) براساس کمانش پیچشی و کمانش خمشی - پیچشی با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۱۰-۲-۴-۶)$$

الف) برای اعضای فشاری از نیمرخ سپری و یا نبشی جفت:



شکل ۱۰-۲-۴-۲

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry} F_{crz} H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (۱۰-۲-۴-۷)$$

در رابطه فوق:

F_{cry} = طبق بند (۱۰-۲-۴-۲-۱) برای کمانش خمشی حول محور تقارن y با

استفاده از روابط (۱۰-۲-۳) یا (۱۰-۲-۴) با نسبت لاغری $\lambda = \frac{KL}{r_y}$ تعیین می‌شود.

F_{crz} با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} \quad (۱۰-۲-۸)$$

ب) برای سایر مقاطع، F_{cr} با استفاده از روابط (۱۰-۲-۳) و یا (۱۰-۲-۴) محاسبه می‌شود. فقط با این تفاوت که تنش کمانش پیچشی و کمانش خمشی پیچشی، F_e ، با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود:

ب-۱) مقاطع دارای دو محور تقارن:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \left(\frac{1}{I_x + I_y} \right) \quad (۱۰-۲-۹)$$

ب-۲) مقاطع با یک محور تقارن، با فرض اینکه y محور تقارن باشد:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (۱۰-۲-۱۰)$$

ب-۳) مقاطع نامتقارن، F_e عبارت است از کوچکترین ریشه معادله درجه ۳ زیر:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2 (F_e - F_{ey}) \left(\frac{x_o}{\bar{r}_o} \right)^2 - F_e^2 (F_e - F_{ex}) \left(\frac{y_o}{\bar{r}_o} \right)^2 = 0 \quad (۱۰-۲-۱۱)$$

در روابط فوق:

$$A_g = \text{سطح مقطع کل}$$

$$C_w = \text{ثابت تابیدگی}$$

$$\bar{r}_o = \text{شعاع ژیراسیون قطبی حول مرکز برش که به شرح زیر محاسبه می‌شود:}$$

$$\bar{r}_o^y = x_o^y + y_o^y + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad (12-4-2-10)$$

$$H = 1 - \frac{x_o^y + y_o^y}{\bar{r}_o^y} \quad (13-4-2-10)$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^y E}{\left(\frac{K_x L}{r_x}\right)^y} \quad (\text{الف} - 14 - 4 - 2 - 10)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^y E}{\left(\frac{K_y L}{r_y}\right)^y} \quad (\text{ب} - 14 - 4 - 2 - 10)$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^y E C_w}{(K_z L)^y} + GJ \right] \frac{1}{A_g \bar{r}_o^y} \quad (15-4-2-10)$$

$G =$ مدول الاستیسیته برشی $\left(G = \frac{1}{\nu/6} E \right)$ (با فرض $\nu = 0/3$)

$I_y, I_x =$ ممان اینرسی حول محورهای اصلی

$J =$ ثابت پیچشی

$K_z =$ ضریب طول مؤثر برای کمانش پیچشی

$y_o, x_o =$ مختصات مرکز برش نسبت به مرکز سطح

$x_o =$ صفر برای جفت نبشی و نیمرخ سپری (y محور تقارن است)

$r_y =$ شعاع ژیراسیون حول محور y

برای مقاطع I شکل با تقارن دومحوره، C_w را می‌توان مساوی $h_o^y / 4 I_y$ در نظر گرفت که در آن h_o فاصله مرکز به مرکز بال‌ها می‌باشد. برای مقاطع سپری و نبشی زوج، جملات حاوی C_w را می‌توانید در محاسبه F_{ez} حذف نمایید و x_o را مساوی صفر در نظر بگیرید.

۱۰-۲-۴-۳ مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری با مقاطع نبشی تک

مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری با مقطع نبشی تک را می‌توان از روابط بند ۱۰-۲-۴-۲ با اصلاحات لاغری ارائه شده در این بند محاسبه نمود. در صورتی که شروط زیر برقرار باشد، می‌توان از برون‌محوری نیروی فشاری در طراحی صرف‌نظر نمود:

(۱) نیروی اعمال شده به نبشی از دو انتها، از طریق یک ساق واحد اعمال گردد.

(۲) اتصال دو انتهای عضو به کمک جوش و یا حداقل دو پیچ انجام شود.

(۳) هیچ‌گونه بارگذاری عرضی بر عضو اعمال نگردد.

(الف) برای نبشی‌ها با ساق‌های مساوی یا نبشی‌ها با ساق‌های نامساوی که از طریق ساق بلندتر متصل شده‌اند، و به‌صورت اعضای تک و یا اعضای جان خریا که با اعضای دیگر به یک سمت ورق اتصال یا یال، متصل شده‌اند، لاغری اصلاح شده با استفاده از روابط زیر به‌دست می‌آید:

(۱) در صورتی که $\frac{L}{r_x} \leq 80$ باشد:

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75 \frac{L}{r_x} \quad (10-2-4-16 \text{ الف})$$

(۲) در صورتی که $\frac{L}{r_x} > 80$ باشد:

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.75 \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (10-2-4-16 \text{ ب})$$

برای نبشی‌ها با ساق نامساوی با نسبت ساق کوچکتر از $1/7$ که از طریق ساق کوچکتر

متصل شده‌اند، $\frac{KL}{r}$ به‌دست آمده از دو رابطه فوق را باید با جمله:

$$4 \left[\left(\frac{b_\ell}{b_s} \right)^2 - 1 \right]$$

افزایش داد، لیکن KL/r عضو نباید کمتر از $0.95L/r_z$ در نظر گرفته شود.

(ب) برای نبشی‌ها با ساق‌های مساوی و نامساوی که از طریق ساق‌های بلندتر متصل شده‌اند و عضوی از جان خریای جعبه‌ای و یا فضایی می‌باشند که اعضای مجاورشان به یک طرف ورق اتصال یا یال‌ها متصل شده‌اند، لاغری اصلاح شده از روابط زیر به دست می‌آید:

(۱) در صورتی که $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 75$ باشد:

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.8 \frac{L}{r_x} \quad (پ - ۱۰ - ۴ - ۱۶ - پ)$$

(۲) در صورتی که $\frac{L}{r_x} > 75$ باشد:

$$\frac{KL}{r} = 45 + \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (ت - ۱۰ - ۴ - ۱۶ - ت)$$

برای نبشی‌ها با ساق‌های نامساوی با نسبت ساق کوچکتر از $1/7$ که از طریق ساق کوچکتر متصل شده‌اند، KL/r به دست آمده از دو رابطه فوق را باید با جمله:

$$\left[\left(\frac{b_\ell}{b_s} \right)^2 - 1 \right]$$

افزایش داد، KL/r عضو نباید کمتر از $0.82 \frac{L}{r_z}$ در نظر گرفته شود.

در روابط فوق:

L = طول عضو حداقل نقطه تقارب محور اعضا

b_ℓ = عرض ساق بزرگتر نبشی

b_s = عرض ساق کوچکتر نبشی

r_x = شعاع ژیراسیون حول محور مرکزی موازی با ساق متصل شده

r_z = شعاع ژیراسیون حول محور اصلی حداقل نبشی

(پ) نبشی‌های تک با شرایط انتهایی متفاوت با حالات مشخص شده در بندهای الف و ب، با نسبت ساق‌های بزرگتر از $1/7$ یا با بارگذاری عرضی، باید برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی مطابق فصل ۱۰ - ۲ - ۷ مورد بررسی قرار گیرند. اتصال انتهایی

به‌ساق‌های مختلف دو انتها، و یا هر دو ساق، استفاده از پیچ تنها یا اتصال اعضای جان اعضای مجاور به‌دو روی مختلف ورق اتصال و یا بال‌ها، شرایطی هستند که منجر به‌استفاده از ضوابط فصل ۱۰-۲-۷ می‌شوند.

۱۰-۲-۴-۴ اعضای فشاری مرکب (ساخته‌شده)

کلیه اجزای اعضای فشاری مرکب و فواصل بین وسایل اتصال در آنها باید شرایط مقاطع فشرده و یا غیرفشرده طبق بخش ۱۰-۲-۲ را ارضا کنند. برای محدودیت‌های فاصله بین وسایل اتصال و فاصله تا لبه عضو در اعضایی که تحت اثر عوامل جوی قرار می‌گیرند به بند ۱۰-۲-۱۰-۳-۶-پ مراجعه شود.

۱۰-۲-۴-۱ اعضای فشاری مرکب از نیمرخ‌ها و ورق‌های سراسری (جان پر)

در انتهای اعضای فشاری مرکب، در محل فشار مستقیم بر کف ستون‌ها و یا در محل سطوح صاف و تنظیم‌شده در درز وصله‌ها، تمام اجزایی که در تماس فشاری با یکدیگر قرار می‌گیرند، باید در فاصله $1/5$ برابر بعد حداکثر مقطع مرکب با پیچ‌هایی که فاصله محور به‌محور آنها از یکدیگر حداکثر ۴ برابر قطرشان باشد، به‌یکدیگر متصل شوند. اگر وسیله اتصال جوش باشد، در محل‌های یادشده باید اجزای تشکیل‌دهنده در طولی بزرگتر یا مساوی بعد حداکثر مقطع مرکب، با جوش پیوسته به‌یکدیگر متصل شوند. این اتصال باید نیرویی مساوی حاصل ضرب سطح ورق در F_y را تحمل نماید.

در ناحیه میانی اعضای مرکب، فواصل طولی محور به‌محور بین پیچ‌ها یا فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع باید به‌نحوی اختیار شود که مقاومت لازم تأمین گردد. حداکثر فاصله طولی بین پیچ‌ها در محل اتصال که دو نیمرخ نوردشده یا یک نیمرخ و یک ورق را به‌هم متصل می‌کنند، برای حالتی که قطعات رنگ‌شده و در مقابل خوردگی حفاظت شده باشند نباید از ۲۴ برابر ضخامت نازک‌ترین قطعه متصل‌شونده و همچنین از ۳۰۰ میلی‌متر

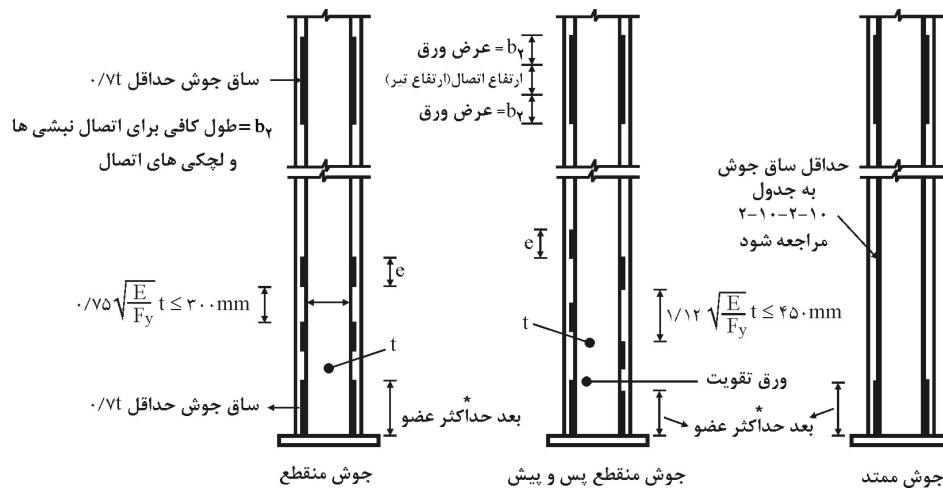
بیشتر شود. اگر اتصال دو ورق یا ورق و نیمرخ به وسیله جوش صورت گرفته باشد و اعضا در مقابل خوردگی حفاظت شده باشند چنانچه از جوش طولی ممتد استفاده نشود حداکثر فاصله خالص بین جوش‌های منقطع نباید از مقادیر زیر تجاوز کند:

$$(1) \quad 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ برابر ضخامت ورق خارجی و حداکثر } 300 \text{ میلی‌متر برای حالتی که اتصالات}$$

در خطوط اتصال مجاور در حالت پس و پیش نباشد. (شکل ۱۰-۲-۴-۳)

$$(2) \quad 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ برابر ضخامت ورق خارجی و حداکثر } 450 \text{ میلی‌متر برای حالتی که اتصالات}$$

در خطوط اتصال مجاور به حالت پس و پیش قرار گیرند. (شکل ۱۰-۲-۴-۳)



$e =$ حداقل طول جوش مساوی $1.0t$ که t ضخامت ورق است و حداقل ساق جوش طبق جدول ۱۰-۲-۴-۳ می‌باشد.

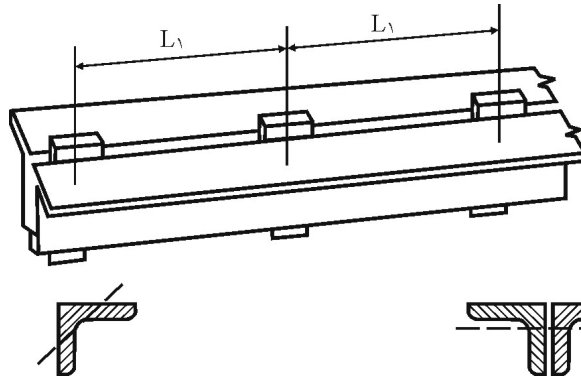
* این جوش باید بتواند نیرویی مساوی حاصل ضرب سطح مقطع ورق در F_y را تحمل نماید.

شکل ۱۰-۲-۴-۳ ستون مرکب با ورق سرتاسری.

۱۰-۲-۴-۲ اعضای فشاری مرکب با لقمه

در اعضای فشاری که از دو یا چند نیمرخ نوردشده ساخته شوند و با گذاردن قطعات لقمه در بین آنها به یکدیگر متصل گردند، فواصل لقمه‌ها (یا نقاط اتصال) باید طوری باشد که ضریب لاغری حداکثر $\left(\frac{L_1}{r_1}\right)$ هر نیمرخ در قسمتی که بین دو لقمه قرار دارد از $\frac{3}{4}$ ضریب لاغری تعیین‌کننده کل عضو مرکب تجاوز نکند. (L_1) فاصله مرکز به مرکز لقمه‌ها و r_1 شعاع ژیراسیون حداقل هر نیمرخ می‌باشد. در طول یک عضو مرکب، حداقل دو نقطه اتصال میانی در نقاط $\frac{1}{3}$ طول بین دوسر آن باید موجود باشد.

کلیه اتصالات (شامل آنهایی که در دو انتهای عضو هستند) باید جوشی یا از نوع اتصال پیچی اصطکاکی باشند.



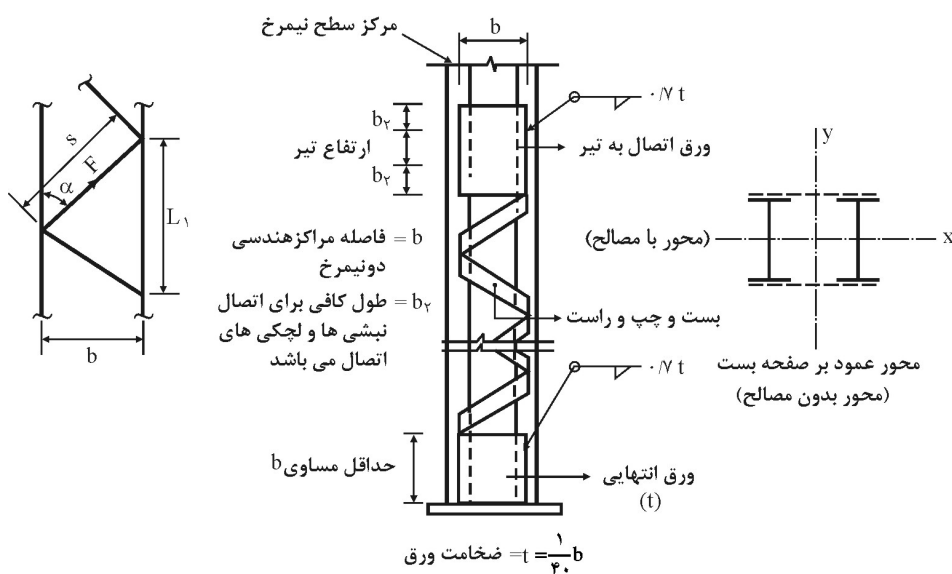
محور شعاع ژیراسیون حداقل تک‌عضو محور شعاع ژیراسیون حداقل مقطع مرکب

(استفاده از مقطع نبشی فقط برای نمایش است و سایر نیمرخ‌ها نیز قابل استفاده هستند)

شکل ۱۰-۲-۴-۲ اعضای فشاری مرکب با لقمه.

۱۰-۲-۴-۳ اعضای فشاری مرکب با بست‌های مورب

این بند مربوط است به ستون‌ها و اعضای فشاری مرکب که از نیمرخ‌ها و بست‌های مورب ساخته می‌شوند. از آنها وقتی استفاده می‌شود که عضو تحت فشار خالص و یا فشار به‌علاوه خمش حول محور x (محور با مصالح) قرار داشته باشد.



شکل ۱۰-۲-۴-۵ ستون مرکب با بست‌های مورب.

الف) ورق انتهایی و ورق اتصال به تیر

بست‌های مورب در انتهای عضو، باید به‌ورق انتهایی ختم شوند (شکل ۱۰-۲-۴-۵). در قسمت‌های میانی عضو در صورتی که نظم بست‌های مورب به‌علت تقاطع با عضو دیگری به‌هم خورده باشد، باید ورق‌های اتصال به تیر تعبیه گردد. ورق‌های انتهایی باید تا حد امکان به‌دو انتهای عضو نزدیک باشد. طول ورق‌های انتهایی (در امتداد طول عضو) باید حداقل برابر فاصله مراکز هندسی نیمرخ‌های تشکیل‌دهنده عضو باشد و طول ورق‌های اتصال به تیر باید فضای کافی برای برقراری اتصال را داشته باشد.

ضخامت ورق‌های انتهایی و اتصال به تیر نباید از $\frac{1}{4}b$ کمتر باشد. که b فاصله بین مراکز هندسی دو نیمرخ تشکیل دهنده عضو فشاری است.

اگر وسیله اتصال ورق‌های انتهایی و اتصال به تیر، پیچ باشد، فاصله این وسایل اتصال از یکدیگر در امتداد تنش نباید از ۶ برابر قطر آنها تجاوز کند. در هر ورق انتهایی یا اتصال به تیر، باید حداقل سه عدد پیچ وجود داشته باشد.

اگر وسیله اتصال ورق‌های انتهایی و اتصال به تیر جوش باشد، باید دورتادور ورق با ساق $0.7t$ جوش شود که t ضخامت ورق می‌باشد. در هر حال ضخامت ورق اتصال به تیر، و اتصال آن به ستون باید با توجه به نیروهای منتقل شده از طرف تیر به ستون، کنترل شود.

ب) بست‌های مورب

بست‌های مورب را می‌توان از تسمه، نبشی، ناودانی یا مقطع مناسب دیگر انتخاب کرد. بست‌های مورب را باید طوری قرار داد که ضریب لاغری حداکثر نیمرخ، محصور بین نقاط اتصال آنها از $\frac{3}{4}$ ضریب لاغری تعیین‌کننده کلی عضو بیشتر نشود.

بست‌های مورب را باید برای تحمل اثر نیروی برشی ستون به علت نیروهای خارجی به علاوه ۲ درصد مقاومت فشاری طرح کل عضو فشاری طراحی کرد.

نسبت $\frac{L}{r}$ برای بست‌های مورب تکی نباید از ۱۴۰ تجاوز کند. (که در آن L طول کمانش بست و r شعاع ژیراسیون حداقل بست می‌باشد). برای بست‌های مورب ضربدری این نسبت نباید از ۲۰۰ بیشتر شود. بست‌های مورب که به صورت ضربدری اجرا می‌شوند، باید در محل تقاطع خود به یکدیگر متصل گردند.

طول کمانش برای محاسبه ضریب لاغری بست‌های اتصالی که در فشار قرار دارند، در بست‌های تکی برابر فاصله بین مرکز هندسی اتصالات (پیچ، پرچ یا جوش) دوسر آنها به عضو فشاری و در بست‌های ضربدری ۷۰ درصد این فاصله به حساب می‌آید.

زاویه تمایل امتداد بست‌ها نسبت به محور طولی عضو، نباید کمتر از ۴۵ درجه برای بست‌های ضربدری و ۶۰ درجه برای بست‌های تکی باشد.

اگر فاصله بین مرکز هندسی اتصالات (پیچ یا جوش) دوسر بست بیش از ۴۰۰ میلی‌متر باشد، ارجح است که بست‌ها به صورت ضربدری در نظر گرفته شوند و یا از نیمرخ مناسب (مانند نبشی) طراحی گردند.

پ) لاغری معادل اعضای فشاری مرکب با بست‌های مورب

لاغری معادل نسبت به محور عمود بر صفحه بست‌های مورب (محور بدون مصالح) از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (17-4-2-10)$$

که در آن:

λ_y = لاغری کلی عضو فشاری نسبت به محور عمود بر صفحه بست‌های مورب (محور بدون مصالح)

λ_1 = لاغری موضعی که برای بست‌های مورب برابر است با:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{A_d} \cdot \frac{S^2}{L_1 b^2}} \quad (18-4-2-10)$$

A = سطح مقطع کلی عضو فشاری

A_d = سطح مقطع بست مورب

S = طول بست مورب بین مراکز هندسی اتصال دو انتهای بست مورب (شکل

(۵-۴-۲-۱۰

L_1 = طول مرکز به مرکز مهارنشده تک‌نیمرخ

b = فاصله بین مراکز هندسی دو نیمرخ

ت) طراحی بست مورب

نیروی محوری بست مورب از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F = \frac{V}{mn \sin \alpha} \quad (19-4-2-10)$$

که در آن:

n = تعداد صفحات بست در طرفین ستون

$m =$ مساوی یک برای بست مورب تکی و مساوی دو برای بست مورب ضربدری
 $V =$ مجموع نیروی برشی ناشی از بارگذاری جانبی و برش ناشی از کمانش که مقدار
 اخیر ۲ درصد مقاومت فشاری طرح عضو فشاری مرکب در نظر گرفته می‌شود.
 $\alpha =$ زاویه بین محور بست با محور عضو فشاری (شکل ۱۰-۲-۴-۵).

۱۰-۲-۴-۴-۴ ستون‌ها و اعضای فشاری مرکب با بست موازی

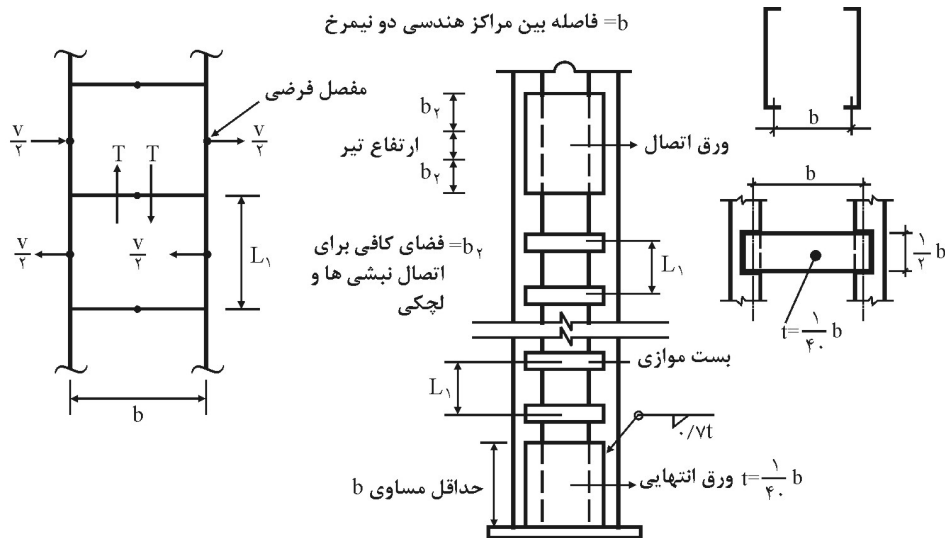
این بند مربوط است به ستون‌ها و اعضای فشاری مرکبی که از نیمرخ‌ها و بست‌های موازی و عمود بر محور طولی عضو ساخته می‌شوند. از آنها وقتی استفاده می‌شود که عضو تحت فشار خالص و یا فشار به‌علاوه خمش حول محور x (محور با مصالح) قرار داشته باشد.

الف) بست‌های میانی باید به تعدادی باشد که طول عضو فشاری (بین ورق‌های قیدهای انتهایی) را حداقل به سه قسمت تقسیم کند.

ب) فاصله بست‌ها از یکدیگر باید به اندازه‌ای باشد که ضریب لاغری تک‌نیمرخ عضو فشاری در قسمتی که بین دو بست متوالی قرار دارد از، $\frac{3}{4}$ ضریب لاغری λ_y بیشتر نشود، که در آن λ_y ضریب لاغری عضو فشاری نسبت به محور $y-y$ (محور عمود بر امتداد بست، محور بدون مصالح) و L_1 فاصله مرکز به مرکز بست‌ها در امتداد طولی عضو و r_1 شعاع ژیراسیون حداقل تک‌نیمرخ می‌باشد.

پ) بست‌های موازی و اتصالات آنها باید برای تحمل لنگر خمشی و نیروی برشی وارده محاسبه شوند. فرض می‌شود لنگر و برش مؤثر بر بست‌ها حاصل از نیروی برشی جانبی (V) می‌باشد که در امتداد عمود بر محور طولی عضو فشاری به موازات صفحه بست‌ها عمل می‌کند و مقدار آن ۲ درصد مقاومت فشاری طرح به‌علاوه برش ناشی از نیروهای خارجی* است و اثر آن بین یک جفت بست در روی دو سطح موازی عضو، به تساوی تقسیم می‌شود.

* در صورتی که ستون به صورت تیرستون عمل می‌کند.



شکل ۱۰-۲-۴-۶ ستون با بست‌های موازی.

ت) بست‌ها را می‌توان از تسمه، ورق، ناودانی و یا نیمرخ I انتخاب کرد. اتصال بست‌ها به نیمرخ‌های اصلی عضو فشاری باید توسط پیچ، پرچ و یا جوش دورادور صورت گیرد به طوری که هر اتصال و نیز مقطع هر بست در مقابل نیروی برشی طولی (عمود بر

$$\text{امتداد بست) } T_1 = \frac{V \cdot L_1}{2b} \text{ و لنگر خمشی } M_1 = \frac{V \cdot L_1}{4} \text{ مقاوم باشد.}$$

در روابط فوق:

$$V = \text{نیروی برشی جانبی ستون (طبق تعریف مندرج در زیر بند پ فوق)}$$

$$L_1 = \text{فاصله مرکز به مرکز بست‌ها در امتداد طول عضو، مطابق شکل (۱۰-۲-۴-۶)}$$

$$b = \text{فاصله بین مراکز هندسی دو نیمرخ تشکیل‌دهنده عضو اصلی}$$

ث) ورق‌های انتهایی که در دوسر عضو فشاری قرار می‌گیرند، باید حداقل طولی (در امتداد محور طولی عضو) برابر با فاصله بین مراکز هندسی نیمرخ‌های تشکیل‌دهنده عضو فشاری را داشته باشند. این ورق‌ها باید با جوش دورادور با بعدی مساوی $0.7t$ و یا بعد

جوش حداقل، هر کدام که بزرگترند، به نیمرخ‌ها متصل شوند. ضخامت این ورق‌ها نباید از $\frac{1}{4}$ فاصله بین مراکز هندسی دو نیمرخ کمتر باشد.

ج) بست‌ها باید حداقل ضخامتی برابر با $\frac{1}{4}$ فاصله بین مراکز هندسی دو نیمرخ داشته باشند. رعایت محدودیت اخیر برای بست‌هایی که از نیمرخ ناودانی و یا I با بال‌های عمود بر سطح عضو فشاری تشکیل شده باشند، لازم نیست. طول بست‌های میانی حداقل باید نصف فاصله بین مراکز هندسی نیمرخ‌ها باشد.

چ) اگر در طرح عضو فشاری مرکب با بست‌های موازی تنها، محدودیت‌های بندهای «الف تا ج» فوق رعایت شده باشد، ضریب لاغری مؤثر (λ_{ye}) نسبت به محور y-y (محور عمود بر صفحه بست‌ها - محور بدون مصالح) را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد:

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (10-2-4-20)$$

و یا به طور دقیقتر:

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0.82 \frac{\beta^2}{(1+\beta^2)} (\lambda_1)^2} \quad (10-2-4-21)$$

در روابط فوق:

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} \quad \text{ضریب لاغری اسمی عضو فشاری مرکب نسبت به محور y-y}$$

$$\lambda_1 = \frac{L_1}{r_1} \quad \text{بزرگترین ضریب لاغری هر یک از نیمرخ‌ها}$$

$$L_1 = \text{فاصله مرکز به مرکز بست در امتداد طولی عضو}$$

$$r_1 = \text{شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخ‌های فشاری تک}$$

$$\lambda_{ye} = \text{ضریب لاغری مؤثر عضو فشاری مرکب در امتداد عمود بر صفحه بست‌ها}$$

$$\beta = \text{نسبت انفصال دو نیمرخ} \left(\frac{h}{2r_b} \right)$$

$r_{1b} =$ شعاع ژیراسیون هر نیمرخ تک نسبت به محور مرکزی خودش که موازی محور کمانش می‌باشد.

$h =$ فاصله مراکز ثقل دو نیمرخ در امتداد عمود بر محور کمانش

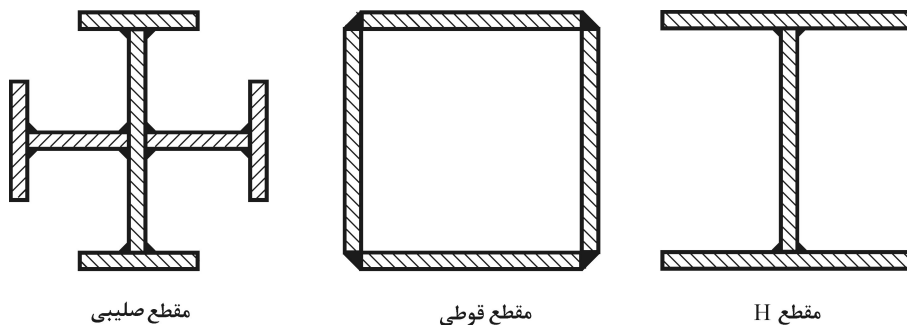
۱۰-۲-۴-۵ اعضای فشاری ساخته شده از ورق

اعضای فشاری ساخته شده از ورق غالباً در مقاطع زیر ساخته می‌شوند:

۱ - مقطع H

۲ - مقطع قوطی

۳ - مقطع صلیبی



شکل ۱۰-۲-۴-۵ مقاطع اعضای فشاری ساخته شده از ورق.

جوشی که بال ستون را به جان متصل می‌کند، شرایط زیر را باید برآورده سازد:

الف) باید بتواند برش ناشی از تغییرات لنگر خمشی در طول ستون را انتقال دهد.

ب) در محل اتصال تیر به ستون به علت تغییرات ناگهانی لنگر خمشی، مقدار نیروی برشی* به صورت موضعی تشدید خواهد یافت، لذا تقویت جوش در این ناحیه الزامی است و باید براساس نیروهای موجود محاسبه گردد.

* در صورتی که ستون به صورت تیر ستون عمل می‌کند.

پ) نیروی کششی ناشی از بال تیر، ایجاد تنش متمرکز بزرگی در این جوش می‌نماید، مگر اینکه نیروی مذکور با استفاده از ورق‌های پیوستگی مستقیماً به‌بال مقابل انتقال یابد. در این مورد باید مطابق بند ۱۰-۲-۱۰ عمل نمود.

ت) ارجح است که این جوش پیوسته باشد.

در مورد قاب‌های خمشی متوسط و یا ویژه باید ضوابط مربوطه به‌طرح لرزه‌ای طبق فصل ۱۰-۳ رعایت گردد.

۱۰-۲-۴-۵ اعضای فشاری با اتصال لولایی

اتصال مفصلی در اعضای فشاری باید محدودیت‌های بند ۱۰-۲-۳-۵ را برآورده نماید.

۱۰-۲-۴-۶ برش در جان ستون

اتصال ستون‌ها در مقابل نیروهای متمرکز باید طبق بخش ۱۰-۲-۱۰ بررسی شود.

۱۰-۲-۵ طراحی اعضا برای خمش

این بخش مربوط به طراحی اعضا با مقطع ثابت است که تحت تأثیر خمش ساده حول یکی از محوره‌های اصلی قرار دارد. در این حالت کلیه مقاطع یا باید در صفحه‌ای موازی محوره‌های اصلی و ماربر مرکز برش بارگذاری شوند و یا در مقابل پیچش در محل نقطه اثر بار و تکیه‌گاه‌ها نگهداری شده باشند.

برای اعضای تحت تأثیر خمش و نیروی محوری به‌بخش ۱۰-۲-۷ و برای طراحی تیرهای مختلط به‌بخش ۱۰-۲-۹ مراجعه شود.

مقاومت خمش طرح، $M_c = \phi_b M_n$ ، می‌باشد که در آن M_n مقاومت خمشی اسمی و ϕ_b ضریب تقلیل مقاومت خمشی است که مقدار آن $0/9$ در نظر گرفته می‌شود. مقاومت خمشی اسمی M_n برحسب مورد از بندهای زیر محاسبه می‌شود (جدول ۱۰-۲-۵-۱).

- بند (۱-۵-۲-۱۰) ضریب یکنواختی لنگر C_b
- بند (۲-۵-۲-۱۰) مقاطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و ناودانی با مقطع فشرده حول محور قوی.
- بند (۳-۵-۲-۱۰) مقاطع I شکل با دو محور تقارن و دارای جان فشرده و بال‌های غیرفشرده حول محور قوی.

- بند (۱۰ - ۲ - ۵ - ۴) مقاطع I شکل با جان فشرده یا غیرفشرده حول محور قوی
- بند (۱۰ - ۲ - ۵ - ۵) مقاطع I شکل با جان لاغر حول محور قوی
- بند (۱۰ - ۲ - ۵ - ۶) مقاطع I شکل و ناودانی حول محور ضعیف
- بند (۱۰ - ۲ - ۵ - ۷) مقاطع قوطی شکل
- بند (۱۰ - ۲ - ۵ - ۸) مقاطع لوله‌ای شکل
- بند (۱۰ - ۲ - ۵ - ۹) مقاطع سپری و جفت نبشی
- بند (۱۰ - ۲ - ۵ - ۱۰) مقاطع نبشی تک
- بند (۱۰ - ۲ - ۵ - ۱۱) مقاطع توپر نظیر میلگرد و چهارگوش و تسمه
- بند (۱۰ - ۲ - ۵ - ۱۲) مقررات عمومی

در جدول ۱۰ - ۲ - ۵ - ۱، راهنمای عمومی بندهای فوق ارایه شده است.

تبصره: در خمش از به کار بردن مقاطع I شکل، ناودانی‌ها و نیمرخ‌های قوطی یا لوله‌ای که دارای اجزای فشاری لاغر می‌باشند، باید خودداری شود مگر برای جان تیرورق‌ها که در این صورت مقررات این بخش تعیین کننده خواهد بود.

در هریک از بندهای ۱۰ - ۲ - ۵ - ۲ تا ۱۰ - ۲ - ۵ - ۱۱، مقاومت خمشی اسمی M_n یک عضو کمترین مقداری است که بر پایه یکی از حالات حدی زیر به دست می‌آید:

(الف) تسلیم (بال فشاری یا کششی) (Y)

(ب) کمانش پیچشی - جانبی (LTB)



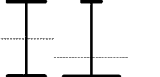

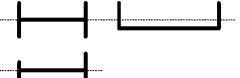





(پ) کمانش موضعی بال (FLB)

(ت) کمانش موضعی جان (WLB)

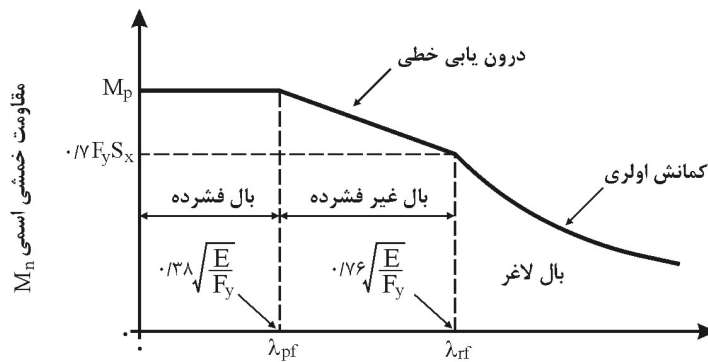
در شکل‌های ۱۰ - ۲ - ۵ - ۱ و ۱۰ - ۲ - ۵ - ۲ مقاومت خمشی به صورت تابعی از لاغری $\lambda = b_f / \sqrt{t_f}$ و طول مهارنشده L_b نشان داده شده است.

برای تیرها با مقطع فشرده که طول مهار نشده L_b آنها کمتر از L_p می‌باشد، فقط حالت حدی تسلیم حاکم می‌باشد. برای تیرها با مقطع فشرده یا غیرفشرده که طول مهارنشده بال فشاری آنها بزرگتر از L_p است، باید حالات حدی تسلیم و کمانش پیچشی - جانبی کنترل

جدول ۱۰-۲-۵-۱ انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی

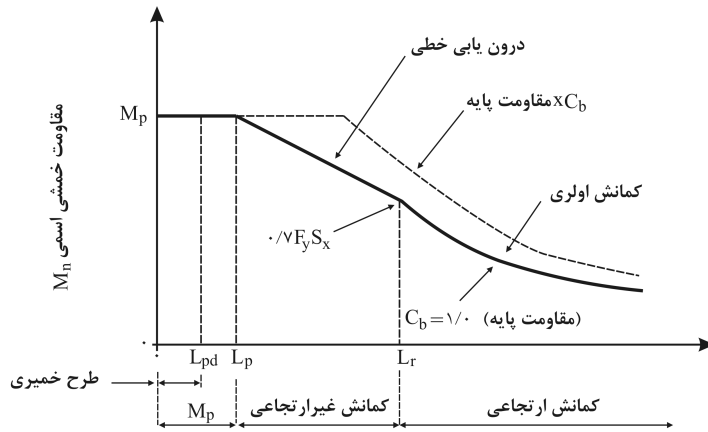
بند مربوطه	مقطع	لاغری بال	لاغری جان	حالت حدی
۲-۵-۲-۱۰		C	C	Y, LTB
۳-۵-۲-۱۰		NC, S	C	LTB, FLB
۴-۵-۲-۱۰		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
۵-۵-۲-۱۰		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
۶-۵-۲-۱۰		C, NC, S	N/A	Y, FLB
۷-۵-۲-۱۰		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
۸-۵-۲-۱۰		N/A	N/A	Y, LB
۹-۵-۲-۱۰		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
۱۰-۵-۲-۱۰		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
۱۱-۵-۲-۱۰		N/A	N/A	Y, LTB
<p>Y= تسلیم LTB= کمانش جانبی پیچشی FLB= کمانش موضعی بال WLB= کمانش موضعی جان TFY= تسلیم کششی بال LLB= کمانش موضعی ساق LB= کمانش موضعی C= فشرده NC= غیرفشرده S= لاغر N/A= کاربرد ندارد</p>				

گردند. برای مقاطعی که نسبت به محور ضعیف خود تحت خمش می‌باشند، و یا برای مقاطع قوطی و یا دایره، بررسی حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی لازم نیست. برای اعضا با یک محور تقارن که تحت خمش با انحنای مضاعف قرار دارند، حالت حدی کمانش پیچشی جانبی باید برای هر دو بال کنترل شود. مقاومت خمشی موجود باید بزرگتر یا مساوی لنگر حداکثر که در بال مورد نظر ایجاد فشار می‌نماید، باشد.



$$\lambda = b_f / \sqrt{I_{tf}}$$

شکل ۱۰-۲-۵-۱ مقاومت خمشی اسمی، M_n ، به‌عنوان تابعی از نسبت پهنا به ضخامت بال مقطع I شکل.



$$L_b \text{ طول مهار نشده}$$

شکل ۱۰-۲-۵-۲ مقاومت خمشی اسمی به‌عنوان تابعی از طول مهار نشده (L_b) و ضریب یکنواختی لنگر (C_b).

۱۰-۲-۵-۱ ضریب یکنواختی لنگر

ضریب یکنواختی نمودار لنگر خمشی در حد فاصل دو مقطع مهار شده با C_b نشان داده شده و با رابطه زیر تعریف می شود.

$$C_b = \frac{1.25M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3/0 \quad (10-2-5-1)$$

M_{max} = قدرمطلق حداکثر لنگر خمشی در طول مهار نشده (بین دو نقطه مهار شده)

M_A = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{4}$ طول مهار نشده

M_B = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{1}{2}$ طول مهار نشده

M_C = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطه $\frac{3}{4}$ طول مهار نشده

R_m = پارامتر عدم تقارن مقطع، مساوی ۱ برای مقاطع با دو محور تقارن، و مساوی ۱

برای مقاطع با یک محور تقارن با انحنای ساده و مساوی $\left(\frac{I_{yc}}{I_y}\right)^2 + 0.5$ برای

اعضا با یک محور تقارن با انحنای مضاعف

برای تمام حالات، C_b ، را می توان به طور محافظه کارانه مساوی واحد منظور نمود.

برای تیرهای طره ای که انتهای آزاد آنها مهار نشده است، C_b مساوی واحد می باشد.

I_y = ممان اینرسی حول محور اصلی y

I_{yc} = ممان اینرسی بال تحت فشار حول محور اصلی y . برای انحنای مضاعف، از بال

فشاری کوچکتر استفاده شود.

جدول ۱۰-۲-۵ مقادیر نمونه C_b با فرض $R_m = 1$

ردیف	نمودار M	C_b
۱		۱
۲		۱/۱۵
۳		۱/۹
۴		۲/۲۵
۵		۱/۳
۶		۱/۴
۷		۱/۶۵
۸		۱
۹		۱/۲۵
۱۰		۱/۹

۱۰-۲-۵-۲ مقاومت خمشی مقاطع I شکل فشرده با دو محور

تقارن و ناودانی با مقطع فشرده حول محور قوی

مقاومت خمشی اسمی، M_n ، برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالت حدی تسلیم و کمانش پیچشی - جانبی تعیین می شود.

الف) حالت حدی تسلیم

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (۱۰-۲-۵-۲)$$

در رابطه فوق:

$$M_p = \text{لنگر پلاستیک}$$

$$F_y = \text{حداقل تنش تسلیم}$$

$$Z_x = \text{اساس مقطع پلاستیک حول محور } x$$

$$x = \text{محور قوی مقطع}$$

ب) حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی

ب-۱) هرگاه $L_b \leq L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی - جانبی نمی باشد.

ب-۲) هرگاه $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - \phi F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (۱۰-۲-۵-۳)$$

ب-۳) هرگاه $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (۱۰-۲-۵-۴)$$

در روابط فوق:

L_b = فاصله بین دو مقطع مهارشده بال فشاری عضو خمشی در مقابل حرکت جانبی و

یا دو مقطع از عضو خمشی که از پیچش آنها جلوگیری شده است (فاصله)

تکیه‌گاه‌هایی که از تغییر مکان جانبی بال فشاری و پیچیدن کل مقطع تیر جلوگیری می‌نماید).
 F_{cr} = تنش کمانش پیچشی جانبی طبق رابطه زیر:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + \frac{0.078 Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (5 - 5 - 2 - 10)$$

E = مدول الاستیسیته فولاد

J = ثابت پیچش سن‌ونان (مساوی $\frac{1}{3} \sum (bt^3)$)

S_x = اساس مقطع الاستیک حول محور x

h_o = فاصله مرکز به مرکز بال‌ها

تبصره ۱: در رابطه (۵ - ۵ - ۲ - ۱۰) عبارت زیر رادیکال را می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه مساوی واحد در نظر گرفت.

L_p = حداکثر طول مه‌ارنشدۀ عضو که در آن حالت حدی تسلیم حاکم است (شکل ۲ - ۵ - ۲ - ۱۰).

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (6 - 5 - 2 - 10)$$

L_r = حداکثر طول مه‌ارنشدۀ عضو که در آن حالت حدی کمانش جانبی - پیچشی غیرارتجاعی حاکم است (شکل ۲ - ۵ - ۲ - ۱۰)

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{0.7 F_y}{E} \times \frac{S_x h_o}{Jc}}} \quad (7 - 5 - 2 - 10)$$

r_{ts} = شعاع ژیراسیون منطقه فشاری مقطع حول محور قائم

$$r_{ts}^y = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (۸-۵-۲-۱۰)$$

c = ضریب طبق روابط زیر:

$c = 1$ (برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن)

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \quad (\text{برای مقاطع ناودانی})$$

C_w = ثابت پیچش تابیدگی

تبصره ۲: رابطه (۷-۵-۲-۱۰) را می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه به‌صورت زیر نیز در نظر گرفت.

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} \quad (۹-۵-۲-۱۰)$$

تبصره ۳: برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن $C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$ بوده و لذا رابطه (۸-۵-۲-۱۰) برای مقاطع I شکل به‌صورت زیر ساده می‌شود:

$$r_{ts}^y = \frac{I_y h_o}{2 S_x} \quad (۱۰-۵-۲-۱۰)$$

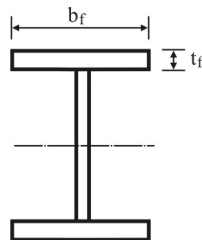
همچنین r_{ts} را می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه شعاع ژیراسیون مقطعی شامل بال فشاری و یک‌سوم منطقه فشاری جان نسبت به محور مار بر جان در نظر گرفت.

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{h t_w}{b_f t_f} \right)}} \cong 0.3 b_f \quad (۱۱-۵-۲-۱۰)$$

b_f, t_f = به ترتیب ضخامت و عرض بال تحت فشار

۱۰- ۲- ۵- ۳ مقاومت خمشی مقاطع I شکل با دو محور تقارن و دارای جان فشرده و بال‌های غیرفشرده حول محور قوی

این بند مربوط است به خمش حول محور قوی مقاطع I شکل که دارای دو محور تقارن بوده و جان آنها فشرده و بال‌ها غیرفشرده می‌باشند.



(بال‌ها غیرفشرده ولی جان فشرده می‌باشد)

مقاومت خمشی اسمی، M_n ، برابر کوچکترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی و کمانش موضعی بال فشاری تعیین می‌شود.

الف) کمانش پیچشی - جانبی

برای کمانش پیچشی - جانبی از روابط بند (۱۰ - ۲ - ۵ - ۲) حالت ب) استفاده می‌شود.

ب) کمانش موضعی بال فشاری غیرفشرده

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (10 - 2 - 5 - 12)$$

در رابطه فوق:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

(حد لاغری برای بال فشرده - مطابق جدول ۱۰ - ۲ - ۲ - ۱)

$$\lambda_{pf} = \lambda_p$$

(حد لاغری برای بال غیرفشرده - مطابق جدول ۱۰ - ۲ - ۲ - ۱)

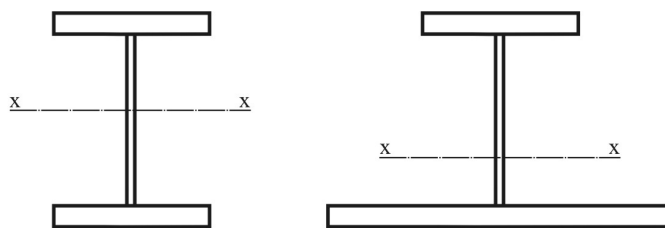
$$\lambda_{rf} = \lambda_r$$

b_f = پهنای بال فشاری t_f = ضخامت بال فشاری

۱۰-۲-۵-۴ مقاومت خمشی سایر مقاطع I شکل با جان فشرده یا غیرفشرده حول محور قوی

این بند مربوط است به:

- خمش حول محور قوی مقاطع I شکل با دو محور تقارن با جان غیرفشرده
- خمش حول محور قوی مقاطع I شکل با یک محور تقارن با جان فشرده یا غیرفشرده



(بالها فشرده یا غیرفشرده، جان فشرده یا غیرفشرده)

مقاومت خمشی اسمی، M_n ، برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالت حدی تسلیم بال فشاری، کمانش پیچشی - جانبی، کمانش موضعی بال فشاری و تسلیم بال کششی تعیین می شود.

تبصره: مقاطع I شکل مشمول این بند را می توان به طور محافظه کارانه با ضوابط بند ۱۰-۲-۵-۵ طراحی نمود.

الف) تسلیم بال فشاری

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad (۱۰-۲-۵-۱۳)$$

ب) کمانش پیچشی - جانبی

ب-۱) هرگاه $L_b \leq L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی - جانبی نمی باشد.

ب-۲) هرگاه $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc} \quad (۱۰-۲-۵-۱۴)$$

ب - ۳) هرگاه $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (۱۵ - ۵ - ۲ - ۱۰)$$

که در آن:

$$M_{yc} = F_y S_{xc} \quad (۱۶ - ۵ - ۲ - ۱۰)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \quad (۱۷ - ۵ - ۲ - ۱۰)$$

چنانچه $\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.23$ باشد مقدار J صفر و به عبارت دیگر مقدار رادیکال واحد در نظر

گرفته می‌شود. I_y ممان اینرسی حول محور ضعیف (محور y) و I_{yc} ممان اینرسی بال فشاری حول محور ضعیف (محور y) می‌باشد.

تنش F_L از روابط زیر تعیین می‌شود.

$$\text{- چنانچه } \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7 \text{ باشد،}$$

$$F_L = 0.7 F_y \quad (۱۸ - ۵ - ۲ - ۱۰ \text{ الف})$$

$$\text{- چنانچه } \frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7 \text{ باشد،}$$

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.5 F_y \quad (۱۸ - ۵ - ۲ - ۱۰ \text{ ب})$$

L_p = حداکثر طول مهارنشده عضو که در آن حالت حدی تسلیم حاکم است (شکل

$$(۲ - ۵ - ۲ - ۱۰)$$

S_{xt} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

$$L_p = 1/1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (10-2-5-19 \text{ الف})$$

$L_r =$ حداکثر طول مهارنشده عضو که در آن حالت حدی کمانش جانبی - پیچشی غیرارتجاعی حاکم است (شکل ۱۰-۲-۵-۲)

$$L_r = 1/95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6/7 \left(\frac{F_L S_{xc} h_o}{E J} \right)^2}} \quad (10-2-5-19 \text{ ب})$$

ضریب پلاستیک جان نسبت به بال فشاری، R_{pc} ، از روابط زیر به دست می آید:

- در صورتی که $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$ باشد:

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (10-2-5-20)$$

- در صورتی که $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$ باشد:

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (10-2-5-21)$$

که در آن:

$$M_p = Z_x F_y \leq 1/6 S_{xc} F_y \quad (10-2-5-22)$$

S_{xc} و S_{xt} = به ترتیب اساس مقطع الاستیک نسبت به بال‌های فشاری و کششی

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$$

(حد لاغری برای جان فشرده - مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۱)

(حد لاغری برای جان غیرفشرده - مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۱)

$h_c =$ دو برابر فاصله تار خنثای الاستیک تا محل اتصال جان به بال فشاری

شعاع ژیراسیون مؤثر، r_t ، با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود:

۱- برای مقاطع I شکل با بال فشاری مستطیل توپر

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_o d} \right)}} \quad (23 - 5 - 2 - 10)$$

با فرض $h_o = d = h$ ، عبارت فوق مساوی شعاع ژیراسیون بال فشاری به علاوه $\frac{1}{3}$ ناحیه فشاری جان حول محور ضعیف مقطع به دست می‌آید:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} a_w \right)}} \cong 0.3 b_{fc} \quad (24 - 5 - 2 - 10)$$

که در آن:

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \quad (25 - 5 - 2 - 10)$$

$h_o =$ فاصله مرکز تا مرکز بال‌ها

$h =$ فاصله بین شروع گردی ریشه جان به بال برای نیمرخ‌های نوردشده و فاصله آزاد

بین دو بال برای نیمرخ‌های ساخته شده از ورق

$h_c =$ دو برابر فاصله تار خنثای الاستیک تا محل اتصال جان به بال فشاری

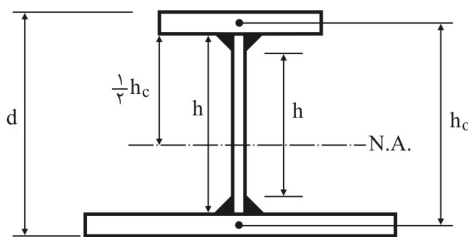
$b_{fc} =$ پهنای بال فشاری

$t_{fc} =$ ضخامت بال فشاری

$t_w =$ ضخامت جان

$a_w =$ نسبت دو برابر مساحت جان تحت

فشار به مساحت بال فشاری



۲- برای مقاطع I شکل با بال فشاری غیرمستطیلی شکل نظیر بال‌های تقویت‌شده با ورق

$r_t =$ شعاع ژیراسیون مقطعی شامل مجموع بال فشاری و یک سوم منطقه فشاری جان

نسبت به محور ماربر جان تیر (محور y)

پ) کمانش موضعی بال فشاری

پ - ۱) برای مقاطع با بال فشاری فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال فشاری نمی‌باشد.

پ - ۲) برای مقاطع با بال فشاری غیرفشرده:

$$M_n = \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (۱۰ - ۲ - ۵ - ۲۶)$$

که در آن:

F_L = مطابق بند (ب) روابط (۱۰ - ۲ - ۵ - ۱۸ - الف و ب)

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{r_{t_{fc}}}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ (حد لاغری برای بال فشرده - مطابق جدول ۱۰ - ۲ - ۲ - ۱)

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ (حد لاغری برای بال غیرفشرده - مطابق جدول ۱۰ - ۲ - ۲ - ۱)

b_{fc} = پهنای بال فشاری

$r_{t_{fc}}$ = ضخامت بال فشاری

ت) تسلیم بال کششی

ت - ۱) در صورتی که $S_{xt} \geq S_{xc}$ باشد لزومی به در نظر گرفتن تسلیم بال کششی نمی‌باشد.

ت - ۲) در صورتی که $S_{xt} < S_{xc}$ باشد:

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \quad (۱۰ - ۲ - ۵ - ۲۷)$$

که در آن:

$$M_{yt} = F_y S_{xt} \quad (۱۰ - ۲ - ۵ - ۲۸)$$

M_{yt} = لنگر تسلیم نسبت به بال کششی

S_{xt} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

R_{pt} = ضریب پلاستیک جان برای بال کششی که از روابط ذیل به دست می آید.

اگر $\frac{h_c}{t_w} < \lambda_{pw}$ باشد آنگاه:

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (۲۹ - ۵ - ۲ - ۱۰)$$

و اگر $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$ باشد آنگاه:

$$R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (۳۰ - ۵ - ۲ - ۱۰)$$

که در آن:

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$$

$$\lambda_{pw} = \lambda_p \quad (\text{حد لاغری برای جان فشرده - مطابق جدول } ۱۰ - ۲ - ۲ - ۱)$$

$$\lambda_{rw} = \lambda_r \quad (\text{حد لاغری برای جان غیرفشرده - مطابق جدول } ۱۰ - ۲ - ۲ - ۱)$$

h_c = دو برابر فاصله تار خنثی در حالت الاستیک تا محل اتصال جان به بال فشاری

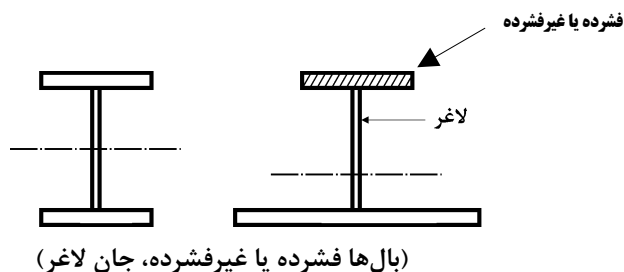
t_w = ضخامت جان

به علاوه داریم:

$$M_{yt} = F_y S_{xt}$$

۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی مقاطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با جان لاغر برای خمش حول محور قوی (تیرورق‌ها)

این بند مربوط است به خمش حول محور قوی مقاطع I شکل با جان لاغر و بال‌های فشرده و یا غیرفشرده با یک یا دو محور تقارن.



مقاومت خمشی اسمی، M_n ، برابر کوچکترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالات حدی تسلیم بال فشاری، کمانش پیچشی - جانبی، کمانش موضعی بال فشاری و تسلیم بال کششی تعیین می‌شود.

الف) تسلیم بال فشاری:

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \quad (۳۱-۵-۲-۱۰)$$

R_{pg} = ضریب کاهش مقاومت خمشی مطابق رابطه زیر:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300 a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1/0 \quad (۳۲-۵-۲-۱۰)$$

a_w = نسبت دو برابر مساحت جان تحت فشار به مساحت بال فشاری (طبق رابطه ۱۰-۲-۵-۲۵) که نباید بزرگتر از ۱۰ در نظر گرفته شود.

ب) کمانش پیچشی - جانبی:

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (۳۳ - ۵ - ۲ - ۱۰)$$

ب - ۱) چنانچه $L_b \leq L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی - جانبی نیست.

ب - ۲) چنانچه $L_p < L_b \leq L_r$ باشد:

$$F_{cr} = C_b \left[F_y - (0.3 F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y \quad (۳۴ - ۵ - ۲ - ۱۰)$$

ب - ۳) چنانچه $L_b > L_r$ باشد:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \leq F_y \quad (۳۵ - ۵ - ۲ - ۱۰)$$

که در آن:

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (۳۶ - ۵ - ۲ - ۱۰)$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.3 F_y}} \quad (۳۷ - ۵ - ۲ - ۱۰)$$

R_{pg} = ضریب کاهش مقاومت خمشی مطابق رابطه (۳۲ - ۵ - ۲ - ۱۰)

r_t = شعاع ژیراسیون مؤثر برای کمانش جانبی مطابق تعاریف روابط ۲۰-۲-۵، ۲۳ و ۲۴

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{1.2 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_o d} \right)}} \quad \text{یا} \quad r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{1.2 \left(1 + \frac{a_w}{6} \right)}} \cong 0.3 b_{fc}$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \leq 1.0$$

$=L_p$ حداکثر طول مهارنشده عضو که در آن حالت حدی تسلیم حاکم است (شکل

$$(۱۰-۲-۵)$$

$=L_r$ حداکثر طول مهارنشده عضو که در آن حالت حدی کمانش جانبی - پیچشی

غیرارتجاعی حاکم است (شکل ۱۰-۲-۵)

پ) کمانش موضعی بال فشاری

پ - ۱) برای مقاطع با بال فشاری فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال فشاری نمی‌باشد.

پ - ۲) برای مقاطع با بال فشاری غیرفشرده :

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc}$$

$$F_{cr} = \left[F_y - (0.3 F_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (۱۰-۲-۵-۳۸)$$

که در آن:

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{r_{t_{fc}}}$$

$$\lambda_{pf} = \lambda_p \quad (\text{حد لاغری بال فشرده - مطابق جدول } ۱۰-۲-۲-۱)$$

$$\lambda_{rf} = \lambda_r \quad (\text{حد لاغری بال غیرفشرده - مطابق جدول } ۱۰-۲-۲-۱)$$

$$b_{fc} = \text{پهنای بال فشاری}$$

$$r_{t_{fc}} = \text{ضخامت بال فشاری}$$

ت) تسلیم بال کششی

ت - ۱) چنانچه $S_{xt} \geq S_{xc}$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن تسلیم بال کششی نمی‌باشد.

ت - ۲) چنانچه $S_{xt} < S_{xc}$ باشد:

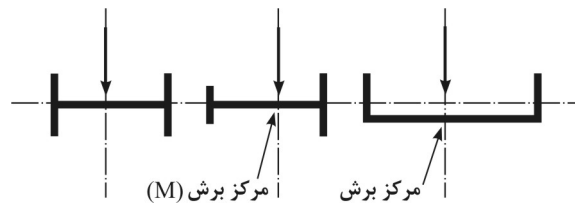
$$M_n = F_y S_{xt} \quad (۱۰-۲-۵-۳۹)$$

$$S_{xt} = \text{اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی}$$

$$S_{xc} = \text{اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری}$$

۱۰-۲-۵-۶ مقاومت خمشی مقاطع I شکل و ناودانی حول محور ضعیف

این بند مربوط است به خمش حول محور ضعیف مقاطع I شکل و ناودانی



(بالها فشرده یا غیرفشرده، جان فشرده یا غیرفشرده و یا لاغر)

مقاومت خمشی اسمی، M_n ، برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالات حدی تسلیم و کمانش موضعی بال تعیین می شود.

الف) تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1/6 F_y S_y \quad (40 - 5 - 2 - 10)$$

ب) کمانش موضعی بال

ب - ۱) برای مقاطع با بالهای فشرده حالت حدی کمانش موضعی بال تعیین کننده نخواهد بود.

ب - ۲) برای مقاطع با بالهای غیرفشرده:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (41 - 5 - 2 - 10)$$

در روابط فوق:

S_y = اساس مقطع الاستیک حول محور ضعیف

Z_y = اساس مقطع پلاستیک حول محور ضعیف

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda_{pf} = \lambda_p \quad (\text{حد لاغری بال فشرده - مطابق جدول ۱۰-۲-۱})$$

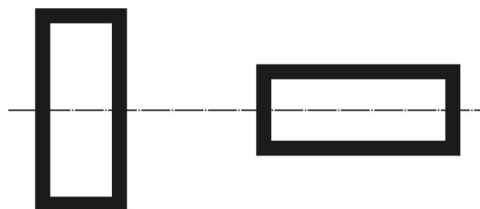
$$\lambda_{rf} = \lambda_r \quad (\text{حد لاغری بال غیرفشرده - مطابق جدول ۱۰-۲-۱})$$

b = پهناى بال

t = ضخامت بال

۱۰-۲-۵-۷ مقاومت خمشی مقاطع قوطی شکل

این بند مربوط است به خمش حول محور قوی یا ضعیف مقاطع قوطی شکل با بال و جان فشرده و غیرفشرده.



(بالها فشرده یا غیرفشرده، جانها فشرده یا غیرفشرده)

مقاومت خمشی اسمی، M_n ، برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالات حدی تسلیم، کمانش موضعی بال و کمانش موضعی جان تعیین می شود.

الف) تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (۱۰-۲-۵-۴۲)$$

Z = اساس مقطع پلاستیک حول محور خمش

ب) کمانش موضعی بال

ب - ۱) برای مقاطع با بال‌های فشرده حالت حدی کمانش موضعی بال تعیین‌کننده نیست.

ب - ۲) برای مقاطع با بال‌های غیرفشرده:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - F_y S) \left(\frac{3}{5} \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right) \right] \leq M_p \quad (43 - 5 - 2 - 10)$$

S = اساس مقطع الاستیک حول محور خمش

پ) کمانش موضعی جان

پ - ۱) برای مقاطع با جان‌های فشرده حالت حدی کمانش موضعی جان تعیین‌کننده نیست.

پ - ۲) برای مقاطع با جان‌های غیرفشرده

$$M_n = \left[M_p - (M_p - F_y S_x) \left(\frac{0.305}{t_w} \frac{h}{\sqrt{\frac{F_y}{E}}} - 0.738 \right) \right] \leq M_p \quad (44 - 5 - 2 - 10)$$

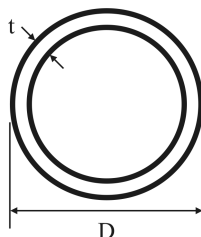
h = فاصله بین شروع گردی ریشه جان به بال برای نیمرخ‌های نوردشده و فاصله آزاد

بین دو بال برای نیمرخ‌های ساخته‌شده از ورق

t_w = ضخامت جان

۱۰-۲-۵-۸ مقاومت خمشی مقاطع لوله‌ای شکل

این بند مربوط است به خمش مقاطع لوله‌ای شکل که در آنها $\frac{D}{t} \leq 0.45 \frac{E}{F_y}$ می‌باشد.



مقاومت خمشی اسمی، M_n ، برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالت حدی تسلیم و کمانش موضعی تعیین می‌شود.

الف) تسلیم

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z$$

(۴۵-۵-۲-۱۰)

Z = اساس مقطع پلاستیک

ب) کمانش موضعی

ب-۱) در صورتی که مقطع فشرده باشد حالت حدی کمانش موضعی تعیین کننده

$$\left(\frac{D}{t} \leq 0.7 \frac{E}{F_y} \right) \text{ نخواهد بود.}$$

ب-۲) در صورتی که مقطع غیرفشرده باشد.

$$\left(0.7 \frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} \leq 0.31 \frac{E}{F_y} \right)$$

$$M_n = \left[\frac{0.21 E}{\left(\frac{D}{t} \right)} + F_y \right] S$$

(۴۶-۵-۲-۱۰)

ب - ۳) چنانچه $\frac{E}{F_y} \frac{D}{t} < 0.45$ باشد:

$$M_n = F_{cr} \cdot S = \frac{0.33E}{\left(\frac{D}{t}\right)} S \quad (47 - 5 - 2 - 10)$$

که در آن:

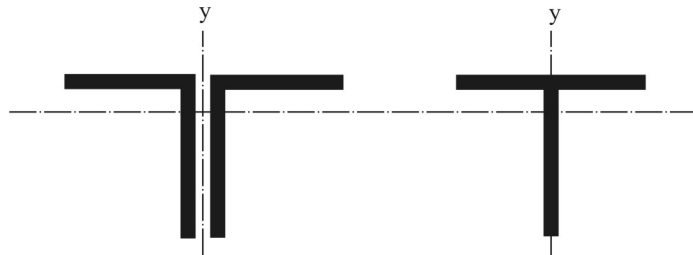
S = اساس مقطع الاستیک

E = مدول الاستیسیته فولاد

۱۰ - ۲ - ۵ - ۹ مقاومت خمشی مقاطع سپری و جفت‌نبشی با

بارگذاری در صفحه تقارن

این بند مربوط است به خمش مقاطع سپری و جفت‌نبشی که در صفحه تقارن بارگذاری شده‌اند. استفاده از این مقاطع با اجزای لاغر مجاز نمی‌باشد.



(بال یا بال‌ها فشرده یا غیرفشرده، جان یا جان‌ها فشرده یا غیرفشرده)

مقاومت خمشی اسمی، M_n ، برابر کوچکترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت حدی تسلیم، کمانش جانبی و کمانش موضعی بال تعیین می‌شود.

الف) تسلیم

الف - ۱) در صورتی که جان تحت کشش باشد (بال تحت فشار) :

$$M_n = M_p = F_y Z_x \leq 1/6 M_y \quad (48 - 5 - 2 - 10)$$

الف - ۲) در صورتی که جان تحت فشار باشد (بال تحت کشش) :

$$M_n = M_p = F_y Z_x \leq M_y \quad (49 - 5 - 2 - 10)$$

که در آن M_y لنگر تسلیم مقطع می‌باشد.

ب) کمانش پیچشی - جانبی

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right] \quad (50 - 5 - 2 - 10)$$

که در آن:

$$B = \pm 2/3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (51 - 5 - 2 - 10)$$

علامت مثبت برای حالتی است که بال یا بال‌ها تحت فشار و علامت منفی برای حالتی است که بال یا بال‌ها تحت کشش هستند. اگر انتهای آزاد جان در نقطه‌ای از طول مهارنشده تحت فشار باشد، علامت منفی خواهد بود.

I_y = ممان اینرسی حول محور تقارن y

J = ثابت پیچشی

d = ارتفاع کلی مقطع

L_b = فاصله مهارهای جانبی

پ) کمانش موضعی بال سپری ها

در حالتی که بال سپری در فشار می باشد.

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \quad (۱۰ - ۲ - ۵ - ۵۲)$$

که در آن:

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

F_{cr} = از رابطه زیر تعیین می شود.

پ - ۱) برای مقاطع سپری با بال فشاری فشرده کمانش موضعی بال تعیین کننده نیست.

پ - ۲) برای مقاطع سپری با بال فشاری غیرفشرده:

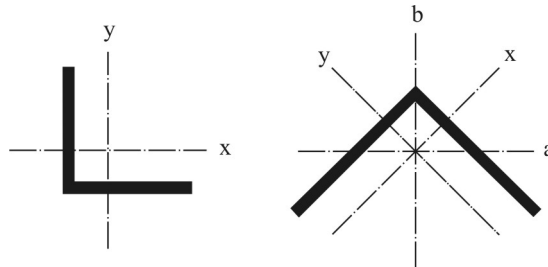
$$F_{cr} = F_y \left[1/19 - 0/5 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right] \quad (۱۰ - ۲ - ۵ - ۵۳)$$

b_f = پهنای بال فشاری

t_f = ضخامت بال فشاری

۱۰ - ۵ - ۲ - ۱۰ مقاومت خمشی مقاطع نبشی تک

این بند مربوط است به خمش مقاطع نبشی تک که در تمام طول خود با یا بدون تکیه گاه جانبی هستند.



در نبشی‌های تک که در تمام طول خود به‌طور پیوسته در مقابل کمانش پیچشی - جانبی مهار شده باشند، طراحی براساس مشخصات هندسی محورهای (y, x) مجاز می‌باشد. اما در نبشی‌هایی که در تمام طول خود فاقد مهار کافی در مقابل کمانش پیچشی - جانبی هستند، باید براساس مشخصات هندسی محورهای اصلی نبشی محاسبه و طراحی شوند.

مقاومت خمشی اسمی، M_n ، برابر کوچکترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالات حدی تسلیم، کمانش پیچشی - جانبی و کمانش موضعی ساق نبشی تعیین می‌شود.

الف) تسلیم

$$M_n = 1/5 M_y \quad (10 - 2 - 5 - 54)$$

که در آن:

$$M_y = \text{لنگر تسلیم حول محور خمش مساوی } SF_y$$

$$S = \text{اساس مقطع الاستیک حول محور خمش}$$

ب) کمانش پیچشی - جانبی

برای نبشی‌هایی که فاقد مهار کافی در مقابل کمانش پیچشی - جانبی در تمام طول خود هستند:

ب - ۱) برای حالتی که $M_e \leq M_y$ باشد:

$$M_n = \left(0.92 - \frac{0.17 M_e}{M_y} \right) M_e \quad (10 - 2 - 5 - 55)$$

ب - ۲) برای حالتی که $M_e > M_y$ باشد:

$$M_n = \left(0.92 - 0.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right) M_y \leq 1/5 M_y \quad (10 - 2 - 5 - 56)$$

که در آن M_e لنگر کمانش پیچشی - جانبی بوده و از روابط زیر به‌دست می‌آید:

(۱) هرگاه خمش حول یکی از محورهای x و y بوده و نبشی با دو ساق مساوی و فاقد مهار کافی در مقابل کمانش پیچشی - جانبی در تمام طول خود باشد:

- اگر فشار حداکثر در لبه آزاد ساق نبشی باشد:

$$M_e = \frac{0.66Eb^4 t C_b}{L^2} \left(\sqrt{1 + 0.78 \left(\frac{Lt}{b^2} \right)^2} - 1 \right) \quad (57 - 5 - 2 - 10)$$

- و اگر کشش حداکثر در لبه آزاد ساق نبشی باشد:

$$M_e = \frac{0.66Eb^4 t C_b}{L^2} \left(\sqrt{1 + 0.78 \left(\frac{Lt}{b^2} \right)^2} + 1 \right) \quad (58 - 5 - 2 - 10)$$

در این حالت، باید برای M_y ضریب کاهش 0.8 در نظر گرفته شود.

تبصره: در حالتی که محل تلاقی دو ساق نبشی در فشار بوده و نسبت دهانه به ارتفاع

کلی $\left(\frac{L}{d} \right)$ کوچکتر یا مساوی مقدار حاصل از رابطه زیر باشد:

$$\left(\frac{1.66E}{F_y} \sqrt{\left(\frac{t}{b} \right)^2 - 1} - \frac{F_y}{E} \right) \quad (59 - 5 - 2 - 10)$$

M_n می تواند برابر M_y در نظر گرفته شود.

(۲) هرگاه خمش حول یکی از محورهای x و y بوده و نبشی با دو ساق مساوی باشد و در

محل لنگر حداکثر دارای مهار جانبی در مقابل کمانش پیچشی - جانبی باشد:

در این حالت M_e ، $1/25$ برابر M_e محاسبه شده در حالت (۱) در نظر گرفته می شود. با این تفاوت که در این حالت ضریب کاهش برای M_y در نظر گرفته نمی شود.

(۳) هرگاه خمش حول محور اصلی قوی بوده و نبشی با دو ساق مساوی باشد :

$$M_e = \frac{0.46 E b^3 t^2 C_b}{L} \quad (60 - 5 - 2 - 10)$$

(۴) هرگاه خمش حول محور اصلی قوی بوده و نبشی با دو ساق نامساوی باشد :

$$M_e = \frac{4/9 E I_z C_b}{L^2} \left(\sqrt{\beta_w^2 + 0.52 \left(\frac{L t}{r_z} \right)^2} + \beta_w \right) \quad (61 - 5 - 2 - 10)$$

که در آن:

C_b = مطابق رابطه (۱۰-۲-۵-۱). مقدار حداکثر آن ۱/۵ می باشد.

L = طول مهارنشده عضو

I_z = ممان اینرسی حول محور اصلی ضعیف

r_z = شعاع ژیراسیون حول محور اصلی ضعیف

t = ضخامت ساق نبشی

β_w = مشخصه هندسی مقطع نبشی برای در نظر گرفتن اثرات ساق های نامساوی. برای

حالتی که ساق کوتاه در فشار است، β_w مثبت و برای حالتی که ساق بلند در

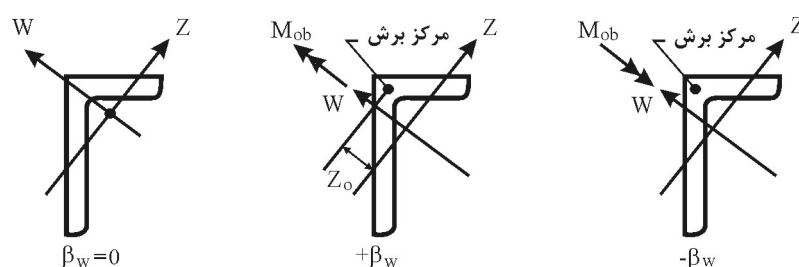
فشار است β_w منفی می باشد.

$$\beta_w = \frac{1}{I_w} \int Z(w^2 + Z^2) dA - 2Z_0 \quad (62 - 5 - 2 - 10)$$

که در آن:

I_w = ممان اینرسی حول محور اصلی قوی

Z_0 = فاصله محور اصلی ضعیف تا مرکز برش



شکل ۱۰-۲-۵-۳ نبشی دو ساق نامساوی و مساوی در خمش.

پ) کمانش موضعی ساق نبشی

حالت حدی کمانش موضعی ساق در حالتی کاربرد دارد که لبه آزاد ساق نبشی در فشار باشد.

پ - ۱) برای مقاطع فشرده کمانش موضعی ساق تعیین کننده نمی باشد.

پ - ۲) برای نبشی هایی که ساق آنها غیرفشرده است:

$$M_n = F_y S_c \left[2/43 - 1/72 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right] \quad (10 - 2 - 5 - 63)$$

که در آن:

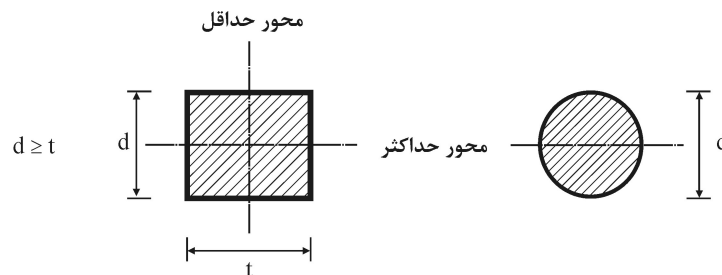
b = پهنای کلی ساق فشاری

S_c = اساس مقطع حول محور خمش نسبت به لبه آزاد ساق نبشی که در فشار می باشد.

برای نبشی های دو ساق مساوی که تحت اثر خمش حول یکی از محورهای x و y قرار دارند و در تمام طول خود فاقد مهار جانبی می باشند، S_c برابر $0/8$ اساس مقطع نسبت به محورهای x و y در نظر گرفته می شود.

۱۰ - ۲ - ۵ - ۱۱ مقاومت خمشی مقاطع توپر دایره ای و چهارگوش

این بند مربوط است به خمش مقاطع توپر چهارگوش که حول یکی از محورهای اصلی بارگذاری شده اند و همچنین مقاطع توپر دایره ای.



مقاومت خمشی اسمی، M_n ، برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالات حدی

تسلیم و کمانش پیچشی - جانبی تعیین می شود.

الف) تسلیم

برای مقاطع چهارگوش و خمش حول محور قوی و با رعایت شرط $\left(\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y}\right)$ و مقاطع چهارگوش و خمش حول محور ضعیف و مقاطع دایره‌ای، مقاومت خمشی اسمی M_n ، از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1/6 M_y \quad (10-2-5-64)$$

که در آن:

L_b = فاصله بین دو نقطه مهارشده ناحیه فشاری و یا دو نقطه که از پیش مقطع جلوگیری شده است.

d = بعد بزرگ مقطع چهارگوش (عمود بر محور خمش)

t = بعد کوچک مقطع چهارگوش (موازی محور خمش)

Z = اساس مقطع پلاستیک

ب) کماتش پیچشی - جانبی

ب-۱) مقاطع چهارگوش و خمش حول محور قوی

- چنانچه $\frac{0.08E}{F_y} \leq \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1}{9} \frac{E}{F_y}$ باشد:

$$M_n = C_b \left[1/52 - 0.274 \left(\frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p \quad (10-2-5-65)$$

- چنانچه $\frac{L_b d}{t^2} > \frac{1}{9} \frac{E}{F_y}$ باشد:

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \quad (10-2-5-66)$$

که در آن:

$$F_{cr} = \frac{1/4 EC_b}{\left(\frac{L_b \cdot d}{t^2} \right)} \quad (67 - 5 - 2 - 10)$$

L_b = فاصله بین دو نقطه مهارشده ناحیه فشاری و یا دو نقطه که از پیچش مقطع جلوگیری شده است.

d = بعد بزرگ مقطع چهارگوش (عمود بر محور خمش)

t = بعد کوچک مقطع چهارگوش (موازی محور خمش)

C_b = ضریب یکنواختی نمودار لنگر خمشی مطابق رابطه (۱۰ - ۲ - ۵ - ۱) که مقدار حداکثر آن مساوی ۱/۵ می‌باشد.

ب - ۲) مقاطع توپر چهارگوش و خمش حول محور ضعیف و مقاطع توپر دایره‌ای.

کمانش پیچشی - جانبی برای این نوع مقاطع تعیین کننده نمی‌باشد.

۱۰ - ۲ - ۵ - ۱۲ مقررات عمومی

۱۰ - ۲ - ۵ - ۱۲ - ۱ نگهداری در مقابل دوران و غلتیدن در تکیه‌گاه

تیرها و شاهتیرها باید در محل تکیه‌گاه‌ها در مقابل دوران و غلتیدن حول محور طولی به‌طور مطمئن نگهداری شوند.

۱۰ - ۲ - ۵ - ۱۲ - ۲ دهانه تیرهای ساده

طول دهانه تیرها و شاهتیرها که به‌صورت دهانه ساده طراحی و محاسبه می‌شوند، باید مساوی فاصله مراکز ثقل اعضای تکیه‌گاهی در نظر گرفته شود.

۱۰ - ۲ - ۵ - ۱۲ - ۳ گیرداری در انتها

در تحلیل و طراحی با فرض صلبیت کامل و یا جزیی در انتهای عضو، باید تیرها و شاهتیرها و همچنین اعضای که این قطعات به‌آنها متصل می‌شوند را طوری طراحی کرد که

مقاومت‌های مقطع تیر جوابگوی تلاش‌های به‌وجود آمده نظیر نیروهای برشی و لنگرهای خمشی باشد.

۱۰-۲-۵-۱۲-۴ مقطع اعضای خمشی

الف) کلیات

ابعاد لازم برای تیرهای نوردشده، تیرورق‌ها و تیرها با ورق تقویتی بال به‌طور کلی بر مبنای سطح مقطع کلی تعیین می‌شوند.

ب) اثر سوراخ در بال تیرها

در صورت وجود سوراخ در بال تیرها، در محاسبه مقاومت خمشی اسمی (M_n) در محدوده سوراخ‌ها باید محدودیت‌های گسیختگی بال کششی در نظر گرفته شود. در صورت برقراری رابطه زیر، هیچ‌گونه محدودیتی در محاسبه مقاومت خمشی اسمی، M_n ، به‌خاطر گسیختگی بال کششی در نظر گرفته نمی‌شود.

$$F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg} \quad (۱۰-۲-۵-۶۸)$$

که در آن:

A_{fg} = سطح مقطع کلی بال کششی

A_{fn} = سطح مقطع خالص بال کششی که براساس فصل (۱۰-۲-۳) محاسبه می‌شود.

F_u = تنش نهایی کششی فولاد

F_y = تنش تسلیم فولاد

Y_t = ضریب تأثیر سوراخ که برابر یک است، در صورتی که $\frac{F_y}{F_u} \leq 0.8$ باشد و برابر ۱/۱

است، در صورتی که $\frac{F_y}{F_u} > 0.8$ باشد.

در صورت عدم برقراری رابطه (۱۰-۲-۵-۶۸)، در محاسبه مقاومت خمشی اسمی، M_n ،

در محدوده سوراخ باید محدودیت زیر به خاطر گسیختگی بال کششی در نظر گرفته شود.

$$M_n \leq \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x \quad (۱۰ - ۲ - ۵ - ۶۹)$$

که در آن S_x اساس الاستیک مقطع است.

پ) تقویت بال‌ها

بال تیرهای نوردشده و تیورورق‌ها را می‌توان به کمک ورق‌های تقویتی بال، تقویت نمود. مجموع مساحت‌های ورق‌های تقویتی در تیرهای تقویت‌شده با ورق، نباید از ۷۰ درصد مساحت مقطع کل بال (شامل ورق‌های تقویت) تجاوز نماید.

ت) اتصال بال به جان

پیچ‌های پرمقاومت، پرچ‌ها، و جوش‌های اتصال‌دهنده بال به جان و ورق تقویتی به بال باید بر مبنای برش افقی ناشی از تغییرات لنگر خمشی تیر طراحی شوند. توزیع طولی پیچ‌ها، پرچ‌ها و جوش‌های منقطع باید متناسب با نیروی برشی باشد. لیکن فاصله آنها نباید از حداقل مقادیر t ، ۲۴ ، ۳۰۰ mm و یا $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $۰/۷۵$ تجاوز نماید. (t ضخامت ورق جان یا بال، هر کدام که کوچکترند، می‌باشد).

این پیچ‌ها، پرچ‌ها و جوش‌ها باید برای انتقال هر نیرویی که مستقیماً از طریق بال به جان منتقل می‌شود، طراحی گردند، مگر اینکه این نیرو به طریقی دیگر به جان انتقال یابد.

ث) قطع ورق‌های تقویتی بال‌ها

ورق‌های تقویتی که در تمام طول دهانه ادامه ندارند، باید بعد از نقطه قطع محاسباتی به طول مشخصی ادامه یافته و در این طول توسط پیچ‌های پرمقاومت اصطکاکی، پرچ و یا جوش گوشه به بال متصل شوند. به این طول، طول گیرایی می‌گویند. اتصال ورق در طول گیرایی باید برای انتقال برش افقی ناشی از مقاومت خمشی تیر

در نقطه قطع محاسباتی ورق (مساحت ورق تقویت \times تنش تسلیم فولاد) در حد مقاومت نظیر اتصال، کافی باشد.
حداقل طول گیرایی، a ، که از انتهای ورق اندازه‌گیری می‌شود، به شرح زیر در نظر گرفته شود:

۱. پهنای ورق تقویتی، در حالتی که جوش اتصال ورق تقویتی به تیر در طول a ، پیوسته و بعد ساق آن حداقل سه‌چهارم ضخامت ورق تقویتی باشد و در دو لبه کناری ورق تقویتی و در لبه انتهای ورق اجرا شود.
۲. یک و نیم برابر پهنای ورق تقویتی، در حالتی که بعد جوش پیوسته به طول a در دو لبه کناری ورق و در انتهای آن کمتر از سه‌چهارم ضخامت ورق تقویتی باشد.
۳. دو برابر پهنای ورق تقویتی، در حالتی که جوش پیوسته به طول a فقط در دو لبه کناری ورق وجود دارد و در لبه انتهایی جوش اجرا نمی‌شود.

ج) محدودیت تیرهای I شکل با یک محور تقارن

تیرهای I شکل که دارای یک محور تقارن هستند، باید محدودیت زیر را ارضاء نمایند.

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad (10-2-5-70)$$

I_y = ممان اینرسی مقطع کل حول محور y

I_{yc} = ممان اینرسی بال فشاری حول محور y در حالت انحنای ساده و ممان اینرسی

بال کوچکتر حول محور y در حالت انحنای مضاعف.

۱۰-۲-۶ طراحی اعضا برای برش

این بخش مربوط است به:

- طراحی جان تیرهای نوردشده و تیرورقها با مقطع متقارن یکمحوره و دومحوره که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند.
- طراحی برای برش نبشی‌های تک و مقاطع توخالی نظیر مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل
- طراحی برای برش تیرهای نوردشده و تیرورقها با مقطع متقارن یکمحوره و دومحوره که تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف قرار دارند.

تیسره: برای محاسبه مقاومت برشی اجزای اتصال و همچنین برش چشمه اتصال جان ستون به بخش ۱۰-۲-۱۰ مراجعه شود.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارایه می‌گردد:

- بند (۱۰-۲-۶-۱) مقررات عمومی
- بند (۱۰-۲-۶-۲) مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی.

- بند (۱۰ - ۲ - ۶ - ۳) مقاومت برشی اعضا با توجه به عمل میدان کششی.
- بند (۱۰ - ۲ - ۶ - ۴) مقاومت برشی نبشی‌های تک
- بند (۱۰ - ۲ - ۶ - ۵) مقاومت برشی مقاطع قوطی
- بند (۱۰ - ۲ - ۶ - ۶) مقاومت برشی مقاطع لوله‌ای
- بند (۱۰ - ۲ - ۶ - ۷) مقاومت برشی مقاطع که تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف قرار دارند.

۱۰-۲-۶-۱ مقررات عمومی

در این بخش برای طراحی برشی دو روش ارائه گردیده است. در روش اول مطابق بند (۱۰ - ۲ - ۶ - ۲) برای محاسبه مقاومت برشی اعضا از عمل میدان کششی استفاده نمی‌شود. اما در روش دوم مطابق بند (۱۰ - ۲ - ۶ - ۳) برای محاسبه مقاومت برشی اعضا از عمل میدان کششی استفاده می‌شود.

مقاومت برشی طرح مساوی $\phi_v V_n$ می‌باشد که در آن V_n مقاومت برشی اسمی و ϕ_v ضریب تقلیل مقاومت برشی می‌باشد.

ضریب ϕ_v در کلیه ضوابط این فصل برابر $0/9$ بوده به جز در مورد بند (۱۰-۲-۶-۱) حالت (الف) که مقدار آن باید ۱ در نظر گرفته شود.

مقاومت برشی اسمی نیز به شرح بندهای زیر تعیین می‌گردد.

۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی

این بند مربوط است به مقاومت برشی اسمی تیرهای نوردشده و تیرورق‌ها با مقطع متقارن یک‌محوره و دوماحوره که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند. ناودانی‌هایی که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند نیز براساس مقررات این بند محاسبه می‌شوند.

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی، V_n ، مقاطع با جان سخت نشده و سخت شده براساس حالت حدی تسلیم برشی و کمانش برشی به صورت زیر محاسبه می شود.*

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (1-6-2-10)$$

که در آن:

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد جان}$$

$A_w = \text{مساحت اسمی جان که در نیمرخ های نورد شده به صورت حاصل ضرب ارتفاع کلی}$

مقطع، d ، در ضخامت جان، t_w ، تعریف می شود. در تیورق ها مساوی مساحت ورق جان می باشد.

$C_v = \text{نسبت تنش کمانش برشی جان به تنش تسلیم برشی فولاد جان می باشد و از روابط زیر به دست می آید.}$

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده و با نسبت $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ، C_v از رابطه زیر

محاسبه می شود:

$$\phi_v = 1$$

$$C_v = 1 \quad (2-6-2-10)$$

ب) برای جان سایر مقاطع به استثنای مقاطع لوله ای، C_v از روابط زیر محاسبه می شود:

ب-۱) در صورتی که $\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$ باشد:

$$C_v = 1 \quad (3-6-2-10)$$

* مقاومت برشی اسمی V_n مقاطع با جان سخت نشده (بدون سخت کننده) در تمام حالات از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$V_n = \frac{0.6 E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} A_w \leq 0.6 F_y A_w$$

ب - ۲) در صورتی که $\frac{1}{\sqrt{K_v}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{1}{\sqrt{37}} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد :

$$C_v = \frac{\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \quad (۴-۶-۲-۱۰)$$

ب - ۳) در صورتی که $\frac{h}{t_w} > \frac{1}{\sqrt{37}} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد :

$$C_v = \frac{\sqrt{\frac{1}{5} \frac{E K_v}{F_y}}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \quad (۵-۶-۲-۱۰)$$

در روابط فوق، K_v ضریب کمانش برشی ورق جان بوده و از روابط زیر به دست می آید:

۱. برای جان بدون سخت کننده عرضی با $\frac{h}{t_w} < ۲۶۰$ ، $K_v = ۵$ می باشد. به استثنای جان

مقاطع سپری که در آن $K_v = ۱/۲$ است.

۲. برای جان با سخت کننده های عرضی:

$$K_v = ۵ + \frac{۵}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (۶-۶-۲-۱۰)$$

تبصره: اگر $\frac{a}{h}$ از ۳ یا $\left[\frac{۲۶۰}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\right]^2$ تجاوز نماید، مقدار K_v برابر ۵ در نظر گرفته می شود.

در روابط فوق:

$t_w =$ ضخامت جان

a = فاصله خالص بین سخت‌کننده‌های عرضی جان
 h = برای تیرهای نوردشده مساوی فاصله خالص بین دو بال منهای شعاع گردی محل اتصال بال به جان
 = برای تیورق‌های جوشی مساوی فاصله خالص بین دو بال
 = برای تیورق‌های پیچی یا پرچی فاصله بین خطوط پیچ یا پرچ
 = برای مقاطع سپری مساوی ارتفاع کلی مقطع

۱۰-۲-۶-۲ سخت‌کننده‌های عرضی

سخت‌کننده‌های عرضی، ورق‌هایی هستند که به صورت تیغه قائم و در فواصل a عمود بر ورق جان در حد فاصل دو بال قرار داده می‌شوند.

در صورتی که $\frac{h}{t_w} \leq 2/46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ بوده و یا تنش برشی متوسط جان در کلیه ترکیبات

بارگذاری کوچکتر یا مساوی V_n محاسبه شده طبق بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ ب با فرض $K_v = 5$ باشد احتیاجی به سخت‌کننده‌های عرضی نخواهیم داشت.

در صورتی که $\frac{h}{t_w} \geq 260$ بوده و یا نیاز به مقاومت برشی بیشتر بدون افزایش ضخامت

جان باشد، باید از سخت‌کننده عرضی جان با رعایت محدودیت‌های زیر استفاده نمود.

الف: ممان اینرسی (I_{st}) در قطعات سخت‌کننده جفت نسبت به محور مرکزی جان و یا ممان اینرسی (I_{st}) در قطعات سخت‌کننده تک نسبت به محل تماس سخت‌کننده با ورق جان باید در رابطه زیر صدق نماید. (شکل ۱۰-۲-۶-۱)

$$I_{st} \geq at_w^3 J \quad (7-6-2-10)$$

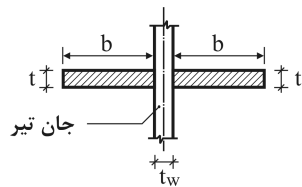
که در آن:

$$J = \frac{2/5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2 \geq 0/5 \quad (8-6-2-10)$$

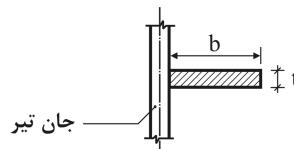
a و t_w در قبل تعریف شده است.

ب: سخت‌کننده‌ها به صورت تک یا جفت باید به بال فشاری متصل (جوش) گردند.

پ: در صورتی که به عمل تماس مستقیم بین قطعه سخت‌کننده و بال تیر، برای انتقال بارهای متمرکز یا عکس‌العمل تکیه‌گاهی، احتیاج نباشد، می‌توان سخت‌کننده را به بال کششی جوش نداد. در صورت جوش سخت‌کننده به بال کششی و وجود بارهای متغیر دینامیکی، باید اثرات خستگی مورد توجه قرار گیرد.



$$I_{st} = \frac{(2b + t_w)^2 t}{12} \cong \frac{2}{3} b^2 t$$



$$I_{st} = \frac{1}{3} b^2 t$$

شکل ۱۰-۲-۶-۱ مقطع سخت‌کننده‌های عرضی.

ت: در صورت عدم جوشکاری سخت‌کننده به بال کششی، جوش‌هایی که قطعه سخت‌کننده را به جان تیر وصل می‌کنند باید در فاصله‌ای نه کمتر از ۴ برابر و نه دورتر از ۶ برابر ضخامت جان از بر جوش اتصال جان و بال کششی ختم شوند.

ث: هرگاه مهارهای افقی به سخت‌کننده‌های تک یا جفت متصل باشند، باید اتصال سخت‌کننده‌ها به بال فشاری به نحوی باشد که بتواند یک درصد کل نیروی بال فشاری را منتقل نماید، مگر اینکه بال فشاری فقط از نبشی تشکیل شده باشد.

ج: فاصله مرکز به مرکز پیچ‌هایی که سخت‌کننده‌ها را به جان تیر وصل می‌کنند، نباید از ۳۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. چنانچه برای اتصال سخت‌کننده‌ها به جان تیر از جوش‌های گوشه منقطع استفاده شود، باید فواصل بین جوش‌ها از ۱۶ برابر ضخامت جان یا ۲۵۰ میلی‌متر، هر کدام کمتر است، تجاوز ننماید.

ج: نسبت پهنا به ضخامت سخت کننده (b/t) باید شرایط حالت ۳ از جدول ۱۰-۲-۲ را اقلان نماید.

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{st} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yst}}} \quad (10-2-6-9)$$

ح: قطعات سخت کننده باید به جان تیر اتصال کافی داشته باشد. در صورت عدم وجود نیروهای متمرکز، اتصال سخت کننده‌های عرضی به جان تیر باید برای نیروی برشی حداقل برابر مقدار رابطه زیر محاسبه شود:

$$f_{vs} = 1/6 h \sqrt{\left(\frac{150 F_y}{E}\right)^2} \quad (10-2-6-10)$$

f_{vs} = نیروی برشی در واحد طول اتصال سخت کننده به جان

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

۱۰-۲-۶-۳ مقاومت برشی اعضا با توجه به عمل میدان کششی

در حالتی که قطعات سخت کننده عرضی مطابق بند (۱۰-۲-۶-۲) تعبیه شود، می‌توان از عمل میدان کششی برای محاسبه مقاومت برشی اعضا استفاده نمود.

۱۰-۲-۶-۱ محدودیت‌های استفاده از عمل میدان کششی

به‌طور کلی استفاده از عمل میدان کششی برای حالت‌های زیر مجاز نمی‌باشد.

(الف) در چشمه‌های دو انتهای تیر،

(ب) در چشمه‌هایی که دارای بازشو هستند،

(پ) در چشمه‌های مجاور چشمه‌ای که بازشو دارد،

(ت) در اعضایی که $\frac{a}{h} > 3$ و یا $\frac{a}{h} > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\right]^2$ می‌باشد.

(ث) در اعضایی که $\frac{2A_w}{A_{fc} + A_{ft}} > 2/5$ می باشد،

(ج) در اعضایی که $\frac{h}{b_{ft}} > 6$ یا $\frac{h}{b_{fc}} > 6$ باشد.

که در روابط مذکور داریم:

a = فاصله خالص بین سخت کننده های عرضی جان

h = مطابق تعریف بند (۱۰ - ۲ - ۶ - ۲ - ۱)

A_{fc} = سطح مقطع بال فشاری

A_{ft} = سطح مقطع بال کششی

b_{fc} = پهنای بال فشاری

b_{ft} = پهنای بال کششی

۱۰ - ۲ - ۶ - ۳ - ۲ مقاومت برشی اسمی با توجه به عمل میدان کششی

در صورت استفاده از عمل میدان کششی، مقاومت برشی اسمی، V_n ، براساس حالت حدی تسلیم میدان کششی به صورت زیر محاسبه می شود:

(الف) اگر $\frac{h}{t_w} \leq 1/1 \sqrt{K_v \frac{E}{F_y}}$ باشد در این صورت:

$$V_n = 0.6 F_y A_w \quad (11 - 6 - 2 - 10)$$

(ب) اگر $\frac{h}{t_w} > 1/1 \sqrt{K_v \frac{E}{F_y}}$ باشد، آنگاه:

$$V_n = 0.6 F_y A_w \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1/15 \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right) \quad (12 - 6 - 2 - 10)$$

که در آن مقادیر h ، t_w ، C_v و K_v مطابق بند ۱۰ - ۲ - ۶ - ۲ - ۱ - ب محاسبه می شوند.

۱۰-۲-۶-۳ سخت‌کننده‌های عرضی

در صورت استفاده از عمل میدان کششی، سخت‌کننده‌های عرضی علاوه بر تأمین ضوابط بند (۱۰-۲-۶-۲) باید محدودیت زیر را نیز برآورده نمایند.

$$A_{st} > \frac{F_y}{F_{yst}} \left[0.15 D_s h t_w (1 - C_v) \frac{V_r}{V_c} - 1.8 t_w^2 \right] \geq 0 \quad (10-2-6-13)$$

که در آن:

F_{yst} = تنش تسلیم فولاد سخت‌کننده

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

C_v = مطابق تعریف بند (۱۰-۲-۶-۲)

D_s = ۱ برای سخت‌کننده‌های زوج

= ۱/۸ برای سخت‌کننده‌های تک از نبشی

= ۲/۴ برای سخت‌کننده‌های تک از ورق

V_r = مقاومت برشی مورد نیاز در محل سخت‌کننده تحت اثر بارهای ضریب‌دار

V_c = مقاومت برشی طرح مساوی $V_n \Phi_v$

Φ_v = ضریب تقلیل مقاومت برشی

V_n = مقاومت برشی اسمی مطابق بند (۱۰-۲-۶-۳)

۱۰-۲-۶-۴ مقاومت برشی نبشی‌های تک

مقاومت برشی اسمی، V_n ، برای نبشی‌های تک مطابق بند (۱۰-۲-۶-۲) محاسبه می‌شود که در آن باید $C_v=1$ ، $K_v=1/2$ و $A_w=bt$ (b پهنای ساق نبشی و t ضخامت ساق نبشی) در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۶-۵ مقاومت برشی مقاطع قوطی شکل

مقاومت برشی اسمی، V_n ، برای این مقاطع مطابق بند (۱۰-۲-۶-۱) محاسبه می‌شود که در آن، $K_v = 5$ و $A_w = 2ht_w$ در نظر گرفته شود که در آنها:

$$t_w = \text{ضخامت جان}^*$$

h = برای مقاطع نوردشده، فاصله خالص بین دو بال منهای شعاع انحنای بین بال و جان در هر طرف. در صورت مشخص نبودن شعاع انحنا برای محاسبه h می‌توان ابعاد کلی (بیرونی) منهای سه برابر ضخامت بال را در محاسبات منظور نمود. = برای مقاطع جوشی ساخته شده از ورق، h فاصله خالص بین دو بال می‌باشد.

۱۰-۲-۶-۶ مقاومت برشی مقاطع لوله‌ای

مقاومت برشی اسمی، V_n ، برای مقاطع لوله‌ای براساس حالت حدی تسلیم برشی و کمناش برشی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = \frac{1}{\phi} F_{cr} A_g \quad (10-2-6-14)$$

که در آن F_{cr} بزرگترین مقدار به دست آمده از روابط زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$F_{cr} = \frac{1/\phi E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^2}} \leq 0.6 F_y \quad (10-2-6-15)$$

و

$$F_{cr} = \frac{0.78 E}{\sqrt{\left(\frac{D}{t}\right)^2}} \leq 0.6 F_y \quad (10-2-6-16)$$

* منظور از جان مقاطع قوطی شکل، اجزایی می‌باشند که موازی نیروی برشی مورد نظر بوده و آن را تحمل می‌نمایند.

در روابط فوق:

$$A_g = \text{سطح مقطع کلی لوله}$$

$$D = \text{قطر خارجی لوله}$$

$$L_v = \text{فاصله بین نیروی برشی حداکثر تا نیروی برشی صفر در طول عضو}$$

$$t = \text{ضخامت مقطع لوله}$$

تبصره: روابط کمانشی ۱۰-۲-۶-۱۵ و ۱۶، برای مقاطع با $\frac{D}{t} > 100$ ، فولاد پرمقاومت و یا دهانه‌های بزرگ کنترل‌کننده هستند. مقاومت برشی مقاطع لوله‌ای استاندارد براساس حالت حدی تسلیم طبق رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\left[V_n = \frac{1}{\phi} (0.6 F_y A_g) \right] \quad (10-2-6-17)$$

۱۰-۲-۶-۷ مقاومت برشی مقاطع با یک یا دو محور تقارن که تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف قرار دارند

مقاومت برشی اسمی، V_n ، در این نوع مقاطع در صورتی که تحت اثر پیچش قرار نداشته باشند، با استفاده از رابطه ۱۰-۲-۶-۱ و بند ۱۰-۲-۶-۱-۲-۱ با فرض $A_w = b_f t_f$ و $K_v = 1$ تعیین می‌شود که در آن b_f عرض بال و t_f ضخامت بال می‌باشد.

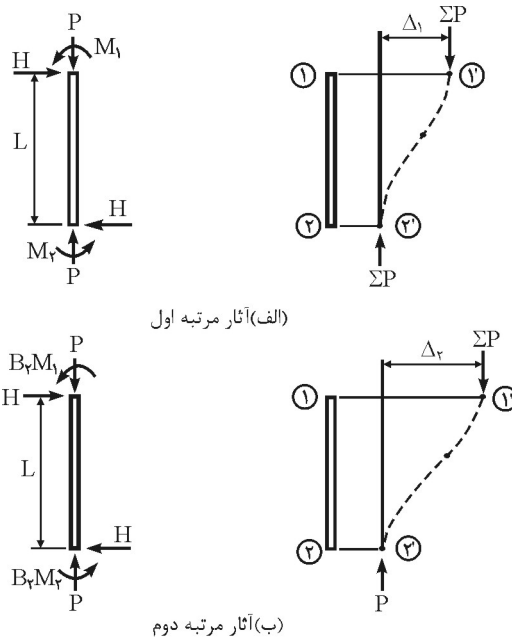
۱۰-۲-۷ طراحی اعضا برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی

- این بخش به طراحی اعضای منشوری تحت اثر همزمان نیروی محوری (فشاری و یا کششی)، و لنگر خمشی حول یک یا دو محور مربوط می‌شود.
- مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد.
- بند ۱۰-۲-۷-۱ - آثار مرتبه دوم - لنگر ثانوی
 - بند ۱۰-۲-۷-۲ - اعضا با مقطعی با یک و یا دو محور تقارن تحت اثر توأم فشار محوری و لنگر خمشی
 - بند ۱۰-۲-۷-۳ - اعضا با مقطعی با یک و یا دو محور تقارن تحت اثر توأم کشش محوری و لنگر خمشی

۱۰-۲-۷-۱ آثار مرتبه دوم - لنگر ثانوی

در طراحی اعضا تحت اثر همزمان نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی باید اثرات مرتبه دوم ناشی از تغییرشکل‌های جانبی عضو در نظر گرفته شود.

اثر مرتبه دوم، به وجود آمدن لنگر خمشی ثانوی ناشی از بارهای محوری به علت تغییرشکل‌های جانبی عضو می‌باشد (شکل ۱۰-۲-۷-۱).



(الف) آثار مرتبه اول

(ب) آثار مرتبه دوم

شکل ۱۰-۲-۷-۱ آثار مرتبه اول و آثار مرتبه دوم.

۱۰-۲-۷-۱ طبقه مهارشده جانبی

طبقه مهارشده به طبقه‌ای اطلاق می‌شود که تغییرمکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد. چنانچه شاخص پایداری طبقه که نسبت لنگر ثانوی به لنگر اولیه می‌باشد و از رابطه ۱۰-۲-۷-۱ تعیین می‌گردد، کوچکتر از ۰/۰۵ باشد، طبقه مهارشده جانبی تلقی می‌شود. در این حالت تمام قطعات فشاری واقع در این طبقه اصطلاحاً مهارشده نامیده می‌شوند.

$$\theta_i = \frac{(\Sigma P) \Delta_H}{HL} \quad (۱۰-۲-۷-۱)$$

که در آن:

ΣP = مجموع نیروهای محوری نهایی (ضریبدار) ستون‌های یک طبقه بر پایه تحلیل

مرتبه اول

H = نیروی برشی نهایی (ضریبدار) طبقه

Δ_H = تغییرمکان جانبی طبقه نسبت به طبقه زیرین، متناظر با نیروهای فوق
 L = ارتفاع طبقه

در صورتی که شاخص پایداری طبقه از θ_{max} بیشتر باشد، سازه در طبقه مورد نظر ناپایدار محسوب شده و باید در طراحی آن تجدید نظر کرد.*

$$\theta_{max} = 0.25 \quad (2-7-2-10)$$

۲-۱-۷-۲-۱۰ تعیین اثر لنگر ثانوی

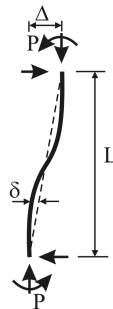
اثرات لنگر ثانوی باید براساس یکی از روش‌های بندهای ۱۰-۲-۷-۱-۳ و ۱۰-۲-۷-۱-۴ در نظر گرفته شود.

۳-۱-۷-۲-۱۰ تحلیل ارتجاعی مرتبه دوم (تحلیل غیرخطی هندسی)

در این روش نیروهای داخلی نهایی اعضا بر پایه تحلیل ارتجاعی مرتبه دوم (تحلیل غیرخطی هندسی) با در نظر گرفتن اثرات توأم $P-\Delta$ و $P-\delta$ تعیین می‌گردد (شکل ۲-۷-۲-۱۰).

Δ = تغییرمکان جانبی نسبی دو انتهای عضو

δ = حداکثر تغییرمکان نسبت به خط واصل دو انتها



شکل ۲-۷-۲-۱۰ اثرات $P-\Delta$ و $P-\delta$ در تیرستون‌ها.

* در صورتی که نیروی جانبی زلزله باشد، باید θ_{max} براساس آیین‌نامه زلزله مربوطه ملحوظ گردد.

۱۰-۲-۷-۱-۴ روش تشدید لنگرهای خمشی

در این روش آثار لنگر ثانوی در سازه با استفاده از ضرایب تشدید نیروها و لنگرهای خمشی برای اعضا و اتصالات بر پایه تحلیل ارتجاعی خطی (مرتبه اول) به شرح زیر محاسبه می‌گردد:

الف) طبقات مهارشده

در اعضای فشاری طبقات مهارشده، لنگر خمشی تشدید یافته M_r از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$M_r = B_1 M_r \quad (۳-۷-۲-۱۰)$$

$M_r =$ لنگر خمشی حداکثر در انتهای عضو فشاری

ب) طبقات مهارنشده

در اعضای فشاری طبقات مهارنشده، لنگر خمشی تشدید یافته M_r و نیروی محوری تشدید یافته P_r با استفاده از روابط زیر تعیین می‌گردد.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{\ell t} \quad (۴-۷-۲-۱۰)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{\ell t} \quad (۵-۷-۲-۱۰)$$

که در روابط فوق:

$$B_1 = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{\alpha P}{P_{e1}}\right)} \geq 1 \quad (۶-۷-۲-۱۰)$$

$$(P = P_{nt} + P_{\ell t})$$

$$B_2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}\right)} \geq 1 \quad (۷-۷-۲-۱۰)$$

که در آن:

$M_r =$ لنگر خمشی تشدید یافته (مقاومت خمشی مورد نیاز)

$M_{nt} =$ لنگر خمشی نهایی با فرض عدم انتقال جانبی در قاب بر پایه تحلیل ارتجاعی

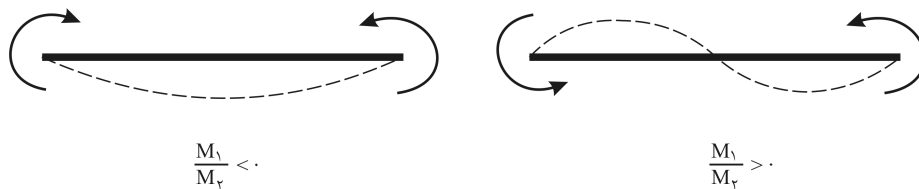
مرتبه اول

$M_{\ell t}$ = لنگر خمشی نهایی به علت انتقال جانبی قاب برپایه تحلیل ارتجاعی مرتبه اول
 P_r = نیروی محوری نهایی تشدید یافته (مقاومت محوری مورد نیاز)
 P_{nt} = نیروی محوری نهایی همراه با لنگر M_{nt} ، با فرض عدم انتقال جانبی در قاب
 بر پایه تحلیل ارتجاعی مرتبه اول
 $P_{\ell t}$ = نیروی محوری نهایی همراه با لنگر $M_{\ell t}$ ، به علت انتقال جانبی در قاب برپایه
 تحلیل ارتجاعی مرتبه اول
 B_1 = ضریب تشدید لنگر برای در نظر گرفتن اثر $P - \delta$
 B_2 = ضریب تشدید لنگر برای در نظر گرفتن اثر $P - \Delta$
 C_m = ضریب هم‌مکانی لنگر حداکثر ناشی از تحلیل مرتبه اول با لنگر ثانوی در
 اعضای بدون انتقال جانبی دو انتها که به صورت زیر تعیین می‌شود:
 $\lambda = \alpha$

۱. برای اعضای فشاری بدون انتقال جانبی دو انتها و بدون بار جانبی در صفحه
 خمش

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (8-7-2-10)$$

که در آن نسبت لنگر انتهایی کوچکتر به لنگر انتهایی بزرگتر عضو در
 صفحه خمش مورد نظر است. در صورتی که انحنای عضو به علت دو لنگر
 فوق، ساده باشد، این نسبت منفی و در صورتی که انحنای عضو مضاعف
 باشد، این نسبت مثبت است.



شکل ۱۰-۲-۷-۳ انحنای ساده و مضاعف.

۲. برای اعضای فشاری تحت بار جانبی بین تکیه‌گاه‌ها در صفحه خمش، مقدار C_m را می‌توان بر پایه تحلیل منطقی محاسبه نمود. در غیر این صورت به‌طور محافظه‌کارانه مقدار آن مساوی یک در نظر گرفته می‌شود.

$P_{e1} =$ بار کماتش بحرانی عضو با فرض عدم انتقال جانبی در قاب و مقدار آن از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (9-7-2-10)$$

$\Sigma P_{e2} =$ بار کماتش بحرانی ستون‌های یک طبقه با در نظر گرفتن آثار انتقال جانبی در قاب و مقدار آن به‌صورت زیر قابل محاسبه است:

- در حالت کلی، برای کلیه سیستم‌های مقاوم در مقابل بارهای جانبی ΣP_{e2} را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\Sigma P_{e2} = R_M \frac{(\Sigma H)L}{\Delta_H} \quad (10-7-2-10)$$

- چنانچه سیستم مقاوم در مقابل بارهای جانبی، قاب خمشی تنها باشد ΣP_{e2} را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\Sigma P_{e2} = \Sigma \frac{\pi^2 EI}{(K_2 L)^2} \quad (11-7-2-10)$$

در روابط فوق:

$E =$ مدول ارتجاعی فولاد

$I =$ ممان اینرسی در صفحه خمش

$K_1 =$ ضریب طول مؤثر در صفحه خمش با فرض عدم انتقال جانبی در قاب که مقدار آن را به‌طور محافظه‌کارانه می‌توان برابر یک در نظر گرفت.

$K_2 =$ ضریب طول مؤثر در صفحه خمش بدون آنکه ممانعتی در مقابل انتقال

جانبی قاب صورت گرفته باشد. ضریب K_2 به‌نوع سیستم سازه‌ای

بستگی دارد و براساس بندهای ۱۰-۲-۷-۱-۱، ۱۰-۲-۴-۱-۲ و

و ۱۰-۲-۴-۱-۳ قابل محاسبه است.

$L =$ ارتفاع طبقه

$R_M =$ ضریبی است که به نوع سیستم سازه‌ای بستگی دارد و مقدار آن برای قاب‌های مهارشده برابر یک و برای قاب‌های خمشی و سیستم‌های ترکیبی برابر $0/85$ می‌باشد.

$\Delta_H =$ تغییرمکان نسبی طبقه بر پایه تحلیل مرتبه اول. در صورتی که مقدار Δ_H برای قاب‌های مختلف در پلان طبقه، متفاوت باشد، باید از متوسط وزنی Δ_H براساس بارهای قائم قاب‌ها و یا از حداکثر Δ_H استفاده شود.

$\Sigma H =$ برش طبقه به علت بارهای جانبی که برای محاسبه Δ_H به کار رفته است.

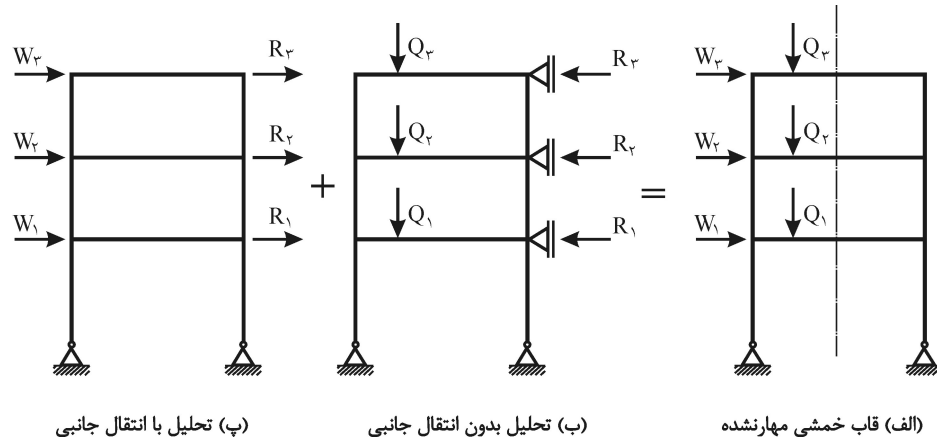
$\alpha =$ ضریبی که در طراحی به‌روشن مقاومت نهایی، مقدار آن مساوی واحد است.

تبصره ۱: برای اعضای که در آنها $B_1 \leq 1/0.5$ است، می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه لنگر خمشی تشدید یافته، M_F ، را فقط براساس ضریب تشدید B_2 محاسبه نمود. به عبارت دیگر $M_F = B_2 (M_{nt} + M_{lt})$ خواهد بود.

تبصره ۲: M_{nt} و P_{nt} لنگر خمشی و نیروی محوری ناشی از بارهای قائم می‌باشند که از تحلیل مرتبه اول قاب با فرض عدم انتقال جانبی در قاب خمشی مهارنشده به‌دست می‌آیند. باید توجه داشت که اگر قاب و بارگذاری قائم هر دو متقارن باشند، در هنگام تحلیل هیچ‌گونه تغییرمکان جانبی نخواهیم داشت و نیازی به ممانعت از تغییرمکان جانبی قاب در هنگام تحلیل نداریم. اما اگر بارگذاری و یا قاب متقارن نباشند، در هنگام تحلیل برای بارهای قائم، انتقال جانبی برای قاب وجود دارد. در نتیجه تحلیل قاب باید در دو مرحله صورت گیرد (شکل ۱۰-۲-۷-۴ الف).

۱- حالت ممانعت‌شده (شکل ۱۰-۲-۷-۴ ب).

۲- حالتی که واکنش‌های تکیه‌گاهی افقی به‌همراه بار جانبی بر سازه اثر داده می‌شوند (شکل ۱۰-۲-۷-۴ پ).



شکل ۱۰-۲-۷-۴ تحلیل قاب بدون و با انتقال جانبی.

در صورتی که بارگذاری قائم تغییرمکان جانبی قابل ملاحظه‌ای نداشته باشد، می‌توان از انجام تحلیل‌های شکل ۱۰-۲-۷-۴ صرف‌نظر نمود و M_{nt} را از تحلیل قاب برای بارهای قائم و M_{ne} را از تحلیل قاب برای بارهای جانبی تعیین نمود. توجه به این نکته ضروری است که تحلیل کامپیوتری الاستیک غیرخطی هندسی با ملحوظ کردن اثرات $P-\Delta$ و $P-\delta$ (بند ۱۰-۲-۷-۱-۳)، نیازی به این ملاحظات ندارد.

۱۰-۲-۷-۱-۵ طراحی اعضا با لحاظ کردن آثار مرتبه دوم

در طراحی اعضا بر پایه تحلیل ارتجاعی مرتبه دوم باید نکات زیر در نظر گرفته شود:

۱. مقاومت مورد نیاز اعضا باید براساس یکی از بندهای (۱۰-۲-۷-۱-۳) و (۱۰-۲-۷-۱-۴) محاسبه شود.

۲. در کلیه ترکیبات بارگذاری که فقط شامل بارهای ثقیلی هستند، باید یک نیروی جانبی حداقل معادل $0.02Y_i$ در تراز طبقات اعمال شود، که در آن Y_i بار ثقیلی ضریب‌دار اعمال شده در تراز i ام می‌باشد. این بار جانبی باید در دو امتداد اصلی ساختمان و به‌طور مجزا در نظر گرفته شود. اعمال این نیروی جانبی برای ملحوظ کردن خطاهای اجرایی است.

۳. در صورتی که نسبت تغییرمکان نسبی طبقه، حاصل از تحلیل ارتجاعی مرتبه دوم به تغییرمکان نسبی طبقه، حاصل از تحلیل ارتجاعی مرتبه اول کوچکتر یا مساوی ۱/۱ باشد، طراحی اعضا می‌تواند براساس $K=1/0$ صورت گیرد. در غیر این صورت ضریب طول مؤثر K باید براساس بندهای (۱۰-۲-۴-۱) و (۱۰-۲-۴-۲) و (۱۰-۲-۴-۳) محاسبه شود. در این خصوص می‌توان از معیار شاخص طبقه (بند ۱۰-۲-۷-۱) نیز استفاده نمود.

۱۰-۲-۷-۱-۶ طراحی اعضا بدون لحاظ کردن آثار مرتبه دوم

در صورتی که تمام شرایط زیر برقرار باشد مقاومت‌های مورد نیاز اعضا می‌تواند بر پایه تحلیل ارتجاعی مرتبه اول (بدون تشدید لنگر) محاسبه شود. علاوه بر آن در طراحی اعضا می‌توان ضریب طول مؤثر K را برای کلیه اعضا مساوی واحد منظور کرد.

۱. تحت بارهای طراحی، مقاومت فشاری مورد نیاز P_r از $0.5P_y$ تجاوز ننماید، که در آن P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y = AF_y$) می‌باشد.

۲. کلیه ترکیبات بارگذاری باید شامل یک بار جانبی اضافی، N_i ، در ترکیب با سایر بارها در هر تراز ساختمان باشد. این بار جانبی باید در دو امتداد اصلی ساختمان و به‌طور مجزا در نظر گرفته شود.

$$N_i = 2/1 \left(\frac{\Delta}{L} \right) Y_i \geq 0.04 Y_i \quad (10-7-2-12)$$

که در آن:

$$Y_i = \text{بار ثقلی ضریب‌دار اعمال شده به تراز } i \text{ ام}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \text{حداکثر نسبت } \Delta \text{ به } L \text{ در طبقات ساختمان}$$

$$\Delta = \text{تغییرمکان نسبی طبقات در ترکیبات بارگذاری مختلف}$$

$$L = \text{ارتفاع طبقه}$$

۳. لنگر نهایی کل در عضو، در ترکیبات مختلف بارگذاری با ضریب B_1 تشدید شده باشد
یعنی:

$$M_r = B_1 (M_{nt} + M_{lt}) \quad (۱۰ - ۲ - ۷ - ۱۳)$$

که در آن کلیه پارامترها مطابق بند (۱۰ - ۲ - ۷ - ۱ - ۴) تعریف شده‌اند.

۱۰ - ۲ - ۷ - ۲ اعضا با مقطعی با یک و یا دو محور تقارن تحت اثر توأم فشار محوری و خمش

اثر توأم فشار محوری و خمش حول یک یا هر دو محور x و y در اعضای با مقطع دارای دو محور تقارن و یا یک محور تقارن با محدودیت $0/9 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0/1$ (بند ۱۰ - ۲ - ۵ - ۱۲ - ۴ - ج که در آن I_y ممان اینرسی مقطع کل و I_{yc} ممان اینرسی بال فشاری حول محور ضعیف y می‌باشد)، براساس روابط (۱۰ - ۲ - ۷ - ۱۴) و (۱۰ - ۲ - ۷ - ۱۵) تعیین می‌گردد.

الف) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0/2$ باشد:

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1/0 \quad (۱۰ - ۲ - ۷ - ۱۴)$$

ب) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0/2$ باشد:

$$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1/0 \quad (۱۰ - ۲ - ۷ - ۱۵)$$

که در آن:

$$P_r = \text{مقاومت فشاری مورد نیاز}$$

$$P_n = \text{مقاومت فشاری اسمی مقطع (مطابق بخش ۱۰ - ۲ - ۴)}$$

$$\phi_c = \text{ضریب مقاومت در فشار، مساوی } 0/9$$

$$\begin{aligned}
 M_{rx} &= \text{مقاومت خمشی مورد نیاز (تشدیدیافته) در حول محور } x \text{ (محور قوی)} \\
 M_{ry} &= \text{مقاومت خمشی مورد نیاز (تشدیدیافته) حول محور } y \text{ (محور ضعیف)} \\
 M_{nx} &= \text{مقاومت خمشی اسمی (مطابق بخش ۱۰-۲-۵) حول محور } x \text{ (محور قوی)} \\
 M_{ny} &= \text{مقاومت خمشی اسمی (مطابق بخش ۱۰-۲-۵) حول محور } y \text{ (محور ضعیف)} \\
 \phi_b &= \text{ضریب مقاومت برای خمش، مساوی } 0.9
 \end{aligned}$$

۱۰-۲-۷-۳ اعضا با مقطعی با یک و یا دو محور تقارن تحت

اثر توأم کشش محوری و خمش

اثر توأم کشش محوری و خمش حول یک یا هر دو محور x و y در اعضای با مقطع دارای یک و یا دو محور تقارن براساس روابط (۱۰-۲-۷-۱۶) و (۱۰-۲-۷-۱۵) تعیین می‌گردد:

الف) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_t P_n} \geq 0.2$ باشد:

$$\frac{P_r}{\phi_t P_n} + \frac{1}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (10-7-2-16)$$

ب) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_t P_n} < 0.2$ باشد:

$$\frac{P_r}{2\phi_t P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (10-7-2-17)$$

که در آن:

$$P_r = \text{مقاومت کششی مورد نیاز}$$

$$P_n = \text{مقاومت کششی اسمی (مطابق بخش ۱۰-۲-۳)}$$

$$\phi_t = \text{ضریب مقاومت در کشش، (مطابق بخش ۱۰-۲-۳)}$$

$$M_{rx} = \text{مقاومت خمشی مورد نیاز حول محور } x \text{ (محور قوی)}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ry} &= \text{مقاومت خمشی مورد نیاز حول محور } y \text{ (محور ضعیف)} \\
 M_{nx} &= \text{مقاومت خمشی اسمی (مطابق بخش ۱۰-۲-۵) حول محور } x \text{ (محور قوی)} \\
 M_{ny} &= \text{مقاومت خمشی اسمی (مطابق بخش ۱۰-۲-۵) حول محور } y \text{ (محور ضعیف)} \\
 \phi_b &= \text{ضریب مقاومت برای خمش، مساوی } 0.9
 \end{aligned}$$

تبصره: برای اعضا با دو محور تقارن و تحت اثر توأم کشش محوری و خمش، ضریب C_b

در بخش (۱۰-۲-۵) می‌تواند با ضریب $\sqrt{1 + \frac{P_r}{P_{ey}}}$ افزایش یابد که در آن P_{ey} از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2} \quad (10-7-18)$$

که در آن:

E = ضریب ارتجاعی فولاد

I_y = ممان اینرسی حول محور y

L_b = فاصله بین دو نقطه مهارشده بال فشاری و یا دو نقطه‌ای که از پیش‌مقطع جلوگیری شده است.

۱۰-۲-۷-۴ اعضا با مقطعی با دو محور تقارن تحت اثر توأم

فشار محوری و لنگر خمشی حول فقط یک محور

برای اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن تحت اثر توأم فشار محوری و لنگر خمشی حول یک محور، به‌جای روش ارائه شده در بند ۱۰-۲-۷-۲، می‌توان دو حالت حدی کمانش در صفحه خمش، و کمانش خارج از صفحه (یا کمانش خمشی - پیچشی) را به‌طور جداگانه مورد توجه قرار داد:

(الف) برای حالت حدی کمانش در صفحه خمش، از رابطه ۱۰-۲-۷-۱۴ و ۱۵، با فرض محاسبه P_n ، M_r و M_n در صفحه خمش تعیین می‌گردد.

(ب) برای حالت حدی کمانش خارج از صفحه خمش

$$\frac{P_r}{\phi_c P_{no}} + \left(\frac{M_r}{\phi_b M_{nx}} \right)^2 \leq 1 \quad (10-2-7-19)$$

که در آن :

P_{no} = مقاومت فشاری اسمی برای کمانش خارج از صفحه

M_{nx} = مقاومت خمشی - پیچشی اسمی برای خمش حول محور قوی که مطابق بخش ۱۰-۲-۵ محاسبه می‌شود.

اگر خمش فقط حول محور ضعیف رخ دهد، می‌توان از جمله دوم رابطه ۱۰-۲-۷-۱۹ صرف‌نظر نمود.

برای اعضای با لنگر دو محوره قابل توجه ($M_r / \phi_b M_n \geq 0.05$) در هر دو امتداد، باید مقررات بند ۱۰-۲-۷-۲ مورد استفاده قرار گیرد.

۱۰-۲-۷-۵ اعضا با مقطعی با محور تقارن تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی

برای اعضا با مقطعی که شرایط بندهای ۱۰-۲-۷-۲ و ۱۰-۲-۷-۳ را برآورده نمی‌سازند و تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی یک یا دومحوره قرار دارند، باید محدودیت رابطه ۱۰-۲-۷-۲۰ برآورده گردد :

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1.0 \quad (10-2-7-20)$$

که در آن:

f_a = نیروی محوری مورد نیاز (ضریبدار) تقسیم بر سطح مقطع کل

F_a = تنش طرح طبق بخش ۱۰-۲-۴ برای اعضای فشاری و بخش ۱۰-۲-۳ برای اعضای کششی

f_{bz}, f_{bw} = لنگر خمشی مورد نیاز (ضریب‌دار) تقسیم بر اساس مقطع مربوطه
 F_{bz}, F_{bw} = مساوی $\phi_b M_n / S$ که M_n از روابط بخش ۱۰ - ۲ - ۵ به دست می‌آید.

w = اندیس مربوط به خمش حول محور حداکثر

z = اندیس مربوط به خمش حول محور حداقل

ϕ_c = مساوی ۰/۹

ϕ_b = مساوی ۰/۹

ϕ_t = مطابق فصل ۱۰ - ۲ - ۳

۱۰-۲-۸ طراحی اعضا برای پیچش و نیروهای ترکیبی همراه با پیچش

این بخش مربوط به طراحی اعضای منشوری تحت اثر توأم لنگر پیچشی به همراه سایر نیروها می‌باشد.

مقررات این بخش به شرح زیر ارائه می‌گردند:

مقاومت پیچشی مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل	۱۰-۲-۸-۱
مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل تحت اثر توأم پیچش، برش، خمش و نیروی محوری	۱۰-۲-۸-۲
سایر مقاطع (غیر توخالی) تحت اثر توأم پیچش، برش، خمش و نیروی محوری	۱۰-۲-۸-۳
لنگر پیچشی تابیدگی	۱۰-۲-۸-۴

۱۰-۲-۸-۱ مقاومت پیچشی مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل

مقاومت پیچشی طرح مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل مساوی $\phi_T T_n$ می‌باشد که در آن ϕ_T ضریب تقلیل مقاومت مساوی ۰/۹ و T_n مقاومت پیچشی اسمی می‌باشد که براساس حالات

حدی تسلیم پیچشی و کمانش پیچشی با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود.

$$T_n = F_{cr} C \quad (۱ - ۸ - ۲ - ۱۰)$$

در رابطه فوق C اساس پیچشی سن‌ونان و F_{cr} تنش کمانشی بحرانی می‌باشد که بر اساس بندهای زیر تعیین می‌گردند:

الف) مقاطع لوله‌ای

برای مقاطع لوله‌ای F_{cr} برابر بزرگترین مقدار محاسبه‌شده از روابط زیر می‌باشد ولی در هر حال نباید از $۰/۶ F_y$ بزرگتر اختیار شود.

$$F_{cr1} = \frac{۱/۲۳E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{۴}}} \leq ۰/۶ F_y \quad (۲ - ۸ - ۲ - ۱۰)$$

$$F_{cr2} = \frac{۰/۶E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{۲}} \leq ۰/۶ F_y \quad (۳ - ۸ - ۲ - ۱۰)$$

که در آن:

L = طول عضو

D = قطر خارجی مقطع

t = ضخامت جدار لوله

C = اساس پیچشی سن‌ونان که برای مقاطع لوله‌ای به‌طور محافظه‌کارانه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C = \frac{\pi(D-t)^2 t}{۲} \quad (۴ - ۸ - ۲ - ۱۰)$$

ب) مقاطع قوطی شکل با مقطع مربع و یا مستطیل

برای مقاطع قوطی شکل F_{cr} برحسب مورد از روابط زیر محاسبه می‌گردد.

- چنانچه $\frac{h}{t} \leq 2/45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد :

$$F_{cr} = 0.6 F_y \quad (5-8-2-10)$$

- چنانچه $2/45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 3/07 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد :

$$F_{cr} = 0.6 F_y \left(2/45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) / \left(\frac{h}{t} \right) \quad (6-8-2-10)$$

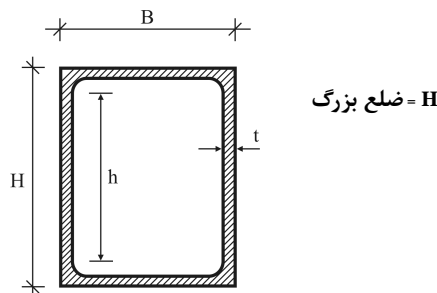
- چنانچه $3/07 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 260$ باشد :

$$F_{cr} = \frac{0.458 \pi^2 E}{(h/t)^2} \quad (7-8-2-10)$$

$C =$ اساس پیچشی سن‌ونان که برای مقاطع قوطی شکل به‌طور محافظه‌کارانه از رابطه زیر تعیین می‌شود :

$$C = 2(B-t)(H-t)t - 4/5(4-\pi)t^2 \quad (8-8-2-10)$$

سایر پارامترها مطابق شکل ۱-۸-۲-۱۰ می‌باشد :



شکل ۱-۸-۲-۱۰ مقطع قوطی شکل.

۱۰-۲-۸-۲ مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل تحت اثر توأم پیچش، برش، خمش و نیروی محوری

هرگاه مقاومت پیچشی مورد نیاز T_r کمتر از ۲۰ درصد مقاومت پیچشی طرح $\phi_T T_n$ باشد، در این صورت اثرات پیچش در ترکیب با خمش و نیروی محوری قابل صرف‌نظر بوده و اثر توأم خمش و نیروی محوری براساس بخش ۱۰-۲-۷ تعیین می‌گردد. اما چنانچه T_r بیشتر از ۲۰ درصد $\phi_T T_n$ باشد در این صورت اثر توأم پیچش، برش، خمش و نیروی محوری براساس رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\left(\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{M_r}{\phi_b M_n} \right)^2 + \left(\frac{V_r}{\phi_v V_n} + \frac{T_r}{\phi_T T_n} \right)^2 \leq 1/0 \quad (۱۰-۲-۸-۹)$$

که در آن:

P_r = مقاومت فشاری مورد نیاز

P_n = مقاومت فشاری اسمی مقطع (مطابق بخش ۱۰-۲-۴) یا مقاومت کششی

اسمی مقطع (طبق بخش ۱۰-۲-۳)

ϕ_c = ضریب مقاومت در فشار، مساوی ۰/۹ و در کشش مطابق بخش ۱۰-۲-۳

M_r = مقاومت خمشی مورد نیاز

M_n = مقاومت خمشی اسمی (مطابق بخش ۱۰-۲-۵)

ϕ_b = ضریب مقاومت در خمش مساوی ۰/۹

V_r = مقاومت برشی مورد نیاز

V_n = مقاومت برشی اسمی (طبق بخش ۱۰-۲-۶)

ϕ_v = ضریب مقاومت در برش (طبق فصل ۱۰-۲-۶)

T_r = مقاومت پیچشی مورد نیاز

T_n = مقاومت پیچشی اسمی مطابق بند (۱۰-۲-۸-۱)

ϕ_T = ضریب مقاومت در پیچش مساوی ۰/۹

۱۰-۲-۸-۳ سایر مقاطع (غیرتوخالی) تحت اثر توأم پیچش،
برش، خمش و نیروی محوری

مقاومت طرح، $\phi_T F_n$ ، برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالات حدی تسلیم تحت اثر تنش قائم، تسلیم تحت اثر تنش برشی و کمانش تعیین می شود.

الف) حالت حدی تسلیم تحت اثر تنش قائم:

$$F_n = F_y$$

$$\phi_T = 0.9$$

(۱۰-۲-۸-۱۰)

ب) حالت حدی تسلیم تحت اثر تنش برشی:

$$F_n = 0.6 F_y$$

$$\phi_T = 0.9$$

(۱۱-۲-۸-۱۰)

پ) حالت حدی کمانش:

$$F_n = F_{cr}$$

$$\phi_T = 0.9$$

(۱۲-۲-۸-۱۰)

F_{cr} = تنش کمانشی که با استفاده از تحلیل کمانشی مناسب تعیین می گردد.

ϕ_T = ضریب تقلیل لنگر پیچشی

تبصره ۱: در مجاورت نقاطی که به صورت الاستیک باقی می ماند، مقدار محدودی تسلیم موضعی مجاز می باشد.

۱۰-۲-۸-۴ لنگر پیچشی تابیدگی

الف) روش دقیق برای محاسبه تنش‌های قائم و برشی ناشی از پیچش

تابیدگی، مقاطع I شکل

هرگاه مقطع یک عضو تحت اثر لنگر پیچشی (M_t) تابیده گردد، در صورتی که در یک یا چند مقطع از تیر تحت هرشرایطی از تابیدگی جلوگیری به عمل آید، باعث می‌شود که لنگر پیچشی کل (M_t) به دو بخش لنگر پیچشی خالص (M_s) و لنگر پیچشی تابیدگی (M_w) تقسیم شود.

$$M_t = M_w + M_s \quad (۱۰-۲-۸-۴)$$

$$(M_t) = \text{لنگر پیچشی کل}^*$$

* برای تعیین سهم لنگر پیچشی خالص (M_s) و سهم لنگر پیچشی تابیدگی (M_w) از لنگر پیچشی کلی (M_t) باید معادله دیفرانسیل زیر حل گردد:

$$\frac{d^2 \phi}{dx^2} - a^2 \frac{d\phi}{dx} = -a^2 \frac{M_t(x)}{GJ_t}$$

$$a = \sqrt{\frac{GJ_t}{EC_w}}$$

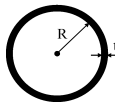
$$M_s = GJ_t \frac{d\phi}{dx}$$

$$M_w = -EC_w \frac{d^2 \phi}{dx^2}$$

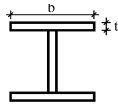
$$M_t = M_s + M_w$$

ϕ = معادله زاویه پیچش مقطع در طول عضو

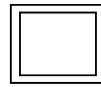
J_t = ثابت پیچشی سن‌ونان



$$J_t = \frac{1}{2} \pi t R^3$$



$$J_t = \sum \frac{1}{3} b t^3$$



$$J_t = \frac{1}{3} \int_s \frac{A^2}{t} ds$$

C_w = ثابت پیچشی تابیدگی

G = مدول الاستیسیته برشی

E = مدول الاستیسیته

از حل معادله دیفرانسیل فوق با توجه به شرایط مرزی مقادیر M_s و M_w محاسبه می‌شوند. برای

جزئیات حل معادله دیفرانسیل فوق می‌توان به مراجع مربوطه مراجعه نمود.

M_s = لنگر پیچشی که صرف پیچش خالص می‌شود (لنگر پیچشی خالص یا سن‌ونان)

M_w = لنگر پیچشی که صرف پیچش تاب‌خوردگی می‌شود (لنگر پیچشی تابیدگی)

با داشتن لنگرهای M_s و M_w ، تنش‌های برشی و قائم در مقطع با استفاده از روابط

زیر قابل محاسبه هستند.

$$\tau_s = \frac{M_s \cdot t_i}{J_t} \quad (۱۴-۸-۲-۱۰)$$

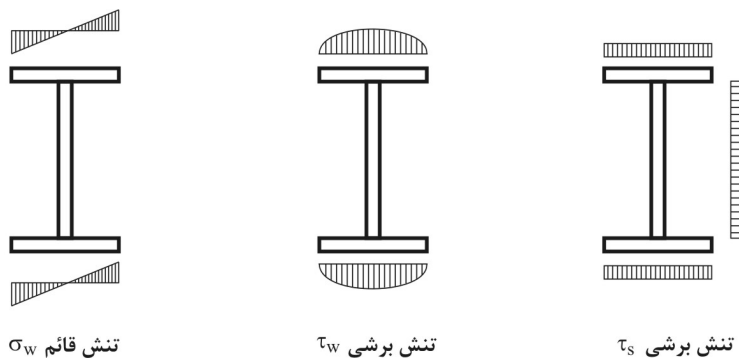
$$\tau_w = \frac{E}{16} b h \frac{d^3 \phi}{dx^3} \quad (۱۵-۸-۲-۱۰)$$

$$\sigma_w = \frac{E}{4} b h \frac{d^2 \phi}{dx^2} \quad (۱۶-۸-۲-۱۰)$$

b = عرض بال مقطع I شکل

h = مرکز تا مرکز بال مقطع I شکل

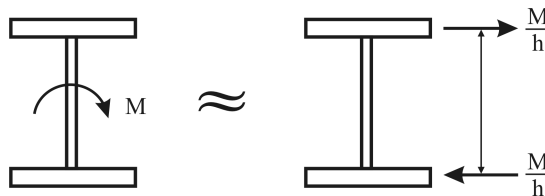
تنش‌های برشی و قائم ناشی از لنگرهای M_s و M_w باید به تنش‌های برشی و قائم نظیر ناشی از انواع بارگذاری‌های دیگر اضافه شود و حداکثر منته‌جه آنها نباید از مقادیر مجاز تجاوز نماید.



شکل ۱۰-۲-۸-۲ توزیع تنش در مقاطع I شکل تحت اثر لنگر پیچشی.

ب) روش تقریبی برای محاسبه تنش‌های قائم (σ_w) و برشی (τ_w) ناشی از پیچش تابیدگی در مقاطع I شکل

به جای حل معادلات دیفرانسیل، از روش تقریبی بسیار ساده‌ای می‌توان برای محاسبه تنش‌های ناشی از پیچش تابیدگی استفاده نمود. در این روش برای محاسبه σ_w و τ_w ناشی از لنگر پیچشی تابیدگی، می‌توان لنگر پیچشی کل (M_t) را به یک زوج نیرو در امتداد بال‌های فوقانی و تحتانی تیرهای I شکل تبدیل نمود و از روابط خمش عرضی تنش‌های σ_w و τ_w را با استفاده از مشخصات هندسی بال‌ها محاسبه نمود. ضرایب و جداولی وجود دارد که به کمک آنها بتوان بر دقت این روش افزود.



شکل ۱۰-۲-۸-۳ روش تشبیه پیچش به خمش.

ب) لنگر پیچشی تابیدگی در مقاطع جدار نازک بسته

حل معادلات دقیق نشان می‌دهد که در این گونه مقاطع اثر پیچش تابیدگی ناچیز بوده و قابل صرف نظر است.

۱۰-۲-۹ طراحی اعضای مختلط

این بخش مربوط است به طراحی ستون‌های مختلط (متشکل از نیمرخ فولادی نوردشده و یا ساخته شده از ورق، محاط یا محیط در بتن) و تیرهای مختلط، متشکل از تیر فولادی با دال بتنی متکی بر آن، که به‌واسطه چسبندگی کافی با یکدیگر، در مقابل بارهای خارجی با هم عمل می‌نمایند. تیرهای مختلط با دهانه‌های ساده و یکسره با برشگیرها و یا تیرهای محاط در بتن که با و یا بدون استفاده از پایه‌های موقت اجرا می‌شوند، نیز مشمول مقررات این بخش هستند.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر آرایه می‌گردد:

- بند ۱۰-۲-۹-۱ کلیات
- بند ۱۰-۲-۹-۲ اعضای محوری مختلط
- بند ۱۰-۲-۹-۳ اعضای خمشی مختلط
- بند ۱۰-۲-۹-۴ مقاومت خمشی مقاطع مختلط با استفاده از ورق‌های دوزنقه‌ای
- بند ۱۰-۲-۹-۵ برشگیرها
- بند ۱۰-۲-۹-۶ مقاومت خمشی تیرهای محاط در بتن و تیرهای پرشده با بتن
- بند ۱۰-۲-۹-۷ ترکیب فشار و خمش در اعضای مختلط
- بند ۱۰-۲-۹-۸ حالات خاص

۱۰-۲-۹-۱ کلیات

در تعیین نیروهای داخلی اعضا و یا اتصالات سازه‌هایی که شامل اعضای مختلط می‌باشند، لازم است توجه کافی به مقطع مؤثر اعضا، در هر مرحله از افزایش بارگذاری، مبذول گردد. ضوابط مربوط به پوشش بتن روی آرماتور، وصله آرماتور، فواصل خاموت‌ها، و مقاومت برشی مقطع بتن آرمه با توجه به مفاد مبحث نهم (طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه) تعیین می‌گردد، مگر اینکه در این بخش مقررات خاصی برای آن ارایه شده باشد.

۱۰-۲-۹-۱-۱ مقاومت خمشی اسمی مقاطع مختلط

مقاومت اسمی مقاطع مختلط براساس یکی از روش‌های زیر تعیین می‌گردد:

- روش توزیع تنش پلاستیک

- روش سازگاری کرنش

توجه: در تعیین مقاومت خمشی اسمی مقاطع مختلط از مقاومت کششی بتن صرف‌نظر می‌شود.

الف) روش توزیع تنش پلاستیک

در این روش، مقاومت اسمی مقطع مختلط براساس مفروضات زیر محاسبه می‌شود:

- تنش در بخش فولادی مقطع هم در فشار و هم در کشش مساوی F_y می‌باشد که

به‌طور یکنواخت در سرتاسر ناحیه کششی و فشاری مقطع توزیع شده است.

- تنش در ناحیه فشاری بتن به‌طور یکنواخت مساوی $0.85f_c$ می‌باشد.

برای مقاطع توخالی فولادی که به‌وسیله بتن پر شده باشد به‌خاطر محصور بودن بتن

در داخل مقطع فولادی به‌جای تنش $0.85f_c$ در ناحیه فشاری بتن می‌توان از $0.95f_c$

استفاده نمود. که در آن:

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

F_y = تنش تسلیم مقطع فولادی

ب) روش سازگاری کرنش

در این روش فرض می‌شود که تغییرات کرنش در ارتفاع مقطع مختلط به صورت خطی بوده و حداکثر مقدار کرنش در ناحیه فشاری بتن برابر $(\text{mm/mm}) 0/003$ می‌باشد. رابطه تنش - کرنش فولاد و بتن یا براساس نتایج آزمایش تعیین می‌گردد و یا از نمودارهای توصیه شده در آیین‌نامه‌های معتبر استفاده می‌شود. روش سازگاری کرنش در محاسبه مقاومت اسمی مقاطع نامنظم و نیز در حالاتی که فولاد مقطع نمی‌تواند شکل‌پذیر رفتار کند، کاربرد دارد.

۱۰-۲-۹-۱-۲ محدودیت‌های مصالح

بتن و فولاد مورد استفاده در مقاطع مختلط باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن (f_c) برای بتن‌های با جرم مخصوص معمولی نباید از $(\text{kg/cm}^2) 200$ (N/mm^2) کمتر و از $(\text{kg/cm}^2) 700$ (N/mm^2) بیشتر باشد.

ب) مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن (f_c) برای بتن‌های سبک با جرم مخصوص حداقل 1440 kg/m^3 نباید از $(\text{kg/cm}^2) 200$ (N/mm^2) کمتر و از $(\text{kg/cm}^2) 400$ (N/mm^2) بیشتر باشد.

پ) تنش تسلیم (F_y) مقاطع فولادی نباید از $(\text{kg/cm}^2) 400$ (N/mm^2) تجاوز نماید.

ت) تنش تسلیم (F_{yT}) میلگردهای مورد استفاده در مقطع مختلط نباید از $(\text{kg/cm}^2) 5000$ (N/mm^2) تجاوز نماید.

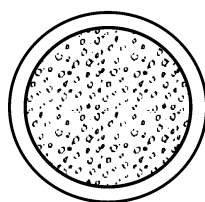
۱۰-۲-۹-۳ برشگیرها

برشگیرها قطعات فولادی می‌باشند که برای انتقال برش بین مصالح فولاد و بتن مورد استفاده قرار می‌گیرند.

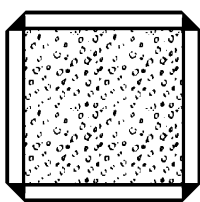
برشگیرهای مورد اشاره در این بخش از نوع گلمیخ‌های کلاهدار که طولشان بعد از نصب، حداقل ۴ برابر قطرشان است و یا از نوع ناودانی‌های گرم نورد شده می‌باشند. برشگیرها باید در بتنی مدفون شوند که سنگدانه‌های آنها منطبق بر مفاد مبحث نهم باشد. استفاده از سایر انواع برشگیر در صورت انجام آزمایش‌های لازم در آزمایشگاه معتبر و یا رجوع به آیین‌نامه‌های معتبر، مجاز می‌باشد.

۱۰-۲-۹-۲ اعضای محوری مختلط

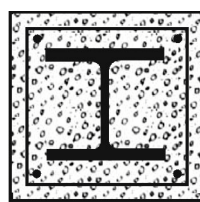
عضو محوری مختلط می‌تواند از مقاطع فولادی نورد شده و یا ساخته شده از ورق که در بتن سازه‌ای محاط بوده و یا مقطع قوطی یا لوله نورد شده یا ساخته شده از ورق با جوش پیوسته که با بتن سازه‌ای پر شده، تشکیل شود. شکل (۱۰-۲-۹-۱)



(پ) عضو محوری مختلط لوله پر شده با بتن



(ب) عضو محوری مختلط قوطی شکل پر شده با بتن



(الف) عضو محوری مختلط محاط در بتن

شکل ۱۰-۲-۹-۱ اعضای محوری مختلط.

۱۰-۲-۹-۱ اعضای محوری مختلط محاط در بتن

الف) محدودیت‌ها

۱. سطح مقطع نیمرخ فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کلی مقطع مختلط باشد*.
۲. پوشش بتن هسته فولادی باید به کمک میلگردهای طولی و تنگ‌های عرضی و یا مارپیچ به منظور دورگیری بتن، مسلح شده باشد.

* مساحت کلی، سطح محدود به محیط خارجی بتن می‌باشد.

۳. مساحت مقطع تنگ‌های عرضی باید حداقل ۰/۲۵ میلی‌متر مربع برای هر میلی‌متر فاصله بین تنگ‌ها باشد.

۴. نسبت آرماتورهای طولی (ρ_{sr}) باید حداقل ۰/۰۰۴ باشد که در آن:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (۱ - ۹ - ۲ - ۱۰)$$

در رابطه مذکور:

$$A_{sr} = \text{مساحت مقطع آرماتورهای طولی پیوسته}$$

$$A_g = \text{مساحت کلی مقطع مختلط}$$

ب) مقاومت فشاری

مقاومت فشاری طرح ستون‌های مختلط محاط در بتن با بارگذاری محوری، مساوی $\phi_c P_n$ می‌باشد که ϕ_c ضریب تقلیل ظرفیت مساوی ۰/۷۵ و P_n مقاومت فشاری اسمی می‌باشد که باید براساس حالت حدی کمانش خمشی با توجه به لاغری ستون مطابق روابط زیر تعیین شود:

۱ - در صورتی که $P_e \geq ۰/۴۴ P_o$ باشد:

$$P_n = P_o \left[۰/۶۵۸ \left(\frac{P_o}{P_e} \right) \right] \quad (۲ - ۹ - ۲ - ۱۰)$$

۲ - در صورتی که $P_e < ۰/۴۴ P_o$ باشد:

$$P_n = ۰/۸۷۷ P_e \quad (۳ - ۹ - ۲ - ۱۰)$$

در روابط مذکور:

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + ۰/۸۵ A_c f_c \quad (۴ - ۹ - ۲ - ۱۰)$$

$$P_e = \pi^2 \frac{EI_{eff}}{(KL)^2} \quad (۵ - ۹ - ۲ - ۱۰)$$

که در آن:

$$A_s = \text{مساحت مقطع نیمرخ فولادی}$$

$$A_c = \text{مساحت مقطع بتن}$$

A_{sr} = مساحت مقطع آرماتورهای طولی

E_c = مدول الاستیسیته بتن

E_c را می‌توان از رابطه $E_c = 0.135 W^{1/5} \sqrt{f_c}$ [SI: $E_c = 0.043 W^{1/5} \sqrt{f_c}$]

حساب نمود که در آن W جرم مخصوص بتن برحسب کیلوگرم بر متر مکعب و

f_c مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن برحسب کیلوگرم بر سانتی‌متر

مربع $[N/mm^2]$ بیان می‌شوند. برای بتن با وزن مخصوص معمولی این روابط

به صورت $E_c = 15000 \sqrt{f_c}$ [SI: $E_c = 5000 \sqrt{f_c}$] درمی‌آیند.

E_s = مدول الاستیسیته فولاد

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

F_y = تنش تسلیم نیمرخ فولادی

F_{yR} = تنش تسلیم آرماتورهای طولی

I_c = ممان اینرسی کلی مقطع بتن

I_s = ممان اینرسی مقطع نیمرخ فولادی

I_{sr} = ممان اینرسی میلگردهای طولی

K = ضریب طول مؤثر

L = طول مهار نشده ستون

P_n = مقاومت فشاری اسمی مقطع

P_o = مقاومت فشاری اسمی مقطع بدون توجه به آثار کمانشی

P_e = نیروی محوری کمانشی اولر

EI_{eff} = سختی مؤثر مقطع مختلط که با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (6-9-2-10)$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3 \quad (7-9-2-10)$$

پ) مقاومت کششی

مقاومت کششی طرح ستون‌های مختلط محاط در بتن با بارگذاری محوری، مساوی P_n می‌باشد که ϕ_t ضریب تقلیل مقاومت مساوی 0.9 و P_n ظرفیت کششی اسمی می‌باشد که باید براساس حالت حدی تسلیم مطابق رابطه زیر تعیین شود.

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} \quad (۱۰ - ۲ - ۹ - ۸)$$

که در آن A_s ، F_y ، A_{sr} و F_{yr} مطابق تعاریف بند (ب) می‌باشند.

ت) مقاومت برشی

مقاومت برشی ستون‌های مختلط محاط در بتن برابر با بزرگترین مقدار به دست آمده از حالات زیر می‌باشد.

۱. مقاومت برشی مقطع فولادی تنها مطابق بخش ۱۰ - ۲ - ۶ به علاوه مقاومت برشی تنگ‌ها
۲. مقاومت برشی بخش بتن مسلح به تنهایی

تبصره: مقاومت برشی اسمی تنگ‌ها را می‌توان به کمک رابطه $V_{sn} = A_{st} f_{yt} \frac{d}{s}$ محاسبه نمود که در آن A_{st} سطح مقطع مجموع ساق‌های تنگ، f_{yt} تنش تسلیم تنگ، d ارتفاع مؤثر مقطع بتنی و s فاصله خاموت‌ها می‌باشد.

ث) انتقال بار

در اعضای محوری مختلط محاط در بتن، برای انتقال بار از طریق اتصال بتن و فولاد باید ضوابط زیر برآورده شود:

۱. چنانچه بارهای خارجی مستقیماً به مقطع فولادی اعمال شود، برشگیرها باید بتوانند نیروی برشی مورد نیاز زیر را تحمل نمایند.

$$V' = V \left(1 - \frac{A_s F_y}{P_o} \right) \quad (۱۰ - ۲ - ۹ - ۹)$$

که در آن:

$V =$ نیروی برشی اعمال شده به ستون

$$A_s = \text{مساحت کلی مقطع فولادی}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد}$$

$$P_o = \text{مقاومت فشاری اسمی ستون بدون توجه به آثار کمانشی}$$

۲. در صورتی که بارهای خارجی مستقیماً به مقطع بتن اعمال شود، برشگیرها باید بتوانند برش مورد نیاز زیر را تحمل نمایند.

$$V' = V \left(\frac{A_s F_y}{P_o} \right) \quad (10 - 9 - 2 - 10)$$

۳. در صورتی که بار مستقیماً به مقطع بتنی وارد شود، حداکثر مقاومت اتکایی طرح، $\phi_B P_p$ ، با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود.

$$\phi_B = 0.65$$

$$P_p = 1/7 f_c A_B \quad (11 - 9 - 2 - 10)$$

که در آن:

$$A_B = \text{مساحت ناحیه بارگذاری شده}$$

$$f_c = \text{مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن}$$

ج) جزییات بندی اعضای محوری محاط در بتن

۱. حداقل باید ۴ عدد آرماتور طولی وجود داشته باشد.

۲. فاصله بندی تنگ‌ها برابر با کوچکترین مقدار به دست آمده از روابط زیر باشد:

$$12 \text{ برابر قطر آرماتور طولی}$$

$$48 \text{ برابر قطر آرماتور تنگ}$$

$$\frac{1}{\rho} \text{ برابر کوچکترین بعد مقطع ستون مختلط}$$

۳. مقاطع فولادی باید حداقل دارای ۴۰ میلی‌متر پوشش بتن باشند. رعایت شرایط محیطی مختلف برای انتخاب پوشش مطابق مبحث نهم الزامی است.

۴. حداکثر فاصله برشگیرها ۲/۵ برابر بعد کوچکتر مقطع ستون مختلط محاط در بتن و یا ۴۰۰ میلی‌متر (هر کدام که کوچکترند) می‌باشد.
۵. برشگیرها باید حداقل در دو وجه قرینه مقطع فولادی تعبیه شده باشد.
۶. در صورتی که مقطع فولادی در ستون‌های مختلط محاط در بتن، از دو و یا چند مقطع فولادی تشکیل شده باشد، باید ضوابط مربوط به ستون‌های مرکب در آنها اعمال گردد.

چ) مقاومت برشگیرها

مقاومت اسمی گل‌میخ تک از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (10-2-9-12)$$

که در آن:

$$A_{sc} = \text{مساحت مقطع گل‌میخ}$$

$$F_u = \text{حداقل تنش نهایی کششی گل‌میخ}$$

$$f_c = \text{مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن}$$

$$E_c = \text{مدول الاستیسیته بتن}$$

۱۰-۲-۹-۲ اعضای محوری مختلط پرشده با بتن

الف) محدودیت‌ها

۱. مساحت مقطع فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کلی مقطع مختلط باشد.
۲. حداکثر نسبت $\frac{b}{t}$ در مقطع توخالی مستطیلی شکل پرشده با بتن برابر با $\frac{1}{26} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ می‌باشد.
۳. حداکثر نسبت $\frac{D}{t}$ در مقطع توخالی لوله‌ای شکل پرشده با بتن برابر با $\frac{1}{15} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ می‌باشد.

ب) مقاومت فشاری

مقاومت فشاری محوری طرح ستون‌های مختلط پرشده با بتن مساوی $\phi_c P_n$ می‌باشد که در آن ϕ_c ضریب تقلیل ظرفیت مساوی ۰/۷۵ و P_n مقاومت فشاری اسمی می‌باشد که باید براساس حالت حدی کمانش خمشی مطابق روابط بند (۱۰ - ۲ - ۹ - ۱ - ب) با اصلاحات زیر تعیین شود.

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + C_r A_c f_c \quad (۱۰ - ۲ - ۹ - ۱۳)$$

$$C_r = ۰/۸۵ \quad \text{برای مقاطع توخالی مستطیلی شکل}$$

$$C_r = ۰/۹۵ \quad \text{برای مقاطع توخالی لوله‌ای شکل}$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_r E_c I_c \quad (۱۰ - ۲ - ۹ - ۱۴)$$

$$C_r = ۰/۶ + ۲ \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq ۰/۹ \quad (۱۰ - ۲ - ۹ - ۱۵)$$

پ) مقاومت کششی

مقاومت کششی محوری طرح ستون‌های مختلط پرشده با بتن مساوی $\phi_t P_n$ می‌باشد که در آن ϕ_t ضریب تقلیل ظرفیت مساوی ۰/۹ و P_n مقاومت کششی اسمی می‌باشد که باید براساس حالت حدی تسلیم مطابق رابطه زیر تعیین شود.

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} \quad (۱۰ - ۲ - ۹ - ۱۶)$$

ت) مقاومت برشی

مقاومت برشی ستون‌های مختلط پرشده با بتن برابر با بزرگترین مقدار به دست آمده از حالات زیر می‌باشد.

۱. مقاومت برشی مقطع فولادی تنها

۲. مقاومت برشی بخش بتن آرمه تنها

ث) انتقال بار

بار وارده به ستون‌های مختلط پرشده با بتن باید بین قسمت فولادی و بتنی انتقال یابد. وقتی که بار خارجی به مقطع فولادی تنها و یا بخش بتن مسلح تنها اعمال می‌شود، انتقال نیرو از مقطع فولادی به هسته بتنی می‌تواند به کمک یکی از مکانیزم‌های زیر صورت گیرد:

۱. چسبندگی مستقیم بین بتن و فولاد

۲. اتصال برشگیر

۳. اتکای مستقیم

در صورت وجود چند مکانیزم، مکانیزمی که بزرگترین مقدار مقاومت اسمی را به دست می‌دهد، ملاک خواهد بود و جمع کردن آثار مکانیزم‌های مختلف مجاز نمی‌باشد. وقتی که بار به صورت اتکایی به قسمت بتنی مقطع مختلط پرشده با بتن وارد می‌شود، مقاومت طرح اتکایی، $\phi_B P_p$ از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\phi_B = 0.65$$

$$P_p = 1.7 f_c A_B \quad (9-2-10-17)$$

A_B = مساحت ناحیه بارگذاری شده

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

ج) جزییات بندی اعضای محوری مختلط پرشده با بتن

در صورت نیاز به برشگیرها، حداکثر فاصله برشگیرها ۲/۵ برابر بعد کوچکتر مقطع ستون مختلط و یا ۴۰۰ میلی‌متر (هر کدام کوچکترند) می‌باشد.

۱۰-۲-۹-۳ اعضای خمشی مختلط

دو نوع اعضای مختلط خمشی به رسمیت شناخته می‌شوند:

الف) اعضای کاملاً محاط در بتن که عملکرد یکپارچه آنها بستگی به چسبندگی طبیعی

بین بتن و فولاد دارد.

ب) اعضای که عملکرد یکپارچه آنها، توسط برشگیرها تأمین می‌شود و عضو فولادی لزوماً در داخل بتن محاط نمی‌باشد.

یک تیر کاملاً محاط در بتنی که با دال به‌طور یکپارچه ریخته شده است، وقتی می‌تواند با چسبندگی طبیعی به‌بتن، بدون هرگونه برشگیر، فرض شود که:

۱. ضخامت بتن موجود در گونه‌ها و زیر تیر حداقل ۵۰ میلی‌متر باشد.
 ۲. سطح بالای تیر حداقل ۴۰ میلی‌متر زیر سطح فوقانی دال بتنی و ۵۰ میلی‌متر بالای سطح تحتانی دال بتنی باشد.
 ۳. بتن محیطی دارای شبکه میلگرد کافی یا سایر فولادهای مسلح‌کننده در گونه‌ها و زیر تیر به‌منظور جلوگیری از پوسته شدن بتن باشد. مساحت مقطع آرماتور شبکه باید حداقل ۰/۲۵ میلی‌متر مربع برای هر میلی‌متر فاصله بین آنها باشد.
- در تیرهایی که به‌صورت فوق کاملاً در بتن محاط نمی‌باشند، برای تأمین عملکرد مختلط باید از برشگیر استفاده شود.

۱۰-۲-۹-۳-۱ عرض مؤثر و حداقل ضخامت دال بتن

عرض مؤثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به‌صورت مختلط عمل می‌نماید، نباید از کوچکترین مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود:

۱. یک‌هشتم دهانه محور به‌محور تیر
 ۲. نصف فاصله مرکز به‌مرکز تیرهای مجاور
 ۳. فاصله محور تیر تا لبه بتن
- حداقل ضخامت دال بتنی، ۸۰ میلی‌متر مقرر می‌گردد.

۱۰-۲-۹-۳-۲ مقاومت برشی

مقاومت برشی عضو خمشی مختلط که عملکرد یکپارچه آن، توسط برشگیر تأمین می‌شود و عضو فولادی لزوماً در داخل بتن محاط نمی‌باشد، بر مبنای مقاومت برشی مقطع فولادی تنها مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۶ تعیین می‌شود.

مقاومت برشی عضو خمشی مختلط محاط در بتن و نیز عضو خمشی مختلط پرشده با بتن یا برمبنای مقاومت برشی مقطع فولادی تنها، مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۶ و یا برمبنای مشخصات مقطع بتنی و آرماتورهای موجود طبق مبحث نهم تعیین می‌شود.

۱۰-۲-۹-۳ مقاومت خمشی در حین ساخت

در صورتی که در اعضای خمشی مختلط، در هنگام بتن‌ریزی دال از پایه‌های موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، باید در عضو فولادی تنها، کنترل مقاومت انجام گیرد تا قبل از رسیدن بتن به ۷۵ درصد مقاومت مشخصه f_c ، عضو فولادی دارای کفایت کافی برای حمل وزن خود، بتن تازه و بارهای حین ساخت باشد. مقاومت خمشی طرح عضو فولادی تنها، باید طبق مفاد بخش ۱۰-۲-۵ تعیین شود.

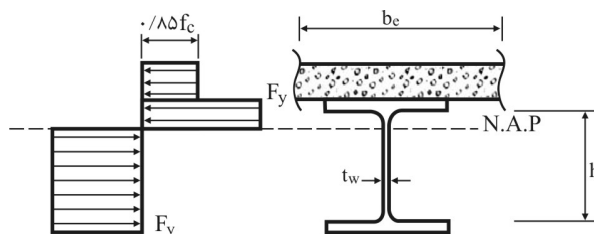
۱۰-۲-۹-۴ مقاومت خمشی تیرهای مختلط دارای برشگیر

الف) مقاومت خمشی مثبت

مقاومت خمشی مثبت طرح مساوی M_n می‌باشد که در آن ϕ_b ضریب تقلیل مقاومت خمشی مساوی ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی مثبت اسمی براساس حالت حدی تسلیم است که طبق ضوابط زیر محاسبه می‌شود:

$$۱. \text{ در صورتی که } \frac{h}{t_w} \leq 3/76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ باشد:}$$

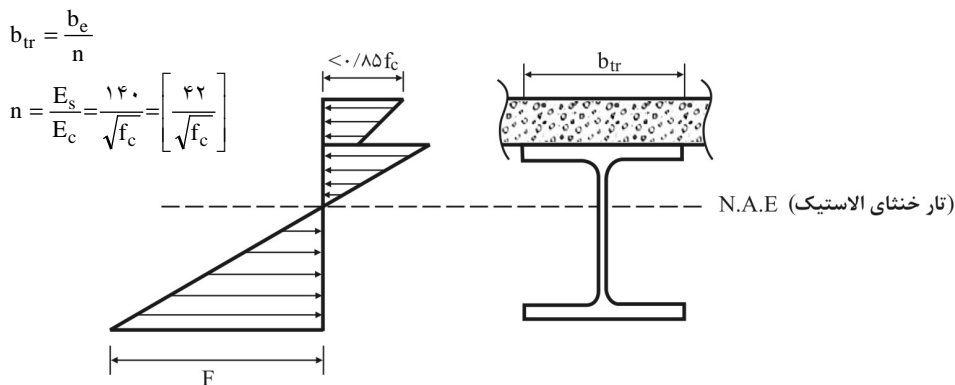
M_n باید براساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع مختلط تعیین شود. (h ارتفاع خالص جان تیر فولادی و t_w ضخامت آن می‌باشد).



شکل ۱۰-۲-۹-۲ توزیع تنش پلاستیک در مقطع مختلط .

۲. در صورتی که $\frac{h}{t_w} > 3/76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد:

M_n باید براساس رویهم گذاری تنش های الاستیک با فرض مقطع تبدیل یافته و با در نظر گرفتن اثر پایه های موقت برای حالت حدی تسلیم در تارهای انتهایی (لنگر M_y) تعیین گردد.



شکل ۱۰-۲-۹-۳ توزیع تنش الاستیک در مقطع مختلط .

ب) مقاومت خمشی منفی

مقاومت خمشی منفی طرح، $\phi_b M_n$ ، باید بر مبنای تیر فولادی تنها مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۵ تعیین شود که در آن ϕ_b ضریب تقلیل مقاومت مساوی ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی منفی اسمی می باشد.

به عنوان روش جایگزین، می توان مقاومت خمشی منفی طرح، $\phi_b M_n$ ، را براساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع مختلط با منظور کردن اثر آرماتورهای طولی تعیین نمود مشروط بر اینکه:

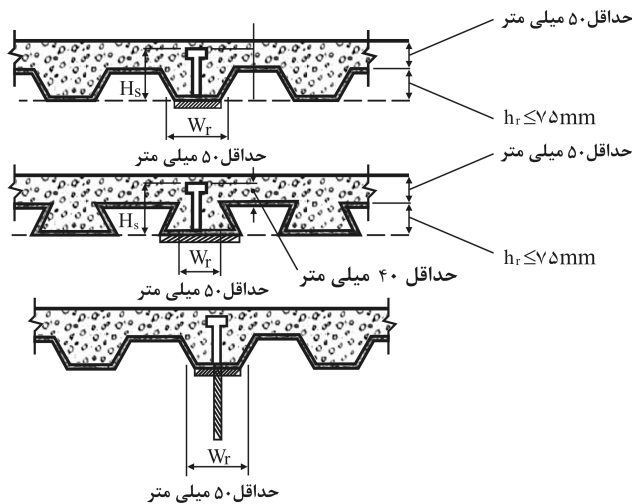
۱. مقطع تیر فولادی فشرده و دارای اتکای جانبی کافی طبق تعریف بخش ۱۰-۲-۲ باشد.
۲. در ناحیه لنگر منفی، دال بتنی به کمک برشگیرهای کافی به تیر فولادی وصل شده باشد.
۳. آرماتورهای دال بتنی موازی با تیر، واقع در محدوده عرض مؤثر، به طور کامل ضوابط مربوط به چسبندگی و طول مهاری را مطابق مبحث نهم برآورده نمایند.

۱۰-۲-۹-۴ مقاومت خمشی مقاطع مختلط با استفاده از ورق‌های دوزنقه‌ای

مقاومت خمشی طرح، $\phi_b M_n$ ، مقاطع مختلط متشکل از دال بتنی روی ورق‌های فولادی دوزنقه‌ای متصل به تیرهای فولادی، طبق ضوابط بخش ۱۰-۲-۹-۳ با در نظر گرفتن تعدیلات زیر محاسبه شوند:

الف) محدودیت‌ها

۱. این بخش قابل اعمال بر ورق‌های دوزنقه‌ای می‌باشد که ارتفاع آنها (h_r) از ۷۵ میلی‌متر بزرگتر نباشد.
۲. عرض متوسط کنگره‌های پرشده با بتن، نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد. لیکن در محاسبات نباید بزرگتر از حداقل عرض آزاد در نزدیکی سطح فوقانی ورق دوزنقه‌ای در نظر گرفته شود. به بند ۱۰-۲-۹-۴-پ مراجعه شود.
۳. دال بتنی باید به تیر فولادی با استفاده از گلمیخ‌های برشگیر با قطر ۲۰ میلی‌متر یا کمتر متصل شود. گلمیخ‌ها را می‌توان از روی ورق فولادی دوزنقه‌ای و یا مستقیماً به عضو فولادی جوش نمود. در هر حال گلمیخ باید روی بال ذوب شود.

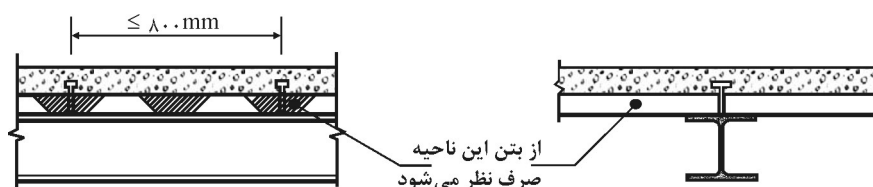


شکل ۱۰-۲-۹-۴ محدودیت‌های ورق دوزنقه‌ای.

۴. حداقل ارتفاع گلمیخ بعد از نصب که از بالای ورق دوزنقه‌ای اندازه‌گیری می‌شود، نباید کمتر از ۴۰ میلی‌متر باشد.
۵. ضخامت دال بتنی در بالای کنگره ورق دوزنقه‌ای نباید از ۵۰ میلی‌متر کمتر باشد.
۶. پوشش بتن روی گلمیخ‌ها نباید کمتر از ۱۳ میلی‌متر باشد.

ب) ورق‌های دوزنقه‌ای که کنگره‌های آنها عمود بر تیر می‌باشد

۱. در هنگام محاسبه مشخصات هندسی مقطع مختلط، از بتن موجود در زیر سطح فوقانی ورق دوزنقه‌ای باید صرف‌نظر شود.
۲. فواصل گلمیخ‌های برشگیر در امتداد تیر تکیه‌گاهی نباید از ۸۰۰ میلی‌متر یا ۸ برابر ضخامت دال هر کدام کمتر است، تجاوز نماید.
۳. برای مقابله با بلند شدن دال، ورق دوزنقه‌ای فولادی باید به تمام تیرهای فولادی که به صورت مقطع مختلط طراحی می‌شوند، در فواصلی کمتر از ۴۰۰ میلی‌متر مهار شوند. این مهارها می‌توانند گلمیخ‌های برشگیر، ترکیبی از گلمیخ‌ها و جوش‌های نقطه‌ای و یا هر وسیله‌ای طرح شده توسط طراح باشد.

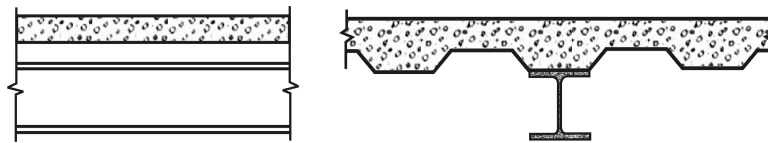


شکل ۱۰-۲-۹-۵ ورق‌های فولادی دوزنقه‌ای که کنگره‌های آنها عمود بر محور تیر می‌باشد.

ب) ورق‌های فولادی دوزنقه‌ای که کنگره‌های آنها موازی تیر فولادی است

۱. در هنگام محاسبه مشخصات هندسی مقطع مختلط، از بتن موجود در زیر سطح فوقانی ورق دوزنقه‌ای می‌توان استفاده نمود.
۲. کنگره‌های ورق‌های دوزنقه‌ای را در روی تیر تکیه‌گاهی می‌توان به صورت طولی از هم جدا کرد تا تشکیل یک ماهیچه بتنی در روی بال تیر بدهند.

۳. وقتی که ارتفاع اسمی کنگره‌ها ۴۰ میلی‌متر و یا بزرگتر باشد، عرض متوسط W_T ماهیچه موجود در روی تیر تکیه‌گاهی و یا کنگره‌های پر شده توسط بتن، نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر برای حالت یک گلمیخ در عرض باشد. این عرض حداقل برای هر گلمیخ اضافی، به اندازه ۴ برابر قطر گلمیخ باید افزایش یابد.



شکل ۱۰-۲-۹-۶ ورق‌های فولادی دوزنقه‌ای که کنگره‌های آنها موازی محور تیر فولادی است.

۱۰-۲-۹-۵ برشگیرها

برشگیرها باید یا از نوع گلمیخ‌های کلاهک‌دار که طولشان بعد از نصب، حداقل ۴ برابر قطرشان است و یا از نوع ناودانی‌های گرم نورد شده باشند. برشگیرها باید در دال‌هایی مدفون شوند که سنگدانه‌های آنها برای بتن معمولی منطبق بر ضوابط مبحث نهم باشد.

۱۰-۲-۹-۱ نیروی برشی افقی

الف) ناحیه لنگر خمشی مثبت

به‌استثنای تیرهای مختلط مدفون طبق بند ۱۰-۲-۹-۳ الف، برش افقی در محل تماس تیر فولادی و دال بتنی باید توسط برشگیرها که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و داخل بتن فرو رفته‌اند، حمل گردد. برای عملکرد مختلط کامل با بتنی که تحت فشار ناشی از خمش می‌باشد، برش افقی کل که باید بین نقطه حداکثر لنگر خمشی و نقطه لنگر صفر حمل گردد، براساس حالات حدی مقاومت فشاری بتن، مقاومت کششی مقطع فولادی تنها، و مقاومت برشگیرها، مساوی با کوچکترین مقدار به‌دست آمده از سه رابطه زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱. مقاومت فشاری بتن

$$V_h = 0.85 f_c A_c \quad (10 - 2 - 9 - 18)$$

۲. مقاومت کششی مقطع فولادی

$$V_h = F_y A_s \quad (10 - 2 - 9 - 19)$$

۳. مقاومت اتصالات برشگیر

$$V_h = \sum Q_n \quad (10 - 2 - 9 - 20)$$

که در آن:

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

A_c = سطح مقطع دال بتنی در محدوده عرض مؤثر

A_s = سطح مقطع تیر فولادی

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر

$\sum Q_n$ = مجموع مقاومت‌های اسمی اتصالات برشی واقع در حدفاصل نقاط لنگر

مثبت حداکثر و لنگر صفر

ب) ناحیه لنگر خمشی منفی

در تیرهای مختلط پیوسته که در آن میلگردهای طولی در نواحی لنگر منفی به صورت مختلط با تیر فولادی عمل می‌نمایند، کل نیروی برشی افقی که باید توسط برشگیرها در حدفاصل تکیه‌گاه داخلی و نقطه عطف مجاور حمل گردد، برابر با کوچکترین مقدار به دست آمده از دو رابطه زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$V_h = F_{yR} A_{sR} \quad (10 - 2 - 9 - 21)$$

$$V_h = \sum Q_n \quad (10 - 2 - 9 - 22)$$

که در آن:

A_{sR} = سطح مقطع کل میلگردهای طولی واقع در عرض مؤثر در روی تکیه‌گاه داخلی

F_{yR} = تنش تسلیم آرماتورهای طولی

۱۰-۲-۹-۵ مقاومت برشگیرهای از نوع گلمیخ

مقاومت اسمی برشگیرهای از نوع گلمیخ که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و داخل بتن فرو رفته‌اند با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u \quad (10-2-9-23)$$

که در آن:

$$A_{sc} = \text{سطح مقطع گلمیخ}$$

$$E_c = \text{مدول الاستیسیته بتن}$$

$$F_u = \text{تنش نهایی کششی حداقل گلمیخ}$$

$$R_p, R_g = \text{ضرایب اصلاحی طبق جدول (10-2-9-1)}$$

جدول ۱۰-۲-۹-۱ مقادیر R_p و R_g

R_p	R_g	حالت	
۱/۰	۱/۰	۱ - مقاطع مختلط بدون استفاده از ورق‌های دوزنقه‌ای	
۰/۷۵	۱/۰	$\frac{W_r}{h_r} \geq 1/5$	۲ - مقاطع مختلط با استفاده از ورق‌های دوزنقه‌ای که کنگره آنها موازی تیر فولادی است
۰/۷۵	۰/۸۵	$\frac{W_r}{h_r} < 1/5$	
۰/۶	۱	تعداد گلمیخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی ۱	ورق‌های دوزنقه‌ای که کنگره‌های آنها عمود بر تیر می‌باشد
۰/۶	۰/۸۵	تعداد گلمیخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی ۲	
۰/۶	۰/۷	تعداد گلمیخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی و یا بزرگتر از ۳	

۱۰-۲-۹-۵-۳ مقاومت برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و داخل بتن فرو رفته‌اند با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$Q_n = 0.3 (t_f + 0.5 t_w) L_c \sqrt{f_c E_c} \quad (24-9-2-10)$$

که در آن:

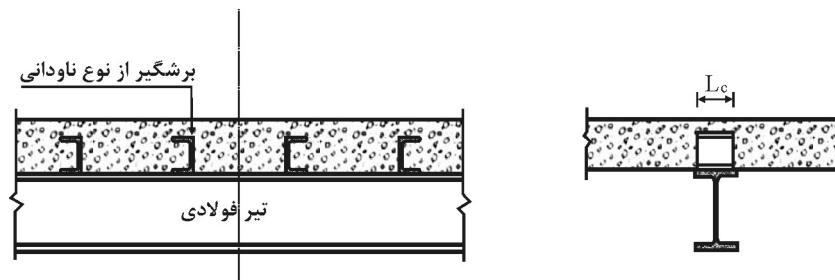
t_f = ضخامت متوسط بال ناودانی

t_w = ضخامت جان ناودانی

L_c = طول برشگیر از نوع ناودانی

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

E_c = مدول الاستیسیته بتن



شکل ۱۰-۲-۹-۷ برشگیرهای از نوع ناودانی.

۱۰-۲-۹-۵-۴ تعداد برشگیرها

برای عملکرد مختلط کامل، تعداد برشگیرها در حدفاصل نقطه حداکثر لنگر خمشی و نقطه لنگر صفر از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$n = \frac{\text{نیروی برشی افقی طبق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۵}}{\text{مقاومت اسمی برشگیر}} = \frac{V_h}{Q_n} \quad (25-9-2-10)$$

۱۰-۲-۹-۵-۵ فاصله‌بندی و نصب برشگیرها

اتصالات برشگیر مورد نیاز در هر یک از طرفین نقطه لنگر حداکثر مثبت یا منفی را می‌توان بین آن نقطه و نقاط مجاوری که دارای لنگر صفر هستند، به‌طور یکنواخت توزیع کرد. لیکن مقدار اتصالات برشگیر مستقر بین هر بار متمرکز و نزدیکترین نقطه دارای لنگر صفر، باید جهت حصول لنگر حداکثر مورد نیاز در نقطه اعمال بار متمرکز کافی باشد.

به‌جز در مورد اتصالات برشگیر نصب‌شده در کنگره ورق‌های دوزنقه‌ای، اتصالات برشگیر باید لااقل ۲۵ میلی‌متر پوشش جانبی از بتن داشته باشند. قطر گلمیخ نباید از ۲/۵ برابر ضخامت بال تیری که به‌آن جوش داده می‌شود تجاوز نماید، مگر اینکه گلمیخ درست در بالای جان تیر قرار گرفته باشد. حداقل فاصله مرکز تا مرکز بین اتصالات برشگیر از نوع گلمیخ مساوی ۶ برابر قطر آنها در امتداد محور طولی تیر و ۴ برابر قطر آنها در امتداد عمود بر محور طولی تیر مختلط می‌باشد، مگر در داخل کنگره‌های ورق‌های دوزنقه‌ای که فاصله مرکز تا مرکز حداقل در هر دو امتداد را می‌توان ۴ برابر قطر گلمیخ انتخاب کرد. حداکثر فاصله مرکز تا مرکز بین اتصالات برشگیر نباید از ۸ برابر ضخامت کل دال تجاوز نماید.

۱۰-۲-۹-۶ مقاومت خمشی تیرهای مختلط محاط در بتن و

اعضای پرشده با بتن

مقاومت خمشی اسمی تیرهای مختلط محاط در بتن و نیز اعضای پرشده با بتن بر مبنای یکی از حالات حدی زیر تعیین می‌شود.

۱. براساس رویهم‌گذاری توزیع تنش خطی با در نظر گرفتن اثر پایه‌های موقت و حالت حدی تسلیم در تارهای انتهایی با لنگر تسلیم $M_y (\phi_b = 0/9)$.
۲. براساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع فولادی تنها $(\phi_b = 0/9)$.
۳. چنانچه در این نوع اعضا برشگیرهای لازم تعبیه شده باشد، مقاومت اسمی آنها می‌تواند براساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع مختلط تعیین شود و یا می‌توان از روش سازگاری کرنش‌ها برای محاسبه M_n استفاده نمود $(\phi_b = 0/85)$.

۱۰-۲-۹-۷ ترکیب فشار و خمش در اعضای مختلط

اثر توأم فشار محوری و خمش در صفحه تقارن مقطع اعضای مختلط باید توسط روابط بخش (۱۰-۲-۷) در نظر گرفته شود. مقاومت فشاری طرح P_n از روابط بند ۱۰-۲-۹-۲ با $\phi_c = 0.75$ و مقاومت خمشی طرح M_n از ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۳ با $\phi_b = 0.9$ محاسبه می‌شوند.

۱۰-۲-۹-۸ حالات خاص

وقتی که عضو مختلط منطبق بر مقررات بندهای (۱۰-۲-۹-۱) تا (۱۰-۲-۹-۷) نباشد، مقاومت برشگیرها و نیز جزییات اجرایی آنها، باید طبق یک برنامه آزمایشی مناسب تعیین گردد.

۱۰-۲-۱۰ اتصالات و وسایل اتصال

این بخش به اتصالات، شامل عناصر اتصال دهنده (ورق‌ها، قطعات تقویتی، ورق‌های اتصال در گره، برشگیرها، نبشی‌ها و لچکی‌های اتصال) و وسایل اتصال (جوش، پیچ و پرچ) مربوط می‌شود.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر آرایه می‌گردد:

- بند ۱۰-۲-۱۰-۱ کلیات
- بند ۱۰-۲-۱۰-۲ جوش‌ها
- بند ۱۰-۲-۱۰-۳ پیچ‌ها و قطعات دندانه‌شده
- بند ۱۰-۲-۱۰-۴ نواحی مجاور اتصال و اجزای اتصال
- بند ۱۰-۲-۱۰-۵ ورق‌های پرکننده (لقمه‌ها)
- بند ۱۰-۲-۱۰-۶ مقاومت اتکایی
- بند ۱۰-۲-۱۰-۷ کف ستون‌ها و قطعات فولادی با فشار مستقیم بر بتن و مصالح بنایی
- بند ۱۰-۲-۱۰-۸ میله‌مهارها و اقلام مدفون
- بند ۱۰-۲-۱۰-۹ جان و بال‌های اعضا تحت اثر بارهای متمرکز

۱-۲-۱۰-۱ کلیات

۱-۲-۱۰-۱ مبانی

مقاومت طرح، ϕR_n ، اتصالات باید براساس مقررات این بخش تعیین شود. ابعاد اتصال باید طوری اختیار شود که مقاومت طرح آنها از مقاومت مورد نیاز دو حالت زیر کمتر نباشد:

الف - بر مبنای تحلیل سازه برای ترکیب بارهای ضربیدار

ب - بر مبنای درصدی از مقاومت اعضای متصل شونده به شرحی که در قسمت مربوطه ارایه می‌گردد.

تبصره: در اتصال اعضای با نیروی محوری باید سعی شود که محورهای ماربر مرکز ثقل اعضا در یک نقطه تلاقی کنند، در غیر این صورت باید برای خمش و برش ناشی از برون محوری، پیش‌بینی‌های لازم در تحلیل و طراحی صورت گیرد.

۱-۲-۱۰-۲ اتصال ساده

در این حالت فرض می‌شود اتصال تیرها، شاهتیرها و خرپاها، انعطاف‌پذیر (بدون قید دورانی) بوده و می‌توان آنها را فقط در مقابل برش (عکس‌العمل‌های تکیه‌گاه) محاسبه کرد. اتصال انعطاف‌پذیر باید آزادی دوران زاویه‌ای در انتهای تیر را تأمین کند. برای تأمین این وضع، تغییرشکل غیرالاستیک در اتصال مجاز می‌باشد.

۱-۲-۱۰-۳ اتصال انتقال‌دهنده لنگر (اتصال لنگرگیر)

اتصال انتهایی تیرها، شاهتیرها و خرپاهایی که داشتن مقداری صلبیت در تکیه‌گاه‌های آنها مورد نظر باشد، باید در مقابل اثر مشترک نیروهای داخلی ناشی از برش و لنگر حاصل از صلبیت اتصال، محاسبه شود.

در اتصالات صلب تیر به ستون قاب‌های خمشی معمولی رعایت دو شرط زیر الزامی است:

۱. اتصالات خمشی تیرها به ستون‌ها باید برای مقاومت خمشی اسمی تیر طراحی گردد.
۲. جان تیرها و اتصالات برشی تیر به ستون باید دارای مقاومت نظیر برش ناشی از بارهای ثقلی ضریب‌دار به علاوه برشی برابر $\Sigma M_{PB} / L_b$ باشد (ΣM_{PB} مجموع لنگرهای خمیری دوسر تیر و L_b دهانه تیر است).

۱۰-۲-۱۰-۱-۴ اتصال ستون به کف ستون

اتصال ستون به کف ستون باید برای انتقال نیروهای موجود در پای ستون طراحی گردد. برای نیروی محوری فشاری، هنگامی که انتقال نیروی فشاری به کف ستون‌ها از طریق فشار مستقیم تماسی انجام می‌شود، باید انتهای ستون گونیا شده و سطح تماس آنها برای انتقال نیروی فشاری صاف و آماده شده باشد، به علاوه باید اتصال کافی بین دو قطعه (ستون و کف ستون) موجود باشد تا قادر به انتقال نیروهای حین ساخت و یا هر نوع نیروی احتمالی دیگر باشد.

۱۰-۲-۱۰-۱-۵ اتصال اعضای کششی و فشاری در خرپاها و مهاربندها

اتصال هر انتهای عضو کششی یا فشاری در خرپاها و مهاربندها باید دارای مقاومت کافی برای مقابله با نیروهای ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری باشد و در عین حال باید بتواند حداقل ۷۵ درصد ظرفیت مؤثر کششی مقطع عضو را تأمین نماید.

۱۰-۲-۱۰-۱-۶ وصله اعضای فشاری

در وصله ستون‌ها، سطح انتهایی دو قطعه باید تا حد امکان گونیا، صاف و تنظیم شود و بدون توجه به تماس مستقیم، مصالح وصله و وسایل اتصال باید طوری تنظیم شود که قطعات متصل شونده به خوبی در محل خود و محور مورد نظر نگهداری شوند. وصله باید دارای مقاومتی برابر مقاومت عضو کوچکتر باشد.

محل وصله ستون باید تا حد امکان از محل اتصال تیر به ستون دور باشد و در منطقه‌ای با نیروهای داخلی کوچک قرار گیرد.

۱۰-۲-۱۰-۱-۷ وصله اعضای خمشی

وصله اعضای خمشی تا حد امکان باید از محل نیروهای داخلی حداکثر (مثل وسط دهانه و یا تکیه‌گاه) حداقل به اندازه دو برابر ارتفاع تیر دور باشد و در منطقه‌ای با نیروهای داخلی کوچک قرار گیرد. این وصله باید برای بزرگترین نیروهای داخلی زیر محاسبه گردد:

۱. نیروهای داخلی حاصل از تحلیل سازه تحت ترکیب بار ضریب‌دار بحرانی
۲. متوسط نیروهای داخلی و ظرفیت خمشی اسمی مقطع کوچکتر
۳. ۷۵ درصد مقاومت خمشی اسمی مقطع کوچکتر و برش نظیر آن

همچنین در وصله اعضای خمشی رعایت ضوابط زیر الزامی است:

۱. در صورتی که برای وصله تیر نوردشده و یا تیورق از جوش‌های شیاری نفوذی با لبه آماده شده استفاده شود، حداقل باید ظرفیت کامل مقطع کوچکتر وصله‌شونده را تأمین نماید. در این وصله، درز جوش بال و جان لازم است فاصله‌ای به اندازه ۲۵۰ میلی‌متر نسبت به هم داشته باشند.
۲. وصله بال تیرهای نوردشده و تیورق‌ها باید تا حد امکان از محل تنش خمشی حداکثر دور باشد. اگر از ورق پوششی برای وصله استفاده شود، سطح مقطع آن باید حداقل ۵ درصد از سطح مقطع بال وصله‌شونده بیشتر و مرکز ثقل آن تا حد امکان به مرکز ثقل بال نزدیک باشد.
۳. وصله در جان تیرها و تیورق‌ها باید دارای مقاومت کافی برای مقابله با نیروی برشی و سهم لنگر خمشی مربوط به جان در محل وصله باشد. اگر از ورق‌های وصله جان استفاده می‌شود، حتی‌المقدور باید این ورق‌ها به صورت قرینه و با ضخامت مساوی در دو طرف جان قرار گرفته و ارتفاع این ورق‌ها از سه‌چهارم ارتفاع جان عضو خمشی کمتر نباشد.

۱۰-۲-۱۰-۱-۸ وصله اعضای کششی

وصله اعضای کششی باید دارای مقاومت کافی برای مقابله با نیروهای ناشی از ترکیب بار ضربدار بحرانی و یا ۷۵ درصد مقاومت کششی مقطع کوچکتر باشد.

۱۰-۲-۱۰-۱-۹ وصله در مقاطع سنگین

این بند به نیمرخ‌های نوردشده حجیم و سنگین و نیمرخ‌های مرکبی که با ورق‌های ضخیم‌تر از ۴۰ میلی‌متر ساخته می‌شود، مربوط می‌گردد.

در وصله این‌گونه اعضا چنانچه از جوش نفوذی لب به لب استفاده شود، باید برای جلوگیری از اثر انقباض ناشی از سرد شدن و شکست ناشی از تردی در جوش و مصالح مجاور آن، احتیاط‌های لازم به عمل آید. استفاده از پیش‌گرمایش و پس‌گرمایش و یا الکترودهای کم‌هیدروژن در این خصوص لازم است.

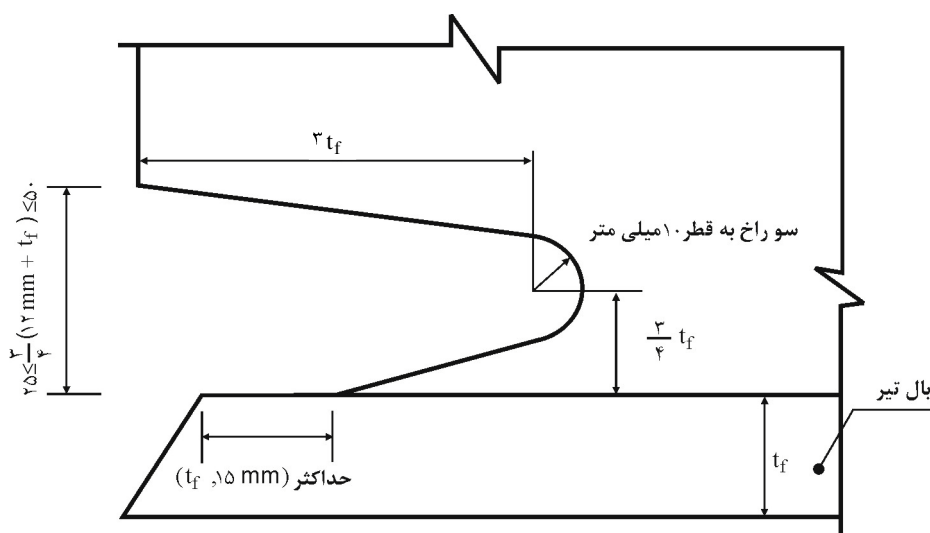
اگر جوش وصله، نقش انتقال تنش‌های کششی ناشی از نیروی کششی و یا لنگر خمشی را داشته باشد، لازم است محدودیت‌های مربوط به طاقت مصالح روی نمونه زخم‌دار با انجام آزمایش شاریبی بررسی گردد.

در صورت به‌کار بردن سوراخ‌های دسترسی جوشکاری، جزییات این سوراخ‌ها باید طبق بند ۱۰-۲-۱۰-۱-۱۰ و جوش مناسب طبق بند ۱۰-۲-۱۰-۲-۲ و گرم کردن قبل از جوشکاری طبق بند ۱۰-۲-۱۰-۲-۷ و محدودیت‌های مربوط به برش با شعله و آماده کردن سطوح و نکات مربوط به بررسی جوش‌ها طبق بخش ۱۰-۴ رعایت شود. در اتصالات کششی مقاطع سنگین باید بعد از جوشکاری، تسمه پشت‌بند جوش را (در صورت موجود بودن) از جای خود برداشت و جوش‌ها را با سنگ زدن صاف و یکنواخت کرد و در صورت لزوم از جوش پشت استفاده نمود.

برای وصله مقاطع یاد شده می‌توان از جزییاتی استفاده کرد که انقباض جوش در آن بزرگ نباشد. مثلاً می‌توان از ورق‌های وصله جان با جوش گوشه یا پیچ استفاده کرد.

۱۰-۲-۱۰-۱-۱۰ سوراخ‌های دسترسی برای جوشکاری و برش بال‌های تیر برای اتصال

کلید سوراخ‌هایی که به منظور دسترسی و تسهیل جوشکاری تعبیه می‌شود (مثل سوراخ دسترسی در جان به منظور جوش لب به لب بال)، برای قرار دادن مصالح جوش در موضع مورد نظر، باید دید کامل و فراخی کافی را داشته باشد. این سوراخ‌ها و نیز قسمت‌های برش داده بال در انتهای تیرها باید به صورتی کاملاً یکنواخت، با انحنای ملایم و بدون گوشه‌های تیز، تعبیه شود. طول سوراخ‌های دسترسی برای جوشکاری که از محل ریشه جوش مربوطه اندازه‌گیری می‌شود، نباید کمتر از $1/5$ برابر ضخامت ورقی گردد که سوراخ دسترسی در آن ایجاد می‌شود.



مشخصات هندسی سوراخ دسترسی برای جوش شیاری بال تحتانی

در نیمرخ‌های سنگین و مقاطع مرکبی که از مصالح به ضخامت بیش از ۴۰ میلی‌متر ساخته می‌شوند، لبه‌های برش داده تیر یا سوراخ‌های دسترسی که توسط شعله بریده شده باشند را باید با سنگ زدن به صورت فلز صاف و براق در آورد. اگر قسمت‌های منحنی بریده شده در تیر یا سوراخ (به شرح بالا)، توسط عمل مته کردن و یا برقو زدن شکل گرفته باشد، به سنگ زدن و صاف کردن احتیاجی ندارد.

۱۰-۲-۱۰-۱۱ آرایش پیچ و جوش در اتصال اعضای محوری

ترتیب قرارگیری پیچ‌ها یا جوش در انتهای هر عضوی که نیروی محوری را انتقال می‌دهد باید طوری باشد که مرکز هندسی گروه وسایل اتصال و مرکز ثقل عضو در یک راستا قرار گیرند مگر حالتی که به‌برون‌محوری موجود در طرح و اثر آن در محاسبه توجه شده باشد. در اتصال تک‌نبشی و یا تک‌سپری و یا تک‌ناودانی خوابیده، تحت بار استاتیکی، می‌توان از برون‌محوری خارج از صفحه صرف‌نظر کرد، مشروط به‌اینکه از مقاومت وسایل اتصال ۲۰ درصد کاهش داد.

۱۰-۲-۱۰-۱۲ ترکیب پیچ و جوش

وقتی که پیچ‌های معمولی و یا پیچ‌های پرمقاومت در حالت اتصال اتکایی (غیراصطکاکی) به‌صورت مشترک با جوش استفاده شود، نباید فرض کرد که آنها در تحمل بار با جوش سهیم هستند. در این صورت کل تنش در اتصال را باید جوش به‌تنهایی تحمل کند. در صورت استفاده از ترکیب جوش و پیچ‌های پرمقاومت در اتصال اصطکاکی، می‌توان جوش و پیچ را در تحمل تنش‌ها سهیم فرض کرد. اگر در ساختمان‌های موجود، با استفاده از جوش تقویت یا تغییری صورت گیرد، مجاز است اتصال پیچ پرمقاومت موجود (در صورتی که تا حد لازم تنیده شده باشد) را جوابگوی بارهای موجود فرض کرد. در این صورت جوش باید تنش‌های اضافی را تحمل کند.

۱۰-۲-۱۰-۱۳ پیچ‌های پرمقاومت (اصطکاکی) در ترکیب با پرچ

در کارهای جدید یا تعمیر در کارهای موجود، می‌توان فرض کرد که پیچ‌های پرمقاومت از نوع اصطکاکی، مشترکاً با پرچ بارها را تحمل می‌کنند.

۱۰-۲-۱۰-۱۴ محدودیت‌های اتصالات پیچی و اتصالات جوشی

برای اتصالات زیر باید از اتصال اصطکاکی با پیچ‌های پرمقاومت و یا جوش استفاده شود:

۱. وصله ستون‌ها در سازه‌های با ارتفاع ۶۰ متر و بیشتر.

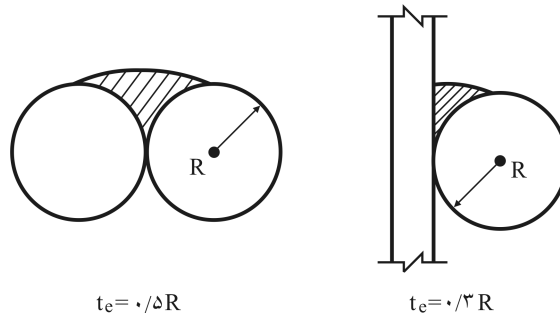
۲. وصله ستون‌ها در سازه‌های با ارتفاع ۳۰ متر تا ۶۰ متر، در صورتی که نسبت بعد کوچک پلان به ارتفاع در آنها از ۴۰ درصد کمتر باشد.
 ۳. وصله ستون‌ها در سازه‌های با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر، در صورتی که نسبت بعد کوچک پلان به ارتفاع در آنها از ۲۵ درصد کمتر باشد.
 ۴. اتصال کلیه تیرها و شاهتیرها به ستون‌ها و یا اتصالات هر نوع تیر یا شاهتیری که مهار ستون‌ها به آنها مرتبط باشد، در سازه‌های با ارتفاع بیش از ۴۰ متر.
 ۵. کلیه سازه‌هایی که جراثقال‌های با ظرفیت بیش از ۵ تن را تحمل می‌کنند. وصله خرپاها یا تیرهای شیب‌دار سقف، اتصال خرپاها به ستون‌ها، وصله ستون‌ها، مهار ستون‌ها، مهارهای زانویی بین خرپا یا تیر سقف و ستون و تکیه‌گاه‌های جراثقال مشمول این امر می‌باشند.
 ۶. در اتصالات تکیه‌گاه‌های اعضای که ماشین‌های متحرک یا بارهای زنده از نوعی را تحمل می‌کنند که تولید ضربه و یا معکوس شدن تنش‌ها را به همراه داشته باشد.
 ۷. هر اتصال دیگری که در نقشه‌های طرح و محاسبه قید شده باشد.
- در کلیه حالت‌های دیگر می‌توان از اتصال اتکایی با پیچ‌های پرمقاومت یا با پیچ‌های معمولی، اتصال اصطکاکی با پیچ پرمقاومت و یا اتصال جوشی استفاده کرد.
- برای ارتفاع ساختمان، می‌توان فاصله بین رقوم متوسط زمین مجاور ساختمان و بالاترین تیر در ساختمان را به حساب آورد.

۱۰-۲-۱۰-۲ جوش

۱۰-۲-۱۰-۱ جوش شیاری

الف) سطح مقطع مؤثر: سطح مقطع مؤثر در جوش‌های شیاری عبارت است از: حاصل ضرب طول مؤثر در ضخامت مؤثر جوش. طول مؤثر جوش برابر با طول جوش شده و ضخامت مؤثر جوش شیاری با نفوذ کامل، برابر با ضخامت قطعه نازکتر در اتصال لب به لب و ضخامت قطعه جوش شده در اتصال کنج و سپری در نظر گرفته می‌شود. ضخامت مؤثر در جوش شیاری با نفوذ نسبی، برابر با عمق شیاری جوش منهای ۳ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود. استفاده از جوش شیاری با نفوذ نسبی در وضعیتی که بارگذاری متناوب (اثر خستگی) وجود داشته باشد مجاز نیست.

ضخامت مؤثر جوش شیاری که بین دو لبه گرد (مثل شیار بین دو میلگرد) و یا بین یک لبه گرد و لبه تخت (مثل میلگرد در مجاورت ورق) داده می‌شود، طبق شکل‌های زیر می‌باشد:



شکل ۱۰-۲-۱۰ ضخامت مؤثر جوش‌های شیاری لب‌گرد.

ب) محدودیت: ضخامت مؤثر در جوش شیاری با نفوذ نسبی نباید از مقادیر مندرج در جدول (۱۰-۲-۱۰) کمتر شود. حداقل ضخامت مؤثر با توجه به ضخامت قطعه نازکتر تعیین می‌شود. ضخامت جوش نباید از ضخامت نازکترین قطعه متصل‌شونده تجاوز کند.

جدول ۱۰-۲-۱۰ حداقل ضخامت مؤثر جوش شیاری با نفوذ نسبی

ضخامت قطعه نازکتر	حداقل ضخامت مؤثر*
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰ تا ۴۰ میلی‌متر	۸ میلی‌متر

* در صورتی که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یک عبور تأمین نمود، باید از پیش‌گرمایش و یا فرآیندهای کم‌هیدروژن استفاده کرد.

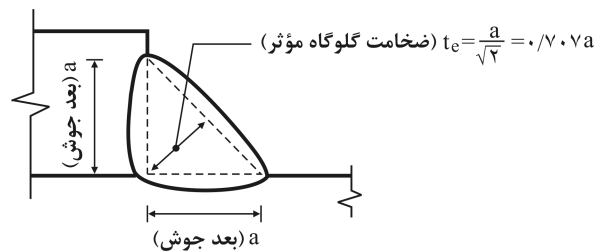
برای ضخامت‌های بزرگتر، پیش‌گرمایش و دست‌ورالعمل جوشکاری باید با مطالعه خاص مورد بررسی قرار گیرد.

۱۰-۲-۱۰-۲ جوش های گوشه

الف) سطح مقطع مؤثر: سطح مقطع مؤثر در جوش های گوشه برابر با حاصل ضرب طول مؤثر در ضخامت گلوگاه مؤثر در نظر گرفته می شود.

طول مؤثر جوش گوشه (به جز جوش هایی که در سوراخ و شکاف قرار می گیرد) برابر با طول کلی نوار جوش شامل قسمت های برگشت خورده می باشد.

بعد جوش گوشه (a) اندازه ساق مقطع جوش می باشد. (طبق شکل ۱۰-۲-۱۰) ضخامت گلوگاه مؤثر (t_e) در جوش گوشه، برابر کوتاهترین فاصله بین ریشه مقطع جوش تا سطح خارجی آن و به عبارت دیگر برابر ارتفاع وارد بر وتر مثلث مقطع جوش به حساب می آید.



شکل ۱۰-۲-۱۰-۲ ضخامت گلوگاه مؤثر جوش های گوشه.

برای جوش های گوشه در سوراخ و شکاف، طول مؤثر برابر با طول محوری (میانتری) که از مقطع گلوگاه جوش می گذرد، در نظر گرفته می شود.

ب) محدودیت

۱. حداقل بعد جوش گوشه باید طبق جدول ۱۰-۲-۱۰ تعیین شود. حداقل بعد جوش تابع ضخامت قطعه نازکتر می باشد. از طرفی نباید بعد جوش از ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده تجاوز کند.

جدول ۱۰-۲-۱۰ حداقل بعد جوش گوشه

حداقل بعد جوش گوشه (با یک بار عبور)	ضخامت قطعه نازکتر
۳ میلی‌متر	تا ۷ میلی‌متر
۵ میلی‌متر	بیش از ۷ تا ۱۲ میلی‌متر
۶ میلی‌متر	بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر
۸ میلی‌متر	بیش از ۲۰ میلی‌متر

۱. در صورتی که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یک‌بار عبور تأمین نمود، باید از پیش‌گرمایش و یا فرآیندهای کم‌هیدروژن استفاده کرد.
۲. در سازه تحت بار دینامیکی، حداقل اندازه جوش ۵ میلی‌متر می‌باشد.

۲. حداکثر بعد جوش گوشه در لبه قطعات متصل‌شونده:

در قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۷ میلی‌متر، از ضخامت قطعه بیشتر نباشد. در قطعات با ضخامت بیش از ۷ میلی‌متر، حداکثر بعد مساوی ضخامت قطعه منهای ۲ میلی‌متر می‌باشد.

۳. طول مؤثر جوش گوشه‌ای که برای تحمل تنش‌ها محاسبه شده باشد، نباید از ۴ برابر بعد جوش آن کمتر باشد، در غیر این‌صورت بعد جوش نباید بیشتر از $\frac{1}{4}$ طول مؤثر آن منظور شود.

۴. در انتهای تسمه‌های کششی اگر از جوش گوشه فقط در لبه‌های طولی و موازی امتداد نیرو استفاده می‌شود، طول جوش هر طرف نباید از فاصله بین آنها (تقریباً عرض تسمه) کمتر باشد و این فاصله نباید از ۲۰۰ میلی‌متر تجاوز کند (شکل ۱۰-۲-۱۰). برای تأثیر طول جوش در سطح مقطع مؤثر اعضای کششی به جدول ۱۰-۲-۳-۱ مراجعه شود.

۵. در اتصال انتهایی اعضای محوری، طول مؤثر جوشی که به‌صورت طولی بارگذاری شده، نباید از ۱۰۰ برابر بعد جوش (a) تجاوز نماید. در صورت نیاز به طول جوش بیش از ۱۰۰ برابر بعد ساق جوش، طول مؤثر جوش باید با ضریب زیر کاهش داده شود.

$$L_e = \beta L$$

$$\beta = 1/2 - 0/002 \left(\frac{L}{a} \right) \leq 1/0 \quad (1 - 10 - 2 - 10)$$

که در آن:

$$L_e = \text{طول مؤثر جوش}$$

$$L = \text{طول ظاهری جوش}$$

$$a = \text{بعد جوش}$$

$$\beta = \text{ضریب کاهش طول اسمی جوش}$$

برای L/a بزرگتر از ۳۰۰، ضریب β می‌تواند برابر ۰/۶ در نظر گرفته شود.

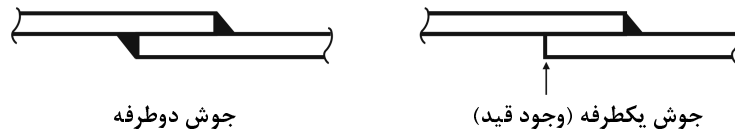
۶. جوش‌های گوشه منقطع برای انتقال تنش‌های محاسبه شده هنگامی مجاز است که نیروی منتقله از مقاومتی که با جوش سرتاسری و حداقل بعد جوش تأمین می‌شود، کمتر باشد. استفاده از این نوع جوش در اتصال جان و بال تیورورق‌ها و یا دیگر مقاطع ساخته شده و اتصال ورق‌های تقویتی بال، در صورتی که تحت بارهای دینامیکی و خستگی نباشند، و اتصال سخت‌کننده به جان تیورورق نیز مجاز می‌باشد.

طول مؤثر قطعات جوش منقطع نباید از ۴ برابر بعد جوش و از ۴۰ میلی‌متر کمتر شود. فاصله آزاد بین قطعات جوش نباید از ۱۶ برابر ضخامت نازکترین قطعه متصل‌شونده وقتی که در فشار است و از ۲۴ برابر این ضخامت وقتی که در کشش است، بیشتر شود. در این خصوص به‌بندهای ۱۰ - ۲ - ۳ - ۴ و ۱۰ - ۲ - ۴ - ۴ مراجعه شود.

پ) جوش گوشه در اتصالات پوششی (رویه‌هم): در اتصال پوششی دو قطعه، طول همپوشانی نباید از ۵ برابر ضخامت قطعه نازکتر کمتر باشد و در هیچ حالتی از ۲۵ میلی‌متر کمتر نشود.

در اتصالات پوششی که ورق‌ها و تسمه‌هایی تحت اثر تنش‌های محوری را به‌یکدیگر متصل می‌کند، باید ضلع انتهایی هر یک از قسمت‌های متصل‌شونده، توسط جوش گوشه اتصال یابند (جوش دوطرفه). در وضعیتی که اتصال به‌اندازه کافی مقید شده باشد یا

تغییر شکل خمشی آنقدر محدود باشد که از باز شدن اتصال تحت اثر بار حداکثر جلوگیری شود، می‌توان از جوش یکطرفه استفاده کرد. (شکل ۱۰-۲-۱۰ - ۳)

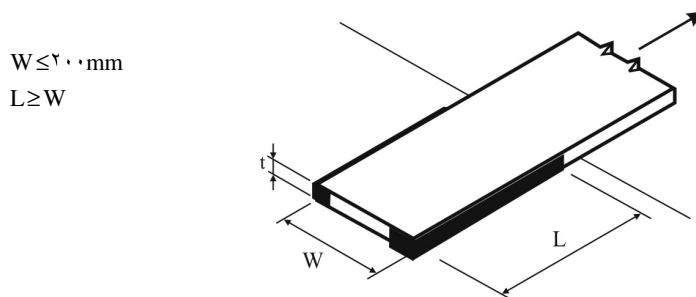


شکل ۱۰-۲-۱۰-۳ وجود قید در جوش گوشه اتصالات پوششی (رویهم).

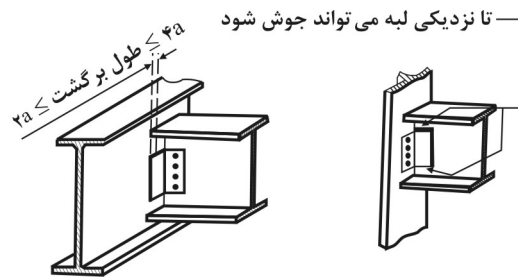
ت) **جوش گوشه در سوراخ و شکاف:** استفاده از جوش گوشه در لبه سوراخ و شکاف در اتصالات رویهم، به منظور انتقال برش یا جلوگیری از کمانش و یا جدایی قسمت‌های متصل شونده مجاز می‌باشد.

ث) **جوش گوشه در انتهای اعضا:** کلیه جوش‌های گوشه که در لبه کناری و یا ضلع انتهایی عضو انجام می‌شود، باید در انتهای ضلع و بر روی ضلع دیگر برگشت داده شود که به آن قلاب می‌گویند. حداقل طول قلاب ۲ برابر بعد جوش می‌باشد. این شرط شامل جوش‌های گوشه قائم و جوش‌های گوشه سربالا در تکیه‌گاه‌های لچکی (براکت) و برای نبشی‌های نشیمن تیر و اتصالات نظیر می‌باشد. (شکل ۱۰-۲-۱۰ - ۴)

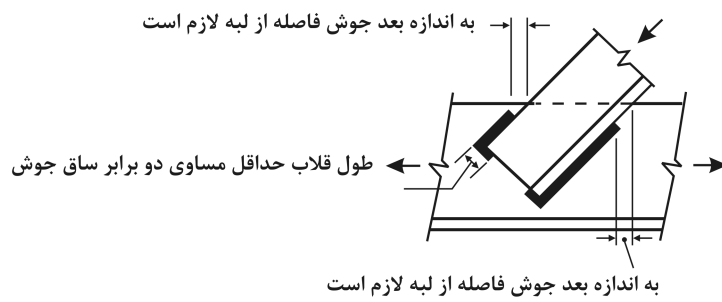
در اتصالات مفصلی با نبشی‌های جان، که انعطاف‌پذیری اتصال به مقدار زیادی تابع انعطاف‌پذیری بال برجسته نبشی‌ها می‌باشد، برگشت در انتهای جوش گوشه نباید از ۴ برابر بعد جوش و نیز نصف عرض بال نبشی بیشتر باشد. برگشت انتها در جوش گوشه باید در نقشه‌ها و جزییات اجرایی قید شود. (شکل ۱۰-۲-۱۰ - ۵)



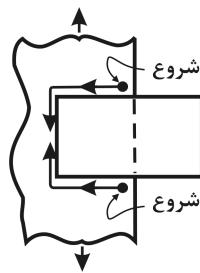
شکل ۱۰-۲-۱۰-۴ جوش گوشه در انتهای تسمه‌های کششی.



شکل ۱۰-۲-۱۰-۵ جوش گوشه در انتهای اعضا.



شکل ۱۰-۲-۱۰-۶ جوش گوشه در انتهای اعضای محوری.



شکل ۱۰-۲-۱۰-۷ مسیر پیشنهادی برای جلوگیری از زخم در لبه.

۱۰-۲-۱۰-۲-۳ جوش انگشترانه و جوش کام

الف) سطح مقطع مؤثر: سطح مقطع مؤثر در برش برای جوش انگشترانه و کام مساوی سطح مقطع اسمی سوراخ و شکاف در صفحه برش در نظر گرفته می‌شود.

ب) محدودیت:

۱. استفاده از جوش انگشترانه و کام برای انتقال برش در اتصالات‌های پوششی و یا جلوگیری از کمانس در عناصر رویهم آمده در اعضای مرکب ساخته شده، مجاز می‌باشد.
۲. قطر سوراخ در جوش انگشترانه نباید از ضخامت قطعه سوراخ شده به اضافه ۸ میلی‌متر کمتر باشد. همچنین قطر یاد شده نباید از قطر حداقل به اضافه ۳ میلی‌متر و یا $\frac{1}{4}$ برابر ضخامت جوش بزرگتر شود.
۳. حداقل فاصله مرکز به مرکز سوراخ‌های جوش‌های انگشترانه ۴ برابر قطر سوراخ می‌باشد.
۴. طول شکاف در جوش کام نباید از ۱۰ برابر ضخامت جوش بیشتر باشد.
۵. پهناى شکاف در جوش کام نباید از ضخامت قطعه بریده شده به اضافه ۸ میلی‌متر کمتر و همچنین از $\frac{1}{4}$ برابر ضخامت جوش بیشتر باشد.
۶. انتهای شکاف یا باید نیم‌دایره‌ای باشد و یا خطی مستقیم که گوشه‌های آن تبدیل به ربعی از دایره (با شعاعی بزرگتر از ضخامت قطعه حاوی شکاف) می‌شود، باشد. مگر اینکه انتهای شکاف به لبه قطعه منتهی شده باشد.
۷. حداقل فاصله مرکز به مرکز شکاف‌ها در امتداد عمود بر طول، ۴ برابر پهناى شکاف و حداقل فاصله مرکز به مرکز شکاف‌ها در امتداد طول، ۲ برابر طول شکاف می‌باشد.
۸. ضخامت جوش انگشترانه و کام در قطعاتی که ضخامت آنها ۱۶ میلی‌متر و یا کمتر است باید برابر با ضخامت قطعه باشد. در قطعاتی که ضخامت آنها بیش از ۱۶ میلی‌متر است، ضخامت این جوش باید حداقل $\frac{1}{4}$ ضخامت قطعه باشد و از ۱۶ میلی‌متر نیز کمتر نشود.

۱۰-۲-۱۰-۲-۴ مقاومت جوش‌ها

مقاومت طرح جوش مساوی $R_n \phi$ می‌باشد که براساس کوچکترین مقدار به دست آمده از حالت‌های (الف) و (ب) زیر تعیین می‌گردد. ϕ ضریب تقلیل مقاومت طبق جدول ۱۰-۲-۱۰-۳ و R_n مقاومت اسمی جوش است.

الف) مقاومت اسمی جوش، متناسب با مقاومت فلز مادر:

$$R_n = F_{BM} A_{BM} \quad (۱۰-۲-۱۰-۲)$$

ب) مقاومت اسمی جوش، براساس حالات حدی گسیختگی کششی، برشی و یا تسلیم فلز جوش:

$$R_n = \beta F_w A_w \quad (۱۰-۲-۱۰-۳)$$

که در آن:

$$R_n = \text{مقاومت اسمی جوش}$$

$$\phi = \text{ضریب تقلیل مقاومت که در جدول ۱۰-۲-۱۰-۳ ارایه شده است.}$$

$$F_{BM} = \text{مقاومت اسمی فلز مادر که در جدول ۱۰-۲-۱۰-۳ ارایه شده است.}$$

$$A_{BM} = \text{سطح مقطع عرضی فلز مادر}$$

$$F_w = \text{مقاومت اسمی فلز الکتروود که در جدول ۱۰-۲-۱۰-۳ ارایه شده است.}$$

$$A_w = \text{سطح مقطع مؤثر جوش}$$

$$\beta = \text{ضریب بازرسی جوش به شرح زیر:}$$

۱. در صورت انجام آزمایش‌های غیرمخرب نظیر رادیوگرافی و التراسونیک (فراصوتی): $\beta = 1$

۲. در صورت انجام جوش در کارخانه (و یا شرایط مشابه) و بازرسی چشمی جوش توسط بازرس جوش: $\beta = 0/85$

۳. در صورت انجام جوش در محل و بازرسی چشمی جوش توسط بازرس جوش: $\beta = 0/75$

جدول ۱۰-۲-۱۰-۳ مقاومت اسمی جوش‌ها و ضریب تقلیل مقاومت

مقاومت اسمی	ضریب تقلیل، مقاومت (φ)	نوع فلز حاکم بر تعیین مقاومت جوش	نوع تنش	نوع جوش
$F_{BM} = F_y$	۰/۹	فلز مادر	کششی عمود بر مقطع مؤثر	جوش شیارى با نفوذ کامل و لبه آماده شده
$F_{BM} = F_y$	۰/۹	فلز مادر	فشاری عمود بر مقطع مؤثر، کششی و یا فشاری موازی با محور جوش	
$F_{BM} = F_y$	۰/۹	براساس فلز مادر	برشی، در مقطع مؤثر	
$F_w = ۰/۶ F_{ue}$	۰/۸	براساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)		
$F_{BM} = F_y$	۰/۹	فلز مادر	- فشاری، در امتداد عمود بر مقطع مؤثر - فشاری، موازی با محور جوش - کششی موازی با محور جوش	جوش شیارى با نفوذ نسبی
$F_{BM} = F_y$	۰/۹	براساس فلز مادر	- کششی در امتداد عمود بر مقطع مؤثر	
$F_w = ۰/۶ F_{ue}$	۰/۸	براساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)		
مطابق بند ۴-۱۰-۲-۱۰	مطابق بند ۴-۱۰-۲-۱۰	براساس فلز مادر	برشی، موازی با محور جوش	جوش شیارى با نفوذ نسبی
$F_w = ۰/۶ F_{ue}$	۰/۷۵	براساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)		
مطابق بند ۴-۱۰-۲-۱۰	مطابق بند ۴-۱۰-۲-۱۰	براساس فلز مادر	برشی در مقطع مؤثر	جوش گوشه
$F_w = ۰/۶ F_{ue}$	۰/۷۵	براساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)		
$F_{BM} = F_y$	۰/۹	فلز مادر	کششی یا فشاری یا موازی با محور جوش	جوش انگشتانه و کمانی
مطابق بند ۴-۱۰-۲-۱۰	مطابق بند ۴-۱۰-۲-۱۰	براساس فلز مادر	برشی، موازی سطح برش شونده (روی مقطع مؤثر)	
$F_w = ۰/۶ F_{ue}$	۰/۷۵	براساس فلز جوش (الکتروود مصرفی)		

F_y = تنش تسلیم فلز مادر F_{ue} = تنش نهایی فلز الکتروود

(۱) فلز جوش (الکتروود مصرفی) باید سازگار با فلز مادر و مطابق با مقادیر جدول زیر باشد:

نوع الکتروود سازگار	مقاومت نهایی کششی فلز الکتروود (F_{ue})	تنش تسلیم فلز مادر (F_y)
E ۶۰	۴۲۰ kg/cm^2 یا $[۴۲۰ \text{ N/mm}^2]^*$	تا ۳۰۰ kg/cm^2 یا $[۳۰۰ \text{ N/mm}^2]^*$
E ۷۰	۴۹۰ kg/cm^2 یا $[۴۹۰ \text{ N/mm}^2]^*$	تا ۳۸۰ kg/cm^2 یا $[۳۸۰ \text{ N/mm}^2]^*$
E ۸۰	۵۶۰ kg/cm^2 یا $[۵۶۰ \text{ N/mm}^2]^*$	تا ۴۶۰ kg/cm^2 یا $[۴۶۰ \text{ N/mm}^2]^*$

۱۰-۲-۱۰-۲-۵ ترکیب جوش‌ها

اگر از دو یا چند نوع جوش به صورت مجموعه (جوش شیاری، جوش گوشه، جوش انگشترانه و یا کام) در یک اتصال استفاده شود، برای تعیین مقاومت طرح کل مجموعه، باید مقاومت طرح هر یک را جداگانه نسبت به محور مجموعه جوش محاسبه و سپس مقاومت طرح کل مجموعه را از مجموع مقاومت‌های تک تک جوش‌ها تعیین نمود.

۱۰-۲-۱۰-۲-۶ فلزجوش مختلط

در اتصالات مقاطع سنگین و مواردی که اثر خستگی ملاک طراحی باشد و طاقت نمونه زخم‌دار به عنوان شرطی برای مصالح جوش تعیین شده باشد، مصالح و روش جوشکاری برای فلز تمام جوش‌ها اعم از خال جوش، عبور جوش در عمق و ریشه اتصال، یا عبورهای بعدی که جوش تکمیلی را در اتصال ایجاد می‌کند، باید سازگاری لازم را داشته باشد تا طاقت نمونه زخم‌دار برای فلزجوش مختلط محرز شود.

۱۰-۲-۱۰-۲-۷ پیش‌گرمایش فولادهای ساختمانی

برای نیمرخ‌های نوردشده سنگین و قطعات مرکب ساخته شده با جوش، باید قبل از انجام جوش، پیش‌گرمایش تا دمای لازم صورت گیرد. حداقل دمای پیش‌گرمایش مطابق جدول ۱۰-۲-۱۰-۴ می‌باشد:

جدول ۱۰-۲-۱۰-۴ حداقل دمای پیش‌گرمایش

ضخامت (mm)	دمای پیش‌گرمایش در فرآیند غیرکم‌هیدروژن (درجه سلسیوس)	دمای پیش‌گرمایش در فرآیند کم‌هیدروژن (درجه سلسیوس)
$t \leq 20$	*۲۰	*۱۰
$20 < t \leq 40$	۶۵	*۲۰
$40 < t \leq 65$	۱۱۰	۶۵
$t > 65$	۱۵۰	۱۱۰

* این دما در حد لمس کردن ورق قابل حس است و در سایر موارد باید از روش‌های دماسنجی سطحی (مثلاً گچ‌های حساس به دما) استفاده شود.

۱۰-۲-۱۰ پیچ‌ها و قطعات دندانه‌شده ۳-۱۰-۲-۱۰

۱۰-۲-۱۰-۳ کلیات

الف) انواع متداول پیچ‌های مورد استفاده در اسکلت‌های فولادی عبارتند از پیچ‌های معمولی و پیچ‌های پرمقاومت. در جدول ۱۰-۲-۱۰-۵ مشخصات پیچ‌های موجود یا تولید در ایران طبق استانداردهای ASTM و ISO ارایه شده است. برای هر پیچ باید واشر و مهره سازگار مورد استفاده قرار گیرد.

ب) پیچ‌ها با دو نوع عملکرد «اتکایی» و «اصطکاکی» مورد استفاده قرار می‌گیرند. استفاده از پیچ‌های پرمقاومت منطبق با استانداردهای ملی یا بین‌المللی، برای هر دو نوع اتصال و استفاده از پیچ‌های معمولی یا پرچ فقط در اتصالات اتکایی مجاز است. در اتصالات اتکایی ایجاد نیروی پیش‌تنیدگی لازم نیست ولی در اتصالات اصطکاکی، پیچ‌ها باید پیش‌تنیده گردند. حداقل نیروی پیش‌تنیدگی در اتصالات اصطکاکی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۱۰-۶ می‌باشد. برای حصول پیش‌تنیدگی استفاده از یکی از سه روش «سفت کردن مجدد مهره»، «واشرهای کشش‌سنج» و یا «آچار مدرج» امکان‌پذیر است.

جدول ۱۰-۲-۵ مشخصات پرچ‌ها و پیچ‌های موجود یا تولید در ایران

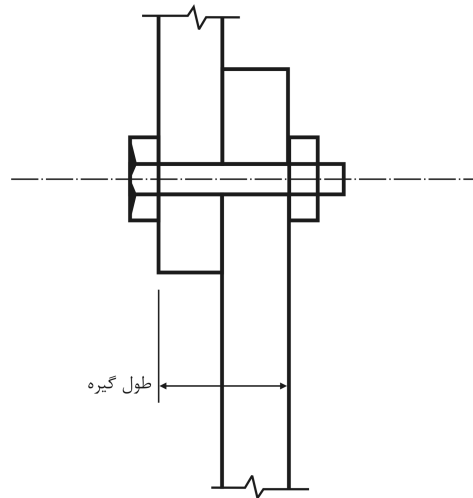
تنش نهایی مصالح پیچ یا پرچ (F _u)	تنش تسلیم مصالح پیچ یا پرچ (F _y)	نام استاندارد		نوع پیچ و پرچ
		ISO	ASTM	
-	۱۹۰۰kg/cm ^۲ [۱۹۰N/mm ^۲]	-	AS01	پرچ
-	۲۶۰۰kg/cm ^۲ [۲۶۰N/mm ^۲]	-	AS02	
-	۲۰۵۰kg/cm ^۲ [۲۰۵N/mm ^۲]	UST 36	-	
-	۲۲۵۰kg/cm ^۲ [۲۲۵N/mm ^۲]	UST 38	-	
۴۰۰۰kg/cm ^۲ [۴۰۰N/mm ^۲]	۲۴۰۰kg/cm ^۲ [۲۴۰N/mm ^۲]	-	A307	پیچ‌های معمولی
۴۰۰۰kg/cm ^۲ [۴۰۰N/mm ^۲]	۲۴۰۰kg/cm ^۲ [۲۴۰N/mm ^۲]	۴/۶	-	
۴۲۰۰kg/cm ^۲ [۴۲۰N/mm ^۲]	۳۲۰۰kg/cm ^۲ [۳۲۰N/mm ^۲]	۴/۸	-	
۵۰۰۰kg/cm ^۲ [۵۰۰N/mm ^۲]	۳۰۰۰kg/cm ^۲ [۳۰۰N/mm ^۲]	۵/۶	-	
۵۲۰۰kg/cm ^۲ [۵۲۰N/mm ^۲]	۴۰۰۰kg/cm ^۲ [۴۰۰N/mm ^۲]	۵/۸	-	
۶۰۰۰kg/cm ^۲ [۶۰۰N/mm ^۲]	۴۸۰۰kg/cm ^۲ [۴۸۰N/mm ^۲]	۶/۸	-	
۸۰۰۰kg/cm ^۲ [۸۰۰N/mm ^۲]	-	-	A325 (d ≤ ۲۵mm)	پیچ‌های پرمقاومت
۷۲۵۰kg/cm ^۲ [۷۲۵N/mm ^۲]	-	-	A325 (d > ۲۵mm)	
۱۰۰۰۰kg/cm ^۲ [۱۰۰۰N/mm ^۲]	-	-	A490	
۸۰۰۰kg/cm ^۲ [۸۰۰N/mm ^۲]	-	۸/۸	-	
۱۰۰۰kg/cm ^۲ [۱۰۰N/mm ^۲]	-	۱۰/۹	-	
۱۲۰۰۰kg/cm ^۲ [۱۲۰۰N/mm ^۲]	-	۱۲/۹	-	

جدول ۱۰-۲-۱۰-۶ حداقل نیروی پیش تنیدگی در اتصالات اصطکاکی
برحسب تن یا [کیلو نیوتن]

حداقل نیروی پیش تنیدگی	سطح مقطع اسمی
$0.55 A_b F_u$	A_b

پ) پیچ‌ها با طول گیره بلند

طول گیره پیچ‌ها در شکل (۱۰-۲-۱۰-۸) نشان داده شده است. تنش اسمی وسایل اتصال در پیچ‌های معمولی که طول گیره آنها از ۵ برابر قطرشان بیشتر است، باید طبق جدول (۱۰-۲-۱۰-۷) به‌ازای هر ۲ میلی‌متر طول اضافی گیره، یک درصد کاهش داده شود.



شکل ۱۰-۲-۱۰-۸ طول گیره وسایل اتصال.

۱۰-۲-۱۰-۳-۲ مقاومت برشی و کششی طرح پیچ و پرچ در اتصالات اتکایی*

در اتصالات اتکایی که در آنها لقی و خستگی در اثر ارتعاشات یا نوسانات بارگذاری مسئله‌ساز نیستند، کافی است پیچ‌ها را بدون ایجاد نیروی پیش‌تنیدگی، تنها تا حالت سفت شدن اولیه محکم نمود. طبق تعریف، سفت شدن اولیه حالتی است که در اثر اعمال چند ضربهٔ آچار ضربه‌ای و یا اینکه در اثر کوشش کامل یک کارگر به کمک یک آچار معمولی حاصل شود و باید لایه‌های متصل به هم را به حالت تماس محکم درآورد.

در محاسبه مقاومت‌ها، مقطع اسمی پرچ (قبل از عمل پرچکاری) و مقطع دندانانه نشده پیچ (مقطع اسمی تنهٔ پیچ) یا میله‌های دندانانه شده (غیر از میله‌های با دندانانه‌های برجسته) ملاک می‌باشند. در محاسبه مقاومت در میله‌ها با دندانانه برجسته، سطح میله بدون دندانانه ملاک محاسبه می‌باشد. مقاومت کششی طرح، ϕR_{nt} ، و مقاومت برشی طرح ϕR_{nv} ، برای پیچ‌ها، قطعات دندانانه شده و پرچ‌ها با استفاده از روابط زیر قابل محاسبه می‌باشد.

$$\text{مقاومت کششی طرح} = \phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_b \quad (۱۰-۲-۱۰-۴)$$

$$\text{مقاومت برشی طرح} = \phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_b \quad (۱۰-۲-۱۰-۵)$$

در روابط فوق:

ϕ = ضریب تقلیل مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد.

R_{nt} = مقاومت کششی اسمی

R_{nv} = مقاومت برشی اسمی

F_{nt} = تنش کششی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۱۰-۷

F_{nv} = تنش برشی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۱۰-۷

A_b = سطح مقطع اسمی تنه پیچ (مقطع دندانانه نشده)

* برای مقاومت اتکایی به بند ۱۰-۲-۱۰-۳-۵ مراجعه شود.

جدول ۱۰-۲-۱۰ تنش اسمی (پیچ و پرچ)

نوع وسیله اتصال	تنش کششی اسمی (F_{nt})	برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی
پیچ‌های معمولی	$0.75F_u$ [۱],[۲]	$0.4F_u$ [۵],[۳]
پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندان‌ها شده می‌گذرد	$0.78F_u$ [۴]	$0.4F_u$ [۵]
پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندان‌ها شده نمی‌گذرد	$0.78F_u$ [۴]	$0.5F_u$ [۵]
قطعه دندان‌ها شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندان‌ها شده می‌گذرد	$0.75F_u$ [۱],[۶]	$0.4F_u$
قطعه دندان‌ها شده طبق مشخصات تعیین شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندان‌ها شده نمی‌گذرد	$0.75F_u$ [۱],[۶]	$0.5F_u$
پرچ‌های گرم انجام شده	F_u [۱]	$0.9F_y$

[۱] فقط بارگذاری استاتیکی

[۲] در پیچ‌های معمولی که طول گیره آنها از ۵ برابر قطرشان بیشتر است، مقادیر فوق باید به‌ازای هر ۲ mm طول اضافی گیره، یک درصد کاهش داده شود.

[۳] قرار گرفتن دندان‌ها در سطح برش مجاز است.

[۴] برای پیچ‌های پرمقاومت مشمول تنش خستگی ناشی از بار کششی رجوع شود.

[۵] وقتی که فاصله اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو از ۱۲۵۰ میلی‌متر تجاوز کند این مقادیر را باید ۲۰٪ کاهش داد.

[۶] مقاومت کششی اسمی ناحیه دندان‌ها شده یک قطعه دندان‌ها شده با حدیده تویی براساس سطح مقطع آن در قطر خارجی حدیده، A_D ، باید از سطح مقطع اسمی تنه (قبل از ناحیه تویی) ضربدر F_y بیشتر باشد.

۱۰-۲-۳ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکایی

مقاومت طرح، ϕR_n ، پیچ یا پرچی که تحت اثر مشترک کشش و برش قرار دارد، به‌دلیل همزمانی تأثیر کشش و برش در اتصال، با استفاده از رابطه اندرکنش زیر تعیین می‌گردد:

$$\phi R_{nt} = \phi F'_{nt} A_b \quad (6-10-2-10)$$

$$F'_{nt} = F_{nt} \left(1 - \frac{f_v}{\phi F_{nv}}\right) \leq F_{nt} \quad (7-10-2-10)$$

$$\phi R_{nv} = \phi F'_{nv} A_b \quad (۸ - ۱۰ - ۲ - ۱۰)$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left(1/۳ - \frac{f_t}{\phi F_{nt}} \right) \leq F_{nv} \quad (۹ - ۱۰ - ۲ - ۱۰)$$

که در آن:

ϕ = ضریب تقلیل مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می باشد.

F_{nt} = تنش کششی اسمی مطابق جدول (۷ - ۱۰ - ۲ - ۱۰) وقتی که نیروی کششی به تنهایی عمل نماید.

F_{nv} = تنش برشی اسمی مطابق جدول (۷ - ۱۰ - ۲ - ۱۰) وقتی که نیروی برشی به تنهایی عمل نماید.

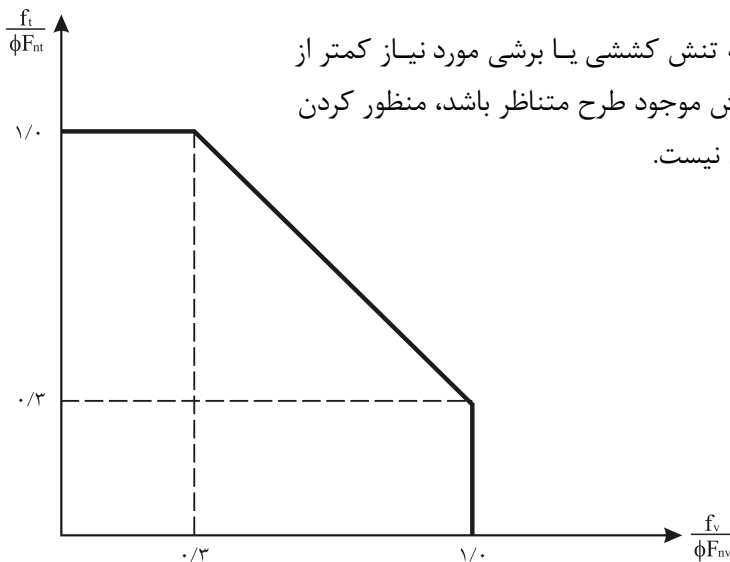
f_v = تنش برشی ناشی از بارهای ضریب دار

f_t = تنش کششی ناشی از بارهای ضریب دار

A_b = سطح مقطع اسمی تنه پیچ (مقطع دندان نشته)

F'_{nt} = تنش کششی اسمی اصلاح شده

F'_{nv} = تنش برشی اسمی اصلاح شده



در مواردی که تنش کششی یا برشی مورد نیاز کمتر از ۲۰ درصد تنش موجود طرح متناظر باشد، منظور کردن اندرکنش لازم نیست.

شکل ۱۰ - ۲ - ۱۰ اثر متقابل کشش و برش در اتصالات اتکایی.

۱۰-۲-۱۰-۳-۴ مقاومت طرح پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات اصطکاکی

مقاومت طرح پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات اصطکاکی برابر با کمترین مقدار محاسبه شده از دو حالت زیر می‌باشد:

۱. مقاومت طرح اتصال براساس کنترل لغزش
۲. مقاومت طرح اتصال براساس کنترل برش در حالت حدی نهایی

۱۰-۲-۱۰-۳-۴ (الف) مقاومت طرح اتصالات اصطکاکی براساس کنترل

لغزش

کنترل لغزش در اتصالات اصطکاکی می‌تواند یا براساس حالت حدی بهره‌برداری و یا براساس حالت حدی نهایی صورت گیرد. برای سوراخ‌های استاندارد و سوراخ‌های لوبیایی در حالتی که بار در امتداد عرضی باشد، کنترل لغزش باید براساس حالت حدی بهره‌برداری صورت گیرد. برای سوراخ‌های بزرگ شده و سوراخ‌های لوبیایی در حالتی که بار در امتداد طولی باشد، کنترل لغزشی باید براساس حالت حدی نهایی صورت گیرد.

مقاومت طرح، در اتصالات اصطکاکی براساس کنترل لغزش مساوی R_n ، می‌باشد

که در آن ϕ ضریب تقلیل مقاومت و R_n مقاومت اسمی به شرح زیر می‌باشد:

$$R_n = \mu h_{sc} T_b N_s \quad (10 - 10 - 2 - 10)$$

که در آن:

ϕ = ضریب تقلیل مقاومت به شرح زیر

$\phi = 1$ = برای اتصالاتی که کنترل لغزش آنها براساس حالت حدی بهره‌برداری صورت می‌گیرد.

$\phi = 0.85$ = برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که بار در امتداد طولی باشد.

μ = ضریب اصطکاک به شرح زیر:

$\mu = 0.33$ = برای وضعیت سطحی کلاس A (سطح فلس‌دار تمیز و رنگ نشده)

$\mu = 0.45$ = برای وضعیت سطحی کلاس B (سطح تمیز شده با ماسه‌پاشی و رنگ نشده)

$h_{sc} =$ ضریب سوراخ پیچ، به شرح زیر:

$$h_{sc} = 0/9 \text{ برای سوراخ استاندارد}$$

$$h_{sc} = 0/80 \text{ برای سوراخ بزرگ شده و سوراخ لوبیایی کوتاه}$$

$$h_{sc} = 0/70 \text{ برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که بار در امتداد عرضی باشد.}$$

$$h_{sc} = 0/60 \text{ برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که بار در امتداد طولی باشد.}$$

$$N_s = \text{تعداد صفحات لغزش}$$

$$T_b = \text{حداقل نیروی پیش‌تنیدگی پیچ طبق رابطه زیر:}$$

$$T_b = 0/55 F_u A_b \quad (11 - 10 - 2 - 10)$$

۱۰-۲-۱۰-۳-۴-ب) اثر مشترک کشش و برش در کنترل لغزش در اتصالات اصطکاکی

در اتصالات اصطکاکی، در صورت توأم نیروی کششی و برشی، مقاومت طرح محاسبه شده برای کنترل لغزش طبق رابطه (۱۰-۲-۱۰-۱۱) باید در ضریب کاهش زیر ضرب گردد.

$$K_s = 1 - \frac{T_u}{T_b N_b} \quad (12 - 10 - 2 - 10)$$

$$K_s = \text{ضریب کاهش مقاومت طرح}$$

$$T_u = \text{نیروی کششی ضریبدار}$$

$$T_b = \text{حداقل نیروی پیش‌تنیدگی پیچ طبق رابطه (۱۰-۲-۱۰-۱۱)}$$

$$N_b = \text{تعداد پیچ‌ها}$$

۱۰-۲-۱۰-۳-۴-پ) مقاومت طرح اتصالات اصطکاکی براساس کنترل برش و کشش

مقاومت طرح اتصالات اصطکاکی براساس کنترل برش و کشش مشابه اتصالات اتکایی با استفاده از ضوابط بندهای (۱۰-۲-۱۰-۳-۲) و (۱۰-۲-۱۰-۳-۳) محاسبه می‌گردد.

۱۰-۲-۱۰-۳-۵ مقاومت اتکایی در جدار سوراخ پیچ و پرچ

مقاومت اتکایی در حالت حدی اتکایی مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن:

$$\phi = \text{ضریب تقلیل مقاومت مساوی } 0.75$$

R_n = مقاومت اتکایی اسمی در جدار سوراخ پیچ که به شرح زیر برای حالت‌های مختلف محاسبه می‌گردد.

۱. برای سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ‌شده، سوراخ لوبیایی کوتاه و سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که بار در امتداد طولی باشد:

$$R_n = 1/2 L_c t F_u \leq 2/0 dt F_u \quad (13 - 10 - 2 - 10)$$

۲. برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که بار در امتداد عرضی باشد (محور شکاف عمود بر امتداد نیرو باشد):

$$R_n = 1/0 L_c t F_u \leq 2/4 dt F_u \quad (14 - 10 - 2 - 10)$$

در روابط فوق:

d = قطر اسمی پیچ

F_u = تنش نهایی فولاد ورق اتصال

t = ضخامت قطعه متصل‌شونده، مگر در پیچ‌ها و پرچ‌های کله خزینه که نصف عمق خزینه باید کم شود.

L_c = فاصله خالص، در امتداد نیرو، بین لبه سوراخ‌ها یا بین لبه سوراخ تا لبه آزاد قطعه متصل‌شونده

مقاومت اتکایی باید برای هر دو حالت اتکایی و اصطکاکی (بدون لغزش) کنترل گردد.

استفاده از سوراخ‌های بزرگ‌شده، لوبیایی کوتاه و بلند موازی امتداد نیرو مطابق بند (۱۰-۲-۱۰-۳-۶) فقط به اتصالات اصطکاکی محدود می‌گردد.

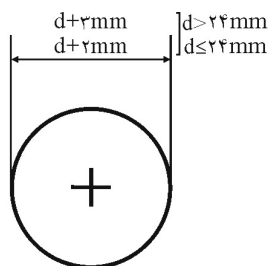
۱۰-۲-۱۰-۳-۶ محدودیت‌ها

۱۰-۲-۱۰-۳-۶ الف) اندازه‌ها و سوراخ‌ها

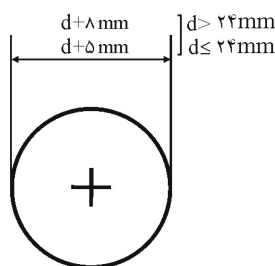
۱. اندازه حداکثر سوراخ پیچ‌ها مطابق جدول (۱۰-۲-۱۰-۸) و یا شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۰ می‌باشد.
۲. سوراخ‌های بزرگ‌شده فقط در اتصالات اصطکاکی مجاز می‌باشند.
۳. سوراخ‌های لوبیایی کوتاه در تمام امتدادها در اتصالات اصطکاکی مجاز هستند و در اتصالات اتکایی، امتداد طولی سوراخ باید عمود بر امتداد نیرو باشد.
۴. در اتصالات اتکایی، سوراخ‌های لوبیایی بلند فقط در امتداد عمود بر مسیر نیرو مجاز هستند و در اتصالات اصطکاکی فقط می‌توانند در یکی از ورق‌های اتصال و در هر امتداد اختیاری وجود داشته باشند.
۵. قطر سوراخ برای پرچ‌کاری به‌اندازه ۲ میلی‌متر بزرگتر از قطر اسمی پرچ تعبیه می‌شود.
۶. در ورق کف ستون‌ها، ضمن رعایت رواداری‌های مبحث یازدهم، حداکثر قطر سوراخ مساوی $d+6$ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۱۰-۲-۱۰-۸ ابعاد اسمی سوراخ پیچ برحسب میلی‌متر

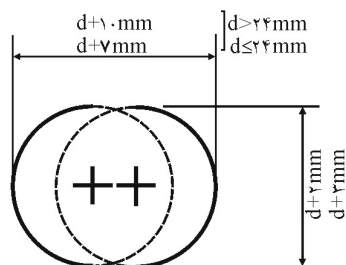
ابعاد حداکثر سوراخ (mm)				قطر پیچ (mm)
لوبیایی بلند (طول×عرض)	لوبیایی کوتاه (طول×عرض)	بزرگ‌شده (قطر)	استاندارد (قطر)	
$(d+2) \times (2/5d)$	$(d+2) \times (d+7)$	$d+5$	$d+2$	$d \leq 24 \text{ mm}$
$(d+3) \times (2/5d)$	$(d+3) \times (d+10)$	$d+8$	$d+3$	$d > 24 \text{ mm}$



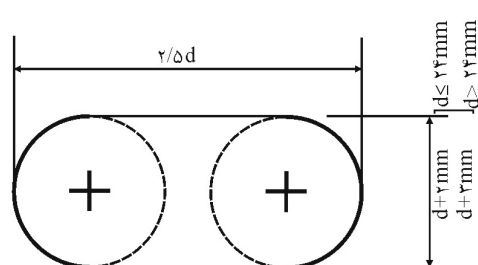
سوراخ استاندارد (اتصالات اتکایی و اصطکاکی)



سوراخ بزرگ شده (فقط اتصالات اصطکاکی)



لوبیایی کوتاه
(اتکایی عمود بر مسیر نیرو،
اصطکاکی در تمام حالات)



لوبیایی بلند
(اتکایی و اصطکاکی عمود بر مسیر نیرو و اصطکاکی
فقط در یکی از ورق ها در امتداد اختیاری)

شکل ۱۰-۲-۱۰ انواع سوراخها.

۱۰-۲-۱۰-۳-۶-ب) حداقل فواصل سوراخها

فاصله مرکز به مرکز سوراخهای استاندارد یا سوراخهای بزرگ شده و یا سوراخهای لوبیایی نباید از ۳ برابر قطر وسیله اتصال کمتر باشد. توصیه می شود این فاصله از ۷۵ میلی متر کمتر در نظر گرفته نشود.

۱۰-۲-۱۰-۳-۶-پ) حداقل فاصله سوراخ تا لبه

فاصله مرکز سوراخهای استاندارد تا لبه قطعه متصل شونده نباید از مقادیر داده شده در جدول (۱۰-۲-۱۰-۹) کمتر باشد.

جدول ۱۰-۲-۱۰-۹ حداقل فاصله مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در هر راستا

لبه بریده شده با پیچی (گیوتین)	لبه نوردشده ورق - نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده شده با شعله اتوماتیک یا اره
۲/۲۵d	۲d

d = قطر اسمی پیچ یا پرچ (mm)

برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و لوبیایی فاصله مرکز سوراخ تا لبه نباید از آنچه که برای سوراخ استاندارد تعیین شده به‌اضافه مقدار C مربوطه از جدول ۱۰-۲-۱۰-۱۰ کمتر شود.

جدول ۱۰-۲-۱۰-۱۰ مقادیر افزایش حداقل فاصله سوراخ تا لبه (C)

سوراخ لوبیایی (mm)			سوراخ بزرگ‌شده (mm)
موازی با لبه	عمود بر امتداد لبه		
		لوبیایی بلند	لوبیایی کوتاه
۰	۰/۷۵d	۵ mm	۳ mm

۱۰-۲-۱۰-۳-۶-پ حداکثر فاصله سوراخ تا لبه

علاوه بر کنترل‌های لازم از لحاظ کمانش موضعی، حداکثر فاصله از مرکز هر پیچ و یا پرچ تا نزدیکترین لبه قطعه در هر راستا به‌صورت زیر است:

۱. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی کم و متوسط ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبه قطعه در هر راستا نباید از ۱۲ برابر ضخامت نازکترین قطعه و همچنین از ۱۵۰ میلی‌متر تجاوز کند.
۲. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی شدید ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبه قطعه در هر راستا نباید از ۸ برابر ضخامت نازکترین قطعه و همچنین ۱۲۵ میلی‌متر تجاوز کند.

۱۰-۲-۱۰-۳-۶-ت حداکثر فواصل سوراخ‌ها

علاوه بر کنترل‌های لازم از لحاظ کمانش موضعی، حداکثر فاصله بین وسایل اتصال در نیمرخ‌های ساخته شده از ورق و نیمرخ و یا دو ورق به شرح زیر است:

۱. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی کم و متوسط ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله بین مرکز سوراخ‌ها نباید از ۲۴ برابر ضخامت نازکترین قسمت متصل‌شونده و همچنین از ۳۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.
۲. برای قطعاتی که تحت اثر خوردگی شدید ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله بین مرکز سوراخ‌ها نباید از ۱۴ برابر ضخامت نازکترین قسمت متصل‌شونده و همچنین از ۲۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.

۱۰-۲-۱۰-۴-نواحی مجاور اتصال و اجزای اتصال

این بند مربوط می‌شود به کنترل نواحی مجاور اتصال نظیر انتهای تیرها که قسمتی از بال فوقانی آن برداشته شده (زبانه شده) است و یا در حالت‌های نظیر که ممکن است به علت برش در سطحی که از وسیله اتصال می‌گذرد و یا به علت اثر ترکیبی برش در سطح ماربر وسیله اتصال و کشش در سطح عمود بر آن خرابی اتفاق افتد.

۱۰-۲-۱۰-۴-۱-مقاومت کششی اعضا

مقاومت کششی این اعضا با در نظر گرفتن اثرات اتصال مطابق ضوابط بخش (۱۰-۲-۳) تعیین می‌شود.

۱۰-۲-۱۰-۴-۲-مقاومت فشاری اعضا

مقاومت فشاری اعضا براساس سطح مقطع کلی (A_g) مطابق ضوابط بخش (۱۰-۲-۴) تعیین می‌شود.

۱۰-۲-۱۰-۴-۳ مقاومت برشی اعضا

مقاومت برشی نواحی مجاور اتصال، ϕR_n ، باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالات حدی تسلیم برشی روی مقطع کلی و گسیختگی برشی روی مقطع خالص منظور شود.

الف) براساس تسلیم برشی روی مقطع کل:

$$\phi = 1 \quad (10-2-10-15)$$

$$R_n = 0.6 F_y A_g$$

ب) براساس گسیختگی برشی روی مقطع خالص:

$$\phi = 0.75 \quad (10-2-10-16)$$

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv}$$

در روابط فوق:

$$A_g = \text{سطح مقطع کل}$$

$$A_{nv} = \text{سطح مقطع خالص برشی (مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۳)}$$

$$\phi = \text{ضریب تقلیل مقاومت}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد}$$

$$F_u = \text{مقاومت کششی فولاد}$$

۱۰-۲-۱۰-۴-۴ مقاومت برش قالبی

در اتصال انتهای تیرها که قسمتی از بال فوقانی تیر زبانه شده است، یا در اتصال اعضای کششی و یا در ورق‌های اتصال انتهایی خرپاها و مهاربندها و یا در حالت‌های نظیر که ممکن است به علت برش در سطحی که از وسیله اتصال می‌گذرد و یا به علت اثر ترکیبی برش در مقطع ماربر وسیله اتصال و کشش در مقطع عمود بر آن خرابی اتفاق افتد (شکل‌های ۱۰-۲-۱۰-۱۱ و ۱۲)، مقاومت برش قالبی، ϕR_n ، از مجموع مقاومت

برشی در روی سطح ماربر وسیله اتصال و مقاومت کششی در سطح عمود بر آن به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (10-2-10)$$

که در آن:

$$A_{gv} = \text{سطح مقطع کلی تحت برش}$$

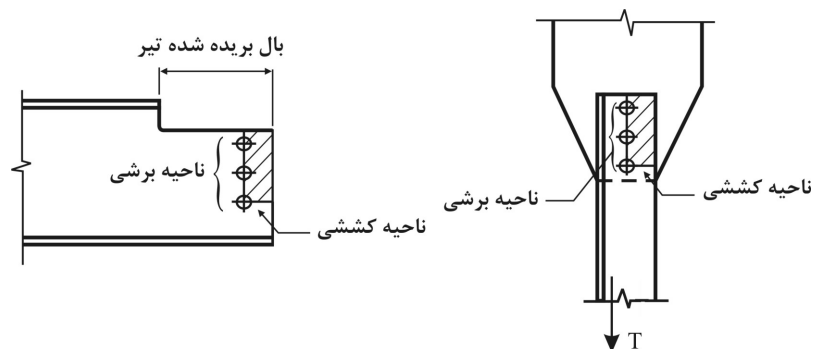
$$A_{nt} = \text{سطح مقطع خالص تحت کشش}$$

$$A_{nv} = \text{سطح مقطع خالص تحت برش}$$

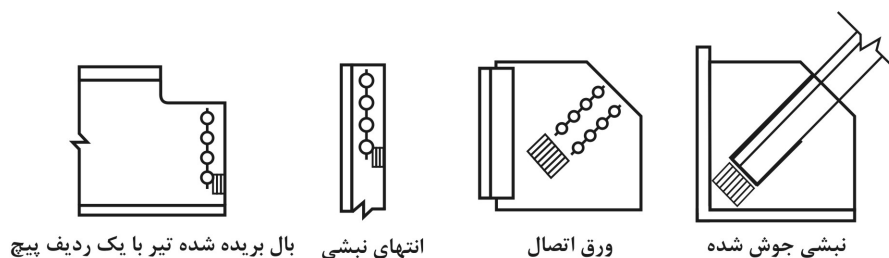
$$F_u = \text{مقاومت کششی فولاد}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد}$$

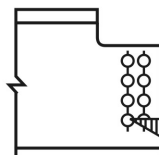
U_{bs} = ضریب توزیع تنش که برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی یک و برای توزیع غیریکنواخت تنش کششی در انتهای عضو مقدار آن مساوی ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود، (شکل ۱۰-۲-۱۰ - ۱۲).



شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۱ سطوح گسیختگی در برش قالبی.



(a) حالت هایی که در آنها $U_{bs} = 1/0$ در نظر گرفته می شود



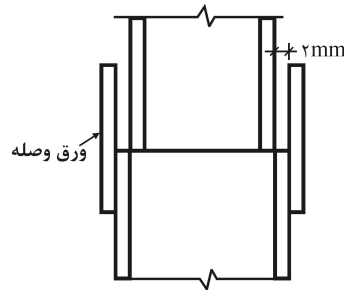
بال بریده شده تیر با دو ردیف پیچ

(b) حالتی که در آن $U_{bs} = 0/5$ در نظر گرفته می شود

شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۲ توزیع تنش کششی در برش قالبی.

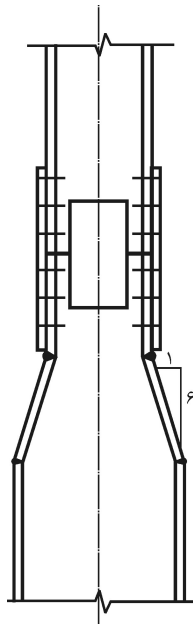
۱۰-۲-۵ ورق های پرکننده (لقمه ها)

۱. در اتصالات جوشی، ورق پرکننده ای که ضخامت آن ۶ میلی متر و بیشتر باشد باید از لبه ورق وصله به اندازه کافی ادامه یابد و به قطعه ای که روی آن قرار می گیرد، جوش شود. این جوش باید برای انتقال تنش های ورق وصله هنگامی که به صورت برون محور بر سطح ورق پرکننده اثر می کند، کافی باشد. جوش هایی که ورق وصله را به ورق پرکننده متصل می کنند باید برای انتقال نیروهای ورق وصله کافی بوده و طول کافی داشته باشد.
۲. ورق پرکننده ای که ضخامت آن کمتر از ۶ میلی متر باشد، باید لبه هایش همباد ورق وصله تمام شود و اندازه جوش باید به اندازه ای باشد که ضخامت ورق پرکننده را دربر گیرد و جوابگوی تنش های ورق وصله نیز باشد. در این حالت ورق پرکننده نقش سازه ای نداشته و لزومی به طراحی آن نمی باشد. در این حالت اندازه جوش باید مساوی مجموع اندازه جوش لازم جهت تحمل نیروی وصله به اضافه ضخامت ورق پرکننده در نظر گرفته شود. ورق های پرکننده در صورتی مورد نیاز است که فاصله بین وجه داخلی ورق اتصال و وجه خارجی ستون فوقانی از ۲ میلی متر بیشتر باشد.



شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۳ نیاز به ورق پرکننده در وصله ستون‌ها.

۳. هنگامی که از پیچ و پرچ برای اتصال ورق‌های وصله و پرکننده استفاده می‌شود و پیچ و پرچ از میان ورق پرکننده‌ای با ضخامت بیش از ۶ میلی‌متر می‌گذرد، ورق پرکننده باید از اطراف ورق اتصال ادامه یافته و توسط وسایل اتصال کافی نگهداری شود. در مورد ورق‌های از ۶ تا ۲۰ میلی‌متر، در صورتی که ضریب کاهش $[1 - 0.016(t - 6)]$ به تنش برشی پیچ اعمال گردد، نیازی به ادامه یافتن ورق پرکننده به اطراف نخواهد بود. در رابطه فوق، t ضخامت ورق پرکننده بر حسب میلی‌متر است. توصیه می‌شود ستون‌ها قبل از محل درز، هم‌اندازه شوند، به طوری که نیاز به ورق پرکننده نداشته باشیم.



شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۴ جزییات وصله با کاهش ابعاد ستون.

۱۰-۲-۱۰-۶ مقاومت اتکایی

مقاومت اتکایی سطوح متکی به هم براساس حالت حدی اتکایی (تسلیم فشاری موضعی) مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن:

$$\phi = \text{ضریب تقلیل مقاومت مساوی } 0.75$$

$R_n =$ مقاومت اتکایی اسمی که برای سطوح اتکایی مختلف به صورت زیر محاسبه می‌شود.

الف) سطوح صاف و آماده شده، جدار سوراخ‌های تنظیم شده برای پین، و انتهای سخت‌کننده اتکایی کاملاً جفت شده

$$R_n = 1/8 F_y A_{pb} \quad (10-2-10-18)$$

که در آن:

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد}$$

$$A_{pb} = \text{سطح تصویر اتکا}$$

ب) کفشک‌های تکیه‌گاهی

۱. برای $d < 600 \text{ mm}$:

$$R_n = 1/2 \times \frac{(F_y - 90) \ell d}{2.0} \quad \text{یا SI: } \left[R_n = 1/2 \times \frac{(F_y - 90) \ell d}{2.0} \right]^* \quad (10-2-10-19)$$

۲. برای $d > 600 \text{ mm}$:

$$R_n = 9/6 \times \frac{(F_y - 90) \ell \sqrt{d}}{2.0} \quad \text{یا SI: } \left[R_n = 30/2 \times \frac{(F_y - 90) \ell \sqrt{d}}{2.0} \right]^* \quad (10-2-10-20)$$

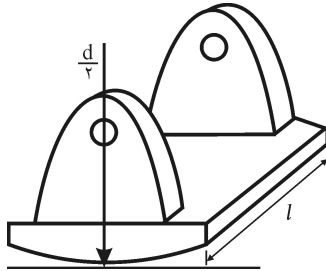
در روابط فوق:

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد برحسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع یا } [N/mm^2]^*$$

$$d = \text{قطر کفشک برحسب سانتی‌متر یا } [mm]^*$$

* واحدهای داخل کروشه مربوط به سیستم SI می‌باشد.

ℓ = طول اتکا برحسب سانتی‌متر یا $[\text{mm}]^*$
 R_n = مقاومت اتکایی اسمی برحسب کیلوگرم یا $[\text{N}]^*$



شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۵ کفشک‌های تکیه‌گاهی.

۱۰-۲-۱۰-۷ کف ستون‌ها و قطعات فولادی با فشار مستقیم بر بتن و مصالح بنایی

پیش‌بینی‌های لازم برای انتقال بار ستون‌ها به‌شالوده باید به‌عمل آید. در صورتی‌که مقررات و مشخصات خاصی برای مقاومت اتکایی موجود نباشد، مقاومت اتکایی طرح، برای مصالح مختلف تکیه‌گاهی مساوی $\phi_c P_p$ می‌باشد که در آن:

$$\phi_c = \text{ضریب تقلیل مقاومت مساوی } 0/6$$

P_p = مقاومت اتکایی اسمی که برای مصالح مختلف تکیه‌گاهی به‌شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

الف) فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه مصالح بنایی با سنگ‌آهکی یا ماسه‌سنگ متراکم و ماسه‌سیمان

$$P_p = 6 \cdot A_p \quad \text{یا} \quad [SI: P_p = 6 A_p]^* \quad (10 - 2 - 10 - 21)$$

که در آن:

$$A_p = \text{سطح اتکا در تماس با تکیه‌گاه برحسب سانتی‌متر مربع یا} \quad [\text{mm}^2]^*$$

$$P_p = \text{برحسب کیلوگرم} \quad [\text{نیوتن}]^*$$

* واحدهای داخل کروشه مربوط به سیستم SI می‌باشد.

ب) فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه مصالح بنایی با آجر فشاری و ملات ماسه‌سیمان :

$$P_p = 40 A_p \text{ یا } [SI: P_p = 4 A_p]^* \quad (22-10-2-10)$$

که در آن:

$$A_p = \text{سطح اتکا در تماس با تکیه‌گاه برحسب سانتی‌متر مربع یا } [mm^2]^*$$

$$P_p = \text{برحسب کیلوگرم } [نیوتن]^*$$

پ) فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه بتنی:

$$P_p = 0.85 f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f_c A_1 \quad (23-10-2-10)$$

که در آن:

$$f_c = \text{مقاومت مشخصه فشاری بتن بر روی نمونه استوانه‌ای استاندارد}$$

$$A_1 = \text{سطح ورق کف ستون در تماس با شالوده}$$

$$A_2 = \text{حداکثر سطحی از شالوده هم‌مرکز و متشابه با ورق کف ستون که در پلان و}$$

عمق شالوده مطابق شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۶-ب و پ محدود می‌شود.

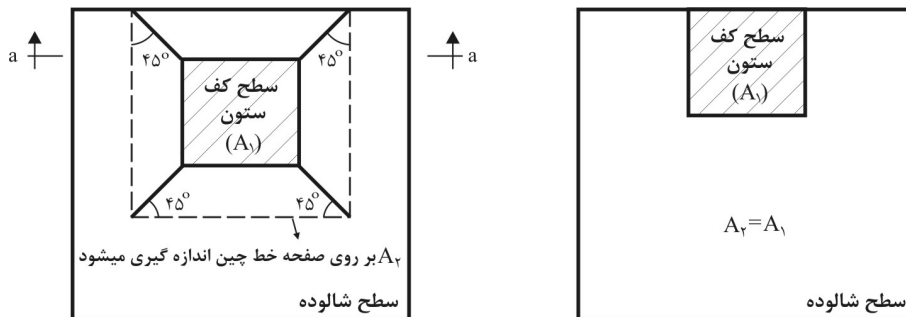
۱۰-۲-۱۰-۸ میله‌مه‌ارها و اقلام مدفون

۱۰-۲-۱۰-۸-۱ میله‌مه‌ارها

میله‌مه‌ارها باید طوری طراحی و محاسبه شوند که در تمام حالت‌های بارگذاری وارد بر سازه، از نظر کشش و برش در پای‌ستون‌ها، جوابگو باشند که شامل کشش ناشی از لنگر خمشی حاصل از گیرداری و یا نیمه‌گیرداری پای ستون نیز می‌باشد.

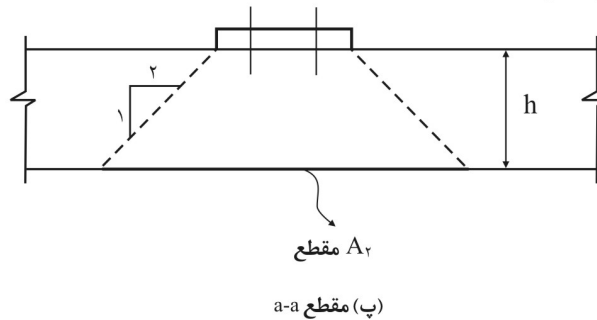
۱۰-۲-۱۰-۸-۲ اقلام مدفون

سازه بتنی باید طوری طراحی شود که به‌طور ایمن نیروهای حاصل از اقلام مدفون را با ضریب اطمینان کافی حمل نماید، به‌نحوی که اطمینان حاصل گردد که مقاومت اقلام مدفون در اثر گسیختگی موضعی و یا عمومی سازه بتنی تقلیل پیدا نکند.



(ب) کف ستون هایی که لبه های آن از لبه شالوده فاصله دارد.

(الف) کف ستون هایی که حداقل یکی از لبه های آن با لبه شالوده همباد است.



شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۶ سطح اتکا در تماس با شالوده بتنی.

مقاومت و طراحی عناصر فولادی اقلام مدفون باید مطابق ضوابط این آیین نامه باشد. پیچ ها، گلمیخ ها و میله مهارهایی که به عنوان مهارهای مدفون، نیروی کششی حمل می کنند، باید جهت انتقال بارهای طراحی به بتن از طریق نیروی پیوستگی، برشی و اتکابی و یا ترکیبی از آنها طراحی گردند.

انتقال بارهای برشی توسط اقلام مدفون به بتن، توسط مفهوم برش - اصطکاک صورت می پذیرد که در این خصوص ارجح است به مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان مراجعه شود.

۱۰-۲-۱۰-۸-۳ اقلام مدفون پیش تنیده

مهار کردن اقلام به سازه های بتنی توسط اعضای فولادی پرمقاومت پس کشیده مجاز است.

ضوابط مربوط به مصالح و طراحی اعضای فولادی پرمقاومت و مهار آنها، و نیز روش‌های ساخت و نصب آنها باید مطابق ضوابط یک آیین‌نامه معتبر باشد.

۱۰-۲-۱۰-۹ جان و بال‌های اعضا تحت اثر بارهای متمرکز

۱۰-۲-۱۰-۹-۱ کلیات

بندهای این بخش مربوط است به بررسی جان و بال (یا بال‌های) اعضایی که به یک یا هر دو بال آنها نیروهای متمرکز در امتداد عمود بر صفحه بال و به‌طور متقارن نسبت به جان اثر می‌کند.

نیروهای متمرکز می‌تواند به‌صورت تک و یا زوج نیرو باشد. نیروی متمرکز تکی به‌صورت فشاری و یا کششی، و زوج نیرو یکی کششی و دیگری فشاری بوده و ایجاد لنگر در عضو می‌نماید.

بال و جان اعضایی که تحت اثر بار متمرکز بر بال قرار می‌گیرند، باید دارای مقاومت

طرح کافی جهت اقناع معیارهای زیر باشند:

۱. خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی (مطابق بند ۱۰-۲-۱۰-۹-۲)

۲. تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری (مطابق بند

۱۰-۲-۱۰-۹-۳)

۳. لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری (مطابق بند ۱۰-۲-۱۰-۹-۴)

۴. کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری (مطابق بند ۱۰-۲-۱۰-۹-۵)

۵. کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز متقابل فشاری، که به هر دو

بال عضو اثر می‌کند. (مطابق بند ۱۰-۲-۱۰-۹-۶)

۶. برش در چشمه اتصال (مطابق بند ۱۰-۲-۱۰-۹-۷)

۱۰-۲-۱۰-۹-۲ خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

این بخش برای هر دو حالت نیروی کششی متمرکز تکی و مؤلفه کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۷).

مقاومت طرح، براساس حالت حدی خمش موضعی بال مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن:

$$\phi = \text{ضریب تقلیل مقاومت مساوی } 0.9 \text{ و}$$

$$R_n = 6/25 t_f^2 F_{yf} \quad (24-10-2-10)$$

که در آن:

$$t_f = \text{ضخامت بال تحت نیروی کششی}$$

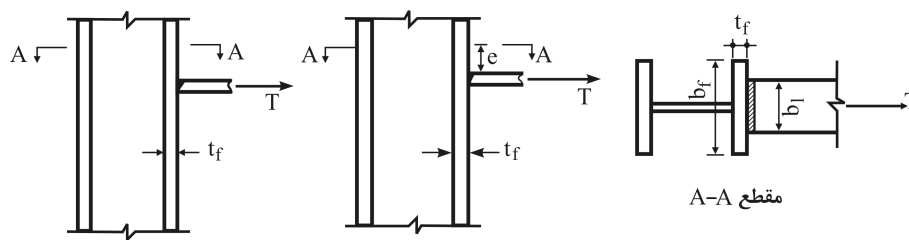
$$F_{yf} = \text{تنش تسلیم بال}$$

$$R_n = \text{مقاومت اسمی با اعمال محدودیت‌های زیر:}$$

۱. در صورتی که طول بارگذاری شده در امتداد عرض بال (b_1) ، کوچکتر از $0.15 b_f$ باشد، بررسی رابطه $(24-10-2-10)$ لازم نیست.

۲. در صورتی که نیروی کششی در فاصله‌ای کمتر از $1.0 t_f$ از انتهای عضو اثر نماید $(e < 1.0 t_f)$ ، مقدار R_n حاصل از رابطه $(24-10-2-10)$ باید ۵۰ درصد کاهش یابد.

تبصره: در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت موجود بیشتر باشد، تعبیه یک جفت سخت‌کننده دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متمرکز ضروری می‌باشد. همچنین سخت‌کننده‌های لازم باید مقررات بند $(9-9-10-2-10)$ را برآورده نمایند.



شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۷ خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی.

۱۰-۲-۱۰-۹-۳ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

این بخش برای نیروی کششی متمرکز تکی، نیروی فشاری متمرکز تکی و هر دو مؤلفه فشاری و کششی زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۱۰).
مقاومت طرح، براساس حالت حدی تسلیم موضعی جان مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن:

$$\phi = \text{ضریب تقلیل مقاومت مساوی } 1$$

$$R_n = \text{مقاومت اسمی به شرح زیر:}$$

۱. در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی و بزرگتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود.

$$R_n = (\phi k + N) F_{yw} t_w \quad (10-2-25)$$

۲. در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کمتر از d از انتهای عضو وارد می‌شود.

$$R_n = (\gamma/\phi k + N) F_{yw} t_w \quad (10-2-26)$$

در روابط فوق:

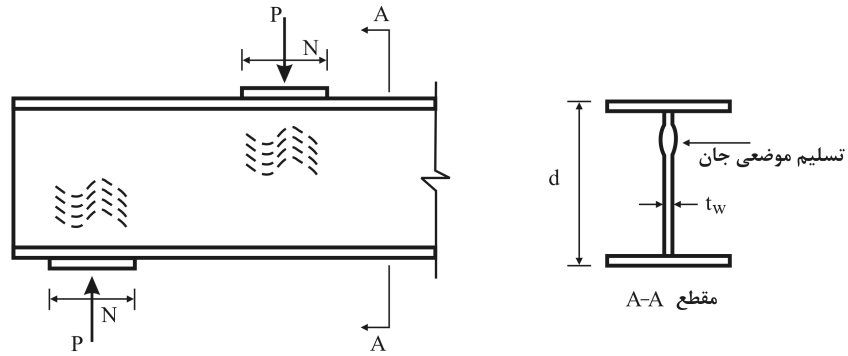
$$F_{yw} = \text{تنش تسلیم فولاد جان}$$

$$t_w = \text{ضخامت جان}$$

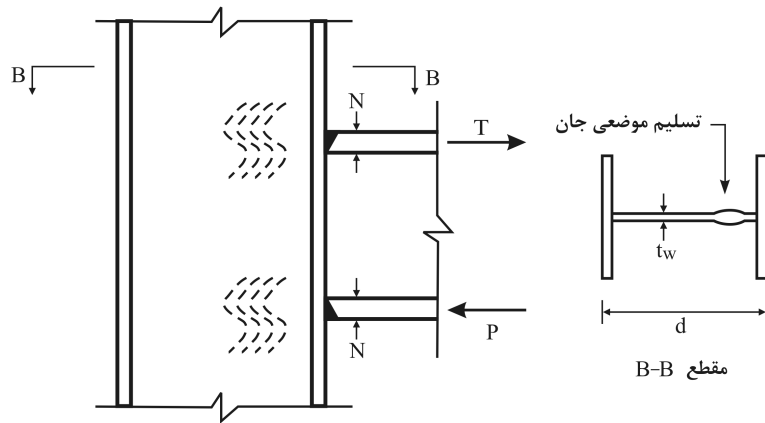
$$d = \text{ارتفاع کلی مقطع}$$

k = فاصله از سطح خارج بال تا انتهای دو ماهیچه جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از سطح خارج بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطع ساخته شده از ورق.

N = طول اتکای بار متمرکز (برای عکس‌العمل تکیه‌گاهی مقدار N نباید کمتر از k اختیار گردد).



(الف)



(ب)

شکل ۱۰-۲-۱۰ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری.

تبصره: در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت موجود بیشتر باشد، تعبیه یک جفت سخت کننده دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متمرکز ضروری است. همچنین سخت کننده های لازم باید مقررات بند (۱۰ - ۲ - ۱۰ - ۹ - ۹) را برآورده نماید.

۱۰-۲-۹-۴ لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

این بخش برای هر دو حالت نیروی فشاری متمرکز تکی و مؤلفه فشاری زوج نیروی متمرکز کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۹).

مقاومت طرح، براساس حالت حدی لهیدگی موضعی جان مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن:

$$\phi = \text{ضریب تقلیل مقاومت مساوی } 0.75$$

$$R_n = \text{مقاومت اسمی به شرح زیر:}$$

۱. در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی و یا بزرگتر از $\frac{d}{4}$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = 0.8 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1/5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (10-2-27)$$

۲. در حالتی که بار متمرکز در فاصله‌ای کمتر از $\frac{d}{4}$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

- در صورتی که $\frac{N}{d} \leq 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.4 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1/5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (10-2-28)$$

- در صورتی که $\frac{N}{d} > 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.4 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1/5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (10-2-29)$$

در روابط فوق:

$$d = \text{ارتفاع کلی مقطع}$$

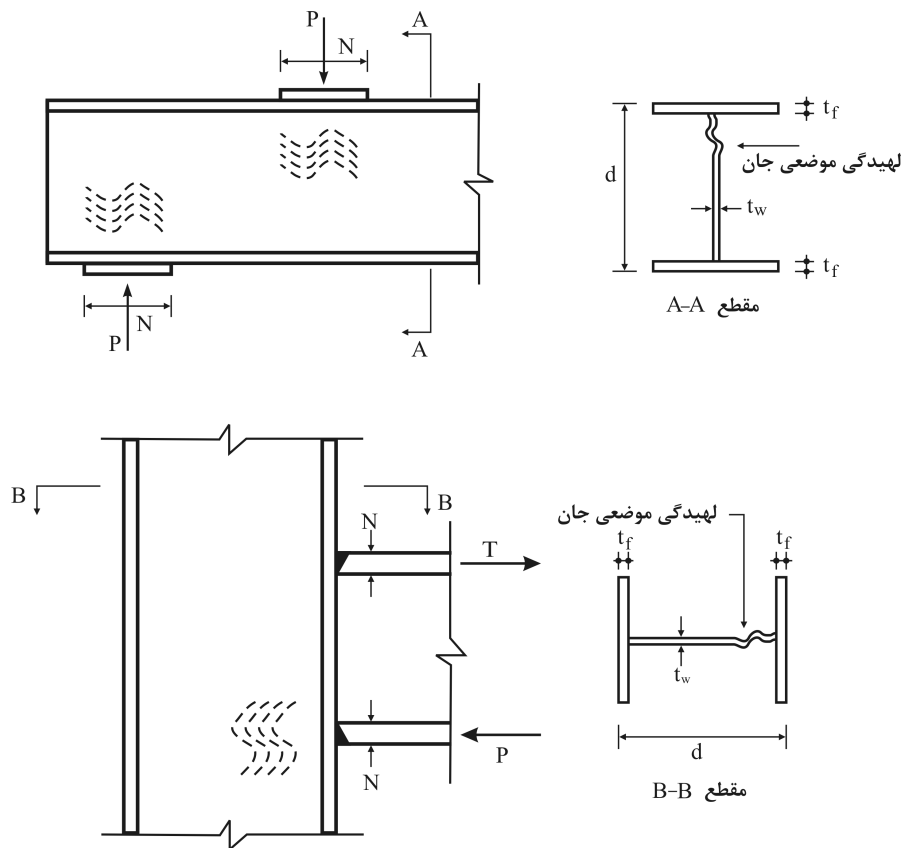
$$t_w = \text{ضخامت جان}$$

$$t_f = \text{ضخامت بال تحت بار}$$

$N =$ طول اتکای بار متمرکز. برای عکس‌العمل تکیه‌گاهی مقدار N نباید کمتر از k اختیار گردد.

$F_{yw} =$ تنش تسلیم فولاد جان

$E =$ مدول الاستیسیته فولاد



شکل ۱۰-۲-۱۰-۱۹ لهیدگی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری.

تبصره: در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت موجود بیشتر باشد، تعبیه یک جفت سخت‌کننده دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متمرکز ضروری است. همچنین سخت‌کننده‌های لازم باید مقررات بند (۱۰ - ۲ - ۱۰ - ۹ - ۹) را برآورده نماید.

۱۰-۲-۱۰-۹-۵ کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

این بخش مربوط است به حالتی که یک نیروی فشاری متمرکز تکی، به عضوی اعمال می‌شود که از حرکت جانبی بین بال فشاری تحت بار و بال کششی، در محل تأثیر نیروی متمرکز توسط مهار جانبی جلوگیری نشده است (شکل ۱۰-۲-۱۰-۲۰). مقاومت طرح، براساس حالت حدی کمانش جانبی جان مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن:

$$\phi = \text{ضریب تقلیل مقاومت مساوی } 0/85$$

$$R_n = \text{مقاومت اسمی به شرح زیر:}$$

۱. اگر بال فشاری (بال بارگذاری شده) در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری شده باشد (شکل ۱۰-۲-۱۰-۲۰-الف).

- در صورتی که $\left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f}\right)$ کوچکتر یا مساوی $2/3$ باشد:

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[1 + 0/4 \left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f} \right)^2 \right] \quad (10-2-10-30)$$

- در صورتی که $\left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f}\right)$ بزرگتر از $2/3$ باشد لزومی به کنترل کمانش جانبی جان نیست.

تبصره ۱: در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت موجود بیشتر باشد، باید بال کششی را مهار نمود و یا از یک جفت سخت‌کننده در زیر بار متمرکز، یا از ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) استفاده نمود. در صورت استفاده از ورق تقویتی جان رعایت ضوابط بند (۱۰-۲-۱۰-۹-۷) و در صورت استفاده از سخت‌کننده در زیر بار متمرکز رعایت ضوابط بند (۱۰-۲-۱۰-۹-۹) ضروری است.

۲. اگر بال فشاری (بال بارگذاری شده) در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده باشد (شکل ۱۰-۲-۱۰-۲۰-ب).

- در صورتی که $\left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f}\right)$ کوچکتر یا مساوی ۱/۷ باشد :

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^3} \left[0.4 \left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f} \right)^3 \right] \quad (31 - 10 - 2 - 10)$$

- در صورتی که $\left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f}\right)$ بزرگتر از ۱/۷ باشد لزومی به کنترل کمانش جانبی جان نیست.

تبصره ۲: در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت موجود بیشتر باشد، تعبیه مهار جانبی برای هر دو بال فشاری و کششی ضروری است.

در روابط فوق:

$$b_f = \text{عرض بال}$$

$$t_f = \text{ضخامت بال}$$

$$t_w = \text{ضخامت جان}$$

ℓ = بزرگترین طول بدون مهار جانبی هر دو بال در محدوده اعمال بار متمرکز

h = ارتفاع خالص جان (فاصله بین انتهای دو ماهیچه جان و بال در روی جان در

مقاطع نوردشده و فاصله بین دو بال در مقاطع ساخته شده از ورق)

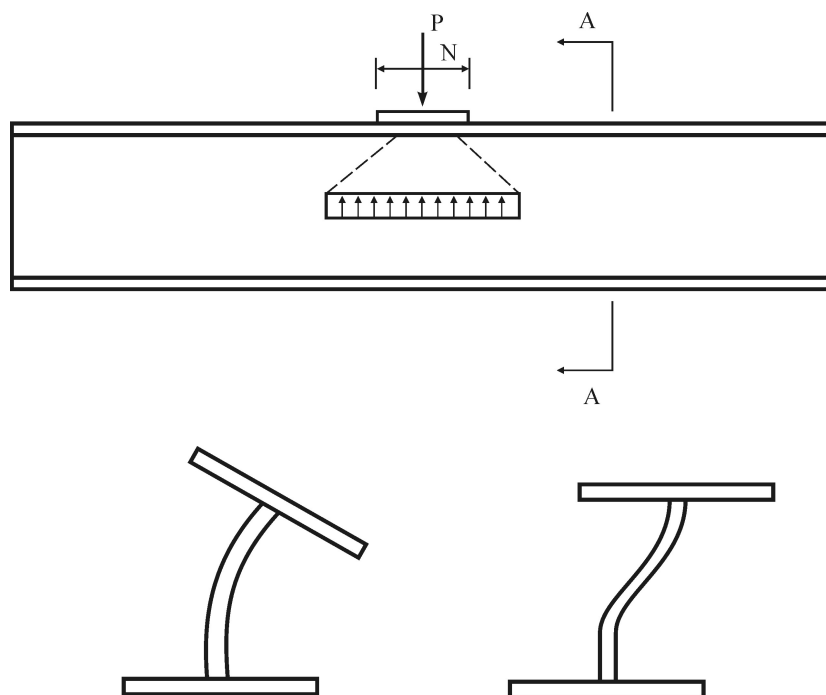
$C_r =$ به شرح زیر در نظر گرفته می شود:

- اگر در محل اعمال بار متمرکز $M_u < M_y$ باشد:

$$C_r = 6/62 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{یا} \quad \text{SI: } [C_r = 6/62 \times 10^6 \text{ N/mm}^2]^* \quad (32 - 10 - 2 - 10)$$

- اگر در محل اعمال بار متمرکز $M_u \geq M_y$ باشد :

$$C_r = 3/31 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{یا} \quad \text{SI: } [C_r = 3/31 \times 10^6 \text{ N/mm}^2]^* \quad (33 - 10 - 2 - 10)$$



(ب) بال فشاری در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده است. (مقطع A-A)
(انتقال با دوران)

(الف) بال فشاری در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری شده است. (مقطع A-A)
(انتقال بدون دوران)

شکل ۱۰-۲-۱۰-۲۰ کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری.

۱۰-۲-۱۰-۹-۶ کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری

این بخش مربوط به حالتی است که یک جفت نیروی فشاری تنها یا یک جفت مؤلفه فشاری زوج نیرو در یک مقطع در جهت مخالف به بال‌های مقابل عضو اعمال می‌شوند (شکل ۱۰-۲-۱۰-۲۱).

مقاومت طرح، براساس حالت حدی کمانش موضعی جان مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن:

$$\phi = 0.9$$

$$R_n = \frac{24 t_w^2 \sqrt{E F_{yw}}}{h} \quad (34-10-2-10)$$

که در آن:

$$t_w = \text{ضخامت جان}$$

$h =$ ارتفاع خالص جان (فاصله بین انتهای دو ماهیچه جان و بال در روی جان در

مقاطع نوردشده و فاصله بین دو بال در مقاطع ساخته‌شده از ورق)

$$F_{yw} = \text{تنش تسلیم فولاد جان}$$

$$E = \text{مدول الاستیسیته فولاد}$$

تبصره ۱: در صورتی که جفت نیروی فشاری در فاصله‌ای کمتر از $\frac{d}{4}$ از انتهای عضو اثر

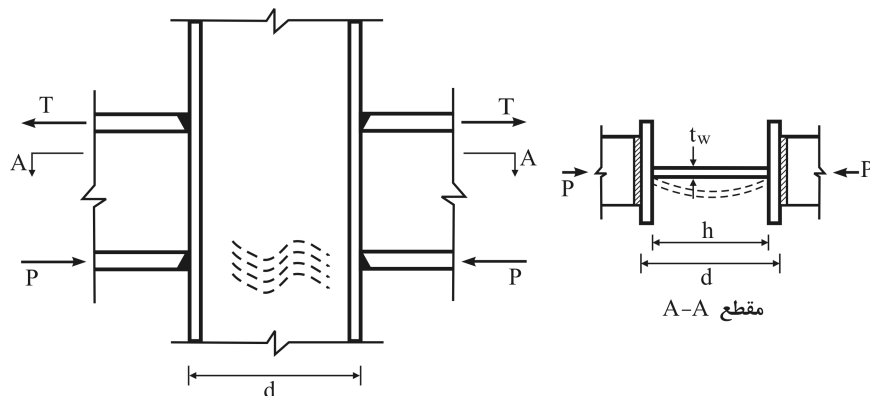
نماید، مقدار R_n حاصل از رابطه (۳۴-۱۰-۲-۱۰) باید ۵۰ درصد کاهش یابد.

تبصره ۲: در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت موجود بیشتر باشد، تعبیه یک جفت

سخت‌کننده دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت

موجود در محل بارهای متمرکز ضروری است. همچنین سخت‌کننده‌های لازم

باید مقررات بند (۹-۹-۱۰-۲-۱۰) را برآورده نمایند.



شکل ۱۰-۲-۱۰-۲۱ کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری.

۱۰-۲-۱۰-۹-۷ برش در چشمه اتصال

این بخش مربوط است به حالتی که یک زوج نیروی متمرکز در یک یا هر دو بال عضو اثر می‌کند (شکل‌های ۱۰-۲-۱۰ و ۲۲ و ۲۳).

مقاومت طرح، براساس حالت حدی تسلیم برشی مساوی ϕR_n می‌باشد که در آن:

$$\phi = \text{ضریب تقلیل مقاومت مساوی } 0.9$$

$R_n =$ مقاومت اسمی به شرح زیر:

۱. در حالتی که تأثیر تغییرشکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

- اگر $P_r \leq 0.4 P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \quad (10-2-10-35)$$

- اگر $P_r > 0.4 P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1/4 - \frac{P_r}{P_c} \right) \quad (10-2-10-36)$$

۲. در حالتی که تأثیر تغییرشکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور شود.

- اگر $P_r \leq 0.75 P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (10-2-10-37)$$

- اگر $P_r > 0.75 P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1/9 - \frac{1/2 P_r}{P_c} \right) \quad (10-2-10-38)$$

در روابط فوق:

$$b_{cf} = \text{عرض بال ستون}$$

$$t_{cf} = \text{ضخامت بال ستون}$$

$$d_c = \text{ارتفاع مقطع ستون}$$

$$d_b = \text{ارتفاع مقطع تیر}$$

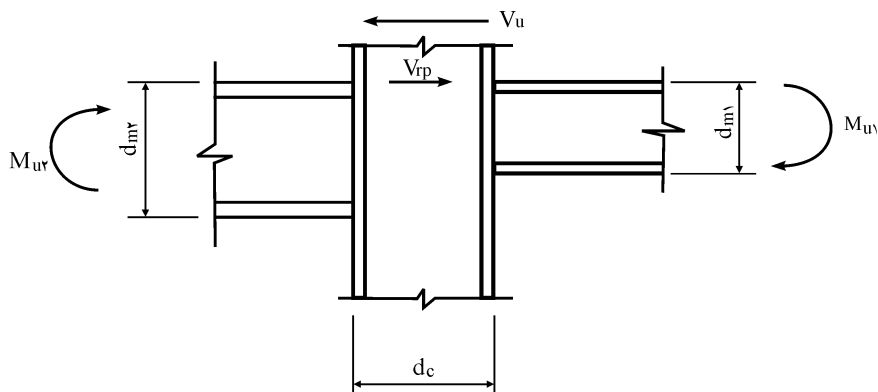
$$t_w = \text{ضخامت جان ستون}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد}$$

$(P_c = P_y = A F_y)$: نیروی محوری تسلیم مقطع ستون (A سطح مقطع ستون است)

$$P_r = \text{مقاومت محوری مورد نیاز}$$

تبصره ۱: در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت موجود بیشتر باشد، تعبیه ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) و یا یک جفت سخت‌کننده قطری دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود در محدوده چشمه اتصال ضروری است. همچنین ورق‌های مضاعف باید مقررات بند (۱۰-۲-۱۰-۹-۱۰) را برآورده نمایند.



شکل ۱۰-۲-۱۰-۲۲ نیروهای وارد بر چشمه اتصال.

مقاومت برشی مورد نیاز در چشمه اتصال

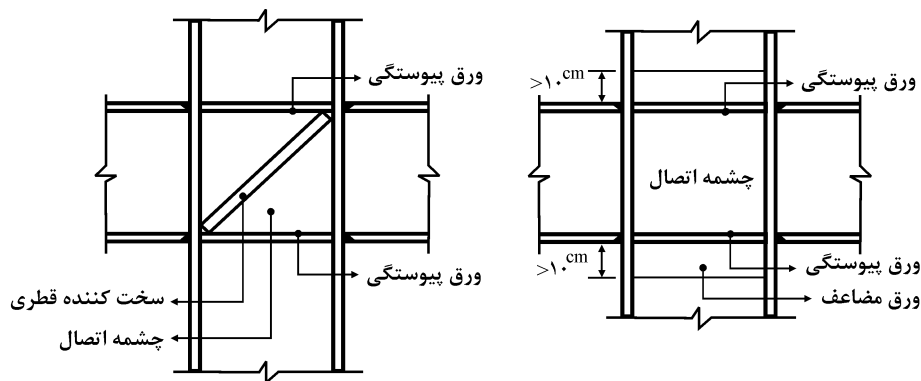
تبصره ۲: مطابق شکل (۱۰-۲-۱۰) مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال، V_{rp} ، از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$V_{rp} = \frac{M_{u1}}{d_{m1}} + \frac{M_{u2}}{d_{m2}} - V_u \quad (۱۰-۲-۱۰-۳۹)$$

M_{u1} و M_{u2} = به ترتیب لنگرهای خمشی ضربیدار انتهایی تیرهای سمت چپ و راست حاصل از بارگذاری جانبی و قائم

V_u = برش انتهایی ستون فوقانی

d_{m1} و d_{m2} = به ترتیب ارتفاع تیرهای سمت راست و چپ



شکل ۱۰-۲-۱۰-۲۳ نمایش سخت کننده‌های قطری و ورق مضاعف در چشمه اتصال.

۱۰-۲-۹-۸ انتهای آزاد تیرها و شاهتیرها

در انتهای آزاد تیرها و شاهتیرها که در مقابل دوران در حول محور طولی نگهداری نشده است، باید یک جفت سخت کننده عرضی که در تمام ارتفاع جان ادامه دارد، تعبیه گردد. سخت کننده‌ها باید مقررات بند (۱۰-۲-۹-۹) را برآورده نمایند.

۱۰-۲-۱۰-۹-۹ مقررات تکمیلی برای سخت‌کننده‌ها در مقابل نیروهای متمرکز

۱. در صورتی که مطابق بندهای (۱۰-۲-۱۰-۹-۲) و (۱۰-۲-۱۰-۹-۳) نیاز به سخت‌کننده در مقابل نیروی متمرکز کششی باشد، لازم است یک جفت سخت‌کننده در مقابل نیروی متمرکز تعبیه نمود. سخت‌کننده‌ها باید دارای مقاومت کششی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متمرکز مطابق مقررات بخش (۱۰-۲-۳) باشد.

- جوش سخت‌کننده‌ها به‌بال‌های کششی و فشاری باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متمرکز باشد.
- جوش سخت‌کننده‌ها به‌جان باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متمرکز باشد.

۲. در صورتی که مطابق بندهای (۱۰-۲-۱۰-۳-۳)، (۱۰-۲-۱۰-۴-۴)، (۱۰-۲-۱۰-۵-۵) و (۱۰-۲-۱۰-۶-۶) نیاز به سخت‌کننده در مقابل نیروی متمرکز فشاری باشد، لازم است یک جفت سخت‌کننده در مقابل نیروی متمرکز تعبیه نمود.

- این سخت‌کننده‌ها باید به‌صورت ستون فرضی با بار محوری (مطابق مقررات بخش ۱۰-۲-۴) محاسبه شوند. ارتفاع مؤثر ستون فرضی برای $0.75h$ (ارتفاع خالص جان در فاصله بین دو بال) در نظر گرفته می‌شود. سطح مقطع ستون فرضی عبارت است از سطح مقطع جفت سخت‌کننده به‌اضافه نواری از جان که پهنای آن در سخت‌کننده‌های میانی برابر $25t_w$ و در سخت‌کننده‌های انتهایی برابر $12t_w$ در نظر گرفته می‌شود. (t_w ضخامت جان است).

- جوش سخت‌کننده‌ها به‌بال (یا بال‌ها) باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متمرکز باشد.
- جوش سخت‌کننده‌ها به‌جان باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت اتصال دو انتهای سخت‌کننده باشد.

۳. سخت‌کننده‌های عرضی و قطری باید معیارهای تکمیلی زیر را نیز برآورده نمایند:

- عرض هر سخت‌کننده به‌اضافه نصف ضخامت جان ستون نباید از یک‌سوم عرض بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند)، کمتر باشد.
- ضخامت سخت‌کننده نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند)، کمتر باشد. همچنین ضخامت سخت‌کننده‌ها نباید از عرض هر سخت‌کننده تقسیم بر ۱۵ کمتر باشد.
- ارتفاع ورق سخت‌کننده باید مساوی ارتفاع جان (فاصله بین دو بال) باشد.

۱۰-۲-۱۰-۹-۱۰ مقررات تکمیلی برای ورق‌های تقویتی جان (ورق مضاعف) در مقابل نیروهای متمرکز

ورق‌های تقویتی جان (ورق مضاعف) که طبق بند (۱۰-۲-۱۰-۹-۷) مورد نیاز است، باید شرایط زیر را برآورده نمایند:

۱. ضخامت ورق مضاعف و ابعاد آن باید جبران کمبود مقاومت موجود را بنماید.
۲. جوش ورق مضاعف به‌جان باید برای انتقال نیروی سهم ورق کافی باشد.

۱۰-۲-۱۰-۹-۱۱ پایداری ورق‌های چشمه اتصال

ضخامت هریک از ورق‌های واقع در چشمه اتصال، شامل جان (یا جان‌های) ستون و ورق‌های تقویت چشمه اتصال، باید رابطه زیر را برآورده نمایند:

$$t_z \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad (10-11-1-12)$$

که در آن:

t_z = ضخامت جان (یا هریک از جان‌های) ستون یا هریک از ورق‌های تقویت چشمه اتصال

d_z = عمق چشمه اتصال که فاصله خالص بین ورق‌های پیوستگی می‌باشد.

w_z = عرض چشمه اتصال که فاصله خالص بین بال‌های ستون می‌باشد.

در صورتی که ورق‌های تقویت چشمه اتصال، با جوش انگشترانه کافی به جان ستون متصل شده باشند، مجموع ضخامت جان ستون و ورق‌های تقویت چشمه اتصال به‌عنوان t_z منظور می‌گردد.

۱۰-۲-۱۱ شرایط بهره‌برداری

۱۰-۲-۱۱-۱ توجه به شرایط بهره‌برداری در طرح و محاسبه

این بخش به عواملی که از نظر شرایط بهره‌برداری در طرح و محاسبه مطرح است و در بخش‌های دیگر یاد نشده است، می‌پردازد. شرایط بهره‌برداری عبارت است از شرایطی که در آن سازه ساختمان ضمن انجام نقش اصلی خود (مقاومت در مقابل نیروهای خارجی)، حفظ ظاهر، عوامل سرویس و نگهداری، دوام و پایداری و نیز راحتی استفاده‌کنندگان را تأمین می‌کند.

محدود کردن بازتاب سازه، برای تأمین شرایط بهره‌برداری (مانند محدودیت تغییرشکل حداکثر تیرها و جلوگیری از لرزش کف‌های زیرپا و نظایر آن) با توجه به نقشی که سازه به‌عهده دارد، باید به‌میزان مناسبی صورت گیرد.

۱۰-۲-۱۱-۲ پیش‌خیز در تیرها

اگر برای بعضی از اعضای خمشی، پیش‌خیز بخصوصی لازم است تا در هنگام بارگذاری به‌شکل مورد نظر و در ارتباط با اعضای دیگر درآید، باید اینگونه محدودیت‌ها در مدارک طرح و محاسبه به‌روشنی مشخص شود.

در خرپاها با دهانه بیش از ۱۲ متر، لازم است به اندازه تغییرشکل بار مرده، پیش خیز داده شود. در شاهتیرهای مربوط به جراثقال با دهانه بزرگتر از ۱۲ متر باید پیش خیزی در حدود تغییرشکل ناشی از بار مرده به اضافه $\frac{1}{4}$ بار زنده، پیش بینی شود. تیرها و خرپاهایی که خیز معینی برای آنها قید نشده باشد، باید در کارخانه طوری ساخته شوند که به هر حال پس از نصب، تغییرشکل رو به بالا (خیز) داشته باشند.

۱۰- ۲- ۱۱- ۳- انبساط و انقباض حرارتی

بررسی پیش بینی های لازم برای اثرات تغییرات دما، متناسب با شرایط بهره برداری باید به عمل آید. در محاسبات، ضریب انبساط و انقباض حرارتی فولاد برابر $10^{-6} \times 12$ به ازای هر درجه سانتی گراد در نظر گرفته می شود.

۱۰- ۲- ۱۱- ۴- افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی

الف) افتادگی

تیرها و شاهتیرهایی که کفها و سقفهای ساختمانی را تحمل می کنند باید با توجهی خاص به تغییرمکان آنها در اثر بارهای محاسباتی، طرح و محاسبه شوند. تیرها و شاهتیرهایی که سقفهای نازک کاری شده را تحمل می کنند، باید طوری محاسبه شوند که تغییرمکان حداکثر نظیر بار مرده و زنده از $\frac{1}{36}$ طول دهانه و تغییرمکان حداکثر نظیر بار زنده از $\frac{1}{36}$ طول دهانه بیشتر نشود.

ب) ارتعاش

تیرها و شاهتیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (راه رفتن اشخاص، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها)

محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کفها، نسبت ارتفاع به دهانه $\left(\frac{d}{L}\right)$ نباید از $\frac{1}{40}$ کمتر گردد. d ارتفاع کلی مقطع تیر (شامل ارتفاع بتن در تیرهای مختلط) و L طول مرکز به مرکز تکیه‌گاهی تیر است. همچنین لازم است فرکانس نوسانی تیرها محاسبه گردد که این فرکانس باید از حد احساس بشری کمتر باشد*.

پ) انتقال و نوسان جانبی در سازه‌های فولادی

سازه فولادی باید سختی و صلبیت کافی داشته باشد و تغییرمکان جانبی آن در مقابل اثر باد یا زلزله محدودیت‌های آیین‌نامه‌های مربوطه را برآورده سازد.

* در این خصوص به مراجع راهنمای معتبر مراجعه شود. برای محاسبه فرکانس تیرهای دهانه ساده رابطه زیر پیشنهاد شده است:

$$f = 7.0 \sqrt{\frac{I}{P_d L^4}} \geq 5$$

I = ممان اینرسی تیر (cm^4) ، P_d = بار مرده (kg/m) ، L = طول دهانه (m)

۱۰-۳- ضوابط طرح لرزه‌ای

۳۴۹	کلیات	۱-۳-۱۰
۳۵۰	عبارات و اصطلاحات	۲-۳-۱۰
۳۵۴	علایم و اختصارات	۳-۳-۱۰
۳۵۵	تعاریف	۴-۳-۱۰
۳۵۹	مشخصات مصالح	۵-۳-۱۰
	الزامات عمومی طراحی ستون‌ها و کف ستون‌ها	۶-۳-۱۰
۳۶۰		
۳۶۶	سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای	۷-۳-۱۰
۳۶۶	قاب‌های خمشی	۸-۳-۱۰
۳۸۸	قاب‌های مهاربندی شده همگرا	۹-۳-۱۰
۳۹۸	قاب‌های مهاربندی شده واگرا	۱۰-۳-۱۰

۱۰-۳-۱ کلیات

۱۰-۳-۱ ضوابط این فصل باید برای طراحی و ساخت آن دسته از اعضا و اتصالات و اجزای آنها، که بخشی از سیستم باربر جانبی لرزه‌ای هستند، به کار برده شود. وصله‌های ستون‌های غیرباربر جانبی نیز مشمول این ضوابط می‌شود.

۱۰-۳-۲ در طراحی سازه‌های مشمول این فصل، رعایت ضوابط فصل‌های ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ و ۱۰-۴ این آیین‌نامه، به جز مواردی که در این فصل به‌نحو دیگری مقرر شده باشد، الزامی است.

۱۰-۳-۳ در طراحی سازه‌های مشمول این فصل چنانچه در محاسبه نیروی جانبی زلزله، براساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی، مقدار ضریب رفتار R برابر یا کمتر از ۵ منظور شود، رعایت ضوابط این فصل الزامی نیست.

۱۰ - ۳ - ۲ عبارات و اصطلاحات

سیستم باربر جانبی لرزه‌ای: مجموعه‌ای از اعضای سازه، که در مقابل نیروی جانبی ناشی از زلزله مقاومت می‌کنند.

قاب خمشی معمولی: قاب خمشی است که اجزای تشکیل‌دهنده آن، دارای آنچنان جزییاتی است که تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی اندکی را، در برابر زلزله طرح از خود نشان می‌دهد.

قاب خمشی متوسط: قاب خمشی است که اجزای تشکیل‌دهنده آن، دارای آنچنان جزییاتی است که تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی را، در برابر زلزله طرح از خود نشان می‌دهد.

قاب خمشی ویژه: قاب خمشی است که اجزای تشکیل‌دهنده آن، دارای آنچنان جزییاتی است که تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه‌ای را، در برابر زلزله طرح از خود نشان می‌دهد.

سیستم مهاربند: یک سیستم خرابایی متشکل از مهاربندهای همگرا و یا واگراست که وظیفه اصلی آن، تحمل نیروهای جانبی وارد به سازه می‌باشد.

گره: محل برخورد دو یا چند عضو به یکدیگر است.

اتصال: مجموعه اجزایی که دو و یا چند عضو را به هم متصل می‌نمایند.

چشمه اتصال: ناحیه‌ای از جان یا جان‌های ستون است که بین امتداد بال‌های بالایی و پایینی تیرهای دو وجه ستون و بال‌های ستون محصور می‌باشد.

ورق مضاعف: ورق‌هایی که برای تقویت جان ستون به موازات آن در چشمه اتصال به کار می‌رود.

ورق پیوستگی: ورق‌هایی است در راستای بال‌های تیر که وظیفه آن تأمین پیوستگی مسیر انتقال بار در ناحیه اتصال تیر به ستون می‌باشد.

شکل پذیری: عبارت است از قابلیت استهلاک انرژی به‌واسطه رفتار غیرالاستیکی کل سازه یا اعضای آن تحت اثر تغییرشکل‌های رفت و برگشتی با دامنه بزرگ بدون کاهش قابل توجه در مقاومت آنها.

مقاومت تسلیم مورد انتظار: برحسب شرایط تولید، تنش تسلیم واقعی می‌تواند بزرگتر از تنش تسلیم محاسباتی گردد. در این فصل، ضریب این افزایش برای تمام تولیدات ۱/۱۵ فرض شده است.

سخت‌شدگی مجدد: سخت‌شدگی فولاد بعد از پله تسلیم. در این فصل نسبت افزایش مقاومت به‌واسطه سخت‌شدگی مجدد ۱/۱ فرض شده است.

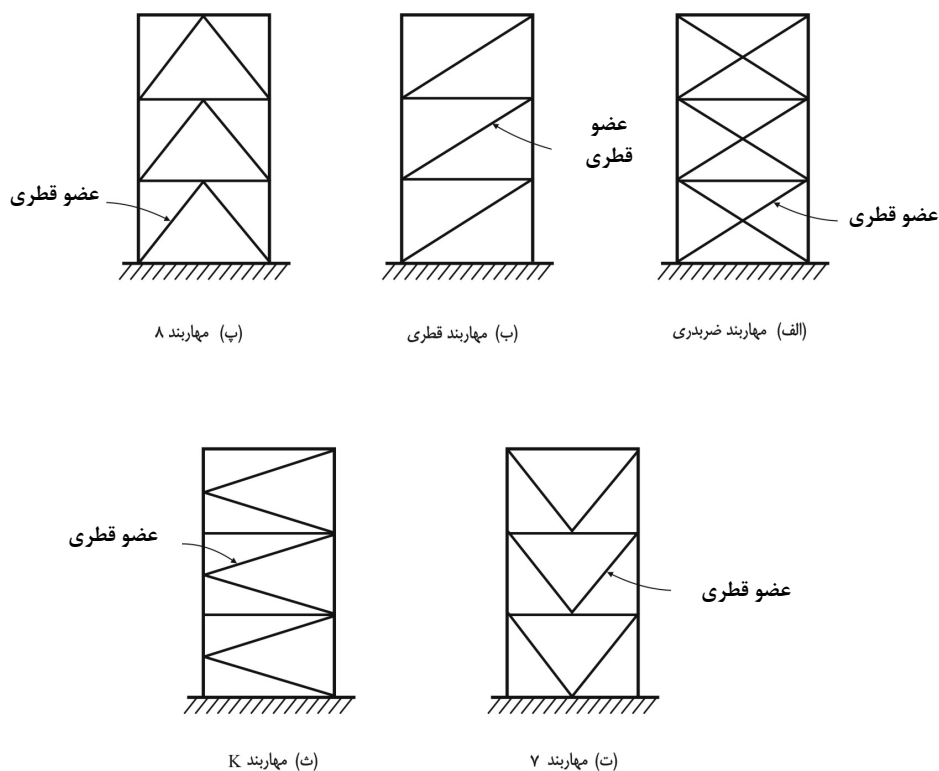
مهاربند همگرا: مهاربندی است که در آن هر دو انتهای محور عضو قطری مهاربند با محور تیر یا ستون در یک نقطه همگرا باشد.

مهاربند همگرای ضربدری: مهاربندی است که در آن دو عضو مهاربند، به‌صورت قطری رئوس متقابل یک دهانه را به‌هم متصل می‌نمایند (شکل ۱۰ - ۳ - ۱ الف).

مهاربند همگرای قطری: مهاربندی است که در آن فقط یک عضو قطری در داخل دهانه وجود دارد (شکل ۱۰ - ۳ - ۱ ب).

مهاربند همگرای V و یا Λ (شورون): مهاربندی است که در آن دو عضو مهاربند در روی یک گره در رو و یا در زیر تیر با یکدیگر همگرا می‌باشند (شکل ۱۰ - ۳ - ۱ پ و ت).

مهاربند همگرای K: مهاربندی است که در آن اعضای قطری در یک طرف ستون قرار می‌گیرند و یکدیگر را در نقطه‌ای در روی ستون قطع می‌نمایند (شکل ۱۰ - ۳ - ۱ ث).



شکل ۱۰-۳-۱ انواع مهاربند همگرا.

مهاربند واگرا: مهاربندی است که در آن حداقل یک انتهای عضو قطری مهاربند، به محلی از تیر در خارج از اتصال تیر و ستون متصل می‌شود، به طوری که بخش‌هایی از تیر را به‌خمش و برش و می‌دارد. انواع مهاربند واگرا در شکل ۱۰-۳-۲ نشان داده شده‌اند.

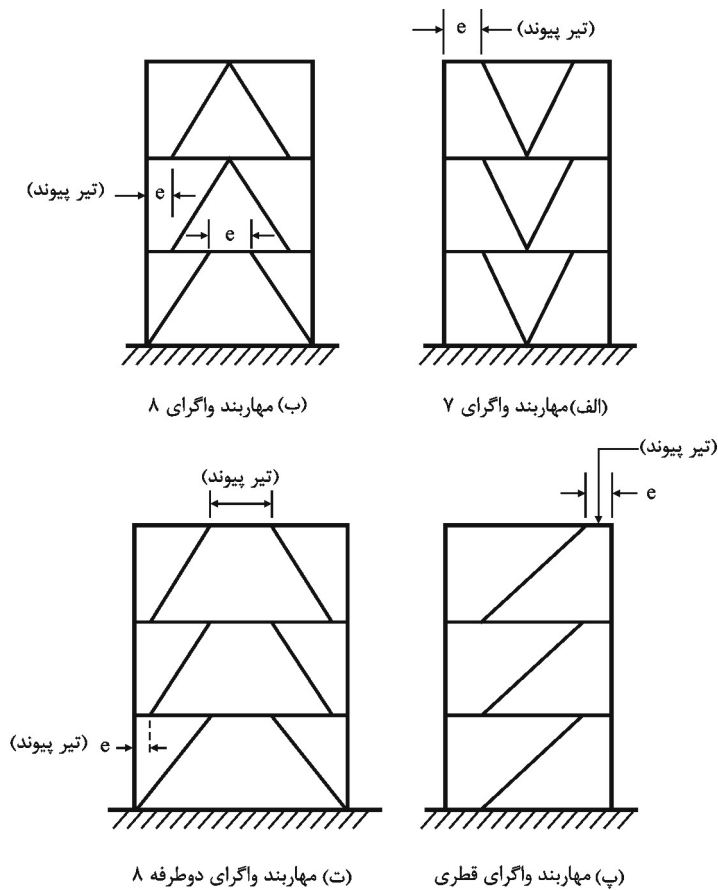
تیر پیوند یا تیر رابط: قسمتی از تیر مهاربند واگراست که در حداقل اتصال تیر به ستون و محل اتصال عضو قطری به تیر و یا در حد فاصل اتصال‌های دو عضو قطری به تیر قرار دارد.

وصله: به اتصال بین دو قسمت از یک عضو گفته می‌شود که می‌تواند از طریق به‌کارگیری اجزای اضافی مانند ورق‌های پوششی یا ورق انتهایی انجام شود و یا می‌تواند با جوش نفوذی

بین اجزای متناظر مقطع برقرار گردد. در حالت اول وصله غیرمستقیم و در حالت دوم وصله مستقیم نامیده می‌شود.

ترکیب بار متعارف: ترکیب‌های گوناگونی از بارهای مرده، زنده، باد، حرارت، زلزله، بجز زلزله تشدید یافته، و غیره که در فصول ۱۰-۱ و ۱۰-۲ با ضرایب بار مربوطه مقرر شده‌اند.

ترکیب بار با زلزله تشدید یافته: ترکیب‌های باری که در آنها بار زلزله با ضریب اضافه مقاومت Ω_0 تشدید شده است. این ترکیب‌ها در این فصل آورده شده‌اند.



شکل ۱۰-۳-۲ انواع مهاربند واگرا.

۱۰ - ۳ - ۳ - ۳ علایم و اختصارات

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

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

M_{RP} = لنگر پلاستیک کاهش یافته مقطع

M_{pc} = لنگر پلاستیک مقطع ستون مساوی $Z_c F_y$

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

P_D = نیروی محوری ناشی از بار مرده

P_E = نیروی محوری ناشی از زلزله

P_L = نیروی محوری ناشی از بار زنده

F_a = تنش فشاری مجاز عضو

F_b = تنش خمشی مجاز عضو

F_y = تنش تسلیم حداقل فولاد. این تنش در اعضا، اجزا و اتصالات سیستم‌های باربر

جانبی لرزه‌ای باید در محدوده ۲۳۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع تا ۳۸۰۰

کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد. برای میل‌مه‌ارهای به کار رفته در اتصال کف

ستون به‌شالوده، استفاده از فولاد با مقاومت مشخصه تسلیم تا ۴۲۰۰ کیلوگرم

بر سانتی‌متر یا ۴۲۰ مگاپاسکال مربع مجاز می‌باشد.

F_u = حداقل مقاومت کششی نهایی فولاد

F_{ye} = مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد مساوی با حداکثر مقاومت تسلیم محتمل آن

که برابر $1/15 F_y$ در نظر گرفته می‌شود.

R = ضریب رفتار ساختمان براساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی

d = ارتفاع کلی تیر

t_w = ضخامت جان

A = سطح مقطع کلی

A_w = سطح مقطع جان

Ω_o = ضریب اضافه مقاومت

۱۰-۳-۴ تعاریف

۱۰-۳-۴-۱ شکل‌پذیری

سازه‌های باربر لرزه‌ای بسته به آنکه چه اندازه بتوانند در مقاطع خاصی از خود تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی را پذیرا باشند و این خصوصیت را در بارگذاری‌های رفت و برگشتی حفظ کرده و با کاهش مقاومت و سختی قابل ملاحظه روبرو نشوند، شکل‌پذیر تلقی می‌گردند. سازه‌های با شکل‌پذیری بیشتر می‌توانند با مقاومت نسبی کمتری نیروی جانبی زلزله را تحمل نمایند.

شکل‌پذیری سازه معمولاً با ظرفیت دورانی که در گره‌های خود می‌تواند تجهیز کند سنجیده می‌شود. دوران یک گره با نسبت تغییرمکان نسبی طبقه فوقانی آن گره به ارتفاع طبقه تعریف می‌شود. در این مبحث سه حد شکل‌پذیری برای سازه‌های فولادی در نظر گرفته شده و ضوابط خاص طراحی هر یک از آنها ارایه شده است. این سه حد شکل‌پذیری همراه با ظرفیت شکل‌پذیری که از آنها انتظار می‌رود، به‌قرار زیرند:

الف - حد شکل‌پذیری زیاد یا شکل‌پذیری ویژه

در این حد شکل‌پذیری، ظرفیت دورانی مورد انتظار در گره‌ها زیاد است و بخش قابل ملاحظه‌ای از آن فرا ارتجاعی است. در قاب‌های خمشی مشمول این رده میزان دوران به‌حدی است که دوران نظیر تغییرمکان نسبی طبقه در آن به $0/04$ رادیان برسد که حدود $0/03$ رادیان آن فرا ارتجاعی باشد. ضوابط خاص طراحی سازه‌ها در این رده در بندهای ۱۰-۳-۸ و ۱۰-۳-۹-۲ و ۱۰-۳-۱۰-۲ آورده شده است.

ب - حد شکل‌پذیری متوسط

در این حد شکل‌پذیری، ظرفیت دورانی مورد انتظار در گره‌ها متوسط است، به‌طوری‌که در قاب‌های خمشی که تنها گروه سازه‌ای در این رده است، میزان دوران تغییرمکان نسبی طبقه حداقل به $0/02$ رادیان محدود می‌شود که دوران فرا ارتجاعی آن حدود $0/01$ رادیان می‌باشد. ضوابط خاص طراحی این قاب‌ها در بند ۱۰-۳-۸-۲ ارایه شده است.

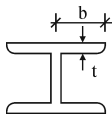
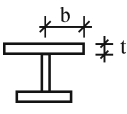
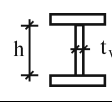
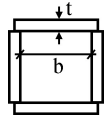
پ - حد شکل پذیری کم

در این حد شکل پذیری، ظرفیت دورانی مورد انتظار در گره‌ها کم است و سازه عملاً تغییرشکل‌های فرارارجاعی ندارد. به این علت ضوابط خاص طراحی برای زلزله در این سازه‌ها محدود است. در بندهای ۱۰ - ۳ - ۸ - ۳ و ۱۰ - ۳ - ۱۰ - ۳ - ۹ - ۳ و ۱۰ - ۳ - ۱۰ - ۳ ضوابط خاص این سازه‌ها عنوان شده است.

۱۰ - ۳ - ۴ - ۲ مقطع فشرده لرزه‌ای

در سازه‌های با شکل پذیری زیاد که از آنها انتظار تحمل تغییرشکل‌های فرارارجاعی قابل ملاحظه می‌رود، برای اعضا ضوابط سخت گیرانه تری در رابطه با کمانش موضعی بال‌ها و جان اعمال می‌شود. در نتیجه برای نسبت عرض یا ارتفاع به ضخامت اجزا در اعضای تحت فشار، یا فشار و خمش رعایت اعداد کوچکتری مقرر می‌گردد. در این سازه‌ها تعریف جدیدی از مقطع فشرده، موضوع بندهای ۱۰ - ۱ - ۲ - ۶ و ۱۰ - ۲ - ۲ - ۱ در فصول ۱۰ - ۱ و ۱۰ - ۲، جانشین تعریف قبلی می‌گردد و با نام «مقطع فشرده لرزه‌ای» معرفی می‌شود. مقطع فشرده لرزه‌ای همان تعریف مقطع فشرده بندهای فوق را دارد، با این تفاوت که در آن نسبت عرض به ضخامت و یا ارتفاع به ضخامت اجزا مقطع به اعدادی که در جدول شماره ۱۰ - ۳ - ۱ عنوان شده محدود می‌گردد. کاربری مقاطع فشرده در سازه‌های با شکل پذیری‌های مختلف در بخش‌های مربوطه آورده شده است.

جدول ۱۰-۳-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در مقاطع فشرده لرزه‌ای

مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت λ_{ps}	نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا
	$0.73 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های تیرهای نورددیده I شکل تحت اثر خمش
	$0.73 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های تیرهای ساخته شده از ورق به شکل I شکل تحت اثر خمش
	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t_w}$	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن تحت اثر خمش
	$0.65 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال مقاطع قوطی شکل تحت اثر فشار یکنواخت
-	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t_w}$	جان ستون‌ها در فشار یکنواخت
-	$C_a \leq 0.125$ $3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1.54 C_a)$ $C_a > 0.125$ $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a)$ $> 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t_w}$	جان تیرستون‌ها تحت اثر ترکیب فشار محوری و لنگر خمشی

در روش تنش مجاز $C_a = \frac{P_a}{0.6 P_y}$

در روش حدی $C_a = \frac{P_u}{\phi_b F_y}$

$\phi_b = 0.9$

۱۰-۳-۴-۳ ناحیه بحرانی

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

الف - هرگونه ناپیوستگی ناشی از عملیات ساخت و نصب مانند جوش‌های موضعی، وسایل کمکی برای نصب، ناصافی‌های ناشی از برش‌های حرارتی باید به‌طور مناسبی برطرف شده و تعمیر گردد.

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

پ - قطعات الحاقی که برای نگهداری نماها، تیغه‌ها، لوله‌های تأسیساتی و غیره به کار گرفته می‌شود، نباید در این ناحیه مورد استفاده قرار گیرد.

ت - خال جوش کردن ورق‌های دوزنقه‌ای کف به این محل مجاز است.

۱۰-۳-۴-۴ ترکیب‌های بار زلزله تشدید یافته

ترکیب‌های بار زلزله تشدید یافته با جایگزینی نیروهای زلزله E با $\Omega_0 E$ در ترکیب‌های عادی بارها، مطابق ضوابط فصل‌های ۱۰ - ۱ یا ۱۰ - ۲ به دست می‌آیند. این ترکیب‌ها عبارتند از:

الف - در طراحی به روش تنش مجاز:

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

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

ب - در طراحی به روش حدی:

$$D + 1/2 L + 1/2 \Omega_0 E$$

$$0.85 D + 1/2 \Omega_0 E$$

جدول ۱۰-۳-۲ ضریب اضافه مقاومت

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

۱۰-۳-۵ مشخصات مصالح

۱۰-۳-۵-۱ فولاد مصرفی

فولادهای مصرفی در سیستم‌های مقاوم در مقابل نیروی زلزله باید منطبق بر شرایط مذکور در بند ۱۰-۰-۳ باشند. این فولادها باید در عین حال دارای مقاومت نهایی کششی حداقل ۱/۲ برابر مقاومت حد تسلیم باشند.

$$F_u \geq 1/2 F_y \quad (10-3-1)$$

۱۰-۳-۵-۲ اتصالات جوشی

مشخصات مصالح جوش به کار رفته در اتصالات و وصله‌های اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، باید مطابق شرایط زیر باشد:

۱. فلز جوش با فلز مادر سازگار باشد.

۲. طاقت نمونه شیار داده شده شاپی استاندارد فلز جوش در دمای ۱۸- درجه سلسیوس، حداقل ۲۷ ژول باشد.
۳. در اتصالات و وصله‌های با جوش نفوذی کامل، در قاب‌های خمشی ویژه و متوسط و تیرهای پیوند قاب‌های مهاربندی شده واگرا، باید علاوه بر دو شرط بالا طاقت نمونه شیار داده شده شاپی استاندارد فلز جوش در دمای ۲۹- درجه سلسیوس، حداقل ۲۷ ژول باشد.

۱۰-۳-۵-۳ اتصالات پیچی

کلیه پیچ‌های مورد استفاده در اتصالات و وصله اعضای سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، باید با رفتار اصطکاکی و از نوع پرمقاومت باشد و با حداقل بار مندرج در فصل اتصالات، پیش‌تنیده شود. سوراخ‌ها نیز باید استاندارد باشند.

۱۰-۳-۶ الزامات عمومی طراحی ستون‌ها و کف ستون‌ها

۱۰-۳-۶-۱ مقاومت ستون‌ها

ستون‌ها باید علاوه بر تأمین الزامات فصول ۱۰-۱ یا ۱۰-۲، در مواردی که بار محوری آنها بدون منظور کردن ترکیب بارگذاری زلزله تشدید یافته، از حد تعیین شده در زیر تجاوز نماید، ضوابط بندهای (الف) و (ب) را ارضا نمایند.

- در طراحی به‌روش تنش مجاز

$$f_a / F_a > 0.4$$

- در طراحی به‌روش حالات حدی

$$P_u / \phi_c P_n > 0.4$$

به‌علاوه ستون‌ها باید شرایط ویژه عنوان شده برای آنها در هر یک از سیستم‌های بندهای ۱۰-۳-۸-۱ یا ۱۰-۳-۸-۲ را رعایت نمایند.

الف - ظرفیت بار محوری ستون در فشار یا کشش، بدون در نظر گرفتن لنگر خمشی وارد بر آن، نباید کمتر از بار محوری تعیین شده در ترکیب بارگذاری زلزله تشدید یافته باشد. در این ترکیب رابطه بار محوری به صورت زیر نوشته می شود:

۱ - در طراحی به روش تنش مجاز

- در فشار محوری:

$$0.75P_D + 0.75P_L + 0.75\Omega_o P_E \leq F_a \cdot A \quad (2-3-10)$$

- در کشش محوری:

$$0.75P_D + 0.75\Omega_o P_E \leq 0.6F_y \cdot A \quad (3-3-10)$$

در این روابط:

P_D = نیروی محوری ناشی از بار مرده

P_L = نیروی محوری ناشی از بار زنده

P_E = نیروی محوری ناشی از بار زلزله

F_a = تنش فشاری مجاز ستون، بند ۱۰ - ۱ - ۵

A = سطح مقطع کلی ستون

Ω_o = ضریب اضافه مقاومت (جدول ۱۰ - ۳ - ۲)

۲ - در طراحی به روش حالات حدی

- در فشار محوری:

$$P_D + 1/2 P_L + 1/2 \Omega_o P_E \leq \phi_c \cdot P_{nc} \quad (4-3-10)$$

- در کشش محوری:

$$0.85P_D + 1/2 \Omega_o P_E \leq \phi_t \cdot P_{nt} \quad (5-3-10)$$

در این روابط:

P_D = نیروی محوری ناشی از بار مرده

P_L = نیروی محوری ناشی از بار زنده

P_E = نیروی محوری ناشی از بار زلزله

Ω_o = ضریب اضافه مقاومت مطابق جدول ۱۰ - ۳ - ۲

P_{nc} = ظرفیت فشاری اسمی ستون، مطابق بند ۱۰ - ۲ - ۴

$$P_{nt} = \text{ظرفیت کششی اسمی ستون، مطابق بند ۱۰ - ۲ - ۳}$$

$$\phi_c = \text{ضریب تقلیل مقاومت در فشار مساوی ۰/۹}$$

$$\phi_t = \text{ضریب تقلیل مقاومت در کشش مساوی ۰/۹}$$

ب - ظرفیت مجاز یا اسمی محوری ستون در فشار یا کشش لزومی ندارد از مقادیر زیر بیشتر در نظر گرفته شود:

- در طراحی به روش تنش مجاز از $1/25 \times 0/6$ برابر، و در طراحی به روش حالات حدی از $1/25$ برابر باری که تیرها و یا مهار بندها می‌توانند به ستون منتقل کننده با شرط آنکه بار این اعضا برابر با مقاومت اسمی آنها در نظر گرفته شود.
- حداکثر باری که شالوده ستون می‌تواند در مقابل برکنش ناشی از واژگونی تحمل نماید.

۱۰ - ۳ - ۶ - ۲ وصله ستون‌ها

۱۰ - ۳ - ۶ - ۱ وصله ستون‌های باربر جانبی

وصله ستون‌ها باید علاوه بر تأمین ضوابط مندرج در فصل‌های ۱۰ - ۱ یا ۱۰ - ۲، ضوابط زیر را برآورده نمایند:

الف - وصله ستون‌ها باید دارای مقاومتی حداقل برابر با مقاومت ستون با مقطع کوچکتر وصله‌شونده باشند. به علاوه این وصله‌ها باید شرایط ویژه عنوان شده برای آنها در هریک از سیستم‌های بندهای ۱۰ - ۳ - ۸ - ۱ یا ۱۰ - ۳ - ۸ - ۲ را رعایت نمایند.

ب - در ستون‌هایی که در ترکیبات بارگذاری عادی و یا ترکیب بارگذاری زلزله تشدید یافته تحت اثر کشش قرار می‌گیرند، باید وصله هر بال آنها قادر به تحمل $0/5 F_{ye} A_f$ در طراحی به روش حالات حدی، و $0/6 \times 0/5 F_{ye} A_f$ در طراحی به روش تنش مجاز، باشد. A_f سطح مقطع بال ستون کوچکتر است.

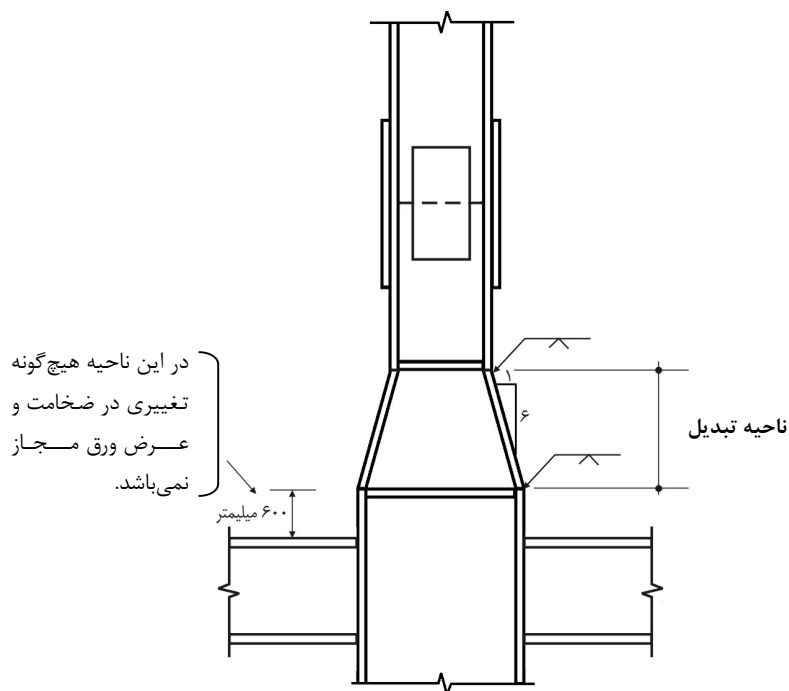
- پ -** محل درز وصله نباید از ۱۲۰۰ میلی‌متر، به‌بال تیر نزدیکتر باشد. در مواردی که جوش درز لب به لب ورق‌های بال یا جان ستون در کارخانه به‌صورت نفوذی کامل انجام می‌شود، این فاصله را می‌توان تا ۶۰۰ میلی‌متر کاهش داد. در نیم‌طبقه‌ها، چنانچه ارتفاع طبقات از ۲/۴ کمتر باشد، اعداد فوق را می‌توان تا نصف تقلیل داد.
- ت -** اتصال وصله به هر یک از دو قطعه ستون وصله‌شونده باید با یک نوع وسیله اتصال، جوش یا پیچ، انجام شود و همچنین در مقطع عدم تقارن ایجاد نکند.
- ث -** در محل وصله ستون‌های متشکل از چند نیم‌رخ لازم است هریک از ستون‌های وصله‌شونده، در ارتفاعی حداقل به‌اندازه بعد بزرگتر مقطع ستون، به‌صورت یکپارچه درآیند، و آنگاه وصله شوند.
- ج -** در وصله لب به لب بین ورق‌های با عرض یا ضخامت متفاوت که در بال و یا جان ستون‌ها به‌کار می‌روند، تغییر تدریجی در عرض یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۶ : ۱ صورت گیرد. محل درز حداقل باید ۶۰۰ میلی‌متر از اتصال فاصله داشته باشد.
- چ -** در وصله ستون‌ها با ابعاد مقطع متفاوت، به‌جای استفاده از ورق‌های پرکننده، توصیه می‌شود ابتدا ابعاد مقطع بزرگتر با شیب حداکثر ۶ : ۱ به مقطع کوچکتر تبدیل شده و سپس اتصال برقرار گردد. (شکل ۱۰ - ۳ - ۳)

۱۰-۳-۶-۲-۲ وصله ستون‌های غیر باربر جانبی

۱۰-۳-۶-۲-۲-۱ وصله ستون‌ها باید دارای مقاومتی حداقل برابر با مقاومت ستون با مقطع کوچکتر وصله‌شونده باشند.

۱۰-۳-۶-۲-۲-۲ وصله این ستون‌ها باید دارای مقاومت برشی در هر دو امتداد محورهای ستون حداقل برابر با $0.6 M_{pc} / h_s$ در روش تنش‌های مجاز و M_{pc} / h_s در روش حالات حدی می‌باشند. M_{pc} لنگر خمشی پلاستیک مقطع ستون کوچکتر وصله‌شونده و h_s ارتفاع طبقه است.

۱۰-۳-۶-۲-۳ در این ستون‌ها به‌کارگیری الزامات زیربندهای (ب) تا (ج) از بند ۱۰-۳-۶-۲-۱ الزامی است.



شکل ۱۰-۳-۳ جزئیات وصله ستون با تغییر مقطع.

۱۰-۳-۶-۳ کف ستون‌ها

کف ستون‌ها و اتصالات آنها به‌ستون‌ها و شالوده‌ها باید علاوه بر تأمین ضوابط فصل‌های ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ قادر به تحمل کمترین دو حالت زیر باشند:

حالت ۱: بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی به‌طور همزمان) بر روی کف ستون تحت اثر ترکیبات بارگذاری عادی و ترکیب بارگذاری تشدید یافته.

حالت ۲: اثرات نیروهای زیر به‌طور جداگانه.

الف - نیروی محوری

ظرفیت محوری ستون و اعضای که آن را به کف ستون متصل می‌کنند.

ب - نیروی برشی

ب-۱ - در مهاربندها، برابر با مؤلفه افقی نیروی موجود در عضو قطری، که برای مقاومت اتصال آن به کف ستون براساس ضوابط این فصل تعیین شده است.

ب-۲ - در ستون‌ها برابر با:

در طراحی به‌روش تنش‌های مجاز $2F_{ye} Z_x / h_s$ و $0.6 \times 2F_{ye} Z_x / h_s$ در طراحی به‌روش حالات حدی $2F_{ye} Z_x / h_s$. در این روابط Z_x اساس پلاستیک مقطع ستون و h_s ارتفاع طبقه است.

پ - لنگر خمشی

مجموع لنگرهای خمشی ایجادشده در اعضای که به کف ستون متصل می‌شوند، به شرح زیر:

پ-۱ - در مهاربندها، حداقل مقاومت خمشی که برای اتصال آنها به کف ستون براساس ضوابط این فصل تعیین شده است.

پ-۲ - در ستون‌ها، برابر با:

در طراحی به‌روش تنش‌های مجاز $0.6 \times 1/1 F_{ye} Z_x$ و در طراحی حالات $1/1 F_{ye} Z_x$. Z_x اساس پلاستیک مقطع ستون می‌باشد.

۱۰-۳-۷ سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در این فصل به آنها پرداخته می‌شود، عبارتند از:

۱. قاب‌های خمشی در سه رده:
 - قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد یا ویژه
 - قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط
 - قاب خمشی با شکل‌پذیری کم
۲. مهاربندی‌های همگرا در دو رده:
 - مهاربندی همگرا با شکل‌پذیری زیاد
 - مهاربندی همگرا با شکل‌پذیری کم
۳. مهاربندی‌های واگرا در دو رده:
 - مهاربندی واگرا با شکل‌پذیری زیاد
 - مهاربندی واگرا با شکل‌پذیری کم
۴. سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی متشکل از قاب‌های خمشی ویژه یا متوسط با مهاربندی‌های همگرا یا واگرا.

۱۰-۳-۸ قاب‌های خمشی

قاب‌های خمشی که برای تحمل بار جانبی زلزله به کار گرفته می‌شوند باید طوری طراحی شوند که اعضا و اتصالات آنها بتوانند شکل‌پذیری لازم را در سیستم باربر جانبی تأمین نمایند. این قاب‌ها برحسب شکل‌پذیری مورد انتظار از آنها؛ ویژه، متوسط و کم، باید الزامات بندهای ۱۰-۳-۸-۱ تا ۱۰-۳-۸-۳ را ارضا نمایند.

۱۰-۳-۸-۱ قاب خمشی فولادی ویژه

قاب خمشی ویژه، به‌قابی اطلاق می‌شود که در برابر نیروی جانبی زلزله بتواند تغییرشکل‌های فرارارتجاعی قابل ملاحظه‌ای تحمل کند. در طراحی این قاب‌ها سعی بر آن است که در یک یا دو انتهای تیر، خارج از محدوده اتصال تیر به ستون، مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده و

ظرفیت دورانی آنها به حدی باشد که دوران نظیر تغییرمکان جانبی نسبی طبقه در سازه حداقل به $0/04$ رادیان برسد که حدود $0/03$ رادیان آن در ناحیه فرار تجمعی باشد. در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های خمشی ویژه باید، علاوه بر ضوابط فصل‌های ۱-۱۰ یا ۲-۱۰، الزامات عمومی بندهای ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ و الزامات خاص این بخش رعایت شوند.

۱۰-۳-۸-۱-۱ ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه

ستون‌ها در این قاب‌ها باید علاوه بر الزامات عمومی ستون‌ها مطابق بند ۱۰-۳-۶، شرایط بندهای زیر را نیز برآورده نمایند:

۱۰-۳-۸-۱-۱ محدودیت‌ها

الف - مقاطع ستون‌ها باید از نوع فشرده لرزه‌ای، مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۴، در نظر گرفته شوند.

ب - در ستون‌ها استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز نیست. اجزای مقطع ستون باید در تمامی طول آن به صورت پیوسته به یکدیگر متصل شوند.

۱۰-۳-۸-۱-۲ وصله ستون‌ها

وصله‌های ستون در این قاب‌ها باید علاوه بر الزامات عمومی ستون‌ها، مطابق بند ۱۰-۳-۶، شرایط بندهای زیر را برآورده نمایند:

الف - در صورت استفاده از وصله مستقیم، وصله باید با جوش نفوذی کامل صورت گیرد.

ب - در صورت استفاده از وصله پوششی، مقاومت‌های خمشی و برشی وصله باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

- حداقل مقاومت خمشی وصله، $Z_s F_y$ ، برابر است با:

$0/6 Z_c F_{ye}$ در طراحی به روش تنش مجاز و $Z_c F_{ye}$ در طراحی به روش حالات حدی

در این روابط Z_c اساس پلاستیک مقطع ستون کوچکتر و Z_s اساس پلاستیک مقطع وصله پوششی است.

- حداقل مقاومت برشی وصله، برابر است با:

$$\frac{\sum M_{pc}}{h_s} \text{ در طراحی به روش تنش مجاز و } \frac{0.6 \sum M_{pc}}{h_s} \text{ در طراحی به روش حالات حدی}$$

در این روابط $\sum M_{pc}$ مجموع حداکثر لنگرهای پلاستیک ستون‌ها در دو سمت وصله با رعایت اثر بار محوری و h_s ارتفاع طبقه است.

۱۰-۳-۸-۱-۲ تیرها در قاب‌های خمشی ویژه

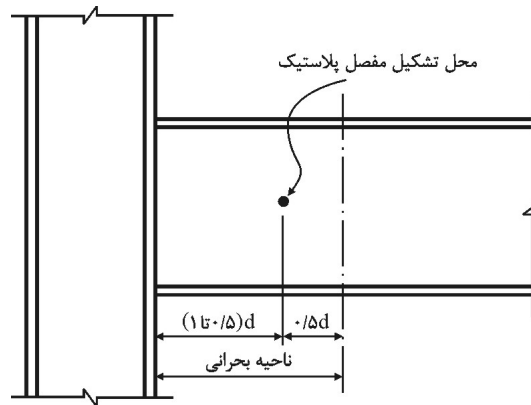
تیرها در این قاب‌ها نقش اصلی تأمین شکل‌پذیری لازم را از طریق ایجاد مفصل پلاستیک در نزدیکی دو انتهای خود ایفا می‌نمایند. برای دستیابی به این عملکرد، تیرها باید شرایط زیر را برآورده نمایند:

۱۰-۳-۸-۱-۲ محدودیت‌ها

الف - مقاطع تیرها باید از نوع فشرده لرزه‌ای، مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۴-۲، در نظر گرفته شوند.

ب - محل تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیرها باید در فاصله‌ای به اندازه $0.5d$ تا $1.0d$ از بر ستون در نظر گرفته شود.

پ - در دو انتهای تیر، فاصله بین بر ستون تا $0.5d$ از محل مفصل پلاستیک به سمت داخل دهانه، ناحیه بحرانی تلقی شده و ضوابط بند ۱۰-۳-۴-۳ باید در آن رعایت شود، (شکل ۱۰-۳-۴).



شکل ۳-۱۰-۴ ناحیه بحرانی در دو انتهای تیر.

ت - استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار متوالی (لانه‌زن‌بوری) مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیه بحرانی، در نیمه میانی طول دهانه تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر به‌طور کامل فراهم گردد.

ث - در ناحیه بحرانی، ایجاد هرگونه تغییر ناگهانی در پهنای بال و یا ضخامت بال مجاز نمی‌باشد. تغییر تدریجی در عرض یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر $2/5 : 1$ صورت گیرد.

۳-۱۰-۸-۱-۲ طراحی برای خمش و برش

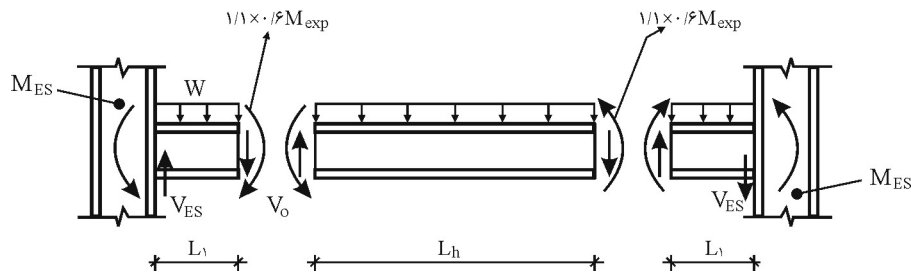
در طراحی تیرها برای خمش ضابطه اضافی خاصی در قاب‌های خمشی ویژه وجود ندارد ولی در طراحی آنها برای برش باید نیروی برشی اضافی ناشی از ایجاد لنگرهای خمشی قابل انتظار در مفصل‌های پلاستیک دو انتهای تیر در نظر گرفته شود. طراحی تیرها برای برش، براساس ضوابط زیر صورت می‌گیرد.

الف - طراحی به روش تنش مجاز:

- در این روش نیروی برشی حاصل از تشکیل مفصل پلاستیک در مقطعی به فاصله L_1 از بر ستون مطابق عبارت زیر می باشد، (شکل ۱۰ - ۳ - ۵):

$$V_{ES} = \frac{2 \times 0.6 \times 1/1 \times M_{exp}}{L_h} + V + W = V_o + W \quad (6-3-10)$$

$$M_{exp} = Z_b F_{ye} \quad (7-3-10)$$



شکل ۱۰ - ۳ - ۵ برش طراحی تیرها در قاب‌های خمشی ویژه، در طراحی به روش تنش مجاز.

ب - طراحی به روش حالات حدی :

- در این روش نیروی برشی حاصل از تشکیل مفصل پلاستیک در مقطعی به فاصله L_1 از بر ستون مطابق عبارت زیر باشد (شکل ۱۰ - ۳ - ۶):

$$V_{EU} = \frac{2 \times 1/1 \times M_{exp}}{L_h} + V_u + W_u = V_{ou} + W_u \quad (8-3-10)$$

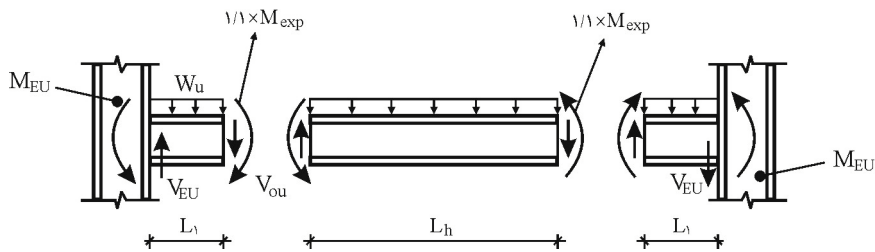
در این روابط:

$$W = \text{کل بار قائم بدون ضریب در بازوی } L_1$$

$$W_u = \text{کل بار قائم ضریب دار تیر در بازوی } L_1$$

$$M_{exp} = \text{لنگر پلاستیک مورد انتظار تیر مساوی } Z_b F_{ye}$$

- V = نیروی برشی موجود در محل مفصل پلاستیک فقط به‌علت بار قائم بدون ضریب در طول L_h
- V_u = نیروی برشی موجود در محل مفصل پلاستیک فقط به‌علت بار قائم ضرب‌دار در طول L_h
- V_o = نیروی برشی کل موجود در محل مفصل پلاستیک در طراحی به‌روش تنش مجاز
- V_{ou} = نیروی برشی کل موجود در محل مفصل پلاستیک در طراحی به‌روش حدی
- Z_b = اساس مقطع پلاستیک تیر
- F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد مساوی $1/15 F_y$
- L_1 = فاصله محل تئوریک تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون، مطابق بند ۱-۲-۱-۸-۳-۱۰
- L_h = فاصله بین مقاطع تشکیل مفصل پلاستیک در تیر
- V_{ES} = نیروی برشی مورد انتظار در بر ستون در طراحی به‌روش تنش مجاز
- V_{Eu} = نیروی برشی مورد انتظار در بر ستون در طراحی به‌روش حدی



شکل ۱۰-۳-۶ برش طراحی تیرها در قاب‌های خمشی ویژه، در طراحی به‌روش حالات حدی.

۳-۲-۱-۸-۳-۱۰ وصله تیرها

در وصله تیرها ضوابط زیر باید رعایت شود:

الف - وصله تیرها باید خارج از محدوده بحرانی، بند ۳-۴-۳-۱۰ و ۱-۲-۱-۸-۳-۱۰-۱۰، قرار گیرد.

ب - در طراحی وصله‌ها مقادیر لنگر خمشی و تلاش برشی در محل وصله و براساس شکل‌های ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ در نظر گرفته شود.

پ - در صورت استفاده از ورق وصله در بال، ظرفیت باربری ورق وصله و اتصال‌دهنده‌های جوشی و یا پیچی آن، باید حداقل ۱/۱ برابر ظرفیت باربری مقطع ضعیفتر وصله‌شونده باشد. در صورت استفاده از ورق وصله برای جان، این ورق‌ها باید به صورت متقارن و در دو طرف جان به کار برده شوند.

پ - چنانچه از جوش نفوذی برای وصله اجزای مقطع در بال‌ها و جان استفاده می‌شود، محل وصله بال‌ها و محل وصله جان، نباید در یک مقطع واقع گردد.

ت - در وصله مستقیم بین ورق‌های با عرض یا ضخامت متفاوت - که در بال یا جان تیرها به کار می‌روند - تغییر تدریجی در عرض یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۲/۵ : ۱ صورت گیرد.

۱۰-۳-۸-۱-۲-۴ مهاربندی جانبی تیرها

الف - تیرها باید در هر دو بال خود دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هرگونه کمانش جانبی و پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرار تجمعی جلوگیری شود.

فاصله بین مهارهای جانبی تیرها در حد فاصل محور ستون‌ها نباید از $0.09 \frac{E}{F_y} r_y$ ،

که در آن r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است، تجاوز نماید. علاوه بر آن مهاربندی جانبی باید در نزدیک محل اعمال بارهای متمرکز در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که تحلیل سازه امکان تشکیل مفصل در آنها را پیش‌بینی می‌کند، تعبیه شود.

ب - مهارهای جانبی باید در تراز بال‌های تیر پیش‌بینی شده و برای نیروهای زیر طراحی شوند:

- در طراحی به روش تنش مجاز برای نیرویی حداقل برابر با، $0.36 F_y b_f t_f$ در محل تشکیل مفصل پلاستیک، و $0.12 F_y b_f t_f$ در سایر مقاطع مورد نیاز در طول تیر.

- در طراحی به‌روش حالات حدی: برای نیرویی حداقل برابر با، $0.6 F_{ye} b_f t_f$ در محل تشکیل مفصل پلاستیک، و $0.2 F_y b_f t_f$ در سایر مقاطع مورد نیاز در طول تیر.

در این روابط:

$$t_f = \text{ضخامت بال تیر}$$

$$b_f = \text{عرض بال تیر}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد تیر}$$

$$F_{ye} = \text{مقاومت تسلیم مورد انتظار مساوی } 1.15 F_y$$

۳-۱۰-۳-۱-۸-۳ اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه

کلیه اتصالات تیر به ستون در این قاب‌ها باید شرایط زیر را دارا باشند:

۳-۱۰-۳-۱-۸-۳ محدودیت‌ها

الف - اتصالات تیر به ستون باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که شرایط ایجاد مفصل پلاستیک را در مقطعی به‌فاصله L_1 از بر ستون در داخل تیر و خارج از اجزای اتصال فراهم نمایند. این امر یا از طریق تقویت تیر در محل اتصال به‌بر ستون انجام می‌شود، و یا با تضعیف مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک عملی می‌گردد.

ب - در اتصالات جوشی تیر به ستون، اتصال بال تیر یا ورق پوششی آن، به‌وجه ستون یا به‌ورق پیشانی، (فلنج) که به ستون پیچ می‌شود، باید منحصراً از نوع نفوذی کامل باشد. برای اتصال جان تیر یا ورق اتصال جان، به‌وجه ستون یا ورق انتهایی، استفاده از جوش نفوذی نسبی یا جوش گوشه مجاز است.

۱۰-۳-۸-۱-۳-۲ طراحی برای خمش

اتصال تیر به ستون باید برای لنگر خمشی قابل انتظار که در بر ستون ایجاد می‌شود، طراحی گردد. این لنگر مطابق روابط زیر محاسبه می‌گردد:

الف) در طراحی به روش تنش مجاز

$$M_{ES} = 0.6 \times 1/1 M_{exp} + V_o L_1 + M_{Wu} \quad (9-3-10)$$

ب) در طراحی به روش حالات حدی

$$M_{EU} = 1/1 M_{exp} + V_{ou} L_1 + M_{Wu} \quad (10-3-10)$$

پارامترهای به کار برده شده در این روابط در بند ۱۰-۳-۸-۱-۲ تعریف شده‌اند.

M_{Wu} = لنگر ناشی از بار قائم بدون ضریب موجود در بازوی L_1 (طراحی به روش تنش مجاز)

M_{Wu} = لنگر ناشی از بار قائم با ضریب موجود در بازوی L_1 (طراحی به روش حدی)

۱۰-۳-۸-۱-۳-۳ طراحی برای برش

اتصال تیر به ستون باید برای برش مورد انتظار که در بر ستون ایجاد می‌شود، طراحی گردد. این برش مطابق روابط عنوان شده در زیر بندهای الف) یا ب) بند ۱۰-۳-۸-۱-۲ تعیین می‌گردد.

۱۰-۳-۸-۱-۴ چشمه اتصال

چشمه اتصال، ناحیه‌ای از جان یا جان‌های ستون است که محصور بین امتداد بال‌های بالایی و پایینی تیرهای دو وجه ستون و بال‌های ستون می‌باشد. ناحیه چشمه اتصال در قاب‌های خمشی ویژه، باید براساس ضوابط زیر طراحی شوند:

الف - طراحی برای برش

چشمه اتصال باید برای برش ناشی از نیروهای کششی و فشاری موجود در بال‌های تیرهای سمت چپ و راست ستون، طراحی شود. این برش به شرح زیر محاسبه می‌شود:

- طراحی به روش تنش مجاز

$$V_{pa,s} = \sum \frac{M_{ES}}{d_b} - V_{col}. \quad (10-3-11)$$

- طراحی به روش حالات حدی

$$V_{pa,u} = \sum \frac{M_{EU}}{d_b} - V_{u,col}. \quad (10-3-12)$$

در این روابط V_{col} و $V_{u,col}$ برش موجود در ستون فوقانی زیر اثر بار جانبی زلزله، در حالت‌های بدون ضریب و با ضریب، می‌باشند.

مقاومت برشی چشمه اتصال و سایر ضوابط طراحی چشمه اتصال، در هر یک از روش‌های طراحی براساس ضوابط فصل‌های ۱۰ - ۱ بند ۱ - ۱۰ - ۱ - ۱۱ - ۲ یا ۱۰ - ۲ بند ۱۰ - ۲ - ۱۰ - ۹ - ۷ به دست آورده می‌شود.

۱۰-۳-۸-۱-۳-۵ ورق‌های پیوستگی

ورق‌های پیوستگی باید در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل‌شونده به ستون و به صورت متقارن نسبت به محور ستون، قرار داده شوند. این ورق‌ها برای انتقال نیروهای درون صفحه‌ای حاصل از لنگر تیر به چشمه اتصال در ستون به کار برده می‌شوند و باید شرایط زیر را برآورده نمایند.

الف. طول ورق‌ها باید برابر با فاصله خالص دو بال ستون باشد.

ب. ضخامت ورق‌ها باید از ضخامت بال یا ورق پوششی اتصال بال تیرهای دوطرف کمتر نباشد.

پ. پهنای ورق‌ها باید در ستون‌های با مقطع قوطی شکل، باید برابر فاصله خالص دو جان

ستون بوده، و در ستون‌های با مقطع H شکل از مجموع پهناهای عرض تیر یا عرض ورق پوششی اتصال در دو طرف جان کمتر نباشد.

ت. نسبت عرض به ضخامت در ورق‌های با l یک لبه متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، نباید از $0.55 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$ و ورق‌های با دو لبه متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $1/4 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$ کوچکتر باشد. در این روابط F_{ys} مقاومت تسلیم ورق‌های پیوستگی است.

۱۰-۳-۸-۱-۳-۶ مهاربندی جانبی اتصال تیر به ستون

به منظور جلوگیری از کمانش پیشگی ستون، لازم است اتصال در صفحه افقی در مقابل پیشش ستون مهار گردد.

وقتی که جان تیرها و ستون‌ها هم‌صفحه باشد و نسبت به دست آمده از رابطه ۱۰-۳-۱۳ بیش از ۲ باشد، وجود مهار در تراز بال فوقانی تیر کافی است. دال بتن آرمه می‌تواند جایگزین عضو مهاری گردد. در صورت نبود شرایط فوق، وجود مهار در تراز هر دو بال تحتانی و فوقانی لازم است.

نیروی لازم برای مهاری مساوی ۲ درصد ظرفیت مجاز یا نهایی بال تیر می‌باشد.

۱۰-۳-۸-۱-۴ نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر در قاب‌های

خمشی ویژه

ظرفیت خمشی ستون‌ها و تیرها در اتصالات تیر به ستون در این قاب‌ها باید چنان باشد که رابطه زیر برآورده گردد:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1/0 \quad (10-3-13)$$

در این رابطه:

ΣM_{pc}^* = مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال که در محل تقاطع محورهای ستون‌ها و تیرها وجود دارند. این لنگرها برابر با ظرفیت خمشی پلاستیک ستون‌ها در نظر گرفته شده و مقدار آنها، با توجه به نیروهای محوری موجود در ستون‌ها، از روابط زیر به دست آورده می‌شوند:

- در طراحی به روش حالات حدی

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \quad (۱۰-۳-۱۴ \text{ الف})$$

- در طراحی به روش تنش مجاز

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c (\phi F_{yc} - P_{ac} / A_g) \quad (۱۰-۳-۱۴ \text{ ب})$$

ΣM_{pb}^* = مجموع لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال، که در محل تقاطع محورهای ستون‌ها و تیرها وجود دارند. این لنگرها با توجه به لنگرهای مورد انتظار در مفصل‌های پلاستیک و مقادیر نیروی برشی در آنها از روابط زیر به دست آورده می‌شوند:

- در طراحی به روش حالات حدی

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma ({}^1/{}^1 F_{yeb} Z_b + M_{uv}) \quad (۱۰-۳-۱۵ \text{ الف})$$

- در طراحی به روش تنش مجاز

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (\phi \times {}^1/{}^1 F_{yeb} Z_b + M_{av}) \quad (۱۰-۳-۱۵ \text{ ب})$$

در روابط فوق:

Z_b = اساس مقطع پلاستیک تیر

F_{yeb} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد در تیر برابر با ${}^1/{}^1 F_{yb}$

F_{yc} = تنش تسلیم فولاد ستون

$d_c =$ بعد ستون در صفحه خمش

$P_{ac} =$ نیروی محوری فشاری ستون، حاصل از ترکیب بارهای متعارف

$P_{uc} =$ نیروی محوری ضریب‌دار فشاری ستون، حاصل از ترکیب بارهای متعارف

$M_{av} =$ لنگر اضافی ناشی از نیروی برشی موجود در مفصل پلاستیک نسبت به محور

ستون، در شرایط تنش‌های مجاز

$M_{uv} =$ لنگر اضافی ناشی از نیروی برشی موجود در مفصل پلاستیک نسبت به محور

ستون، در شرایط حالات حدی

استثنا: ستون‌هایی که یکی از دو شرط زیر را برآورده نمایند، لازم نیست رابطه ۱۰ - ۳ - ۱۳ را ارضا نمایند:

۱ - ستون‌هایی که در آنها در کلیه ترکیبات بارگذاری به‌جز ترکیب بار زلزله تشدید یافته، $P_{rc} \leq 0.7 P_c$ بوده و شرایط زیر را دارا باشند:

الف - ستون‌های ساختمان‌های یک‌طبقه و ستون‌های طبقه آخر ساختمان‌های چندطبقه

ب - تعدادی از ستون‌های هر طبقه که مجموع مقاومت برشی آنها کمتر از ۲۰٪ کل مقاومت برشی ستون‌های آن طبقه و مجموع مقاومت برشی آنهایی که بر روی یک محور قرار دارند کمتر از ۳۳٪ کل مقاومت برشی ستون‌های آن محور باشد. در این بند محور ستون به‌محور یا محورهای موازی اطلاق می‌شود که در فاصله کمتر از ۱۰ درصد بعد پلان طبقه، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

در عبارت فوق:

$P_c =$ مساوی $F_{yc} A_g$ در طراحی به‌روش حالات حدی و $0.6 F_{yc} A_g$ در طراحی

به‌روش تنش‌های مجاز.

$P_{rc} =$ نیروی محوری فشاری ضریب‌دار در طراحی به‌روش حالات حدی و نیروی

محوری فشاری بدون ضریب در طراحی به‌روش تنش‌های مجاز.

۲ - ستون‌های هر طبقه که در آن نسبت مقاومت برشی ستون‌ها به‌برش وارده در آن طبقه ۵۰ درصد بیشتر از این نسبت در طبقه فوقانی آن باشد.

۱۰-۳-۸-۲ قاب خمشی فولادی متوسط

قاب خمشی متوسط به قابی اطلاق می‌شود که در برابر نیروی جانبی زلزله بتواند تغییرشکل‌های فرار تجمعی محدودی را تحمل کند. در طراحی این قاب‌ها سعی بر آن است که در یک یا دو انتهای تیر، در خارج از محدوده اتصال تیر به ستون، مفصل‌های پلاستیک تشکیل شوند و مفصل‌ها دارای ظرفیت دورانی به حدی باشند که دوران نظیر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه حداقل به $0/02$ رادیان برسد که حدود $0/01$ رادیان آن در ناحیه فرار تجمعی باشد.

الزامات مربوط به طراحی اعضا و اتصالات آنها در این قاب‌ها عمدتاً همان الزامات مربوط به قاب‌های خمشی ویژه است که در آنها موارد سخت‌گیرانه کمتری منظور شده است. به این علت در این بخش تنها موارد الزامات استثنایی که در این قاب‌ها نسبت به قاب‌های خمشی ویژه دارند، آورده شده است.

۱۰-۳-۸-۲-۱ ستون‌ها در قاب‌های خمشی متوسط

الزامات مربوط به ستون‌ها در این قاب‌ها عیناً مشابه قاب‌های خمشی ویژه، بند ۱۰-۳-۸-۱-۱، است. موارد استثنایی زیر را می‌توان در این ستون‌ها به کار گرفت:

الف - مقاطع ستون‌ها را می‌توان از نوع فشرده مطابق تعریف فصول ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ در نظر گرفت.

ب - در ستون‌ها استفاده از مقطع متشکل از چند نیم‌رخ بست‌دار مجاز است، مشروط بر آنکه خمش در ستون حول محور با مصالح باشد.

۱۰-۳-۸-۲ تیرها در قاب‌های خمشی متوسط

الزامات مربوط به تیرها در این قاب‌ها عیناً مشابه قاب‌های خمشی ویژه، بند ۱۰-۳-۸-۱ است. موارد استثنایی زیر را می‌توان در این تیرها به کار گرفت:

الف - مقاطع تیرها را می‌توان از نوع فشرده مطابق تعریف فصول ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ در نظر گرفت.

ب - در طراحی تیرها برای برش می‌توان یا الزامات قاب‌های خمشی ویژه را بدون منظور نمودن ضریب ۱/۱ مربوط به سخت‌شدگی مجدد رعایت کرد و یا برش ایجاد شده در تیر تحت اثر ترکیب بار زلزله تشدید یافته، (بند ۱۰-۳-۴)، هر کدام کوچکترند، را به کار برد.

پ - در طراحی مهاربندهای جانبی تیرها می‌توان در روابط عنوان شده در بند ۱۰-۳-۸-۱-۲ مقدار F_y را جایگزین F_{ye} نمود و علاوه بر آن فاصله مهاربندها را از یکدیگر به دو برابر آنچه عنوان شده افزایش داد.

۱۰-۳-۸-۳ اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی متوسط

الزامات مربوط به اتصال تیر به ستون در این قاب‌ها عیناً مشابه قاب‌های خمشی ویژه، بند ۱۰-۳-۸-۱ است. موارد استثنایی زیر را می‌توان در این اتصال‌ها به کار گرفت:

الف - در طراحی اتصال برای خمش و برش می‌توان یا الزامات قاب‌های خمشی ویژه را بدون منظور نمودن ضریب ۱/۱ مربوط به سخت‌شدگی مجدد رعایت کرد و یا لنگر خمشی و تلاش برشی ایجاد شده در اتصال را زیر اثر ترکیب بار زلزله تشدید یافته، بند ۱۰-۳-۴، هر کدام کوچکترند، را به کار برد.

ب - در طراحی چشمه اتصال رعایت ضابطه ویژه‌ای بجز آنچه در فصول ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ عنوان شده، الزامی نیست.

پ - برای مهاربندی جانبی اتصال تیر به ستون رعایت ضابطه ویژه‌ای بجز آنچه در فصول ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ عنوان شده، الزامی نیست.

۳-۱۰-۳-۸-۲-۴ نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر در قاب‌های خمشی متوسط

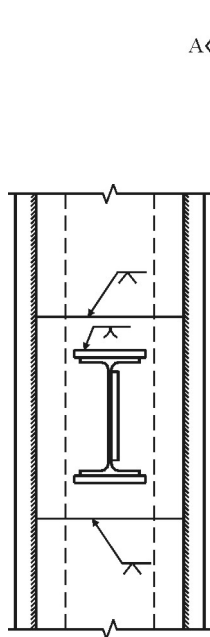
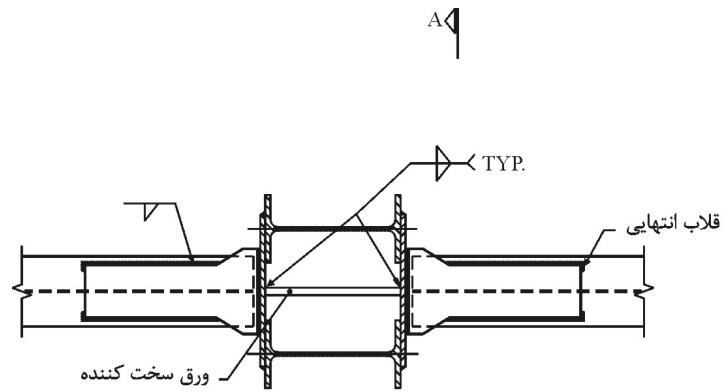
در قاب‌های خمشی متوسط رعایت ضابطه ویژه‌ای برای نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر الزامی نیست.

۳-۱۰-۳-۸-۳ قاب خمشی فولادی معمولی

قاب خمشی معمولی، به‌قابی اطلاق می‌شود که از آن انتظار تغییرشکل‌های فرارترجعی در برابر نیروی جانبی زلزله، نمی‌رود و به‌این علت ضابطه خاصی برای طراحی آن در برابر زلزله به‌جز آنچه در بندهای ۳-۱۰ و ۵-۳-۱۰ عنوان شده‌ا‌رایه نمی‌گردد. طراحی اعضا و اتصالات این قاب‌ها باید طبق ضوابط فصل ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ انجام شود.

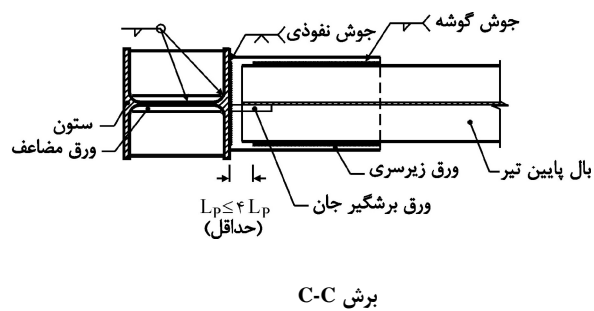
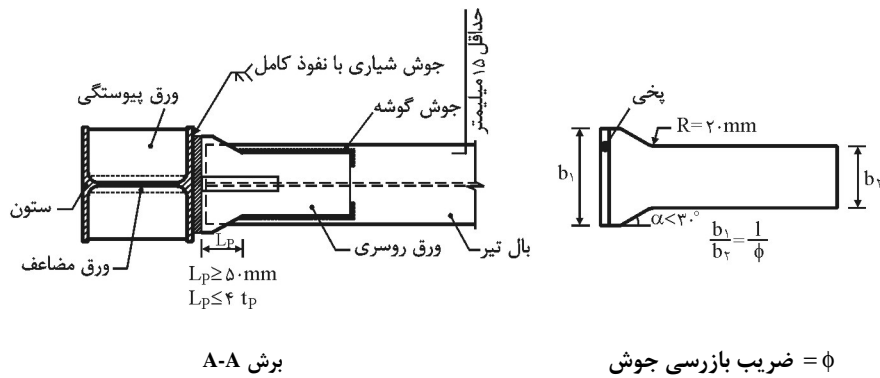
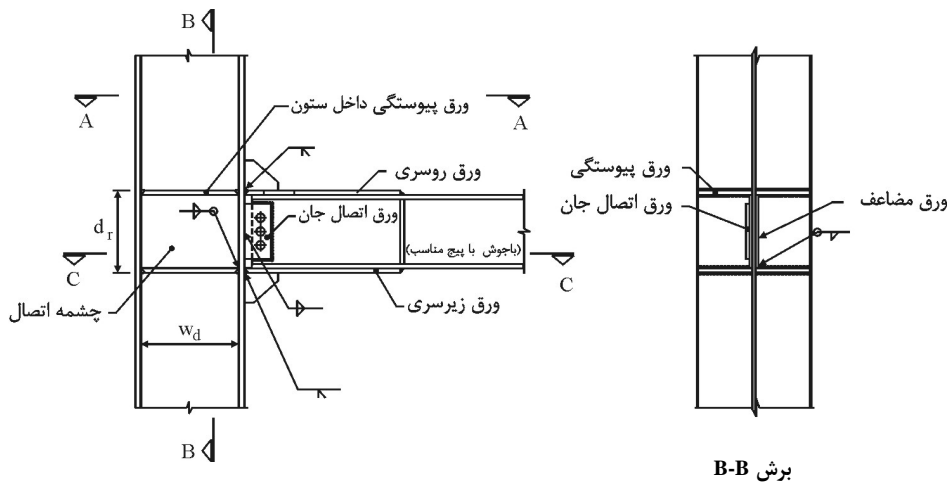
۳-۱۰-۳-۸-۴ اتصالات پیشنهادی

در شکل‌های ۳-۱۰-۷، جزئیات عمومی پیشنهادی اتصالاتی که از آنها می‌توان در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه، متوسط و کم استفاده نمود، نشان داده شده است. اتصالاتی که از آنها بتوان در قاب‌ها با شکل‌پذیری زیاد استفاده نمود، قابل استفاده در درجات پایین شکل‌پذیری نیز هستند.

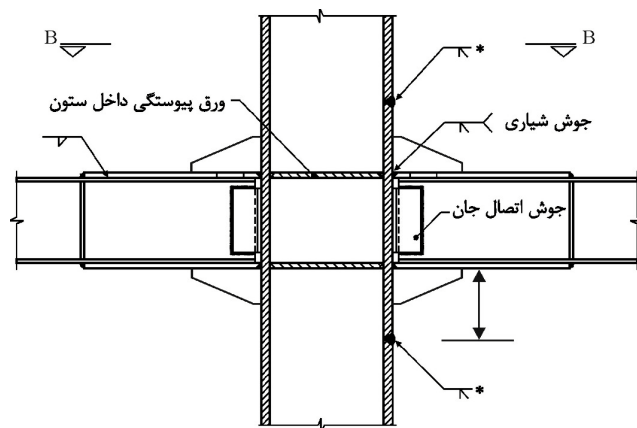


برش A-A

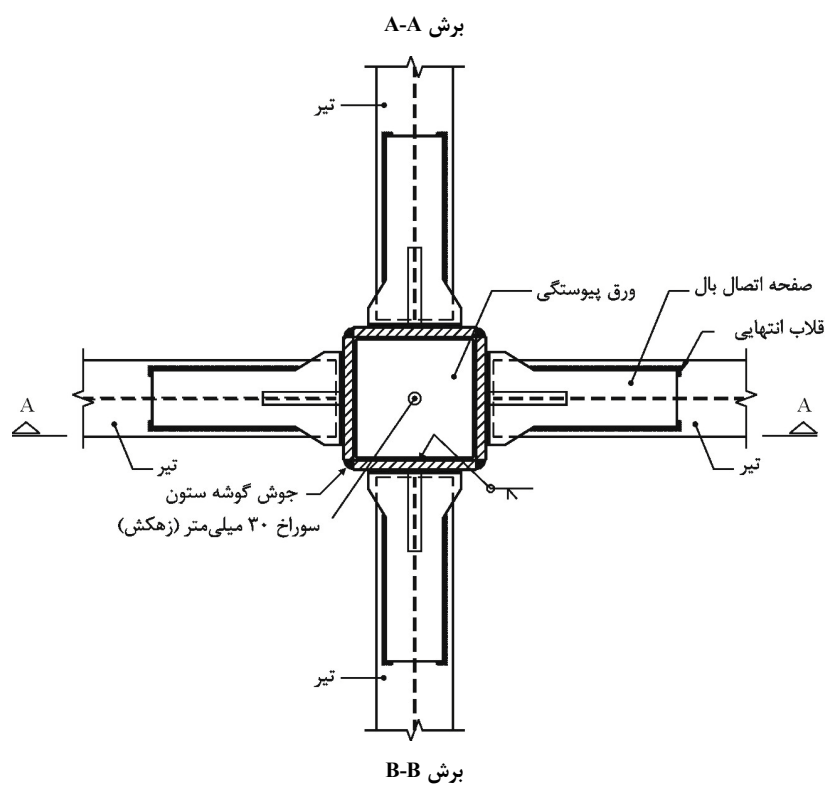
شکل ۱۰-۳-۷ (الف) اتصال صلب در قاب خمشی با شکل پذیری کم و متوسط در ستون‌های مرکب ساخته شده از دو نیم‌رخ.



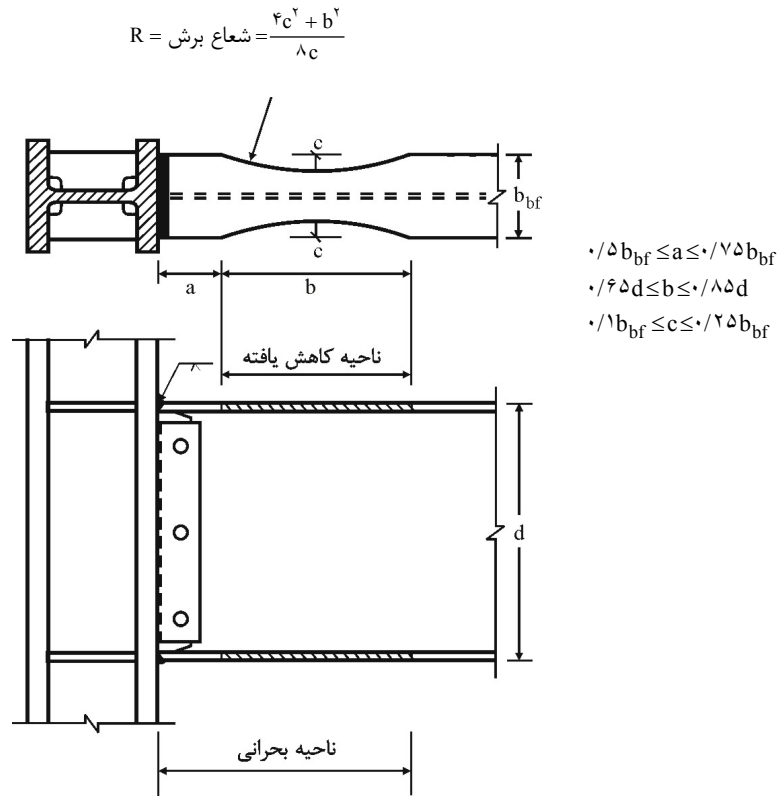
شکل ۱۰-۳-۷ (ب) اتصال صلب در قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد با استفاده از ورق روسری و زیرسری در ستون‌های با مقطع H شکل.



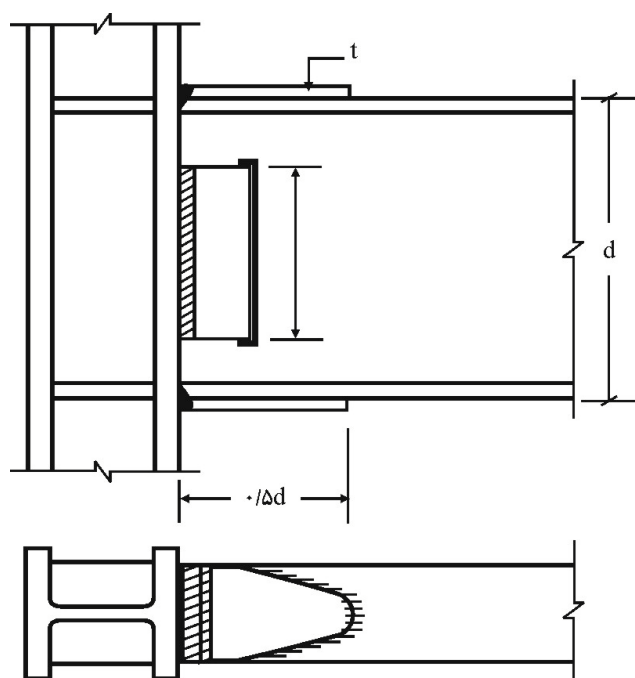
* علت تکه‌ای شدن ورق وجه چهارم فراهم آوردن امکان جوشکاری ورق پیوستگی به این وجه می‌باشد.



شکل ۱۰-۳-۷ (پ) اتصال صلب در قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد با استفاده از ورق روسری و زیرسری در ستون‌های با مقطع قوطی شکل.

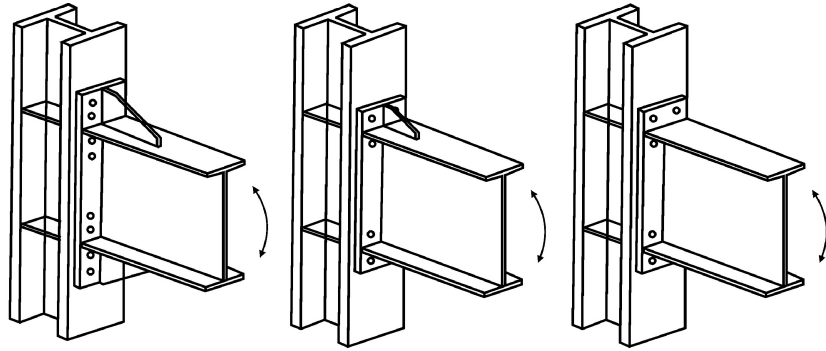


شکل ۳-۱۰-۷ (ت) اتصال صلب مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته در قاب‌های شکل‌پذیری متوسط و زیاد.

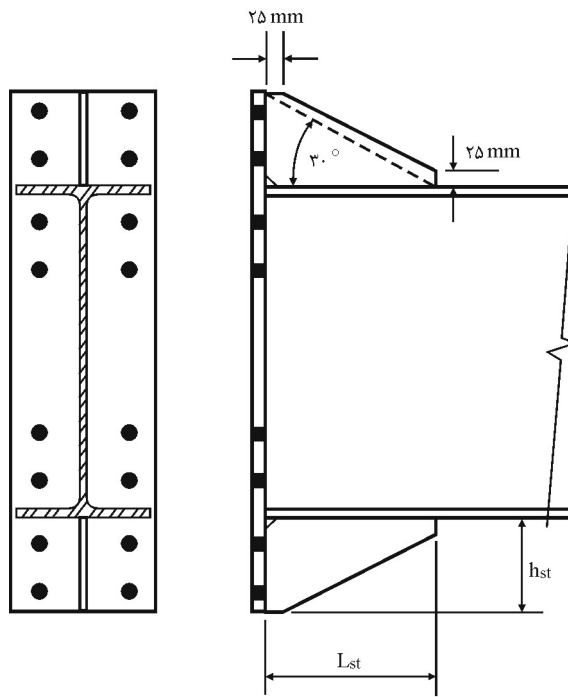


ضخامت t باید طوری باشد که ظرفیت اتصال طبق ضوابط آیین نامه به مقدار مورد نظر بزرگتر از ظرفیت تیر باشد.

شکل ۱۰-۳-۷ (ث) اتصال صلب مستقیم تیر با مقطع تقویت شده در محل اتصال به ستون در قاب های با شکل پذیری متوسط و زیاد.



(الف) چهار پیچه بدون ورق لجکی (ب) چهار پیچه با ورق لجکی (پ) هشت پیچه با ورق لجکی



(ت) هندسه لجکی

شکل ۳-۱۰-۷ (ج) اتصال فلنجی در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد.

۱۰-۳-۹ قاب‌های مهاربندی شده همگرا

۱۰-۳-۹-۱ ملاحظات کلی

۱۰-۳-۹-۱-۱ قاب‌های مهاربندی شده همگرا قاب‌هایی هستند که در آنها محور عضو قطری مهاربند در محل تقاطع محوره‌های تیر و ستون این دو را قطع می‌کند و یا محور دو عضو قطری مهاربند، محور تیر را در یک نقطه قطع می‌نمایند. با این ترتیب نیروهای این سه عضو در محل گره همگرا می‌شوند. در این قاب‌ها مقاومت جانبی سازه با استفاده از رفتار فشاری - کششی اعضا تأمین می‌شود و قاب مانند یک خرپا عمل می‌کند.

۱۰-۳-۹-۲ در این قاب‌ها کلیه اعضای مهاربندی به‌انضمام اتصالات آنها و دیافراگم کف‌های متصل به تیرها باید توانایی کافی برای تأمین مسیر انتقال مقاوم و پایدار بار جانبی زلزله را داشته باشند. در مواردی که مهاربندها در داخل صفحه قاب بوده و یا به‌خارج از آن نقل مکان می‌دهند، باید مسیر انتقال بار کاملاً مشخص شده و تدابیر لازم در طراحی پیش‌بینی شود.

۱۰-۳-۹-۳ پیکربندی مهاربندهای مجاز در این قاب‌ها شامل مهاربندهای قطری، ضربدری، به‌شکل ۷ یا ۸ می‌باشند. استفاده از مهاربندهای به‌شکل K در این قاب‌ها مجاز نیست مگر در مواردی که در بند ۱۰-۳-۹-۳-۱ در قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی مجاز شناخته شده است.

۱۰-۳-۹-۴ در این قاب‌ها تیرهای دهانه مهاربندی شده باید قادر به جذب نیروهای زلزله ایجاد شده در طبقه به‌اضافه نیروهای منتقل شده از طبقات بالا، و انتقال آنها به‌مهاربندها باشند. در مواردی که اتصال کافی بین تیر و دیافراگم کف وجود دارد انتقال نیروها توسط عملکرد مشترک آن دو صورت می‌گیرد ولی در مواردی که اتصال کافی بین تیر و دیافراگم وجود ندارد، تیر باید به‌تنهایی بتواند از عهده انتقال این نیروها برآید.

۱۰-۳-۹-۱-۵ در قاب‌هایی که محل مهاربندهای طبقه بالا و پایین در آنها روی هم نیستند، تیرهای حدفاصل مهاربندهای جابجاشده و اتصالات آنها باید قادر به تحمل نیروهای افقی منتقل شده بین آن دو و نیروی افقی طبقه علاوه بر نیروهای ثقلی وارد بر آنها باشند.

۱۰-۳-۹-۱-۶ تعبیه سوراخ‌های متوالی، در جان تیر دهانه مهاربندی شده و تیرهای حد فاصل مهاربندهای جابجا شده طبقات بالا و پایین مجاز نیست. چنانچه لازم باشد سوراخ دسترسی در جان تیر تعبیه شود، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت خمشی، برشی و محوری تیر در مقطع سوراخ‌دار، کمتر از مقاومت مقطع کامل تیر نباشد. در این موارد باید سعی شود سوراخ در دورترین فاصله از محل اتصال تیر به ستون و یا از محل اتصال تیر به مهاربندها واقع شود.

۱۰-۳-۹-۱-۷ نظر به آنکه در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و در آیین‌نامه و استاندارد شماره ۸۴ - ۲۸۰۰ زلزله ایران برای تعدادی از سیستم‌های قاب‌های مهاربندی شده همگرا ضریب رفتار R ارایه نشده است، در این بخش ضریب رفتار این سیستم‌ها به شرح زیر توصیه می‌شود.

الف: قاب فولادی ساده به علاوه مهاربند همگرای معمولی	$R=6$
ب: قاب خمشی فولادی معمولی به علاوه مهاربند همگرای معمولی	$R=6$
پ: قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربند همگرای معمولی	$R=7$
ت: قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربندی همگرای ویژه	$R=8$
ث: قاب خمشی فولادی ویژه به علاوه مهاربند همگرای ویژه	$R=9$

۱۰-۳-۹-۲ قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه

۱۰-۳-۹-۲-۱ کلیات

۱۰-۳-۹-۲-۱-۱ قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه به قاب‌هایی گفته می‌شود که در آنها از مهاربندها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزله طرح تغییرشکل‌های فراررتجاعی قابل ملاحظه تحمل کنند و در آنها کاهش مقاومت چندان رخ ندهد. رفتار فراررتجاعی موردنظر ممکن است به مرحله بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. با این ترتیب پیکره‌بندی و طراحی مهاربند و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهده این تغییرشکل‌ها برآیند و رفتار تیرها و ستون‌ها در قاب عملاً در مرحله ارتجاعی باقی بماند.

۱۰-۳-۹-۲-۱-۲ اعضای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه باید، علاوه بر ضوابط فصل‌های ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ برای الزامات عمومی بندهای ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ و الزامات این بخش طراحی شوند.

۱۰-۳-۹-۲-۲ توزیع نیروی جانبی

۱۰-۳-۹-۲-۲-۱ در قاب‌های مهاربندی شده همگرای جانبی باید بین کلیه مهاربندهای کششی و فشاری توزیع شود و اعضای مهاربندها باید برای حداکثر نیروی ایجادشده در آنها طراحی شوند.

۱۰-۳-۹-۲-۲-۲ مهاربندها در امتداد هر محور در هر طبقه باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر جهت بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آنکه اعضای مهاربندهای فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای بار زلزله از جمله ترکیب بارگذاری تشدید یافته نشان می‌دهد، باشند.

منظور از محور مهاربندی در این ضابطه یک یا چند محور مهاربندی شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از ده درصد بعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

۳-۱۰-۳-۹-۲-۳ اعضای قطری مهاربندی

۳-۱۰-۳-۹-۲-۳ محدودیت‌ها

- الف -** قطری‌ها باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای مطابق ضابطه بند ۱۰ - ۳ - ۴ - ۲ باشند.
- ب -** قطری‌های ساخته شده از دو یا چند نیمرخ باید ضوابط مقاطع فشاری مرکب را مطابق ضوابط فصل‌های ۱۰ - ۱ یا ۱۰ - ۲ برآورده نمایند. وجود دو بست انتهایی بلافاصله بعد از اتمام ورق اتصال الزامی است.
- پ -** مقطع قطری‌ها، چه به صورت تکی و چه به صورت ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده یا ورق، باید به صورت متقارن نسبت به صفحه‌ای که در آن قطری قرار داده شده است، قرار گیرند.
- ت -** از به کار بردن وصله در طول عضو قطری باید حتی‌الامکان خودداری شود. در صورت لزوم وصله باید بتواند تمام ظرفیت عضو را به صورت اتصال پوششی و یا به صورت مستقیم و با جوش نفوذی کامل انتقال دهد. وصله اجزای قطری نباید در یک مقطع قرار گیرند. همچنین محل وصله عضو مهاربند نباید در ناحیه یک‌چهارم طول در وسط آن قرار گیرد.
- ث -** ناحیه یک‌چهارم طول قطری در وسط آن، و دو ناحیه انتهایی قطری به طول حداقل ارتفاع مقطع آن باید نواحی بحرانی تلقی شده و ضابطه بند ۱۰ - ۳ - ۴ - ۳ در آنها رعایت شود.

۳-۱۰-۳-۹-۲-۳ لاغری اعضای قطری

- الف -** لاغری عضو قطری فشاری، $\frac{KL}{r}$ ، نباید از $\left(4/23 \sqrt{\frac{E}{F_y}}\right)$ تجاوز نماید. لاغری قطری‌ها را در قاب‌هایی که ستون‌های آنها قادر به تحمل بار منتقل شده‌ای معادل، $1/15$ در طراحی حالات حدی و $1/5$ در طراحی تنش‌های مجاز، برابر مقاومت‌های اسمی مهاربندها باشند، می‌توان برابر عددی بین مقدار عنوان شده و ۲۰۰ در نظر گرفت.

ب - ضریب طول مؤثر عضو قطری، در مهاربندهای قطری و مهاربندهای ۷ و ۸ برابر با یک و در مهاربندهای ضربدری، چنانچه در محل تقاطع دو عضو مهاربندی اتصال کافی وجود داشته باشد، در صفحه مهاربندی برابر با ۰/۵ و در جهت عمود بر صفحه مهاربندی، برابر با ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود.

۱۰-۳-۲-۳ مقاومت اعضای با مقطع کاهش یافته

در مواردی که سطح مقطع خالص مهاربندی کمتر از سطح مقطع کل آن است، مانند نواحی سوراخ شده، مقاومت مهاربند در مقطع کاهش یافته باید حداقل برابر با کمترین دو مقدار زیر باشد:

الف - در طراحی به‌روشنش‌های مجاز برابر با $0/6 F_{ye} A_g$ در طراحی به‌روشنش حالات حدی برابر با $F_{ye} A_g$

ب - حداکثر نیرویی که براساس تحلیل سازه، سیستم باربر جانبی می‌تواند به‌مهاربند منتقل کند.

۱۰-۳-۲-۴ اتصالات اعضای قطری مهاربندها

الف - مقاومت کششی مورد نیاز

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

- در طراحی به‌روشنش حالات حدی برابر با $F_{ye} A_g$ و در طراحی به‌روشنش‌های مجاز $0/6 F_{ye} A_g$

در این عبارات، A_g سطح مقطع کلی عضو قطری مهاربند و F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار آن است.

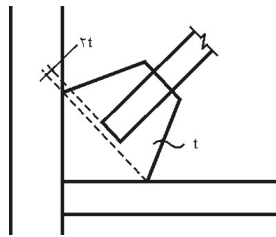
- حداکثر اثر نیرویی که براساس تحلیل سازه، سیستم باربر جانبی می‌تواند به‌مهاربند منتقل نماید.

ب - مقاومت خمشی مورد نیاز

مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال‌های قطری‌های مهاربندی باید حداقل برابر با $1/1 M_{pe}$ در طراحی حالات حدی و یا $0/6 \times 1/1 M_{pe}$ در طراحی تنش‌های مجاز باشد. M_{pe} لنگر خمشی پلاستیک مقاوم تسلیم مورد انتظار مهاربند حول محور کمانش بحرانی مقطع، $F_y Z$ ، است.

در اتصال‌های مهاربندی که ظرفیت کششی بند الف را دارا بوده و قابلیت سازگاری با دوران‌های غیرالاستیک حاصل از تغییرشکل‌های پس از کمانش در آنها تأمین شده باشد، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

سازگاری با دوران غیرالاستیک حاصل از تغییرشکل‌های پس از کمانش در خارج از صفحه مهاربندی با قطع مهاربند قبل از خط تکیه‌گاهی ورق اتصال، مطابق شکل ۱۰-۳-۸ تأمین می‌شود.



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

پ - مقاومت فشاری مورد نیاز

مقاومت فشاری مورد نیاز اتصال‌های مهاربندی باید براساس حالت حدی کمانش تعیین شود. این مقاومت را می‌توان حداقل برابر با $1/25 P_n$ در طراحی حالات حدی و یا $1/25 F_a A_g$ در طراحی تنش مجاز در نظر گرفت. P_n ظرفیت فشاری اسمی عضو قطری مهاربند و F_a تنش فشاری مجاز آن است.

۱۰-۳-۹-۲-۴ تیرهای قاب‌های مهاربندی شده ۷ و ۸

۱۰-۳-۹-۲-۴-۱ تیرهای دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقیلی بدون حضور مهاربندها باشد.

۱۰-۳-۹-۲-۴-۲ تیرها در این قاب باید در حد فاصل دو ستون پیوسته باشند و مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی - پیچشی، در هر دو بال بالا و پایین، داشته باشند. مهارهای جانبی و فواصل آنها باید ضوابط بند ۱۰-۳-۸-۱-۲-۴ را رعایت نمایند، و در هر صورت وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندها به تیر الزامی است.

۱۰-۳-۹-۲-۴-۳ تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشد. برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای قطری کششی و فشاری ناشی از زلزله، تیر دهانه مهاربندی شده باید برای اثر برشی و لنگر ناشی از نیروهای زیر در قطریها، محاسبه گردد.

الف - در طراحی به روش تنش‌های مجاز (شکل ۱۰-۳-۹-الف):

- نیروی قطری کششی $0/6 A_g F_{ye}$

- نیروی قطری فشاری $0/3 A_g F_a$

ب - در طراحی به روش حالات حدی (شکل ۱۰-۳-۹-ب):

- نیروی قطری کششی $A_g F_{ye}$

- نیروی قطری فشاری $0/3 P_{nc}$

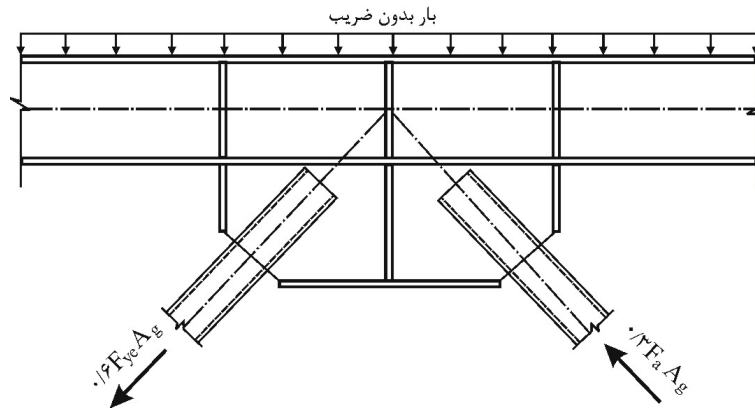
در این روابط:

A_g = سطح مقطع کلی عضو قطری

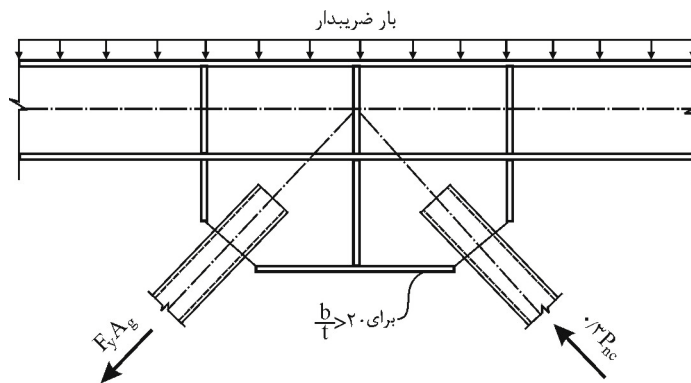
F_a = تنش مجاز فشاری عضو قطری

F_{ye} = مقاومت تسلیم قابل انتظار فولاد مهاربند

P_{nc} = ظرفیت فشاری اسمی عضو قطری



شکل ۱۰-۳-۹-الف نیروی غیرمتعادل مهاربندهای کششی و فشاری در طراحی به روش تنش مجاز.



شکل ۱۰-۳-۹-ب نیروی غیرمتعادل مهاربندهای کششی و فشاری، در طراحی به روش حالات حدی.

۱۰-۳-۹-۲-۵ ستون‌های مهاربند

۱۰-۳-۹-۲-۵-۱ ستون‌ها در این قاب‌ها باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای مطابق ضابطه بند ۱۰-۳-۴-۲ باشند.

۱۰-۳-۹-۲-۵-۲ وصله ستون‌ها باید علاوه بر ضوابط بند ۱۰-۳-۸-۱-۱-۲ قادر

به تحمل لنگر خمشی برابر با نصف مجموع ظرفیت خمشی ستون‌های وصله‌شونده باشند.

$$\frac{\sum M_{pc}}{h_s} \quad ۳-۵-۲-۹-۳-۱۰ \quad \text{وصله ستون‌ها باید قادر به تحمل نیروی برشی برابر با}$$

در طراحی به‌روش حالات حدی و $\frac{0.6 \sum M_{pc}}{h_s}$ در طراحی به‌روش تنش‌های مجاز باشند.

$\sum M_{pc}$ مجموع ظرفیت خمشی ستون‌های وصله‌شونده است.

۳-۹-۳-۱۰ قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی

۱-۳-۹-۳-۱۰ کلیات

۱-۱-۳-۹-۳-۱۰ قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی به‌قاب‌هایی گفته می‌شود که از آنها انتظار تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی در اعضا و اتصالات آنها، بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت، زیر اثر زلزله طرح می‌رود.

۲-۱-۳-۹-۳-۱۰ کلیه اعضای این قاب‌ها باید علاوه بر ضوابط فصل‌های ۱۰ - ۱ یا ۱۰ - ۲، برای الزامات عمومی بندهای ۱۰ - ۳ - ۵ و ۱۰ - ۳ - ۶ طراحی شوند.

۳-۱-۳-۹-۳-۱۰ مهاربندهای قطری و ضربداری را می‌توان به‌صورت کششی تنها طراحی نمود. در این مهاربندها می‌توان از مقاطع تک‌نبشی، تسمه و میلگرد یا کابل استفاده نمود.

۴-۱-۳-۹-۳-۱۰ استفاده از مهاربندهای K شکل در ساختمان‌های با اهمیت متوسط و کم، یک یا دو طبقه از تراز پایه بلامانع است. اهمیت ساختمان‌ها براساس مبحث ششم مقررات ملی تعیین می‌شود..

۳-۱۰-۳-۹-۱-۵ در قاب‌های ساده یک یا دو طبقه از تراز پایه که اهمیت آنها متوسط یا کم است، می‌توان ضوابط بندهای ۳-۱۰-۳-۹-۲ تا ۳-۱۰-۳-۹-۴ را نادیده گرفت و مهاربندها را مطابق فصل‌های ۳-۱۰-۱ و ۳-۱۰-۲ این مقررات طراحی نمود.

۳-۱۰-۳-۹-۲ اعضای قطری مهاربندها

۳-۱۰-۳-۹-۲-۱ لاغری عضو قطری مهاربند فشاری، $\frac{KL}{r}$ ، در مهاربندهای ۷ و ۸ و K نباید از $4/23 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ تجاوز نماید.

۳-۱۰-۳-۹-۲-۲ برای ضریب لاغری K می‌توان توصیه‌های بند ۳-۱۰-۳-۹-۲-۲ را به کار برد.

۳-۱۰-۳-۹-۲-۳ اعضای قطری ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، باید ضوابط مقاطع فشاری مرکب را مطابق ضوابط فصل‌های ۳-۱۰-۱ یا ۳-۱۰-۲ برآورده نمایند. وجود دو بست انتهایی بلافاصله بعد از اتمام ورق اتصال الزامی است.

۳-۱۰-۳-۹-۳ اتصالات قطری‌های مهاربندها

اتصالات مهاربندها باید برای کمترین نیروهای زیر طراحی شوند:

الف - ظرفیت کششی مجاز یا مقاومت کششی اعضای مهاربندی:

در طراحی به‌روش تنش‌های مجاز $0.6 A_g F_y$

در طراحی به‌روش حالات حدی $A_g F_y$

ب - حداکثر باری که می‌توان از سیستم انتظار داشت.

۱۰-۳-۹-۳-۴ تیرهای قاب‌های مهاربندی شده ۷ و ۸

تیرهای این قاب‌ها باید کلاً ضوابط بند ۱۰-۳-۹-۲-۴، متعلق به قاب‌های مهاربندی شده ویژه را رعایت نمایند.

۱۰-۳-۱۰ قاب‌های مهاربندی شده واگرا

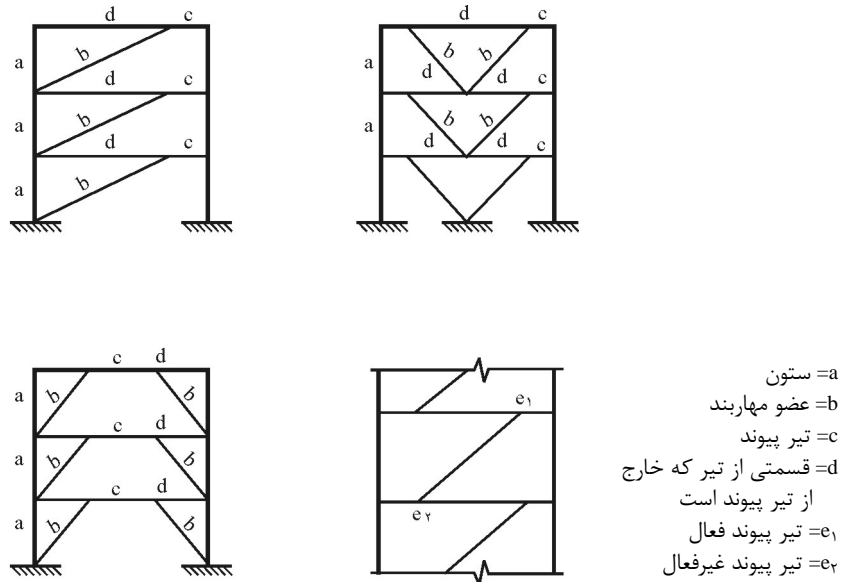
۱۰-۳-۱۰-۱ ملاحظات کلی

قاب‌های مهاربندی شده واگرا قاب‌هایی هستند که در آنها، مهاربندها در هر دهانه، با فاصله کمی از یکدیگر روی محور طولی تیر و یا با فاصله کمی از گره اتصال تیر به ستون، به تیر متصل می‌شوند. در این قاب‌ها رفتار جانبی لرزه‌ای سازه ترکیبی از عملکرد خمشی - برشی تیرها و ستون‌های دهانه مهاربندی شده و عملکرد کششی - فشاری مهاربندها می‌باشد. در شکل‌های ۱۰-۳-۲ و ۱۰-۳-۱۰ انواع این قاب‌ها نشان داده شده است.

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

الف - ناحیه تیر پیوند: به ناحیه‌ای اطلاق می‌شود که بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربند روی تیر و یا بین نقطه تلاقی محور یک عضو قطری مهاربند روی تیر و بر ستون یا ماهیچه قرار دارد. برای طول تیر پیوند اساساً محدودیت خاصی موجود نیست ولی از آنجا که رفتار سازه‌ای این تیر وابسته به طول آن است، توصیه می‌شود این طول بزرگ در نظر گرفته نشود و به حدود یک پنجم طول تیر محدود گردد.

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



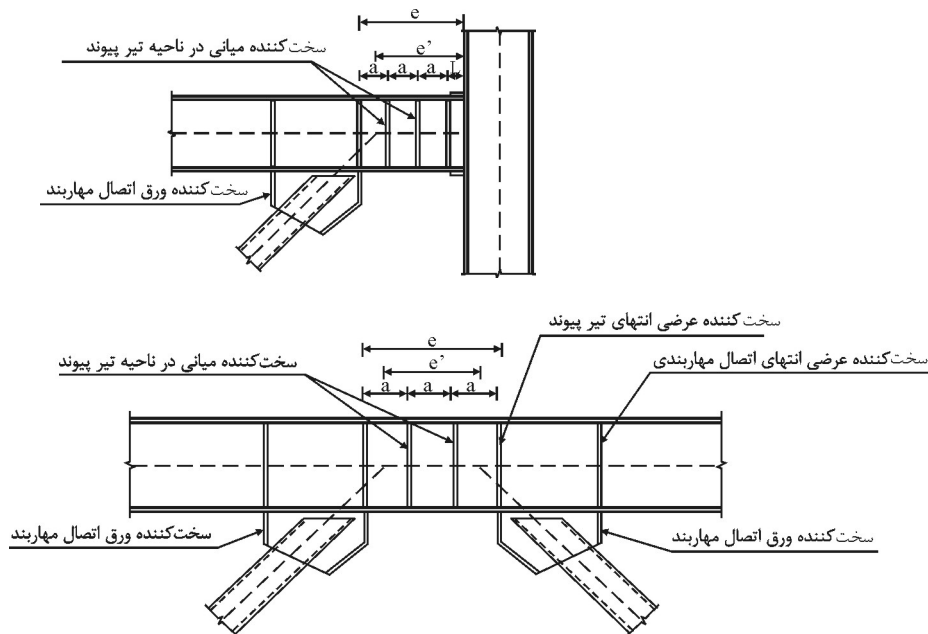
شکل ۱۰-۳-۱۰ اجزای مهاربندهای واگرا.

۲-۱۰-۳-۱۰ قاب‌های مهاربندی شده واگرای ویژه

۱-۲-۱۰-۳-۱۰ کلیات

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

۱-۱-۲-۱۰-۳-۱۰ در ساختمان‌های بلندتر از ۵ طبقه که با سیستم مهاربندی واگرای ویژه ساخته می‌شوند می‌توان در طبقه فوقانی از مهاربندهای همگرای معمولی یا ویژه، استفاده کرد و سیستم را همچنان واگرا در نظر گرفت و ضریب رفتار R آن را در محاسبات به کار برد.



شکل ۱۰-۳-۱۱ جزئیات تیر پیوند کناری و میانی.

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

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

۱۰-۳-۱-۴ طراحی قابهای مهاربندی شده واگرای ویژه باید علاوه بر ضوابط فصلهای ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ برای الزامات عمومی بندهای ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ و الزامات خاص این بخش طراحی شوند.

۲-۲-۱۰-۳-۱۰ تیر پیوند

۱-۲-۲-۱۰-۳-۱۰ محدودیت‌های تیر پیوند

در طراحی تیر پیوند محدودیت‌های زیر باید رعایت شوند:

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

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

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

ت - تیر پیوند ناحیه بحرانی تلقی شده و ضابطه بند ۱۰-۳-۴-۳ باید در مورد آن رعایت شود. عملیات جوشکاری در این تیر تنها برای اتصال ورق‌های سخت‌کننده مجاز می‌باشد.

۲-۲-۲-۱۰-۳-۱۰ نوع رفتار تیر پیوند

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

الف - اگر $e \leq \frac{1}{6} \frac{M_P}{V_P}$ باشد، رفتار برشی در تیر حاکم است و در این صورت برش موجود در تیر پیوند برابر V_P می‌باشد.

ب - اگر $e \geq \frac{2}{6} \frac{M_P}{V_P}$ باشد، رفتار خمشی در تیر حاکم است و در این صورت برش موجود در تیر پیوند برابر $\frac{2M_P}{e}$ می‌باشد.

در این روابط:

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

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

$$e = \text{طول تیر پیوند}$$

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

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

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

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

۱۰-۳-۲-۲-۱۰ مقاومت برشی تیر پیوند

الف - طراحی به روش تنش مجاز

طراحی تیر پیوند برای برش براساس تأمین نامساوی زیر صورت می‌گیرد:

$$V_a \leq V_v$$

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

مقاومت برشی مجاز تیر پیوند V_v ، با توجه به مقدار نیروی محوری P_a در آن،

کوچکترین دو مقدار زیر است:

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

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

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

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

(۱۷-۳-۱۰)

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

- اگر $\rho' \frac{A_w}{A_g} < 0.3$ باشد:

$$e \leq 0.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (18-3-10)$$

- اگر $\rho' \frac{A_w}{A_g} > 0.3$ باشد:

$$e \leq 0.6 \frac{M_p}{V_p} \times \left[1.15 - 0.5 \rho' \frac{A_w}{A_g} \right] \quad (19-3-10)$$

در این روابط:

A_g = سطح مقطع کلی تیر پیوند

A_w = سطح مقطع خالص جان در تیر پیوند مساوی با $(d - 2t_f)t_w$

P_a = نیروی محوری موجود در تیر

V_a = نیروی برشی موجود در تیر پیوند

V_v = نیروی برشی مجاز تیر پیوند

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

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

Z_b = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

e = طول تیر پیوند

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد}$$

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

$$P_y = \text{نیروی محوری تسلیم تیر پیوند مساوی با } F_y A_g$$

ب - طراحی به روش حالات حدی

طراحی تیر پیوند برای برش براساس تأمین نامساوی زیر صورت می‌گیرد:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

در این نامساوی V_u برش ضریب‌دار وارده به تیر و V_n مقاومت برشی اسمی تیر است. مقاومت برشی اسمی تیر پیوند V_n ، با توجه به مقدار نیروی محور P_u در تیر، کوچکترین دو مقدار زیر است:

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

$$V_n = \min \left\{ \frac{2M_p}{e}, V_p \right\} \quad (20-3-10)$$

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

شرایط زیر را برآورده نماید:

$$V_n = \min \left\{ \frac{2 \times 1.18 M_p \left(1 - \frac{P_u}{P_y} \right)}{e}, V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y} \right)^2} \right\} \quad (21-3-10)$$

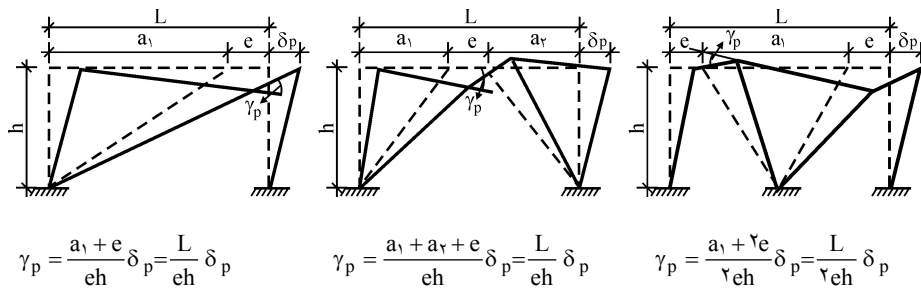
در موارد ب-۲ طول تیر پیوند نباید از مقادیر داده شده در روابط ۱۸-۳-۱۰ و ۱۹-۳-۱۰ بیشتر در نظر گرفته شود.

در این روابط:

$$\begin{aligned}
 P_u &= \text{نیروی محوری ضریب‌دار موجود در تیر} \\
 V_u &= \text{نیروی برشی ضریب‌دار موجود در تیر} \\
 V_n &= \text{مقاومت برشی اسمی تیر پیوند} \\
 M_p &= \text{لنگر پلاستیک تیر پیوند مساوی با } Z_b F_y \\
 V_p &= \text{برش پلاستیک تیر پیوند مساوی با } 0.6 F_y A_w \\
 Z_b &= \text{اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند} \\
 e &= \text{طول تیر پیوند} \\
 F_y &= \text{تنش تسلیم فولاد} \\
 P_y &= \text{نیروی محوری تسلیم تیر پیوند مساوی با } F_y A_g \\
 \phi_v &= \text{ضریب تقلیل مقاومت مساوی با } 0.9
 \end{aligned}$$

۱۰-۳-۱۰-۲-۴ دوران تیر پیوند

حداکثر دوران تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن، وقتی که تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طبقه مساوی حداکثر مقدار مجاز آن باشد، نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید. تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طبقه براساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی تعیین می‌شود. γ_p برای حالات مختلف در شکل ۱۰-۳-۱۲ نشان داده شده است.



δ_p = حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طبقه که از ضرب تغییرمکان جانبی نسبی حاصل از بار زلزله طرح در $0.7R$ به دست می‌آید.

شکل ۱۰-۳-۱۲

الف - در مواردی که طول تیر پیوند $\frac{M_P}{V_P} \leq 1/6 e$ باشد:

$$\gamma_P = 0/08 \quad (\text{رادیان}) \quad (22 - 3 - 10)$$

ب - در مواردی که طول تیر پیوند $\frac{M_P}{V_P} \geq 2/6 e$ باشد:

$$\gamma_P = 0/02 \quad (\text{رادیان}) \quad (23 - 3 - 10)$$

پ - برای مقادیر e بین دو مقدار فوق، γ_P را باید با درون‌یابی خطی تعیین نمود.

۱۰-۳-۱۰-۲-۲-۵ اتصال تیر پیوند به ستون

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

الف - اتصال تیر پیوند کناری به ستون، باید به صورت صلب باشد. این اتصال باید طوری طراحی شود که قادر به تحمل حداکثر دوران تیر پیوند، مطابق ضابطه بند (۱۰-۳-۱۰-۲-۲-۴) باشد. برای این منظور، طراحی این اتصال باید مطابق ضوابط اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه صورت گیرد. نیروی برشی و لنگر خمشی طراحی در اتصال در بندهای ب و پ زیر داده شده‌اند. پیش‌بینی ورق‌های پیوستگی و کنترل چشمه اتصال در ستون باید عیناً مشابه آنچه در قاب‌های خمشی ویژه عنوان شده انجام شود. مقاومت برشی لازم در چشمه اتصال باید با استفاده از لنگر خمشی انتهایی تیر پیوند تعیین گردد.

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

$$- \text{ در طراحی به روش تنش مجاز، } 1/25 V_v$$

$$- \text{ در طراحی به روش حالات حدی، } 1/25 V_n$$

مقادیر V_v و V_n مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۱۰-۲-۲ تعیین می‌شوند.

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

- در طراحی به‌روش تنش مجاز

$$M_p = 0.6 M_{exp} \quad (10-3-24)$$

- در طراحی به‌روش حالات حدی

$$M_n = M_{exp} \quad (10-3-25)$$

در این روابط:

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

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

$$F_{ye} = \text{تنش تسلیم مورد انتظار فولاد مساوی با } 1/1.5 F_y$$

۱۰-۳-۲-۲-۶ سخت‌کننده‌های تیر پیوند

تیرهای پیوند باید با تعدادی سخت‌کننده در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به‌تیر و نیز تعدادی سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند. مشخصات این سخت‌کننده‌ها باید براساس ضوابط بندهای زیر در نظر گرفته شوند:

الف - سخت‌کننده‌های انتهایی

سخت‌کننده‌های انتهایی، در دو انتهای محل اتصال هر مهاربند به‌تیر پیش‌بینی می‌شوند. این سخت‌کننده‌ها باید به‌صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند.

پهنای هریک از این سخت‌کننده‌ها نباید از $t_w - \frac{b_f}{4}$ و ضخامت آنها نباید از $0.75 t_w$ یا ۸ میلی‌متر، کمتر اختیار شود. b_f عرض بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان آن است.

ب - سخت‌کننده‌های میانی

سخت‌کننده‌های میانی در حد فاصل دو سخت‌کننده انتهایی پیش‌بینی می‌شوند. این سخت‌کننده‌ها در تیرهای با ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر و بیشتر باید به‌صورت یک جفت در دو سمت جان تعبیه گردند. در تیرهای با ارتفاع کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر می‌توان این سخت‌کننده‌ها را به‌صورت تکی در یک سمت جان تعبیه کرد. سایر مشخصات این سخت‌کننده‌ها مشابه سخت‌کننده‌های انتهایی است.

فواصل سخت‌کننده‌های میانی و تعداد آنها باید براساس ضوابط زیر در نظر گرفته شود:

ب - ۱ در مواردی که طول تیر پیوند $\frac{M_P}{V_P} \leq 1/6 e$ است، فاصله سخت‌کننده‌های میانی

نباید بیشتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران $0/08$ رادیان $(3 \cdot t_w - \frac{d_b}{\delta})$.

- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران $0/02$ رادیان یا کمتر، $(5 \cdot t_w - \frac{d_b}{\delta})$.

- برای تیرهای پیوند با زاویه دوران بین $0/02$ تا $0/08$ رادیان از درون‌یابی خطی بین دو مقدار فوق تعیین می‌شود.

ب - ۲ در مواردی که طول تیر پیوند $(\frac{M_P}{V_P} < e < 5 \frac{M_P}{V_P})$ است، یک سخت‌کننده

میانی باید به فاصله $1/5$ برابر عرض بال تیر پیوند از هریک از سخت‌کننده‌های انتهایی پیش‌بینی شود.

ب - ۳ در مواردی که طول تیر پیوند $(\frac{M_P}{V_P} < e < 2/6 \frac{M_P}{V_P})$ است، سخت‌کننده‌های

میانی باید هر دو شرط ب - ۱ و ب - ۲ را برآورده نمایند.

ب - ۴ در مواردی که طول تیر پیوند $(e > 5 \frac{M_P}{V_P})$ است، لزومی به تعبیه سخت‌کننده

میانی نمی‌باشد.

در روابط فوق:

$e =$ طول تیر پیوند

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

$V_p =$ برش پلاستیک تیر پیوند مساوی با $0/6 F_y A_w$

پ - اتصال سخت‌کننده‌ها به بال و جان تیر پیوند

اتصال سخت‌کننده‌ها به جان و بال‌های تیر پیوند باید توسط جوش گوشه برقرار گردد. اتصال سخت‌کننده‌ها به جان در طراحی تنش مجاز باید برای نیروی $0/6 A_{st} F_y$ و در طراحی

حالات حدی برای نیروی $A_{st} F_y$ محاسبه شود. اتصال سخت‌کننده‌ها به‌هریک از بال‌های تیر پیوند در طراحی تنش مجاز باید برای نیروی $\frac{1}{4} \times 0.6 A_{st} F_y$ و در طراحی حالات حدی برای نیروی $\frac{1}{4} A_{st} F_y$ محاسبه شود. A_{st} سطح مقطع عرضی هر یک از سخت‌کننده‌ها است.

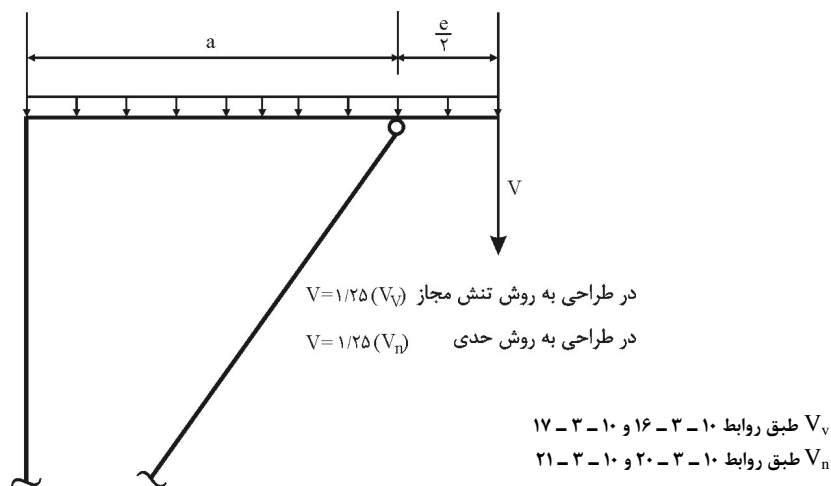
۳-۱۰-۳-۲-۲-۱۰-۲-۷ مهار جانبی تیر پیوند

در دو انتهای تیر پیوند در بال‌های فوقانی و تحتانی، باید مهارهای جانبی پیش‌بینی شود. این مهارها باید، در طراحی تنش‌های مجاز برای نیروی $0.6 \times 0.6 F_{ye} b_f t_f$ و در طراحی به‌روش حالات حدی برای نیروی $0.6 F_{ye} b_f t_f$ طراحی گردند. b_f عرض بال و ضخامت بال تیر پیوند و F_{ye} مساوی $1/15 F_y$ می‌باشد.

۳-۱۰-۳-۲-۱۰-۳ تیر خارج از تیر پیوند

۳-۱۰-۳-۲-۱۰-۱ تیر ناحیه خارج از تیر پیوند باید برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی ناشی از ترکیبات بارگذاری مختلف، مطابق ضوابط فصل‌های ۱۰-۱ یا ۱۰-۲، طراحی شود، با این تفاوت که به‌جای اثر زلزله در این ترکیبات باید شرایطی را منظور کرد که در آن تیر پیوند به‌حد اکثر ظرفیت باربری برشی خود زیر اثر بار جانبی زلزله رسیده باشد. برای این منظور می‌توان این تیر را برای تلاش‌های ناشی از بار قائم به‌اضافه تلاش‌های ناشی از برشی برابر با $1/25$ برابر ظرفیت برشی تیر پیوند، مطابق ضوابط بند ۳-۱۰-۳-۲-۱۰، که در محل نقطه عطف این تیر قرار داده می‌شود، طراحی نمود. مقاومت موجود تیر در این ناحیه باید $1/15$ برابر آنچه براساس ضوابط فصل‌های ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ محاسبه می‌گردد، منظور شود.

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



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

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

۱۰-۳-۲-۱-۴ محدودیت‌ها

در طراحی اعضای قطری مهاربند باید ضوابط زیر رعایت شود:

الف - لاغری اعضای قطری، نباید از $(4/23 \sqrt{\frac{E}{F_y}})$ تجاوز نماید.

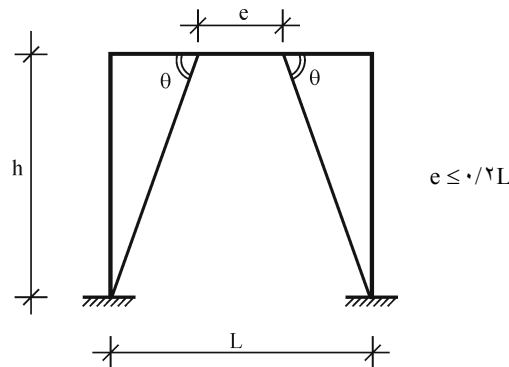
ب - ضریب طول مؤثر اعضای قطری، K ، در مهاربندهای واگرا برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

پ - قطری‌ها باید دارای مقاطع فشرده، مطابق ضابطه ۲-۴-۳-۱۰ باشند.

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

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

ج - توصیه می‌شود پیکربندی مهاربندها طوری در نظر گرفته شود که زاویه بین عضو مهاربند و تیر، θ ، بین ۳۰ تا ۶۰ درجه باشد.



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

۳-۱۰-۳-۲-۲-۱۰-۲ نیروهای طراحی مهاربندها

مهاربندها باید برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی، در صورت وجود، براساس شرایطی که برای تیر خارج از تیر پیوند در بند ۱۰-۳-۱۰-۲-۳-۱ عنوان شد، طراحی شوند. برای این منظور می‌توان مدل محاسباتی پیشنهاد شده در آن بند را به کار گرفت. مقاومت موجود در مهاربند باید براساس ضوابط فصل‌های ۱۰-۱ یا ۱۰-۲ به حساب آورده شود.

۳-۱۰-۳-۲-۱۰-۳ طراحی اتصالات مهاربندها

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

۱۰-۳-۱۰-۲-۵ طراحی ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی شده واگرا

۱۰-۳-۱۰-۲-۵-۱ ستون‌ها باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای مطابق ضابطه بند ۱۰-۳-۴-۲ باشند.

۱۰-۳-۱۰-۲-۵-۲ ستون‌ها و وصله‌های آنها باید علاوه بر الزامات بند ۱۰-۳-۶ مقاومت مورد نیاز برای ترکیبات مختلف بارگذاری، مطابق ضوابط فصل‌های ۱۰-۱ یا ۱۰-۲، را با شرایطی که در بند ۱۰-۳-۱۰-۲-۳-۱ عنوان گردید، تأمین نمایند. برای این منظور می‌توان مدل محاسباتی عنوان شده در آن بند را در نظر گرفت و برای کلیه تیرهای پیوند واقع در تراز بالاتر از تراز ستون مورد نظر به کار برد.

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

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

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

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

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

ت. در جان تیر در محل اتصال مهاربند به تیر، باید سخت‌کننده‌های زیر به‌عنوان حداقل در نظر گرفته شود.

- یک جفت سخت‌کننده در ابتدا و انتهای اتصال عضو قطری مهاربند
- یک جفت سخت‌کننده در داخل تیر پیوند، مطابق شکل‌های ۱۰-۳-۱۱.

۱۰-۴ - ساخت، نصب و کنترل

۴۱۵	مقدمه	۱-۴-۱۰
۴۱۵	دامنه کاربرد	۲-۴-۱۰
۴۱۶	مشخصات فولاد مصرفی	۳-۴-۱۰
۴۱۷	ساخت قطعات فولادی	۴-۴-۱۰
	رنگ آمیزی و گالوانیزه کردن قسمت‌های فولادی	۵-۴-۱۰
۴۲۶		
۴۳۲	رواداری‌ها	۶-۴-۱۰

۱۰-۴-۱ مقدمه

این فصل اختصاص به روش‌های تهیه مصالح، برشکاری، مونتاژ، جوشکاری، حمل، پیش‌نصب، برپاداشتن، نصب، کارهای تکمیلی جوشکاری و محکم کردن پیچ‌ها دارد.

۱۰-۴-۲ دامنه کاربرد

براساس مفاد این فصل و طبق نقشه‌ها و مدارک فنی، سازنده اسکلت موظف به انجام موارد زیر می‌باشد:

- تهیه مصالح*، تجهیزات و نیروی انسانی لازم.
- تهیه نقشه‌های اجرایی در هماهنگی با نقشه‌ها و مدارک فنی، تجهیزات و امکانات اجرایی.
- برشکاری، سوراخکاری و مونتاژ قطعات.
- جوشکاری قطعات مونتاژ شده.
- تمیزکاری و رنگ‌آمیزی قطعات.

* در بعضی موارد این کار برعهده کارفرما است.

- حمل قطعات ساخته شده به محل نصب.
- ایجاد امکانات لازم برای انبار کردن قطعات فولادی.
- پیش‌نصب قسمت‌های کار در محل کارگاه ساخت در صورت نیاز.
- برپاداشتن و تکمیل جوشکاری و یا محکم کردن پیچ‌ها، مونتاژ قطعات طبق نقشه‌ها در محل کار و کارهای تکمیلی

۱۰-۴-۳ مشخصات فولاد مصرفی

کلیه فولادهای مصرفی اعم از ورق، تیرآهن، ناودانی، نبشی، تسمه و غیره باید از انواع مذکور در فصل‌های ۱۰-۰ تا ۱۰-۳ باشد.

قطعات فولادی باید از معایبی که به مقاومت و یا شکل ظاهری آن لطمه می‌زند عاری باشند. به کار بردن فولادهای مصرف‌شده باید با اجازه ناظر و بعد از انجام آزمایش‌های لازم باشد. قطعات فولادی اعم از اجزای قاب، ستون‌ها و شاهتیرها باید حتی‌الامکان یکپارچه بوده و از وصله کردن قطعات کوتاه خودداری گردد، مگر آنکه محل وصله در نقشه‌های اجرایی مشخص شده باشد یا موافقت مهندس طراح برای اتصال مورد نظر جلب گردد.

هرگاه ناظر از مشخصات فولادهای وارد شده به کارخانه اطمینان نداشته باشد می‌تواند از هر ۱۰ تن نیمرخ فولادی مشابه به تعداد ۳ نمونه اتفاقی انتخاب و انجام آزمایش‌های زیر را مطابق استانداردهای ملی و یا ISO در مورد آنها تقاضا نماید:

- آزمایش مقاومت کششی با اندازه‌گیری تغییرشکل نسبی
- آزمایش شاری روی نمونه زخم‌دار.
- آزمایش خمش سرد
- آزمایش متالوگرافی و تعیین ترکیب شیمیایی

کارخانه سازنده باید با عرضه شماره و عنوان مصالح، مشخصات فنی مربوطه طبق مدارک رسمی و همچنین گزارش آزمایش‌های مصالح، ثابت کند که مصالح مناسب پیش‌بینی شده، مورد استفاده قرار گرفته است.

۱۰-۴-۴ ساخت قطعات فولادی

۱۰-۴-۴-۱ کلیات

کارفرما نقشه‌های محاسباتی فولادی را در اختیار پیمانکار قرار می‌دهد. پیمانکار موظف است براساس نقشه‌های مذکور ابتدا نقشه‌های اجرایی را تهیه و به تصویب طراح سازه برساند. کنترل مهندس طراح در حد انطباق با نقشه‌های محاسباتی و مشخصات فنی بوده و مسئولیت هندسه برش‌ها و قطعات برعهده سازنده اسکلت است.

نقشه‌های اجرایی باید کلیه اطلاعات و جزئیات لازم برای برش و ساخت قطعات اعم از ابعاد و اندازه‌ها، آماده‌سازی لبه‌ها برای جوشکاری، جزئیات جوش و اندازه پیچ‌ها و سوراخ‌های آنها را شامل شود.

نقشه‌های اجرایی، باید جوش‌های کارخانه‌ای را از جوش‌های کارگاهی متمایز کرده و نوع اتصال با پیچ‌ها (اتکایی یا اصطکاکی) و نیز حد سفت کردن آنها را به‌وضوح معین نموده باشد.

قبل از شروع به‌ساختن و نصب قطعات باید اندازه‌های مندرج در نقشه‌ها به‌منظور تطبیق کامل و جلوگیری از بروز هرگونه اشکال در موقع ساخت و نصب توسط پیمانکار به‌دقت کنترل گردد.

هر قطعه پس از آنکه به‌اندازه و شکل مشخص شده در نقشه‌ها ساخته شد، باید شماره و علامت‌گذاری شود.

برش، مونتاژ، جوشکاری و متصل کردن قطعات به یکدیگر باید در کارخانه سرپوشیده و مجهز ساخت اسکلت‌های فولادی توسط استادکاران و کارگران ماهر و زیر نظر متخصص فن انجام گردد.

۱۰-۴-۴-۲ بریدن و سوراخ کردن

ابتدا قطعات باید به‌ابعاد و شکل‌های لازم به‌دقت بریده شده و در محل‌های لازم سوراخ گردند. برش ورق‌هایی که در ساختن قطعات فولادی مصرف می‌گردد باید توسط دستگاه برش شعله ریلی انجام گیرد. برای ورق‌ها با ضخامت مساوی یا کمتر از ۱۲ میلی‌متر، برش توسط دستگاه گیوتین مجاز می‌باشد.

در این حالت لبه‌ها باید کاملاً یکنواخت و خالی از ناهمواری‌های بیش از ۳ میلی‌متر باشد. ناهمواری‌ها و زخم‌های بیش از ۳ میلی‌متر را باید با سنگ زدن و در صورت لزوم تعمیرکاری توسط جوش، هموار کرد.

در نیمرخ‌های سنگین و قطعات ساخته‌شده با جوش به‌ضخامت بیش از ۴۰ میلی‌متر، باید قبل از برش گرمایی، پیش‌گرمایش تا دمای حداقل ۶۵ درجه سلسیوس انجام شود. برش نیمرخ‌های فولادی (تیرآهن، ناودانی و نبشی) که برای ساخت مهارها، تیرها، ستون و اتصال آن مصرف می‌شوند، در صورت موافقت مهندس ناظر می‌تواند با اره یا برش دستی انجام گیرد. در هر صورت کلیه ناصافی‌هایی که بر اثر برش به‌وجود می‌آید باید با سنگ زدن برطرف شود.

سوراخ‌های نهایی ورق‌ها باید به‌کمک مته دوار انجام پذیرد. برای سوراخ‌های با قطر زیاد می‌توان ابتدا با قطر کوچکتر سوراخی توسط منگنه ایجاد نمود و بعد با مته سوراخ را به‌قطر دلخواه رساند. قطعاتی که با پیچ به‌هم متصل می‌گردند در صورت امکان باید همه به‌هم خال‌جوش شده و با هم سوراخ‌کاری شوند.

به‌کارگیری روش‌های گرم کردن موضعی و یا تغییرشکل مکانیکی برای ایجاد انحنا یا راست کردن قطعات با تأیید ناظر مجاز می‌باشد، ولی دمای موضع گرم شده نباید از ۶۵۰ درجه سلسیوس برای فولاد معمولی و ۵۶۵ درجه سلسیوس برای فولاد پرمقاومت و آلیاژی بیشتر شود. این دما باید به‌کمک گچ‌های رنگی مخصوص که در دمای حدود ۶۰۰ درجه تغییر رنگ می‌دهند، مورد کنترل قرار گیرد.

۱۰-۴-۳ ساخت و آماده کردن قطعات قبل از مونتاژ

قطعات فولادی باید طوری ساخته شوند که هیچ نوع تغییرشکلی غیر از آنچه در نقشه مشخص شده در آنها به‌وجود نیاید. انحنا و تغییرشکل‌هایی که طبق نقشه و یا دستور مهندس ناظر لازم باشد، هنگام ساختن قطعات ایجاد می‌شود.

پخ‌زنی و آماده کردن لبه قطعات برای جوشکاری باید هنگام برش شعله، با زاویه دادن به‌سر مشعل یا با سنگ‌زنی‌های بعدی انجام پذیرد. استفاده از دستگاه‌های پخ‌زن ضربه‌ای برای قطعات و ورق‌های با ضخامت بیش از ۱۲ میلی‌متر مجاز نمی‌باشد. پخ‌زنی و آماده کردن لبه‌ها باید مطابق جزئیات اجرایی درزهای پیش‌پذیرفته بوده و قبلاً به‌تأیید ناظر رسیده باشد.

۱۰-۴-۴-۴ اتصال با جوش

برای برقراری اتصالات جوشی رعایت مشخصات مندرج در آیین‌نامه جوشکاری ساختمانی* لازم است. علاوه بر مفاد آیین‌نامه مذکور، رعایت موارد زیر لازم می‌باشد.

الف - پیمانکار باید برای انواع جوش‌ها قبل از شروع جوشکاری، نوع الکتروود مصرفی و قطر آن، شدت جریان و ولتاژ، تعداد پاس‌ها، نحوه آماده‌سازی لبه‌ها و تمام اطلاعات اجرایی دیگر را توسط مهندس یا کاردان ارشد جوشکاری بر روی برگه‌های «دستورالعمل جوشکاری - WPS» ثبت نموده و در تمام مدت جوشکاری در اختیار جوشکار، سرپرست کارگاه جوشکاری و ناظرین قرار دهد. برگه‌های «دستورالعمل جوشکاری» باید قبلاً به تأیید مهندس ناظر رسیده باشند.

ب - جوشکاری باید طبق نقشه‌ها و مدارک فنی، توسط جوشکاران ماهر ارزیابی شده انجام گردد و چنانچه مهندس ناظر لازم بداند باید جوشکاران دارای گواهینامه جوشکاری از وزارت کار یا مراجع ذیصلاح دیگر بوده و یا قبل از انجام کار توسط مهندس ناظر آزمایش لازم از آنها به عمل آید.

پ - قبل از جوشکاری باید سطوح مورد نظر از مواد زاید (گرد و خاک، زنگ‌زدگی، رنگ و غیره) کاملاً پاک شود.

ت - جوشکاری به‌طور کلی در دمای محیط جوشکاری زیر صفر درجه سلسیوس خصوصاً در جریان باد ممنوع است. در صورتی که جریان هوا یکنواخت و ثابت بوده و بتوان محیط جوشکاری را به شعاع حداقل ۱۰ سانتی‌متر با وسایل مناسب به‌نحوی گرم کرد که با دست کاملاً محسوس باشد و محیط جوشکاری حفاظت گردد، جوشکاری بلامانع است.

ث - جوشکاری نباید بیش از آنچه در نقشه ذکر شده انجام شود، مگر با تأیید مهندس ناظر و طراح.

ج - شدت جریان و نوع الکتروودها باید طوری انتخاب شوند که جوش کامل و دارای نفوذ کافی مطابق نقشه‌ها بوده و قطعات مورد اتصال به‌قدر کافی ذوب شوند. سطح جوش باید عاری از شیار، قسمت‌های برآمده، بریدگی و گودافتادگی باشد.

* نشریه ۲۲۸ دفتر تحقیقات و استانداردهای فنی معاونت راهبردی و برنامه‌ریزی.

- چ - چنانچه جوشکاری در بیش از یک عبور انجام شود، قبل از انجام عبور بعدی، پوسته عبور قبلی باید به کمک چکش گلزن و برس سیمی، پاک گردد.
- ح - بین قطعاتی که مستقیماً به طریق جوش گوشه به هم جوش می‌شوند نباید درزی بیش از ۲ میلی‌متر موجود باشد.
- خ - ترتیب عملیات جوشکاری باید به نحوی انجام گیرد که قطعات مربوطه از شکل اصلی خارج نشده و از تاب برداشتن و اعوجاج بیشتر از حد رواداری‌های بند ۱۰ - ۴ - ۶ بیشتر نگردد.
- د - بر روی تمام جوش‌ها باید آزمایش‌های کنترل کیفیت چشمی توسط بازرس جوش انجام و نتیجه این آزمایش‌ها به مهندس ناظر و کارفرما گزارش شود. در جدول ۱۰ - ۴ - ۱ میزان آزمایش‌های غیرمخرب جوش ارایه شده است. نتیجه تمام این آزمون‌ها باید در پرونده‌های مخصوص ثبت شده در اختیار مهندس ناظر قرار گیرند. تفسیر مهندس ناظر از نتایج آزمایش قطعی محسوب می‌گردد.
- مهندس ناظر می‌تواند مستقیماً آزمایش‌های کنترل کیفیت بر روی قطعات انجام داده و یا دستور تکرار و تجدید آزمایش‌های لازم توسط پیمانکار را بنماید.
- ذ - روش اجرا باید طوری ترتیب داده شود که مقدار جوش‌های کارگاهی لازم به حداقل برسد، به طوری که ساخت قطعات با جوش در کارخانه انجام شده و اتصال در کارگاه حتی‌المقدور توسط پیچ پرمقاومت برقرار شود.

۱۰-۴-۴-۵ پیش‌نصب

در صورتی که دستگاه نظارت لازم بدانند، پیمانکار موظف است تیرها و ستون‌های فولادی را در محل کارخانه یا پای کار پیش‌نصب نماید. هدف از پیش‌نصب تیرها و ستون‌ها حصول اطمینان از دقت ساخت و کیفیت جفت و جور شدن قطعات در هنگام نصب می‌باشد. همچنین در هنگام پیش‌نصب، خیز شاهتیر تحت بار خود اندازه‌گیری شده و با خیز مندرج در نقشه‌ها مقایسه خواهد شد. جفت و جور شدن قطعات بادبندها نیز با بستن تعدادی از آنها مورد کنترل قرار خواهد گرفت.

جدول ۱۰-۴-۱ میزان آزمایش‌های غیرمخرب جوش هنگام تولید و نصب

نوع آزمایش	نوع جوش مورد آزمایش
بازرسی چشمی (VI)	۱- صد درصد کلیه جوش‌ها
پرتونگاری یا فراصوت (RT یا UT)	۲- صد درصد جوش‌های لب به لب عرضی بال‌های کششی، اعضای کششی خریاها، ۱/۶ عمق جان تیرها در مجاورت بال کششی* و جوش شیاری ورق روسری و زیرسری به ستون در اتصال صلب تیر به ستون
پرتونگاری یا فراصوت (RT یا UT)	۳- ده درصد جوش‌های لب به لب طولی بال‌های کششی و اعضای کششی خریاها
پرتونگاری یا فراصوت (RT یا UT)	۴- بیست درصد جوش‌های لب به لب عرضی و طولی در بال‌های فشاری و اعضای فشاری خریاها و ستون‌ها
پرتونگاری یا فراصوت (RT یا UT)	۵- بیست درصد جوش‌های لب به لب عرضی جان تیرها که شامل بند ۲ فوق نمی‌باشد و جوش‌های لب به لب طولی جان تیرها
رنگ نافذ (PT)	۶- ده درصد جوش گوشه بال به جان و سخت‌کننده‌ها
رنگ نافذ	۷- صد درصد جوش‌های گوشه اتصالات مهاربندها و اتصالات تیر به ستون*

* در صورت حصول نتایج مثبت، مهندس ناظر می‌تواند دستور تقلیل آزمایشات را تا حداقل ۳۰ درصد صادر نماید.

به‌هنگام پیش‌نصب باید حداقل ۲۵ درصد از پیچ‌های هر اتصال که کمتر از دو پیچ نباشد، بسته شوند. پیچ‌های پیش‌نصب می‌تواند از نوع پیچ‌های معمولی انتخاب گردد. از این پیچ‌ها بعداً به‌عنوان پیچ‌های اصلی نباید استفاده نمود. قطعات پیش‌نصب‌شده، بعد از علامت‌گذاری، باز شده و به‌همراه ورق‌های اتصال برای حمل به کارگاه، انبار خواهند شد.

۱۰-۴-۴-۶ اتصال با پیچ

۱۰-۴-۴-۱ اصلاح سوراخ‌ها

برای مونتاژ نهایی قطعات، بعد از آنکه قطعات علامت‌گذاری شده بر روی خرک چیده شدند و ورق‌های اتصال بر روی سوراخ‌ها قرار گرفت، قطعات به‌وسیله سمبه‌هایی که از سوراخ‌های اتصال می‌گذرند در جای خود ثابت می‌شوند. در کارگاه ساخت، انطباق سوراخ‌ها مورد کنترل

دقیق قرار می‌گیرد. ولی باز هم امکان دارد که حداکثر تا ۱۵ درصد سوراخ‌های یک محل به علت عدم دقت‌های ساخت کاملاً منطبق نباشند. در چنین حالتی باید این سوراخ‌ها را با گذراندن یک پیچ امتحانی پیدا کرده، به وسیله برقی زدن آنها را اصلاح نمود. حداکثر قطر برقوی مصرفی ۳ میلی‌متر بزرگتر از قطر پیچ می‌باشد و برقوزنی نباید قطر سوراخ را بیش از ۵ میلی‌متر افزایش دهد.

استفاده کردن از برش شعله برای گشاد کردن سوراخ‌ها مجاز نیست.

۱۰-۴-۴-۶-۲ بستن و محکم کردن پیچ‌های اصطکاکی

محکم کردن پیچ‌های هر اتصال در دو مرحله انجام می‌گیرد. اول، تعدادی از پیچ‌ها تا حد سفتی کامل محکم می‌شوند، تا اطمینان حاصل شود که سطوح تماس کاملاً به هم چسبیده‌اند، سپس تمام پیچ‌ها در سوراخ قرار گرفته کاملاً سفت می‌شوند. در مرحله دوم، با چرخاندن اضافی مهره، پیچ‌ها پیش‌تنیده می‌گردند. در هر یک از مراحل محکم کردن پیچ‌ها باید از قسمتی که اتصال صلب‌تر است و صفحات تغییرشکل کمتری می‌دهند شروع به بستن پیچ‌ها کرد. در وصله‌ها، قسمت صلب اتصال، وسط ورق اتصال می‌باشند. بعد از محکم کردن پیچ‌های وسط با حفظ تقارن و ترتیب، پیچ‌های کناری تا لبه آزاد ورق اتصال محکم می‌شوند. سپس می‌توان به پیچ‌های وسط پرداخت تا اطمینان حاصل شود سفت کردن پیچ‌های کناری، آنها را از حالت کاملاً سفت خارج نکرده است. در تمام مراحل محکم کردن پیچ‌ها باید دقت کرد از چرخیدن پیچ و مهره با هم جلوگیری به عمل آید.

سفتی کامل را در پیچ به‌حالتی می‌گویند که کارگر ماهر با آچار معمولی بدون آنکه با وزن خود به‌دسته آچار نیرو وارد کند، با به‌کارگیری آخرین توان خود نتواند پیچ را از آن محکم‌تر نماید. برای پیش‌تنیده کردن چنین پیچی باید مهره آن را به‌اندازه مقداری که در جدول ۱۰-۴-۲ مشخص شده اضافه چرخاند. این چرخش اضافی را می‌توان به کمک آچار دسته بلند، یا با آچار معمولی با استفاده از دو کارگر یا به‌وسیله آچار بادی تأمین نمود. حصول پیش‌تنیدگی باید توسط آچار مدرج (ترک‌متر) تأیید گردد.

جدول ۱۰-۴-۲ چرخش اضافی لازم برای پیش‌تنیده کردن پیچ‌ها

تعداد دور اضافه برای پیش‌تنیده کردن پیچ‌ها	طول پیچ (L)
دور $\frac{1}{3}$	$L \leq 4D$
دور $\frac{1}{2}$	$4D < L \leq 8D$
دور $\frac{2}{3}$	$8D < L \leq 12D$

D قطر پیچ می‌باشد.

اگر در چرخاندن پیچ‌ها از آچارهای بادی استفاده شود، باید فشار باد را طوری تنظیم کرد که در یک مرحله، مهره‌ها را بدون چرخیدن پیچ تا مرحله سفتی کامل برساند و در مرحله بعد با ازدیاد فشار باد یا با دست به‌روشی که در بالا گفته شد پیچ‌ها را پیش‌تنیده کرد. تنظیم باد کمپرسور متضمن استفاده از آچار مدرج (تورک متر) یا آزمون و خطاهای متوالی می‌باشد و باید در آن دقت کامل به‌عمل آید. باز کردن پیچ‌هایی که به‌حد پیش‌تنیدگی رسیده‌اند و استفاده مجدد از آنها مجاز نمی‌باشد.

در اتصال پیچ پرمقاومت، سطوحی که در تماس با سرپیچ و یا مهره آن قرار می‌گیرند نباید شیبی بیش از یک بیستم نسبت به‌صفحه عمود بر محور پیچ داشته باشند. در صورت عدم تأمین این شرط باید با استفاده از واشر شیدار، موازی نبودن سطوح را جبران کرد. قطعاتی که با پیچ پرمقاومت به‌یکدیگر متصل می‌شوند، باید کاملاً به‌هم جفت شده باشند و نباید ورق پرکننده یا هر نوع مصالح تغییرشکل‌پذیر دیگری بین آنها گذارده شود، لیکن استفاده از ورق‌های پرکننده با مقاومت نظیر قطعات اتصال و ضخامت یکنواخت مجاز است.

هنگامی که قطعات نصب می‌شوند، باید کلیه سطوح اتصال (شامل سطوح مجاور کله‌پیچ‌ها و مهره‌ها) از قسمت‌های پوسته‌شده و دیگر مواد زاید عاری باشد، مخصوصاً سطوح تماس اتصالات اصطکاکی باید کاملاً تمیز باشد و اثری از پوسته زنگ، رنگ، لاک، انواع روغن و مصالح دیگر در آنها وجود نداشته باشد.

پیچ‌های پرمقاومت را باید مطابق با مشخصات مندرج در استاندارد مربوط مورد استفاده قرار داد.

در جدول ۱۰-۴-۳ مشخصات مکانیکی پرچ‌ها و پیچ‌ها و در جدول ۱۰-۴-۴ میزان نیرو و لنگر پیش‌تنییدگی ارزیابی شده است.

جدول ۱۰-۴-۳ مشخصات مکانیکی پرچ‌ها و پیچ‌ها

توضیح	نام تجاری پیچ یا پرچ		تنش تسلیم	تنش نهایی
	DIN	ASTM	F_y (kg/cm ^۲)	F_u (kg/cm ^۲)
پرچ	UST ۳۶		۲۰۵۰	۳۳۰۰
	UST ۳۸		۲۲۵۰	۳۷۰۰
		A۵۰۲ و Gr۱	۱۹۰۰	
		A۵۰۲ و Gr۲	۲۶۰۰	
پیچ معمولی	۴/۶		۲۴۰۰	۴۰۰۰
	۵/۶		۳۰۰۰	۵۰۰۰
		A ۳۰۷		۴۲۰۰
پیچ پرمقاومت	۸/۸		۶۴۰۰*	۸۰۰۰
	۱۰/۹		۹۰۰۰*	۱۰۰۰۰
		A ۳۲۵	۵۹۰۰-۶۴۰۰*	(d ≤ ۲۵mm), ۸۲۵۰
			۵۱۰۰-۵۶۰۰*	(d ≤ ۲۵mm), ۷۲۵۰
		A ۴۹۰	۸۲۵۰-۹۰۰۰*	۱۰۰۰۰

* نظیر کرنش ۰/۵ درصد

جدول ۱۰-۴-۴ نیروی پیش‌تنییدگی و لنگر پیچشی پیش‌تنییدگی متناظر برای پیچ‌های ۱۰/۹

پیچ	نیروی پیش‌تنییدگی kN	لنگر پیچشی لازم	
		گریسکاری با MOS _v kN.m	روغن کاری شده kN.m
M ۱۲	۶۰	۰/۱	۰/۲۱
M ۱۶	۱۱۰	۰/۲۵	۰/۳۵
M ۲۰	۱۷۰	۰/۴۵	۰/۶
M ۲۲	۲۱۰	۰/۶۵	۰/۹
M ۲۴	۲۵۰	۰/۸	۱/۱
M ۲۷	۳۱۵	۱/۲۵	۱/۶۵
M ۳۰	۳۹۰	۱/۶۵	۲/۲
M ۳۶	۵۶۰	۲/۸	۳/۸

* برای رده ۸/۸ می‌توان از تناسب استفاده کرد.

۱۰-۴-۴-۳ کنترل پیش‌تنیدگی پیچ‌ها

پیمانکار موظف است کنترل کیفیت دقیقی بر عملیات بستن پیچ و مهره‌ها در کارگاه نصب اعمال داشته، گزارش‌های مربوط به این کنترل‌ها را جهت بررسی و تأیید مهندس ناظر اعلام نماید.

مهندس ناظر می‌تواند رأساً یا از طریق آزمایشگاه با صلاحیت، مستقلاً پیش‌تنیدگی پیچ‌ها را کنترل نماید. در هر صورت تصمیم مهندس ناظر در مورد کفایت پیش‌تنیدگی پیچ‌ها قطعی خواهد بود.

برای پیچ‌های پرمقاومت به کار گرفته شده در طرح، نیروی پیش‌تنیدگی لازم برای سفت کردن پیچ‌ها برابر ۵۵ درصد مقاومت نهایی پیچ می‌باشد. لازم به ذکر است که با پیچاندن اضافی مهره‌ها ممکن است کشش پیچ به‌طور قابل ملاحظه‌ای از مقدار فوق‌الذکر بیشتر شوند ولی این موضوع اشکالی دربر ندارد.

در پیچ‌هایی که وسیله چرخاندن اضافه مهره طبق جدول ۱۰-۴-۲ پیش‌تنیده می‌شوند، بعد از آنکه پیچ‌ها کاملاً سفت شدند به وسیله یک گچ رنگی نقطه‌ای از پیچ و مهره را که روبروی هم قرار دارند، علامت‌گذاری کرده سپس کنترل می‌گردد که چرخش اضافی مطابق جدول ۱۰-۴-۳ به میزان کافی انجام شده باشد. برای کنترل پیش‌تنیدگی پیچ‌ها باید از تورک‌متر مناسب که قبلاً در یک آزمایشگاه مورد قبول کالیبره شده است، استفاده به عمل آورد.

۱۰-۴-۴-۷ انبار کردن، حمل و رفع معایب

انبار نمودن و حمل قطعات فولادی در کارگاه ساخت و محل نصب باید به‌نحوی صورت گیرد که قطعات تغییرشکل نداده و تنش‌های بیش از حد مجاز در آن ایجاد نشود و هیچ آسیبی به آن وارد نیاید. قطعاتی که به‌هر علتی تغییرشکل داده یا آسیب دیده‌اند، باید قبل از به‌کارگیری به‌نحو رضایت‌بخشی با تأیید مهندس ناظر اصلاح و مرمت گردند. در صورتی که تعمیر قسمت‌های معیوب بدون کم کردن مقاومت آن میسر نباشد باید آن قسمت‌ها تعویض گردند.

قطعات فولادی باید در محیطی دور از رطوبت انبار گردند. در صورت انبار کردن قطعات در محیط باز، باید زیر قطعات سکوه‌های مناسبی قرار داد تا قطعه با زمین فاصله

داشته باشد. تعداد و فاصله سکوها باید به نحوی انتخاب گردد که قطعات دچار تنش یا تغییرشکل بیش از حد نگردند.

جابه‌جا کردن قطعات باید با در نظر گرفتن ضوابط ایمنی با وسایل مناسب و به نحوی انجام گیرد که تنش‌های اضافی در این قطعات ایجاد نشود. قطعات سنگین با شکل و فرم خاص باید با قلاب نمودن در نقاط مناسب و یا نقاطی که قبلاً تعیین و علامت‌گذاری شده است بلند شوند تا هنگام جا به‌جا کردن و نصب، تنش و تغییرشکل زیاد در هیچ قسمتی ایجاد نشده و به‌اتصالات برشی و سوراخ‌های پیچ‌ها نیز آسیبی وارد نگردد.

۱۰-۴-۵ رنگ آمیزی و گالوانیزه کردن قسمت‌های فولادی

قسمت‌های فولادی باید در مقابل خوردگی محافظت شوند که برای این منظور باید سطوح آنها رنگ شود.

۱۰-۴-۵-۱ مواد مورد استفاده

رنگ‌های مورد استفاده برای قسمت‌های فولادی باید از نوع آماده و مناسب با شرایط آب و هوایی منطقه باشند و استفاده از رنگ‌ها پس از مشخص شدن کارخانه تولیدکننده آنها منوط به تصویب مهندس ناظر می‌باشد.

تمام موارد مورد استفاده جهت آماده‌سازی سطح و رنگ‌آمیزی آن باید مطابقت کامل با استانداردهای معتبر داشته و مورد تصویب مهندس ناظر قرار گیرند. در هر صورت حصول به کیفیت نهایی مطلوب برعهده پیمانکار خواهد بود.

۱۰-۴-۵-۲ آماده‌سازی سطوح

تمیزکاری با پاشش مواد ساینده بهترین روش برای از بین بردن رنگ، اکسیدهای حاصل از نورد، و رنگ‌های قدیمی با چسبندگی کم می‌باشد. به‌طور کلی در مورد آماده‌سازی سطح با پاشش مواد ساینده موارد زیر حایز اهمیت می‌باشند:

۱. اطمینان از فشار مؤثر باد. مقدار صحیح فشار باد در آماده‌سازی با مواد ساینده، تقریباً

2 kg/cm^2 می‌باشد. بعد از آماده‌سازی سطح با مواد ساینده، باید بلافاصله سطح را با آستری مناسب پوشش داد. البته قبل از اعمال آستری باید گرد و خاک بر روی سطح را با هوای فشرده (بدون آب و روغن) و یا جاروی برقی صنعتی کاملاً تمیز کرد.

۲. اگر مقدار زنگ و رنگ‌ها، با چسبندگی کم بر روی سطح زیاد باشد، بهتر است که ابتدا با تراشیدن، حجم مواد زائد را کم کرده و سپس عملیات آماده‌سازی با پاشش مواد ساینده را آغاز نمود.

۳. سطوح آلومینیومی آماده‌سازی نشده و یا سایر فلزات سبک و آهن گالوانیزه شده، سطوح مشکلی برای رنگ‌آمیزی می‌باشند، زیرا چسبندگی لایه پرایمر به سطوح فوق بسیار کم می‌باشد. در این شرایط ابتدا باید سطح را با یک حلال قوی کاملاً چربی‌زدایی کرد. سپس یک لایه واش پرایمر بر روی سطح اعمال نموده و آنگاه سیستم رنگ ارایه شده را بر روی آن اعمال نمود.

۱۰-۴-۵-۳ درجات مختلف کیفیت آماده‌سازی سطوح

تمیزکاری با برس سیمی و یا پاشش مواد ساینده باید با توجه به چگونگی انجام کار به نتیجه‌ای مطلوب منتهی شود.

درجات آماده‌سازی

سطوح فولادی قبل از اعمال آستری‌ها به صورت زیر طبقه‌بندی می‌شود. درجات آماده‌سازی که در زیر آورده می‌شوند، بیانگر تمیزی سطح فولاد می‌باشند که باید از کثافات و چربی‌ها پاک شده و همچنین لایه‌های ضخیم زنگ از روی سطح آن برداشته شده باشند.

Sa 1: تمیز کردن به صورت ماسه‌پاشی خفیف

سطح فولاد پس از ماسه‌پاشی و به‌هنگام بازرسی بدون استفاده از ذره‌بین، باید عاری از روغن، چربی، کثیفی و نیز لایه اکسید حاصل از نورد که چسبندگی آن کم می‌باشد و زنگ و پوشش‌های رنگی و مواد خارجی باشد.

Sa 2: تمیز کردن به صورت ماسه پاشی عمیق

سطح فولاد پس از ماسه پاشی، به هنگام بازرسی بدون استفاده از ذره بین باید عاری از روغن، چربی و کثیفی باشد و نیز بیشترین مقدار لایه اکسید حاصل از نورد، زنگ و پوشش‌های رنگی و مواد خارجی از روی سطح زدوده شده باشد. هرگونه مواد آلاینده باقیمانده باید به سختی به سطح چسبیده باشند.

Sa 2.5: تمیز کردن به صورت ماسه پاشی عمیق تر

سطح فولاد پس از ماسه پاشی، به هنگام بازرسی بدون استفاده از ذره بین باید عاری از روغن، چربی و کثیفی باشد و نیز باید لایه اکسید حاصل از نورد، زنگ، پوشش‌های رنگی و مواد خارجی کاملاً زدوده شده باشند. هرگونه اثر به جا مانده از مواد آلاینده، فقط به صورت لکه‌های جزئی به شکل خال‌ها و نوارها به نظر بیاید.

Sa 3: تمیز کردن به صورت ماسه پاشی با حصول سطح نقره‌ای

سطح فولاد پس از ماسه پاشی، به هنگام بازرسی بدون استفاده از ذره بین باید عاری از روغن، چربی و کثیفی باشد و نیز باید لایه اکسید حاصل از نورد، زنگ، پوشش‌های رنگی و مواد خارجی کاملاً زدوده شده باشند. اینچنین سطحی باید دارای نمای فلزی یکنواخت نقره‌ای باشد.

۱۰-۴-۵-۴ رنگ آمیزی

برای حفاظت سازه‌های فولادی در مقابل خوردگی باید کلیه سطوح رنگ آمیزی شوند، مگر در مواردی که از سوی دستگاه نظارت تصریح شوند. همچنین به جز حالت‌های ویژه‌ای که مشخص شده باشد، کارهای فولادی که در تماس با بتن باید قرار گیرند، لازم نیست رنگ شوند.

۱. قبل از شروع عملیات رنگ آمیزی باید تمام سطوح را کاملاً تمیز، خشک و آماده نمود به قسمی که برای اعمال رنگ شرایط مناسبی داشته باشند. در هر مورد شروع کار منوط به تأیید مهندس ناظر خواهد بود. به عبارت دیگر قبل از شروع هر قشر رنگ آمیزی، نوع رنگ آمیزی، نوع رنگ، سیستم رنگ آمیزی و قشر قبلی باید توسط مهندس ناظر بازدید و تأیید گردد.

۲. رنگ مصرفی باید کاملاً سطح مورد نظر را پوشش داده و برای جلوگیری از سوسماری شدن پوشش، باید رنگ‌های آستر و رویه از یک کارخانه تهیه شوند. رنگ‌آمیزی سطوح بزرگ باید با اسپری بی‌هوا صورت گیرد. تنها برای لکه‌گیری‌ها استفاده از قلم‌مو مجاز است.
۳. رنگ‌آمیزی باید در محیط مناسب و سربسته انجام شود.
۴. قطعاتی که تازه رنگ شده‌اند باید از گرد و خاک محافظت شده و سطح رنگ‌آمیزی تا زمان تحویل موقت حفاظت شوند.
۵. رنگ‌آمیزی باید در شرایط آب و هوای منطبق با کاتالوگ معتبر کارخانه سازنده رنگ صورت گیرد.
۶. در شرایط محیطی خشک پیمانکار موظف است عملیات رنگ‌آمیزی را حداکثر تا ۲۴ ساعت پس از تمیز نمودن سطوح انجام دهد، مشروط بر آنکه دمای شرایط نگهداری سطوح با کاتالوگ کارخانه سازنده تطابق داشته و به‌تصویب دستگاه نظارت رسیده باشد.
۷. در سطوح و لبه‌هایی از سازه فولادی که پس از رنگ‌آمیزی جوش خواهند شد، باید رنگ‌آمیزی در فاصله پنج سانتی‌متری از خط جوش متوقف شود.
۸. تمام نقاطی که رنگ قطع شده و سطح فلز بیرون است باید تمیز شده و مجدداً رنگ‌آمیزی شوند به طوری که سطح کاملاً پوشیده شده و یکپارچگی رنگ با سطوح مجاور رنگ‌شده تأمین گردد.
۹. در تمام سطوحی که طبه‌کردن، وجود ترک‌ها و پوسته شدن رنگ و سایر علایم حاکی از این است که چسبندگی رنگ به سطح تأمین نشده است، باید عملیات ترمیم انجام گیرد. بدین ترتیب که رنگ سطوح فوق به‌طور کامل برداشته شود و مجدداً عملیات مربوط به آماده نمودن سطوح و رنگ‌آمیزی صورت گیرد.
۱۰. سطوح تمام‌شده رنگ‌آمیزی باید دارای مشخصات زیر باشد:
یکنواختی ظاهری در رنگ، یکنواخت بودن میزان ماتی و شفافیت رنگ، عدم ایجاد موج و سایه، نداشتن چروک و پخش نشدن پوسته رنگ، انطباق لایه اجرا شده با مشخصات، ایجاد پوشش کامل و بدون شره، عدم چسبندگی سطوح رنگ شده با دست و لباس و تمیز بودن سطوح از گرد و غبار.

۱۱. اگر در حین اجرای عملیات نصب، رنگ قطعات صدمه ببیند (بواسطه عملیات جوشکاری، حمل، بستن و یا ...) پیمانکار باید سطوح موردنظر را تمیز نموده، به طوری که سطوح فولادی ظاهر شوند و سپس براساس مشخصات فنی لایه‌های رنگ متناسب و سازگار با لایه قبلی و مجاور را در فواصل زمانی مناسب جهت پوشش دادن کامل استفاده نماید.
۱۲. نقاشی و رنگ کاری نباید در هوای سرد یا تاریک و یا زمانی که درصد رطوبت هوا بالا باشد انجام گیرد. در رطوبت بیش از ۸۰ درصد و در حالتی که اختلاف دمای محیط و نقطه شبنم کمتر از ۵ درجه باشد، رنگ آمیزی ممنوع می‌باشد.
۱۳. سطوح غیرقابل دسترس: به جز سطوح تماس بقیه سطوحی که بعد از ساخت، قابل دسترس نخواهد بود باید قبل از جمع کردن کار، تمیز و رنگ آمیزی شود. (البته در صورتی که در مدارک طرح و محاسبه این عمل خواسته شده باشد).
۱۴. سطوح تماس: در اتصالات اتکایی (غیراصطکاکی)، رنگ کردن سطوح تماس به طور کلی مجاز است. در اتصالات اصطکاکی شرایط لازم در سطوح تماس باید طبق مقررات مربوط به پیچ‌های اصطکاکی رعایت شود.
۱۵. سطوح صاف و آماده شده: سطوحی که با ماشین کردن آماده می‌شوند باید در مقابل خوردگی محافظت شوند. بدین منظور از یک لایه مصالح ضدزنگ که بتوان آن را قبل از نصب به آسانی برطرف کرد یا مصالح مخصوصی که احتیاج به برطرف کردن نداشته باشد، می‌توان استفاده کرد.
۱۶. سطوح مجاور جوش کارگاهی: به جز حالت‌هایی که در مدارک طرح و محاسبه به عنوان شرط خاص قید شده باشد، کلیه سطوحی که در فاصله ۵ سانتی متری از محل هر جوش کارگاهی قرار می‌گیرند، باید از موادی که به جوشکاری صدمه می‌زند و یا در حین جوشکاری گازهای سمی و مضر تولید می‌کند، کاملاً پاک شود. قبل از جوشکاری باید رنگ کارخانه‌ای از روی سطوحی که جوش انجام می‌گیرد، توسط برس سیمی کاملاً برطرف و پاک گردد.

۱۰-۴-۵-۵ انبارداری رنگ

رنگ‌ها باید در مکانی انبار شوند که دمای محیط حداقل برابر ۱۸ و حداکثر ۳۵ درجه سلسیوس باشد. در این خصوص توصیه‌های کارخانه سازنده رنگ می‌تواند ملاک عمل واقع گردد.

۱۰-۴-۵-۶ ضخامت رنگ

هر لایه رنگ آمیزی باید با توجه به میزان تعیین شده توسط سازنده رنگ انجام گیرد. اما ضخامت رنگ خشک شده نباید از حداقل ضخامت رنگ تعیین شده کمتر شود. چنانچه میزان تعیین شده در یک دست رنگ نتواند ضخامت لازم را تأمین کند، رنگ آمیزی باید مجدداً تکرار شود تا حداقل ضخامت مورد لزوم به دست آید. کلیه مصالح قطعات فولاد باید طبق مشخصات جدول ۱۰ - ۴ - ۵ رنگ شود.

جدول ۱۰-۴-۵ حداقل ضخامت رنگ آمیزی قطعات فولادی در شرایط محیطی مختلف

نوع و ضخامت رنگ			آماده سازی سطح فولاد	شرایط محیطی
قطعه فولادی در معرض شرایط جوی	قطعه فولاد به صورت روباز لیکن درون محیط بسته	قطعه فولاد در داخل دیوار و نازک کاری	Sa 2	معتدل ^(۱)
۴۰ میکرون ضدزنگ الکیدی ۴۰ میکرون لایه میانی الکیدی ۴۰ میکرون رویه الکیدی	۴۰ میکرون ضدزنگ الکیدی ۴۰ میکرون رویه الکیدی	۴۰ میکرون ضدزنگ الکیدی		
۶۰ میکرون آستر اپوکسی غنی از روی ۶۰ میکرون آستر میانی اپوکسی ۶۰ میکرون رویه اپوکسی پلی یورتان	۴۰ میکرون آستر اپوکسی غنی از روی ۴۰ میکرون لایه میانی اپوکسی ۴۰ میکرون رویه اپوکسی	۴۰ میکرون آستر اپوکسی غنی از روی	Sa 2.5	سخت ^(۲)
مثل ناحیه جزر و مدی که نیاز به مطالعه خاص دارد حداقل سه لایه اپوکسی با ضخامت کل ۴۰۰ میکرون	۶۰ میکرون آستر اپوکسی غنی از روی ۶۰ میکرون لایه میانی اپوکسی ۶۰ میکرون رویه اپوکسی پلی یورتان	۴۰ میکرون آستر اپوکسی غنی از روی ۴۰ میکرون رویه اپوکسی	Sa 3	بسیار سخت و ساحلی ^(۳)

- (۱) شرایط معتدل، شرایط آب و هوایی با رطوبت نسبی متوسط کمتر از ۵۰٪
- (۲) شرایط سخت، شرایط آب و هوایی با رطوبت نسبی بیش از ۸۰٪ و یا آتمسفر صنعتی
- (۳) شرایط بسیار سخت، شرایط آب و هوایی با رطوبت نسبی متوسط بیش از ۸۰٪ همراه با بخار کلر یا نظایر آن
- (۴) در صورتی که دستورالعمل رنگ آمیزی توسط کارشناس ذیصلاح تهیه شود، می توان از شرایط جدول فوق عدول نمود.
- (۵) صفحاتی که قرار است در اتصال اصطکاکی روی هم قرار گیرند، نباید رنگ شوند، فقط به لایه ای در حد ۲۰ میکرون به عنوان رنگ انبارداری نیاز می باشد.

(۶) میکرون $\frac{1}{1000}$ میلی متر است.

۱۰- ۴- ۵- ۷ گالوانیزه کردن

عملیات گالوانیزه کردن باید با شیوه غوطه‌وری داغ به‌وسیله روی با خلوص ۰/۹۸ در هر مترمربع انجام شود.

قبل از عملیات گالوانیزه کردن سطح فلز باید کاملاً تمیز و عاری از هرگونه آلودگی‌های خارجی گردد.

در مورد قطعات گالوانیزه شده و محل‌هایی که مورد عملیات جوشکاری قرار خواهند گرفت نباید نزدیکتر از ۵ سانتی‌متر به‌محل جوش گالوانیزه شوند، چنین قسمت‌هایی که گالوانیزه نشده‌اند مطابق آنچه در بخش رنگ‌آمیزی آورده شده است، باید مورد عملیات ترمیم قرار گیرند.

۱۰- ۴- ۶ رواداری‌ها

۱۰- ۴- ۱ رواداری‌های جوش

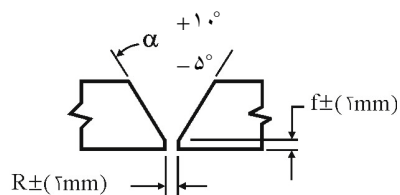
۱. قطعاتی که باید به‌وسیله جوش گوشه به‌یکدیگر جوش شوند، باید تا حد امکان در تماس نزدیک با یکدیگر قرار گیرند. فاصله ریشه (بازشدگی درز) نباید از ۵ میلی‌متر بزرگتر گردد. اگر فاصله ریشه از ۲ میلی‌متر بزرگتر شود، اندازه ساق جوش مندرج در نقشه، باید به‌اندازه آن افزایش یابد و یا سازنده به‌طریقی اثبات نماید که ضخامت مؤثر گلولی مورد نظر حاصل شده است.

بازشدگی بین سطوح در تماس جوش‌های انگشتانه و کام و همچنین فاصله بین تسمه پشت‌بند با ورق در درزهای لب به‌لب نباید از ۲ میلی‌متر بزرگتر گردد. استفاده از مصالح پرکننده مجاز نیست مگر اینکه استفاده از آن در نقشه‌ها تصریح شده باشد و یا به‌تأیید مهندس طراح برسد.

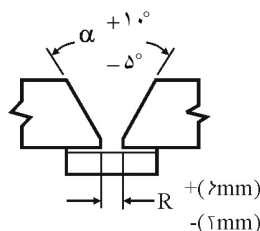
۲. قطعاتی که توسط جوش شیاری با نفوذ نسبی در امتداد طولی به‌یکدیگر متصل می‌شوند، باید تا حد امکان در تماس با یکدیگر قرار گیرند. فاصله ریشه بین دو قطعه نباید از ۵ میلی‌متر بزرگتر گردد.

۳. قطعاتی که با جوش شیاری به‌صورت لب به‌لب به‌یکدیگر متصل می‌شوند، باید با دقت با یکدیگر هم‌مباد و تراز شوند. حداکثر ناهمترازی بین دو قطعه، مساوی ۱۰ درصد ضخامت قطعه نازکتر یا حداکثر ۳ میلی‌متر می‌باشد. برای اصلاح ناهمترازی نباید شیئی بزرگتر از ۱۲ میلی‌متر در ۳۰۰ میلی‌متر به‌وجود آورد. اندازه‌گیری ناهمترازی باید بر مبنای میان‌تار قطعات انجام شود، مگر اینکه در نقشه‌ها به‌نحو دیگری مشخص شود (شکل ۱۰- ۴- ۲).

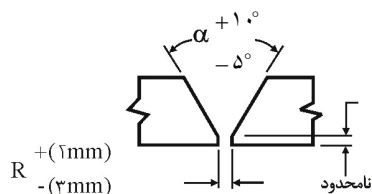
۴. رواداری‌های مربوط به زاویه شیار، فاصله ریشه و ضخامت ریشه در شکل ۱۰-۴-۱ نشان داده شده است. در صورتی که ابعاد و اندازه مقطع جوش اختلافی بیش از مقادیر ارائه شده در شکل (یا در ادامه) با اندازه نشان داده شده در نقشه‌ها داشته باشد، درز با شرایط زیر قابل



(الف) جوش شیاری بدون پشت بند - بدون جوش پشت



(ب) جوش شیاری با تسمه پشت بند - بدون جوش پشت



(پ) جوش شیاری بدون پشت بند - با جوش پشت

بدون جوش پشت	جوش پشت	
$\pm 2 \text{ mm}$	نامحدود	۱ - ضخامت ریشه
$\pm 2 \text{ mm}$	$+2 \text{ mm}$ -3 mm	۲ - الف - فاصله ریشه بدون پشت بند
$+6 \text{ mm}$ -2 mm	کاربرد ندارد	۲ - ب - فاصله ریشه با پشت بند
$+1.0^\circ$ -5°	$+1.0^\circ$ -5°	۳ - زاویه شیار

توجه: کلیه اندازه‌ها برحسب میلی‌متر.

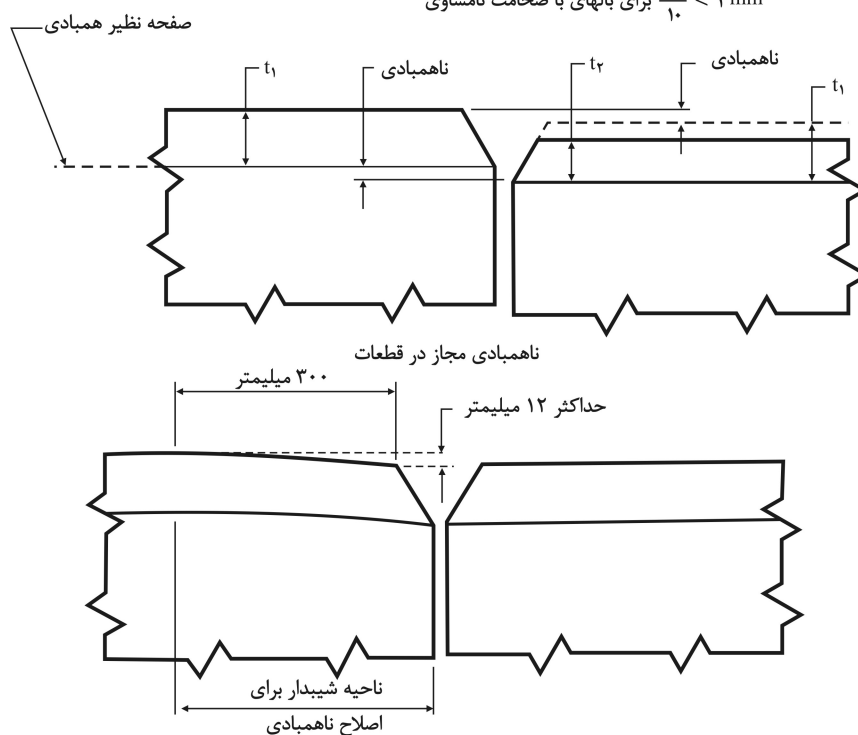
شکل ۱۰-۴-۱ رواداری‌های مونتاژ در درزها با جوش شیاری.

پذیرش است. در صورتی که اختلاف فاصله ریشه با مقدار نقشه بزرگتر از رواداری مجاز مذکور در شکل ۱۰-۴-۱ باشد ولی از دو برابر ضخامت ورق نازکتر و یا ۲۰ میلی‌متر (هر کدام که کوچکتر باشند) بزرگتر نباشد، با استفاده از جوشکاری (قبل از جوشکاری درز اتصال) قابل اصلاح است.

۵. قطعاتی که به یکدیگر جوش می‌شوند، باید همبند یکدیگر قرار گرفته و به وسیله پیچ، گیره، گوه، قید و یا خال جوش در وضعیت خود تا اتمام جوشکاری تثبیت شوند. در صورت امکان استفاده از قید و قالب، توصیه می‌شود. لازم است آزادی‌های مناسب برای جمع‌شدگی و تابیدگی وجود داشته باشد.

$$3 \text{ mm} < \frac{t_1}{10} \text{ برای بالهای با ضخامت مساوی}$$

$$3 \text{ mm} < \frac{t_2}{10} \text{ برای بالهای با ضخامت نامساوی}$$



شکل ۱۰-۴-۲ اصلاح ناهمبندی و ناهم‌محوری.

۱۰-۴-۶-۲ کنترل اعوجاج و جمع‌شدگی

۱۰-۴-۶-۲-۱ در مونتاژ و انجام جوش درزهای اعضای ساخته شده از ورق یا نیمرخ و همچنین تقویت نیمرخ‌ها، دستورالعمل و توالی جوشکاری باید طوری انتخاب شود که مقادیر اعوجاج و جمع‌شدگی حداقل گردد.

۱۰-۴-۶-۲-۲ تا حد امکان، توالی جوش‌ها باید طوری انتخاب شود که حرارت جوشکاری در حین پیشرفت جوشکاری، متعادل گردد.

۱۰-۴-۶-۲-۳ سازنده باید روش مونتاژ، دستورالعمل جوشکاری، و توالی جوشکاری را طوری انتخاب نماید که قطعه به‌دست آمده منطبق بر ضوابط کنترل کیفی قطعه باشد. قبل از شروع جوشکاری، توالی جوشکاری و برنامه کنترل اعوجاج باید جهت اطلاع و اظهار نظر به‌مهندس ناظر تسلیم گردد.

۱۰-۴-۶-۲-۴ مسیر پیشرفت جوشکاری یک عضو، باید از نقطه با گیرداری بیشتر به سمت نقطه با آزادی بیشتر باشد.

۱۰-۴-۶-۲-۵ در هنگام مونتاژ، درزهایی که در آنها انتظار انقباض بزرگتری می‌رود باید قبل از درزهایی جوش شوند که انتظار انقباض کمتری از آنها داریم. جوشکاری این درزها باید تا حد امکان با گیرداری کمی انجام شود.

۱۰-۴-۶-۲-۶ در ساخت اعضای ورقی و اعضای ساخته شده از ورق و نیمرخ، قطعه‌سازی باید قبل از مونتاژ انجام گردد. یعنی ابتدا باید ورق‌ها طبق طول و عرض نقشه‌ها سرهم گردند و سپس مونتاژ و جوش عضو انجام شود. اعضا با طول بلند را می‌توان به‌چند قطعه تقسیم نمود. در هنگام وصله کردن قطعات فوق در کارگاه یا کارخانه، جوش بال‌ها و جان باید نسبت به محوره‌های حداقل و حداکثر مقطع، متعادل باشد.

۱۰-۴-۶-۲-۷ در جوشکاری تحت شرایط گیرداری خارجی سخت در مقابل جمع‌شدگی، جوشکاری باید به‌طور پیوسته تا اتمام کل کار یا نقطه‌ای که دارای آزادی در مقابل ترک‌خوردگی است، انجام یابد. در حین جوشکاری نباید اجازه داده شود دمای درز کمتر از دمای مقرر برای پیش‌گرمایش یا دمای بین‌پاسی گردد.

۱۰-۴-۶-۳ رواداری‌های ابعادی

۱۰-۴-۶-۳-۱ برای ستون‌ها و اعضای اصلی خرپا که با استفاده از جوش ساخته می‌شوند، بدون توجه به‌سطح مقطع، میزان انحراف مجاز در ریسمانی بودن عضو (انحراف محور عضو از خط راست) برابر است با (شکل ۱۰-۴-۳):
- برای اعضای با طول کمتر از ۹ متر:

$$* \text{طول عضو برحسب متر} \times \frac{3 \text{ mm}}{3}$$

- برای اعضای با طول ۹ تا ۱۴ متر مساوی ۱۰ میلی‌متر

- برای اعضای با طول بزرگتر از ۱۴ متر:

$$14 - \text{طول عضو برحسب متر} \times \frac{3 \text{ mm}}{3} + 10 \text{ mm}$$

۱۰-۴-۶-۳-۲ برای تیرها و شاه‌تیرهای جوش شده، بدون توجه به‌مقطع، که در آنها هیچ انحنای خاص (نظیر پیش‌خیز) وجود ندارد، میزان انحراف مجاز از همراستایی (ریسمانی بودن) برابر است با:

$$* \text{طول عضو برحسب متر} \times \frac{3 \text{ mm}}{3}$$

۱۰-۴-۶-۳-۳ برای تیرها و شاه‌تیرها، (مختلط و غیرمختلط)، بدون توجه به‌سطح مقطع، میزان انحراف مجاز از انحنای پیش‌خیز عضو در پیش‌نصب قطعات عضو در کارخانه، برابر است با (شکل ۱۰-۴-۴):

$$* \text{همان رواداری} \frac{S}{1000} \text{ می‌باشد. (S دهانه تیر)}$$

در وسط دهانه:

جدول ۱۰-۴-۶

انحراف مجاز	طول دهانه
-۰ تا +۲۰mm	<۲۰m
-۰ تا +۳۰mm	≥۲۰m و ≤۳۰m
-۰ تا +۴۰mm	≥۳۰m

در تکیه‌گاه:

±۰mm برای تکیه‌گاه‌های انتهایی

±۳mm برای تکیه‌گاه‌های داخلی

برای نقاط میانی:

$$-۰ \text{ و } +\frac{4a(1-a/s)}{s}(b)$$

که در آن:

a = فاصله نقطه مورد نظر تا نزدیکترین تکیه‌گاه (متر)

s = طول دهانه (متر)

b = ۲۰ میلی‌متر برای دهانه‌های کوچکتر از ۲۰ متر،

۳۰ میلی‌متر برای دهانه‌های مساوی یا بزرگتر از ۲۰ متر و کوچکتر از ۳۰ متر،

۴۰ میلی‌متر برای دهانه‌های مساوی یا بزرگتر از ۳۰ متر

به‌جای استفاده از رابطه، می‌توان از جدول ۱۰-۴-۷ استفاده نمود.

جدول ۱۰-۴-۷ رواداری‌های انحنای پیش‌خیز تیرها برای تیرهای غیرمختلط

a/s					دهانه
۰/۵	۰/۴	۰/۳	۰/۲	۰/۱	
۴۰	۳۸	۳۴	۲۵	۱۴	≥۳۰ m
۳۰	۲۹	۲۵	۱۹	۱۱	۲۰ ≤ L < ۳۰
۲۰	۱۹	۷	۱۳	۷	<۲۰m

یادآوری:

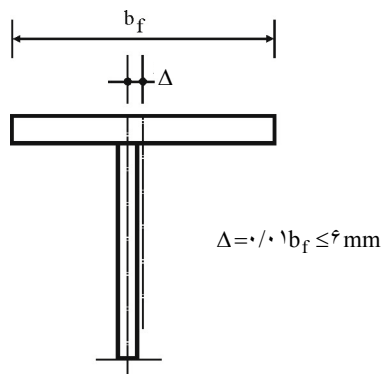
بدون توجه به چگونگی نمایش پیش خیز در نقشه‌ها، علامت (+) نشان‌دهنده بالای منحنی و پیش خیز و علامت (-) نشان‌دهنده پایین منحنی می‌باشد.
 رواداری‌های ارایه شده در فوق برای تیرهایی که به صورت یکپارچه ساخته می‌شوند نیز اعمال می‌گردد. اندازه‌گیری‌های پیش‌خیز باید در حالت بدون بار انجام شود.

۱۰-۴-۶-۳-۴ برای تیرها با انحنای افقی، انحراف مجاز از منحنی در وسط دهانه برابر است با:

$$\pm 3 \text{ mm} \times \frac{\text{طول دهانه بر حسب متر}}{3}$$

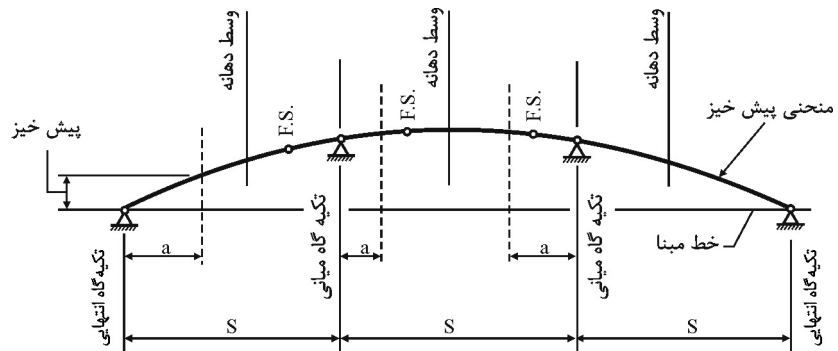
مشروط بر اینکه عضو دارای انعطاف‌پذیری کافی برای اتصال بادبندهای عرضی و قاب‌های عرضی بدون آسیب رساندن به اعضای سازه‌ای باشد.

۱۰-۴-۶-۳-۵ برای اعضای ورقی (مثل مقطع H و I و T)، حداکثر اختلاف بین محور مرکزی جان و محور مرکزی بال در محل‌های تماس، مساوی $0.1 b_f$ یا ۶ میلی‌متر می‌باشد (شکل ۱۰-۴-۳).



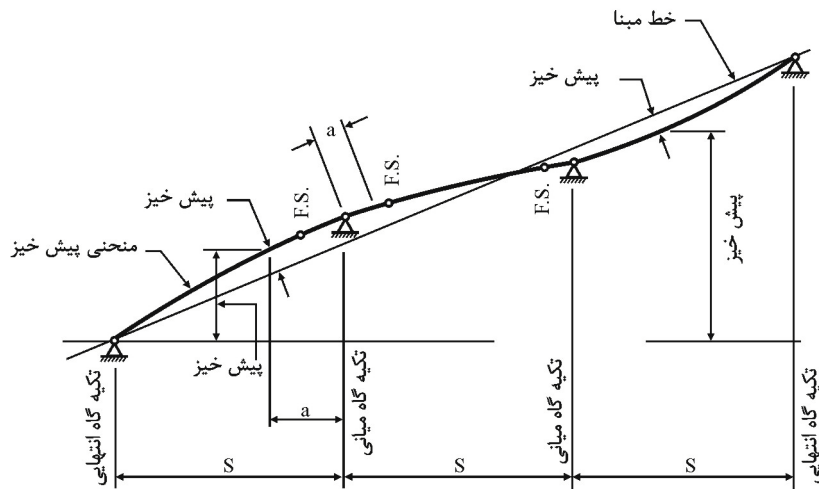
شکل ۱۰-۴-۳ رواداری محل اتصال جان به بال.

۶-۳-۶-۴-۱۰ برای تیرها، انحراف مجاز از صفحه‌ای بودن جان تیر مساوی $\frac{d}{۱۵}$ می‌باشد که d ارتفاع تیر می‌باشد.



F.S. وصله کارگاهی

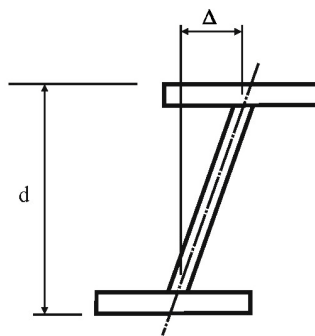
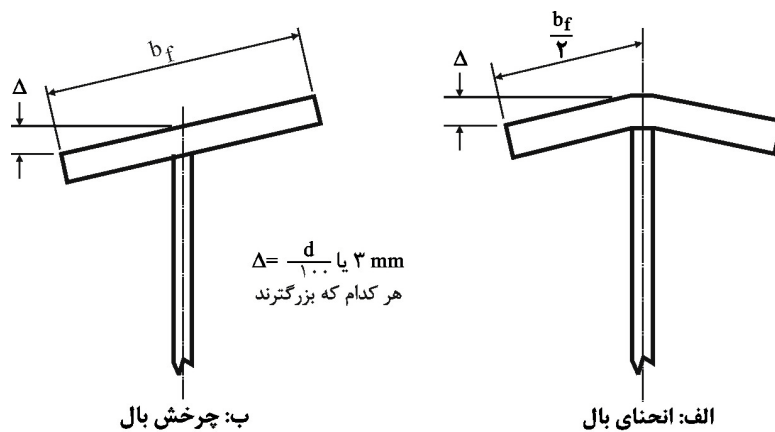
نمای جانبی پیش‌نصب تیر



نمای جانبی پیش‌نصب تیر

شکل ۴-۴-۱۰ روش اندازه‌گیری پیش‌خیز تیرها.

۷-۳-۶-۴-۱۰ میزان رواداری چرخشی و انحنای بال در تیورورق‌های جوشی مطابق شکل ۵-۴-۱۰ می‌باشد:



$\Delta = \frac{d}{300}$ یا ۳ mm
هر کدام که بزرگترند
پ: اعوجاج مقطع

شکل ۵-۴-۱۰ رواداری‌های انحراف بال.

۸-۳-۶-۴-۱۰ برای تیورورق‌های جوشی، رواداری مجاز پهنای بال مساوی ± 3 میلی‌متر برای پهنای کوچکتر یا مساوی ۳۰۰ میلی‌متر و ± 4 میلی‌متر برای پهنای بزرگتر

می‌باشد. رواداری مجاز در ارتفاع کل تیر که در صفحه مرکزی جان اندازه‌گیری می‌شود، مطابق جدول ۱۰ - ۴ - ۸ می‌باشد.

جدول ۱۰-۴-۸ رواداری مجاز ارتفاع تیرورق

رواداری مجاز	ارتفاع تیر (میلی‌متر)
± 3	≤ 900
± 5	$900 < h \leq 1800$
$+8$ و -5	> 1800

۱۰-۴-۶-۴ سخت‌کننده تکیه‌گاهی در محل بارهای متمرکز

انتهای سخت‌کننده تکیه‌گاهی باید نسبت به جان گونیا و در تماس کامل با بال باشد. حداقل باید ۷۵ درصد مساحت کل سخت‌کننده در تماس با بال باشد. سطح خارجی بال که بر صفحه نشیمن فولادی تکیه می‌کند، در ۷۵ درصد سطح تصویر جان و سخت‌کننده‌ها باید در تماس با صفحه نشیمن با حداکثر $0/25$ میلی‌متر بادخور باشد. در ۲۵ درصد باقیمانده حداکثر بادخور ۱ میلی‌متر است. در صورتی که سخت‌کننده انتهایی موجود نباشد، حداکثر بادخور در ۷۵ درصد سطح تصویر جان، $0/25$ میلی‌متر و مساوی ۱ میلی‌متر در ۲۵ درصد سطح باقیمانده می‌باشد. در این حالت زاویه بین بال تحتانی و جان ۹۰ درجه است. (شکل‌های ۱۰ - ۴ - ۶ و ۱۰ - ۴ - ۷).

۱۰-۴-۶-۵ رواداری سخت‌کننده‌ها

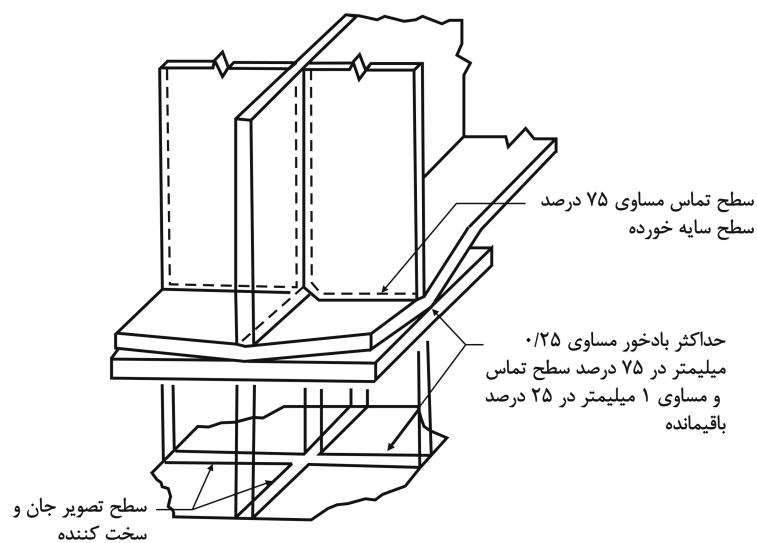
۱۰-۴-۶-۵-۱ جفت شدن سخت‌کننده‌ها. در جفت شدن کامل سخت‌کننده میانی در حدفاصل دو بال، بادخوری در حد ۲ میلی‌متر پذیرفتنی است.

۱۰-۴-۶-۵-۲ انحناهای داخل و خارج از صفحه لبه سخت‌کننده‌های میانی.

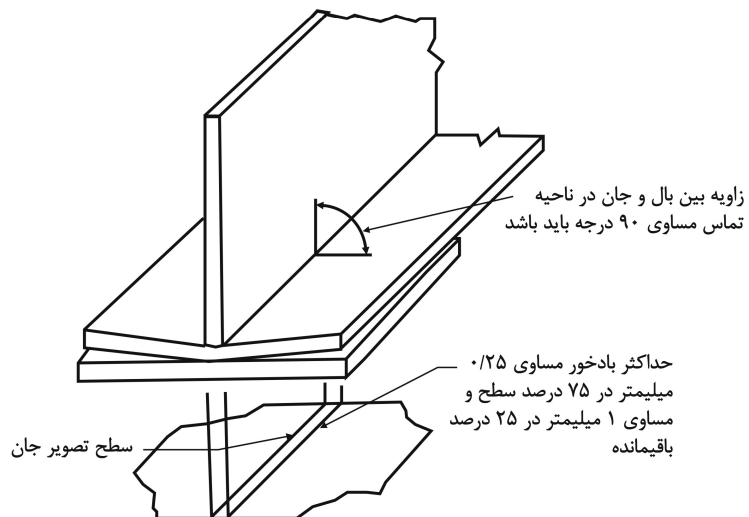
میزان حداکثر رواداری در ناراستایی سخت‌کننده میانی به شرح جدول ۱۰ - ۴ - ۹ است:

جدول ۱۰-۴-۹ انحناى سخت‌کننده تکیه‌گاهی

رواداری (میلی‌متر)	ارتفاع تیرورق (میلی‌متر)
۱۳	≤ 1800
۲۰	> 1800



شکل ۱۰-۴-۶ رواداری در محل تماس تیر با تکیه‌گاه - تیر با سخت‌کننده تکیه‌گاهی.



شکل ۱۰-۴-۷ رواداری در محل تماس تیر با تکیه‌گاه - تیر بدون سخت‌کننده تکیه‌گاهی.

۱۰-۴-۶-۵-۳ انحنای داخل و خارج از صفحه لبه سخت‌کننده‌های تکیه‌گاهی و جانمایی آن. میزان حداکثر رواداری در ناراستایی سخت‌کننده‌های تکیه‌گاهی به شرح جدول ۱۰-۴-۱۰ است:

جدول ۱۰-۴-۱۰ انحنای سخت‌کننده‌های تکیه‌گاهی

رواداری (میلی‌متر)	ارتفاع تیوروق (میلی‌متر)
۶	≤ 1800
۱۳	> 1800

حداکثر رواداری محور مرکزی واقعی سخت‌کننده از محور مرکزی تئوریک (نظری) مساوی $\pm t/2$ می‌باشد که t ضخامت سخت‌کننده است.

۱۰-۴-۶-۶ مقطع جوش

۱۰-۴-۶-۶-۱ در شکل‌های ۱۰-۴-۸ الف و ب، مقاطع مطلوب قابل پذیرش و در شکل ۱۰-۴-۸ پ، مقاطع غیرقابل پذیرش جوش‌های گوشه نشان داده شده است. همان‌طور که شکل‌های الف و ب، نشان می‌دهد، سطح جوش گوشه تا مقدار محدودی می‌تواند محدب یا مقعر باشد (بدون فرورفتگی ناگهانی).

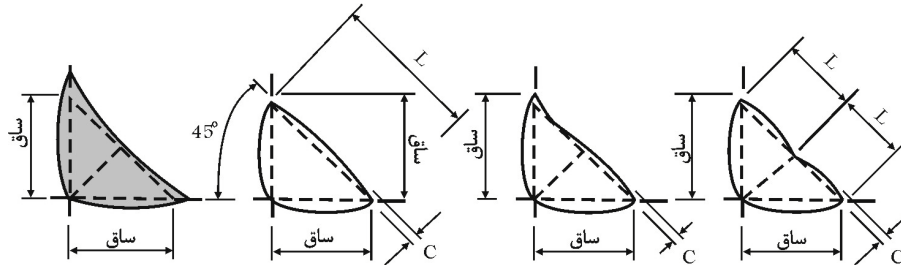
۱- به‌استثنای جوش خارجی در اتصال گونیا، مقدار تحدب سطحی جوش گوشه (C) نباید از مقادیر مندرج در شکل ۱۰-۴-۸ تجاوز نماید.

۲- به‌استثنای عیوب مربوط به‌بریدگی پای جوش، وجود سایر عیوب در دو انتهای جوش‌های منقطع، خارج از طول مؤثر جوش، مهم نمی‌باشد.

۱۰-۴-۶-۶-۲- جوش‌های شیاری ترجیحاً باید با حداقل تحدب (R) اجرا شوند. در درزهای لب به لب یا اتصالات گونیا، حداکثر تحدب R مساوی ۳ میلی‌متر می‌باشد و باید دارای انتقال تدریجی با سطح فلز پایه باشد (شکل ۱۰-۴-۸ ت). کلیه جوش‌های شیاری نشان داده شده در شکل ۱۰-۴-۸ ث، به‌علت داشتن ناپیوستگی سطحی غیرقابل پذیرش می‌باشند.

ساق جوش را پای جوش نیز گویند.

اندازه جوش همان اندازه ساق می باشد.



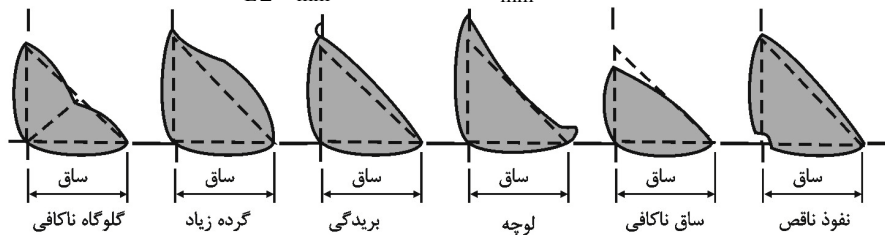
(الف) تعریف مقطع جوش گوشه

(ب) مقاطع قابل پذیرش جوش گوشه

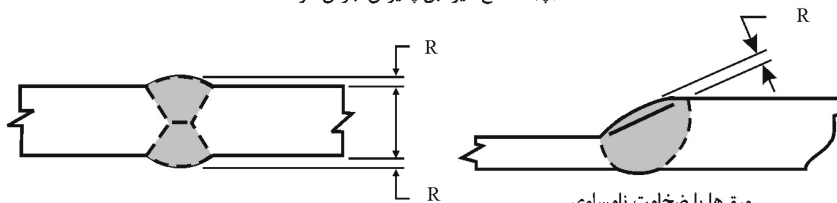
توجه: گرده جوش نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید

حداکثر گرده (mm) اندازه ساق یا طول L

$L \leq 8 \text{ mm}$	$1/6 \text{ mm}$
$8 < L < 25$	3 mm
$L \geq 25 \text{ mm}$	5 mm



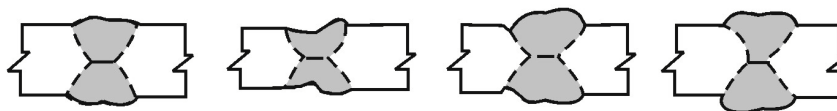
(پ) مقاطع غیر قابل پذیرش جوش گوشه



ورق‌ها با ضخامت مساوی

ورق‌ها با ضخامت نامساوی
حداکثر گرده مساوی R میلی متر است

(ت) مقاطع قابل پذیرش جوش های شیاری



تحذب زیاد

گلوی ناکافی

گودافتادگی زیاد

لوچه

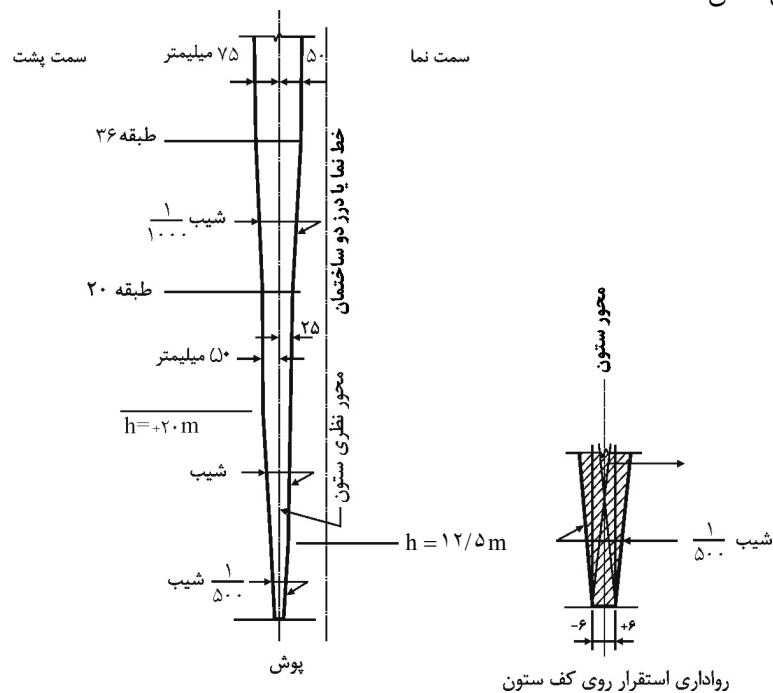
(ث) مقاطع غیر قابل پذیرش جوش گوشه

شکل ۱۰-۴-۸ مقاطع قابل پذیرش و غیر قابل پذیرش جوش.

۱۰-۴-۶-۳ در درزهای لب به لب در صورتی که سطح تخت برای جوش مورد نظر باشد، ضخامت جوش حاصل نباید بیش از ۱ میلی‌متر یا ۵ درصد ضخامت (هر کدام که کمتر باشد)، از ضخامت ورق نازکتر یا جوش، کمتر گردد. تحدب بیش از ۱ میلی‌متر نیز باید برداشته شود. در صورتی که جوش در فصل مشترک (سطح تماس) دو ورق قرار گیرد، تمام تحدب جوش باید برداشته شود. هرگونه تحدب باید دارای انتقال تدریجی به سطوح ورق باشد. برای حذف تحدب می‌توان از سنگ‌زنی استفاده نمود.

۱۰-۴-۶-۷ ناشاقولی ستون‌ها

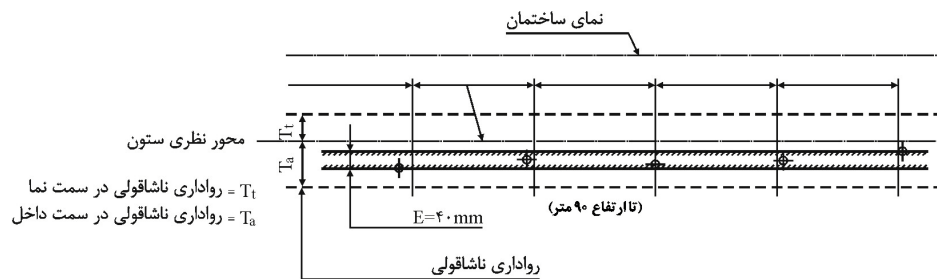
۱. میزان حداکثر جابه‌جایی محور ستون از محل فرضی مساوی ± 6 میلی‌متر می‌باشد.
۲. حداکثر ناشاقولی مجاز ستون‌ها، تا طبقه بیستم به‌ازای هر طبقه مساوی $\frac{1}{500}$ ارتفاع و حداکثر ۲۵ میلی‌متر به‌سمت نما و ۵۰ میلی‌متر به‌سمت داخل ساختمان می‌باشد.
۳. در شکل ۱۰-۴-۹ پوش رواداری ناشاقولی ستون در سمت نما و در سمت داخل ستون نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۴-۹ پوش بدشاقولی ستون.

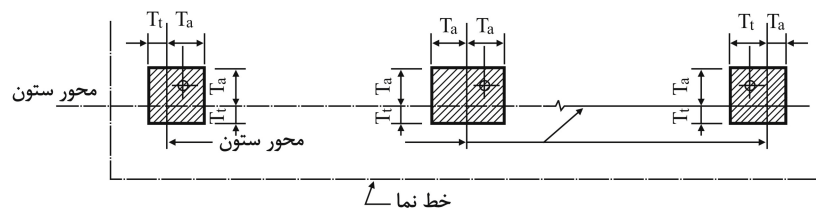
۴. در شکل ۱۰ - ۴ - ۱۰ پوش رواداری ناریسمانی ستون‌های محور نمای ساختمان نشان داده شده است. در مورد ستون‌های داخلی، ناراستایی در محدوده پوش بدشاقولی مجاز می‌باشد (شکل ۱۰ - ۴ - ۱۱).

۵. رواداری ابعادی عرض و ارتفاع مقطع ستون ± 4 میلی‌متر می‌باشد.



برای ارتفاع بالاتر از ۹۰ متر، به‌ازای هر ۳۰ متر، ۱۳ میلی‌متر به‌رواداری اضافه می‌شود تا حداکثر $E = 75$ میلی‌متر.

شکل ۱۰ - ۴ - ۱۰ ناریسمانی ستون‌های محور خارجی.



شکل ۱۰ - ۴ - ۱۱ ناریسمانی ستون‌های داخلی.

۱۰ - ۴ - ۶ رواداری سوراخ پیچ‌ها

۱. رواداری سوراخ پیچ‌ها مطابق شکل ۱۰ - ۴ - ۱۲ می‌باشد.

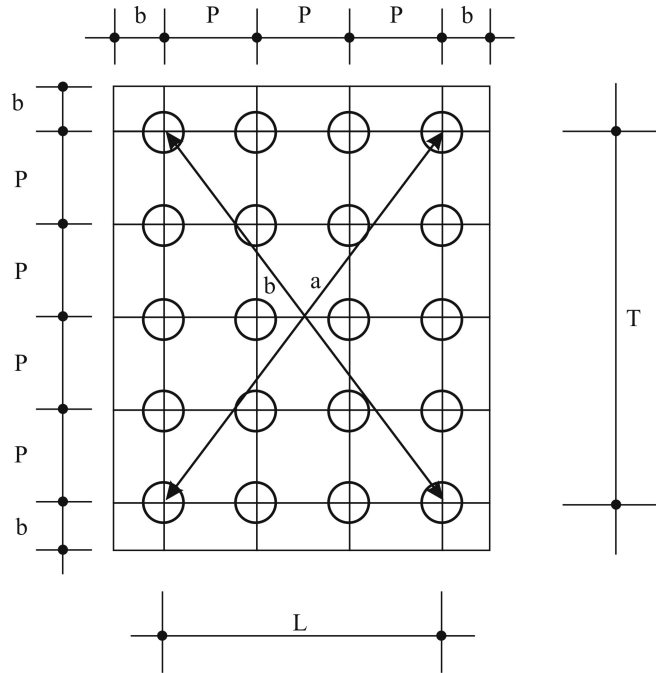
$$\Delta p = \pm 2 \text{ mm}$$

$$\Delta b = \pm 2 \text{ mm}$$

$$\Delta L = \pm 2 \text{ mm}$$

$$\Delta T = \pm 2 \text{ mm}$$

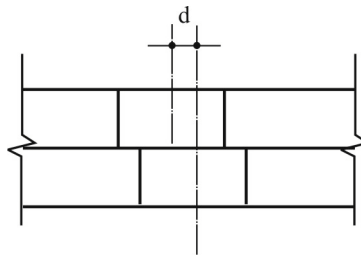
$$|a - b| \leq 2 \text{ mm}$$



شکل ۱۰-۴-۱۲ رواداری سوراخ‌های پیچ.

۲. هم‌محور بودن سوراخ پیچ‌ها در دو مقطع اتصالی

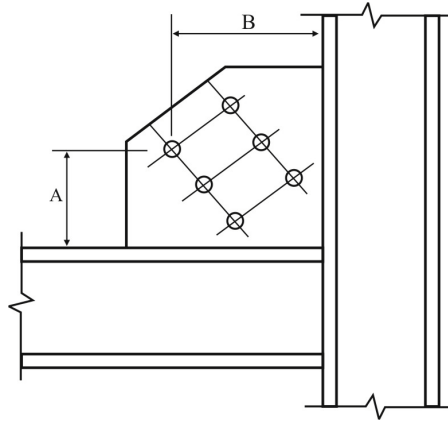
$$d \leq 2 \text{ mm}$$



شکل ۱۰-۴-۱۳

۳. مختصات سوراخ

$$\Delta B = \pm 5 \text{ mm}$$
$$\Delta A = \pm 5 \text{ mm}$$

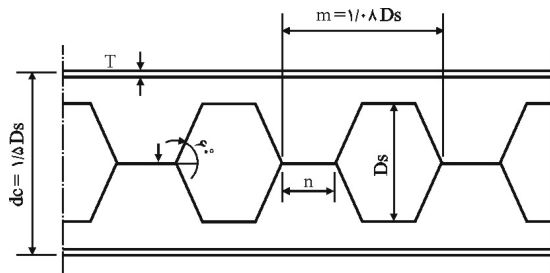


شکل ۱۰-۴-۱۴

پیوست الف

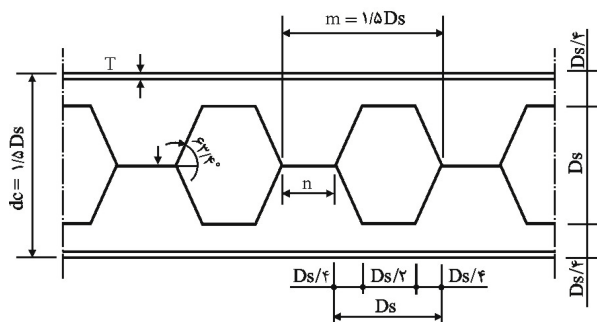
تیرهای لانه‌زنبوری

الف) ۱ ضوابط مندرج در این ضمیمه در مورد تیرهای لانه‌زنبوری ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده I، با ابعاد و هندسه نشان داده شده در شکل ۱ صدق می‌نمایند و در اعمال آنها به تیرهای لانه‌زنبوری با هندسه و مشخصات متفاوت، باید جانب احتیاط رعایت گردد.



استاندارد نوع ۱

$D_s =$ ارتفاع تیر اولیه



استاندارد نوع ۲

* در محل تکیه‌گاه‌ها و اعمال نیروهای متمرکز، لازم است برحسب مورد یک یا دو چشمه تیر یا ورق هم‌ضخامت جان پر شود.

شکل ۱

الف) ۲ روش‌های تحلیل و طراحی

در تحلیل تیرهای لانه‌زنبوری، علاوه بر اثر خمش کلی، لازم است اثرهای ناشی از خمش ثانوی حاصل از رفتار شبه ویرندیل نیز در نظر گرفته شود.

الف) ۲-۱ تحلیل ارتجاعی و طراحی به‌روش تنش‌های مجاز

الف) ۲-۱-۱ به‌منظور طراحی به‌روش تنش‌های مجاز (روش ارتجاعی)، تحلیل تیر لانه‌زنبوری باید با استفاده از اصول مکانیک سازه‌ها و منظور نمودن اثرهای ناشی از تنش‌های برشی و خمشی ثانویه انجام گیرد. استفاده از روش قیاس با خرپای ویرندیل با فرض تشکیل نقاط عطف در وسط اجزای اطراف سوراخ، مجاز می‌باشد.

الف) ۲-۱-۲ در تحلیل ماتریسی سازه‌های متشکل از تیرهای لانه‌زنبوری، می‌توان تیر لانه‌زنبوری را با یک عضو منشوری با سختی معادل جایگزین نمود. در تعیین سختی معادل چنین عضوی، باید اثر تغییرشکل‌های ثانوی ناشی از برش در نظر گرفته شود.

الف) ۲-۱-۳ تنش‌های خمشی حاصل از تحلیل ارتجاعی نباید در هیچ نقطه از تیر از تنش‌های مجاز مقرر شده در این آیین‌نامه تجاوز نمایند مگر در گوشه‌های سوراخ‌ها، که در این مواضع، تنش‌های خمشی، بدون احتساب تمرکز تنش نباید از $0.7F_y$ تجاوز نمایند.

الف) ۲-۱-۴ می‌توان فرض نمود که نیروی برشی کل وارد بر مقطع سوراخدار تیر، به‌طور مساوی بین مقاطع T فوقانی و تحتانی توزیع می‌گردد. تنش برشی حداکثر در هیچ نقطه از جان مقطع T نباید از $0.47F_y$ تجاوز نماید. در عین حال تنش برشی متوسط محاسبه شده روی جان، در هیچ یک از مقاطع نباید از $0.4F_y$ تجاوز نماید.

الف) ۲-۱-۵ نیروی برشی افقی در کوچکترین مقطع جان تیر (در محل جوش جان)

را می‌توان با در نظر گرفتن تعادل یک قطعه از تیر، محصور بین درز جوش و مقاطع قائم گذرنده از وسط سوراخ‌های طرفین جان محاسبه نمود. توزیع تنش برشی را در این مقطع می‌توان یکنواخت فرض کرد. تنش برشی متوسط در این مقطع نباید از $0.4F_y$ تجاوز نماید.

الف) ۲-۲ تحلیل خمیری و طراحی به‌روش حدی

در صورتی که نسبت بعد به ضخامت اجزای تشکیل‌دهنده تیر لانه‌زنبوری به‌نحوی باشد که تشکیل مفصل خمیری در مقاطع اعضا میسر باشد، کلیه ضوابط تحلیل خمیری و طراحی حدی مندرج در فصل ۱۰-۲ این مقررات صادق است.

الف) ۲-۲-۱ تحلیل خمیری تیر لانه‌زنبوری را می‌توان به‌روش‌های زیر انجام داد:

- روش قیاس با خرپای ویرندیل، با در نظر گرفتن مکانیزم‌های منفرد و ترکیبی مربوط به خرپای ویرندیل و مکانیزم خمش کلی.
- روش اجزای محدود.

الف) ۲-۲-۲ در طراحی مقاطع T باید اثر نیروی محوری ناشی از خمش کلی توأم با خمش موضعی ناشی از اثرهای ثانوی در نظر گرفته شود.

الف) ۲-۳ تحلیل ارتجاعی و طراحی به‌روش حدی

در طرح تیر لانه‌زنبوری به‌روش حدی، می‌توان نتایج حاصل از یک تحلیل ارتجاعی را با احتساب ضرایب بار و مقاومت مناسب، مورد استفاده قرار داد.

الف) ۳ جوش جان

ضوابط مربوط به حداقل جوش جان مندرج در این بند، در مورد تیرهایی که تحت اثر نیروهای استاتیکی قرار دارند، صدق می‌کند.

الف) ۳-۱ در مواردی که نیروی برشی وارد بر درز جوش، کمتر از نیروی برشی مجاز فولاد مادر باشد، فقط کافی است اتصالی ایجاد کرد که قادر به انتقال ایمن نیروی برشی

وارده باشد. در این حالت می‌توان از روش متداول استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل عدول نمود و در عوض از جوش شیاری با نفوذ نسبی بدون آمادگی خاصی که براساس تنش متوسط برشی محاسبه می‌گردد، استفاده کرد.

الف) ۳-۱-۱ طراحی ارتجاعی

به این منظور باید رابطه زیر برقرار باشند:

$$F_{v(avg)} = \frac{V_w}{a_{w(net)} \cdot n} \leq 0.4 F_y$$

که در آن:

$$F_{v(avg)} = \text{تنش برشی متوسط در درز جوش}$$

$$a_{w(net)} = \text{حداقل ضخامت خالص جوش که برابر است با مجموع حداقل عمق نفوذ}$$

جوش و حداقل ضخامت جوش تقویتی داریم در هر دو سمت

$$V_w = \text{کل نیروی برشی در محل درز جوش}$$

$$n = \text{طول جوش مطابق شکل ۱}$$

الف) ۳-۱-۲ طراحی حدی

در این حالت:

$$\bar{V}_w \leq 0.4 F_y a_{w(net)} \cdot n$$

که در آن $a_{w(net)}$ و n در بند الف ۳-۱-۱ تعریف شده‌اند و \bar{V}_w عبارت است از نیروی برشی ضرب‌بدار، در درز جوش.

الف) ۳-۲ در صورتی که با رعایت شرایط فوق، از جوش‌های شیاری با نفوذ نسبی

استفاده شود، جوشکاری باید از هر دو سمت صورت گیرد. حداقل ضخامت جوش تقویتی

دایم و حداقل عمق نفوذ باید به‌وضوح در نقشه‌های اجرایی مشخص گردد. در مواردی که

برآمدگی جوش تقویتی باید تراشیده (سنگ زده شده) و برداشته شود (مانند نقاط اتصال

جان به جان تیرهای متقاطع) باید این امر در احتساب حداقل ضخامت خالص جوش،

$a_{w(net)}$ در نظر گرفته شود.

الف) ۴ کمانش جانبی - پیچشی

تیرهای لانه‌زنبوری فاقد تکیه‌گاه جانبی کامل باید در مقابل کمانش جانبی - پیچشی طراحی شوند. در این خصوص، می‌توان از روش‌های متداول طراحی و کنترل کمانش جانبی - پیچشی تیرهای حاوی جان توپر استفاده نمود، مشروط بر آنکه کلیه خواص مقاطع و طول مؤثر معادل براساس خواص مقطع سوراخدار تیر لانه‌زنبوری در محاسبات ملحوظ گردد.

الف) ۵ کمانش موضعی

کلیه اجزای تشکیل‌دهنده تیر لانه‌زنبوری باید از نظر کمانش موضعی مورد کنترل قرار داده شوند. شکل‌های کمانش موضعی تیر لانه‌زنبوری به شرح زیر است:

الف) ۵ - ۱ کمانش جانبی - پیچشی جان در اثر خمش درون صفحه‌ای ناشی از برش.

الف) ۵ - ۲ کمانش جان در موضع اعمال بار متمرکز یا روی تکیه‌گاه‌ها، به تبع بزرگی بار متمرکز و میزان برش کلی موجود در جان، امکان وقوع وضعیتهای کمانشی زیر وجود دارد:

- کمانش جان تحت اثر فشار مسلط
- کمانش جان تحت اثر برش مسلط
- کمانش جان تحت اثر عملکرد توأم فشار و برش

الف) ۵ - ۳ کمانش موضعی جان در گوشه سوراخ‌ها به علت وجود تمرکز تنش

الف) ۵ - ۴ کمانش موضعی مقطع T

الف) ۵ - ۵ کمانش خمشی - پیچشی مقاطع T، در فاصله بین مهارهای جانبی تیر لانه‌زنبوری.

در صورت لزوم به منظور جلوگیری از کمانش موضعی، می‌توان از تقویت‌های مناسب استفاده کرد.

الف) ۶ لهیدگی جان

لهیدگی جان تیرهای لانه‌زنبری باید براساس ضوابط مربوط به لهیدگی جان تیرهای با جان توپر مندرج در این آیین‌نامه کنترل شود. در محل نیروهای متمرکز و یا واکنش تکیه‌گاهی، سوراخ جان باید پر شود و در صورت نیاز از سخت‌کننده‌های عرضی جان استفاده گردد.

الف) ۷ تغییرمکان

در محاسبه تغییرمکان ارتجاعی تیرهای لانه‌زنبری، باید اثر تغییرشکل‌های ناشی از برش موجود در مدول‌ها (شامل تغییرشکل‌های برشی و خمشی اجزا در هر مدول) با تغییرشکل ناشی از خمش کلی جمع گردد.

الف) ۸ اثر خستگی

از ایجاد گوشه‌های تیز تحت اثر بارهای متناوب، بخصوص در مورد چشمه‌هایی که در منطقه تغییر لنگر خمشی کلی قرار می‌گیرند، باید احتراز شود. در گوشه سوراخ‌ها باید قوس دایروی ایجاد کرد. در غیاب تحلیل ارتجاعی تفصیلی جهت تعیین ضریب شدت تنش و شدت حوزه تنشی، حداقل شعاع انحناى گوشه، r_{min} ، باید به شرح زیر اختیار شود:

$$r_{min} \geq 0.07 D_s$$

شکاف‌های منتج از ایجاد قوس‌ها در دو انتهای جوش‌های جان باید با جوش پر شوند. استفاده از جوش شیاری با نفوذ نسبی تحت اثر بارهای متناوب و بارگذاری منجر به بروز پدیده خستگی، در حالت کلی و بدون انجام تحقیقات کافی، مجاز نمی‌باشد.

الف) ۹ اثر نیروهای ناشی از زلزله و بارهای دینامیکی

به‌لحاظ عدم اطلاع کافی در مورد رفتار تیرهای لانه‌زنبری تحت اثر بارهای دینامیکی و نیروهای ناشی از زلزله، استفاده از تیرهای لانه‌زنبری، به‌عنوان تیر اصلی برشی (تیر برشی در قاب مقاوم در برابر زلزله) باید با رعایت توصیه‌های اجمالی زیر صورت گیرد. لازم به‌ذکر است که استفاده از چنین تیرهایی فقط در قاب‌ها با شکل‌پذیری کم مجاز می‌باشد.

- حداقل شعاع قوس دایروی گوشه‌ها مطابق بند الف) ۸ رعایت شود.
- در تیرهای لانه‌زنبوری تحت اثر بار گسترده یکنواخت که به‌عنوان تیر برشی زلزله‌گیر طراحی می‌شوند، پانل‌های انتهایی به‌طور مناسب تقویت شوند (به‌صورت پر کردن کامل سوراخ‌ها، استفاده از سخت‌کننده‌های عمود بر جان و روش‌های تقویتی دیگر متناسب با بارهای اعمالی).
- در مواضع اثر بارهای متمرکز نسبتاً سنگین و در محل تکیه‌گاه‌ها، از تقویت‌های مناسب جان استفاده شود.
- از جوش شیاری با نفوذ کامل استفاده شود.

الف) ۱۰ کنترل و تضمین کیفیت، بازرسی فنی، نکات اجرایی

- در ساخت تیرهای لانه‌زنبوری، خصوصاً در حالت صنعتی شده و به‌قصد تولید انبوه، لازم است روش دقیقی از نظر کنترل و تضمین کیفیت، بازرسی فنی تولید، مدیریت تولید و روش‌های اجرایی، برنامه‌ریزی و اعمال شود. نکات اجرایی زیر باید رعایت شوند:
- دقت گردد که در هنگام برش و جوشکاری، اعوجاج به‌حداقل ممکن تقلیل داده شود.
- حداکثر رواداری مجاز از نظر عدم هم‌امتداد بودن دو نیمه جوش‌شده تیر که برحسب نسبت اندازه نابجایی اولیه در وسط ارتفاع اعضای قائم جان (δ) به ارتفاع کل جان (تقریباً برابر با d_c مطابق شکل ۱) تعریف می‌شود، نباید در هیچ‌یک از اعضای قائم جان از $\frac{1}{50}$ تجاوز کند.
- از روش‌های برشکاری که منجر به بیرون‌زدگی موضعی از جان از صفحه خود، به‌ویژه در گوشه سوراخ‌ها می‌گردد باید اجتناب نمود.
- سطوح لبه‌های حاصل از برش ماشینی و برش اتوماتیک شعله‌ای با کیفیت خوب، قابل قبول می‌باشند؛ ولی سطوح لبه‌های حاصل از برش شعله‌ای دستی باید به‌میزان مکفی پرداخت شوند.

پیوست ب

جدول ب ۳ فولادهای تولیدی ذوب آهن اصفهان

ترکیب شیمیایی (برحسب درصد)	ازباده طول نسبی به % برای $I_{\sigma} = \sigma d$ برای ضخامت‌های (به میلی‌متر)			تنش تسلیم به N/mm^2 برای ضخامت‌های (به میلی‌متر)				مقاومت کششی N/mm^2	نوع فولاد
	بیش از ۴۰	۲۰-۴۰	۲۰ تا ۲۰	بیش از ۱۰۰	۴۰-۱۰۰	۲۰ تا ۴۰	۲۰ تا ۲۰		
سیلیسیم SI	—	—	—	—	—	—	—	۳۳۰	فولاد ۳۳
گوگرد S	۰/۰۵	۰/۰۵	۰/۰۵	۲۲	—	—	—	۳۲۰-۴۵۰	۳۴-۲
فسفر P	۰/۰۶	۰/۰۴۵	۰/۰۴۵	۲۳	—	—	—	۳۴۰-۴۷۰	۳۴-۲
منگنز Mn	—	۰/۲۵-۰/۰۵۰	۰/۲۵-۰/۰۵۰	۲۲	۱۹۰	۲۱۰	۲۲۰	۳۷۰-۵۲۰	۳۷-۲
کربن C	۰/۲۰	۰/۰۶-۰/۱۲	۰/۰۹-۰/۱۵	۲۳	—	—	—	۳۷۰-۵۲۰	۳۷-۲
		۰/۲۵-۰/۰۴۵	۰/۱۴-۰/۱۶	۲۳	۲۵	۲۴۰	۲۵۰	۳۸۰-۵۲۰	۳۷-۲
		۰/۴۵	۰/۱۵-۰/۱۶	۲۳	—	—	—	۳۸۰-۵۲۰	۳۷-۲
		۰/۴۵	۰/۱۴-۰/۱۶	۲۳	۲۱۰	۲۴۰	۲۵۰	۴۲۰-۵۲۰	۴۲-۳
		۰/۴۵	۰/۱۸-۰/۲۷	۲۳	۲۴۰	۲۶۰	۲۷۰	۴۲۰-۵۲۰	۴۲-۳
		۰/۴۵	۰/۲۸-۰/۲۷	۱۸	۲۶۰	۲۸۰	۲۹۰	۵۰۰-۵۷۰	۵۰-۴
		۰/۴۵	۰/۲۸-۰/۰۵	۱۲	۳۰۰	۳۱۰	۳۲۰	۵۰۰-۵۷۰	۵۰-۲

جدول ب ۴ انواع مصالح پیچ‌ها براساس ISO 898 T₁

گروه مقاومت	۸/۸		۶/۸	۵/۸	۵/۶	۴/۸	۴/۶	۳/۶	پیچ
	۱۲/۹	۱۰/۹	۶/۸	۵/۸	۵/۶	۴/۸	۴/۶	۳/۶	
۱۲۰۰	۱۰۰۰	۸۰۰	۸۰۰	۵۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۴۰۰	۳۰۰	مقاومت گسیختگی و $N/mm^2, F_u$
۱۲۲۰	۱۰۴۰	۸۳۰	۸۰۰	۶۰۰	۵۲۰	۵۰۰	۴۲۰	۴۰۰	مقاومت گسیختگی و $N/mm^2, F_u$
—	—	—	—	۴۸۰	۴۰۰	۳۰۰	۲۲۰	۱۸۰	تنش تسلیم، $F_y, N/mm^2$ ، تنش تسلیم تغییر کرنش ۰/۲ درصد و $N/mm^2, F_{0.2}$
۱۱۰۰	۹۰۰	۶۶۰	۶۴۰	—	—	—	—	—	کرنش گسیختگی، $N/mm^2, e_u$
۸	۹	۱۲	۱۲	۸	۱۰	۲۰	۱۴	۲۲	مقاومت گسیختگی، $N/mm^2, e_u$
۳۷۲	۳۱۰	۲۵۵	۲۳۰	۱۹۰	۱۶۰	۱۵۵	۱۳۰	۱۲۰	مقاومت گسیختگی، $N/mm^2, e_u$
۴۳۴	۳۸۲	۳۳۶	۳۰۰	۲۵۰	۲۲۰	۲۲۰	۲۲۰	۲۲۰	سختی ویکرز، HV
۲۵۳	۲۹۵	۲۴۲	۲۱۹	۱۸۱	۱۵۲	۱۴۷	۱۲۴	۱۱۴	مقاومت گسیختگی، $N/mm^2, e_u$
۴۱۲	۳۶۳	۳۱۹	۲۸۵	۲۳۸	۲۰۹	۲۰۹	۲۰۹	۲۰۹	سختی ویکرز، HB
۱۵	۲۰	۳۰	۳۰	—	—	۲۵	—	—	انرژی ضربه نمونه زخمی

پیوست پ

ST37

تنش مجاز فشاری ستون‌ها (kg/cm^۲) برحسب ضریب لاغری در طراحی به روش تنش مجاز

$$E = 2/1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 240 \cdot \text{kg/cm}^2$$

$$C_c = 131$$

Fa	λ	Fa	λ	Fa	λ	Fa	λ	Fa	λ
۴۱۷	۱۶۱	۷۲۲	۱۲۱	۱۰۴۰	۸۱	۱۲۸۲	۴۱	۱۴۳۷	۱
۴۱۲	۱۶۲	۷۱۳	۱۲۲	۱۰۳۳	۸۲	۱۲۷۷	۴۲	۱۴۳۴	۲
۴۰۷	۱۶۳	۷۰۴	۱۲۳	۱۰۲۶	۸۳	۱۲۷۲	۴۳	۱۴۳۲	۳
۴۰۲	۱۶۴	۶۹۵	۱۲۴	۱۰۱۹	۸۴	۱۲۶۷	۴۴	۱۴۲۹	۴
۳۹۷	۱۶۵	۶۸۶	۱۲۵	۱۰۱۲	۸۵	۱۲۶۲	۴۵	۱۴۲۶	۵
۳۹۲	۱۶۶	۶۷۶	۱۲۶	۱۰۰۴	۸۶	۱۲۵۶	۴۶	۱۴۲۳	۶
۳۸۷	۱۶۷	۶۶۷	۱۲۷	۹۹۷	۸۷	۱۲۵۱	۴۷	۱۴۲۰	۷
۳۸۳	۱۶۸	۶۵۸	۱۲۸	۹۹۰	۸۸	۱۲۴۶	۴۸	۱۴۱۷	۸
۳۷۸	۱۶۹	۶۴۹	۱۲۹	۹۸۲	۸۹	۱۲۴۰	۴۹	۱۴۱۴	۹
۳۷۴	۱۷۰	۶۳۹	۱۳۰	۹۷۵	۹۰	۱۲۳۵	۵۰	۱۴۱۱	۱۰
۳۶۹	۱۷۱	۶۳۰	۱۳۱	۹۶۸	۹۱	۱۲۲۹	۵۱	۱۴۰۸	۱۱
۳۶۵	۱۷۲	۶۲۰	۱۳۲	۹۶۰	۹۲	۱۲۲۴	۵۲	۱۴۰۵	۱۲
۳۶۱	۱۷۳	۶۱۱	۱۳۳	۹۵۳	۹۳	۱۲۱۸	۵۳	۱۴۰۱	۱۳
۳۵۷	۱۷۴	۶۰۲	۱۳۴	۹۴۵	۹۴	۱۲۱۲	۵۴	۱۳۹۸	۱۴
۳۵۳	۱۷۵	۵۹۳	۱۳۵	۹۳۷	۹۵	۱۲۰۶	۵۵	۱۳۹۵	۱۵
۳۴۹	۱۷۶	۵۸۴	۱۳۶	۹۳۰	۹۶	۱۲۰۱	۵۶	۱۳۹۱	۱۶
۳۴۵	۱۷۷	۵۷۴	۱۳۷	۹۲۲	۹۷	۱۱۹۵	۵۷	۱۳۸۷	۱۷
۳۴۱	۱۷۸	۵۶۷	۱۳۸	۹۱۴	۹۸	۱۱۸۹	۵۸	۱۳۸۴	۱۸
۳۳۷	۱۷۹	۵۵۹	۱۳۹	۹۰۶	۹۹	۱۱۸۳	۵۹	۱۳۸۰	۱۹
۳۳۳	۱۸۰	۵۵۱	۱۴۰	۸۹۸	۱۰۰	۱۱۷۷	۶۰	۱۳۷۶	۲۰
۳۳۰	۱۸۱	۵۴۳	۱۴۱	۸۹۱	۱۰۱	۱۱۷۱	۶۱	۱۳۷۲	۲۱
۳۲۶	۱۸۲	۵۳۶	۱۴۲	۸۸۳	۱۰۲	۱۱۶۵	۶۲	۱۳۶۸	۲۲
۳۲۲	۱۸۳	۵۲۸	۱۴۳	۸۷۵	۱۰۳	۱۱۵۹	۶۳	۱۳۶۴	۲۳
۳۱۹	۱۸۴	۵۲۱	۱۴۴	۸۶۷	۱۰۴	۱۱۵۲	۶۴	۱۳۶۰	۲۴
۳۱۶	۱۸۵	۵۱۴	۱۴۵	۸۵۸	۱۰۵	۱۱۴۶	۶۵	۱۳۵۶	۲۵
۳۱۲	۱۸۶	۵۰۷	۱۴۶	۸۵۰	۱۰۶	۱۱۴۰	۶۶	۱۳۵۲	۲۶
۳۰۹	۱۸۷	۵۰۰	۱۴۷	۸۴۲	۱۰۷	۱۱۳۴	۶۷	۱۳۴۸	۲۷
۳۰۶	۱۸۸	۴۹۳	۱۴۸	۸۳۴	۱۰۸	۱۱۲۷	۶۸	۱۳۴۳	۲۸
۳۰۲	۱۸۹	۴۸۷	۱۴۹	۸۲۸	۱۰۹	۱۱۲۱	۶۹	۱۳۳۹	۲۹
۲۹۹	۱۹۰	۴۸۰	۱۵۰	۸۱۷	۱۱۰	۱۱۱۴	۷۰	۱۳۳۵	۳۰
۲۹۶	۱۹۱	۴۷۴	۱۵۱	۸۰۹	۱۱۱	۱۱۰۸	۷۱	۱۳۳۰	۳۱
۲۹۳	۱۹۲	۴۶۸	۱۵۲	۸۰۰	۱۱۲	۱۱۰۱	۷۲	۱۳۲۶	۳۲
۲۹۰	۱۹۳	۴۶۱	۱۵۳	۷۹۲	۱۱۳	۱۰۹۵	۷۳	۱۳۲۱	۳۳
۲۸۷	۱۹۴	۴۵۶	۱۵۴	۷۸۳	۱۱۴	۱۰۸۸	۷۴	۱۳۱۶	۳۴
۲۸۴	۱۹۵	۴۵۰	۱۵۵	۷۷۵	۱۱۵	۱۰۸۱	۷۵	۱۳۱۲	۳۵
۲۸۱	۱۹۶	۴۴۴	۱۵۶	۷۶۶	۱۱۶	۱۰۷۴	۷۶	۱۳۰۷	۳۶
۲۷۸	۱۹۷	۴۳۸	۱۵۷	۷۵۷	۱۱۷	۱۰۶۸	۷۷	۱۳۰۲	۳۷
۲۷۵	۱۹۸	۴۳۳	۱۵۸	۷۴۸	۱۱۸	۱۰۶۱	۷۸	۱۲۹۷	۳۸
۲۷۳	۱۹۹	۴۲۷	۱۵۹	۷۴۰	۱۱۹	۱۰۵۴	۷۹	۱۲۹۲	۳۹
۲۷۰	۲۰۰	۴۲۲	۱۶۰	۷۳۱	۱۲۰	۱۰۴۷	۸۰	۱۲۸۷	۴۰

با تقسیم مقادیر تنش‌ها بر ۱۰، مقادیر تقریبی تنش برحسب N/mm^۲ به دست می‌آید.

$$\lambda = \frac{KL}{r} \text{ (ضریب لاغری)}$$

ST52

تنش مجاز فشاری ستون‌ها برحسب ضریب لاغری (kg/cm^2) در طراحی به روش تنش مجاز

$$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 107$$

Fa	λ	Fa	λ	Fa	λ	Fa	λ	Fa	λ
417	161	738	121	1357	81	1851	41	2155	1
412	162	726	122	1343	82	1840	42	2150	2
407	163	714	123	1329	83	1830	43	2145	3
402	164	703	124	1314	84	1819	44	2140	4
397	165	692	125	1299	85	1809	45	2135	5
392	166	681	126	1284	86	1798	46	2129	6
387	167	670	127	1269	87	1787	47	2124	7
382	168	660	128	1254	88	1777	48	2118	8
378	169	649	129	1238	89	1766	49	2112	9
374	170	639	130	1223	90	1754	50	2106	10
369	171	630	131	1208	91	1743	51	2100	11
365	172	620	132	1192	92	1732	52	2094	12
361	173	611	133	1176	93	1720	53	2087	13
357	174	602	134	1160	94	1709	54	2080	14
352	175	593	135	1145	95	1697	55	2074	15
349	176	584	136	1129	96	1685	56	2067	16
344	177	576	137	1112	97	1674	57	2060	17
341	178	567	138	1096	98	1662	58	2052	18
337	179	559	139	1080	99	1650	59	2045	19
333	180	551	140	1063	100	1637	60	2038	20
330	181	543	141	1047	101	1625	61	2030	21
326	182	536	142	1030	102	1613	62	2022	22
322	183	528	143	1013	103	1600	63	2014	23
319	184	521	144	996	104	1588	64	2006	24
316	185	514	145	979	105	1575	65	1998	25
312	186	507	146	961	106	1562	66	1990	26
309	187	500	147	944	107	1549	67	1981	27
306	188	493	148	927	108	1536	68	1973	28
302	189	487	149	910	109	1523	69	1964	29
299	190	480	150	893	110	1510	70	1955	30
296	191	474	151	877	111	1496	71	1946	31
293	192	468	152	862	112	1483	72	1937	32
290	193	461	153	846	113	1469	73	1928	33
287	194	456	154	832	114	1456	74	1919	34
284	195	450	155	817	115	1442	75	1909	35
281	196	444	156	803	116	1428	76	1900	36
278	197	438	157	790	117	1414	77	1890	37
275	198	433	158	776	118	1400	78	1881	38
272	199	427	159	763	119	1386	79	1871	39
270	200	422	160	750	120	1372	80	1861	40

با تقسیم مقادیر تنش‌ها بر 10، مقادیر تقریبی تنش برحسب N/mm^2 به دست می‌آید.

$$\lambda = \frac{KL}{r} \text{ (ضریب)}$$

واژه‌نامه فارسی انگلیسی

Magnetic particle test	آزمایش ذرات مغناطیسی
Radiography test	آزمایش رادیوگرافی
Ultrasonic test	آزمایش فراصوت
Penetrant testing	آزمایش مایعات نفوذی
Connection	اتصال
Plastic section modulus	اساس مقطع پلاستیک (z)
Reverse curvature bending	انحنای دوگانه
Single curvature bending	انحنای ساده
Visual test	بازرسی چشمی
Erection	برپایی
Camber	پیش‌خیز
Pin	پین (اتصال مفصلی)
Eyebar	تسمه‌های سرپهن
Pin connected member	تسمه‌های لولا شده
Story drift	تغییر مکان نسبی طبقه
Panel zone	چشمه اتصال
Dimensional tolerance	رواداری ابعادی
Lateral force resisting system	سیستم باربر جانبی
Dual system	سیستم دوگانه یا ترکیبی
Building frame system	سیستم قاب ساختمانی
Ductility	شکل‌پذیری
ASD=Allowable stress design	طراحی براساس روش تنش مجاز
LRFD=Load and resistance factor design	طراحی براساس روش ضریب بار و مقاومت - طراحی به روش حدی
Rib	کنگره
Joint	گره

Moment resisting frame	قاب خمشی
Intermediate moment resisting frame	قاب خمشی متوسط
Ordinary moment resisting frame	قاب خمشی معمولی
Special moment resisting frame	قاب خمشی ویژه
Braced frame	قاب مهاربندی شده
Unbraced frame	قاب مهاربندی نشده
Inhibited frame	قاب مهارشده
Uninhibited frame	قاب مهارنشده
Concentric braced frame	قاب مهاربندی شده همگرا
Eccentric braced frame	قاب مهاربندی شده واگرا
Link beam	قطعه رابط
Slenderness	لاغری
Welding procedure specifications	مشخصات فنی روند جوشکاری
Built up sections	مقاطع مرکب (ساخته شده)
Strength	مقاومت
Available capacity	مقاومت موجود
Required capacity	مقاومت مورد نیاز
X-bracing	مهاربند همگرای ضربدری
Diagonal bracing	مهاربند همگرای قطری
Chevron bracing (V or inverted Λ)	مهاربند همگرای V و Λ
K-bracing	مهاربند همگرای K
Uplift	نیروی برکنش
DTI=Direct Tension Indicator	واشر سنجش نیروی پیش تنیدگی
Direct tension indicator	واشرهای DTI
Flange plate	ورق بال
Web plate	ورق جان
Deck	ورق دوزنقه‌ای
Continuity plates	ورق‌های پیوستگی
Doubler plates	ورق‌های مضاعف