به نام خدا

وزارت راه و شهرسازی

معاونت مسکن و ساختمان

inbr.ir

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان
طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان
ویرایش پنجم (۱۴۰۱)

سرشناسه	:	معاونت مسکن و ساختمان وزارت راه و شهرسازی-دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان
عنوان قراردادی	:	ایران. قوانین حاکم Iran, Law, etc
عنوان و نام پدیدآور	:	طرح و اجرای ساختمان های فولادی/تهیه کننده دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان وزارت راه و شهرسازی
وضعیت ویراست	:	ویراست ۵
مشخصات نشر	:	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ۱۴۰۱
مشخصات ظاهری	:	ص. ۵۷۶ ص.: مصور، جدول
فروست	:	مقررات ملی ساختمان ایران: مبحث دهم مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، شماره نشر: ک-۷۵۸
شابک	:	۹۷۸-۶۰۰-۱۱۳-۴۱۴-۲
وضعیت فهرست نویسی	:	فیپا
عنوان	:	مبحث دهم مقررات ملی ساختمان: طرح و اجرای ساختمان های فولادی
موضوع	:	صنعت ساختمان – قوانین و مقررات – ایران
موضوع	:	Construction industry - Law and legislation -- Iran
موضوع	:	ساختمان سازی – ایران – سازه های فولادی - استانداردها
موضوع	:	Construction - Iran -Steel Structures -- Standards
شناسه افزوده	:	وزارت راه و شهرسازی. معاونت مسکن و ساختمان
شناسه افزوده	:	Ministry of Road and Urban Development, Deputy for Housing and Construction
شناسه افزوده	:	دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان
رده‌بندی کنگره	:	KMH۳۴۰۲
رده‌بندی دیویی	:	۳۴۲/۵۵
شماره کتابشناسی ملی	:	۸۸۹۲۴۱۲
اطلاعات رکورد: کتابشناسی	:	فیپا

جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی

نام کتاب: مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طرح و اجرای ساختمان های فولادی

تهیه کننده: دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

شماره نشر: ک- ۷۵۸

ناشر: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

نوبت چاپ: اول ۱۴۰۱، ویرایش پنجم

تیراژ: ۱۰۰۰۰ جلد

قطع: وزیری

لیتوگرافی، چاپ و صحافی: اداره انتشارات و چاپ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

قیمت: ۱۴۵۰۰۰۰ ریال

شابک: ۹۷۸-۶۰۰-۱۱۳-۴۱۴-۲ ISBN: 978-600-113-414-2

کلیه حقوق چاپ و انتشار این اثر برای وزارت راه و شهرسازی محفوظ است

نشانی ناشر: تهران، بزرگراه شیخ فضل ا... نوری، روبروی فاز ۲ شهرک فرهنگیان، خیابان نازگل، خیابان شهید علی مروی، خیابان حکمت صندوق پستی: ۱۳۱۴۵-۱۶۶۹ تلفن: ۶-۸۸۲۵۵۹۴۲ دور نگار: ۸۸۳۸۴۱۳۲

پست الکترونیکی: pud@bhrc.ac.ir فروش الکترونیکی: http:// pub.bhrc.ac.ir

inbr.ir

به نام خدا

پیشگفتار

وزارت راه و شهرسازی در اجرای ماده ۳۳ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان وظیفه تدوین مقررات ملّی ساختمان را بر عهده دارد. مقررات ملّی ساختمان کشور بی شک یکی از کامل‌ترین و موثرترین مقررات بومی موجود و لازم الاجرا در میان کشورهای منطقه می‌باشد که حاصل تلاش اساتید، صاحبنظران و حرفه‌مندان صنعت ساختمان طی سال‌های متمادی در کشورمان است. در سال‌های اخیر مقررات ملّی ساختمان گام‌های مؤثری در ارتقای کیفیت ساخت و ساز و مقاومت بناها و ساماندهی و استانداردسازی مصالح، روش‌های طراحی و ساخت و کاهش هزینه‌های مصرف انرژی، محیط زیست، ایمنی، بهداشت و آسایش و رفاه استفاده‌کنندگان داشته است. در این راستا پایش مستمر بازخوردهای مقررات ملّی ساختمان در زمینه‌های گوناگون، پس از انتشار آن، و برنامه‌ریزی جهت بازنگری و رفع نقایص موجود و ارتقای مداوم محتوای آن از اهداف اصلی وزارت راه و شهرسازی است. مقایسه کیفیت ساختمان‌ها خصوصاً از لحاظ سازه‌ای در سال‌های اخیر با قبل از تدوین مقررات ملّی ساختمان مؤید تأثیر این مقررات در ارتقای کیفیت ساختمان‌ها است. در هر حال باید به کلیه دست‌اندرکاران صنعت ساختمان متذکر شوم در کنار رعایت مقررات و آیین‌نامه‌ها پایبندی به اصول اخلاق حرفه‌ای و وجدان کاری مهمترین ضامن در پیشبرد اهداف و اصول فنی و حرفه‌ای در این صنعت می‌باشد.

از کلیه اساتید، صاحبنظران، حرفه‌مندان و تدوین‌کنندگان که از ابتدا تاکنون در تدوین و بازنگری‌های متعدد در مباحث مقررات ملّی ساختمان تلاش نموده و در همفکری و همکاری با این وزارتخانه از هیچ کوششی دریغ ننموده‌اند سپاسگزارم. و از تمامی نخبگان و جوانان متخصص دعوت می‌شود ما را در پیشبرد اهداف عالیه قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان یاری نمایند. همچنین برای تمامی دست‌اندرکاران صنعت ساختمان اعم از مراجع صدور پروانه، کنترل ساختمان و کلیه اشخاصی که در اجرای مقررات و رعایت اصول اخلاق حرفه‌ای تلاش می‌نمایند توفیق و سربلندی آرزو می‌نمایم.

در خاتمه از تلاش‌ها و زحمات اعضاء شورای تدوین، کمیته‌های تخصصی، دبیرخانه مقررات ملّی ساختمان و سایر کسانی که به نحوی در تدوین این مجلّد همکاری نموده‌اند سپاسگزاری می‌نمایم.

رستم قاسمی

وزیر راه و شهرسازی

جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی
وزیر

تاریخ : ۱۴۰۱/۰۲/۲۸
شماره : ۲۷۷۳۳/۱۰۰/۰۲

بسمه تعالی

جناب آقای دکتر وحیدی
وزیر محترم کشور

با سلام و احترام

در اجرای ماده ۳۳ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان مصوب سال ۱۳۷۴، بدینوسیله ویرایش پنجم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان«**طرح و اجرای ساختمان های فولادی**» که مراحل تهیه، تدوین و تصویب را در این وزارت گذرانده است، بشرح پیوست ابلاغ می گردد. زمان انقضای ویراش سال ۱۳۹۲ این مبحث یکسال بعد از تاریخ این ابلاغ خواهد بود و بدیهی است تا آن زمان استفاده از هر کدام از این دو ویرایش مجاز است.

رستم قاسمی

رونوشت:
- جناب آقای محمودزاده، معاون محترم مسکن و ساختمان جهت آگاهی و اقدام لازم
- جناب آقای حیدری، سرپرست محترم مرکز تحقیقات راه ، مسکن و شهرسازی جهت آگاهی و اقدام لازم
- جناب آقای نیکزاد، رئیس محترم بنیاد مسکن انقلاب اسلامی جهت آگاهی و اقدام لازم
- سازمان نظام مهندسی ساختمان کشور جهت اطلاع و اقدام لازم
- سازمان نظام کاردانی ساختمان کشور جهت اطلاع و اقدام لازم
- مدیران کل محترم راه و شهرسازی استان‌ها جهت اطلاع و اقدام لازم

میدان آزادگان، بلوار آفریقا
اراضی عباس‌آباد
ساختمان شهید دادمان
کدپستی: ۱۵۱۹۷۱۳۱۱۱
صندوق پستی: ۴۵۶۸-۱۵۸۷۵
www.mrud.ir

info.ir

هیات تدوین کنندگان مبحث دهم مقررات ملی ساختمان - ویرایش پنجم (۱۴۰۱)

(براساس حروف الفبا)

الف-۱) شورای تدوین مقررات ملی ساختمان - دوره هفتم از ۱۳۹۸ تا ابلاغ این ویرایش

- دکتر فرهاد آزرمی عضو
- مهندس یعقوب آصفی عضو
- مهندس مصطفی احمدوند عضو
- دکتر اباذر اصغری عضو
- دکتر شهریار افندی‌زاده عضو
- دکتر بهروز بهنام عضو
- زنده‌یاد مهندس اکبر ترکان عضو
- دکتر بهرنگ سجادی عضو
- دکتر محمد شکرچی‌زاده عضو
- دکتر غلامرضا شیران عضو
- مهندس فرزانه صادق مالواجرد عضو
- مهندس امیر فرجامی عضو
- دکتر غلامرضا کاظمیان شیروان عضو
- دکتر محمود گلابچی عضو
- مهندس حامد مانی‌فر عضو و دبیر
- دکتر محمود محمودزاده رییس
- دکتر سید مجید مفیدی شمیرانی عضو
- دکتر سید رسول میرقادری عضو
- مهندس سید حمید میرمیران عضو

الف-۲) شورای تدوین مقررات ملی ساختمان - دوره ششم از ۱۳۹۲ تا ۱۳۹۸

- دکتر محمدتقی احمدی رییس
- مهندس محمدرضا انصاری عضو
- دکتر حمید باقری عضو
- دکتر سعید بختیاری عضو
- دکتر حمید بدیعی عضو
- دکتر ناصر بنیادی عضو
- مهندس محسن بهرام‌غفاری عضو
- دکتر محسن تهرانی‌زاده عضو
- مهندس محمدابراهیم دادسرشت عضو
- مهندس سید محمدتقی راتقی عضو
- زنده‌یاد دکتر علی‌اکبر رمضانیانپور عضو
- دکتر محمد شکرچی‌زاده عضو
- معاون مسکن و ساختمان عضو
- مهندس علی اصغر طاهری بهبهانی عضو
- مهندس شاپور طاحونی عضو
- مهندس بهروز علمداری میلانی عضو
- زنده‌یاد مهندس مسعود غازی سلحشور عضو
- مهندس یونس قلی‌زاده طیار عضو
- دکتر بهروز گتمیری عضو
- دکتر محمودرضا ماهری عضو
- دکتر بهروز محمدکاری عضو
- زنده‌یاد مهندس حشمت الله منصف عضو
- دکتر سید رسول میرقادری عضو
- مهندس نادر نجیمی عضو
- مهندس سیدرضا هاشمی عضو

inbr.ir

ب) اعضای کمیته تخصصی

- دکتر علی‌اکبر آقاکوچک — عضو
- دکتر مجتبی ازهری — عضو
- دکتر اباذر اصغری — عضو
- مهندس امیر پیمان زندی — عضو
- مهندس شاپور طاحونی — عضو
- دکتر شروین ملکی — عضو
- دکتر بهنام مهرپرور — دبیر
- دکتر سید رسول میرقادری — رئیس

تنظیم و تدوین متن نهایی:

- دکتر اباذر اصغری
- دکتر سید رسول میرقادری

پ) دبیرخانه شورای تدوین مقررات ملی ساختمان - دوره هفتم

- مهندس حامد مانی‌فر — مدیر کل دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان و دبیر شورای تدوین
- مهندس امیرعباس محمودی — رئیس گروه تدوین مقررات ملی ساختمان
- مهندس ناصر سیاهوشی — نماینده دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان در کمیته تخصصی

inbr.ir

مقدمهٔ ویرایش پنجم

مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان مربوط به **"طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی"** است و هدف آن ارائه حداقل ضوابط و مقرراتی است که با رعایت آن‌ها شرایط ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایایی سازه‌های موضوع این مبحث فراهم می‌شود.

با توجه به تجارب و تحقیقات روزافزون و نیز پیشرفت‌های به وجود آمده در همهٔ علوم و فنون مهندسی، امروزه تغییرات پیوسته‌ای در تمام شاخه‌های مهندسی در حال رخداد است. روش‌های طراحی و اجرای ساختمان‌های فولادی نیز از این تغییرات بی‌بهره نبوده و بازنگری ویرایش قبلی این مبحث اجتناب‌ناپذیر است. ویرایش حاضر، **ویرایش پنجم** این مبحث بوده و هدف از آن، به‌روز کردن ضوابط و مقررات براساس آخرین ویرایش آیین‌نامه‌های معتبر دنیا، آسان‌سازی استفاده و رفع برخی ابهامات و کمبودهای ویرایش قبلی بوده است. همچنین علائم و اختصارات به‌کاررفته در این مبحث به نحوی انتخاب شده است که هماهنگ با علائم و اختصارات متحدالشکل مورد تائید سازمان بین‌المللی استاندارد (ISO) بوده و واژه‌ها و عناوین نیز هماهنگ با سایر مباحث مقررات ملّی ساختمان و سایر آئین‌نامه‌های ملّی در این زمینه باشد.

الزامات و مقررات این مبحث شامل تعاریف، چهار فصل اصلی به شرح زیر و شش پیوست است:

۱- الزامات عمومی (فصل ۱۰-۱)

۲- الزامات طراحی (فصل ۱۰-۲)

۳- الزامات طراحی لرزه‌ای (فصل ۱۰-۳)

۴- الزامات ساخت، نصب و کنترل (فصل ۱۰-۴)

تغییرات این ویرایش نسبت به ویرایش قبلی چشمگیر بوده و مهم‌ترین آن‌ها به شرح زیر است:

- اضافه شدن بخش تعاریف به مبحث؛
- ارائهٔ الزامات حالت‌های حدی مقاومت به دو روش، ضرایب بار و مقاومت (LRFD) و مقاومت مجاز (ASD). لازم به توضیح است که چون در هر دو روش مورداشاره، برای محاسبهٔ مقاومت‌های اسمی از یک رابطه استفاده شده و تفاوت دو روش فقط به نحوهٔ اعمال ضرایب اطمینان در طراحی مربوط می‌شود، در نتیجه حجم مطالب مبحث تغییر قابل‌توجهی نداشته؛ ضمن اینکه همانند برخی آیین‌نامه‌های معتبر، امکان طراحی براساس روش

مقاومت مجاز نیز فراهم شده است.

- اضافه شدن استانداردهای مورد تائید تحت عنوان پیوست یک؛
- اضافه شدن الزامات حفاظت در برابر آتش تحت عنوان پیوست شش؛
- تکمیل و به‌روز شدن الزامات طراحی اعضا برای حالت‌های حدی مقاومت؛
- اضافه شدن الزامات طراحی اعضای با اجزای لاغر برای کاربردهای غیر لرزه‌ای؛
- اضافه شدن الزامات طراحی تیرهای لانه‌زنبوری با سوراخ‌های شش‌ضلعی برای کاربردهای غیر لرزه‌ای تحت عنوان پیوست پنج؛
- تکمیل و به‌روز شدن الزامات طراحی اعضای با مقطع مختلط برای دو نوع عملکرد مختلط کامل و ناقص؛
- تکمیل الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری به‌ویژه کنترل ارتعاش (لرزش)؛
- تکمیل و به‌روز شدن الزامات طراحی لرزه‌ای؛
- اضافه شدن الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرپایی ویژه؛
- اضافه شدن الزامات لرزه‌ای سیستم کنسولی فولادی ویژه؛
- اضافه شدن الزامات لرزه‌ای مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه؛
- اضافه شدن الزامات لرزه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب؛
- اضافه شدن الزامات لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی ویژه؛
- اضافه شدن الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی مختلط ویژه؛
- اضافه شدن الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه؛
- اضافه شدن الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط؛
- اضافه شدن الزامات لرزه‌ای دیوارهای برشی مختلط ویژه؛
- تکمیل و به‌روز شدن الزامات اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده؛
- اضافه شدن الزامات لرزه‌ای اتصال پیچی با جفت سپری؛
- اضافه شدن الزامات لرزه‌ای اتصال تیر با مقطع کاهش‌یافته و دیافراگم عبوری از ستون؛
- اضافه شدن الزامات لرزه‌ای اتصال تقویت‌نشدهٔ جوشی و دیافراگم عبوری از ستون؛
- اضافه شدن الزامات لرزه‌ای اتصال تیر با بال پهن‌شده و دیافراگم عبوری از ستون؛
- اضافه شدن الزامات روش تأیید اتصالات گیردار؛
- اضافه شدن الزامات روش تأیید مهاربندهای کمانش‌تاب؛
- تکمیل و به‌روز شدن الزامات ساخت، نصب و کنترل با توجه به شرایط و امکانات موجود.

دفتر مقررات ملّی و کنترل ساختمان امیدوار است با توجه به جامعیت و به‌روز بودن الزامات مبحث

و سهولت کاربرد آن در نرم‌افزارهای مهندسی متداول، طراحی سازه‌های فولادی هر چه بیشتر استاندارد و یکنواخت شده و نقش مؤثری در ارتقای کیفیت سازه‌های فولادی داشته باشد.

در پایان این دفتر از تمامی اساتید، مهندسان، انجمن‌های مهندسی و سازمان‌های نظام مهندسی و نیز کلیهٔ دست‌اندرکاران صنعت ساختمان که نظرات نگارشی و تخصصی خود را در ارتباط با پیش‌نویس این مبحث ارسال نموده‌اند، صمیمانه تشکر و قدردانی نموده و از هرگونه اظهارنظر، پیشنهاد و انتقاد استقبال و از آن‌ها جهت انجام اصلاحات بعدی استفاده خواهد نمود. لذا عموم علاقه‌مندان می‌توانند با مراجعه به درگاه اینترنتی inbr.ir نسبت به ثبت نقطه‌نظرات خود اقدام نمایند.

دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان

inbr.ir

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
تعاریف	۱
۱۰-۱ الزامات عمومی	۲۳
۱۰-۱-۱ هدف و دامنه کاربرد	۲۳
۱۰-۱-۲ مبانی طراحی	۲۴
۱۰-۱-۳ روش‌های تحلیل سازه	۲۷
۱۰-۱-۴ مصالح فولادی سازه‌ها	۲۸
۱۰-۱-۵ مدارک فنی	۳۵
۱۰-۱-۶ الزامات طراحی لرزه‌ای	۳۶
۱۰-۱-۷ الزامات ساخت، نصب و کنترل	۳۶
۱۰-۱-۸ علائم، اختصارات و واحدها	۳۶
۱۰-۲ الزامات طراحی	۳۹
۱۰-۲-۱ الزامات تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری	۴۰
۱۰-۲-۲ الزامات مقاطع اعضای فولادی	۵۰
۱۰-۲-۳ الزامات طراحی اعضا برای نیروی کششی	۵۹

inbr.ir

۱۰-۲-۴ الزامات طراحی اعضا برای نیروی فشاری ۶۶
۱۰-۲-۵ الزامات طراحی اعضا برای لنگر خمشی ۸۳
۱۰-۲-۶ الزامات طراحی اعضا برای نیروی برشی ۱۲۴
۱۰-۲-۷ الزامات طراحی اعضا برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی و ترکیب لنگر پیچشی با سایر نیروها ۱۳۴
۱۰-۲-۸ الزامات طراحی اعضای با مقطع مختلط ۱۴۳
۱۰-۲-۹ الزامات طراحی اتصالات ۱۸۵
۱۰-۲-۱۰ الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری ۲۴۳
۱۰-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای ۲۴۹
۱۰-۳-۱ دامنه کاربرد ۲۵۰
۱۰-۳-۲ الزامات لرزه‌ای عمومی ۲۵۱
۱۰-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ۲۸۴
۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده و دیوارهای برشی فولادی ۳۱۹
۱۰-۳-۵ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی مختلط ویژه ۳۶۹
۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده و دیوار برشی مختلط ۳۷۵
۱۰-۳-۷ اتصالات گیردار پیش تأییدشده ۳۹۱
۱۰-۳-۸ روش تأیید اتصالات گیردار ۴۳۸
۱۰-۳-۹ روش تأیید مهاربندهای کمانش‌تاب ۴۴۵
۱۰-۴ الزامات ساخت، نصب و کنترل ۴۵۳
۱۰-۴-۱ کلیات ۴۵۳
۱۰-۴-۲ مشخصات مصالح فولاد سازه‌ای ۴۵۴
۱۰-۴-۳ ساخت و نصب قطعات فولادی ۴۵۵

inbr.ir

۱۰-۴-۴ اتصال با جوش ۴۶۴
۱۰-۴-۵ اتصال با پیچ ۴۷۵
۱۰-۴-۶ انبار کردن، حمل و رفع معایب قطعات ساخته‌شده ۴۹۰
۱۰-۴-۷ رنگ‌آمیزی و گالوانیزه کردن قطعات فولادی ۴۹۲
۱۰-۴-۸ رواداری‌ها ۴۹۷
۱۰-۴-۹ کنترل کیفیت، تضمین کیفیت و الزامات اجرایی لرزه‌ای ۵۱۰

پیوست ۱ فهرست استانداردهای معتبر مصالح سازه‌های فولادی موردتأیید ۵۲۷

پیوست ۲ ضریب طول مؤثر اعضای فشاری ۵۳۷

پیوست ۳ تحلیل مرتبه‌دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبه‌اول تشدیدیافته ۵۴۳

پیوست ۴ الزامات اعضای کششی با اتصال لولایی با استفاده از تسمهٔ لولاشده با خار مغزی یا تسمهٔ سرپهن ۵۴۹

پیوست ۵ الزامات طراحی تیرهای لانه‌زنبوری با سوراخ‌های شش‌ضلعی ۵۵۵

پیوست ۶ حفاظت در برابر آتش ۵۵۹

inbr.ir

inbr.ir

تعاریف

اتصال اتکایی: اتصالی که در آن انتقال نیروی برشی از طریق اتکای بدنهٔ پیچ به جدارهٔ سوراخ صورت می‌گیرد و از مقاومت اتصال در برابر لغزش صرف‌نظر می‌شود.

اتصال پیش‌تنیده: اتصالی که در آن انتقال نیروی برشی از طریق اتکای بدنهٔ پیچ به جدارهٔ سوراخ صورت می‌گیرد و از مقاومت اتصال در برابر لغزش صرف‌نظر می‌شود. بااین‌وجود در اجرا و هنگام نصب، پیچ‌های این نوع اتصالات باید پیش‌تنیده شوند.

اتصال ساده (مفصلی): اتصالی است که از نظر دوران، انعطاف‌پذیر بوده و لنگری را به تکیه‌گاه انتقال نمی‌دهد.

اتصال کف‌ستون: اتصالی است که از ورق کف‌ستون، اجزای اتصال‌دهنده (شامل سخت‌کننده‌های قائم، افقی و لچکی) و وسایل اتصال (شامل میل‌مهارها، پیچ و جوش) تشکیل شده و وظیفهٔ آن انتقال نیروهای ایجادشده در پای ستون به شالوده است.

اتصال گیردار پیش‌تأییدشدهٔ تیر به ستون: اتصال گیرداری است که دارای توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی غیر الاستیک به میزان موردنظر، بدون کاهش قابل‌توجه مقاومت است. الزامات این نوع اتصالات در بخش ۱۰-۳-۷ ارائه شده است.

inbr.ir

اتصال گیردار تأییدشدهٔ تیر به ستون: اتصال گیرداری است که عملکرد آن مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۸ تأیید می‌شود.

اتصال گیردار تیر به ستون: اتصالی است که در آن زاویهٔ بین تیر و ستون پس از تغییرشکل حاصل از کلیهٔ بارها، تقریباً بدون تغییر مانده و لنگر خمشی تیر قابل‌انتقال به ستون است.

اتصال لغزش بحرانی: اتصالی که در آن هیچ‌گونه لغزشی بین سطوح تماس مجاز نبوده و انتقال نیروی برشی در اتصال از طریق نیروی اصطکاک بین سطوح در تماس اتصال انجام می‌پذیرد.

آثار P-δ: به آثار اضافی ناشی از بارها گفته می‌شود که به علت وجود تغییرشکل در طول اعضا به وجود می‌آید.

آثار P-Δ: به آثار اضافی بارها به علت تغییرمکان جانبی نسبی کل سیستم سازه‌ای گفته می‌شود و به علت برون‌محوری ناشی از تغییرمکان جانبی دو انتهای اعضا نسبت به یکدیگر به وجود می‌آید.

اجزای با دو لبه مقید: ورق‌های تحت‌فشار تشکیل‌دهندهٔ مقطع یک عضو سازه‌ای که دو لبهٔ آن در راستای بارگذاری به اجزای دیگر مقطع متصل باشند.

اجزای با یک لبه مقید: ورق‌های تحت‌فشار تشکیل‌دهندهٔ مقطع یک عضو سازه‌ای که فقط یک لبهٔ آن در راستای بارگذاری به اجزای دیگر مقطع متصل باشد.

آزمایش طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی: آزمایش دینامیکی که بر روی نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ استاندارد فولادی تحت اثر یک ضربهٔ استاندارد صورت می‌گیرد و میزان طاقت (جذب انرژی) نمونهٔ فولادی را در مقابل ترد شکنی مشخص می‌نماید.

آزمون غیر مخرب: آزمایشی که در آن بر عضو سازه‌ای آسیبی وارد نگردد و پیوستگی مصالح فولادی سازه و اجزای مقطع آن به هم نخورد.

انحنای ساده: منحنی تغییرشکل‌یافتهٔ عضو حاصل از لنگر خمشی که هیچ نقطهٔ عطفی در طول دهانه وجود نداشته باشد.

inbr.ir

انحنای مضاعف: منحنی تغییرشکل‌یافتهٔ عضو حاصل از لنگر خمشی که در طول دهانه دارای نقطهٔ عطف باشد.

بار ثقلی: نیروهای ناشی از شتاب ثقل که به‌صورت قائم و از بالا به پایین به سازه وارد می‌گردد (نظیر وزن مصالح تشکیل‌دهندهٔ ساختمان یا وزن‌های ناشی از کاربری).

بار جانبی: نیروهایی که به‌صورت افقی به سازه وارد می‌شوند (نظیر نیروی باد یا زلزله).

بار جانبی فرضی: نیروی افقی فرضی برای منظور کردن آثار نواقص هندسی اولیه در اعضای باربر ثقلی است که در محل اثر بارهای ثقلی در نظر گرفته می‌شود.

بازرس تضمین کیفیت: به شخص حقیقی یا حقوقی مستقلی اطلاق می‌گردد که قبل و حین اجرا، بازرسی‌های تضمین کیفیت را سازمان‌دهی و اجرا می‌نماید.

بازرس کنترل کیفیت: به شخصی حقیقی یا حقوقی اطلاق می‌گردد که بازرسی کنترل کیفیت را در حین اجرا و بر روی عملیات اجراشده انجام می‌دهد.

برش افقی در تیرهای با مقطع مختلط: نیروی برشی افقی بین تیر فولادی و دال بتنی متکی بر آن با عرشهٔ فولادی یا بدون آن‌که در اثر عملکرد خمشی مختلط ایجاد می‌شود.

برش قالبی: به گسیختگی کششی نواحی تأثیرپذیر اعضا و اجزای اتصال‌دهنده در راستای عمود بر نیروی کششی همراه با تسلیم یا گسیختگی برشی در راستای موازی نیروی کششی اطلاق می‌گردد.

برگشت جوش: به طولی کوتاه از جوش گوشه گفته می‌شود که برای اجتناب از قطع ناگهانی زنجیرهٔ جوش، در انتهای یک ضلع روی ضلع دیگر متقاطع با آن برگشت داده می‌شود.

برنامه تضمین کیفیت: به برنامه‌ای اطلاق می‌شود که شرکت عامل یا بازرس تضمین کیفیت به‌منظور انطباق کار اجراشده با الزامات تعیین‌شده در مدارک فنی تأییدشدهٔ ساخت و استانداردهای مرجع پیاده‌سازی می‌کند.

برنامه کنترل کیفیت: به برنامه‌ای اطلاق می‌شود که در آن سازنده و نصاب در حین اجرا، الزامات و روش‌های انجام کار اجراشده را با مشخصات فنی مطابقت داده و بازرسی می‌نمایند.

بست: ورق، نبشی، ناودانی یا پروفیل‌های دیگر که به‌صورت موازی یا مورب، دو یا چند نیمرخ را در اعضای ساخته‌شده، در فواصلی به یکدیگر متصل می‌نماید.

پایداری: شرایطی که در آن در اثر ایجاد تغییر کمی در بارهای وارده یا هندسهٔ سازه، در هیچ بخشی از سازه تغییرمکان بزرگ ایجاد نشود.

پهنای مؤثر: پهنای کاهش‌یافتهٔ ورق در مقاطع فولادی یا دال بتنی در مقاطع مختلط که رفتار ناشی از توزیع یکنواخت تنش در آن، معادل رفتار ناشی از توزیع غیریکنواخت تنش یا عدم وجود آن در کل پهنا است.

پیش‌خیز: به انحنای ایجادشده در یک تیر یا خرپا قبل از بارگذاری برای جبران تغییرمکان‌های حاصل از بارگذاری ثقلی اطلاق می‌گردد.

تأخیر برشی: به آثار ناشی از توزیع غیریکنواخت تنش کششی در یک عضو یا جزء اتصال‌دهنده در ناحیهٔ اتصال اطلاق می‌گردد.

تحلیل الاستیک: تحلیل سازه براساس فرض کشسان مصالح که در آن پس از برداشتن و حذف بار، سازه به حالت اولیهٔ هندسی خود برمی‌گردد.

تحلیل الاستیک مرتبه اول: تحلیل سازه‌ای که تحت اثر ترکیبات بارگذاری، تغییرشکل‌های سازه کوچک فرض شده و رفتار مصالح اعضا در محدودهٔ الاستیک (ارتجاعی) باشد.

تحلیل الاستیک مرتبه دوم: تحلیل سازه‌ای که در آن معادلات تعادل در وضعیت سازهٔ تغییرشکل‌یافته فرمول‌بندی شده و در آن آثار $P\text{-}\delta$ و $P\text{-}\Delta$ منظور شده باشد.

تحلیل سازه: به تعیین آثار نیروهای خارجی بر روی سازه و به دست آوردن نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها در اعضا، اجزاء و اتصالات بر مبنای اصول مکانیک سازه‌ها اطلاق می‌گردد.

inbr.ir

تحلیل غیر الاستیک: تحلیل سازه‌ای که در آن رفتار مصالح کلیه یا برخی از اعضا و اجزای سازه به‌صورت غیر ارتجاعی در نظر می‌شود و این تغییر رفتار، در تحلیل سازه موردتوجه قرار گیرد.

ترکیبات بارگذاری ASD: ترکیبات بارگذاری مشخص‌شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان که در طراحی به روش ASD به کار می‌رود.

ترکیبات بارگذاری LRFD: ترکیبات بارگذاری مشخص‌شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان که در طراحی به روش LRFD به کار می‌رود.

ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته: ترکیبات بارگذاری که در آن زلزلهٔ تشدیدیافته جایگزین زلزله طرح می‌شود.

ترکیبات بارگذاری متعارف: ترکیبات بارگذاری که در آن کلیهٔ بارهای وارد بر سازه با ضرایب مشخص‌شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای طراحی به روش LRFD یا طراحی به روش ASD در نظر گرفته می‌شود.

تسلیم موضعی: به تسلیم ناحیهٔ محدودی از مقطع یا طول عضو گفته می‌شود.

تضمین کیفیت: به برنامه‌ریزی‌ها، اقدامات مدیریتی، دستورالعمل‌ها و کنترل‌هایی اطلاق می‌شود که نشان دهد مصالح به‌کاررفته و کار انجام‌شده توسط سازنده و نصاب، الزامات و مدارک تأییدشدهٔ ساخت و استانداردهای مرجع را تأمین می‌نماید.

تنش تسلیم مشخصه: به حد پایین تنش تسلیم مصالح فولادی گفته می‌شود که از نظر آماری تنها 5 درصد احتمال نقض آن وجود دارد.

تنش تسلیم مورد انتظار (R_yF_y): به حاصل‌ضرب تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد (F_y) در ضریب تنوع تولید در F_y فولاد (R_y) اطلاق می‌گردد و بیانگر بیشترین تنش تسلیم کششی محتمل مصالح فولادی است.

تنش کششی نهایی: به حد پایین تنش کششی نهایی مصالح فولادی گفته می‌شود که از نظر آماری نمونه‌های ناقض به درصد پایینی محدود شده است.

تنش کششی نهایی مورد انتظار (R_tF_u): به حاصل‌ضرب تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد **(F_u)** در ضریب تنوع تولید F_u فولاد **(R_t)** اطلاق می‌گردد و بیانگر بیشترین تنش کششی نهایی محتمل مصالح فولادی است.

تنش مجاز: به مقاومت مجاز عضو یا جزء سازه‌ای تقسیم بر مشخصات هندسی متناظر مقطع (اساس مقطع الاستیک، سطح مقطع کل، سطح مقطع مؤثر یا سطح مقطع جان) گفته می‌شود.

تیر: عضو سازه‌ای است که عملکرد اصلی آن تحمل خمش حاصل از نیروهای وارده و انتقال آثار نیروهای وارده به اتصال دو انتهای خود است.

تیر پیوند: در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ فولادی واگرا، تیر پیوند به بخشی از تیر اطلاق می‌گردد که در ناحیهٔ حدفاصل محل تقاطع دو عضو مهاربندی با تیر یا در ناحیهٔ حدفاصل محل تقاطع عضو مهاربندی با تیر تا وجه ستون قرار دارد.

تیر مختلط محاط در بتن: تیر مختلط فولادی-بتنی است که بخش فولادی مقطع به‌طور کامل در بخش بتنی مقطع مختلط مدفون گردیده و بخش فولادی و بتنی به‌صورت مشترک در تحمل لنگرهای خمشی عمل می‌نماید. درصورتی‌که بتن اطراف مقطع فولادی با دال بتنی کف به‌صورت هم‌زمان اجرا شده باشد، تیر مختلط محاط در بتن با دال بتنی کف به‌طور مشترک در تحمل لنگرهای خمشی عمل می‌نمایند.

تیرستون: عضو سازه‌ای است که عملکرد اصلی آن تحمل هم‌زمان لنگر یا لنگرهای خمشی و نیروی محوری حاصل از نیروهای وارده است.

تیر مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن: تیر فولادی با دال بتنی متکی بر آن با برشگیر، با یا بدون عرشهٔ فولادی که در تحمل لنگرهای خمشی به‌صورت مختلط عمل می‌نماید.

تیر مختلط پرشده با بتن: عضو خمشی مختلط فولادی-بتنی است که بخش بتنی مقطع به‌طور کامل داخل بخش فولادی آن قرار گرفته و در تحمل لنگرهای خمشی به‌صورت مختلط عمل می‌نمایند.

inbr.ir

تیرهای با مقطع کاهش‌یافته: تیرهایی که در آن‌ها در یک ناحیه با طول مشخص، پهنای دو بال آن نسبت به سایر نواحی طول تیر کاهش داده می‌شود، به‌طوری‌که مفصل پلاستیک احتمالی به‌طور مطمئن در این ناحیه تشکیل گردد (تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی به‌طور مطمئن در این ناحیه صورت گیرد) و در طراحی برای ظرفیت، تقاضای نیرویی کمتری برای خارج از این ناحیه، اتصالات تیر به ستون، چشمهٔ اتصال و ستون فراهم گردد.

تیر همبند: تیر فولادی یا مختلط که دو دیوار برشی بتن‌آرمه را به یکدیگر متصل نموده تا در برابر بارهای جانبی لرزه‌ای به‌صورت توأم عمل نمایند.

جزء مرزی افقی (HBE): به تیرهای متصل به لبه‌های افقی ورق دیوار برشی فولادی اطلاق می‌گردد.

جزء مرزی قائم (VBE): به ستون‌های متصل به لبه‌های قائم ورق دیوار برشی فولادی اطلاق می‌گردد.

جوش انگشتانه: به جوش به‌کاررفته در داخل سوراخ دایره‌ای‌شکل داخل یک ورق گفته می‌شود که آن را به سطح قطعهٔ فلزی دیگری متصل می‌نماید.

جوش کام: به جوش به‌کاررفته در داخل سوراخ لوبیایی‌شکل داخل یک ورق گفته می‌شود که آن را به سطح قطعهٔ فلزی دیگری متصل می‌نماید.

جوش بحرانی لرزه‌ای: به جوش‌های مشخص‌شده در فصل ۱۰-۳ این مبحث اطلاق می‌گردد که در آن‌ها فلز جوش باید از مشخصات ویژه‌ای برخوردار باشد.

جوش شیاری با نفوذ کامل (CJP): به جوش‌هایی گفته می‌شود که در آن‌ها فلز جوش در کل ضخامت ورق متصل‌شده نفوذ می‌نماید.

جوش شیاری با نفوذ نسبی یا ناقص (PJP): به جوش‌هایی گفته می‌شود که در آن‌ها فلز جوش در بخشی از ضخامت ورق متصل‌شده نفوذ می‌نماید.

جوش گوشه: جوش‌هایی که شکل آن‌ها عموماً مثلثی بوده و بر روی سطوح دو ورق (اتصال T)، سطح یک ورق و لبهٔ ورق دیگر (اتصال روی‌هم) یا ضخامت دو ورق (اتصال L) را به یکدیگر متصل می‌نماید.

جوش گوشهٔ تقویتی: جوش گوشه‌ای که در محل درز جوش بر روی جوش شیاری یا در زیر آن اضافه می‌شود.

چروکیدگی جان: به گسیختگی موضعی ورق جان عضو تحت اثر بار متمرکز فشاری یا عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی در مجاورت محل اثر بار، گفته می‌شود.

چشمهٔ اتصال: به ناحیه‌ای از جان یا جان‌های ستون، محصور بین بال‌های ستون و ورق‌های پیوستگی یا امتداد ورق‌های بال تیر یا امتداد ورق‌های روسری و زیرسری در گرهٔ اتصال گیردار تیر به ستون اطلاق می‌شود. وظیفهٔ اصلی این ناحیه انتقال لنگر خمشی تیر به ستون بوده و متحمل تنش‌های برشی زیادی علاوه بر تنش‌های محوری و خمشی خواهد بود.

حالت حدی: به شرایطی اطلاق می‌گردد که اگر تمام یا بخشی از سازه به آن حالت برسد، دیگر قادر به انجام وظایف خود نبوده و قابلیت استفاده را از دست می‌دهد.

حالت حدی بهره‌برداری: حالتی که سازه شامل اعضا و اتصالات آن، با وقوع آن نظیر تغییرشکل، لرزش و ...، قابلیت نگهداری، شرایط ظاهری، دوام یا کارایی خود را از دست می‌دهد و دیگر قادر به انجام وظایف و تأمین آسایش بهره‌برداران نخواهد بود.

خردشدگی بتن: به حالت حدی گسیختگی فشاری در بتن اطلاق می‌گردد که در آن بتن به کرنش نهایی خود می‌رسد.

خمش موضعی بال ستون: به حالت حدی وقوع تغییرشکل غیرارتجاعی بزرگ در بال ستون اطلاق می‌گردد که تحت اثر بار متمرکز عرضی بال کششی تیر ایجاد می‌گردد.

دوران تیر پیوند: به تغییرمکان نسبی دو انتهای تیر پیوند، که عمود بر محور طولی تیر پیوند به وقوع می‌پیوندد، تقسیم بر طول تیر پیوند، دوران تیر پیوند گفته می‌شود. دوران تیر پیوند شامل دوران‌های الاستیک و غیر الاستیک آن است.

inbr.ir

دیافراگم کف: دیافراگم کف یک صفحهٔ افقی صلب یا انعطاف‌پذیر بوده که وظیفهٔ اصلی آن تحمل نیروهای جانبی ناشی از بارگذاری جانبی و انتقال آن به سیستم‌های باربر جانبی است. این دیافراگم عموماً از طریق برشگیرهای تعبیه‌شده روی تیرهای فولادی و مدفون در دیافراگم کف، نیروهای جانبی را از طریق جمع‌کننده‌ها به سیستم باربر جانبی منتقل می‌نماید.

دیوار برشی: دیواری که مقاومت و سختی لازم برای تحمل نیروهای جانبی که در صفحهٔ دیوار وارد می‌شود را فراهم نموده و پایداری سیستم سازه را تأمین می‌نماید.

دیوار برشی فولادی ویژه: سیستمی متشکل از ورق‌های فولادی تقویت‌نشدهٔ محصور بین اجزای مرزی فولادی افقی در تراز طبقات و اجزای مرزی فولادی قائم در دو طرف ورق است. شکل‌پذیری مورد انتظار در این سیستم باربر جانبی زیاد بوده که از طریق تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی کششی ورق فولادی در ارتفاع دیوار، تغییرشکل خمشی فرا ارتجاعی در دو انتهای اجزای مرزی افقی و تغییرشکل خمشی فرا ارتجاعی در پای اجزای مرزی فولادی قائم تأمین می‌گردد.

دیوار برشی مختلط ویژه: این سیستم سازه‌ای می‌تواند شامل دیوارهای برشی بتن‌آرمه غیرهم‌بسته با اجزای مرزی مختلط یا دیوارهای برشی هم‌بسته با یا بدون اجزای مرزی مختلط با تیر همبند فولادی یا مختلط باشد. شکل‌پذیری مورد انتظار در این سیستم باربر جانبی زیاد بوده و از طریق تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی خمشی و برشی دیوار بتن‌آرمه، تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محوری کششی و فشاری اجزای مرزی و تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی خمشی یا برشی تیرهای همبند فولادی یا مختلط (در صورت وجود) تأمین می‌گردد.

روش توزیع تنش پلاستیک: روش تعیین مقاومت خمشی اسمی در اعضای مختلط است که در آن در مقطع عضو، بخش فولادی به‌طور کامل پلاستیک در نظر گرفته شده و فرض می‌شود دورترین تار فشاری بخش بتنی در آستانهٔ کرنش نهایی قرار دارد.

روش سازگاری کرنش: روش تعیین مقادیر مقاومت خمشی اسمی در اعضای مختلط که بر مبنای روابط تنش-کرنش مصالح بتنی و فولادی و در نظر گرفتن توزیع خطی کرنش در عمق مقطع و محدود نمودن حداکثر کرنش فشاری بتن به 0.003 استوار است.

روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD): طراحی و تناسب‌بندی اعضا، اجزاء و اتصالات به‌نحوی‌که مقاومت طراحی (حاصل‌ضرب مقاومت اسمی در ضریب کاهش مقاومت) آن‌ها بزرگ‌تر یا مساوی مقاومت موردنیاز آن‌ها تحت اثر ترکیبات بارگذاری مربوط به این روش طراحی باشد.

روش مقاومت مجاز (ASD): طراحی و تناسب‌بندی اعضا، اجزاء و اتصالات به‌نحوی‌که مقاومت مجاز (مقاومت اسمی تقسیم بر ضریب اطمینان) آن‌ها بزرگ‌تر یا مساوی مقاومت موردنیاز آن‌ها تحت اثر ترکیبات بارگذاری مربوط به این روش طراحی باشد.

زاویهٔ تغییرمکان نسبی طبقه: زاویه‌ای که از تقسیم تغییرمکان جانبی نسبی هر طبقه بر ارتفاع طبقه محاسبه می‌گردد.

زلزلهٔ تشدیدیافته (E_{mh}): به نیروهای به‌دست‌آمده از حاصل‌ضرب نیروی جانبی ناشی از زلزلهٔ طرح در ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) اطلاق می‌شود. مقدار ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) به پارامترهای متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، میزان ظرفیت اضافی موجود در سازه، جزئیات‌بندی اعضا، اثرات اجزای غیر سازه‌ای و ... بستگی دارد و مقدار آن برای سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر زلزله در استاندارد ۲۸۰۰ ارائه شده است.

زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}): این نیرو معادل نیروی زلزلهٔ افقی است که مقدار آن محدود به ظرفیت اعضای شکل‌پذیر سیستم بوده و ملاک طراحی اعضای غیر شکل‌پذیر قرار می‌گیرد.

سازه‌های شکل‌پذیر: به سازه‌های باربر جانبی لرزه‌ای اطلاق می‌شوند که بتوانند در نواحی خاصی از اعضای خود تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی را پذیرا بوده و این ویژگی را در بارگذاری‌های رفت و برگشتی بدون کاهش قابل‌ملاحظه در مقاومت، حفظ نمایند.

ستون: به عضو سازه‌ای معمولاً به‌صورت قائم اطلاق می‌شود که عملکرد اصلی آن تحمل نیروی محوری فشاری وارده در راستای محور طولی خود است.

ستون متکی: ستون‌های متکی به ستون‌هایی گفته می‌شود که سختی جانبی آن‌ها به‌واسطهٔ اتصال مفصلی تیرها ناچیز بوده و فقط برای بارهای ثقلی طراحی می‌شوند.

ستون مختلط: به عضو متشکل از مقطع فولادی محاط در بتن یا پرشده با بتن اطلاق می‌شود که به‌عنوان ستون در سیستم‌های باربر ثقلی و جانبی به کار می‌رود.

سخت‌کننده: به یک جزء سازه‌ای نظیر ورق یا نبشی گفته می‌شود که به یک عضو سازه‌ای متصل می‌گردد تا سختی آن را افزایش داده و توزیع بار را هموارتر نماید.

سخت‌کنندهٔ عرضی: به سخت‌کننده‌های تعبیه‌شده در جان اعضا اطلاق می‌شود که عمود بر بال‌های آن‌ها بوده و عملکرد اصلی آن افزایش مقاومت کمانش برشی جان اعضا است. در محل بارهای متمرکز نیز برای جلوگیری از تسلیم، گسیختگی و کمانش موضعی از سخت‌کننده‌های عرضی استفاده می‌شود.

سختی: نسبت نیروی وارده به تغییرمکان حاصله را سختی انتقالی و نسبت لنگر وارده به دوران حاصله را سختی دورانی می‌گویند.

سطح مقطع خالص: به سطح مقطع کل عضو یا جزء سازه‌ای فولادی منهای سطح تصویر سوراخ‌ها یا شکاف‌های آن اطلاق می‌شود.

سطح مقطع خالص مؤثر: به سطح مقطع خالصی گفته می‌شود که مقدار آن با ضریب تأخیر برش (U) کاهش داده می‌شود. ضریب تأخیر برش (U) معرف توزیع غیریکنواخت تنش کششی در اثر اتصال عضو کششی از طریق بخشی از اجزای عضو و نه تمامی اجزای آن است.

سطح مقطع کلی عضو: به مساحت مقطع عمود بر محور طولی عضو اطلاق می‌شود که از مجموع حاصل‌ضرب پهنا در ضخامت اجزای عضو به دست می‌آید.

سیستم باربر جانبی لرزه‌ای (SFRS): سیستم باربر جانبی لرزه‌ای به بخشی از سیستم سازه‌ای اطلاق می‌گردد که وظیفهٔ اصلی آن تأمین مقاومت جانبی، سختی جانبی و شکل‌پذیری در برابر نیروهای جانبی زلزله وارد بر سیستم سازه‌ای است.

سیستم سازه‌ای: به مجموعه‌ای از اعضا و اجزای سازه‌ای و اتصالات اطلاق می‌شود که قابلیت تحمل بار داشته و از طریق اتصال به یکدیگر، تشکیل یک سیستم به‌هم‌پیوستهٔ باربر را می‌دهند.

inbr.ir

سیستم کنسولی فولادی ویژه: این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، یک نوع قاب متشکل از ستون‌های کنسولی فولادی است که شکل‌پذیری مورد انتظار در آن محدود بوده و از طریق تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی خمشی در پای ستون‌ها تأمین می‌گردد.

سیستم مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه: یک سیستم قاب مهاربندی‌شده است که در حدفاصل دیافراگم دو کف مجاور یا دو تراز مهارشده، از دو یا چند ردیف مهاربند تشکیل می‌شود.

ضریب R_y: عبارت است از نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد (F_y) که به‌منظور در نظر گرفتن مقاومت‌های مورد انتظار اعضای شکل‌پذیر سیستم سازه‌ای برای طراحی ظرفیتی اتصالات و سایر اعضای غیر شکل‌پذیر آن به کار می‌رود.

ضریب R_t: عبارت است از نسبت تنش کششی نهایی مورد انتظار به تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد (F_u) که برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع و افزودنی‌های به‌کاررفته در طی روند تولید فولاد در کارخانه‌ها بستگی دارد.

ضریب اضافه مقاومت (Ω_0): ضریبی که به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، میزان ظرفیت اضافی موجود در سازه، جزئیات‌بندی اعضا و آثار اجزای غیر سازه‌ای بستگی دارد و در محاسبهٔ نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته به کار گرفته می‌شود.

ضریب اطمینان (Ω): ضریبی که در طراحی به روش ASD کاربرد دارد و دربرگیرندهٔ میزان انحراف مقاومت واقعی از مقاومت اسمی، میزان انحراف بارهای واقعی از بارهای اسمی، عدم قطعیت‌های تحلیل و نحوهٔ خرابی اعضا و پیامدهای ناشی از آن بوده و در تعیین مقاومت مجاز اعضا مورد استفاده قرار می‌گیرد.

ضریب طول مؤثر (K): به نسبت طول مؤثر کمانش عضو به طول مهارنشدهٔ آن اطلاق می‌گردد.

ضریب کاهش مقاومت (ϕ): ضریبی که در طراحی به روش LRFD کاربرد دارد و دربرگیرندهٔ میزان انحراف مقاومت واقعی از مقاومت اسمی، عدم قطعیت‌های تحلیل و نحوهٔ خرابی اعضا و پیامدهای ناشی از آن بوده و در تعیین مقاومت طراحی اعضا مورد استفاده قرار می‌گیرد.

طراحی: فرایندی است که براساس آن مشخصات فیزیکی، هندسی و مادی اعضا، اجزاء و اتصالات سازه برای فراهم شدن معیارهایی نظیر مقاومت‌های موردنیاز، شرایط بهره‌برداری، دوام، قابلیت ساخت، الزامات صرفه‌جویی در مصالح، تعیین می‌گردد.

طول مؤثر عضو: به طول حدفاصل دو نقطهٔ عطف متوالی در مُد کمانشی غالب عضو محوری فشاری اطلاق می‌شود.

عرشهٔ فولادی: ورق‌های نازکی هستند که با نوردسرد به‌صورت یک صفحهٔ کنگره‌دار فولادی شکل داده شده و به‌عنوان قالب ماندگار در اجرای گروهی از تیرهای مختلط به کار می‌روند. چنانچه سطوح عرشهٔ فولادی دارای برجستگی باشد، می‌تواند به‌عنوان بخشی از فولاد کششی دال بتنی عمل نماید.

عضو جمع‌کننده: به عضوی اطلاق می‌شود که نیروهای حاصل از بار جانبی از طریق دیافراگم کف به این عضو منتقل شده و از طریق آن به اعضای سیستم باربر جانبی منتقل می‌شود.

عضو محوری با مقطع مختلط پرشده با بتن: به عضو محوری اطلاق می‌شود که بخش بتنی مقطع آن، داخل بخش فولادی آن قرار گرفته و در آن بتن و فولاد در تحمل نیروی محوری مشارکت می‌نماید.

عضو محوری با مقطع مختلط محاط در بتن: به عضو محوری اطلاق می‌شود که بخش فولادی مقطع آن، به‌طور کامل در بخش بتنی آن محاط شده و در آن بتن و فولاد در تحمل نیروی محوری مشارکت می‌نماید.

عضو مختلط: عضوی است که در آن بخش فولادی و بخش بتنی عضو به‌صورت اجزای یک مقطع یکپارچه، نیروهای وارده را تحمل می‌نمایند.

عضو مهاربندی: عضو سازه‌ای مورب که با رفتار غالب محوری، نیروهای جانبی ناشی از زلزله را تحمل و در بارهای ثقلی به پایداری سازه کمک می‌نماید. این اعضا می‌توانند به‌صورت قطری، ضربدری، ۷ و ۸ شکل باشند.

عضو مهاربندی کمانش‌تاب: به عضو مهاربندی اطلاق می‌گردد که از یک هستهٔ فولادی باربر و یک غلاف بیرونی تشکیل شده است. هستهٔ فولادی وظیفهٔ تحمل نیروهای کششی و فشاری حاصل از زلزله و تأمین شکل‌پذیری موردنیاز را دارد. غلاف بیرونی، بدون مشارکت در باربری محوری، وظیفهٔ مهار جانبی هستهٔ فولادی در برابر کمانش را بر عهده دارد.

عضو مهاربندی مختلط: به عضو متشکل از مقطع فولادی پرشده با بتن اطلاق می‌گردد که به‌صورت مهاربندی مورب وظیفهٔ تأمین سختی، مقاومت و شکل‌پذیری را در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای مربوطه، بر عهده دارد.

عمل اهرمی: به افزایش نیروی کششی پیچ گفته می‌شود که در اثر اتکای لبهٔ ورق اتصال انتهایی به سطح تکیه‌گاه آن ایجاد می‌گردد و ممکن است موجب گسیختگی پیچ‌ها شود. در ورق‌های اتصال انتهایی انعطاف‌پذیر، توجه به این موضوع ضروری است.

عمل میدان کششی: در یک چشمه از جان یک تیرورق که بین بال‌ها و سخت‌کننده‌های عرضی محصور است، تحت اثر برش، تنش‌های کششی در راستای یک قطر و تنش‌های فشاری در راستای قطر دیگر آن ایجاد می‌شود. در این چشمه به توسعهٔ نیروی کششی در جان پس از کمانش قطری و برقراری تعادل نیروها از طریق نیروهای فشاری ایجادشده در سخت‌کننده‌های عرضی، عمل میدان کششی گفته می‌شود.

قاب خمشی خرپایی ویژه: در این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، تیرها به‌صورت خرپای فولادی با ابعاد محدود و ستون‌ها به‌صورت فولادی هستند. شکل‌پذیری مورد انتظار در این سیستم باربر جانبی قابل‌ملاحظه بوده و از طریق تغییرشکل‌های خمشی، برشی و محوری فرا ارتجاعی ناحیهٔ ویژهٔ خرپای فولادی که در نیمهٔ میانی آن قرار دارد، تأمین می‌شود. ستون‌ها، اعضای واقع در قسمت‌های خارج از ناحیهٔ ویژهٔ خرپا محسوب شده و اتصالات سیستم باید برای نیروهای زلزلهٔ محدود به ظرفیت ناحیهٔ ویژه طراحی شوند.

قاب خمشی فولادی: به سیستم سازه‌ای اطلاق می‌گردد که سختی، مقاومت و شکل‌پذیری آن از طریق مقاومت خمشی، برشی و محوری اعضایی که دارای اتصال گیردار هستند، تأمین می‌شود.

قاب خمشی معمولی: در این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، تیرها و ستون‌ها باید فولادی باشند. در تحمل بارهای ثقلی می‌توان از عملکرد مختلط بین تیر فولادی با دال بتنی متکی بر آن استفاده نمود. شکل‌پذیری مورد انتظار در این سیستم حداقل بوده و از طریق تغییرشکل‌های دورانی فرا ارتجاعی کم در انتهای تیرها و ستون‌ها و تسلیم برشی کم در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال تأمین می‌شود.

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

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

قاب خمشی مختلط ویژه: در این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، ستون‌ها به‌صورت مقطع مختلط محاط در بتن یا پرشده با بتن یا مقطع بتن‌آرمه و تیرها به‌صورت فولادی تنها یا تیر فولادی با دال بتنی متکی بر آن یا تیر فولادی محاط در بتن هستند. اتصالات تیرها به ستون‌ها به‌صورت گیردار هستند. شکل‌پذیری مورد انتظار در این سیستم باربر جانبی قابل‌ملاحظه بوده و از طریق تغییرشکل‌های دورانی فرا ارتجاعی زیاد در انتهای تیرها، تسلیم برشی کم در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال و تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی دورانی در ستون‌ها در تراز پایه تأمین می‌شود.

قاب مهاربندی‌شده: یک سیستم خرپایی قائم بوده که برای تأمین سختی، مقاومت و پایداری در برابر بارهای جانبی و نیز تأمین پایداری در برابر بارهای ثقلی به کار می‌رود. در این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، تأمین شکل‌پذیری موردنیاز بر عهدهٔ این قاب‌ها است.

قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی: در قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی، محورهای اعضای مهاربندی، تیرها یا ستون‌های متصل به گره باید همگرا باشند. در این سیستم باربر جانبی، کلیهٔ اعضا شامل تیرها، ستون و اعضای مهاربندی باید فولادی باشند. رفتار غالب اعضای این سیستم تحت اثر بارهای جانبی لرزه‌ای به‌صورت محوری است. در تحمل بارهای ثقلی می‌توان از عملکرد مختلط بین تیر فولادی و دال بتنی متکی بر آن استفاده نمود. شکل‌پذیری مورد انتظار در این سیستم حداقل بوده و از طریق تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی کم در اعضا و اتصالات فراهم می‌گردد.

قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه: در قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی، محورهای اعضای مهاربندی، تیرها یا ستون‌های متصل به گره باید همگرا باشند. در این سیستم باربر جانبی، کلیهٔ اعضا شامل تیرها، ستون و اعضای مهاربندی باید فولادی باشند. رفتار غالب اعضای این سیستم باربر تحت اثر بارهای جانبی لرزه‌ای به‌صورت محوری است. در تحمل بارهای ثقلی می‌توان از عملکرد مختلط بین تیر فولادی و دال بتنی متکی بر آن استفاده نمود. شکل‌پذیری مورد انتظار در این سیستم باربر جانبی قابل‌ملاحظه بوده و از طریق ایجاد تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی ناشی از کمانش غیر الاستیک مهاربند فشاری و تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محوری حاصل از تسلیم کششی مهاربند کششی صورت می‌گیرد.

قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرا: قاب‌های مهاربندی‌شده‌ای هستند که در یک انتهای عضو مهاربندی محورهای تیر، ستون و مهاربند همگرا بوده و در انتهای دیگر محورهای مهاربند و تیر واگرا است. در این سیستم باربر جانبی، ستون‌ها، تیرها و اعضای مهاربندی باید فولادی باشند. در تحمل بارهای ثقلی می‌توان از عملکرد مختلط بین تیر فولادی با دال بتنی متکی بر آن استفاده نمود. شکل‌پذیری مورد انتظار در این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای قابل‌ملاحظه بوده و از طریق تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی خمشی یا برشی در تیر پیوند تأمین می‌شود.

قاب مهاربندی‌شدهٔ کمانش‌تاب: یک سیستم قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه است که از تیر و ستون فولادی و نیز اعضای مورب کمانش‌تاب تشکیل می‌گردد. شکل‌پذیری مورد انتظار در این سیستم باربر جانبی قابل‌ملاحظه بوده و از طریق تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محوری در مهاربندهای کمانش‌تاب فراهم می‌شود.

قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه: در قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه، محورهای تیرها، ستون‌ها و اعضای مهاربندی متصل به گره‌ها همگرا هستند. در این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، ستون‌ها به‌صورت مختلط با مقطع فولادی محاط در بتن یا پرشده با بتن، تیرها به‌صورت فولادی تنها یا فولادی با دال بتنی متکی بر آن‌ها و مهاربندها به‌صورت فولادی تنها یا مختلط با مقطع فولادی پرشده با بتن هستند. شکل‌پذیری این نوع قاب‌ها قابل‌ملاحظه بوده و از طریق تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محوری مهاربند کششی و تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی ناشی از کمانش غیر ارتجاعی مهاربندهای فشاری تأمین می‌گردد.

قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط: در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط، در یک انتهای عضو مهاربندی محورهای تیر، ستون و مهاربند همگرا بوده و در انتهای دیگر محورهای مهاربند و تیر واگرا است. در این سیستم، ستون‌ها به‌صورت مختلط با مقطع فولادی پرشده با بتن، تیر پیوند به‌صورت فولادی تنها، تیر خارج از ناحیهٔ پیوند به‌صورت فولادی یا مختلط با دال بتنی متکی بر آن و اعضای مهاربندی به‌صورت فولادی تنها یا مختلط پرشده با بتن هستند. شکل‌پذیری مورد انتظار در این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای قابل‌ملاحظه بوده و از طریق تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی خمشی یا برشی در تیر پیوند تأمین می‌شود.

کمانش: به تغییر ناگهانی در هندسهٔ یک سازه یا اجزای آن تحت اثر تنش فشاری اطلاق می‌گردد.

کمانش برشی: به کمانش قطری ناشی از تنش اصلی فشاری اطلاق می‌گردد که در آن تحت اثر برش در یک ورق فولادی نظیر جان تیر ورق‌ها، تغییرشکل ناگهانی خارج از صفحه رخ دهد.

کمانش پیچشی: به کمانش عضو تحت اثر بار محوری فشاری حول محور طولی و مار بر مرکز برش مقطع بدون تغییرشکل خمشی حول محورهای اصلی آن، گفته می‌شود.

کمانش جانبی- پیچشی: کمانشی که بال فشاری عضو خمشی در خارج از صفحهٔ خمش، تغییرشکل جانبی داده و هم‌زمان با آن مقطع تیر حول محور طولی مار بر مرکز برش دوران نماید.

کمانش خمشی: به کمانشی گفته می‌شود که در آن عضو محوری فشاری به‌صورت جانبی حول محورهای اصلی مقطع، بدون پیچش و هرگونه تغییر در شکل مقطع، تغییرشکل دهد.

کمانش خمشی-پیچشی: کمانشی که در آن عضو محوری فشاری به‌صورت جانبی حول یکی از محورهای اصلی یا هر دو محور اصلی مقطع تغییرشکل داده و هم‌زمان حول محور طولی مار بر مرکز برش مقطع، دوران می‌نماید.

کمانش موضعی: کمانشی که در اثر آن یک جزء فشاری از عضو محوری فشاری یا عضو خمشی در طول محدودی ناپایدار گردد.

کنترل کیفیت: به کنترل‌ها و بازرسی توسط سازنده و نصاب به‌منظور رعایت الزامات مدارک فنی تأیید و ابلاغ‌شده و استانداردهای مرجع اطلاق می‌گردد.

مشخصات فنی عمومی: به مشخصات موردنظر این مبحث و سایر مباحث مقررات ملی ساختمان جهت ساخت و نصب سازه‌های فولادی اطلاق می‌گردد و در غیاب مشخصات فنی خصوصی لازم‌الاجرا محسوب می‌شود.

مشخصات فنی خصوصی: به مشخصات فنی موردنظر طراح یا کارفرما اطلاق می‌گردد که در تکمیل مدارک مشخصات فنی عمومی و مقررات حاکم با درج در نقشه‌های اجرایی یا ابلاغ به‌صورت مجزا در زمان عقد قرارداد جزء اسناد پیمان قرار می‌گیرد و رعایت آن‌ها توسط سازنده یا نصاب ضروری است.

مفصل پلاستیک: به ناحیه‌ای از طول عضو گفته می‌شود که در آن مقدار لنگر خمشی برابر لنگر پلاستیک مقطع باشد.

مقاطع ساخته‌شده: به مقاطعی اطلاق می‌گردد که از چندین ورق جوش‌شده به یکدیگر تشکیل می‌شوند. مقاطعی که از دو یا چند نیمرخ یا از دو یا چند نیمرخ به همراه ورق‌های سراسری که به‌وسیلهٔ بست‌های موازی یا مورب یا به‌صورت مستقیم با اتصالات جوشی یا پیچی به یکدیگر متصل شده‌اند، نیز در ردیف مقاطع ساخته‌شده قرار می‌گیرند.

مقاومت اتکایی: به تسلیم فشاری موضعی مصالح فلزی یا خرد شدن مصالح غیرفلزی اطلاق می‌گردد که در اثر تماس یا اتکای یک عضو به عضو دیگر ایجاد می‌شود.

inbr.ir

مقاومت اسمی: به مقاومت یک جزء سازه‌ای یا یک عضو سازه‌ای در برابر بارهای وارده بدون در نظر گرفتن ضرایب کاهش مقاومت در LRFD و ضرایب اطمینان در ASD، مقاومت اسمی گفته می‌شود.

مقاومت خمشی اسمی مثبت: به مقاومت خمشی اسمی یک عضو فولادی یا مقاومت خمشی اسمی یک تیر مختلط در نواحی که تارهای فوقانی مقطع در فشار باشند، گفته می‌شود

مقاومت خمشی اسمی منفی: مقاومت خمشی اسمی یک عضو فولادی یا مقاومت خمشی اسمی یک تیر مختلط در نواحی که تارهای فوقانی مقطع در کشش باشند، گفته می‌شود.

مقاومت طراحی: در طراحی به روش LRFD کاربرد دارد و از حاصل‌ضرب مقاومت اسمی عضو یا اتصال در ضریب کاهش مقاومت به دست می‌آید.

مقاومت کمانشی اسمی: به مقاومت عضو در برابر کمانش گفته می‌شود که می‌تواند براساس یکی از حالت‌های حدی کمانش خمشی، کمانش پیچشی یا کمانش خمشی-پیچشی به دست آید.

مقاومت گسیختگی اسمی: به مقاومت عضو ناشی از شکست ترد یا پارگی اعضا یا اجزای اتصال گفته می‌شود.

مقاومت مجاز: در طراحی به روش ASD کاربرد دارد و از تقسیم مقاومت اسمی عضو یا اتصال بر ضریب اطمینان به دست می‌آید.

مقاومت موجود: در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)، مقاومت موجود همان مقاومت طراحی است که از حاصل‌ضرب مقاومت اسمی در ضریب کاهش مقاومت به دست می‌آید. در طراحی به روش مقاومت مجاز (ASD)، مقاومت موجود همان مقاومت مجاز است که از حاصل تقسیم مقاومت اسمی بر ضریب اطمینان به دست می‌آید.

مقاومت موردنیاز: همان نیروهای داخلی اعضا، اجزاء و اتصالات است که براساس ترکیبات بارگذاری مختلف متناظر با روش طراحی تعیین می‌شود.

inbr.ir

مقطع با اجزای غیر لاغر: مقطعی که نسبت پهنا به ضخامت اجزای تشکیل‌دهندهٔ آن طوری است که در محدودهٔ رفتار الاستیک، در هیچ‌یک از اجزای مقطع کمانش موضعی رخ ندهد.

مقطع با اجزای لاغر: مقطعی که نسبت پهنا به ضخامت حداقل یک جزء تشکیل‌دهندهٔ آن طوری است که در محدودهٔ رفتار الاستیک، در آن جزء کمانش موضعی رخ دهد.

مقطع تبدیل‌یافته: در اعضای با مقطع مختلط به مقطعی گفته می‌شود که در آن پهنای مؤثر دال بتنی بر $n=E_s/E_c$ تقسیم می‌گردد و به‌این‌ترتیب مقطع مختلط به یک مقطع فولادی معادل تبدیل می‌شود.

مقطع جعبه‌ای: مقطع توخالی مربعی یا مربع‌مستطیلی شکلی که از چهار ورق تشکیل شده و در لبه‌های طولی به یکدیگر جوش می‌شوند.

مقطع غیر فشرده: مقطعی است که کلیهٔ اجزای تشکیل‌دهندهٔ آن دارای چنان نسبت پهنا به ضخامتی باشند که تا رسیدن تنش در کلیهٔ اجزای فشاری مقطع به آستانهٔ تنش تسلیم، در هیچ‌یک از اجزای مقطع، کمانش موضعی رخ ندهد.

مقطع فشرده: مقطعی است که اجزای تشکیل‌دهندهٔ آن دارای چنان نسبت پهنا به ضخامتی باشند که تا توسعهٔ کامل تنش تسلیم در کلیهٔ اجزای آن تا حد لنگر خمشی پلاستیک مقطع، در هیچ‌یک از اجزای مقطع کمانش موضعی رخ ندهد.

مقطع فشردهٔ لرزه‌ای: مقطعی است که کلیهٔ اجزای تشکیل‌دهندهٔ آن دارای چنان نسبت پهنا به ضخامتی باشند که تا توسعهٔ کامل تنش تسلیم در کلیهٔ اجزای آن و ایجاد کرنش فرا ارتجاعی به میزان کافی برای پلاستیک شدن مقطع به‌صورت مفصل پلاستیک با چرخش پلاستیک موردنظر، در هیچ‌یک از اجزای مقطع کمانش موضعی رخ ندهد.

مقطع قوطی‌شکل (HSS): مقطع توخالی مربعی یا مربع‌مستطیلی شکل است که از ورق با ضخامت ثابت و به‌صورت تاشده تشکیل شده و از طریق جوش طولی به‌صورت یک مقطع بسته درمی‌آید.

inbr.ir

مهار پیچشی: مهاری است که عمود بر مقطع عضو تعبیه می‌شود و از دوران عضو حول محور طولی آن جلوگیری می‌نماید.

مهار جانبی: عضو سازه‌ای که با سختی و مقاومت خود از جابجایی خارج از محور یا خارج از صفحهٔ عضو دیگر در محل نقطهٔ مهارشده جلوگیری می‌کند.

ناظر کارفرما: نمایندهٔ فنی کارفرما در کارگاه ساخت و نصب است که هماهنگی و پیاده‌سازی برنامهٔ تضمین کیفیت را بر عهده دارد.

ناپایداری: به شرایطی اطلاق می‌شود که در اثر ایجاد تغییر کمی در بارهای وارده یا هندسهٔ سازه، در عضو سازه‌ای یا کل سازه، تغییرمکان‌های بزرگ ایجاد می‌گردد.

ناحیهٔ حفاظت‌شده: به ناحیه‌ای از طول عضو اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در این ناحیه تغییرشکل‌های فرارتجاعی خمشی، کششی و برشی تشکیل شود. نظر به اهمیت ناحیهٔ حفاظت‌شده و رفتار حساس آن در حرکات رفت و برگشتی سازه، این ناحیه باید عاری از هرگونه عملیاتی باشد که موجب مخدوش شدن عملکرد شکل‌پذیر عضو در این ناحیه می‌شود. موقعیت و طول ناحیهٔ حفاظت‌شده در هر یک از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای در فصل ۱۰-۳ معرفی شده است.

ناحیهٔ انتقال بار: ناحیهٔ انتقال بار درواقع ارتفاع کل اتصال تیر به ستون است که نیروهای خارجی از طریق این ناحیه به عضو با مقطع مختلط منتقل می‌شود.

نقشه‌های طراحی: به اسناد و مدارک گرافیکی متشکل از تصاویر و نوشته‌ها اطلاق می‌گردد که دربرگیرندهٔ جزئیات و هندسهٔ طراحی سازه باشد. این نقشه‌ها باید اطلاعات کامل مقاطع، محل قرار گرفتن اعضای سازه نسبت به یکدیگر، تراز کف‌های ساختمانی، محورهای مار بر مرکز ستون‌ها، پیش‌آمدگی‌ها و پس‌رفتگی‌ها با اندازه‌ها و اطلاعات مربوط به اتصالات و وصله‌ها را شامل باشد، به‌طوری‌که با مراجعهٔ به آن‌ها پیمانکار بتواند نقشه‌های اجرایی کارگاهی را تهیه نماید.

نواحی مرزی: به بخشی از دو انتهای مقطع دیوار یا دو بخش خارجی دیافراگم کف که با استفاده از مقاطع فولادی یا آرماتورهای طولی و عرضی تقویت شده باشند، نواحی مرزی گفته می‌شود.

نیروی عضو: برآیند نیروهای حاصل از بارگذاری خارجی است که در اجزای مقطع عضو ایجاد می‌گردد. این برآیند می‌تواند به‌صورت نیروی محوری، نیروی برشی، لنگر خمشی، لنگر پیچشی یا ترکیبی از آن‌ها باشد.

ورق اتصال مهاربندی (ورق گاست): به ورق اتصال اعضای خرپا در گره‌های اتصال و ورق اتصال عضو مهاربندی به تیر یا به گره اتصال تیر-ستون و یا به گره پای ستون اطلاق می‌گردد.

ورق پرکننده: به ورق به‌کاررفته در نواحی وصله‌ها که فاصلهٔ بین مقطع وصله‌شونده و ورق‌های وصله را پر نموده و امکان اجرای ورق پوششی وصله بین مقاطع وصله‌شونده را فراهم نماید، گفته می‌شود.

ورق پوششی: به ورق تقویتی که بر روی ورق‌های بال تیرها یا ستون‌ها جوش یا پیچ می‌شوند و موجب افزایش سطح مقطع، اساس مقطع، ممان اینرسی و ... می‌گردد، گفته می‌شود.

ورق دیافراگمی: به ورق‌های دارای سختی و مقاومت داخل صفحه‌ای برشی اطلاق می‌گردد که برای انتقال نیروهای داخل صفحه‌ای به اجزای تکیه‌گاهی به کار می‌روند.

ورق پیوستگی: به ورق‌های تقویتی که در راستای بال‌ها یا ورق‌های اتصال بال تیر به وجه ستون در چشمهٔ اتصال تعبیه شده و به بال‌ها و جان (یا جان‌های) ستون متصل می‌شوند، اطلاق می‌شود.

ورق مضاعف: به ورق‌های اضافی گفته می‌شود که موازی جان تیرها یا ستون‌ها در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال در مقابل نیروهای متمرکز تعبیه می‌شود و موجب افزایش مقاومت برشی چشمهٔ اتصال می‌شود.

وصله: به اتصال بین دو عضو سازه‌ای در راستای تنش‌های وارد بر عضو اطلاق می‌گردد که یک عضو سازه‌ای با طول بزرگ‌تر تشکیل دهد.

۱۰-۱ الزامات عمومی

۱۰-۱-۱ هدف و دامنهٔ کاربرد

۱۰-۱-۱-۱ هدف این مبحث تعیین حداقل ضوابط و مقرراتی است که باید در تحلیل، طراحی و اجرای ساختمان‌های فولادی جهت تأمین شرایط ایمنی و امکان بهره‌برداری مناسب مورد استفاده قرار گیرد. این مبحث دارای چهار فصل شامل فصل‌های ۱۰-۱ (الزامات عمومی)، ۱۰-۲ (الزامات طراحی)، ۱۰-۳ (الزامات طراحی لرزه‌ای) و ۱۰-۴ (الزامات ساخت، نصب و کنترل) است. همچنین این مبحث دارای ۶ پیوست است که پیوست ۱ به معرفی استانداردهای معتبر مصالح سازه‌های فولادی موردتائید این مبحث، پیوست ۲ به ضریب طول مؤثر اعضای فشاری، پیوست ۳ به تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، پیوست ۴ به الزامات اعضای کششی با تسمهٔ لولاشده با خار مغزی یا تسمهٔ سرپهن، پیوست ۵ به ضوابط طراحی تیرهای با جان باز و پیوست ۶ به حفاظت در برابر آتش می‌پردازد.

۱۰-۱-۱-۲ محدودهٔ کاربرد این مبحث ساختمان‌های فولادی با کاربری‌های مندرج در قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان و آیین‌نامه‌های اجرایی آن است. سازه‌های خاص از قبیل پل‌های فولادی، مخازن هوایی و زمینی، دکل‌های مخابراتی و انتقال نیرو و سایر سازه‌های فولادی که برای تحلیل، طراحی و اجرای آن‌ها مقررات و ضوابط ویژه‌ای موردنیاز است، مشمول ضوابط این مبحث نمی‌شوند.

۱۰-۱-۱-۳ همراه با این مبحث باید ضوابط سایر مباحث مقررات ملی ساختمان رعایت شوند.

۱۰-۱-۱-۴ در مواردی که ضوابط این مبحث دارای ابهام یا مسکوت بوده و موضوع با قضاوت صحیح مهندسی یا رجوع به مدارک فنی معتبر باز از ابهام برخوردار است یا مورد اختلاف قرار دارد، پاسخ استعلام از دبیرخانهٔ شورای تدوین مقررات ملی ساختمان ملاک عمل خواهد بود.

۱۰-۱-۲ مبانی طراحی

در این مبحث مبنای طراحی سازه‌ها، بررسی و کنترل آن‌ها در حالت‌های حدی مقاومت و بهره‌برداری با رعایت ملاحظات طراحی خاص هر سازه یا عضو سازه‌ای است.

۱۰-۱-۲-۱ حالت‌های حدی

حالت‌های حدی به شرایطی اطلاق می‌گردد که اگر تمام یا بخشی از سازه به هر یک از آن حالت‌ها برسند، دیگر قادر به انجام وظایف خود نبوده و قابلیت استفاده را از دست می‌دهند. مطابق این مبحث، پیکربندی، ابعاد و مشخصات اجزای سازه باید چنان باشد که سازه، شامل اجزاء و اتصالات آن، تحت اثر ترکیبات بارگذاری محتمل، به هیچ‌یک از حالت‌های حدی زیر نرسد:

الف) حالت‌های حدی مقاومت

حالت‌های حدی مقاومت، حالت‌هایی هستند که سازه شامل اعضاء، اجزاء و اتصالات آن پس از رسیدن به آن حالت‌ها، تحت اثر هر یک از ترکیب‌های بارگذاری با وقوع خرابی‌هایی نظیر تسلیم، گسیختگی، کمانش و غیره، مقاومت و شکل‌پذیری موردنیاز خود را از دست می‌دهند.

ب) حالت‌های حدی بهره‌برداری

حالت‌های حدی بهره‌برداری، حالت‌هایی هستند که سازه شامل اعضاء و اتصالات آن، با وقوع آن‌ها نظیر تغییرشکل، لرزش و ... قابلیت نگهداری، شرایط ظاهری، دوام و کارایی خود را از دست می‌دهند و دیگر قادر به انجام وظایف و تأمین آسایش بهره‌برداران نخواهند بود.

۱۰-۱-۲-۲ طراحی براساس حالت‌های حدی مقاومت

در طراحی براسلس حالت‌های حدی مقاومت، به شرح زیر رعایت الزامات بندهای ۱۰-۱-۲-۲-۱ الی ۱۰-۱-۲-۲-۳ ضروری است:

۱۰-۱-۲-۲-۱ مطابق این مبحث، برای تأمین الزامات حالت‌های حدی مقاومت، استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت (به‌اختصار LRFD) یا روش مقاومت مجاز (به‌اختصار ASD) قابل‌قبول بوده، لیکن در یک سازهٔ فولادی، به‌کارگیری هم‌زمان دو روش مورداشاره قابل‌قبول نیست.

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)، دو دسته ضرایب ایمنی به شرح زیر در تحلیل و طراحی منظور می‌گردد:

الف) ضرایب بار (γ)، که مقدار آن‌ها به میزان عدم اطمینان در برآورد مقدار بارها و ایجاد بحرانی‌ترین شرایط در ترکیبات بارگذاری بستگی دارد، مقدار این ضرایب بار باید مطابق با ترکیبات بارگذاری ارائه‌شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان باشد. این ضرایب اکثراً بزرگ‌تر از یک و ندرتاً برابر یک یا کوچک‌تر از یک هستند.

ب) ضرایب کاهش مقاومت (ϕ)، که مقدار آن‌ها با توجه به‌دقت تئوری‌های مقاومت مصالح مورد استفاده، نوع حالت حدی مقاومت، تغییرات احتمالی مشخصات مصالح و رواداری‌های ابعادی مقطع تعیین می‌گردد. مقادیر ضریب کاهش مقاومت (ϕ) در فصل‌های ۱۰-۲ و ۱۰-۳ این مبحث برای هر عضو، اتصال یا جزء سازه‌ای ارائه شده‌اند. این ضرایب عموماً کوچک‌تر یا حداکثر مساوی یک هستند.

در طراحی به روش مقاومت مجاز (ASD) نیز دو دسته ضرایب ایمنی به شرح زیر در تحلیل و طراحی منظور می‌گردد:

الف) ضرایب بار (γ) که از ترکیبات بار معرفی‌شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای روش طراحی مقاومت مجاز به دست می‌آیند. این ضرایب اکثراً مساوی یک و ندرتاً کوچک‌تر از یک هستند.

ب) ضرایب اطمینان (Ω) که مقادیر آن‌ها با توجه به عدم قطعیت‌های طراحی، نوع حالت حدی مقاومت و اهمیت عضو، اتصال یا جزء سازه‌ای در فصل‌های ۱۰-۲ و ۱۰-۳ این مبحث معرفی شده است. مقادیر Ω عموماً بین 1.5 تا 2.0 در تغییر هستند.

۱۰-۱-۲-۲-۲ در طراحی برای حالت‌های حدی مقاومت، حالت‌های حدی تسلیم، گسیختگی، کمانش، تشکیل مکانیزم خمیری، ناپایداری و واژگونی باید مورد کنترل قرار گیرند. معیارهای کنترل حالت‌های حدی مقاومت، در فصل‌های ۱۰-۲ و ۱۰-۳ این مبحث ارائه شده است. همچنین حالت‌های حدی خستگی، ترد شکنی، جداشدگی لایه‌ای، خزش و جمع شدگی بتن در مقاطع مختلط، باید مطابق با مراجع معتبر کنترل شوند.

۱۰-۱-۲-۲-۳ مقاومت‌های موجود و موردنیاز

در طراحی به روش LRFD منظور از مقاومت موجود همان مقاومت طراحی است که به‌صورت ϕR_n معرفی می‌شود. در طراحی به روش ASD منظور از مقاومت موجود همان مقاومت مجاز است که به‌صورت R_n/Ω معرفی می‌شود. منظور از مقاومت موردنیاز درواقع همان نیروهای داخلی به‌دست‌آمده از تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری هر یک از روش‌های طراحی فوق است که در طراحی به روش LRFD با R_u و در طراحی به روش ASD با R_a نشان داده می‌شود.

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، طراحی اعضاء، اتصالات و اجزای مختلف سازه باید چنان صورت پذیرد که مقاومت طراحی آن‌ها (ϕR_n) بزرگ‌تر یا مساوی مقاومت موردنیاز (R_u) به‌دست‌آمده از تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری مربوطه، باشد.

$$R_u \le \phi R_n \qquad (۱-۲-۱-۱۰)$$

در طراحی به روش مقاومت مجاز، طراحی اعضاء، اتصالات و اجزای مختلف سازه‌ای باید چنان صورت گیرد که مقاومت مجاز آن‌ها (R_n/Ω) بزرگ‌تر یا مساوی مقاومت موردنیاز (R_a) به‌دست‌آمده از تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری مربوطه، باشد.

$$R_a \le R_n/\Omega \qquad (۲-۲-۱-۱۰)$$

در روابط فوق:

R_n= مقاومت اسمی که مقادیر آن در فصل‌های ۱۰-۲ و ۱۰-۳ ارائه شده است.

R_u= مقاومت موردنیاز در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)

R_a= مقاومت موردنیاز در طراحی به روش مقاومت مجاز (ASD)

ϕ= ضریب کاهش مقاومت در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت است که مقدار آن برای اعضا، اجزاء و اتصالات، به تفکیک در فصل‌های ۱۰-۲ و ۱۰-۳ این مبحث ارائه شده است.

Ω= ضریب اطمینان در طراحی به روش مقاومت مجاز است که مقدار آن برای اعضا، اجزاء و اتصالات، به تفکیک در فصل‌های ۱۰-۲ و ۱۰-۳ این مبحث ارائه شده است.

ϕR_n= مقاومت طراحی در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

R_n/Ω= مقاومت مجاز در طراحی به روش مقاومت مجاز

۱۰-۱-۲-۳ طراحی براساس حالت‌های حدی بهره‌برداری

حالت‌های حدی بهره‌برداری نظیر تغییرشکل، ارتعاش، پیش‌خیز و ... باید مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۱۰ مورد کنترل قرار گیرند.

۱۰-۱-۲-۴ حفاظت در برابر آتش

مقاومت سازه در برابر آتش باید با پیش‌بینی تمهیدات خاص تأمین شود. در این مورد رعایت ضوابط مبحث سوم مقررات ملی ساختمان و ضوابط پیوست ۶ این مبحث الزامی است.

۱۰-۱-۲-۵ ترکیبات بارگذاری

ترکیبات بارگذاری مورد استفاده در طراحی برای حالت‌های حدی مقاومت و بهره‌برداری، باید مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، در انطباق با روش طراحی مورد استفاده در این مبحث باشد. درصورتی‌که این مبحث به‌صراحت ترکیبات بارگذاری متفاوتی را برای کنترل حالت‌های حدی خاص یا اعضای خاصی در نظر داشته باشد، این ترکیبات بارگذاری در کنار ترکیبات بارگذاری مبحث ششم مقررات ملی ساختمان باید مورد استفاده قرار گیرند.

۱۰-۱-۳ روش‌های تحلیل سازه

هدف از تحلیل سازه‌ها، تعیین مقاومت موردنیاز یا نیروهای داخلی اعضا، اجزاء و اتصالات مختلف سازه و تعیین تغییرشکل‌ها و تغییرمکان‌های سازه تحت ترکیبات بارگذاری موردنظر به لحاظ مشخصات هندسی و مکانیکی آن‌ها است. در این مبحث روش‌های تحلیل الاستیک با رعایت الزامات بخش ۱۰-۲-۱ موردپذیرش هستند.

در مواردی که براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمانی ایران از روش‌های تحلیل غیرالاستیک (غیرخطی مصالح) در ترکیبات بارگذاری شامل نیروی زلزله استفاده شود، کلیهٔ ضوابط آن مبحث برای سختی، مقاومت و ظرفیت شکل‌پذیری اعضا، اجزاء و اتصالات به همراه در نظر گرفتن آثار مرتبه دوم (P-δ و P-Δ) باید رعایت شود.

برای کنترل معیارهای طراحی در حالت‌های حدی بهره‌برداری، تنها استفاده از روش‌های تحلیل الاستیک با رعایت الزامات بخش ۱۰-۲-۱ موردپذیرش است.

۱۰-۱-۴ مصالح فولادی سازه‌ها

۱۰-۱-۴-۱ مصالح قابل به‌کارگیری در سازه‌های فولادی شامل نیمرخ‌ها، ورق‌ها، پیچ و مهره‌ها، الکترودها، گل‌میخ‌ها و مصالح مصرفی جوشکاری باید با استانداردهای معتبر موردقبول این مبحث انطباق داشته باشند. این استانداردها در پیوست ۱ این مبحث معرفی شده‌اند. معیارهای پذیرش مصالح باید به شرح زیر مطابق الزامات بندهای (الف) تا (ت) باشد:

الف) ضامن انطباق بر استاندارد، تولید مصالح توسط تولیدکنندگان باصلاحیت، استفاده از مواد اولیه با کیفیت و حاکم بودن سیستم‌های تضمین و کنترل کیفیت بر فرآیندهای تولید است. همچنین محصول باید مستقیماً توسط تولیدکننده یا فروشندهٔ رسمی به‌دست مصرف‌کننده برسد و دارای گواهینامهٔ انطباق با یکی از استانداردهای پیوست ۱ باشد.

ب) با تأمین شرایط بند (الف)، صدور گواهی‌نامهٔ معتبر انطباق با استاندارد، توسط تولیدکنندهٔ فولاد یا فروشندهٔ رسمی آن با رعایت مشخصات اصلی مطابق با مقادیر جداول ۱۰-۱-۱، ۱۰-۱-۲، ۱۰-۱-۳ و ۱۰-۱-۴ و نیز رعایت شرایط بخش ۱۰-۴-۲، برای اقناع ضوابط این مبحث کافی است.

پ) درصورتی‌که شرایط بند (الف) در مورد ضابطه‌بندی و یکنواختی فرایند تولید و توزیع برقرار باشد، ولی گواهینامهٔ انطباق محصول نه با یکی از استانداردهای معرفی‌شده در پیوست ۱ این مبحث، بلکه با یکی از استانداردهای معتبر دیگر که در پیوست ۱ معرفی نشده‌اند، صادر گردد، می‌توان با انجام آزمون‌های معادل‌سازی، آن محصول را با یکی از استانداردهای معرفی‌شده در پیوست ۱ انطباق داد. نحوهٔ معادل‌سازی در بخش ۱۰-۴-۲ معرفی شده است.

ت) مصالح غیرمنطبق با یکی از استانداردهای پیوست ۱ در سازهٔ فولادی قابل‌استفاده نبوده و باید از حیطهٔ کار خارج گردد.

۱۰-۱-۴-۲ فولادهای سازه‌ای

فولاد سازه‌ای باید دارای مقاومت و شکل‌پذیری مناسب بوده و کاملاً جوش‌پذیر باشد. همچنین در بعضی از کاربردها، فولاد سازه‌ای باید طاقت ضربه‌ای مطلوب داشته و در برابر جداشدگی لایه‌ای مقاوم باشد. حدود کمی هر یک از مشخصه‌های مورداشاره، در صورت نیاز باید در نقشه‌های اجرائی

و مدارک فنی طرح معرفی گردیده یا به استانداردی که مشخصه‌های موردنظر را محدود نموده است، ارجاع داده شود.

در این مبحث، مقدار مدول الاستیسیتهٔ (ضریب ارتجاعی) مصالح فولادی (E) مساوی 2×10^5 مگاپاسکال و مقدار نسبت پواسون مصالح فولادی (ν) مساوی 0.3 در نظر گرفته می‌شود. همچنین مطابق این مبحث، تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد سازه‌ای (F_y) نباید از 460 مگاپاسکال بیشتر باشد.

تبصره: کاربرد میله‌ها و کابل‌های بسیار پرمقاومت غیرقابل جوشکاری برای عناصر کششی و اتصال به‌وسیلهٔ دندانه‌شدن و کاربرد مهره یا اتصالات مخصوص فولاد پیش‌تنیدگی و کابل‌ها، مجاز است. برای مشخصات فولادهای پیش‌تنیدگی و کابل‌ها به استانداردهای EN و ASTM مراجعه شود.

مطابق استانداردهای ISIRI 14262، EN 10025 و ISO 630-2، مصالح فولادی از نظر طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی به شرح زیر به سه ردهٔ JR، J0 و J2 طبقه‌بندی می‌شوند:

الف) ردهٔ JR: به رده‌ای از مصالح فولادی گفته می‌شود که طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی آن حداقل 27 ژول در دمای 20+ درجه سلسیوس باشد. به لحاظ طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، شرایط پذیرش این رده آسان‌تر از شرایط پذیرش رده‌های J0 و J2 است.

ب) ردهٔ J0: به رده‌ای از مصالح فولادی گفته می‌شود که طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی آن حداقل 27 ژول در دمای صفر درجه سلسیوس باشد. به لحاظ طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، شرایط پذیرش این رده آسان‌تر از شرایط پذیرش ردهٔ J2 اما سخت‌گیرانه‌تر از شرایط پذیرش ردهٔ JR است.

پ) ردهٔ J2: به رده‌ای از مصالح فولادی گفته می‌شود که طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی آن حداقل 27 ژول در دمای 20- درجه سلسیوس باشد. به لحاظ طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، شرایط پذیرش این رده هم از شرایط پذیرش ردهٔ JR و هم از شرایط پذیرش ردهٔ J0 سخت‌گیرانه‌تر است.

inbr.ir

جدول ۱۰-۱-۱*: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی مطابق استانداردهای ISIRI 14262 (جدید ایران)، ISIRI 1600 (قدیم ایران)، EN 10025 (اتحادیهٔ اروپا) و ISO 630-2 (بین‌المللی)

کرنش نهایی (ε_u) (%)	تنش کششی نهایی (MPa)	تنش تسلیم مشخصه (F_y) (MPa)	ضخامت (mm)	نام ردهٔ فولاد مطابق استاندارد قدیم ایران	** نام ردهٔ فولاد مطابق استاندارد جدید ایران، EN و ISO
28	330-410	205 195	$t \le 16$ $16 < t \le 40$	St-34	—
22-26	360-510	235 225 215	$t \le 16$ $16 < t \le 40$ $40 < t \le 100$	St-37	S235
19-23	410-560	275 265 255 245 235	$t \le 16$ $16 < t \le 40$ $40 < t \le 63$ $63 < t \le 80$ $80 < t \le 100$	St-44	S275
20	490-610	295 285 275	$t \le 16$ $16 < t \le 40$ $40 < t \le 63$	St-50	—
18-22	470-630	355 345 335 325 315	$t \le 16$ $16 < t \le 40$ $40 < t \le 63$ $63 < t \le 80$ $80 < t \le 100$	St-52	S355
17	550-720	450 430 410 390 380	$t \le 16$ $16 < t \le 40$ $40 < t \le 63$ $63 < t \le 80$ $80 < t \le 100$	—	S450
17	540-730	460 440 430 410 400	$t \le 16$ $16 < t \le 40$ $40 < t \le 63$ $63 < t \le 80$ $80 < t \le 100$	—	S460

* در صورت استفاده از رده‌های فولاد این جدول برای شرایط لرزه‌ای، تأمین کلیهٔ الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.

** برای رده‌های فولاد این جدول، تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد (F_u) باید برابر حد پایین تنش کششی نهایی در نظر گرفته شود. همچنین در تحلیل و طراحی، برای ضخامت‌های مساوی یا کوچک‌تر از 40 میلی‌متر می‌توان تنش تسلیم مشخصهٔ بزرگ‌تر را مبنا قرار داد و از کاهش آن صرف‌نظر کرد.

جدول ۱۰-۱-۲*: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی بهبودیافته برای شرایط لرزه‌ای مطابق استانداردهای ISIRI 12065 و ISO 24314

** نام ردهٔ فولاد مطابق استانداردهای ISIRI 12065 و ISO 24314	ضخامت (mm)	تنش تسلیم (MPa)	تنش کششی نهایی (MPa)	نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی (%)	کرنش نهایی (ε_u) (%)
S235S	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ $16 \le t < 40$ $40 \le t \le 125$	235 - 355 235 - 355 235 - 355 215 - 335	400 - 510	— ≤80 ≤80 ≤80	21
S325S	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ $16 \le t < 40$ $40 \le t \le 125$	325 – 445 325 – 445 325 – 445 295 – 415	490 - 610	— ≤80 ≤80 ≤80	20
S345S	$6 \le t < 12$ $12 \le t < 16$ $16 \le t < 40$ $40 \le t \le 125$	345 – 450 345 – 450 345 – 450 345 – 450	≥ 450	≤85 ≤85 ≤85 ≤85	19

* برای رده‌های S235S و S325S، الزامات لرزه‌ای مصالح مقررشده در فصل ۱۰-۳ برای حداکثر نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی و حداقل طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، مطابق استاندارد این دو رده فولاد تضمین می‌شوند، لیکن رعایت سایر الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.

برای ردهٔ S345S، در صورت استفاده در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای معمولی که از اعضای آن‌ها انتظار رفتار فرا ارتجاعی حداقل می‌رود، الزامات لرزه‌ای مقررشده در فصل ۱۰-۳ برای حداکثر نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی و حداقل طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، مطابق استاندارد این رده فولاد تضمین می‌شوند، اما رعایت سایر الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است. در صورت استفاده از این رده در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای متوسط یا ویژه که از اعضای آن‌ها انتظار رفتار فرا ارتجاعی محدود یا قابل‌ملاحظه می‌رود، تأمین کلیهٔ الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.

** برای رده‌های فولاد این جدول، تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد (F_y) باید برابر حد پایین تنش تسلیم و تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد (F_u) باید برابر حد پایین تنش کششی نهایی در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۱-۳*: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی مطابق استاندارد انجمن آزمایش مصالح آمریکا (ASTM)

** نام و ردهٔ فولاد مطابق استاندارد ASTM	ضخامت (mm)	تنش تسلیم (MPa)	تنش کششی نهایی (MPa)	کرنش نهایی (ε_u) (%)
ASTM A36	تا 200 بیشتر از 200	250 220	550-400	21
ASTM A572 Grade 42 Grade 50 Grade 55 Grade60 Grade65	تمام ضخامت‌ها	290 345 380 415 450	415 450 485 520 550	24 21 20 18 17
ASTM A588 Grade B Grade C	تمام ضخامت‌ها	345 345	485 485	21 21
ASTM A709 Grade 36 Grade50 Grade 50S	تمام ضخامت‌ها	250 345 450-345	550-400 450 450	21 21 21
ASTM A913 Grade 50 Grade 60 Grade 65	تمام ضخامت‌ها	345 415 450	450 520 550	21 18 17
ASTM A992	تمام ضخامت‌ها	450-345	450	21

* در صورت استفاده از رده‌های فولاد این جدول برای شرایط لرزه‌ای، تأمین کلیهٔ الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.

** برای رده‌های فولاد این جدول، تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد (F_y) باید برابر حد پایین تنش تسلیم و تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد (F_u) باید برابر حد پایین تنش کششی نهایی در نظر گرفته شود.

inbr.ir

جدول ۱۰-۱-۴*: نام و مشخصات مکانیکی انواع فولادهای ساختمانی مطابق استاندارد JIS G 3136 ژاپن

** نام ردهٔ فولاد مطابق استاندارد JIS G 3136	ضخامت (mm)	تنش تسلیم (MPa)	تنش کششی نهایی (MPa)	نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی (%)	کرنش نهایی (ε_u) (%)
SN400A	$6 \le t < 12$	235	400 – 510	–	17
	$12 \le t < 16$	235		–	17
	16	235		–	21
	$16 < t \le 40$	235		–	21
	$40 < t \le 100$	215		–	23
SN400B	$6 \le t < 12$	235	400 – 510	–	18
	$12 \le t < 16$	235 - 355		≤80	18
	16	235 - 355		≤80	22
	$16 < t \le 40$	235 - 355		≤80	22
	$40 < t \le 100$	215 - 335		≤80	24
SN400C	$6 \le t < 12$	–	400 – 510	–	18
	$12 \le t < 16$	–		–	18
	16	235 - 355		≤80	22
	$16 < t \le 40$	235 - 355		≤80	22
	$40 < t \le 100$	215 - 335		≤80	24
SN490B	$6 \le t < 12$	325	490 – 610	–	17
	$12 \le t < 16$	325 – 445		≤80	17
	16	325 – 445		≤80	21
	$16 < t \le 40$	325 – 445		≤80	21
	$40 < t \le 100$	295 – 415		≤80	23
SN490C	$6 \le t < 12$	–	490 – 610	–	17
	$12 \le t < 16$	–		–	17
	16	325 – 445		≤80	21
	$16 < t \le 40$	325 – 445		≤80	21
	$40 < t \le 100$	295 – 415		≤80	23

* در صورت استفاده از رده‌های فولاد این جدول برای شرایط لرزه‌ای، تأمین کلیهٔ الزامات لرزه‌ای مصالح، مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۲، ۱۰-۳-۷ و ۱۰-۴-۹ این مبحث ضروری است.

** برای رده‌های فولاد این جدول، تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد (F_y) باید برابر حد پایین تنش تسلیم و تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد (F_u) باید برابر حد پایین تنش کششی نهایی در نظر گرفته شود.

inbr.ir

۱۰-۱-۴-۳ پیچ و مهره و واشر

مشخصات مکانیکی انواع پیچ، مهره و واشر باید مطابق استانداردهای معرفی‌شده در پیوست ۱ باشد. مشخصات مکانیکی انواع مختلف پیچ‌ها در جدول ۱۰-۱-۵ ارائه شده است. مشخصهٔ موردنیاز برای واشرها، هندسه و سختی آن‌ها است. شرایط کاربردی مهره‌ها و واشرها باید سازگار با پیچ‌ها و مطابق الزامات بخش ۱۰-۴-۵ باشد.

جدول ۱۰-۱-۵: مشخصات مکانیکی پیچ‌ها*

نوع پیچ	ISIRI 2874 EN-ISO 898	ASTM	تنش تسلیم مشخصه (F_y) (MPa)	تنش کششی نهایی (F_u) (MPa)	کرنش نهایی (ε_u) (%)
پیچ‌های معمولی	4.6	A307	240	400	22
	4.8	—	320	420	14
	5.6	—	300	500	20
	5.8	—	400	520	10
	6.8	—	480	600	8
پیچ‌های پرمقاومت	8.8	A325 F1852	کاربرد ندارد	800	12
	10.9	A490 F2280	کاربرد ندارد	1000	9
	12.9	—	کاربرد ندارد	1200	8

*** در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی فقط از پیچ‌های پر مقاومتی می‌توان استفاده کرد که مطابق استاندارد مربوطه، دارای قابلیت پیش‌تنیدگی باشند. پیچ‌هایی دارای قابلیت پیش‌تنیدگی هستند که پیچ، مهره و واشر مطابق استاندارد معتبر نظیر EN ISO 14399 تولید شده باشند.**

۱۰-۱-۴-۴ میله‌های دندانه‌شده و میل‌مهارها

در سازه‌های فولادی، میله‌های دندانه‌شدهٔ دو سر رزوه و میل‌مهار کف‌ستون‌ها می‌تواند از نوع پیچ‌ها مطابق با الزامات بند ۱۰-۱-۴-۳ باشد. برای میل‌مهارها استفاده از میلگرد ساده و آج‌دار مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان مجاز است. همچنین برای میل‌مهارها استفاده از میلگرد سادهٔ پرمقاومت از نوع CK45 با مشخصات مکانیکی F_y =400 MPa، F_u =600 MPa و ε_u =25 %، مطابق با استانداردهای معتبر مجاز است.

۱۰-۱-۴-۵ مصالح مصرفی جوشکاری

مصالح مصرفی جوشکاری شامل انواع الکترود، سیم جوشکاری، پودر و گاز می‌شود. استانداردهای معتبر موردقبول این مبحث در زمینهٔ مصالح فوق، در پیوست ۱ آمده است. همچنین در جدول ۱۰-۱-۶ مشخصات مکانیکی فولاد مغزه الکترودهای جوشکاری قوس الکتریکی خود حفاظ معرفی شده است. سایر مشخصات الکترود نظیر جنس روکش، قطبیت و مناسب بودن برای وضعیت‌های مختلف جوشکاری در استانداردهای معتبر موردقبول این مبحث، به‌صورت شناسه‌های عددی پس از تنش کششی نهایی مشخصهٔ الکترود برحسب ksi، ذکر شده است.

جدول ۱۰-۱-۶: مشخصات مکانیکی فولاد مغزهٔ رده‌های اصلی الکترود جوشکاری براساس استانداردهای موردقبول این مبحث

کرنش نهایی (ε_u) (%)	تنش کششی نهائی مغزهٔ الکترود (F_{ue}) (MPa)	AWS A5.1M	AWS A5.1	EN-ISO 2560	ISIRI 871
25	430	—	—	—	E-1
22	430	E43	E60	E43	E-2
18	490	E49	E70	E49	E-3
18	510	—	—	—	E-4
22	550	E55	E80	E55	E-5

۱۰-۱-۵ مدارک فنی

پس از طراحی و محاسبهٔ سازه توسط مهندس محاسب، تهیهٔ مدارک فنی شامل مدارک طراحی (فایل‌های محاسباتی و جزئیات طراحی اجزاء و اتصالات)، نقشه‌های طراحی اعضا، اجزاء و اتصالات با جزئیات کامل، مشخصات فنی عمومی و خصوصی، علائم و یادداشت‌های فنی و اطلاعات تکمیلی موردنیاز نظیر میزان پیش‌خیز در ساخت قطعات، الزامی است. در مدارک فنی موارد زیر نیز باید رعایت شوند:

الف) نقشه‌های طراحی باید اطلاعات کامل مقاطع، محل قرارگرفتن اعضای سازه نسبت به یکدیگر، تراز کف‌های ساختمانی، محورهای مار بر مرکز ستون‌ها، پیش‌آمدگی‌ها و پس‌رفتگی‌ها با

inbr.ir

اندازه‌ها و اطلاعات مربوط به اتصالات و وصله‌ها را شامل باشد، به‌طوری‌که با مراجعهٔ به آن‌ها پیمانکار بتواند نقشه‌های اجرایی کارگاهی را تهیه نماید.

ب) در مدارک فنی باید سیستم سازه‌ای مقاوم در برابر بارهای ثقلی و نیروهای جانبی (مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان) معرفی شود. همچنین این مدارک باید حاوی اطلاعات کلی در مورد مقادیر بارهای وارده باشد؛ به‌طوری‌که با مراجعه به آن‌ها بتوان نقشه‌های طراحی را کنترل کرد.

پ) در مدارک فنی 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 به همراه توضیحات کافی به‌منظور جلوگیری از هرگونه اشتباه و سوءتعبیر احتمالی مجاز است. یادداشت‌های فنی برای تفهیم روش کار یا نتایج موردنظر باید روشن و واضح باشد.

۱۰-۱-۶ الزامات طراحی لرزه‌ای

در طراحی لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای مشمول این مبحث، رعایت ضوابط طراحی لرزه‌ای مطابق فصل ۱۰-۳ الزامی است.

۱۰-۱-۷ الزامات ساخت، نصب و کنترل

نقشه‌های اجرایی کارگاهی، مشخصات مصالح فولاد سازه‌ای، ساخت و نصب قطعات فولادی، الزامات اجرایی جوشکاری، الزامات اجرایی پیچکاری، رنگ‌آمیزی، انبارداری، رواداری‌ها، گالوانیزه کردن قسمت‌های فولادی، کنترل اعوجاج و جمع‌شدگی، حمل قطعات، نصب، کنترل کیفیت، تضمین کیفیت و الزامات اجرایی لرزه‌ای و سایر مواردی که رعایت آن‌ها برای عملکرد صحیح سازه ضروری است، باید مطابق با ضوابط قیدشده در فصل ۱۰-۴ این مبحث تحت عنوان الزامات ساخت، نصب و کنترل باشد.

۱۰-۱-۸ علائم، اختصارات و واحدها

۱۰-۱-۸-۱ علائم و اختصارات به‌کاررفته در این مبحث، به‌طورکلی با علائم و اختصارات مورد تائید سازمان بین‌المللی استاندارد (ISO) هماهنگ است.

۱۰-۱-۸-۲ در این مبحث سیستم واحدهای مورد استفاده برای کمیت‌های مختلف، سیستم آحاد بین‌المللی (SI) است. واحدهایی که در این مبحث مورد استفاده قرار گرفته‌اند، عبارت‌انداز:

الف) برای ابعاد شامل طول، عرض، ارتفاع و ضخامت: متر (m) و میلی‌متر (mm)

ب) برای سطح: مترمربع (m^2) و میلی‌متر مربع (mm^2)

پ) برای بارهای متمرکز و وزن: نیوتن (N) و کیلونیوتن (kN)، برای بارهای گسترده خطی: کیلونیوتن بر متر (kN/m) و برای بارهای گسترده در سطح: کیلونیوتن بر مترمربع (kN/m^2) معادل یک کیلوپاسکال (kPa)

ت) برای جرم مخصوص (جرم واحد حجم): کیلوگرم بر مترمکعب (kg/m^3)

ث) برای وزن مخصوص (وزن واحد حجم): کیلونیوتن بر مترمکعب (kN/m^3)

ج) برای تنش‌ها و مدول الاستیسیته: مگاپاسکال (MPa)، معادل یک نیوتن بر میلی‌مترمربع (N/mm^2)، یا مگانیوتن بر مترمربع (MN/m^2)

چ) برای مقاومت‌های خمشی و پیچشی موردنیاز و نیز برای مقاومت‌های خمشی و پیچشی اسمی و موجود: کیلونیوتن- متر (kN.m)

ح) برای مقاومت‌های محوری و برشی موردنیاز و نیز برای مقاومت‌های محوری و برشی اسمی و موجود: نیوتن (N) و کیلونیوتن (kN)

خ) برای دما: درجه سلسیوس (°C)

inbr.ir

inbr.ir

۱۰-۲ الزامات طراحی

این فصل به الزامات طراحی مجموعهٔ سازه شامل اعضا و اتصالات آن براساس حالت‌های حدی (حالت‌های حدی مقاومت و حالت‌های حدی بهره‌برداری) می‌پردازد. در به‌کارگیری الزامات این فصل، برای دستیابی به یک طرح ایمن، رعایت مقررات این فصل همراه با مقررات فصل‌های ۱۰-۱، ۱۰-۳ و ۱۰-۴ الزامی است.

تبصره: الزامات این فصل به‌طور عمده براساس تأمین الزامات حالت‌های حدی مقاومت تنظیم گردیده است. در تحلیل و طراحی، برای تأمین الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری، الزامات بخش ۱۰-۲-۱۰ باید توأم با قضاوت مهندسی جهت تأمین ضروریات شرایط بهره‌برداری مناسب به کار گرفته شود.

مقررات این فصل تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۱ الزامات تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری
- ۱۰-۲-۲ الزامات مقاطع اعضای فولادی
- ۱۰-۲-۳ الزامات طراحی اعضا برای نیروی کششی
- ۱۰-۲-۴ الزامات طراحی اعضا برای نیروی فشاری
- ۱۰-۲-۵ الزامات طراحی اعضا برای لنگر خمشی
- ۱۰-۲-۶ الزامات طراحی اعضا برای نیروی برشی
- ۱۰-۲-۷ الزامات طراحی اعضا برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی و ترکیب لنگر پیچشی با سایر نیروها
- ۱۰-۲-۸ الزامات طراحی اعضای با مقطع مختلط
- ۱۰-۲-۹ الزامات طراحی اتصالات
- ۱۰-۲-۱۰ الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری

inbr.ir

۱۰-۲-۱ الزامات تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری

این بخش به الزامات عمومی تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن می‌پردازد. مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۱-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۱-۲ آثار مرتبه دوم P-δ و P-Δ
- ۱۰-۲-۱-۳ روش‌های تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری
- ۱۰-۲-۱-۴ روش‌های تحلیل مرتبه دوم
- ۱۰-۲-۱-۵ الزامات تحلیل و طراحی
- ۱۰-۲-۱-۶ جدول خلاصه‌شده از روش‌های تحلیل و طراحی

۱۰-۲-۱-۱ الزامات عمومی

تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن از الزامات تحلیل و طراحی است. مطابق الزامات این بخش، پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن در صورتی تأمین می‌شود که آثار ذکرشده در زیر به نحو مؤثری در تحلیل و طراحی آن‌ها لحاظ شده باشند.

(۱) تغییرشکل‌های محوری، خمشی و برشی اعضای سازه و تغییرشکل‌های سایر اجزاء (نظیر اتصالات) که در جابجایی سازه مؤثرند.

(۲) آثار مرتبه دوم (شامل آثار P-δ و P-Δ)

(۳) نواقص هندسی (شامل کجی و ناشاقولی)

(۴) کاهش سختی اعضا ناشی از رفتار غیرالاستیک و اثر تنش‌های پسماند

(۵) عدم قطعیت در برآورد سختی و مقاومت

روش تحلیل مورد استفاده باید تمامی آثار فوق را لحاظ نماید. به‌منظور حصول اطمینان از این اهداف، استفاده از دو روش "تحلیل مستقیم" و "طول مؤثر" در طراحی برای تأمین پایداری سازه‌های فولادی و مختلط مجاز است.

inbr.ir

۱۰-۲-۱-۲ آثار مرتبه دوم P-δ و P-Δ

مطابق بند ۱۰-۲-۱-۱، در اعضای فولادی مقاومت‌های موردنیاز که از تحلیل سازه به دست می‌آیند، باید شامل آثار مرتبه دوم باشند. این آثار شامل موارد زیر است:

الف) آثار مرتبه دوم P-δ: آثار P-δ به آثار اضافی ناشی از بارها گفته می‌شود که به علت وجود تغییرشکل در فاصلهٔ دو انتهای هر یک از اعضا به وجود می‌آید.

ب) آثار مرتبه دوم P-Δ: آثار P-Δ به آثار اضافی بارها به علت تغییرمکان جانبی نسبی کل سیستم سازه‌ای مربوط می‌شود و سبب ایجاد نیروهای اضافی داخلی در اعضا می‌شوند که به علت برون‌محوری ناشی از تغییرمکان جانبی یک انتهای عضو نسبت به انتهای دیگر آن به وجود می‌آیند. تغییرمکان جانبی نسبی دو انتهای عضو ممکن است به علت بارهای قائم یا بارهای جانبی یا ترکیبی از آن‌ها باشد.

۱۰-۲-۱-۳ روش‌های تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری

الف) روش تحلیل مستقیم

در روش تحلیل مستقیم تمامی آثار ذکرشده در بخش ۱۰-۲-۱-۱ به‌صورت مستقیم در تحلیل سازه لحاظ می‌گردند. در این روش، مقاومت‌های موردنیاز براساس الزامات و محدودیت‌های بخش ۱۰-۲-۱-۵-۱ و مقاومت‌های موجود اعضا مطابق با بخش‌های ۱۰-۲-۲ تا ۱۰-۲-۹ تعیین می‌شوند. استفاده از این روش برای تمامی سازه‌های فولادی و مختلط مجاز است.

ب) روش طول مؤثر

استفاده از روش سنتی طول مؤثر به‌عنوان روش دیگر طراحی مطابق با الزامات و محدودیت‌های بند ۱۰-۲-۱-۵-۲ مجاز است. در این روش نیز مقاومت‌های موجود اعضا مطابق با بخش‌های ۱۰-۲-۲ تا ۱۰-۲-۹ تعیین می‌شوند.

۱۰-۲-۱-۴ روش‌های تحلیل مرتبه دوم

در این مبحث استفاده از روش‌های تحلیلی زیر به‌عنوان روش‌های تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است:

inbr.ir

الف) تحلیل الاستیک مرتبهٔ دوم: تحلیل الاستیک مرتبهٔ دوم به تحلیل‌هایی گفته می‌شود که در آن‌ها روش تحلیل سیستم سازه‌ای الاستیک بوده، لیکن در حین انجام تحلیل، آثار مرتبهٔ دوم (شامل آثار P-δ و P-Δ) در آن لحاظ می‌گردد.

ب) تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول تشدیدیافته: در این مبحث استفاده از روش تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول تشدیدیافته به‌عنوان یک روش تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است. الزامات این نوع روش تحلیل مرتبه دوم در پیوست ۳ این مبحث ارائه شده است.

تبصره ۱: در طراحی به روش LRFD تحلیل مرتبه دوم باید تحت اثر ترکیبات بارگذاری متناظر با این روش طراحی (شامل بار جانبی فرضی مطابق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱) صورت گیرد. در طراحی به روش ASD، تحلیل مرتبه دوم باید ابتدا تحت اثر 1.6 برابر ترکیبات بارگذاری متناظر با این روش (شامل بار جانبی فرضی مطابق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱) صورت گرفته و سپس کلیهٔ نتایج حاصله بر عدد 1.6 تقسیم شوند، تا مقاومت‌های موردنیاز به دست آیند.

تبصره ۲: در روش تحلیل الاستیک مرتبهٔ دوم (ذکرشده در بند ۱۰-۲-۱-۴-الف)، با ارضاء محدودیت‌های زیر می‌توان از آثار P-δ صرف‌نظر نمود، مشروط بر اینکه لنگرهای خمشی به‌دست‌آمده از روش‌های تحلیلی مذکور در اعضای تحت اثر توأم نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی با ضریب B_1 (مطابق پیوست ۳) تشدید شده باشند:

(۱) بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل شوند.

(۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبهٔ دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبهٔ اول یا به‌طور تقریبی مقدار ضریب B_2 در تحلیل الاستیک مرتبهٔ اول تشدیدیافته، در تمام طبقات و در راستای موردنظر کوچک‌تر یا مساوی 1.7 باشد.

(۳) حداکثر یک‌سوم بارهای ثقلی کل سازه توسط ستون‌های قاب‌های خمشی تحمل گردد.

۱۰-۲-۱-۵ الزامات تحلیل و طراحی

برای طراحی به‌منظور تأمین پایداری سازه باید آثار ذکرشده در بند ۱۰-۲-۱-۱ لحاظ شده باشند. روش‌های تحلیل مستقیم و طول مؤثر با رعایت محدودیت‌ها و الزامات ذکرشده در بندهای ۱۰-۲-۱-۵-۱ و ۱۰-۲-۱-۵-۲ به‌عنوان روش‌های تحلیل و طراحی قابل‌قبول هستند.

۱۰-۲-۱-۵-۱ محدودیت‌ها و الزامات روش تحلیل مستقیم

برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز اعضا و طراحی آن‌ها و تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم، باید محدودیت‌ها و الزامات زیر تأمین شوند:

الف- محدودیت‌ها

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم هیچ‌گونه محدودیتی وجود ندارد.

ب- الزامات

(۱) تحلیل سازه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴ براساس یکی از روش‌های تحلیلی مرتبه دوم باشد.

(۲) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور شود.

(۳) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ تحلیل مرتبه دوم براساس سختی کاهش‌یافته اعضا صورت گیرد.

(۴) مقاومت موجود کلیهٔ اعضای دارای بار محوری فشاری با ضریب طول مؤثر یک (K=1) تعیین شود.

۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ ملاحظات نواقص هندسی اولیه

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق مدل کردن این نواقص در تحلیل مرتبهٔ دوم سازه انجام پذیرد. در سازه‌هایی که بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، به‌جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدل‌سازی، می‌توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال نمود:

$$N_i = 0.002Y_i \qquad (۱۰-۲-۱-۱-۱)$$

که در آن:

N_i= بار جانبی فرضی در طبقهٔ i ام

Y_i= بار ثقلی در طبقهٔ i ام متناسب با ضرایب بار به‌کاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

در هنگام اعمال بار جانبی فرضی (N_i) به طبقات ساختمان، توجه به نکات زیر ضروری است:

(۱) توزیع بار جانبی فرضی در کف هر طبقه باید مشابه توزیع بارهای ثقلی در کف همان طبقه در نظر گرفته شود.

(۲) بار جانبی فرضی (N_i) باید به کلیهٔ ترکیبات بارگذاری اضافه شود. در مواردی که نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه اول تحت اثر ترکیبات بارگذاری LRFD یا 1.6 برابر ترکیبات بارگذاری ASD (یا به‌طور تقریبی مقدار ضریب تشدید B_2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدیدیافته) با احتساب سختی کاهش‌یافتهٔ اعضا (مطابق تنظیمات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲)، در کلیهٔ طبقات کوچک‌تر یا مساوی 1.7 باشد، می‌توان بارهای جانبی فرضی (N_i) را فقط در ترکیبات بارگذاری ثقلی منظور نمود و از اثر آن‌ها در ترکیبات بارگذاری شامل بارهای جانبی صرف‌نظر نمود.

(۳) بارهای جانبی فرضی باید در راستایی به سازه اعمال شود که بیشترین اثر ناپایداری را داشته باشد. در ترکیبات بارگذاری ثقلی، بارهای جانبی فرضی باید به‌طور مجزا در دو راستای متعامد و به‌صورت رفت و برگشت درنظر گرفته شود.

تبصره: کاربرد ملاحظات نواقص هندسی اولیه فقط برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز اعضا محدود می‌گردد و برای سایر مقاصد طراحی (نظیر کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کف‌ها و محاسبهٔ زمان تناوب اصلی ساختمان) در نظر گرفتن آثار نواقص هندسی اولیه ضروری نیست.

۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ کاهش سختی اعضا

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز در تحلیل مرتبه دوم، باید به شرح زیر از ضرایب کاهش سختی استفاده شود:

(۱) ضریب کاهش 0.8 برای کلیهٔ سختی‌هایی که در پایداری سازه مؤثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیهٔ سختی‌های تمامی اعضا، حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند، نیز مجاز است.

(۲) علاوه بر ضریب کاهش 0.8 یک ضریب کاهش اضافی τ_b نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه مؤثر هستند:

$$(EI)^* = 0.8\,\tau_b EI \qquad (۱۰-۲-۱-۲)$$

که در آن:

$(EI)^*$ = صلبیت خمشی کاهش‌یافتهٔ عضو

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

I = ممان اینرسی مقطع عضو حول محور خمش

τ_b= ضریب کاهش اضافی سختی خمشی مطابق رابطهٔ زیر:

$$\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \alpha \dfrac{P_r}{P_y} \le 0.5 \\ 4\alpha \dfrac{P_r}{P_y}\left(1 - \dfrac{\alpha P_r}{P_y}\right) & \alpha \dfrac{P_r}{P_y} > 0.5 \end{cases} \qquad (۳-۱-۲-۱۰)$$

$$\alpha = 1.0 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \alpha = 1.6 \text{ (ASD)}$$

در رابطهٔ ۱۰-۲-۱-۳، P_r مقاومت محوری فشاری موردنیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری عضو ($P_y=A_gF_y$) است. درصورتی‌که عضو فشاری لاغر باشد، در تعیین مقاومت تسلیم محوری باید از مساحت مؤثر مقطع (A_e) استفاده شود.

استثناء: در اعضای با مقطع مختلط پرشده با بتن یا محاط در بتن، مقدار τ_b باید برابر 0.8 در نظر گرفته شود.

(۳) وقتی از روش بار جانبی فرضی برای مدل‌سازی نواقص هندسی اولیه استفاده شده است، به‌جای استفاده از τ_b متغیر در رابطهٔ ۱۰-۲-۱-۳ به منظور کاهش اضافی سختی خمشی اعضا، می‌توان مقدار τ_b را برای کلیهٔ نسبت‌های $\frac{P_r}{P_y}$ برابر یک فرض کرد، مشروط بر اینکه یک بار جانبی فرضی اضافی برابر $0.001\,Y_i$ به کلیهٔ طبقات ساختمان اعمال شود. این بار جانبی فرضی اضافی باید در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه در نظر گرفته شود. مورد ۲ از بند ۱۰-۲-۱-۵-۱ شامل این بار جانبی اضافی نمی‌شود.

(۴) چنانچه در یک سیستم سازه‌ای برای تأمین پایداری آن از اعضایی با مصالح دیگری به جزء فولاد استفاده شده باشد و مقررات سازه‌ای مربوط به نوع مصالح ضریب کاهش سختی کوچک‌تری (کاهش سختی بیشتری) را الزام کرده باشد، برای آن نوع اعضا باید ضریب کاهش سختی کوچک‌تر مورد استفاده قرار گیرد.

inbr.ir

تبصره: در روش تحلیل مستقیم کاربرد سختی کاهش‌یافته فقط در تحلیل مرتبه دوم و برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز اعضا محدود می‌گردد و برای سایر مقاصد طراحی (نظیر کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کف‌ها و محاسبهٔ زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

۱۰-۲-۱-۵-۲ محدودیت‌ها و الزامات روش طول مؤثر

برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز اعضا و طراحی آن‌ها در تحلیل و طراحی به روش طول مؤثر محدودیت‌ها و الزامات زیر باید تأمین شوند:

الف- محدودیت‌ها

(۱) بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل شوند.

(۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه اول یا به‌طور تقریبی مقدار ضریب تشدید B_2 در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدیدیافته، در کلیهٔ طبقات کوچک‌تر یا مساوی 1.5 باشد.

ب- الزامات

(۱) تحلیل سازه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴ براساس یکی از روش‌های تحلیلی مرتبه دوم و بدون در نظر گرفتن هرگونه کاهش سختی باشد.

(۲) آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) مطابق ملاحظات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

(۳) مقاومت موجود کلیهٔ اعضای دارای بار محوری فشاری براساس ضریب طول مؤثر (K) تعیین شود. ضریب طول مؤثر اعضا (K) متناسب با نوع سیستم باربر باید براساس پیوست ۲ تعیین شود.

۱۰-۲-۱-۶ جدول خلاصه‌شده از روش‌های تحلیل و طراحی

خلاصهٔ روش‌های تحلیل و طراحی موردبحث فوق در جدول ۱۰-۲-۱-۱ برای سهولت استفادهٔ کاربران ارائه شده است.

جدول ۱۰-۲-۱-۱: الزامات و محدودیت‌های روش‌های طراحی

الف- روش تحلیل مستقیم

نوع تحلیل	کاهش سختی	محدودیت	الزامات
تحلیل الاستیک مرتبه دوم	کاهش سختی با ضریب τ متغیر	بدون محدودیت	انجام تحلیل مرتبه دوم اعمال کاهش سختی $EI^* = 0.8\tau_b EI$ $EA^* = 0.8EA$ $\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \alpha\frac{P_r}{P_y} \le 0.5 \\ 4\alpha\frac{P_r}{P_y}\left(1-\frac{\alpha P_r}{P_y}\right) & \alpha\frac{P_r}{P_y} > 0.5 \end{cases}$ $\alpha = 1.0$ (LRFD) و $\alpha = 1.6$ (ASD) ضرایب B_1 و B_2 استفاده نمی‌شود. K=1 (برای تعیین P_n) اعمال بارهای جانبی فرضی در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری. اگر $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \le 1.7$ باشد، بارهای جانبی فرضی فقط در ترکیبات بارهای ثقلی وارد می‌گردند.
	کاهش سختی با ضریب τ ثابت	بدون محدودیت	انجام تحلیل مرتبه دوم اعمال کاهش سختی $EI^* = 0.8\tau_b EI$ $EA^* = 0.8EA$ $\tau_b = 1$ ضرایب B_1 و B_2 استفاده نمی‌شود. K=1 (برای تعیین P_n) اعمال بارهای جانبی فرضی در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری. اگر $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \le 1.7$ باشد، بخش 0.002 بارهای جانبی فرضی، فقط در ترکیبات بارهای ثقلی وارد می‌شود، ولی بخش 0.001 ناشی از τ_b ثابت، در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری وارد می‌گردد.

mor.ir

ادامهٔ جدول ۱۰-۲-۱-۱: الزامات و محدودیت‌های روش‌های طراحی

ب- روش تحلیل مستقیم

نوع تحلیل	کاهش سختی	محدودیت	الزامات
تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدیدیافته	کاهش سختی با ضریب τ متغیر	بدون محدودیت	انجام تحلیل مرتبه اول اعمال کاهش سختی $EI^* = 0.8\tau_b EI$ $EA^* = 0.8EA$ $\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \alpha\frac{P_r}{P_y} \le 0.5 \\ 4\alpha\frac{P_r}{P_y}\left(1-\frac{\alpha P_r}{P_y}\right) & \alpha\frac{P_r}{P_y} > 0.5 \end{cases}$ $\alpha = 1.0$ (LRFD) و $\alpha = 1.6$ (ASD) K_1=1 (برای تعیین B_1) K_2=1 (برای تعیین P_n و B_2) اعمال بارهای جانبی فرضی در تمامی ترکیبات بارگذاری. اگر $B_2 \le 1.7$ باشد، بارهای جانبی فرضی فقط در ترکیبات بارهای ثقلی وارد می‌شوند.
	کاهش سختی با ضریب τ ثابت	بدون محدودیت	انجام تحلیل مرتبه اول اعمال کاهش سختی $EI^* = 0.8\tau_b EI$ $EA^* = 0.8EA$ $\tau_b = 1$ K_2=1 (برای تعیین P_n) اعمال بارهای فرضی در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری. اگر $B_2 \le 1.7$ باشد، بخش 0.002 بارهای جانبی فرضی، فقط در ترکیبات بارگذاری ثقلی وارد می‌شود، ولی بخش 0.001 ناشی از τ_b ثابت، در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری وارد می‌گردد.

inor.ir

ادامهٔ جدول ۱۰-۲-۱-۱: الزامات و محدودیت‌های روش‌های طراحی

پ- روش طول مؤثر

نوع تحلیل	محدودیت	الزامات
تحلیل الاستیک مرتبه دوم	$\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \leq 1.5$ (برای تمامی طبقات)	انجام تحلیل مرتبه دوم عدم اعمال کاهش سختی $K= K_2 \geq 1$ (برای تعیین P_n) اعمال بارهای جانبی فرضی در تمامی ترکیبات بارگذاری. اگر $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \leq 1.7$ باشد، بارهای جانبی فرضی فقط در ترکیبات بارگذاری ثقلی وارد می‌شوند.
تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدیدیافته	$\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \leq 1.5$ (برای تمامی طبقات)	انجام تحلیل مرتبه اول عدم اعمال کاهش سختی محاسبهٔ $K_1=1$ برای B_1 محاسبهٔ $K_2 \geq 1$ برای B_2 $K= K_2 \geq 1$ (برای تعیین P_n) اعمال بارهای جانبی فرضی در تمامی ترکیبات بارگذاری. اگر $B_2 \leq 1.7$ باشد، بارهای جانبی فرضی فقط در ترکیبات بارگذاری ثقلی وارد می‌شوند.

inbr.ir

۱۰-۲-۲ الزامات مقاطع اعضای فولادی

این بخش به الزامات کمانش موضعی اجزای فشاری اعضای سازه و طبقه‌بندی آن‌ها و نیز به تعاریف برخی دیگر از مشخصات مقاطع اعضا می‌پردازد. مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۲-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۲-۲ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی
- ۱۰-۲-۲-۳ پهنای آزاد اجزای با یک لبه مقید
- ۱۰-۲-۲-۴ پهنای آزاد اجزای با دو لبه مقید
- ۱۰-۲-۲-۵ تعیین سطح مقطع کل و خالص در اعضای سازه

۱۰-۲-۲-۱ الزامات عمومی

تأمین پایداری کل سازه و تمامی اعضا و نیز تمامی اجزای تشکیل‌دهندهٔ مقاطع اعضا، از الزامات تحلیل و طراحی است. پایداری اجزای تشکیل‌دهندهٔ مقاطع اعضا در صورتی تأمین می‌شود که الزامات این بخش به نحو مؤثری در تحلیل و طراحی آن‌ها لحاظ شده باشد.

۱۰-۲-۲-۲ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی

۱۰-۲-۲-۲-۱ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای فشار محوری

برای فشار محوری، مقاطع فولادی به دو گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

- مقاطع با اجزای غیر لاغر
- مقاطع با اجزای لاغر

مقاطع با اجزای غیر لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل‌دهندهٔ مقطع عضو از λ_r مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۲-۱ و ۱۰-۲-۲-۲-۲ بیشتر نباشد. چنانچه نسبت پهنا به ضخامت هر یک از اجزای فشاری تشکیل‌دهندهٔ مقطع عضو از λ_r مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۲-۱ و۱۰-۲-۲-۲-۲ بیشتر باشد، در این صورت مقطع با اجزای لاغر محسوب می‌شود.

۱۰-۲-۲-۲-۲ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای لنگر خمشی

برای لنگر خمشی، مقاطع فولادی به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

- مقاطع فشرده
- مقاطع غیرفشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

الف) مقاطع فشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها اولاً بال‌ها به‌طور سراسری و پیوسته به جان یا جان‌ها متصل باشند، ثانیاً نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری تشکیل‌دهندهٔ مقطع عضو از λ_p مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ بیشتر نباشد.

ب) مقاطع غیرفشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جزء فشاری از مقطع عضو از λ_p مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ بیشتر بوده، اما از λ_r مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ کمتر باشد.

پ) مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت حداقل یکی از اجزای فشاری تشکیل‌دهندهٔ مقطع عضو از λ_r مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۲-۳ و ۱۰-۲-۲-۴ بیشتر باشد.

۱۰-۲-۲-۳ پهنای آزاد اجزای با یک لبه مقید

مطابق الزامات این بخش، اجزای با یک لبه مقید به اجزایی گفته می‌شود که فقط در یک لبه در امتدادی به‌موازات نیروی فشاری به جزء یا اجزاء دیگر متصل شده‌اند. پهنای آزاد چنین اجزایی باید به شرح زیر تعیین شود:

الف) برای بال‌های نیمرخ‌های I و نیمرخ‌های سپری (T)، پهنای آزاد (b) برابر نصف پهنای کل بال (b_f) است.

ب) برای ساق‌های نیمرخ‌های نبشی (L)، بال‌های نیمرخ‌های ناودانی (U) و نیمرخ‌های Z شکل، پهنای آزاد (b) معادل کل بعد اسمی بال است.

پ) برای مقطع ساخته شده از ورق، پهنای آزاد (b) برابر فاصلهٔ بین لبهٔ آزاد تا اولین ردیف پیچ یا خط جوش است.

ت) برای تیغهٔ (جان) نیمرخ‌های سپری (T)، پهنای آزاد (d) برابر ارتفاع کل مقطع سپری است.

inbr.ir

۱۰-۲-۲-۴ پهنای آزاد اجزای با دو لبه مقید

مطابق الزامات این بخش، اجزای با دو لبه مقید به اجزایی گفته می‌شود که در هر دو لبه در امتدادی موازی با نیروی فشاری به جزء یا اجزاء دیگر متصل شده‌اند. پهنای آزاد چنین اجزایی باید به شرح زیر تعیین شود:

الف) برای جان مقاطع نوردشده، h عبارت است از فاصلهٔ بین نقاط شروع گردی ریشهٔ اتصال جان به بال.

ب) برای جان مقاطع ساخته شده از ورق، h عبارت است از فاصلهٔ بین نزدیک‌ترین دو ردیف پیچ و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، h برابر فاصلهٔ خالص بین دو بال است. برای مقاطع با بال‌های نامساوی، h_c عبارت است از دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا نزدیک‌ترین ردیف وسایل اتصال در سمت بال فشاری و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، عبارت است از دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا رویهٔ داخلی بال فشاری. همچنین برای مقاطعی با بال‌های نامساوی h_p عبارت است از دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت پلاستیک تا نزدیک‌ترین ردیف وسایل اتصال در سمت بال فشاری و چنانچه از جوش استفاده شده باشد، عبارت است از دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت پلاستیک تا رویهٔ داخلی بال فشاری.

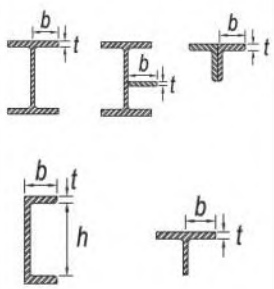
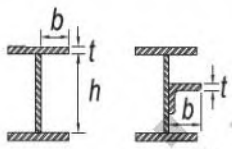
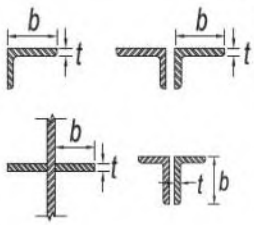
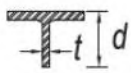
پ) برای مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق، پهنای b و h عبارت از فاصلهٔ بین دو خط جوش است.

ت) برای ورق‌های پوششی (تقویتی) در بال تیرها و ورق‌های دیافراگم در مقاطع ساخته شده از ورق، پهنای b عبارت است از فاصلهٔ بین دو ردیف پیچ یا دو خط جوش است.

ث) برای بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS)، پهنای b عبارت است از فاصلهٔ آزاد بین جان‌ها منهای شعاع گوشهٔ داخلی در هر طرف. برای جان‌های مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS)، h عبارت است از فاصلهٔ آزاد بین بال‌ها منهای شعاع گوشهٔ داخلی در هر طرف. چنانچه شعاع گوشه‌ها معلوم نباشد، مقادیر b و h را می‌توان معادل بعد متناظر خارجی منهای سه برابر ضخامت در نظر گرفت.

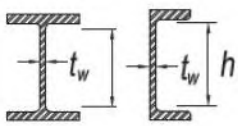
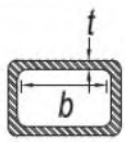
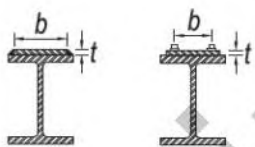
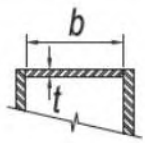
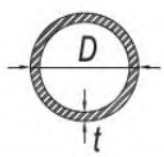
ج) برای مقاطع توخالی دایره‌ای شکل، D عبارت است از قطر خارجی مقطع دایره‌ای.

جدول ۱۰-۲-۲-۱: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با یک لبه مقید در اعضای تحت اثر فشار محوری

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (مرز لاغر و غیرلاغر) λ_r	مثال‌های نمونه
۱	بال‌های مقاطع I شکل نوردشده، ورق‌های بیرون‌زده از مقاطع I شکل نوردشده ساق‌های بیرون‌زدهٔ جفت نبشی با اتصال پیوسته، بال‌های مقاطع ناودانی و بال‌های مقاطع سپری	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۱]	
۲	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق، ورق‌ها یا ساق‌های نبشی بیرون‌زده از مقاطع I شکل ساخته شده از ورق	b/t	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [۲]	
۳	ساق‌های نبشی‌های تک، ساق‌های نبشی‌های جفت دارای جداکننده (لقمه) و سایر اجزای تقویت‌نشده	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۴	تیغه جان مقاطع سپری	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

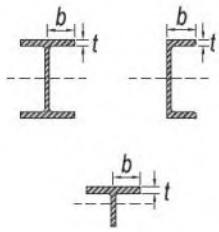
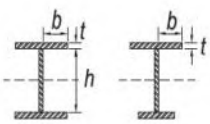
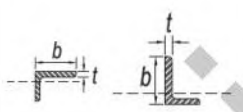
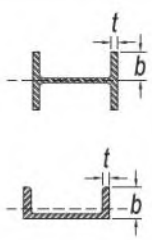
inbr.ir

جدول ۱۰-۲-۲-۲: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با دو لبه مقید در اعضای تحت اثر فشار محوری

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت (مرز لاغر و غیر لاغر) λ_r	مثال‌های نمونه
۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۶	بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی‌شکل (HSS)	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۷	ورق‌های پوششی و ورق‌های دیافراگم در حدفاصل خطوط جوش یا پیچ	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۸	بال‌ها و جان‌های مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق و سایر اجزای فشاری	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۹	مقاطع دایره‌ای توخالی	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

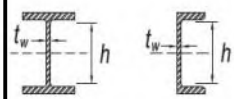
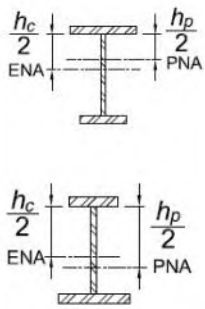
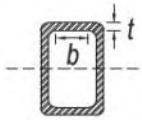
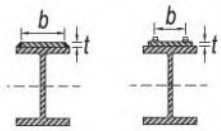
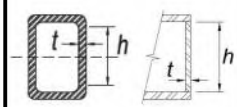
inbr.ir

جدول ۱۰-۲-۲-۳: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با یک لبه مقید در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			(مرز فشرده و غیرفشرده) λ_p	(مرز غیرفشرده و لاغر) λ_r	
۱۰	بال‌های مقاطع I شکل نوردشده، ناودانی‌ها و سپری‌ها	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۱	بال‌های مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با یک یا دو محور تقارن	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	[۲] و [۳] $0.95\sqrt{\frac{K_c E}{F_L}}$	
۱۲	ساق‌های نبشی‌های تک	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۳	بال‌های کلیه مقاطع I شکل و ناودانی تحت اثر خمش حول محور ضعیف	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۴	تیغه جان مقاطع سپری	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

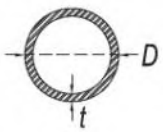
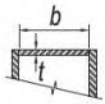
inbr.ir

جدول ۱۰-۲-۲-۴: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با دو لبه مقید در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			(مرز فشرده و غیرفشرده) λ_p	(مرز غیرفشرده و لاغر) λ_r	
۱۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۶	جان مقاطع I شکل با یک محور تقارن	h_c/t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{(0.54\frac{M_p}{M_y}-0.09)^2} \le \lambda_r$ [۴]	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۷	بال‌های مقاطع قوطی شکل (HSS)	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۸	ورق‌های پوششی و ورق‌های دیافراگم در حدفاصل خطوط جوش یا پیچ	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۹	جان‌های مقاطع توخالی مستطیل شکل (HSS) و جعبه‌ای	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

inbr.ir

ادامه جدول ۱۰-۲-۲-۴: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری با دو لبه مقید در اعضای تحت اثر خمش

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			(مرز فشرده و غیرفشرده) λ_p	(مرز غیرفشرده و لاغر) λ_r	
۲۰	مقاطع دایره‌ای توخالی	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	
۲۱	بال‌های مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

یادداشت‌ها:

[۱] E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد و F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

[۲] مقدار k_c از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$0.35 \le k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \le 0.76$$

[۳] برای خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل ساخته شده از ورق با جان فشرده و غیرفشرده مقدار F_L از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

- برای $S_{xt}/S_{xc} \ge 0.7$: $F_L = 0.7F_y$
- برای $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$: $F_L = \frac{S_{xt}}{S_{xc}}F_y \ge 0.5F_y$

که در آن:

S_{xt}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی

S_{xc}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

[۴] M_y= لنگر تسلیم نظیر دورترین تار مقطع و M_p= لنگر خمشی پلاستیک مقطع

inbr.ir

۱۰-۲-۲-۵ سطح مقطع کل و سطح مقطع خالص اعضا

الف) سطح مقطع کل عضو (A_g) برابر با مجموع سطح مقطع اجزای تشکیل‌دهندهٔ آن و سطح مقطع هر جزء برابر با حاصل‌ضرب پهنای کل در ضخامت آن است. برای نیمرخ نبشی، پهنای کل عبارت است از مجموع پهناهای دو بال منهای ضخامت بال.

ب) سطح مقطع خالص عضو (A_n) برابر با مجموع حاصل‌ضرب‌های پهنای خالص اعضا در ضخامت مربوطه است. پهنای خالص عبارت است از پهنای کل منهای قطر سوراخ‌های عضو که به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱- عرض سوراخ پیچ باید به اندازهٔ دو میلی‌متر بزرگ‌تر از ابعاد اسمی سوراخ منظور شود. ابعاد اسمی سوراخ در بخش ۱۰-۲-۹ تعریف شده است.

۲- اگر سوراخ‌های متعددی به شکل زنجیره (به‌صورت قطری یا زیگزاگ) در مسیر مقطع بحرانی احتمالی قرار داشته باشند، برای محاسبهٔ پهنای خالص باید از پهنای کل موردبررسی، مجموع قطر سوراخ‌های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام مورب در زنجیره، یک‌مرتبه جملهٔ $s^2/4g$ را اضافه کرد که در آن، در زنجیرهٔ موردنظر:

s = فاصلهٔ مرکز تا مرکز هر دو سوراخ متوالی در امتداد طولی (راستای نیرو)

g = فاصلهٔ مرکز تا مرکز هر دو سوراخ متوالی در امتداد عرضی (راستای عمود بر امتداد نیرو)

۳- 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.

تبصره ۱: مقطع خالص بحرانی، مقطعی است که در آن نسبت مقاومت کششی موردنیاز به مقاومت کششی موجود حداکثر باشد.

تبصره ۲: در مواردی که در یک اتصال جوشی، سوراخ یا سوراخ‌هایی تعبیه شده باشد (نظیر تعبیهٔ سوراخ جهت استفاده از جوش انگشتانه یا کام)، سطح مقطع خالص عضو باید از مقطعی که از محل سوراخ یا سوراخ‌ها می‌گذرد، موردمحاسبه قرار گیرد. به‌عبارت‌دیگر، در مقطعی که یک جوش انگشتانه یا کام قطع شود، فلز جوش نباید در محاسبهٔ سطح مقطع خالص عضو منظور شود.

inbr.ir

۱۰-۲-۳ الزامات طراحی اعضا برای نیروی کششی

این بخش به الزامات طراحی اعضا تحت اثر نیروی محوری کششی می‌پردازد که در امتداد محور طولی عضو بارگذاری شده‌اند. علاوه بر الزامات این بخش، در طراحی اعضای کششی که تحت اثر پدیدهٔ خستگی یا تمرکز تنش به علت تغییر ناگهانی مقطع قرار می‌گیرند، باید آثار این پدیده‌ها نیز به نحو مؤثری لحاظ شود.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌شود:

- ۱۰-۲-۳-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۳-۲ محدودیت لاغری در اعضا کششی
- ۱۰-۲-۳-۳ تعیین سطح مقطع خالص و مؤثر اعضای کششی
- ۱۰-۲-۳-۴ مقاومت کششی
- ۱۰-۲-۳-۵ اعضای کششی ساخته‌شده (مرکب) از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

تبصره ۱: الزامات اعضای کششی با تسمهٔ لولاشده با خار مغزی و نیز اعضای کششی با تسمهٔ سرپهن در پیوست ۴ این مبحث ارائه شده است.

تبصره ۲: برای بررسی الزامات اعضای تحت اثر توأم نیروی کششی و لنگر خمشی به بخش ۱۰-۲-۷ مراجعه شود.

تبصره ۳: برای بررسی الزامات میل مهارها به بخش ۱۰-۲-۹ مراجعه شود.

تبصره ۴: برای بررسی الزامات وسایل اتصال و قطعات اتصال‌دهنده در برابر نیروی کششی به بخش ۱۰-۲-۹ مراجعه شود.

تبصره ۵: در انتهای اعضای کششی، برای بررسی مقاومت گسیختگی قالبی به بخش ۱۰-۲-۹ مراجعه شود.

۱۰-۲-۳-۱ الزامات عمومی

در این مبحث برای طراحی اعضای کششی تنها معیار مقاومت به‌عنوان ضابطهٔ اصلی طراحی در نظر گرفته شده است و کنترل معیار لاغری صرفاً به‌خاطر شرایط بهره‌برداری ارائه شده است.

در طراحی اعضای کششی بایستی تلاش کرد تا شکل عضو و اتصالات آن به‌گونه‌ای تنظیم شود که عضو تنها به کشش کار کند و خمش در آن‌ها ایجاد نشود. در غیر این صورت باید به برون‌محوری موجود در طرح و آثار آن در محاسبه توجه شود.

۱۰-۲-۳-۲ محدودیت لاغری در اعضای کششی

نسبت لاغری حداکثر اعضای کششی $(L/r)_{max}$ نباید از 300 بیشتر باشد. برای قلاب‌ها و میل‌مهارهای کششی که دارای پیش‌تنیدگی اولیه به میزان کافی باشند، به‌طوری‌که پس از ایجاد کشش اولیه، عضو به حالت مستقیم درآید، رعایت محدودیت لاغری الزامی نیست.

۱۰-۲-۳-۳ سطح مقطع خالص مؤثر در محل اتصالات و وصله‌های اعضای کششی

در محل اتصالات و وصله‌های اعضای کششی، سطح مقطع خالص مؤثر به شرح زیر تعریف می‌شود:

$$A_e = UA_n \qquad (۱۰-۲-۳-۱)$$

در رابطهٔ فوق:

A_n= سطح مقطع خالص عضو (سطح مقطع کل منهای سطح مقطع سوراخ‌ها یا شکاف‌ها). اگر سوراخ‌های متعددی به شکل زنجیره (به‌صورت قطری یا زیگزاگ) در مسیر مقطع بحرانی احتمالی قرار داشته باشند، برای محاسبهٔ پهنای خالص باید از پهنای کل موردبررسی، مجموع قطر سوراخ‌های مسیر زنجیره را کم و به آن برای هر ردیف گام مورب در زنجیره، یک‌مرتبه جملهٔ $s^2/4g$ را اضافه کرد.

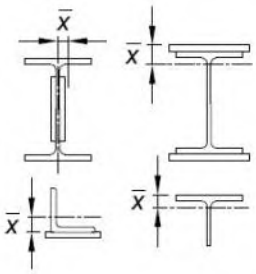
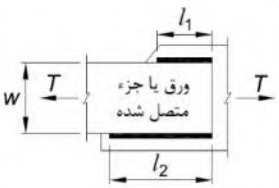
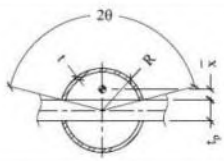
A_e= سطح مقطع خالص مؤثر عضو

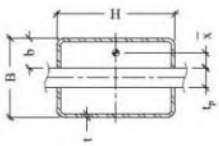
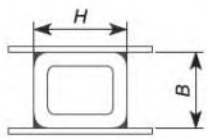
U= ضریب تأخیر برش مطابق جدول ۱۰-۲-۳-۱.

در مقاطع باز (نظیر مقاطع I ، L ، U ، T و ...) مقدار ضریب تأخیر برش لازم نیست از نسبت سطح مقطع قسمت‌های اتصال‌یافته به سطح مقطع کل کمتر در نظر گرفته شود. این الزام در مورد مقاطع بسته (نظیر مقاطع قوطی شکل نوردشده و مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق) کاربرد ندارد.

inbr.ir

جدول۱۰-۲-۳-۱: ضریب تأخیر برش (U) در محل اتصالات و وصله‌های اعضای کششی

حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال‌های نمونه
۱	کلیهٔ اعضای کششی که در آن‌ها بار به‌وسیلهٔ پیچ، یا جوش مستقیماً به کلیهٔ اجزای مقطع منتقل گردد (به‌غیراز حالت‌های ۴، ۵ و ۶).	$U = 1$	
۲	کلیهٔ اعضای کششی (به‌غیراز تسمه‌ها و مقاطع قوطی و لوله‌ای) که در آن‌ها بار به‌وسیلهٔ پیچ یا ترکیبی از جوش طولی و عرضی توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد. برای مقاطع I شکل نوردشده و سپری T بریده‌شده از آن‌ها و نیز نیمرخ‌های I شکل بال‌پهن، استفاده از مقادیر حالت ۷ این جدول نیز مجاز است. همچنین برای نبشی‌ها استفاده از حالت ۸ این جدول نیز مجاز است.	[۱] $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
۳	کلیه اعضای کششی که در آن‌ها بار به‌وسیلهٔ فقط جوش عرضی و توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	$U = 1$ A_n= سطح مقطع قسمت (یا قسمت‌های) اتصال‌یافته	
۴	ورق‌ها (تسمه‌های کششی)، نبشی‌ها، ناودانی‌ها و مقاطع I شکل با قطعات متصل‌شونده که در آن‌ها نیروی کششی فقط از طریق جوش‌های طولی در دو لبهٔ موازی (در انتهای قطعه) منتقل می‌شود.	[۱] و [۲] $U = \frac{(3l^2)}{(3l^2+W^2)}(1 - \frac{\bar{x}}{l})$ مقدار $\bar{x}$ براساس حالت ۲ این جدول تعیین می‌شود.	
۵	در مقاطع لوله‌ای با یک ورق اتصال هم‌محور که در آن طول جوش‌ها نباید از قطر لوله کمتر باشد.	$U = \left(1 + \left(\frac{\bar{x}}{l}\right)^{3.2}\right)^{-10}$ $\bar{x} = \frac{R.sin\theta}{\theta} - \frac{1}{2}t_p$	

حالت	شرح		ضریب تأخیر برش، U	مثال‌های نمونه
۶	در مقاطع قوطی شکل	چنانچه اتصال تنها به کمک یک ورق هم‌محور صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = b - \frac{2b^2+tH-2t^2}{2H+4b-4t}$	
		چنانچه اتصال به کمک دو ورق اتصال و در دو وجه مقابل صورت گیرد که در آن طول جوش‌ها نباید از H کمتر باشد	$l \geq H$ $U = (\frac{3l^2}{3l^2+H^2})\left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
۷	در نیمرخ‌های I نوردشده و سپری T بریده‌شده از آن‌ها و همچنین نیمرخ‌های دیگری نظیر بال‌پهن، استفاده از مقادیر بزرگ‌تر از حالت ۲ این جدول مجاز است (بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت ۲ و این حالت به‌عنوان مقدار U در نظر گرفته می‌شود).	در اتصالات پیچی درصورتی‌که اتصال از طریق بال‌ها برقرارشده و حداقل سه وسیلهٔ اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد	$b_f \geq \frac{2}{3}d \implies U = 0.9$ $b_f < \frac{2}{3}d \implies U = 0.85$	
		در اتصالات پیچی درصورتی‌که اتصال از طریق جان برقرار شده و حداقل چهار وسیلهٔ اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد	$U = 0.7$	

inbr.ir

حالت	شرح		ضریب تأخیر برش، U	مثال‌های نمونه
۸	در نیمرخ‌های نبشی تک‌ودوبل درصورتی‌که توسط یک بال متصل شده باشند، استفاده از مقادیر بزرگ‌تر از حالت ۲ جدول مجاز است. (بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت ۲ و این حالت به‌عنوان مقدار U در نظر گرفته می‌شود).	چنانچه حداقل چهار وسیلهٔ اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.8$	
		چنانچه سه وسیلهٔ اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد. اگر تعداد وسیلهٔ اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو کمتر از ۳ باشد، آنگاه مقدار U باید از طریق حالت ۲ این جدول تعیین شود.	$U = 0.6$	

در این جدول:

l = طول اتصال در امتداد نیرو، مساوی فاصلهٔ اولین و آخرین پیچ در اتصال پیچی و طول جوش در اتصال جوشی

[۱] $\bar{x}$= خروج از مرکزیت اتصال (فاصلهٔ عمودی مرکز اتصال تا مرکز هندسی بخشی از عضو که نیروی آن توسط این اتصال منتقل می‌گردد).

[۲] $l = \frac{l_1+l_2}{2}$ که در آن، l_1 و l_2 نباید از 4 برابر بعد جوش کمتر باشد.

۱۰-۲-۳-۴ مقاومت کششی

در اعضای کششی، مقاومت کششی طراحی $(\phi_t P_n)$ و مقاومت کششی مجاز (P_n/Ω_t) باید به شرح زیر برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کل (A_g) و گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو (A_n) در خارج از ناحیهٔ اتصال و نیز مقطع خالص مؤثر (A_e) در محل اتصال در نظر گرفته شود:

الف) براساس تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$P_n = F_y A_g \qquad (۲-۳-۲-۱۰)$$

$$\phi_t = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)}$$

inor.ir

ب) براساس گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو و در خارج از ناحیه اتصال عضو کششی:

$$P_n = F_u A_n \qquad (۳-۳-۲-۱۰)$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_t = 2.00 \text{ (ASD)}$$

پ) براساس گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر عضو در محل اتصال عضو کششی:

$$P_n = F_u A_e \qquad (۴-۳-۲-۱۰)$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_t = 2.00 \text{ (ASD)}$$

در روابط فوق:

A_g= سطح مقطع کل

A_n= سطح مقطع خالص

A_e= سطح مقطع خالص مؤثر

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

F_u= تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد

۱۰-۲-۳-۵ اعضای کششی ساخته شده از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق (اعضای مرکب)

در طراحی اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق الزامات زیر باید تأمین شوند:

الف) چنانچه در یک مقطع مرکب تحت کشش، ورق‌های متصل به یک نیمرخ فولادی یا به یک ورق دیگر توسط نوارهای جوش منقطع به یکدیگر متصل شوند، فاصلهٔ آزاد بین نوارهای جوش منقطع در امتداد طولی عضو نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

- در قطعات رنگ‌شده و قطعاتی که رنگ نمی‌شوند ولی احتمال زنگ‌زدگی و خوردگی ندارند، 24 برابر ضخامت نازک‌ترین ورق یا 300 میلی‌متر
- در قطعات رنگ نشده‌ای که تحت اثر خوردگی ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، 14 برابر ضخامت نازک‌ترین ورق یا 180 میلی‌متر

ب) چنانچه در یک مقطع مرکب تحت کشش، ورق‌های متصل به یک نیمرخ فولادی یا به یک ورق دیگر توسط پیچ به یکدیگر متصل شوند، حداقل و حداکثر فاصلهٔ مرکز سوراخ‌ها تا لبهٔ قطعات متصل‌شونده و نیز حداقل و حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌ها باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹ را تأمین نمایند.

پ) در اعضای کششی که از دو یا تعداد بیشتری نیمرخ یا ورق تشکیل می‌شوند و بین آن‌ها به فواصلی قطعات لقمه قرار گرفته و در این نقاط به یکدیگر متصل می‌شوند، فاصلهٔ بین لقمه‌ها باید طوری انتخاب شود که نسبت لاغری هریک از اجزای تشکیل‌دهندهٔ عضو در فاصلهٔ آزاد از 300 بیشتر نباشد.

ت) در اعضای کششی که از دو یا تعداد بیشتری نیمرخ در تماس با یکدیگر تشکیل می‌شوند، فاصلهٔ مرکز تا مرکز پیچ‌ها یا فاصلهٔ آزاد بین نوارهای جوش منقطع باید طوری انتخاب شود که نسبت لاغری هر یک از اجزای تشکیل‌دهندهٔ عضو در فاصلهٔ آزاد از 300 بیشتر نباشد. بعلاوه، فاصلهٔ مرکز تا مرکز وسایل اتصال یا فاصلهٔ آزاد بین نوارهای جوش منقطع نباید از 600 میلی‌متر بیشتر باشد.

ث) در اعضای کششی مرکب، به کار بردن ورق‌های پوششی مشبک در وجوه باز نیمرخ مرکب مجاز است. ضخامت ورق‌های پوششی مشبک نباید کمتر از $\frac{1}{50}$ فاصلهٔ بین خطوط جوش یا قیدهایی باشد که آن‌ها را به اجزای عضو متصل می‌کند. فاصلهٔ مرکز تا مرکز وسایل اتصال یا فاصلهٔ آزاد بین نوارهای جوش منقطع در امتداد طولی ورق مشبک نباید از 150 میلی‌متر بیشتر باشد.

ج) در اعضای کششی مرکب، به کار بردن بست‌های موازی در وجوه باز نیمرخ مرکب مجاز است. پهنای بست‌های موازی در امتداد طولی عضو باید حداقل به اندازهٔ $\frac{2}{3}$ فاصلهٔ بین خطوط جوش یا قیدهایی باشد که آن‌ها را به اجزای عضو متصل می‌کند. ضخامت بست‌های موازی نباید کمتر از $\frac{1}{50}$ فاصلهٔ مذکور باشد. فاصلهٔ مرکز تا مرکز بست‌های موازی باید طوری انتخاب شود که نسبت لاغری هریک از اجزای تشکیل‌دهندهٔ عضو در این فاصله از 300 بیشتر نباشد.

inbr.ir

۱۰-۲-۴ الزامات طراحی اعضا برای نیروی فشاری

این بخش به الزامات طراحی اعضای منشوری می‌پردازد که تحت اثر نیروی محوری فشاری در امتداد محور طولی عضو قرار دارند.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۴-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۴-۲ نسبت لاغری
- ۱۰-۲-۴-۳ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش خمشی در اعضای با مقطع بدون اجزای لاغر
- ۱۰-۲-۴-۴ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی در اعضای با مقطع بدون اجزای لاغر
- ۱۰-۲-۴-۵ اعضای با مقطع نبشی تک
- ۱۰-۲-۴-۶ اعضای فشاری ساخته‌شده (مرکب)
- ۱۰-۲-۴-۷ اعضای فشاری دارای اجزای لاغر

۱۰-۲-۴-۱ الزامات عمومی

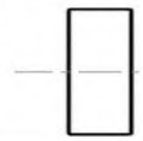
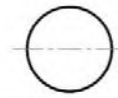
اعضای فشاری می‌توانند از نیمرخ تک، نیمرخ‌های مرکب و نیمرخ‌های ساخته‌شده از ورق یا ترکیبی از ورق و نیمرخ باشند.

در روش LRFD مقاومت فشاری طراحی اعضا برابر $\phi_c P_n$ و در روش ASD مقاومت فشاری مجاز اعضا برابر P_n/Ω_c است. P_n مقاومت فشاری اسمی است که باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی کمانش خمشی، کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی (حسب مورد) در نظر گرفته شود. در طراحی اعضای فشاری مقدار ϕ_c برابر 0.9 و مقدار Ω_c برابر 1.67 است.

حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری براساس شکل مقطع، مطابق جدول ۱۰-۲-۴-۱ انتخاب می‌شود

inbr.ir

جدول ۱۰-۲-۴-۱: حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری برای مقاطع مختلف

ردیف	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی برای مقاطع بدون اجزای لاغر	بند مربوطه	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی برای مقاطع دارای اجزای لاغر	بند مربوطه
۱	مقاطع I شکل دارای دو محور تقارن		- کمانش خمشی حول هر یک از محورهای اصلی مقطع - کمانش پیچشی حول محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۳ ۱۰-۲-۴-۴	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول هر یک از محورهای اصلی مقطع - کمانش پیچشی حول محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۷
۲	مقاطع I شکل با یک محور تقارن و مقاطع ناودانی		- کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش‌خمشی- پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۳ ۱۰-۲-۴-۴	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش‌خمشی-پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۷
۳	مقاطع صلیبی یا ساخته‌شده (مرکب) دارای دو محور تقارن		- کمانش خمشی حول هر یک از محورهای اصلی مقطع - کمانش پیچشی حول محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۳ ۱۰-۲-۴-۴ ۱۰-۲-۴-۶	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول هر یک از محورهای اصلی مقطع - کمانش پیچشی حول محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۷ ۱۰-۲-۴-۶
۴	مقاطع توخالی مستطیلی شکل		- کمانش خمشی حول محورهای اصلی مقطع	۱۰-۲-۴-۳	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول محورهای اصلی مقطع	۱۰-۲-۴-۷
۵	مقاطع توخالی دایره‌ای شکل		- کمانش خمشی حول هر محور دلخواه مقطع	۱۰-۲-۴-۳	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول هر محور دلخواه مقطع	۱۰-۲-۴-۷

inor.ir

ادامهٔ جدول ۱۰-۳-۴-۱: حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری برای مقاطع مختلف

ردیف	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی برای مقاطع بدون اجزای لاغر	بند مربوطه	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی برای مقاطع دارای اجزای لاغر	بند مربوطه
۶	مقاطع سپری		- کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش خمشی- پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۳ ۱۰-۲-۴-۴	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش خمشی-پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو	۱۰-۴-۲-۷
۷	مقاطع مرکب از دو نبرخ نبشی پشت‌به‌پشت		- کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش خمشی- پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۳ ۱۰-۲-۴-۴ ۱۰-۲-۴-۶	- کمانش موضعی - کمانش خمشی حول محور عمود بر محور تقارن مقطع - کمانش خمشی-پیچشی حول محور تقارن مقطع و محور طولی عضو	۱۰-۴-۲-۷ ۱۰-۴-۲-۶
۸	مقاطع نبشی تک		- کمانش خمشی - کمانش خمشی-پیچشی	۱۰-۲-۴-۵	- کمانش موضعی - کمانش خمشی - کمانش خمشی-پیچشی	۱۰-۴-۲-۷
۹	مقاطع توپر		- کمانش خمشی حول محورهای اصلی	۱۰-۲-۴-۳	موضوعیت ندارد	-
۱۰	مقاطع بدون محور تقارن غیر از نبشی‌های تک		- کمانش خمشی- پیچشی حول محورهای اصلی مقطع و حول محور طولی عضو	۱۰-۲-۴-۴	- کمانش موضعی - کمانش خمشی-پیچشی حول محورهای اصلی مقطع و حول محور طولی عضو	۱۰-۴-۲-۷

۱۰-۲-۴-۲ نسبت لاغری

ضریب طول مؤثر (K)، برای محاسبهٔ نسبت لاغری اعضا $\left(\frac{KL}{r}\right)$ و محاسبهٔ مقاومت اسمی آن‌ها، باید مطابق با ضوابط بخش ۱۰-۲-۱ این مبحث تعیین شود که در آن:

L= طول مهارنشدهٔ عضو حول محور کمانش موردنظر

inbr.ir

r= شعاع ژیراسیون مقطع عضو حول محور کمانش موردنظر

نسبت لاغری $\left(\frac{KL}{r}\right)$، اعضایی که برای تحمل نیروی محوری فشاری طراحی می‌شوند، نباید از 200 بیشتر شود.

۱۰-۲-۴-۳ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش خمشی در اعضای با مقطع بدون اجزای لاغر

مقاومت فشاری اسمی (P_n)، اعضای فشاری با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن بدون اجزای لاغر براساس کمانش خمشی حول محور موردنظر با استفاده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$P_n=F_{cr}A_g \qquad (۱-۴-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_g= سطح مقطع کلی عضو

F_{cr}= تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر به دست می‌آید:

الف) اگر $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e} \le 2.25$) باشد:

$$F_{cr}=\left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y \qquad (۲-۴-۲-۱۰)$$

ب) اگر $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (یا $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$) باشد:

$$F_{cr}=0.877F_e \qquad (۳-۴-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

$\frac{KL}{r}$ = نسبت لاغری عضو حول محور کمانش موردنظر

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

K = ضریب طول مؤثر حول محور کمانش موردنظر مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۱

L = طول مهارنشدهٔ عضو حول محور کمانش موردنظر

r = شعاع ژیراسیون مقطع عضو حول محور کمانش موردنظر

inbr.ir

F_e = تنش کمانش الاستیک که مقدار آن عبارت است از:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \qquad (۴-۴-۲-۱۰)$$

۱۰-۲-۴-۴ مقاومت فشاری اسمی براساس کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی در اعضای با مقطع بدون اجزای لاغر

همان‌طور که در جدول ۱۰-۲-۴-۱ نیز عنوان شده است، الزامات این بند برای تعیین مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری با مقاطع دارای دو محور تقارن، یک محور تقارن و نامتقارن مورد استفاده قرار می‌گیرد.

مقاومت فشاری اسمی (P_n) در اعضای فشاری با مقاطع بدون اجزای لاغر براساس کمانش پیچشی و کمانش خمشی- پیچشی (حسب مورد) برابر $F_{cr}A_g$ است که در آن A_g سطح مقطع کلی عضو و F_{cr} تنش فشاری بوده که مقدار آن با استفاده از روابط ۱۰-۲-۴-۲ و ۱۰-۲-۴-۳ ولی براساس تنش‌های کمانش پیچشی الاستیک و خمشی- پیچشی الاستیک (F_e) که برای حالت‌های مختلف به شرح زیر تعیین می‌شود، به‌دست می‌آید:

الف) برای مقاطع دارای دو محور تقارن براساس حالت حدی کمانش پیچشی حول محور طولی مار بر مرکز برش:

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ\right)\frac{1}{I_x + I_y} \qquad (۵-۴-۲-۱۰)$$

ب) برای مقاطع با یک محور تقارن که محور تقارن آن‌ها y نام‌گذاری شده است، براساس حالت حدی کمانش خمشی-پیچشی حول محور y و محور طولی مار بر مرکز برش:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{\left(F_{ey} + F_{ez}\right)^2}}\right] \qquad (۶-۴-۲-۱۰)$$

پ) برای مقاطع نامتقارن، براساس حالت حدی کمانشی خمشی- پیچشی حول محورهای اصلی مقطع و محور طولی ماربر مرکز برش، F_e عبارت است از کوچک‌ترین ریشهٔ معادلهٔ درجه سوم زیر:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0$$

(۷-۴-۲-۱۰)

در روابط فوق:

C_w = ثابت تابیدگی

K_z = ضریب طول مؤثر برای کمانش پیچشی، مقدار این ضریب به‌طور محافظه‌کارانه می‌تواند برابر یک انتخاب گردد. ولی در مواردی که فقط یک انتها یا هر دو انتهای ستون در برابر تابیدگی مقید شده باشند، این ضریب می‌تواند برابر 0.7 برای حالت فقط در یک انتها مقید یا برابر 0.5 برای حالت در هر دو انتها مقید، در نظر گرفته شود. مقید شدن در برابر تابیدگی می‌تواند از طریق جعبه‌ای کردن مقطع در انتها در طولی حداقل برابر بزرگ‌ترین بعد مقطع ستون انجام شود.

J = ثابت پیچشی

G = مدول الاستیسیتهٔ برشی $G = \frac{1}{2.6}E$ (با فرض $\nu = 0.3$)

x_o و y_o = مختصات مرکز برش نسبت به مرکز سطح در راستای محورهای اصلی x و y

r_x و r_y = شعاع ژیراسیون حول محورهای اصلی x و y

$\bar{r}_o$ = شعاع ژیراسیون قطبی نسبت به مرکز برش که از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

(۸-۴-۲-۱۰)

A_g= سطح مقطع کلی عضو

H = ضریبی است که از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2}$$

(۹-۴-۲-۱۰)

F_{ex}، F_{ey} و F_{ez} از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2}$$

(۱۰-۴-۲-۱۰)

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} \qquad (۱۱-۴-۲-۱۰)$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ\right] \frac{1}{A_g \bar{r}_o^2} \qquad (۱۲-۴-۲-۱۰)$$

I_y و I_x = ممان اینرسی حول محورهای اصلی

L_x، L_y و L_z = طول مهارنشدهٔ عضو به ترتیب حول محورهای کمانش x، y و z

K_y و K_x = ضریب طول مؤثر برای کمانش خمشی حول محورهای اصلی x و y

تبصره: برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن، C_w را می‌توان مساوی $I_y h_o^2/4$ در نظر گرفت که در آن h_o فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌ها است. برای مقاطع ناودانی، C_w را می‌توان برابر $\frac{t_f b^3 h^2}{12}\left(\frac{3bt_f+2ht_w}{6bt_f+ht_w}\right)$ در نظر گرفت که در آن b، t_f، h و t_w به ترتیب عرض بال، ضخامت بال، ارتفاع و ضخامت جان ناودانی هستند. برای مقاطع سپری و نبشی جفت پشت‌به‌پشت، در محاسبهٔ F_{ez} می‌توان از جملات حاوی C_w صرف‌نظر کرد و x_o را مساوی صفر در نظر گرفت.

۱۰-۲-۴-۵ اعضای با مقطع نبشی تک

مقاومت فشاری اسمی (P_n)، اعضای فشاری با مقطع نبشی تک باید براساس کوچک‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های حدی کمانش خمشی مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۴-۳ (چنانچه دارای اجزای لاغر نباشند) یا مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۴-۷ (چنانچه دارای اجزای لاغر باشند) و حالت حدی کمانش خمشی- پیچشی مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۴-۷ فقط برای حالتی که $\frac{b}{t} > 0.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد، در نظر گرفته شود (b پهنا و t ضخامت ساق نبشی است).

نبشی‌هایی که به‌صورت برون‌محور بارگذاری می‌شوند، درصورتی‌که شرایط زیر برقرار باشند، در طراحی می‌توان از برون‌محوری آن‌ها صرف‌نظر کرد:

(۱) نیروی محوری نبشی از دو انتهای آن و فقط از طریق یک ساق اعمال گردد.

(۲) اتصال دو انتهای عضو به کمک جوش یا حداقل دو پیچ انجام شود.

(۳) هیچ‌گونه بار عرضی میانی بر عضو اعمال نگردد.

نبشی‌های تکی که شرایط فوق را دارند و نیز شرایط انتهایی آن‌ها با یکی از حالت‌های مشخص‌شده در بندهای (الف) و (ب) زیر مطابقت دارد، می‌توانند براساس نسبت‌های لاغری اصلاح‌شده که در این بخش ارائه می‌شود، به‌عنوان عضوی که تنها تحت اثر نیروی فشاری قرار دارد، طراحی شوند. نبشی‌های تکی که این شرایط را ندارند یا شرایط انتهایی آن‌ها با حالت‌های مشخص‌شده در بندهای (الف) و (ب) زیر متفاوت است، باید برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی مطابق بخش ۱۰-۲-۷ مورد محاسبه و طراحی قرار گیرند.

الف) برای نبشی با ساق‌های مساوی یا نامساوی که از طریق ساق بلندتر متصل شده‌اند و به‌صورت اعضای تک یا اعضای جان خرپاهای صفحه‌ای که با اعضای مجاور خود به یک سمت ورق اتصال یا یال خرپا متصل شده‌اند، لاغری اصلاح‌شده با استفاده از روابط زیر به دست می‌آید:

برای $\frac{L}{r_a} \le 80$:

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75\frac{L}{r_a} \qquad (۱۰-۲-۴-۱۳)$$

برای $\frac{L}{r_a} > 80$:

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25\frac{L}{r_a} \le 200 \qquad (۱۰-۲-۴-۱۴)$$

برای نبشی با ساق نامساوی با نسبت ساق کوچک‌تر از 1.7 که از طریق ساق کوچک‌تر متصل شده‌اند، باید به $\frac{KL}{r}$ به‌دست‌آمده از روابط ۱۰-۲-۴-۱۳ و ۱۰-۲-۴-۱۴ جملهٔ $4[(b_l/b_s)^2\text{-}1]$ اضافه شود، لیکن $\frac{KL}{r}$ به‌دست‌آمده نباید کمتر از $0.95L/r_z$ در نظر گرفته شود.

ب) برای نبشی با ساق‌های مساوی یا نامساوی که از طریق ساق‌های بلندتر متصل شده‌اند و عضوی از جان خرپای جعبه‌ای یا فضایی هستند که با اعضای مجاورشان به یک طرف ورق اتصال یا بال‌ها متصل شده‌اند، لاغری اصلاح‌شده از روابط زیر به دست می‌آید:

برای $\frac{L}{r_a} \le 75$:

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0.8\frac{L}{r_a} \qquad (۱۰-۲-۴-۱۵)$$

inbr.ir

برای $\frac{L}{r_a} > 75$:

$$\frac{KL}{r} = 45 + \frac{L}{r_a} \le 200 \qquad (۱۰-۲-۴-۱۶)$$

برای نبشی با ساق‌های نامساوی با نسبت بعد دو ساق کمتر از 1.7 که از طریق ساق کوچک‌تر متصل شده‌اند، باید به $\frac{KL}{r}$ به‌دست‌آمده از روابط ۱۰-۲-۴-۱۵و ۱۰-۲-۴-۱۶جملهٔ $6[(b_l/b_s)^2\text{-}1]$ اضافه شود، لیکن $\frac{KL}{r}$ به‌دست‌آمده نباید کمتر از $0.82L/r_z$ در نظر گرفته شود.

در روابط فوق:

L = طول عضو بین محل تقاطع محور اعضا

b_l = پهنای ساق بزرگ‌تر نبشی

b_s = پهنای ساق کوچک‌تر نبشی

r_a = شعاع ژیراسیون حول محور موازی با ساق متصل‌شده

r_z = شعاع ژیراسیون حول محور اصلی ضعیف نبشی

۱۰-۲-۴-۶ اعضای فشاری ساخته‌شده (مرکب)

مقاطع ساخته‌شده موردبحث در این بخش مقاطعی هستند که از دو یا چند نیمرخ با قطعات لقمه بین آن‌ها یا از دو یا چند نیمرخ به همراه ورق سراسری یا بست‌های موازی یا مورب و یا از دو نیمرخ که با پیچ یا جوش به هم متصل شده‌اند، ساخته می‌شوند. مقاومت فشاری اسمی و محدودیت‌های ابعادی این‌گونه مقاطع مطابق با الزامات بندهای ۱۰-۲-۴-۶-۱ و ۱۰-۲-۴-۶-۲ است.

۱۰-۲-۴-۶-۱ مقاومت فشاری اسمی

مقاومت فشاری اسمی مقاطع ساخته‌شده باید براساس الزامات بندهای ۱۰-۲-۴-۳ و ۱۰-۲-۴-۴ یا ۱۰-۲-۴-۷ و با اصلاحات لاغری ارائه‌شده در حالت‌های (الف) و (ب) این بند تعیین شود:

الف) در اعضای فشاری ساخته‌شده که در آن‌ها اتصال قطعات متصل‌کنندهٔ میانی به اجزای مختلف مقطع به‌صورت پیچی و با عملکرد اتکائی است، نسبت لاغری نسبت به محور عمود بر صفحهٔ بست (محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده) باید از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \qquad (۱۰-۲-۴-۱۷)$$

ب) در اعضای فشاری ساخته‌شده که در آن‌ها اتصال قطعات میانی متصل‌کنندهٔ نیمرخ‌های مختلف مقطع به‌صورت جوشی یا پیچی پیش‌تنیده یا لغزش بحرانی است، نسبت لاغری نسبت به محور عمود بر صفحهٔ بست (محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده) باید از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$\frac{a}{r_i} \le 40 \;:\; \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \qquad (۱۰-۲-۴-۱۸)$$

$$\frac{a}{r_i} > 40 \;:\; \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \qquad (۱۰-۲-۴-۱۹)$$

در روابط فوق:

$(\frac{KL}{r})_m$ = نسبت لاغری اصلاح‌شدهٔ عضو فشاری نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده

$(\frac{KL}{r})_o$ = نسبت لاغری عضو فشاری نسبت به محور بدون مصالح مقطع ساخته‌شده

K_i = 0.5 برای مقطع نبشی پشت‌به‌پشت، 0.75 برای مقطع ناودانی پشت‌به‌پشت و 0.86 برای سایر مقاطع

a = فاصلهٔ بین متصل‌کننده‌ها

r_i = شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخ‌ها

۱۰-۲-۴-۶-۲ محدودیت‌های ابعادی

محدودیت‌های ابعادی نیمرخ‌های اعضای فشاری ساخته‌شده به شرح زیر هستند:

الف) هر یک از نیمرخ‌های اعضای فشاری ساخته‌شده (مرکب) باید در فاصلهٔ a به یکدیگر متصل باشند، به نحوی که ضریب لاغری مؤثر هر یک از نیمرخ‌ها (a/r_i) در این فاصله از $\frac{3}{4}$ نسبت لاغری تعیین‌کنندهٔ کل عضو ساخته‌شده بیشتر نشود. در این محاسبه، r_i شعاع ژیراسیون حداقل هر نیمرخ است.

ب) اتصالات متصل‌کننده‌های میانی می‌توانند از نوع جوشی یا پیچی با عملکرد اتکائی، پیش‌تنیده یا لغزش بحرانی باشند، لیکن اتصالات متصل‌کننده‌های انتهایی باید از نوع جوشی یا پیچی پیش‌تنیده یا لغزش بحرانی با وضعیت سطحی کلاس A یا B باشند.

پ) در انتهای اعضای فشاری ساخته‌شده، در محل فشار مستقیم بر کفستون‌ها یا در محل سطوح صاف و تنظیم‌شده در درز وصله‌ها و نیز ناحیهٔ اتصالات تیر به ستون‌های ساخته‌شده، تمامی نیمرخ‌های اعضای ساخته‌شده باید در فاصلهٔ 1.5 برابر بعد حداکثر مقطع ساخته‌شده با پیچ‌هایی که فاصلهٔ محور به محور آن‌ها از یکدیگر حداکثر 4 برابر قطرشان باشد، به یکدیگر متصل شوند. اگر وسیلهٔ اتصال جوش باشد، تمامی نیمرخ‌های متصل به یکدیگر باید در طولی بزرگ‌تر یا مساوی بعد حداکثر مقطع ساخته‌شده، با جوش پیوسته به یکدیگر متصل شوند.

ت) چنانچه عضو فشاری ساخته‌شده، از نیمرخ‌ها و ورق‌های سراسری تشکیل شده باشد، در ناحیهٔ میانی فواصل طولی محور به محور بین پیچ‌ها یا فاصلهٔ آزاد بین نوارهای جوش منقطع باید به نحوی انتخاب شود که مقاومت لازم تأمین گردد. حداقل و حداکثر فاصلهٔ مرکز سوراخ‌ها تا لبهٔ قطعات متصل‌شونده و نیز حداقل و حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌ها باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹ را تأمین نماید. همچنین حداکثر فاصلهٔ خالص بین جوش‌های منقطع و فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌ها نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

(۱) $0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ برابر ضخامت ورق خارجی و حداکثر 300 میلی‌متر برای حالتی که اتصالات در خطوط اتصال مجاور در حالت پس‌وپیش نباشند (روبروی هم باشند).

(۲) $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ برابر ضخامت ورق خارجی و حداکثر 450 میلی‌متر برای حالتی که اتصالات در خطوط اتصال مجاور به حالت پس‌وپیش قرار گیرند.

ث) چنانچه عضو فشاری از نیمرخ‌ها و ورق‌های سوراخ‌دار تشکیل شده باشند، درصورتی‌که ضوابط زیر رعایت شده باشند، بخشی از پهنای این ورق‌ها (پهنای کلی ورق سوراخ‌دار منهای عرض سوراخ) به همراه سطح مقطع نیمرخ‌ها می‌تواند به‌عنوان سطح مقطع خالص جهت کمک به تأمین مقاومت موجود در نظر گرفته شود:

(۱) نسبت پهنای کلی ورق سوراخ‌دار به ضخامت آن از $1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ کمتر باشد.

(۲) نسبت طول سوراخ (در راستای تنش) به عرض سوراخ از 2 بیشتر نباشد.

(۳) فاصلهٔ خالص بین سوراخ‌ها در راستای تنش از فاصلهٔ عرضی متصل‌کننده‌ها کمتر نباشد.

(۴) شعاع پیرامون سوراخ‌ها در تمامی نقاط حداقل 40 میلی‌متر باشد.

ج) چنانچه عضو فشاری از نیمرخ‌ها و بست‌های مورب تشکیل شده باشد، ضوابط زیر باید رعایت شوند:

(۱) بست‌های مورب در انتهای عضو فشاری باید به ورق بست انتهایی ختم شوند. در قسمت‌های میانی عضو درصورتی‌که نظم بست‌های مورب به هم خورده باشد، باید ورق‌های اتصال به تیر تعبیه گردد. طول ورق‌های بست انتهایی (در امتداد طولی عضو) باید حداقل برابر فاصلهٔ مراکز هندسی نیمرخ‌های تشکیل‌دهندهٔ عضو فشاری باشد و طول ورق‌های اتصال به تیر باید فضای کافی برای برقراری اتصال را داشته باشد.

ضخامت ورق‌های انتهایی و ورق‌های اتصال به تیر باید طوری انتخاب شوند که مقاومت کافی در برابر نیروهای منتقل‌شده از طرف عضو فشاری به کف‌ستون و از طرف تیر و مهاربندی به ستون را دارا باشند. درهرحال ضخامت ورق‌های انتهایی و ورق‌های اتصال به تیر نباید از b/50 کمتر باشد؛ که در آن b برابر پهنای ورق انتهایی و ورق اتصال در اتصالات جوشی و برابر فاصلهٔ عرضی وسایل اتصال در اتصالات پیچی است.

پهنای ورق‌های انتهایی و ورق‌های اتصال باید حداقل برابر فاصلهٔ بین مراکز هندسی نیمرخ‌های تشکیل‌دهندهٔ عضو فشاری باشد. چنانچه اتصال این ورق‌ها به نیمرخ‌های عضو فشاری از نوع پیچی باشد، فاصلهٔ عرضی (عمود بر محور طولی عضو فشاری) وسایل اتصال باید حداقل برابر فاصلهٔ بین مراکز هندسی نیمرخ‌های تشکیل‌دهندهٔ عضو فشاری باشد.

اگر وسایل اتصال ورق‌های انتهایی و ورق‌های اتصال به تیر از نوع پیچی باشد، فاصلهٔ این وسایل از یکدیگر در امتداد طولی عضو فشاری (امتداد تنش) نباید از 6 برابر قطر آن‌ها بیشتر شود. در هر ورق انتهایی و ورق اتصال به تیر باید حداقل 3 عدد پیچ تعبیه شود. درهرحال، تعداد و قطر پیچ‌ها باید طوری انتخاب شوند که مقاومت کافی در برابر نیروی منتقل‌شده از طرف عضو فشاری به کف‌ستون و از طرف تیر و مهاربندی به ستون را دارا باشند.

اگر وسیلهٔ اتصال ورق‌های انتهایی و ورق‌های اتصال به تیر از نوع جوشی باشد، دورتادور این ورق‌ها باید به عضو فشاری جوش شود. ضخامت جوش اتصال به عضو فشاری باید طوری انتخاب شود که مقاومت کافی در برابر نیروی منتقل‌شده به عضو فشاری را دارا باشد.

(۲) بست‌های مورب را می‌توان از تسمه، نبشی، ناودانی یا مقطع مناسب دیگر انتخاب کرد. همانند نیمرخ‌های کلیهٔ اعضای فشاری ساخته‌شده، بست‌های مورب را باید طوری قرار داد که نسبت لاغری مؤثر هر یک از نیمرخ‌های عضو فشاری در فاصلهٔ بین اتصال بست‌های مورب به عضو فشاری، الزامات بند (الف) از محدودیت‌های ابعادی اعضای فشاری ساخته‌شده (مرکب) را تأمین نماید.

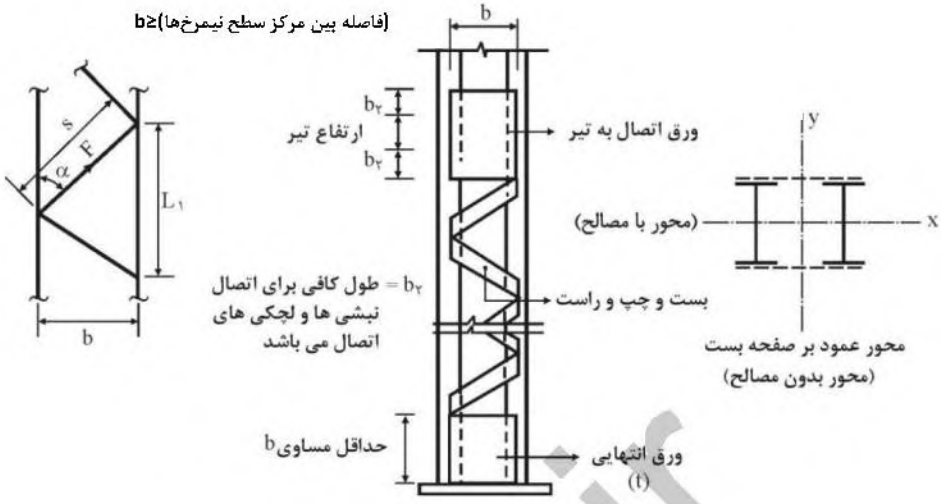
(۳) مشخصات هندسی بست‌های مورب شامل طول، مقطع و وسایل اتصال دو انتهای آن‌ها به عضو فشاری، باید به‌گونه‌ای انتخاب شوند که منجر به تأمین مقاومت برشی لازم گردد. مقاومت برشی لازم برابر نیروی برشی عضو فشاری در اثر نیروهای خارجی بعلاوه معادل 2 درصد مقاومت فشاری موجود عضو در نظر گرفته می‌شود.

(۴) طول کمانش برای محاسبهٔ نسبت لاغری بست‌های مورب، در بست‌های تکی برابر فاصلهٔ بین مرکز هندسی اتصالات (پیچ یا جوش) دو انتهای آن‌ها به عضو فشاری و در بست‌های مورب ضربدری 70 درصد این فاصله به حساب می‌آید.

(۵) نسبت لاغری بست‌های مورب تک نباید از 140 و نسبت لاغری بست‌های مورب ضربدری نباید از 200 بیشتر شود.

(۶) زاویهٔ محور طولی بست‌های مورب نسبت به محور طولی عضو فشاری مرکب (α)، نباید کمتر از 45 درجه برای بست‌های مورب ضربدری و کمتر از 60 درجه برای بست‌های مورب تکی باشد.

(۷) اگر فاصلهٔ بین مرکز هندسی اتصالات دو انتهای بست بیش از 400 میلی‌متر باشد، ارجح است که بست‌ها به‌صورت ضربدری در نظر گرفته شوند یا از نیمرخ مناسب (مانند نبشی یا ناودانی) طراحی شوند.



شکل ۱۰-۲-۴-۳: عضو فشاری ساخته‌شده (مرکب) با بست‌های مورب

چ) چنانچه عضو فشاری ساخته‌شده، از نیمرخ‌ها و بست‌های موازی تشکیل شده باشد، ضوابط زیر باید رعایت شوند:

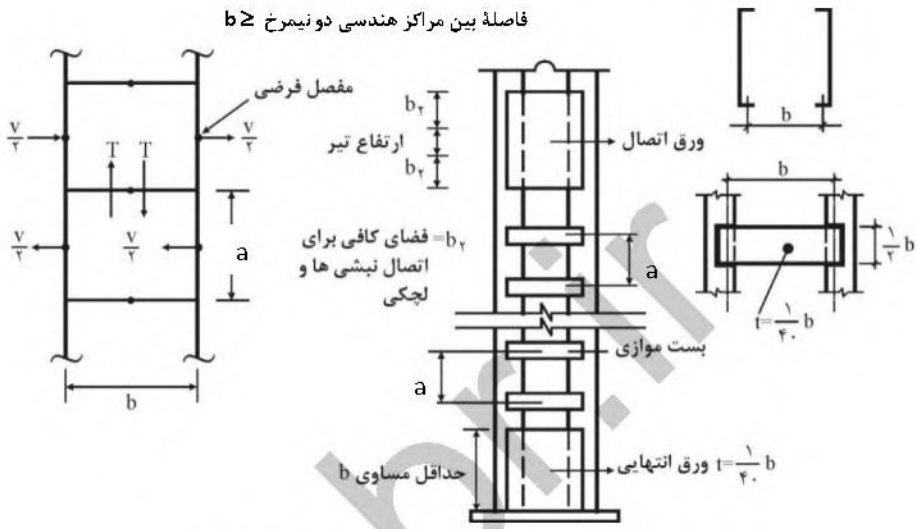
(۱) همانند اجزای کلیهٔ اعضای فشاری، فاصلهٔ بست‌ها از یکدیگر باید به اندازه‌ای باشد که نسبت لاغری مؤثر هر یک از نیمرخ‌های عضو فشاری ساخته‌شده در فاصلهٔ بین مرکز تا مرکز دو بست متوالی، الزامات بند (الف) از محدودیت‌های ابعادی اعضای فشاری ساخته‌شده را تأمین نماید.

(۲) استفاده از تسمه، نبشی یا هر مقطع مناسب دیگر به‌عنوان بست مجاز است، مشروط بر آن که کلیهٔ محدودیت‌های عنوان‌شده در موردهای (۱ تا ۵) از بند (ج) همین قسمت در آن‌ها رعایت شده باشد.

(۳) مشخصات هندسی بست‌های موازی شامل طول، مقطع و وسایل اتصال دو انتهای آن‌ها به عضو فشاری، باید به‌گونه‌ای انتخاب شود که منجر به تأمین مقاومت برشی لازم گردد. مقاومت برشی لازم باید برابر نیروی برشی عضو فشاری در اثر نیروهای خارجی بعلاوه 2 درصد مقاومت فشاری موجود عضو در نظر گرفته شود.

(۴) بست‌های موازی در انتهای عضو فشاری مورب و نیز در محل اتصال تیر به ستون باید محدودیت‌های عنوان‌شده در مورد (۱) از بند (ج) در خصوص ورق‌های انتهایی و ورق‌های اتصال را تأمین نماید.

(۵) طول بست‌های میانی نباید از $\frac{b}{2}$ کمتر باشد.



شکل ۱۰-۲-۴-۴: عضو فشاری ساخته‌شده (مرکب) با بست‌های موازی

۱۰-۲-۴-۷ اعضای فشاری دارای اجزای لاغر

این بخش به طراحی اعضای منشوری با مقطع دارای اجزای لاغر می‌پردازد که تحت اثر نیروی محوری فشاری قرار دارند. مقاومت فشاری اسمی (P_n)، این نوع اعضا براساس حالت‌های حدی کمانش خمشی، کمانش پیچشی و کمانش خمشی- پیچشی در اندرکنش با کمانش موضعی باید با استفاده از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$P_n=F_{cr}A_{ec} \qquad (۱۰-۲-۴-۲۰)$$

A_{ec} = مجموع سطح مقطع مؤثر اجزای عضو در فشار که با توجه بعد مؤثر کاهش‌یافته b_e، یا d_e و یا h_e جزء با استفاده از روابط ۱۰-۲-۴-۲۱ و ۱۰-۲-۴-۲۲ محاسبه می‌شود یا مستقیماً براساس روابط ۱۰-۲-۴-۲۴ و ۱۰-۲-۴-۲۵ به دست می‌آید.

F_{cr} = تنش بحرانی که براساس حالت‌های کمانش از روابط بخش‌های ۱۰-۲-۴-۳ و ۱۰-۲-۴-۴ به دست می‌آید. در مورد مقاطع نبشی تک فقط باید از ضوابط بخش ۱۰-۲-۴-۳ برای محاسبهٔ این تنش استفاده شود.

۱۰-۲-۴-۷-۱ اعضای دارای اجزای لاغر به استثنای مقاطع توخالی دایره‌ای

پهنای مؤثر کاهش‌یافته (b_e) در اجزای این مقاطع از روابط زیر محاسبه می‌شود. این روابط برای محاسبهٔ ارتفاع مؤثر جان اجزای لاغر (h_e)، یا عمق مؤثر تیغهٔ مقاطع سپری (d_e) نیز قابل‌استفاده هستند.

الف) اگر $\lambda \le \lambda_r\sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$ باشد:

$$b_e = b \qquad (۱۰-۲-۴-۲۱)$$

ب) اگر $\lambda > \lambda_r\sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$ باشد:

$$b_e = b\left(1 - c_1\sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}\right)\sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \qquad (۱۰-۲-۴-۲۲)$$

در روابط فوق:

b = پهنای جزء (در محاسبهٔ h_e یا d_e از پارامترهای h یا d که به ترتیب ارتفاع جان یا عمق تیغه هستند، استفاده شود)

c_1 = ضرایب تأثیر نقص اولیه که از جدول ۱۰-۲-۴-۲ به دست می‌آید.

λ = نسبت پهنا به ضخامت جزء

λ_r = حداکثر نسبت پهنا به ضخامت جزء که از جدول ۱۰-۲-۲-۱ به دست می‌آید.

F_{el} = تنش کمانش الاستیک موضعی که از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$F_{el} = \left(c_2\frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2 F_y \qquad (۱۰-۲-۴-۲۳)$$

c_2 = ضرایب تأثیر نقص اولیه که از جدول ۱۰-۲-۴-۲ به دست می‌آید.

inbr.ir

جدول ۱۰-۲-۴-۲: ضرایب تأثیر نقص اولیه در محاسبهٔ بعد مؤثر کاهش‌یافته

ردیف	جزء لاغر	c_1	c_2
۱	• اجزای با دو لبه مقید مقطع به استثنای بال‌های مقاطع توخالی مربعی یا مستطیل شکل	0.18	1.31
۲	• بال‌های مقاطع توخالی مربعی یا مستطیل شکل	0.20	1.38
۳	• سایر اجزا	0.22	1.49

۱۰-۲-۴-۲-۷ مقاطع توخالی دایره‌ای لاغر

در این مقاطع، سطح مقطع مؤثر (A_{ec}) از روابط زیر محاسبه می‌شود:

الف) اگر $0.11\frac{E}{F_y} \le \frac{D}{t}$ باشد:

$$A_{ec} = A_g \qquad (۱۰-۲-۴-۲۴)$$

ب) اگر $0.11\frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.45\frac{E}{F_y}$ باشد:

$$A_{ec} = \left[\frac{0.038E}{F_y(\frac{D}{t})} + \frac{2}{3}\right] A_g \qquad (۱۰-۲-۴-۲۵)$$

در روابط فوق:

D = قطر خارجی مقطع توخالی دایره‌ای

t = ضخامت دیوارهٔ مقطع توخالی دایره‌ای

A_g = سطح مقطع کلی عضو

inbr.ir

۱۰-۲-۵ الزامات طراحی اعضا برای لنگر خمشی

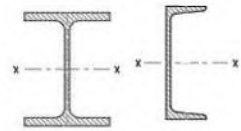
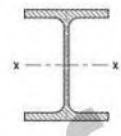
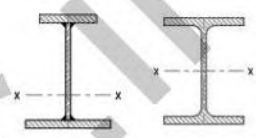
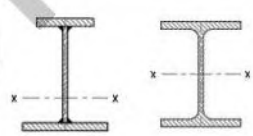
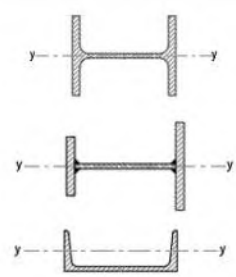
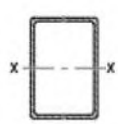
این بخش به الزامات طراحی اعضایی می‌پردازد که تحت اثر خمش ساده حول هر یک از محورهای اصلی مقطع قرار دارند. در حالت خمش ساده عضو در صفحه‌ای به‌موازات محورهای اصلی و مار بر مرکز برش مقطع بارگذاری شده یا در محل اعمال بار و در تکیه‌گاه‌ها در مقابل پیچش نگهداری شده باشد.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۵-۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده تحت اثر خمش حول محور قوی
- ۱۰-۲-۵-۳ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با دو محور تقارن با بال‌های غیرفشرده یا لاغر و جان فشرده تحت اثر خمش حول محور قوی
- ۱۰-۲-۵-۴ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده یا غیرفشرده یا لاغر و جان فشرده یا غیرفشرده تحت اثر خمش حول محور قوی
- ۱۰-۲-۵-۵ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده یا غیرفشرده یا لاغر و جان لاغر تحت اثر خمش حول محور قوی
- ۱۰-۲-۵-۶ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی تحت اثر خمش حول محور ضعیف
- ۱۰-۲-۵-۷ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل تحت اثر خمش حول محورهای قوی و ضعیف
- ۱۰-۲-۵-۸ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع دایره‌ای توخالی
- ۱۰-۲-۵-۹ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع سپری و نبشی جفت با بارگذاری در صفحهٔ تقارن
- ۱۰-۲-۵-۱۰ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع نبشی تک
- ۱۰-۲-۵-۱۱ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع دایره‌ای و چهارگوش توپر
- ۱۰-۲-۵-۱۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع نامتقارن
- ۱۰-۲-۵-۱۳ تناسبات ابعادی مقطع اعضای خمشی
- ۱۰-۲-۵-۱۴ ملاحظات مربوط به بازشو در جان تیرها

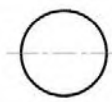
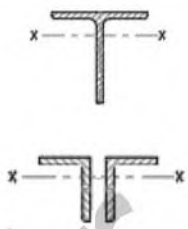
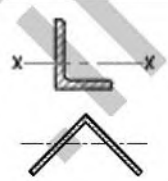
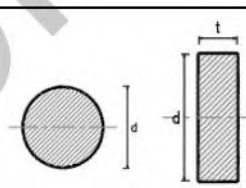
inbr.ir

جدول ۱۰-۲-۵-۱: انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی

بند مربوطه	مقطع	لاغری بال	لاغری جان	حالت حدی
۱۰-۵-۲-۲		فشرده	فشرده	تسلیم کمانش جانبی- پیچشی
۱۰-۵-۲-۳		غیرفشرده لاغر	فشرده	کمانش جانبی- پیچشی کمانش موضعی بال
۱۰-۵-۲-۴		فشرده غیرفشرده لاغر	فشرده غیرفشرده	تسلیم کمانش جانبی- پیچشی کمانش موضعی بال تسلیم کششی بال
۱۰-۵-۲-۵		فشرده غیرفشرده لاغر	لاغر	تسلیم، کمانش جانبی- پیچشی کمانش موضعی بال تسلیم کششی بال
۱۰-۵-۲-۶		فشرده غیرفشرده لاغر	کاربرد ندارد	تسلیم کمانش موضعی بال
۱۰-۵-۲-۷		فشرده غیرفشرده لاغر	فشرده غیرفشرده لاغر	تسلیم، کمانش موضعی بال کمانش موضعی جان کمانش جانبی- پیچشی

inbrir

ادامهٔ جدول ۱۰-۲-۵-۱: انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی

بند مربوطه	مقطع	لاغری بال	لاغری جان	حالت حدی
۱۰-۲-۵-۸		کاربرد ندارد	کاربرد ندارد	تسلیم کمانش موضعی
۱۰-۲-۵-۹		فشرده غیرفشرده لاغر	کاربرد ندارد	تسلیم کمانش جانبی- پیچشی کمانش موضعی بال
۱۰-۲-۵-۱۰		کاربرد ندارد	کاربرد ندارد	تسلیم کمانش جانبی- پیچشی کمانش موضعی ساق
۱۰-۲-۵-۱۱		کاربرد ندارد	کاربرد ندارد	تسلیم کمانش جانبی- پیچشی
۱۰-۲-۵-۱۲	مقاطع نامتقارن به‌غیراز نبشی تک	کاربرد ندارد	کاربرد ندارد	کلیهٔ حالت‌های حدی

۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۵-۱-۱ در روش LRFD مقاومت خمشی طراحی مساوی $\phi_b M_n$ و در روش ASD مقاومت خمشی مجاز مساوی M_n/Ω_b است که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر 0.9، Ω_b ضریب اطمینان برابر 1.67 و M_n مقاومت خمشی اسمی بوده که باید مطابق الزامات بندهای ۱۰-۲-۵-۲ تا ۱۰-۲-۵-۱۲ تعیین شود.

تبصره ۱: دامنهٔ کاربرد این بخش مربوط به تیرهای با جان پر بوده و برای طراحی تیرهای با جان باز (تیرهای لانه‌زنبوری) به پیوست شماره ۵ رجوع شود.

inbr.ir

تبصره ۲: انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای خمشی برای مقاطع مختلف می‌تواند مطابق جدول ۱۰-۲-۵-۱ انتخاب شود.

۱۰-۲-۵-۱-۲ تمامی الزامات این بخش بر این فرض استوار هستند که از پیچش مقطع حول محور طولی عضو در نقاط تکیه‌گاهی اعضای خمشی جلوگیری شده است.

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیهٔ اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش جانبی- پیچشی (C_b) در نمودار لنگر خمشی غیریکنواخت در حدفاصل دو مقطع مهارشده از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد و مقدار آن نباید بزرگ‌تر از 3.0 در نظر گرفته شود:

$$C_b = \frac{12.5\,M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \le 3.0 \qquad (۱۰-۵-۲-۱)$$

که در آن:

M_{max} = قدرمطلق لنگر خمشی حداکثر در حدفاصل دو مقطع مهارشده

M_A = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطهٔ $\frac{1}{4}$ طول مهارنشده

M_B = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطهٔ $\frac{1}{2}$ طول مهارنشده

M_C = قدرمطلق لنگر خمشی در نقطهٔ $\frac{3}{4}$ طول مهارنشده

تبصره ۱: برای تیرهای طره‌ای که در تکیه‌گاه آن‌ها از تابیدگی مقطع جلوگیری شده و انتهای آزاد آن‌ها فاقد مهار جانبی باشد، C_b مساوی 1.0 است.

تبصره۲: برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای مضاعف ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی (C_b) باید براساس یک تحلیل مستدل محاسبه گردد. برای مقاطع I شکل دارای یک محور تقارن (محور y) به‌عنوان یک روش تقریبی حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی باید به‌طور مجزا برای لنگرهای خمشی مثبت و منفی کنترل شوند. در این محاسبات ضریب C_b به‌دست‌آمده از رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۱ را می‌توان در ضرایب اصلاحی R_m^+ (برای لنگر خمشی مثبت) و R_m^- (برای لنگر خمشی منفی) ضرب کرد، مشروط بر آنکه مقدار به‌دست‌آمده بزرگ‌تر از 3.0 در نظر گرفته نشود.

inbr.ir

$$R_m^+ = 0.5 + 2\left(\frac{I_{yc}^+}{I_y}\right)^2 \quad \text{و} \quad R_m^- = 0.5 + 2\left(\frac{I_{yc}^-}{I_y}\right)^2 \qquad (۲-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

I_y= ممان اینرسی مقطع حول محور اصلی y

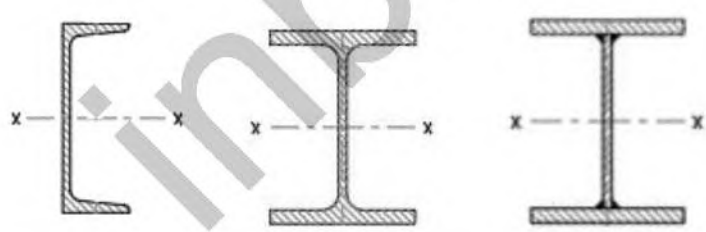
I_{yc}^+= ممان اینرسی بال تحت فشار مقطع حول محور اصلی y برای ناحیهٔ لنگر خمشی مثبت

I_{yc}^-= ممان اینرسی بال تحت فشار مقطع حول محور اصلی y برای ناحیهٔ لنگر خمشی منفی

تبصره ۳: برای اعضای خمشی با مقطع نامتقارن، C_b را می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه مساوی 1.0 در نظر گرفت.

۲-۱۰-۲-۵ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده تحت اثر خمش حول محور قوی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.



بال‌ها و جان فشرده　　بال‌ها و جان فشرده　　بال‌ها و جان فشرده

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم و کمانش جانبی-پیچشی در نظر گرفته شود.

الف) حالت حدی تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_x \qquad (۲-۵-۲-۱۰)$$

در رابطهٔ فوق:

M_p = لنگر پلاستیک

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

Z_x = اساس مقطع پلاستیک حول محور x (محور قوی)

ب) حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی

ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن کمانش جانبی- پیچشی نیست.

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$:

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad (۴-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr}S_x \le M_p \qquad (۵-۵-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

L_b = فاصلهٔ بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییرمکان جانبی بال فشاری یا از پیچش کل مقطع جلوگیری شده است. در این بخش برای اختصار و سادگی، فاصلهٔ بین دو تکیه‌گاه جانبی متوالی به‌عنوان طول مهارنشدهٔ عضو نامیده می‌شود.

L_p = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیرالاستیک را مشخص می‌کند.

$$L_p = 1.76r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۶-۵-۲-۱۰)$$

L_r = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر که مرز بین حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی غیرالاستیک و الاستیک را مشخص می‌کند.

$$L_r = 1.95r_{ts}\frac{E}{0.7F_y}\sqrt{\frac{Jc}{S_xh_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_xh_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \qquad (۷-۵-۲-۱۰)$$

F_{cr} = تنش بحرانی کمانش الاستیک جانبی- پیچشی مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۸:

inbr.ir

$$F_{cr}=\frac{C_b\pi^2E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}\sqrt{1+0.078\frac{Jc}{S_xh_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \qquad (۱۰-۲-۵-۸)$$

تبصره: در رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۸ عبارت زیر رادیکال را می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه مساوی واحد در نظر گرفت.

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

J = ثابت پیچشی که مقدار آن را به‌طور تقریبی می‌توان از طریق رابطهٔ $\frac{1}{3}\sum bt^3$ تعیین نمود که در آن b پهنا و t ضخامت اجزاء مقطع است.

S_x = اساس مقطع الاستیک حول محور x (محور قوی)

h_o = فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌ها

r_{ts} = شعاع ژیراسیون مؤثر طبق رابطهٔ زیر:

$$r_{ts}^2=\frac{\sqrt{I_yC_w}}{S_x} \qquad (۱۰-۲-۵-۹)$$

c = ضریبی است طبق روابط زیر:

- برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن $c=1$
- برای مقاطع ناودانی $c=0.5h_o\sqrt{I_y/C_w}$

C_w = ثابت تابیدگی

I_y = ممان اینرسی مقطع حول محور y (محور ضعیف)

تبصره ۱: برای مقاطع I شکل دارای دو محور تقارن با بال مستطیلی، $C_w=I_y\frac{h_o^2}{4}$ بوده و در نتیجه برای این نوع مقاطع، رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۹ به‌صورت زیر ساده می‌شود:

$$r_{ts}^2=\frac{I_yh_o}{2S_x} \qquad (۱۰-۲-۵-۱۰)$$

همچنین r_{ts} را می‌توان مطابق با رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۱۱، به‌طور محافظه‌کارانه برابر شعاع ژیراسیون مقطعی شامل بال فشاری و یک‌ششم جان حول محور ماربر جان در نظر گرفت:

inbr.ir

$$r_{ts}=\frac{b_f}{\sqrt{12\left(1+\frac{ht_w}{6b_ft_f}\right)}} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۱)$$

t_f و b_f = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

t_w و h = به ترتیب ضخامت و پهنای جان مقطع

تبصره ۲: برای مقاطع ناودانی C_w را می‌توان برابر $\frac{t_f b^3 h^2}{12}\left(\frac{3bt_f+2ht_w}{6bt_f+ht_w}\right)$ در نظر گرفت که در آن b، t_f، h و t_w به ترتیب عرض بال، ضخامت بال، ارتفاع و ضخامت جان ناودانی هستند.

۱۰-۲-۵-۳ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با دو محور تقارن با بال‌های غیرفشرده یا لاغر و جان فشرده حول محور قوی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با دو محور تقارن با بال‌های غیر فشرده یا لاغر و جان فشرده که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.

بال‌ها غیرفشرده یا لاغر، جان فشرده **بال‌ها غیرفشرده یا لاغر، جان فشرده**

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی کمانش جانبی-پیچشی و کمانش موضعی بال فشاری در نظر گرفته شود.

الف) حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی

الزامات این حالت حدی عیناً مشابه الزامات بند ۱۰-۲-۵-۲-ب است.

inbr.ir

ب) حالت حدی کمانش موضعی بال فشاری

ب-۱) برای مقطع با بال‌های غیرفشرده:

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7F_y S_x\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad (۱۰-۵-۲-۱۲)$$

ب-۲) برای مقطع با بال‌های لاغر:

$$M_n = \frac{0.9Ek_c S_x}{\lambda_f^2} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۳)$$

که در آن:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \lambda_f$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ = حد لاغری برای بال فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ = حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

t_f و b_f = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

S_x = اساس مقطع الاستیک حول محور x

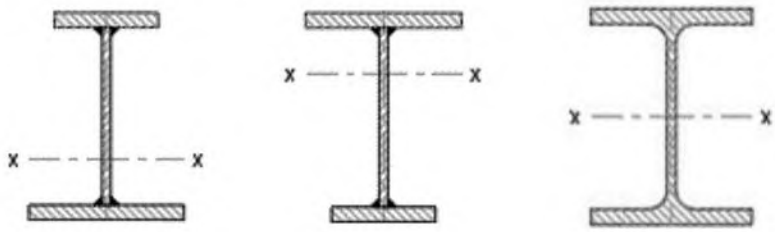
k_c = برابر با $\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ که نباید از 0.35 کمتر و از 0.76 بیشتر در نظر گرفته شود.

t_w و h = به ترتیب ضخامت و پهنای ورق جان مقطع براساس تعاریف بند ۱۰-۲-۲-۴

۱۰-۲-۵-۴ مقاومت خمشی اسمی سایر اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده یا غیر فشرده یا لاغر و جان فشرده یا غیرفشرده تحت اثر خمش حول محور قوی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی سایر اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن که جان به وسط ورق بال متصل شده و دارای بال‌های فشرده یا غیرفشرده یا لاغر و جان فشرده یا غیرفشرده هستند که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.

inbr.ir



بال‌ها فشرده یا غیرفشرده یا لاغر، جان فشرده یا غیرفشرده

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم بال فشاری، کمانش جانبی- پیچشی، کمانش موضعی بال فشاری و تسلیم بال کششی در نظر گرفته شود.

تبصره: مقاومت خمشی اسمی این نوع اعضا را به‌طور محافظه‌کارانه می‌توان براساس ضوابط بند ۱۰-۲-۵-۵ نیز تعیین نمود.

الف) تسلیم بال فشاری

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۴)$$

که در آن:

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

S_{xc}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری حول محور x

M_{yc}= لنگر تسلیم نسبت به بال فشاری و برابر با $F_y S_{xc}$

R_{pc}= ضریب پلاستیک جان مقطع براساس حالت حدی تسلیم بال فشاری مطابق روابط زیر:

- اگر $\frac{I_{yc}}{I_y} > 0.23$ و $\lambda_w \le \lambda_{pw}$ باشد:

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۵)$$

- اگر $\frac{I_{yc}}{I_y} > 0.23$ و $\lambda_w > \lambda_{pw}$ باشد:

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1\right)\left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right) \le \frac{M_p}{M_{yc}} \qquad (۱۰-۲-۵-۱۶)$$

- اگر $\frac{I_{yc}}{I_y} \le 0.23$ باشد:

$$R_{pc} = 1 \qquad (۱۰-۲-۵-۱۷)$$

که در آن:

I_y = ممان اینرسی مقطع حول محور y

I_{yc} = ممان اینرسی بال فشاری مقطع حول محور y

$M_p = F_y Z_x = F_y S_x$ = لنگر پلاستیک مقطع حول محور x که نباید بیشتر از $1.6F_yS_x$ در نظر گرفته شود.

Z_x = اساس مقطع پلاستیک حول محور x

S_x = اساس مقطع الاستیک حول محور x

$\frac{h_c}{t_w} = \lambda_w$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$ = حد لاغری برای جان فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۴

$\lambda_{rw} = \lambda_r$ = حد لاغری برای جان غیر فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۴

h_c = دو برابر فاصلهٔ محور خنثی الاستیک تا آغاز گردی ریشهٔ اتصال جان به بال، برای مقاطع نوردشده

= دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا نزدیک‌ترین خط وسایل اتصال در ناحیهٔ فشاری، برای مقاطع ساخته شده از ورق با وسایل اتصال غیر از جوش

= دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا وجه داخلی بال فشاری، برای مقاطع ساخته شده از ورق با اتصال جوشی بال به جان

t_w = ضخامت جان.

inbr.ir

ب) کمانش جانبی-پیچشی

ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش جانبی-پیچشی نیست.

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$:

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - \left(R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \le R_{pc} M_{yc} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۸)$$

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \le R_{pc} M_{yc} \qquad (۱۰-۵-۲-۱۹)$$

در روابط فوق:

C_b= ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۵-۱-۳

R_{pc}، M_{yc} و S_{xc}= مشابه تعاریف قسمت (الف) بند ۱۰-۲-۵-۴

L_b = طول مهارنشدهٔ عضو

L_p = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیرالاستیک را مشخص می‌کند:

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۱۰-۵-۲-۲۰)$$

L_r = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر که مرز بین حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیرالاستیک و الاستیک را مشخص می‌کند:

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{F_L}{E} \right)^2}} \qquad (۱۰-۵-۲-۲۱)$$

F_{cr}= تنش بحرانی کمانش الاستیک جانبی-پیچشی، مطابق رابطهٔ زیر:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \qquad (۱۰-۵-۲-۲۲)$$

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

inbr.ir

J = ثابت پیچشی مقطع که در حالت $I_{yc}/I_y \le 0.23$ مقدار آن صفر منظور می‌شود.

h_o = فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌ها

F_L = تنش اسمی بال فشاری که مرز کمانش الاستیک و غیر الاستیک را نشان می‌دهد و از طریق روابط زیر تعیین می‌شود:

- اگر $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \ge 0.7$ باشد:

$$F_L = 0.7F_y \qquad (۲۳-۵-۲-۱۰)$$

- اگر $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$ باشد:

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \ge 0.5F_y \qquad (۲۴-۵-۲-۱۰)$$

S_{xt}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی حول محور x

r_t = شعاع ژیراسیون مؤثر برای کمانش جانبی-پیچشی مطابق روابط زیر:

- برای مقاطع I شکل با بال فشاری مستطیلی به‌طور محافظه‌کارانه:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6}a_w\frac{h^2}{h_o d}\right)}} \qquad (۲۵-۵-۲-۱۰)$$

یا به‌طور محافظه‌کارانه‌تر:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1 + \frac{a_w}{6}\right)}} \qquad (۲۶-۵-۲-۱۰)$$

- برای مقاطع I شکل با بال فشاری غیرمستطیلی نظیر بال‌های تقویت‌شده با ورق یا ناودانی، r_t برابر با شعاع ژیراسیون قسمتی از مقطع شامل مجموع بال فشاری و اجزای تقویت‌کنندهٔ آن به همراه یک‌سوم ناحیهٔ فشاری جان حول محور مار بر جان تیر (محور y) که در آن:

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \qquad (۲۷-۵-۲-۱۰)$$

t_{fc} و b_{fc}= به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

inbr.ir

t_w و h_c = مطابق تعاریف بند ۱۰-۲-۵-۴-الف

h_o = فاصلهٔ مراکز دو بال

d = ارتفاع کل مقطع

h = ارتفاع جان برابر با فاصلهٔ خالص بین دو بال

پ) کمانش موضعی بال فشاری

پ-۱) برای مقاطع با بال فشاری فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال فشاری نیست.

پ-۲) برای مقاطع با بال فشاری غیرفشرده:

$$M_n = R_{pc}M_{yc} - \left(R_{pc}M_{yc} - F_L S_{xc}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad (۱۰-۲-۵-۲۸)$$

پ-۳) برای مقاطع با بال فشاری لاغر:

$$M_n = \frac{0.9Ek_c S_{xc}}{\lambda_f^{\,2}} \qquad (۱۰-۲-۵-۲۹)$$

که در آن:

F_L = مطابق تعاریف بند ۱۰-۲-۵-۴-ب

R_{pc} و M_{yc} = مطابق تعاریف بند ۱۰-۲-۵-۴-الف

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ = حد لاغری برای بال فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ = حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

t_{fc} و b_{fc} = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری حول محور x

k_c = برابر با $\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ که مقدار آن نباید از 0.35 کمتر و از 0.76 بیشتر در نظر گرفته شود.

t_w و h = به ترتیب ضخامت و ارتفاع ورق جان مقطع براساس تعاریف بند ۱۰-۲-۲-۴

inbr.ir

ت) تسلیم بال کششی

ت-۱) چنانچه $S_{xt} \geq S_{xc}$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن تسلیم بال کششی نیست.

ت-۲) درصورتی‌که $S_{xt} < S_{xc}$ باشد:

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \qquad (۱۰-۲-۵-۳۰)$$

که در آن:

S_{xc}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری حول محور x

S_{xt}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی حول محور x

M_{yt}= لنگر تسلیم نسبت به بال کششی و برابر با $F_y S_{xt}$

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

R_{pt}= ضریب پلاستیک جان مقطع براساس حالت حدی تسلیم بال کششی مطابق روابط زیر:

- اگر $\frac{I_{yc}}{I_y} > 0.23$ و $\lambda_w \leq \lambda_{pw}$ باشد:

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \qquad (۱۰-۲-۵-۳۱)$$

- اگر $\frac{I_{yc}}{I_y} > 0.23$ و $\lambda_w > \lambda_{pw}$ باشد:

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1\right)\left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right) \qquad (۱۰-۲-۵-۳۲)$$

- اگر $\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.23$ باشد:

$$R_{pt} = I \qquad (۱۰-۲-۵-۳۳)$$

که در آن:

I_y= ممان اینرسی مقطع حول محور y

I_{yc}= ممان اینرسی بال فشاری مقطع حول محور y

$M_p = F_y Z_x$= لنگر پلاستیک مقطع حول محور x که نباید بیشتر از $1.6 F_y S_x$ منظور شود.

Z_x= اساس مقطع پلاستیک حول محور x

inbr.ir

S_x= اساس مقطع الاستیک حول محور x

$$\frac{h_c}{t_w} = \lambda_w$$

$\lambda_p = \lambda_{pw}$ = حد لاغری برای جان فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۴

$\lambda_r = \lambda_{rw}$ = حد لاغری برای جان غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۴

h_c = دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا آغاز گردی ریشهٔ اتصال جان به بال، برای مقاطع نوردشده

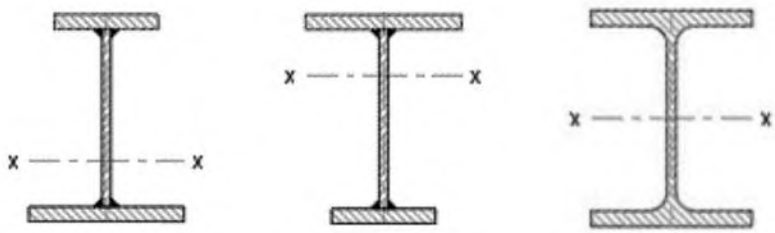
= دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا نزدیک‌ترین خط وسایل اتصال در ناحیهٔ فشاری، برای مقاطع ساخته شده از ورق با وسایل اتصال غیر از جوش

= دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا وجه داخلی بال فشاری، برای مقاطع ساخته شده از ورق با اتصال جوشی بال به جان

t_w = ضخامت جان.

۱۰-۲-۵-۵ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده و غیرفشرده یا لاغر و جان لاغر تحت اثر خمش حول محور قوی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده و غیرفشرده یا لاغر و جان لاغر که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.



بال‌ها فشرده یا غیرفشرده یا لاغر، جان لاغر

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم بال فشاری، کمانش جانبی- پیچشی، کمانش موضعی بال فشاری و تسلیم بال کششی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم بال فشاری

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \qquad (۱۰-۲-۵-۳۴)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری حول محور x

R_{pg} = ضریب تقلیل مقاومت خمشی برای جان لاغر مطابق رابطهٔ زیر:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300 a_w}\left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right) \qquad (۱۰-۲-۵-۳۵)$$

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

h_c = دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا آغاز گردی ریشهٔ اتصال جان به بال، برای مقاطع نوردشده

= دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا نزدیک‌ترین خط وسایل اتصال در ناحیهٔ فشاری، برای مقاطع ساخته شده از ورق با وسایل اتصال غیر از جوش

= دو برابر فاصلهٔ محور خنثی در حالت الاستیک تا وجه داخلی بال فشاری، برای مقاطع ساخته شده از ورق با اتصال جوشی بال به جان

t_w = ضخامت جان

a_w = نسبت دو برابر مساحت جان تحت فشار به مساحت بال فشاری مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۲۷ که نباید بزرگ‌تر از 10 در نظر گرفته شود.

ب) کمانش جانبی- پیچشی

ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش جانبی- پیچشی نیست.

ب-۲) برای $L_b > L_p$:

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \qquad (۱۰-۲-۵-۳۶)$$

که در آن:

R_{pg}= ضریب تقلیل مقاومت خمشی مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۳۵

S_{xc}= اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری حول محور x

F_{cr}= تنش کمانشی مطابق روابط زیر:

$$\begin{cases} F_{cr} = C_b \left[F_y - (0.3F_y)\left(\dfrac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le F_y & : L_p < L_b \le L_r \\ F_{cr} = \dfrac{C_b \pi^2 E}{\left(\dfrac{L_b}{r_t}\right)^2} \le F_y & : L_r < L_b \end{cases} \qquad (۱۰-۲-۵-۳۷)$$

L_b= فاصلهٔ بین مهارهای جانبی متوالی

مقادیر L_p و L_r از طریق روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۱۰-۲-۵-۳۸)$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} \qquad (۱۰-۲-۵-۳۹)$$

r_t= شعاع ژیراسیون مؤثر مربوط به کمانش جانبی-پیچشی مطابق روابط بند ۱۰-۲-۵-۴-ب

پ) کمانش موضعی بال فشاری

پ-۱) برای مقاطع با بال فشاری فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال فشاری نیست.

پ-۲) برای مقاطع با بال فشاری غیرفشرده و لاغر:

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \qquad (۱۰-۲-۵-۴۰)$$

که در آن:

R_{pg}= ضریب تقلیل مقاومت خمشی مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۳۵

inbr.ir

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

F_{cr} = تنش کمانشی مطابق روابط زیر:

- برای مقاطع با بال فشاری غیرفشرده:

$$F_{cr} = F_y - \left(0.3F_y\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad (۱۰-۲-۵-۴۱)$$

- برای مقاطع با بال فشاری لاغر:

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\lambda_f^{\,2}} \qquad (۱۰-۲-۵-۴۲)$$

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \lambda_f$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ = حد لاغری برای بال فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ = حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

t_{fc} و b_{fc} = به ترتیب ضخامت و پهنای بال فشاری مقطع

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک حول محور x

k_c = برابر با $\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ که نباید از 0.35 کمتر و از 0.76 بیشتر در نظر گرفته شود.

t_w و h = به ترتیب ضخامت و پهنای ورق جان مقطع براساس تعاریف بند ۱۰-۲-۲-۴

ت) تسلیم بال کششی

ت-۱) چنانچه $S_{xt} \geq S_{xc}$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن تسلیم بال کششی نیست.

ت-۲) درصورتی‌که $S_{xt} < S_{xc}$ باشد:

$$M_n = F_y S_{xt} \qquad (۱۰-۲-۵-۴۳)$$

که در آن:

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری حول محور x

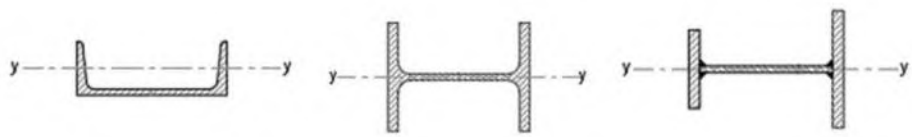
S_{xt} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال کششی حول محور x

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

inbr.ir

۱۰-۲-۵-۶ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی تحت اثر خمش حول محور ضعیف

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی که تحت اثر خمش حول محور ضعیف قرار دارند.



بال‌ها فشرده، غیرفشرده یا لاغر

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت حدی تسلیم و کمانش موضعی بال در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_y \le 1.6 F_y S_y \qquad (۱۰-۲-۵-۴۴)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

S_y = اساس مقطع الاستیک حول محور ضعیف (محور y) نسبت به دورترین تار

Z_y = اساس مقطع پلاستیک حول محور ضعیف (محور y)

ب)کمانش موضعی بال

ب-۱) برای مقاطع با بال‌های فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال نیست.

ب-۲) برای مقاطع با بال‌های غیرفشرده:

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7 F_y S_y\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad (۱۰-۲-۵-۴۵)$$

ب-۳) برای مقاطع با بال‌های لاغر:

$$M_n = \frac{0.7 E S_y}{\lambda_f^{\,2}} \qquad (۱۰-۲-۵-۴۶)$$

inbr.ir

که در آن:

S_y= اساس مقطع الاستیک حول محور ضعیف (محور y) نسبت به دورترین تار

$$\frac{b}{t_f}=\lambda_f$$

$\lambda_p=\lambda_{1f}$ = حد لاغری بال فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

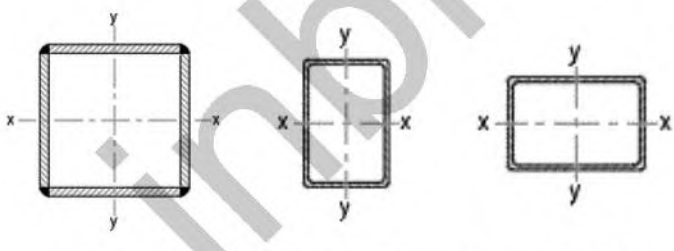
$\lambda_r=\lambda_{rf}$ = حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

t_f = ضخامت بال مقطع

b = برای مقطع I شکل برابر با نصف پهنای بال، برای مقطع ناودانی برابر با پهنای بال

۱۰-۲-۵-۷ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای تحت اثر خمش حول محورهای قوی و ضعیف

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای با بال‌ها و جان‌های فشرده، غیرفشرده یا لاغر که تحت اثر خمش حول محورهای قوی یا ضعیف قرار دارند.



بال‌ها فشرده، غیرفشرده یا لاغر، جان‌ها فشرده، غیرفشرده یا لاغر

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم، کمانش موضعی بال، کمانش موضعی جان و کمانش جانبی- پیچشی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم

$$M_n=M_p=F_yZ \qquad (۱۰-۲-۵-۴۷)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

Z = اساس مقطع پلاستیک حول محور خمش

ب) کمانش موضعی بال

ب-۱) برای مقاطع با بال‌های فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی بال نیست.

ب-۲) برای مقاطع با بال‌های غیرفشرده:

$$M_n = M_p - \left(M_p - F_y S\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_f - \lambda_{pf}}\right) \qquad (۴۸-۵-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای مقاطع با بال‌های لاغر:

$$M_n = F_y S_e \qquad (۴۹-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

S= اساس مقطع الاستیک حول محور خمش (محور قوی)

$$\frac{b}{t_f} = \lambda_f$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ = حد لاغری برای بال فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ = حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

b = پهنای بال مقطع مطابق تعریف به‌کاررفته در بخش ۱۰-۲-۲

t_f = ضخامت بال مقطع

S_e = اساس مقطع الاستیک مؤثر که بر مبنای پهنای مؤثر بال فشاری b_e، محاسبه می‌شود.

b_e = پهنای مؤثر بال فشاری مقاطع قوطی شکل و جعبه‌ای براساس روابط زیر:

- در مقاطع قوطی‌شکل (HSS):

$$b_e = 1.92\, t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1 - \frac{0.38}{\lambda_f}\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right) \le b \qquad (۵۰-۵-۲-۱۰)$$

- در مقاطع جعبه‌ای:

$$b_e = 1.92\, t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1 - \frac{0.34}{\lambda_f}\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right) \le b \qquad (۵۱-۵-۲-۱۰)$$

inbr.ir

پ) کمانش موضعی جان

پ-۱) برای مقاطع با جان‌های فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی جان نیست.

پ-۲) برای مقاطع با جان‌های غیرفشرده:

$$M_n = M_p - \left(M_p - F_y S\right)\left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right) \qquad (۱۰-۲-۵-۵۲)$$

پ-۳) برای مقاطع با جان‌های لاغر:

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S \qquad (۱۰-۲-۵-۵۳)$$

که در آن:

$$F_{cr} = \frac{3.6E}{\lambda_f{}^2} \le F_y \qquad (۱۰-۲-۵-۵۴)$$

S= اساس مقطع الاستیک حول محور خمش

$$\frac{h}{t_w} = \lambda_w$$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$ = حد لاغری برای جان فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

$\lambda_{rw} = \lambda_r$ = حد لاغری برای جان غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

h = ارتفاع جان براساس بند ۱۰-۲-۲-۴

t_w = ضخامت جان مقطع

R_{pg} = ضریب تقلیل مقاومت خمشی مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۳۵ براساس $a_w = 2ht_w/bt_f$

λ_f = نسبت پهنا به ضخامت بال براساس تعاریف بخش ۱۰-۲-۵-۷- ب

ت) کمانش جانبی- پیچشی

ت-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن کمانش جانبی-پیچشی نیست.

ب-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$:

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7SF_y\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad (۱۰-۲-۵-۵۵)$$

inbr.ir

ب-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = 2EC_b \frac{\sqrt{JA_g}}{L_b / r_y} \le M_p \qquad (۵۶-۵-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

C_b= ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۱

S= اساس مقطع الاستیک حول محور خمش (محور قوی)

L_b = طول مهارنشده عضو

L_p = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیرالاستیک را مشخص می‌کند.

$$L_p = 0.13E r_y \frac{\sqrt{JA_g}}{M_p} \qquad (۵۷-۵-۲-۱۰)$$

L_r = طول مهارنشدهٔ عضو مطابق رابطهٔ زیر که مرز بین حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیرالاستیک و الاستیک را مشخص می‌کند.

$$L_r = 2E r_y \frac{\sqrt{JA_g}}{0.7F_y S} \qquad (۵۸-۵-۲-۱۰)$$

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

J = ثابت پیچشی مقطع

A_g = مساحت ناخالص مقطع

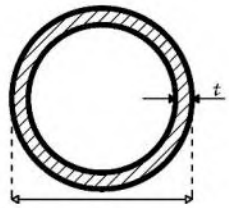
r_y = شعاع ژیراسیون مقطع حول محور عمود بر محور خمش (محور ضعیف)

یادداشت: حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی در مقاطع قوطی مربعی و مقاطع تحت خمش حول محور ضعیف حاکم نیست. روابط فوق عمدتاً برای مقاطع با نسبت عمق به پهنا و طول مهارنشدهٔ زیاد مورد استفاده قرار می‌گیرند.

inbr.ir

۱۰-۲-۵-۸ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع دایره‌ای توخالی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع دایره‌ای توخالی که در آن‌ها $D/t < 0.45E/F_y$ است.



مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم و کمانش موضعی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z \qquad (۱۰-۲-۵-۵۹)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

Z = اساس مقطع پلاستیک

ب) کمانش موضعی

ب-۱) برای مقاطع فشرده لزومی به در نظر گرفتن کمانش موضعی نیست.

ب-۲) برای مقاطع غیرفشرده:

$$M_n = \left(\frac{0.021E}{\frac{D}{t}} + F_y \right) S \qquad (۱۰-۲-۵-۶۰)$$

ب-۳) برای مقاطع لاغر:

$$M_n = \left(\frac{0.33E}{\frac{D}{t}} \right) S \qquad (۱۰-۲-۵-۶۱)$$

inbr.ir

که در آن:

S = اساس مقطع الاستیک

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

D = قطر خارجی مقطع

t = ضخامت جداره مقطع

۱۰-۲-۵-۹ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع سپری و نبشی جفت با بارگذاری در صفحهٔ تقارن

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع سپری و نبشی جفت که در صفحهٔ تقارن بارگذاری شده‌اند (خمش حول محور x).

بال یا بال‌ها: فشرده یا غیرفشرده یا لاغر، جان یا جان‌ها: فشرده یا غیرفشرده یا لاغر

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم، کمانش جانبی-پیچشی، کمانش موضعی بال و کمانش موضعی جان در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم

الف-۱) درصورتی‌که بال مقطع سپری یا نبشی جفت، فشاری باشد:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \le 1.6 M_y \qquad (۶۲-۵-۲-۱۰)$$

الف-۲) درصورتی‌که بال مقطع سپری، کششی باشد:

$$M_n = M_y \qquad (۶۳-۵-۲-۱۰)$$

الف-۳) درصورتی‌که بال مقطع نبشی جفت، کششی باشد:

$$M_n = 1.5M_y \le M_p \qquad (۱۰-۵-۲-۶۴)$$

در روابط فوق:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

Z_x = اساس مقطع پلاستیک حول محور x (محور خمش)

$M_y = F_y S_x$ = لنگر تسلیم متناظر با تسلیم دورترین تار مقطع

ب) کمانش جانبی-پیچشی

ب-۱) درصورتی‌که بال مقطع سپری یا نبشی جفت فشاری باشد:

ب-۱-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن کمانش جانبی-پیچشی نیست.

ب-۱-۲) برای $L_p < L_b \le L_r$:

$$M_n = M_p - \left(M_p - M_y\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) \qquad (۱۰-۵-۲-۶۵)$$

ب-۱-۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = M_{cr} \qquad (۱۰-۵-۲-۶۶)$$

در روابط فوق:

L_b = طول مهارنشدهٔ عضو

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۱۰-۵-۲-۶۷)$$

$$L_r = 1.95\left(\frac{E}{F_y}\right)\frac{\sqrt{I_y J}}{S_x}\sqrt{2.36\left(\frac{F_y}{E}\right)\frac{S_x d}{J}+1} \qquad (۱۰-۵-۲-۶۸)$$

$$M_{cr} = \frac{1.95E}{L_b}\sqrt{I_y J}\left(B + \sqrt{1+B^2}\right) \qquad (۱۰-۵-۲-۶۹)$$

$M_p = F_y Z_x$ = لنگر پلاستیک مقطع

$M_y = F_y S_x$ = لنگر تسلیم مقطع متناظر با تسلیم دورترین تار مقطع

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

inbr.ir

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

r_y= شعاع ژیراسیون مقطع حول محور عمود بر محور خمش

I_y= ممان اینرسی مقطع حول محور عمود بر محور خمش

J = ثابت پیچشی مقطع

S_x= اساس مقطع الاستیک حول محور خمش (محور x) نسبت به دورترین تار مقطع

d= عمق جان مقطع سپری یا پهنای بال نبشی جفت در کشش

$$B = 2.3\left(\frac{d}{L_b}\right)\sqrt{\frac{I_y}{J}} \qquad (۷۰-۵-۲-۱۰)$$

ب-۲) درصورتی‌که بال مقطع سپری یا نبشی جفت کششی باشد:

برای تمام مقادیر طول مهارنشده L_b:

ب-۲-۱) در مقاطع سپری:

$$M_n = M_{cr} \le M_y \qquad (۷۱-۵-۲-۱۰)$$

ب-۲-۲) در مقاطع نبشی جفت:

$$\begin{cases} M_n = \left(1.92 - 1.17\sqrt{\dfrac{M_y}{M_{cr}}}\right)M_y \le \min(1.5M_y, M_p) & : \dfrac{M_y}{M_{cr}} \le 1 \\ M_n = \left(0.92 - \dfrac{0.17M_{cr}}{M_y}\right)M_{cr} & : \dfrac{M_y}{M_{cr}} > 1 \end{cases} \qquad (۷۲-۵-۲-۱۰)$$

که در آن تمام کمیت‌ها به جزء M_{cr} مطابق تعاریف بخش ۱۰-۲-۵-۹-ب-۱ است.

$$M_{cr} = \frac{1.95E}{L_b}\sqrt{I_y J}\left(-B + \sqrt{1+B^2}\right) \qquad (۷۳-۵-۲-۱۰)$$

پ) کمانش موضعی بال

حالت حدی کمانش موضعی بال برای مقاطعی که بال آن‌ها تحت فشار است، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

پ-۱) برای مقاطع سپری:

inbr.ir

پ-۱-۱) برای مقاطع با بال فشاری فشرده لزومی به در نظر گرفتن حالت حدی کمانش موضعی بال نیست.

پ-۱-۲) برای مقاطع با بال فشاری غیر فشرده:

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7F_yS_{xc}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{1f}}{\lambda_{if} - \lambda_{1f}}\right) \le 1.6M_y \qquad (۱۰-۲-۵-۷۴)$$

پ-۱-۳) برای مقاطع با بال فشاری لاغر:

$$M_n = \frac{0.7ES_{xc}}{\lambda_f{}^2} \qquad (۱۰-۲-۵-۷۵)$$

که در آن:

$M_p = F_y Z_x$ = لنگر پلاستیک مقطع

$M_y = F_y S_{xc}$ = لنگر تسلیم مقطع نسبت به بال فشاری

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک نسبت به بال فشاری

$$\frac{b_f}{2t_f} = \lambda_f$$

$\lambda_{1f} = \lambda_p$ = حد لاغری برای بال فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

$\lambda_{if} = \lambda_r$ = حد لاغری برای بال غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

b_f = پهنای بال مقطع مطابق تعریف به‌کاررفته در بخش ۱۰-۲-۲

t_f = ضخامت بال مقطع

پ-۲) برای مقاطع نبشی جفت:

مقاومت خمشی اسمی (M_n)، براساس روابط بخش ۱۰-۲-۵-۱۰-پ (کمانش موضعی ساق مقاطع نبشی تک) محاسبه می‌شود که در آن‌ها S_c نسبت به بال فشاری محاسبه می‌شود.

ت) کمانش موضعی جان

حالت حدی کمانش موضعی جان برای سپری‌هایی که بال آن‌ها تحت کشش است، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

inbr.ir

ت-۱) برای مقاطع سپری:

ت-۱-۱) برای مقاطع با جان فشرده لزومی به در نظر گرفتن حالت حدی کمانش موضعی بال نیست.

ت-۱-۲) برای مقاطع با جان غیر فشرده:

$$M_n = M_y - \left(0.35M_y\right)\left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right) \qquad (۱۰-۲-۵-۷۶)$$

ت-۱-۳) برای مقاطع با جان لاغر:

$$M_n = \frac{1.52ES_x}{\lambda_w{}^2} \qquad (۱۰-۲-۵-۷۷)$$

که در آن:

$M_y = F_y S_x$ = لنگر تسلیم مقطع متناظر با تسلیم دورترین تار مقطع

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

S_x = اساس مقطع الاستیک حول محور خمش (محور x) نسبت به دورترین تار مقطع

$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$

$\lambda_p = \lambda_{pw}$ = حد لاغری برای جان فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

$\lambda_r = \lambda_{rw}$ = حد لاغری برای جان غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۲-۳

d = عمق کلی مقطع مطابق تعریف به‌کاررفته در بخش ۱۰-۲-۲

t_w = ضخامت بال مقطع

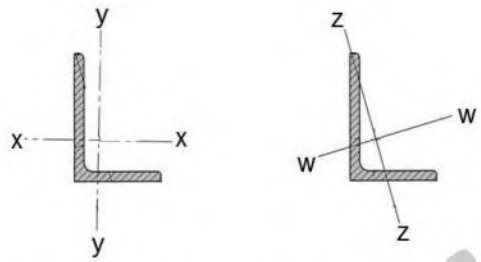
ت-۲) برای مقاطع نبشی جفت:

مقاومت خمشی اسمی (M_n)، براساس روابط بخش ۱۰-۲-۵-۱۰-پ (کمانش موضعی ساق مقاطع نبشی تک) محاسبه می‌شود که در آن‌ها S_c اساس مقطع الاستیک حول محور خمش نسبت به دورترین تار فشاری است.

inbr.ir

۱۰-۲-۵-۱۰ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع نبشی تک

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع نبشی تک که تحت اثر لنگر خمشی قرار دارد.



در نبشی‌های تک که در تمام طول خود به‌طور پیوسته در مقابل کمانش جانبی-پیچشی مهارشده باشند، طراحی براساس مشخصات هندسی محورهای x و y مجاز است. اما در نبشی‌هایی که در تمام طول خود فاقد مهار کافی در مقابل کمانش جانبی-پیچشی هستند باید براساس مشخصات هندسی محورهای اصلی نبشی w و z طراحی شوند.

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم، کمانش جانبی-پیچشی و کمانش موضعی ساق نبشی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم

$$M_n = 1.5M_y \qquad (۱۰-۲-۵-۷۸)$$

که در آن:

$M_y = F_yS$ = لنگر تسلیم مقطع حول محور خمش

S = اساس مقطع الاستیک حول محور خمش

ب) کمانش جانبی- پیچشی

برای نبشی‌هایی که تحت اثر خمش حول محور اصلی ضعیف مقطع (محور z) باشند یا سایر حالاتی که در آن مقطع دارای مهار جانبی کافی در مقابل کمانش جانبی- پیچشی در تمام طول خود هستند لزومی به در نظر گرفتن حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی نیست.

inbr.ir

مقاومت خمشی اسمی نبشی‌های فاقد مهار جانبی کافی باید به شرح زیر تعیین شود:

- برای حالتی که $M_y \le M_{cr}$ باشد:

$$M_n = \left(1.92 - 1.17\sqrt{\frac{M_y}{M_{cr}}}\right) M_y \le 1.5 M_y \qquad (۱۰-۲-۵-۷۹)$$

- برای حالتی که $M_y > M_{cr}$ باشد:

$$M_n = \left(0.92 - 0.17\frac{M_{cr}}{M_y}\right) M_{cr} \qquad (۱۰-۲-۵-۸۰)$$

در روابط فوق، M_{cr} لنگر خمشی کمانش جانبی-پیچشی بوده و از روابط زیر تعیین می‌شود:

ب-۱) هرگاه خمش حول محور اصلی قوی نبشی (محور w) باشد:

$$M_{cr} = \frac{9EA_g r_z t C_b}{8L_b}\left(\sqrt{1+\left(4.4\frac{\beta_w r_z}{L_b t}\right)^2} + 4.4\frac{\beta_w r_z}{L_b t}\right) \qquad (۱۰-۲-۵-۸۱)$$

که در آن:

C_b= ضریب اصلاح کمانش جانبی- پیچشی مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۱ که مقدار آن نباید بیشتر از 1.5در نظر گرفته شود.

E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد

A_g= مساحت مقطع نبشی

r_z= شعاع ژیراسیون حول محور اصلی ضعیف

t= ضخامت ساق نبشی

L_b = طول مهارنشدهٔ عضو

β_w= مشخصهٔ هندسی مقطع نبشی برای در نظر گرفتن اثرات ساق‌های نامساوی. برای حالتی که هر دو ساق نبشی برابر باشند مقدار β_w برابر صفر منظور می‌شود. برای حالتی که ساق کوتاه در فشار است β_w مثبت و برای حالتی که ساق بلند در فشار است β_w منفی است (شکل ۱۰-۲-۵-۱). β_w را می‌توان براساس رابطهٔ زیر محاسبه نمود:

$$\beta_w = \frac{1}{I_w}\int_A z\left(w^2 + z^2\right) dA - 2z_o \qquad (۱۰-۲-۵-۸۲)$$

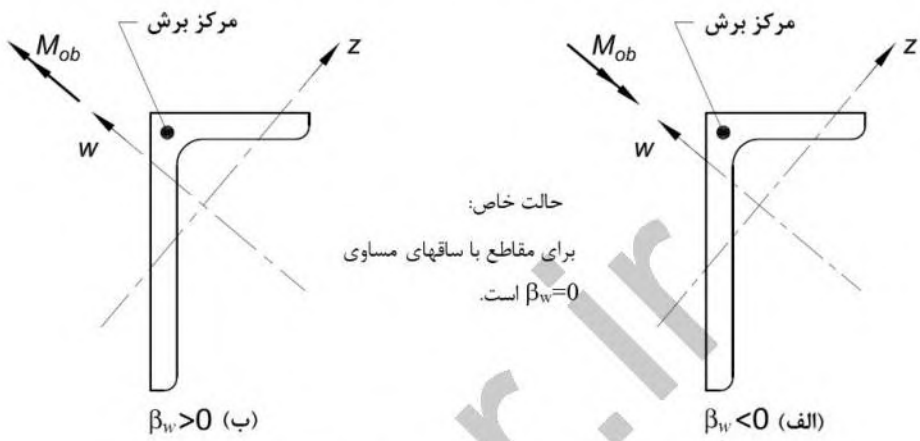
inbr.ir

که در آن:

I_w= ممان اینرسی مقطع حول محور اصلی قوی

z_o= فاصلهٔ مرکز برش تا مرکز سطح نبشی در راستای محور اصلی ضعیف مقطع

z و w= مختصات نقاط مقطع براساس محورهای قوی و ضعیف براساس شکل ۱۰-۲-۵-۱



شکل ۱۰-۲-۵-۱: مشخصات مقطع نبشی تک و علامت مثبت یا منفی β_w

ب-۲) هرگاه خمش حول محور یکی از محورهای هندسی مقطع (محور x یا y) نبشی با دو ساق مساوی باشد و نیروی محوری به آن اعمال نشود:

ب-۲-۱) اگر نبشی فاقد مهار جانبی در مقابل کمانش جانبی- پیچشی در تمام طول خود باشد:

- برای حالت فشار حداکثر در لبهٔ آزاد ساق نبشی (پنجهٔ نبشی):

$$M_{cr}=\frac{0.58E\,b^4 t\,C_b}{L_b^2}\left(\sqrt{1+0.88\left(\frac{L_b t}{b^2}\right)^2}-1\right) \qquad (۱۰-۲-۵-۸۳)$$

- برای حالت کشش حداکثر در لبهٔ آزاد ساق نبشی (پنجهٔ نبشی):

$$M_{cr}=\frac{0.58E\,b^4 t\,C_b}{L_b^2}\left(\sqrt{1+0.88\left(\frac{L_b t}{b^2}\right)^2}+1\right) \qquad (۱۰-۲-۵-۸۴)$$

در این حالت M_y باید برابر با 0.8 مقدار لنگر تسلیم مقطع منظور شود.

در روابط فوق، b پهنای کلی ساق نبشی است.

ب-۲-۲) اگر نبشی فقط در محل لنگر خمشی حداکثر دارای مهار جانبی در مقابل کمانش جانبی- پیچشی باشد، در این حالت M_{cr} باید 1.25 برابر مقدار به‌دست‌آمده از روابط ۱۰-۲-۵-۸۱ یا ۸۲ و M_y باید برابر با مقدار لنگر تسلیم مقطع منظور شود.

پ) کمانش موضعی ساق نبشی

حالت حدی کمانش موضعی ساق نبشی در حالتی کاربرد دارد که لبهٔ آزاد ساق نبشی (پنجهٔ نبشی) در فشار باشد.

پ-۱) برای مقاطع فشرده لزومی به در نظر گرفتن حالت حدی کمانش موضعی ساق نیست.

پ-۲) برای مقاطعی با ساق غیرفشرده:

$$M_n = F_y S_c \left(2.43 - 1.72 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \qquad (۱۰-۲-۵-۸۵)$$

پ-۳) برای مقاطعی با ساق لاغر:

$$M_{cr} = \frac{0.71 E S_c}{\left(\frac{b}{t} \right)^2} \qquad (۱۰-۲-۵-۸۶)$$

که در آن:

b= پهنای کلی ساق فشاری نبشی

t= ضخامت ساق فشاری نبشی

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد

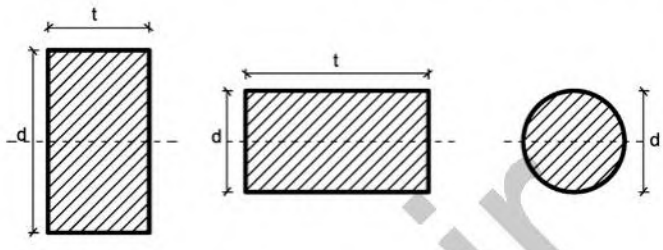
S_c= اساس مقطع الاستیک حول محور خمش نسبت به پنجهٔ تحت فشار نبشی است و برای نبشی‌های دو ساق مساوی که تحت اثر خمش حول یکی از محورهای x و y قرار دارند و در تمام طول خود فاقد مهار جانبی هستند، S_c برابر 0.8 اساس مقطع الاستیک حول محورهای x و y نسبت به دورترین تار فشاری مقطع در نظر گرفته می‌شود.

inbr.ir

۱۰-۲-۵-۱۱ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع دایره‌ای و چهارگوش توپر

الزامات این بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع چهارگوش توپر که تحت اثر خمش حول یکی از محورهای اصلی قرار دارند و نیز اعضای با مقطع دایره‌ای توپر است.

مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالات حدی تسلیم و کمانش جانبی- پیچشی در نظر گرفته شود.



الف) تسلیم

(۱۰-۲-۵-۸۷) برای مقاطع چهارگوش $M_n = M_p = F_y Z_x$

(۱۰-۲-۵-۸۸) برای مقاطع دایره‌ای $M_n = 1.6 F_y S_x$

که در آن،

M_p = لنگر پلاستیک مقطع

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

Z_x = اساس مقطع پلاستیک حول محور خمش

S_x = اساس مقطع الاستیک حول محور خمش

ب) کمانش جانبی- پیچشی

ب-۱) برای مقاطع چهارگوش توپر تحت اثر خمش حول محور ضعیف و مقاطع دایره‌ای توپر لزومی به در نظر گرفتن حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی نیست.

ب-۲) برای مقاطع چهارگوش توپر تحت اثر خمش حول محور قوی:

ب-۲-۱) برای حالتی که $\frac{L_b d}{t^2} \le 0.08 \frac{E}{F_y}$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی نیست.

inbr.ir

ب-۲-۲) برای حالتی که $0.08\frac{E}{F_y} < \frac{L_b d}{t^2} \le 1.9\frac{E}{F_y}$ باشد:

$$M_n = C_b\left[1.52 - 0.274\left(\frac{L_b d}{t^2}\right)\frac{F_y}{E}\right]M_y \le M_p \qquad (۸۹\text{-}۵\text{-}۲\text{-}۱۰)$$

ب-۲-۳) برای حالتی که $\frac{L_b d}{t^2} > 1.9\frac{E}{F_y}$ باشد:

$$M_n = \frac{1.9E\,C_b S_x}{\frac{L_b d}{t^2}} \le M_p \qquad (۹۰\text{-}۵\text{-}۲\text{-}۱۰)$$

که در آن:

S_x= اساس مقطع الاستیک حول محور خمش

$M_y = F_y S_x$ = لنگر تسلیم مقطع

L_b= طول مهارنشده عضو

d= عمق مقطع عمود بر محور خمش

t= پهنای مقطع موازی با محور خمش

C_b= ضریب اصلاح کمانش جانبی- پیچشی مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۵-۱ که نباید از 1.5 بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۵-۱۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع نامتقارن

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع نامتقارن به‌جز مقاطع نبشی که تحت اثر خمش قرار دارد. مقاومت خمشی اسمی (M_n) این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم، کمانش جانبی- پیچشی و کمانش موضعی در نظر گرفته شود.

$$M_n = F_n S_{min} \qquad (۹۱\text{-}۵\text{-}۲\text{-}۱۰)$$

که در آن،

S_{min}= کوچک‌ترین اساس مقطع الاستیک حول محور خمش

F_n= تنش اسمی مقطع نامتقارن که چنین تعیین می‌شود:

inbr.ir

الف) تسلیم

$$F_n = F_y \qquad (۹۲-۵-۲-۱۰)$$

ب) کمانش جانبی- پیچشی

$$F_n = F_{cr} \le F_y \qquad (۹۳-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

F_{cr} = تنش نظیر کمانش جانبی- پیچشی مقطع که از طریق تحلیل به دست می‌آید.

تبصره: برای اعضای با مقطع Z شکل، F_{cr} نظیر کمانش جانبی- پیچشی را می‌توان معادل نصف F_{cr} مقاطع ناودانی با مشخصات بال و جان مشابه در نظر گرفت.

پ) کمانش موضعی

$$F_n = F_{cr} \le F_y \qquad (۹۴-۵-۲-۱۰)$$

F_{cr} = تنش نظیر کمانش موضعی مقطع که از طریق تحلیل به دست می‌آید.

۱۰-۲-۵-۱۳ تناسبات ابعادی مقطع اعضای خمشی

الف) اعضای با مقاطع دارای بال کششی سوراخ‌دار

این بند مربوط است به اعضای با مقاطع نوردشده و ساخته شده از ورق که مقطع آن‌ها دارای سوراخ بوده و مقاومت خمشی اسمی آن‌ها بر مبنای سطح مقطع کلی محاسبه شده است.

در این‌گونه اعضا در صورت وجود سوراخ در بال یا بال‌ها، در محاسبهٔ مقاومت خمشی اسمی (M_n)، در محدودهٔ سوراخ باید محدودیت‌های گسیختگی بال کششی در نظر گرفته شود.

الف-۱) درصورتی‌که $F_u A_{fn} \ge 1.2\, Y_t F_y A_{fg}$ باشد، هیچ‌گونه محدودیتی در محاسبهٔ مقاومت خمشی اسمی به‌خاطر وجود سوراخ در بال کششی در نظر گرفته نمی‌شود.

الف-۲) درصورتی‌که $F_u A_{fn} < 1.2\, Y_t F_y A_{fg}$ باشد، در محدودهٔ سوراخ بال کششی، مقاومت خمشی اسمی نباید بزرگ‌تر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x \qquad (۹۵-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_{fg}= سطح مقطع کلی بال کششی

A_{fn}= سطح مقطع خالص بال کششی که براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۳ محاسبه می‌شود.

F_u= تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

Y_t= ضریب تأثیر سوراخ که برای حالت $F_y/F_u \le 0.8$ برابر 1.0 و برای سایر حالت‌ها باید برابر 1.1 در نظر گرفته شود.

S_x= اساس مقطع الاستیک حول محور خمش نسبت به دورترین تار مقطع

ب) اعضای با مقطع I شکل

ب-۱) اعضای با مقطع I شکل دارای یک محور تقارن باید محدودیت زیر را برآورده سازند.

$$0.1 \le \frac{I_{yc}}{I_y} \le 0.9 \qquad (۹۶-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

I_y= ممان اینرسی کل مقطع حول محور y

I_{yc}= ممان اینرسی بال فشاری در حالت انحنای ساده و ممان اینرسی بال کوچک‌تر در حالت انحنای مضاعف حول محور y

ب-۲) در اعضای با مقطع I شکل با جان لاغر باید محدودیت‌های زیر نیز رعایت شوند.

- برای $\frac{a}{h} \le 1.5$:

$$\frac{h}{t_w} \le 12\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۹۷-۵-۲-۱۰)$$

- برای $\frac{a}{h} > 1.5$:

$$\frac{h}{t_w} \le 0.4\frac{E}{F_y} \qquad (۹۸-۵-۲-۱۰)$$

که در آن:

inbr.ir

a = فاصلهٔ آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی

h = فاصلهٔ بین شروع گردی ریشهٔ جان به بال، برای نیمرخ‌های نورد شده

= فاصلهٔ آزاد بین دو بال، برای مقاطع ساخته شده از ورق

t_w = ضخامت جان

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

ب-۳) در اعضای بدون سخت‌کننده‌های عرضی نسبت h/t_w نباید از 260 و نسبت دو برابر مساحت ناحیهٔ تحت فشار جان به مساحت بال فشاری نباید از 10 بیشتر شود.

پ) ملاحظات ورق‌های پوششی در بال مقاطع اعضای خمشی

پ-۱) تقویت بال‌ها

بال مقاطع تیرهای نوردشده و تیرهای ساخته‌شده از ورق را می‌توان به کمک ورق‌های پوششی بال، تقویت نمود. در مواردی که اتصال ورق پوششی بال به بال مقاطع تیرها از نوع پیچی یا جوشی باشد، در هر بال مجموع سطح مقطع‌های ورق‌های پوششی نباید از 70 درصد سطح مقطع کل بال (شامل ورق‌های پوششی) تجاوز نماید.

پ-۲) اتصال ورق‌های پوششی به بال

اتصال ورق‌های پوششی به بال تیر باید از نوع جوشی یا پیچی با پیچ‌های پرمقاومت و با عملکرد لغزش بحرانی باشد و بر مبنای برش افقی ناشی از تغییرات لنگر خمشی تیر طراحی شوند. توزیع طولی پیچ‌ها و جوش‌های منقطع باید متناسب با شدت برش باشد، لیکن فاصلهٔ آن‌ها نباید از مقادیر ارائه‌شده در بند ۱۰-۲-۳-۵ برای بال کششی و مقادیر ارائه‌شده در بند ۱۰-۲-۴-۶-۲ برای بال فشاری بیشتر شود. در صورت استفاده از جوش گوشه، درهرحال بعد جوش نباید از بعد حداقل آن کمتر شود. در ضمن این پیچ‌ها یا 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.

inbr.ir

پ-۳) قطع ورق‌های پوششی بال‌ها

ورق‌های پوششی که در تمام طول دهانه ادامه ندارند، باید بعد از نقطهٔ قطع محاسباتی به طول مشخصی ادامه یافته و در این طول به‌وسیلهٔ پیچ‌های پرمقاومت با عملکرد لغزش بحرانی یا جوش گوشه به بال متصل شوند. این طول، طول گیرایی نامیده می‌شود.

طول گیرایی باید به اندازه‌ای باشد که اتصال ورق پوششی در این طول قادر به انتقال برش افقی ناشی از مقاومت خمشی سهم ورق پوششی از مقاومت خمشی موردنیاز تیر در نقطهٔ قطع محاسباتی ورق یا به‌طور محافظه‌کارانه قادر به انتقال برش افقی برابر حاصل‌ضرب مساحت ورق پوششی در تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد باشد.

حداقل طول گیرایی (a) که از انتهای ورق پوششی اندازه‌گیری می‌شود، باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

(۱) برابر پهنای ورق پوششی، در حالتی که جوش اتصال ورق پوششی به تیر در طول a، پیوسته و بعد ساق آن حداقل سه‌چهارم ضخامت ورق پوششی بوده و در دو لبهٔ کناری و لبهٔ انتهایی ورق پوششی اجرا شود.

(۲) یک و نیم برابر پهنای ورق پوششی، در حالتی که بعد جوش پیوسته به طول a در دو لبهٔ کناری ورق پوششی و در انتهای آن کمتر از سه‌چهارم ضخامت ورق تقویتی باشد.

(۳) دو برابر پهنای ورق پوششی، در حالتی که جوش پیوسته به طول a فقط در دو لبهٔ کناری ورق وجود دارد و در لبهٔ انتهایی جوش اجرا نمی‌شود.

ت) اعضای ساخته شده از چند نیمرخ

هنگامی‌که از دو یا چند نیمرخ برای ساخت مقطع یک عضو خمشی با عملکرد مشترک استفاده شود، اتصال آن‌ها باید براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۹ انجام گیرد. برای انتقال بار از یک نیمرخ به نیمرخ یا نیمرخ‌های دیگر یا توزیع آن بین نیمرخ‌ها، باید دیافراگم‌هایی در امتداد عمود بر محور طولی عضو با سختی کافی از طریق پیچ یا جوش به نیمرخ‌ها متصل شود.

inbr.ir

ث) اتصال جان به بال اعضای ساخته شده از ورق

اتصال جان به بال مقاطع ساخته شده از ورق باید از نوع جوشی بوده و بر مبنای برش افقی ناشی از تغییرات لنگر خمشی تیر و متناسب با شدت برش طراحی شوند. در صورت استفاده از جوش‌های منقطع، توزیع طولی آن‌ها باید متناسب با شدت برش باشد، لیکن فاصلهٔ آن‌ها نباید از حداقل مقادیر ارائه‌شده در بند ۱۰-۲-۳-۵ برای بال کششی و مقادیر ارائه‌شده در بند ۱۰-۲-۴-۶-۲ برای بال فشاری بیشتر شود. درهرحال بعد جوش گوشه نباید از بعد حداقل کمتر در نظر گرفته شود. در ضمن این 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.

۱۰-۲-۵-۱۴ ملاحظات مربوط به بازشو در جان تیرها

در تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع فولادی، تأثیر بازشوهای موجود در جان باید به نحو مناسبی در نظر گرفته شود. الزامات مربوط به تیرهای دارای بازشوهای متوالی در جان (تیرهای لانه‌زنبوری) در پیوست ۵ ارائه شده است.

inbr.ir

۱۰-۲-۶ الزامات طراحی اعضا برای نیروی برشی

این بخش به الزامات طراحی اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر برش در صفحهٔ جان، اعضای با مقطع نبشی تک، اعضای با مقطع دایره‌ای شکل توخالی، قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای، اعضای با مقطع تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف می‌پردازد.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۶-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی تحت اثر برش در صفحهٔ جان
- ۱۰-۲-۶-۳ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع سپری تحت اثر برش در صفحهٔ تقارن و نبشی تک
- ۱۰-۲-۶-۴ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل (HSS)، جعبه‌ای و سایر مقاطع دارای یک یا دو محور تقارن
- ۱۰-۲-۶-۵ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع دایره‌ای شکل توخالی
- ۱۰-۲-۶-۶ مقاومت برشی اسمی اعضای دارای یک یا دو محور تقارن که تحت اثر برش در راستای عمود بر محور ضعیف مقطع
- ۱۰-۲-۶-۷ ملاحظات مربوط به بازشو در جان تیرها

۱۰-۲-۶-۱ الزامات عمومی

در روش LRFD مقاومت برشی طراحی مساوی $\phi_v V_n$ و در روش ASD مقاومت برشی مجاز مساوی V_n/Ω_v است که در آن:

ϕ_v = ضریب کاهش مقاومت برشی بوده و برای کلیهٔ الزامات این بخش برابر 0.9 است، به‌جز در مورد بند ۱۰-۲-۶-۲-۱-الف که مقدار آن باید برابر 1.0 در نظر گرفته شود.

Ω_v = ضریب اطمینان مقاومت برشی بوده و برای کلیهٔ الزامات این بخش برابر 1.67 است، به‌جز در مورد بند ۱۰-۲-۶-۲-۱-الف که مقدار آن باید برابر 1.5 در نظر گرفته شود.

V_n= مقاومت برشی اسمی اعضا بوده که مطابق الزامات بندهای ۱۰-۲-۶-۲ تا ۱۰-۲-۶-۷ باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های تسلیم برشی و کمانش برشی در نظر گرفته شود.

inbr.ir

۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی تحت اثر برش در صفحهٔ جان

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع I شکل نوردشده یا ساخته‌شده از ورق دارای یک یا دو محور تقارن و ناودانی که تحت اثر برش در صفحهٔ جان قرار دارند. در این بند برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضایی با این نوع مقاطع دو روش ارائه گردیده است. در روش اول برای محاسبهٔ مقاومت برشی اسمی اعضا مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ از عمل میدان کششی استفاده نمی‌شود؛ اما در روش دوم برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضا مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲-۲ از عمل میدان کششی استفاده می‌شود.

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی بدون در نظر گرفتن عمل میدان کششی

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} \qquad (۱۰-۲-۶-۱)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

$A_w = dt_w$ = مساحت جان که برابر است با حاصل‌ضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان

C_{v1} = ضریب مقاومت برشی جان به شرح زیر:

الف) برای جان مقاطع I شکل نورد شده که $\frac{h}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ باشد:

$$C_{v1} = 1 \qquad (۱۰-۲-۶-۲)$$

ب) برای جان سایر مقاطع I شکل و ناودانی:

ب-۱) برای $\frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_{v1} = 1 \qquad (۱۰-۲-۶-۳)$$

ب-۲) برای $\frac{h}{t_w} > 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_{v1} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \qquad (۴-۶-۲-۱۰)$$

در روابط فوق، k_v ضریب کمانش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود:

- برای جان مقاطع بدون سخت‌کننده:

$$k_v = 5.34 \qquad (۵-۶-۲-۱۰)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h \le 3$:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \qquad (۶-۶-۲-۱۰)$$

- برای جان مقاطع دارای سخت‌کننده و $a/h > 3$:

$$k_v = 5.34 \qquad (۷-۶-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

t_w = ضخامت جان مقطع

a = فاصلهٔ آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان

h = فاصلهٔ آزاد بین دو بال منهای گردی محل اتصال جان به بال، برای تیرهای نورد شده

= فاصلهٔ آزاد بین دو بال، برای مقاطع ساخته‌شده از ورق با اتصال جان به بال‌ها به‌وسیلهٔ جوش

= فاصلهٔ بین خطوط پیچ، برای مقاطع ساخته شده از ورق با اتصال جان به بال‌ها به‌وسیلهٔ پیچ

۱۰-۲-۶-۲-۲ مقاومت برشی اسمی با توجه به عمل میدان کششی

در مواردی که قطعات سخت‌کننده عرضی با $a/h \le 3$ در جان تیر تعبیه شود، در چشمه‌های داخلی فاقد بازشو در جان می‌توان برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضا از عمل میدان کششی استفاده نمود. در این حالت مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از روابط زیر تعیین می‌شود:

inbr.ir

الف) برای $\frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$V_n = 0.6F_y A_w \qquad (۱۰-۲-۶-۸)$$

ب) برای $\frac{h}{t_w} > 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

ب-۱) در صورت برقراری هر سه شرط $\frac{2A_w}{A_{fc}+A_{ft}} \le 2.5$ و $\frac{h}{b_{fc}} \le 6$ و $\frac{h}{b_{ft}} \le 6$:

$$V_n = 0.6F_y A_w \left(C_{v2} + \frac{1-C_{v2}}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) \qquad (۱۰-۲-۶-۹)$$

ب-۲) در غیر این صورت:

$$V_n = 0.6F_y A_w \left(C_{v2} + \frac{1-C_{v2}}{1.15\left((a/h)+\sqrt{1+(a/h)^2}\right)} \right) \qquad (۱۰-۲-۶-۱۰)$$

در روابط فوق:

A_{fc} = مساحت بال فشاری

A_{ft} = مساحت بال کششی

b_{fc} = پهنای بال فشاری

b_{ft} = پهنای بال کششی

تعریف سایر پارامترها در بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ آمده است.

C_{v2} = ضریب کمانش برشی جان به شرح زیر:

- برای $\frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

$$C_{v2} = 1 \qquad (۱۰-۲-۶-۱۱)$$

- برای $1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$:

inbr.ir

$$C_{v2} = \frac{1.1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \qquad (۱۲-۶-۲-۱۰)$$

- برای $\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_{v2} = \frac{1.51 k_v E}{(h/t_w)^2 F_y} \qquad (۱۳-۶-۲-۱۰)$$

تبصره: درصورتی‌که مقاومت برشی اسمی به‌دست‌آمده با توجه به عمل میدان کششی کوچک‌تر از مقاومت برشی حاصل از رابطهٔ ۱۰-۲-۶-۲-۱ باشد، مقاومت برشی اسمی را می‌توان بدون توجه به عمل میدان کششی محاسبه نمود.

۱۰-۲-۶-۲-۳ سخت‌کننده‌های عرضی

در مواردی که $h/t_w \le 2.54\sqrt{k_v E/F_y}$ باشد، تعبیهٔ سخت‌کننده‌های عرضی ضروری نیست. درصورتی‌که $h/t_w > 2.54\sqrt{k_v E/F_y}$ بوده و برای تأمین مقاومت برشی اسمی استفاده از سخت‌کننده‌های عرضی مدنظر باشد، محدودیت‌های زیر باید موردتوجه قرار گیرند:

الف) درصورتی‌که به عمل تماسی مستقیم بین قطعه سخت‌کننده و بال تیر، برای انتقال بارهای متمرکز یا عکس‌العمل تکیه‌گاهی نیاز نباشد، می‌توان سخت‌کنندهٔ عرضی را به بال کششی جوش نداده یا حتی می‌توان قطعهٔ سخت‌کننده را نرسیده به بال کششی قطع کرد. در صورت عدم جوشکاری سخت‌کننده به بال کششی، جوش‌هایی که قطعهٔ سخت‌کننده را به جان تیر متصل می‌کنند باید در فاصله‌ای نه کمتر از 4 برابر و نه بیشتر از 6 برابر ضخامت جان از بر جوش اتصال سخت‌کننده به جان و بال کششی ختم شوند.

ب) سخت‌کننده‌های عرضی باید به بال فشاری متصل گردند تا از بلند شدن بال در اثر پیچش جلوگیری به عمل آید.

پ) فاصلهٔ مرکز تا مرکز پیچ‌هایی که سخت‌کننده‌ها را به جان تیر متصل می‌کنند، نباید از 300 میلی‌متر بیشتر باشد. چنانچه برای اتصال سخت‌کننده‌ها به جان تیر از جوش‌های گوشه منقطع استفاده شود، نباید فاصلهٔ آزاد بین جوش‌های منقطع از 16 برابر ضخامت جان و 250 میلی‌متر بیشتر شود.

ت) کمانش موضعی ورق‌های تشکیل‌دهندهٔ قطعات سخت‌کننده باید کنترل شود:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{st} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{yst}}} \qquad (۱۰-۲-۶-۱۴)$$

که در آن:

$\left(b/t\right)_{st}$ = نسبت پهنا به ضخامت ورق‌های سخت‌کننده

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

F_{yst} = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد قطعات سخت‌کننده

ث) ممان اینرسی (I_{st}) قطعات سخت‌کننده باید محدودیت زیر را براساس مشخصات هر دو چشمهٔ مجاور آن به‌صورت جداگانه تأمین نماید:

$$I_{st} \ge I_{st\,2} + \left(I_{st\,1} - I_{st\,2}\right)\rho_w \qquad (۱۰-۲-۶-۱۵)$$

در رابطهٔ فوق:

I_{st} = ممان اینرسی قطعات سخت‌کننده حول محور مرکزی جان، برای قطعات سخت‌کنندهٔ جفت

" = ممان اینرسی قطعات سخت‌کننده حول محل تماس سخت‌کننده با ورق جان، برای قطعات سخت‌کنندهٔ تک

$$I_{st} = \frac{1}{12}\left(\left(2b + t_w\right)^3 - {t_w}^3\right)t \qquad I_{st} = \frac{1}{3}b^3 t$$

شکل ۱۰-۲-۶-۱: مقطع ورق‌های سخت‌کننده‌های عرضی

ρ_w = نسبت نیروهای برشی در چشمهٔ مجاور براساس رابطهٔ زیر که نباید کوچک‌تر از صفر در نظر گرفته شود:

$$\rho_w = \left(\frac{V_u - V_{c2}}{V_{c1} - V_{c2}}\right) \ge 0 \qquad (۱۰-۲-۶-۱۶)$$

V_u = مقاومت برشی موردنیاز در چشمهٔ موردنظر

V_{c1}= برابر $\phi_v V_n$ در LRFD و V_n / Ω_v در ASD است که در آن مقدار V_n در چشمهٔ موردنظر از روابط ۱۰-۲-۶-۱ یا ۱۰-۲-۶-۹ و یا ۱۰-۲-۶-۱۰ تعیین می‌گردد.

V_{c2}= برابر $\phi_v V_n$ در LRFD و V_n / Ω_v در ASD است که در آن مقدار V_n در چشمهٔ موردنظر از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v2} \qquad (۱۰-۶-۲-۱۷)$$

ϕ_v = 0.9

C_{v2}= ضریب کمانش برشی جان مطابق روابط ۱۰-۲-۶-۱۱ تا ۱۳

A_w = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل‌ضرب عمق کلی مقطع در ضخامت جان $d\, t_w$

$$I_{st1} = \frac{h^4 \rho_{st}^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \qquad (۱۰-۶-۲-۱۸)$$

$$I_{st2} = \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \right] b_p\, t_w^{\,3} \geq 0.5 b_p\, t_w^{\,3} \qquad (۱۰-۶-۲-۱۹)$$

t_w = ضخامت جان مقطع

a = فاصلهٔ آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان در چشمهٔ موردنظر

h = فاصلهٔ آزاد بین دو بال منهای گردی محل اتصال جان به بال، برای تیرهای نورد شده

= فاصلهٔ آزاد بین دو بال، برای مقاطع ساخته‌شده از ورق یا اتصال جان به بال‌ها به‌وسیلهٔ جوش

= فاصلهٔ بین خطوط پیچ، برای مقاطع ساخته شده از ورق یا اتصال جان به بال‌ها به‌وسیلهٔ پیچ

b_p= کوچک‌ترین مقدار a و h

ρ_{st} = بزرگ‌ترین مقدار $\left(F_{yw} / F_{yst} \right)$ و 1

F_{yw}= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

تبصره: به‌منظور تأمین حداقل ممان اینرسی لازم برای سخت‌کننده‌ها، به‌جای رابطهٔ ۱۰-۲-۶-۱۵ به‌طور محافظه‌کارانه می‌توان از رابطهٔ $I_{st} \geq I_{st1}$ استفاده کرد.

inbr.ir

۱۰-۲-۶-۳ مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع سپری تحت اثر برش در صفحهٔ تقارن و نبشی تک تحت اثر برش در امتداد یکی از ساق‌ها

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.6F_y b t C_{v2} \qquad (۱۰-۲-۶-۲۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

b = عمق مقطع سپری یا پهنای ساق نبشی مقاوم در برابر نیروی برشی

t = ضخامت جان سپری یا نبشی مقاوم در برابر نیروی برشی

C_{v2} = ضریب برشی جان مطابق روابط ۱۰-۲-۶-۱۰ تا ۱۳ با فرض $h/t_w = b/t$ و $k_v = 1.2$

۱۰-۲-۶-۴ مقاومت برشی اعضای با مقطع قوطی شکل (HSS)، جعبه‌ای و سایر مقاطع دارای یک یا دو محور تقارن

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v2} \qquad (۱۰-۲-۶-۲۱)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

الف) برای مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای

$A_w = 2ht$

t = ضخامت جدارهٔ مقطع قوطی شکل و ضخامت جان‌ها در مقاطع جعبه‌ای

h = پهنای جان مقطع مقاوم در برابر نیروی برشی

= فاصلهٔ آزاد بین دو بال منهای گردی محل اتصال جان به بال، برای مقاطع نورد شده

= فاصلهٔ آزاد بین دو بال، برای مقاطع ساخته شده از ورق

= بعد بیرونی (کلی) منهای سه برابر ضخامت بال، در صورت مشخص نبودن شعاع گردی اتصال جان‌ها به بال‌ها

inbr.ir

C_{v2}= ضریب برشی جان مطابق روابط ۱۰-۲-۶-۱۱ تا ۱۰-۲-۶-۱۳ با فرض $h/t_w = h/t$ و $k_v = 5$

ب) برای سایر مقاطع دارای یک یا دو محور تقارن:

A_w= مساحت جان یا جان‌های مقاوم مقطع در برابر نیروی برشی

t= ضخامت جان مقاوم در برابر نیروی برشی

h= پهنای جان مقطع مقاوم در برابر نیروی برشی

= فاصلهٔ آزاد بین دو بال، برای مقاطع ساخته شده از ورق با اتصال جان به بال‌ها به‌وسیلهٔ جوش

= فاصلهٔ بین خطوط پیچ، برای مقاطع ساخته شده از ورق با اتصال جان به بال‌ها به‌وسیلهٔ پیچ

C_{v2}= ضریب برشی جان مطابق روابط ۱۰-۲-۶-۱۱ تا ۱۳ با فرض $h/t_w = h/t$ و $k_v = 5$

تبصره: در مقاطع صلیبی متشکل از دو نیمرخ I شکل عمود بر هم، مقادیر A_w، t و h باید براساس فقط جان موازی با امتداد نیروی برشی تعیین گردیده و از مقاومت برشی اسمی بال‌ها صرف‌نظر شود.

۱۰-۲-۶-۵ مقاومت برشی اعضای با مقطع دایره‌ای شکل توخالی

مقاومت برشی اسمی (V_n)، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.5F_{cr}A_g \qquad (۱۰-۲-۶-۲۲)$$

که در آن:

$$F_{cr} = \max\left(\frac{1.6E}{\sqrt{\frac{L_v}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{1.25}} \text{ و } \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{1.5}}\right) \le 0.6F_y \qquad (۱۰-۲-۶-۲۳)$$

در روابط فوق:

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد

A_g= سطح مقطع کلی مقطع

D= قطر خارجی مقطع

t = ضخامت طراحی مقطع لوله‌ای معادل 0.93 برابر ضخامت اسمی مقطع برای مقاطع ساخته شده با جوش قوس الکتریکی و معادل ضخامت اسمی مقطع برای مقاطع ساخته شده با جوش زیرپودری

L_v = فاصلهٔ بین محل نیروی برشی حداکثر تا محل نیروی برشی صفر در طول عضو

۱۰-۲-۶-۶ مقاومت برشی اسمی اعضای دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر برش در راستای عمود بر محور ضعیف مقطع

در صورتی‌که این نوع اعضا تحت اثر پیچش قرار نداشته باشند، مقاومت برشی اسمی (V_n) هر یک از اجزای مقاوم در برابر برش باید از رابطهٔ زیر به‌دست آید:

$$V_n = 0.6F_y b_f t_f C_{v2} \qquad (۱۰-۲-۶-۲۴)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

t_f = ضخامت جزء مقاوم در مقابل برش

b_f = پهنای جزء مقاوم در مقابل برش

C_{v2} = ضریب کمانش برشی جان مطابق روابط ۱۰-۲-۶-۱۰ تا ۱۳ با فرض $h/t_w = b_f/2t_f$ برای مقاطع I شکل و سپری و $h/t_w = b_f/t_f$ برای مقطع ناودانی و $k_v = 1.2$

۱۰-۲-۶-۷ ملاحظات مربوط به بازشو در جان تیرها

تأثیر تمامی بازشوهای موجود در جان در تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع فولادی و اعضای با مقطع مختلط باید در نظر گرفته شود. در مواردی که مقاومت برشی موردنیاز در محل بازشو از مقاومت برشی موجود بیشتر باشد، تأمین مقاومت برشی موردنیاز از طریق تقویت مقطع در محل بازشو به‌شرطی مجاز است که ورق یا ورق‌های تقویتی به بال مقطع تیر نیز متصل شده باشد. الزامات مربوط به مقاومت برشی موجود تیرهای دارای بازشوهای متوالی در جان (تیرهای لانه‌زنبوری) در پیوست ۵ این مبحث ارائه شده است.

inbr.ir

۱۰-۲-۷ الزامات طراحی اعضا برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی و ترکیب لنگر پیچشی با سایر نیروها

این بخش به الزامات طراحی اعضا تحت اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی حول یکی از محورها یا هر دو محور با یا بدون لنگر پیچشی و نیز اعضای تحت اثر پیچش خالص می‌پردازد. الزامات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۷-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۷-۲ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی
- ۱۰-۲-۷-۳ اعضای با مقطع نامتقارن و سایر اعضا تحت اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی
- ۱۰-۲-۷-۴ مقاومت پیچشی مقاطع دایره‌ای شکل توخالی، قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای
- ۱۰-۲-۷-۵ اعضای تحت اثر ترکیب پیچش، خمش، برش و نیروی محوری با مقطع دایره‌ای شکل توخالی، قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای
- ۱۰-۲-۷-۶ ترکیب تنش‌ها در سایر مقاطع (مقاطع باز)
- ۱۰-۲-۷-۷ گسیختگی بال‌های دارای سوراخ تحت اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی

۱۰-۲-۷-۱ الزامات عمومی

طراحی این‌گونه اعضا بر اصولی استوار است که در بخش‌های قبلی این فصل ارائه شد. به‌عبارت‌دیگر، مباحث مطرح‌شده در بخش‌های قبلی برای طراحی اعضا در برابر نیروی کششی، نیروی فشاری، لنگر خمشی و نیروی برشی و نیز الزامات تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری و الزامات کمانش موضعی، در طراحی این‌گونه اعضا مورد استفاده قرار خواهند گرفت.

۱۰-۲-۷-۲ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی

۱۰-۲-۷-۲-۱ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر هم‌زمان لنگر خمشی و نیروی محوری فشاری

اثر توأم لنگر خمشی و نیروی محوری فشاری در اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن که تحت اثر خمش حول محور x یا y یا حول هر دو محور x و y قرار دارند، به شرح زیر تعیین می‌گردد:

الف) برای $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \qquad (۱۰-۲-۷-۱)$$

ب) برای $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \qquad (۱۰-۲-۷-۲)$$

که در آن:

P_r = مقاومت فشاری موردنیاز (P_u در LRFD و P_a در ASD)

P_c = مقاومت فشاری موجود ($\phi_c P_n$ در LRFD و P_n/Ω_c در ASD)

ϕ_c = ضریب کاهش مقاومت فشاری مساوی 0.9 در LRFD

Ω_c = ضریب اطمینان مقاومت فشاری مساوی 1.67 در ASD

M_{rx} = مقاومت خمشی موردنیاز نسبت به محور قوی x (M_{ux} در LRFD و M_{ax} در ASD)

M_{ry} = مقاومت خمشی موردنیاز نسبت به محور ضعیف y (M_{uy} در LRFD و M_{ay} در ASD)

M_{cx} = مقاومت خمشی موجود نسبت به محور قوی x ($\phi_b M_{nx}$ در LRFD و $\frac{M_{nx}}{\Omega_b}$ در ASD)

M_{cy} = مقاومت خمشی موجود نسبت به محور ضعیف y ($\phi_b M_{ny}$ در LRFD و $\frac{M_{ny}}{\Omega_b}$ در ASD)

ϕ_b = ضریب کاهش مقاومت خمشی مساوی 0.9 در LRFD

Ω_b = ضریب اطمینان مقاومت خمشی مساوی 1.67 در ASD

۱۰-۲-۷-۲-۲ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر هم‌زمان لنگر خمشی و نیروی محوری کششی

اثر توأم لنگر خمشی و نیروی محوری کششی در اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن که تحت اثر لنگر خمشی حول محور x یا y یا هر دو محور x و y قرار دارند، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) برای $\frac{P_r}{P_t} \geq 0.2$:

$$\frac{P_r}{P_t} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \qquad (۱۰-۲-۷-۳)$$

inbr.ir

ب) برای $\frac{P_r}{P_t} < 0.2$:

$$\frac{P_r}{2P_t} + (\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}) \leq 1.0 \qquad (۴-۷-۲-۱۰)$$

که در آن:

P_r = مقاومت کششی موردنیاز (P_u در LRFD و P_a در ASD)

P_t = مقاومت کششی موجود ($\phi_t P_n$ در LRFD و P_n/Ω_t در ASD)

ϕ_t = ضریب کاهش مقاومت کششی در LRFD (مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۳)

Ω_t = ضریب اطمینان مقاومت کششی در ASD (مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۳)

M_{rx} = مقاومت خمشی موردنیاز نسبت به محور قوی x (M_{ux} در LRFD و M_{ax} در ASD)

M_{ry} = مقاومت خمشی موردنیاز نسبت به محور ضعیف y ($\phi_b M_{ny}$ در LRFD و $\frac{M_{ny}}{\Omega_b}$ در ASD)

M_{cx} = مقاومت خمشی موجود نسبت به محور قوی x ($\phi_b M_{nx}$ در LRFD و $\frac{M_{nx}}{\Omega_y}$ در ASD)

M_{cy} = مقاومت خمشی موجود نسبت به محور ضعیف y ($\phi_b M_{ny}$ در LRFD و $\frac{M_{ny}}{\Omega_b}$ در ASD)

ϕ_b = ضریب کاهش مقاومت برای خمش مساوی 0.9 در LRFD

Ω_b = ضریب اطمینان مقاومت برای خمش مساوی 1.67 در ASD

تبصره: برای اعضای دارای دو محور تقارن تحت اثر هم‌زمان لنگر خمشی و نیروی محوری کششی، در بخش ۱۰-۲-۵ ضریب اصلاح کمانش جانبی- پیچشی (C_b) می‌تواند با ضریب $\sqrt{1 + \frac{\alpha P_r}{P_{ey}}}$ افزایش یابد که در آن P_{ey} از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_b^2} \qquad (۵-۷-۲-۱۰)$$

که در آن:

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

I_y = ممان اینرسی حول محور ضعیف y

L_b = فاصلهٔ بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییرمکان جانبی بال فشاری یا از پیچش کل مقطع جلوگیری شده است (فاصلهٔ دو تکیه‌گاه جانبی متوالی).

α = برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.6 در ASD

۱۰-۲-۷-۲-۳ اعضای با مقطع نوردشدهٔ فشرده دارای دو محور تقارن تحت اثر هم‌زمان نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی زیاد حول محور قوی (M_{ry}/M_{cy} <0.05)

برای اعضای با مقطع نوردشدهٔ فشرده دارای دو محور تقارن با $(KL)_y \leq (KL)_z$ که در آن $(KL)_y$ طول مؤثر برای کمانش خمشی حول محور ضعیف (y) و $(KL)_z$ طول مؤثر برای کمانش پیچشی است، تحت اثر هم‌زمان نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی حول یک محور، به‌جای الزامات ارائه‌شده در بند ۱۰-۲-۷-۲-۱، می‌توان حالت‌های حدی کمانش در صفحهٔ خمش و کمانش خارج از صفحه (کمانش جانبی-پیچشی) را به شرح زیر به‌طور جداگانه مورد بررسی قرار داد:

الف) برای حالت‌های حدی کمانش در صفحهٔ خمش، کنترل مناسب بودن مقطع، براساس روابط ۱۰-۲-۷-۱ و ۱۰-۲-۷-۲ با فرض محاسبهٔ P_{cx} (مقاومت فشاری موجود براساس حالت حدی کمانش خمشی حول محور x)، M_{ux} و M_{cx} در صفحهٔ خمش، صورت می‌گیرد.

ب) برای حالت‌های حدی کمانش در خارج صفحهٔ خمش:

$$\frac{P_r}{P_{cy}}[1.5\text{-}0.5\,\frac{P_r}{P_{cy}}]+(\frac{M_{rx}}{C_b M_{cx}})^2 = 1.0 \qquad (۱۰\text{-}۲\text{-}۷\text{-}۶)$$

که در آن:

P_{cy} = مقاومت فشاری موجود براساس حالت حدی کمانش خمشی حول محور y یا کمانش پیچشی حول محور طولی عضو، هرکدام کوچک‌تر باشد.

C_b = ضریب اصلاح کمانش جانبی- پیچشی مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۵

M_{cx} = مقاومت خمشی موجود نظیر حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی برای خمش حول محور قوی (x) مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۵ با فرض $C_b = 1$

M_{rx} = مقاومت خمشی موردنیاز (M_{ux} در LRFD و M_{ax} در ASD)

P_r = مقاومت فشاری موردنیاز (P_u در LRFD و P_a در ASD)

۱۰-۲-۷-۳ اعضای با مقطع نامتقارن و سایر اعضا تحت اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی

الزامات این بند مربوط به اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی اعضایی است که مشمول الزامات بند ۱۰-۲-۷-۲ نمی‌شوند. در این نوع مقاطع رعایت رابطهٔ ۱۰-۲-۷-۷ الزامی است.

$$\left|\frac{f_{ra}}{F_{ca}}+\frac{f_{rbw}}{F_{cbw}}+\frac{f_{rbz}}{F_{cbz}}\right|\leq 1.0 \qquad (۷-۷-۲-۱۰)$$

که در آن:

f_{ra} = تنش محوری موردنیاز در نقطهٔ موردنظر (f_{ua} در LRFD و f_{aa} در ASD)

F_{ca} = تنش محوری موجود (تنش محوری طراحی در LRFD و تنش محوری مجاز در ASD) مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۳ برای اعضای کششی و بخش ۱۰-۲-۴ برای اعضای فشاری

f_{rbw}= تنش‌های خمشی موردنیاز در نقطهٔ موردنظر ناشی از M_{rw} (f_{ubw} در LRFD و f_{abw} در ASD)

f_{rbz} = تنش‌های خمشی موردنیاز در نقطهٔ موردنظر ناشی از M_{rz} (f_{ubz} در LRFD و f_{abz} در ASD)

F_{cbw} = تنش‌های خمشی موجود حول محور اصلی قوی (محور w) که براساس تحلیل کمانشی یا تسلیم، هرکدام بحرانی‌تر باشد، به دست می‌آید (برابر $\frac{\phi_b M_{nw}}{S_w}$ در LRFD و $\frac{M_{nw}}{\Omega_b S_w}$ در ASD).

F_{cbz} = تنش‌های خمشی موجود حول محور اصلی ضعیف (محور z) که براساس تحلیل کمانشی یا تسلیم، هرکدام بحرانی‌تر باشد، به دست می‌آید (برابر $\frac{\phi_b M_{nz}}{z}$ در LRFD و $\frac{M_{nz}}{\Omega_b S_z}$ در ASD).

w = زیرنویس مربوط به خمش حول محور اصلی قوی

z = زیرنویس مربوط به خمش حول محور اصلی ضعیف

۱۰-۲-۷-۴ مقاومت پیچشی مقاطع دایره‌ای شکل توخالی، قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای

مقاومت پیچشی موجود اعضای با مقطع دایره‌ای شکل توخالی، قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای مساوی $\phi_T T_n$ در LRFD و T_n/Ω_T در ASD بوده که در آن ϕ_T ضریب کاهش مقاومت پیچشی برابر 0.9، Ω_T ضریب اطمینان مقاومت پیچشی برابر 1.67 و T_n مقاومت پیچشی اسمی است که براساس حالت‌های حدی تسلیم پیچشی و کمانش پیچشی با استفاده از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$T_n = F_{cr} C \qquad (۸-۷-۲-۱۰)$$

که در آن، C ثابت پیچشی مقطع و F_{cr} تنش کمانشی مقطع هستند و به شرح زیر تعیین می‌شوند:

الف) مقاطع دایره‌ای شکل توخالی:

برای این نوع مقاطع، F_{cr} باید از طریق رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$F_{cr} = \max\left(\frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{1.25}} \text{ و } \frac{0.6E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{1.5}}\right) \le 0.6F_y \qquad (۹-۷-۲-۱۰)$$

C = ثابت پیچشی مقطع است که برای مقاطع دایره‌ای شکل توخالی به‌طور محافظه‌کارانه از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$C = \frac{\pi(D-t)^2 t}{2} \qquad (۱۰-۷-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

L = طول عضو

D = قطر خارجی مقطع

t = ضخامت جدار لوله

ب) مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای:

برای مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای، F_{cr} حسب مورد از روابط زیر به دست می‌آید:

- برای $\frac{h}{t} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = 0.6F_y \qquad (۱۱-۷-۲-۱۰)$$

- برای $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \le 3.07\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$F_{cr} = \frac{0.6F_y(2.45\sqrt{E/Fy})}{(\frac{h}{t})} \qquad (۱۲-۷-۲-۱۰)$$

برای $3.07\sqrt{\frac{E}{F_y}} < h/t \le 260$:

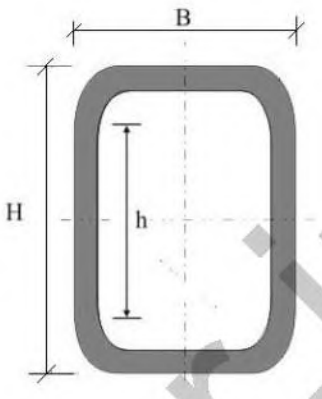
$$F_{cr} = \frac{0.458\pi^2 E}{(\frac{h}{t})^2} \qquad (۱۳-۷-۲-۱۰)$$

inbr.ir

C = ثابت پیچشی مقطع است که برای مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای به‌طور محافظه‌کارانه از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)\,t^3 \qquad (۱۴-۷-۲-۱۰)$$

پارامترهای به‌کاررفته در روابط فوق مطابق شکل زیر است:



H = ضلع بزرگ

شکل ۱۰-۲-۷-۱: مقطع قوطی شکل

۱۰-۲-۷-۵ اعضای تحت اثر ترکیب پیچش، خمش، برش و نیروی محوری با مقطع دایره‌ای شکل توخالی، قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای

هرگاه مقاومت پیچشی موردنیاز (T_r) کمتر یا مساوی 20 درصد مقاومت پیچشی موجود (T_c) باشد، در این صورت پیچش در ترکیب با خمش، برش و نیروی محوری قابل صرف‌نظر بوده و اثر توأم خمش و نیروی محوری براساس الزامات بند ۱۰-۲-۷-۲ تعیین می‌شود. اما اگر مقاومت پیچشی موردنیاز (T_r) بیش از 20 درصد مقاومت پیچشی موجود (T_c) باشد، در این صورت اثر توأم پیچش، خمش، برش و نیروی محوری از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد:

$$\left[\frac{Pr}{Pc}+\frac{Mr}{Mc}\right]+\left[\frac{V_r}{V_c}+\frac{T_r}{T_c}\right]^2 \le 1.0 \qquad (۱۵-۷-۲-۱۰)$$

که در آن:

P_r = مقاومت محوری موردنیاز مساوی P_u در LRFD و P_a در ASD

P_c = مقاومت محوری موجود مساوی ϕP_n در LRFD و $\frac{P_n}{\Omega}$ در ASD

M_r = مقاومت خمشی موردنیاز مساوی M_u در LRFD و M_a در ASD

M_c = مقاومت خمشی موجود مساوی $\phi_b M_n$ در LRFD و $\frac{M_n}{\Omega_b}$ در ASD

V_r = مقاومت برشی موردنیاز مساوی V_u در LRFD و V_a در ASD

V_c = مقاومت برشی موجود مساوی $\phi_v V_n$ در LRFD و $\frac{V_n}{\Omega_v}$ در ASD

T_r = مقاومت پیچشی موردنیاز مساوی T_u در LRFD و T_a در ASD

T_c = مقاومت پیچشی موجود مساوی $\phi_T T_n$ در LRFD و $\frac{T_n}{\Omega_t}$ در ASD

۱۰-۲-۷-۶ ترکیب تنش‌ها در سایر مقاطع (مقاطع باز)

تنش اسمی این نوع مقاطع که براساس تحلیل کمانشی یا تسلیم به دست می‌آید، باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم تحت اثر تنش نرمال، تسلیم تحت اثر تنش برشی و کمانش در نظر گرفته شود، که در آن:

الف) حالت حدی تسلیم تحت اثر تنش نرمال:

$$F_n = F_y \qquad (۱۰-۲-۷-۱۶)$$

ب) حالت حدی تسلیم تحت اثر تنش برشی:

$$F_n = 0.6F_y \qquad (۱۰-۲-۷-۱۷)$$

پ) حالت حدی کمانش:

$$F_n = F_{cr} \qquad (۱۰-۲-۷-۱۸)$$

که در آن:

F_{cr} = تنش کمانشی که از طریق تحلیل کمانشی تعیین می‌گردد.

۱۰-۲-۷-۷ گسیختگی بال‌های دارای سوراخ تحت اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی

در محل سوراخ پیچ‌ها در بال‌های تحت اثر تنش کششی ناشی از اثر توأم نیروی محوری (کششی یا فشاری) و لنگر خمشی حول محور قوی، گسیختگی بال کششی باید از طریق رابطهٔ ۱۰-۲-۷-۱۹ کنترل گردد:

inbr.ir

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1.0 \qquad (۱۰-۲-۷-۱۹)$$

که در آن:

P_r = مقاومت محوری موردنیاز (P_u در LRFD و P_a در ASD)

P_c = مقاومت محوری موجود با توجه به وجود سوراخ در بال‌های مقطع (ϕP_n در LRFD و $\frac{P_n}{\Omega}$ در ASD)

M_{rx} = مقاومت خمشی موردنیاز (M_{ux} در LRFD و M_{ax} در ASD)

M_{cx} = مقاومت خمشی موجود با رعایت الزامات بند ۱۰-۲-۵-۱۳-الف برابر $\phi_b M_{nx}$ در LRFD و $\frac{M_{nx}}{\Omega_b}$ در ASD

ϕ_t = ضریب کاهش مقاومت گسیختگی کششی برابر 0.75 در LRFD

Ω_t = ضریب اطمینان مقاومت گسیختگی کششی برابر 2.0 در ASD

ϕ_b = ضریب کاهش مقاومت خمشی مساوی 0.9 در LRFD

Ω_b = ضریب اطمینان مقاومت خمشی مساوی 1.67 در ASD

inbr.ir

۱۰-۲-۸ الزامات طراحی اعضای مختلط

این بخش به الزامات طراحی اعضای مختلط متشکل از نیمرخ فولادی نوردشده یا ساخته شده از ورق محاط در بتن یا دایره‌ای‌شکل توخالی، قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای پرشده با بتن می‌پردازد که به‌واسطهٔ برشگیرهای متصل به فولاد و مدفون در بتن یا به‌واسطهٔ چسبندگی با یکدیگر به‌طور توأم در تحمل بار عمل می‌کنند. همچنین به الزامات طراحی تیرهای خمشی فولادی با دال بتنی متکی بر آن می‌پردازد که توسط برشگیرهای فولادی به هم اتصال یافته‌اند. علاوه بر موارد فوق، این بخش به الزامات طراحی تیرهای خمشی با دهانه‌های ساده یا پیوسته با دال بتنی متکی بر آن همراه با برشگیرهای فولادی، تیرهای خمشی فولادی محاط در بتن یا پرشده با بتن می‌پردازد که با یا بدون استفاده از پایه‌های موقت اجرا می‌شوند.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۸-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۸-۲ اعضای محوری با مقطع مختلط
- ۱۰-۲-۸-۳ اعضای خمشی با مقطع مختلط
- ۱۰-۲-۸-۴ مقاومت برشی موجود اعضای با مقطع مختلط
- ۱۰-۲-۸-۵ ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی در اعضای با مقطع مختلط
- ۱۰-۲-۸-۶ انتقال بار در اعضای با مقطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن
- ۱۰-۲-۸-۷ دیافراگم‌های مختلط
- ۱۰-۲-۸-۸ برشگیرها در تیرهای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن
- ۱۰-۲-۸-۹ برشگیرها در ستون‌ها و سایر اعضای مختلط
- ۱۰-۲-۸-۱۰ کنترل فشار هیدرواستاتیک در مقاطع مستطیلی پرشده با بتن

۱۰-۲-۸-۱ الزامات عمومی

در تعیین آثار بار در اعضا و اتصالات سازه‌هایی که دارای اعضای با مقطع مختلط هستند، لازم است توجه کافی به میزان مؤثر بودن بخش‌های مختلف مقطع عضو، در هر مرحله از افزایش بارگذاری مبذول گردد. الزامات مربوط به پوشش بتن روی میلگردها، وصلهٔ میلگردها، فواصل میلگردها، خم میلگردها و مقاومت برشی اجزای بخش بتنی باید با توجه به الزامات مبحث نهم مقررات ملی

ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه) تعیین گردند، مگر آنکه در این بخش الزامات خاصی برای آن‌ها مقرر شده باشد.

۱۰-۲-۸-۱-۱ مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط

مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط براساس یکی از روش‌های زیر تعیین می‌گردد:

- روش توزیع تنش پلاستیک
- روش سازگاری کرنش
- روش توزیع تنش الاستیک
- روش تنش-کرنش مؤثر

در محاسبهٔ مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط، از مقاومت کششی بتن صرف‌نظر می‌شود. آثار کمانش موضعی اجزای بخش فولادی در محاسبهٔ مقاومت اسمی اعضای مختلط با مقطع فولادی پرشده با بتن باید مطابق ضوابط این بخش در نظر گرفته شود. در اعضای مختلط با مقطع مختلط محاط در بتن، لزومی به در نظر گرفتن آثار کمانش موضعی نیست.

الف) روش توزیع تنش پلاستیک

در این روش مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط براساس فرضیات زیر محاسبه می‌شود:

۱- تنش در اجزای بخش فولادی و میلگردها، هم در ناحیهٔ فشاری و هم در ناحیهٔ کششی به تنش یکنواخت F_y می‌رسد که در آن F_y تنش تسلیم اجزای بخش فولادی و میلگردها است.

۲- تنش در اجزای بخش بتنی در ناحیهٔ فشاری به تنش یکنواخت $0.85f'_c$ می‌رسد که در آن f'_c تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن است. برای اعضای با مقطع مختلط دایره‌ای شکل توخالی که با بتن پرشده باشند، به دلیل محصورشدگی بتن توسط مقطع فولادی می‌توان تنش بتن در ناحیهٔ فشاری را $0.95f'_c$ در نظر گرفت.

ب) روش سازگاری کرنش

در این روش مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط با این فرض صورت می‌گیرد که تغییرات کرنش در مقطع مختلط به‌صورت خطی بوده به‌طوری‌که مقدار حداکثر کرنش در ناحیهٔ فشاری اجزای

بتنی برابر 0.003 باشد. روابط تنش-کرنش مصالح فولادی، میلگردها و بتنی باید براساس نتایج آزمایش تعیین گردد یا برای تعیین آن‌ها به نتایج منتشرشده برای مصالح توسط مدارک معتبر رجوع شود. روش سازگاری کرنش عموماً در تعیین مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط نامنظم و نیز در حالت‌هایی که اجزای فولادی مقطع دارای رفتار الاستو پلاستیک نیستند، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

پ) روش توزیع تنش الاستیک

در این روش مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط با در نظر گرفتن جمع آثار تنش‌های الاستیک برای حالت حدی آستانهٔ تسلیم اجزای فولادی یا خردشدگی اجزای بتنی محاسبه می‌شود.

ت) روش تنش- کرنش مؤثر

در این روش مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط با در نظر گرفتن سازگاری کرنش و رابطهٔ تنش-کرنش مؤثر برای اجزای بتنی و فولادی متأثر از آثار کمانش موضعی، تسلیم، اندرکنش و محصورشدگی محاسبه می‌شود.

۲-۱۰-۸-۱-۲ محدودیت‌های مصالح در اعضای با مقطع مختلط

مشخصات مصالح بتنی، میلگرد و بخش فولادی اعضای با مقطع مختلط باید دارای شرایط زیر باشند:

۱- برای محاسبهٔ مقاومت موجود اعضای با مقطع مختلط، تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن (f'_c) برای بتن‌های با وزن مخصوص معمولی نباید از 20 MPa کمتر و از 70 MPa بیشتر و برای بتن‌های با وزن مخصوص سبک نباید از 20 MPa کمتر و از 40 MPa بیشتر باشد. مصالح بتنی با مقاومت بیشتر را می‌توان برای استفادهٔ آن‌ها در سختی اعضا به کار برد، لیکن در محاسبهٔ مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط نمی‌توان به آن تکیه کرد، مگر آنکه استفاده از آن‌ها توسط آزمایش یا تحلیل توجیه داشته باشد.

۲- در محاسبهٔ مقاومت موجود اعضای با مقطع مختلط، تنش تسلیم مشخصهٔ بخش فولادی و میلگردها به ترتیب نباید بیشتر از 460 و 550 مگاپاسکال در نظر گرفته شوند.

۱۰-۲-۸-۱-۳ طبقه‌بندی مقاطع مختلط پرشده با بتن از منظر کمانش موضعی

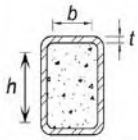
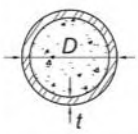
برای نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی در اعضای با مقاطع مختلط پرشده با بتن، مقاطع فولادی به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

- مقاطع با اجزای فشرده
- مقاطع با اجزای غیرفشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

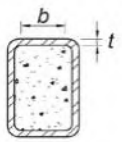
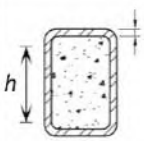
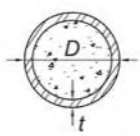
برای نیروی محوری فشاری، مقاطع با اجزای فشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت کلیهٔ اجزای تشکیل‌دهندهٔ مقطع فولادی از λ_p مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ بیشتر نباشد. مقاطع با اجزای غیرفشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جزء مقطع فولادی از λ_p مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ بیشتر بوده اما از λ_r مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ کوچک‌تر باشد. مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت حداقل یکی از اجزای مقطع فولادی از λ_r مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ بزرگ‌تر باشد؛ اما نسبت پهنا به ضخامت هیچ‌یک از آن‌ها از حداکثر نسبت پهنا به ضخامت مجاز مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۱ بزرگ‌تر نباشد.

برای لنگر خمشی، مقاطع با اجزای فشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری بال و جان مقطع فولادی از λ_p مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ بیشتر نباشد. مقاطع با اجزای غیرفشرده به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت یک یا چند جزء فشاری بال و جان مقطع فولادی از λ_p مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ بیشتر بوده اما از λ_r مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ کوچک‌تر باشد. مقاطع با اجزای لاغر به مقاطعی گفته می‌شوند که در آن‌ها نسبت پهنا به ضخامت حداقل یکی از اجزای فشاری بال و جان مقطع فولادی از λ_r مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ بزرگ‌تر باشد؛ اما نسبت پهنا به ضخامت هیچ‌یک از آن‌ها از حداکثر نسبت پهنا به ضخامت مجاز مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۸-۲ بزرگ‌تر نباشد. برای تعاریف b، d، h و t مشخص‌شده در جدول‌های ۱۰-۲-۸-۱ و ۱۰-۲-۸-۲ به بخش ۱۰-۲-۲ مراجعه شود.

جدول ۱۰-۲-۸-۱: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فولادی مقطع مختلط پرشده با بتن در اعضای تحت اثر نیروی محوری فشاری

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		حداکثر نسبت مجاز	مقاطع فولادی نمونه
			λ_p (غیرفشرده/فشرده)	λ_r (لاغر/غیرفشرده)		
۱	بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t و h/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$3\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$5\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	
۲	مقاطع دایره‌ای شکل	D/t	$0.15\frac{E}{F_Y}$	$0.19\frac{E}{F_Y}$	$0.31\frac{E}{F_Y}$	

جدول ۱۰-۲-۸-۲: نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فولادی مقطع مختلط پرشده با بتن در اعضای تحت اثر لنگر خمشی

حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		حداکثر نسبت مجاز	مقاطع فولادی نمونه
			λ_p (غیرفشرده/فشرده)	λ_r (لاغر/غیرفشرده)		
۱	بال‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$3\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$5\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	
۲	جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	h/t	$3\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$5.7\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	$5.7\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$	
۳	مقاطع دایره‌ای شکل	D/t	$0.09\frac{E}{F_Y}$	$0.31\frac{E}{F_Y}$	$0.31\frac{E}{F_Y}$	

inbr.ir

۱۰-۲-۸-۱-۴ سختی اعضای با مقطع مختلط پرشده با بتن و محاط در بتن و تعیین مقاومت‌های موردنیاز

در تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری، مقاومت‌های موردنیاز اعضای با مقطع مختلط پرشده با بتن یا محاط در بتن، باید با توجه به الزامات مندرج در بخش ۱۰-۲-۱ و موارد زیر محاسبه شوند:

- صلبیت خمشی اسمی اعضای تحت اثر بار محوری فشاری خالص باید برابر $(EI)_{eff}$ که در بند ۱۰-۲-۸-۲ ارائه شده است، در نظر گرفته شود.
- سختی محوری اسمی اعضای تحت اثر بار محوری فشاری خالص باید برابر مجموع سختی محوری بخش‌های فولادی و بتنی مقطع مختلط در نظر گرفته شود.
- سختی محوری اعضای تحت اثر بار محوری کششی خالص باید برابر سختی محوری بخش فولادی مقطع مختلط در نظر گرفته شود.

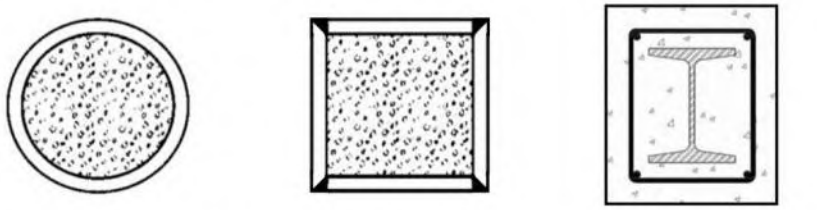
تبصره: در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم مقدار τ_b باید برابر 0.8 در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۸-۲ اعضای محوری با مقطع مختلط

اعضای محوری با مقطع مختلط به دو گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

الف) اعضای محوری با مقطع مختلط محاط در بتن که در آن مقطع فولادی نوردشده یا ساخته شده از ورق در بتن سازه‌ای محاط است (شکل ۱۰-۲-۸-۱-الف).

ب) اعضای محوری با مقطع مختلط پرشده با بتن که در آن مقطع فولادی نوردشده یا ساخته شده از ورق و مقطع دایره‌ای شکل توخالی یا مقطع قوطی‌شکل (HSS) با بتن سازه‌ای پرشده است (شکل ۱۰-۲-۸-۱- ب و پ).



(الف) عضو محوری مختلط محاط در بتن (ب) عضو محوری مختلط جعبه‌ای (پ) عضو محوری مختلط با مقطع دایره‌ای

شکل ۱۰-۲-۸-۱: اعضای محوری با مقطع مختلط

۱۰-۲-۸-۲-۱ اعضای محوری با مقطع مختلط محاط در بتن

الف) محدودیت‌ها

اعضای محوری با مقطع مختلط محاط در بتن باید محدودیت‌های زیر را برآورده نمایند:

۱- سطح مقطع هستهٔ فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کلی مقطع مختلط باشد.

۲- پوشش بتنی هستهٔ فولادی باید به کمک میلگردهای طولی و تنگ‌های عرضی یا مارپیچ مسلح شوند. حداقل قطر تنگ‌های عرضی 10 میلی‌متر است. چنانچه از تنگ عرضی با قطر 10 میلی‌متر استفاده شود، حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز تنگ‌ها در راستای طولی عضو محوری 300 میلی‌متر و چنانچه از تنگ‌های عرضی با قطر 12 میلی‌متر یا بیشتر استفاده شود، حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز تنگ‌ها 400 میلی‌متر است. درهرحال حداکثر فاصلهٔ تنگ‌های عرضی در راستای طولی نباید از نصف بعد کوچک‌تر مقطع مختلط بیشتر باشد.

۳- نسبت مساحت میلگردهای طولی به مساحت کل مقطع مختلط (ρ_s) باید حداقل 0.004 باشد.

$$\rho_s = \frac{A_{sr}}{A_g} \geq 0.004 \qquad (۱-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_g = سطح مقطع کل مقطع مختلط

A_{sr} = مجموع سطح مقطع آرماتورهای طولی

ب) مقاومت فشاری موجود

برای مقاطع مختلط محاط در بتن و دارای دو محور تقارن، مقاومت فشاری موجود در روش LRFD برابر $\phi_c P_n$ و در روش ASD برابر $\frac{P_n}{\Omega_c}$ است که در آن P_n مقاومت فشاری اسمی مقطع بوده و باید براساس حالت حدی کمانش خمشی با توجه به لاغری عضو به شرح زیر تعیین شود:

ϕ_c=0.75 (LRFD) و Ω_c=2.0 (ASD)

(۱) برای $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$:

$$P_n = P_{no}(0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}}) \qquad (۲-۸-۲-۱۰)$$

(۲) برای $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$:

$$P_n = 0.877 P_e \qquad (۳-۸-۲-۱۰)$$

$$P_{no} = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c \qquad (۴-۸-۲-۱۰)$$

$$P_e = \pi^2 \frac{(EI)_{eff}}{(KL)^2} \qquad (۵-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_c= سطح مقطع بخش بتنی

A_s = سطح مقطع بخش فولادی

E_c= مدول الاستیسیتهٔ بتن. در این بخش می‌توان از رابطهٔ $E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$ محاسبه نمود که در آن w_c جرم مخصوص بتن برحسب کیلوگرم بر مترمکعب، f'_c مقاومت مشخصهٔ فشاری نمونهٔ استوانه‌ای بتن برحسب مگاپاسکال و E_c برحسب مگاپاسکال است.

$(EI)_{eff}$ = صلبیت خمشی مؤثر مقطع مختلط مطابق رابطهٔ زیر:

$$(EI)_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \qquad (۶-۸-۲-۱۰)$$

که در آن C_1 ضریبی است که برای تعیین سختی مؤثر عضو فشاری با مقطع مختلط محاط در بتن از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$C_1 = 0.25 + 3 \left[\frac{A_s + A_{sr}}{A_g}\right] \leq 0.7 \qquad (۷-۸-۲-۱۰)$$

E_s= مدول الاستیسیتهٔ فولاد

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

F_{ysr}= تنش تسلیم مشخصهٔ میلگردهای فولادی

I_c= ممان اینرسی بخش بتنی نسبت به محور خنثی الاستیک مقطع مختلط

I_{sr}= ممان اینرسی میلگردها نسبت به محور خنثی الاستیک مقطع مختلط

K= ضریب طول مؤثر عضو محوری فشاری مختلط

L= طول مهارنشدهٔ عضو محوری فشاری مختلط

$KL = L_c$

inbr.ir

w_c= جرم مخصوص بتن برحسب کیلوگرم بر مترمکعب با محدودیت:

- برای بتن‌های با وزن مخصوص معمولی $2300\ kg/m^3 < w_c \leq 2500\ kg/m^3$
- برای بتن‌های با وزن مخصوص سبک $1400\ kg/m^3 \leq w_c \leq 2300\ kg/m^3$

تبصره: مقاومت فشاری موجود اعضای مختلط محاط در بتن لزومی ندارد کمتر از مقاومت فشاری مقطع فولادی تنها در نظر گرفته شود.

پ) مقاومت کششی

مقاومت کششی موجود اعضای محوری کششی با مقطع مختلط محاط در بتن در روش LRFD برابر $\phi_t P_n$ و در روش ASD برابر $\frac{P_n}{\Omega_t}$ است که در آن P_n مقاومت کششی اسمی بوده و باید براساس حالت حدی تسلیم کششی از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$P_n = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} \qquad (۸-۸-۲-۱۰)$$

که در آن، A_s، A_{sr}، F_y و F_{ysr} در بند ۱۰-۲-۸-۱-ب تعریف شده‌اند.

ت) انتقال بار

الزامات انتقال بار برای اعضای محوری با مقطع مختلط محاط در بتن باید با توجه به الزامات بند ۱۰-۲-۸-۶ تعیین گردد.

ث) جزئیات‌بندی اعضای محوری با مقطع مختلط محاط در بتن

۱- الزامات مربوط به پوشش بتن روی میلگردها، وصلهٔ میلگردها، فواصل میلگردها از یکدیگر و خم میلگردها باید با توجه به الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین گردد.

۲- فاصلهٔ آزاد بین میلگردها و مقطع فولادی باید از 1.5 برابر قطر میلگرد طولی و 40 میلی‌متر بزرگ‌تر باشد.

۳- به‌طورکلی در اعضای فشاری با مقطع مختلط محاط در بتن لزومی به در نظر گرفتن الزامات کمانش موضعی برای اجزای فولادی نیست، لیکن درصورتی‌که مقطع فولادی از دو یا تعداد بیشتری مقطع فولادی تشکیل شده باشد، مقاطع فولادی باید توسط بست که می‌تواند از تسمه، نبشی، ناودانی یا مقاطع دیگر باشد، به یکدیگر متصل شوند تا از کمانش هر یک از مقاطع فولادی به تنهایی در اثر بارهای وارد بر آن‌ها قبل از سفت‌شدن بتن جلوگیری به عمل آید.

۱۰-۲-۸-۲-۲ اعضای محوری با مقطع مختلط پرشده با بتن

الف) محدودیت‌ها

اعضای محوری با مقطع مختلط پرشده با بتن باید محدودیت‌های زیر را برآورده نمایند:

۱- مساحت بخش فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کل مقطع مختلط باشد.

۲- نسبت پهنا به ضخامت در اجزای مقطع فولادی باید مطابق با الزامات بند ۱۰-۲-۸-۱-۳ تعیین شود.

۳- در اعضای محوری با مقطع مختلط پرشده با بتن، لزومی به تأمین حداقل میلگرد طولی نبوده و در صورت استفاده از میلگردهای طولی نیازی به تنگ‌های عرضی برای تأمین مقاومت نیست.

ب) مقاومت فشاری موجود

مقاومت فشاری موجود اعضای فشاری با مقطع مختلط پرشده با بتن دارای دو محور تقارن باید براساس الزامات بند ۱۰-۲-۸-۲-۱-ب و با اصلاحات زیر تعیین شود:

۱- برای مقاطع با اجزای فشرده:

$$P_{no} = P_p \qquad (۹-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}\right) \qquad (۱۰-۸-۲-۱۰)$$

C_2 = 0.85 برای مقاطع قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای و 0.95 برای مقاطع دایره‌ای شکل توخالی

۲- برای مقاطع با اجزای غیرفشرده:

$$P_{no} = P_p - \frac{(\lambda - \lambda_p)^2}{(\lambda_r - \lambda_p)^2}(P_p - P_y) \qquad (۱۱-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

P_p = مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۱۰

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f'_c \left[A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}\right] \qquad (۱۲-۸-۲-۱۰)$$

λ= نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع فولادی

λ_p= حد لاغری برای اجزای فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۸-۱

λ_r= حد لاغری برای اجزای غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۸-۱

inbr.ir

۳- برای مقاطع با اجزای لاغر:

$$P_{no}=F_{cr}A_s+0.7f'_c\,[A_c+A_{sr}\frac{E_s}{E_c}] \qquad (۱۰-۲-۸-۱۳)$$

که در آن:

$$F_{cr}=\begin{cases}\dfrac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} & \text{برای مقاطع قوطی شکل (HSS) وجعبه ای}\\[2ex] \dfrac{0.72F_y}{\left[\left(\frac{D}{t}\right)\frac{F_y}{E_s}\right]^{0.2}} & \text{برای مقاطع دایره ای شکل}\end{cases} \qquad (۱۰-۲-۸-۱۴)$$

$$(EI)_{eff}=E_sI_s+E_sI_{sr}+C_3E_cI_c \qquad (۱۰-۲-۸-۱۵)$$

که در آن، C_3 ضریبی است که مقدار آن برای تعیین سختی مؤثر عضو فشاری با مقطع مختلط پرشده با بتن از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$C_3=0.45+3\left[\frac{A_s}{A_c+A_s}\right]\le 0.9 \qquad (۱۰-۲-۸-۱۶)$$

تبصره: مقاومت فشاری موجود اعضای با مقطع مختلط پرشده با بتن لزومی ندارد کمتر از مقاومت فشاری مقطع فولادی تنها در نظر گرفته شود.

پ) مقاومت کششی موجود

مقاومت کششی موجود اعضای محوری کششی با مقطع مختلط پرشده با بتن، در روش LRFD مساوی ϕ_tP_n و در روش ASD برابر $\frac{P_n}{\Omega_t}$ است که در آن P_n مقاومت کششی اسمی بوده و مقدار آن باید براساس حالت حدی تسلیم کششی از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$P_n=A_sF_y+A_{sr}F_{ysr}$$
$$\phi_t=0.9 \quad \text{(LRFD)} \qquad (۱۰-۲-۸-۱۷)$$
$$\Omega_t=1.67 \quad \text{(ASD)}$$

که در آن: A_s، A_{sr}، F_y و F_{ysr} در بند ۱۰-۲-۸-۲-۱-ب تعریف شده‌اند.

ت) انتقال بار

برای اعضای محوری با مقطع مختلط پرشده با بتن، الزامات انتقال بار باید براساس ضوابط بند ۱۰-۲-۸-۶ تعیین شود.

inbr.ir

۱۰-۲-۸-۳ اعضای خمشی با مقطع مختلط

اعضای خمشی با مقطع مختلط به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

الف) اعضای خمشی با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن به همراه برشگیر

ب) اعضای خمشی با مقطع مختلط محاط در بتن

پ) اعضای خمشی با مقطع مختلط پرشده با بتن

۱۰-۲-۸-۳-۱ پهنای مؤثر و حداقل ضخامت دال بتنی

الف) پهنای مؤثر

پهنای مؤثر دال بتنی برابر با مجموع پهناهای مؤثر در هر طرف محور مقطع فولادی بوده و با تیر فولادی به کمک برشگیرها به‌صورت مختلط عمل می‌نماید. پهنای مؤثر دال بتنی در هر طرف تیر نباید از کوچک‌ترین مقادیر زیر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود:

۱- یک‌هشتم طول دهانهٔ تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)

۲- نصف فاصلهٔ محور تیر تا محور تیر مجاور برای تیرهای مختلط میانی

۳- فاصلهٔ محور تیر تا لبهٔ آزاد دال بتنی برای تیرهای مختلط کناری

ب) حداقل ضخامت دال بتنی

حداقل ضخامت دال بتنی در حالت بدون استفاده از ورق‌های عرشه که با مقطع فولادی به‌صورت مختلط عمل می‌نماید، برابر 80 میلی‌متر است.

۱۰-۲-۸-۳-۲ مقاومت در برابر بارهای حین اجرا

درصورتی‌که در اعضای خمشی با مقطع مختلط، در هنگام بتن‌ریزی دال بتنی در زیر تیر فولادی از پایهٔ موقت استفاده نشود، عضو فولادی تا قبل از رسیدن بتن به 75 درصد تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای (f'_c)، باید به تنهایی دارای مقاومت کافی برای تحمل وزن بتنِ تر و بارهای حین اجرا (نظیر بارهای ناشی از قالب‌بندی) و وزن خود باشد. مقاومت خمشی عضو فولادی تنها باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۵ تعیین شود.

inbr.ir

۱۰-۲-۸-۳-۳ مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن

الف) در نواحی لنگر خمشی مثبت

در نواحی لنگر خمشی مثبت، مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن با عملکرد مختلط کامل در روش LRFD برابر $\phi_b M_n^+$ و در روش ASD برابر $\frac{M_n^+}{\Omega_b}$ است که باید براساس حالت حدی تسلیم به شرح زیر تعیین شود:

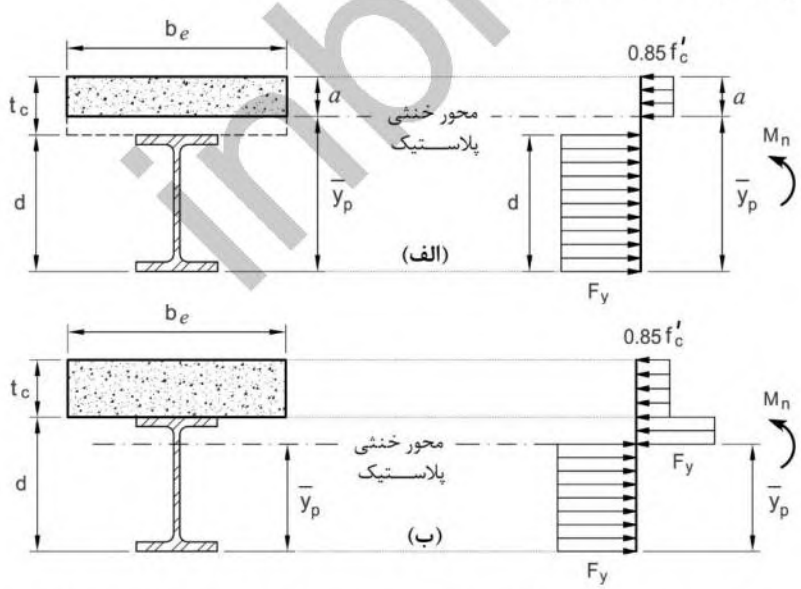
$\phi_b=0.9$ (LRFD) و $\Omega_b=1.67$ (ASD)

الف-۱) درصورتی‌که $\frac{h}{t_w} \leq 3.76\sqrt{E/F_y}$ باشد، M_n^+ مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۲ باید براساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع مختلط تعیین شود.

که در آن:

t_w = ضخامت جان تیر فولادی

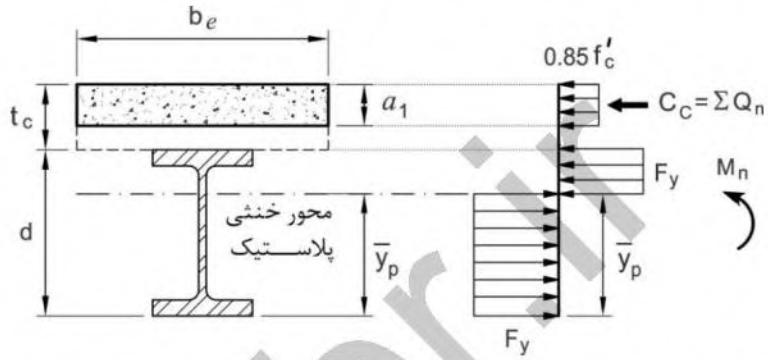
h = فاصلهٔ بین شروع گردی ریشهٔ جان به بال برای نیمرخ‌های نوردشده و فاصلهٔ آزاد بین دو بال برای مقاطع ساخته شده از ورق



(الف) محور خنثی در بخش بتنی مقطع قرار گرفته است (ب) محور خنثی در بخش فولادی مقطع قرار گرفته است

شکل ۱۰-۲-۸-۲: توزیع تنش پلاستیک در مقطع مختلط در حالت عملکرد مختلط کامل

درصورتی‌که مقاومت برشگیرهای به‌صورت گل‌میخ یا ناودانی به‌کاررفته در حدفاصل حداکثر لنگر خمشی مثبت و لنگر خمشی صفر ($\sum Q_n$)، از کوچک‌ترین دو مقدار $A_s F_y$ و $0.85f'_c A_c$ کمتر باشد، در این صورت تیر دارای عملکرد مختلط ناقص خواهد بود. در این حالت برای محاسبهٔ مقاومت خمشی اسمی موجود، ابتدا باید یک بلوک فشاری فرضی به ارتفاع a از بالاترین تار مقطع جایگزین بخش بتن شود، سپس مقدار a از رابطهٔ $\sum Q_n / 0.85 f'_c b_{eff}$ محاسبه شده و پس‌ازآن از طریق تعادل استاتیکی، مقدار لنگر خمشی اسمی تیر تعیین شود (شکل ۱۰-۲-۸-۳).



شکل ۱۰-۲-۸-۳: توزیع تنش پلاستیک در مقطع مختلط در حالت عملکرد مختلط ناقص

الف-۲) درصورتی‌که $\frac{h}{t_w} > 3.76\sqrt{E/F_y}$، M_n^+ باید براساس روی هم‌گذاری تنش‌های الاستیک و با فرض مقطع تبدیل‌یافته، براساس تنش‌های حاصل از بارهای قبل از سفت‌شدن بتن روی دورترین تار مقطع فولادی و بارهای پس از سفت شدن بتن در دورترین تارهای مقطع مختلط تعیین شود. در این حالت مقدار M_n^+ برابر کوچک‌ترین دو مقدار به‌دست‌آمدهٔ از M_{n1}^+ و M_{n2}^+ خواهد بود که در آن، M_{n1}^+ لنگر خمشی نظیر تنش F_y در دورترین تار تحتانی مقطع مختلط و M_{n2}^+ لنگر خمشی نظیر تنش $0.7f'_c$ در دورترین تار فوقانی مقطع مختلط بوده و به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

- در صورت استفاده از پایه‌های موقت (مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۴):

$$M_{n1}^+ = F_y \times S_{tr}^{bot}$$
$$M_{n2}^+ = 0.7 f'_c \times n \times S_{tr}^{top} \qquad (۱۰-۲-۸-۱۸)$$
$$M_n^+ = \min(M_{n1}^+ \text{ و } M_{n2}^+)$$

- در صورت عدم استفاده از پایه‌های موقت (مطابق شکل‌های ۱۰-۲-۸-۵):

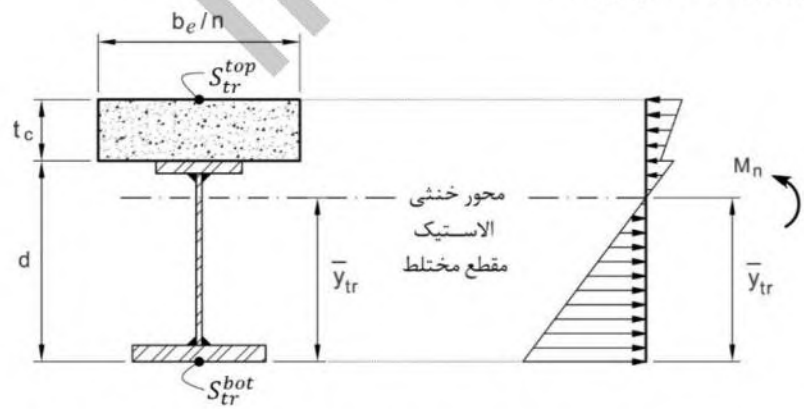
$$M_{n2}^{+} = 0.7 f_c' \times n \times S_{tr}^{top} + M_{r0}$$

$$\frac{M_{n1}^{+} - M_{r0}}{S_{tr}^{bot}} + \frac{M_{r0}}{S_S^{bot}} = F_y \;\Rightarrow\; M_{n1}^{+} = \cdots \qquad (۱۰-۲-۸-۱۹)$$

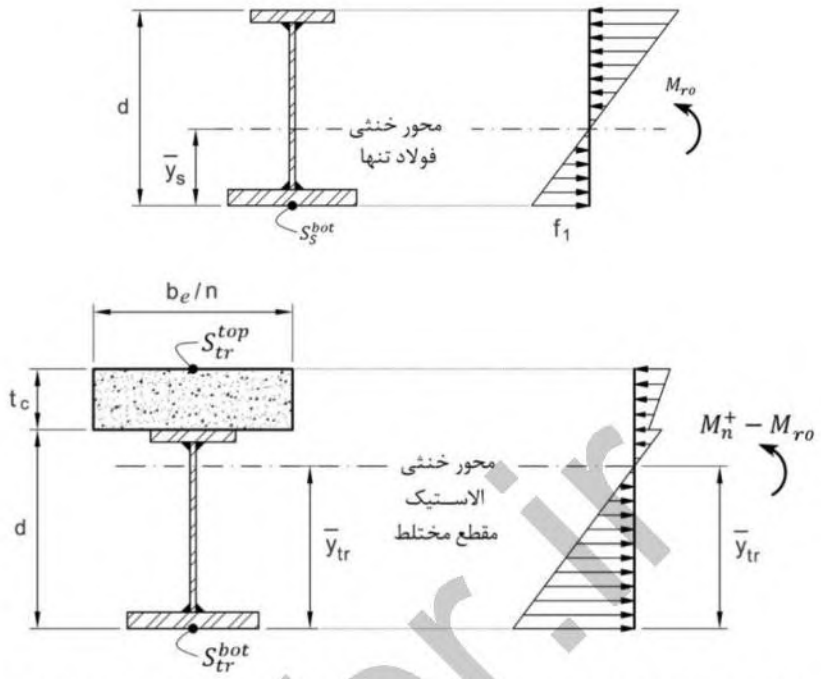
$$M_n^{+} = \min\left(M_{n1}^{+} \text{ و } M_{n2}^{+}\right)$$

M_{r0} = لنگر ناشی از بارهای قبل از سفت شدن بتن است که مقدار آن در روش LRFD برابر M_{u0}/ϕ و در روش ASD برابر ΩM_{a0} است.

تبصره: درصورتی‌که مقاومت برشگیرهای به‌صورت گل‌میخ یا ناودانی به‌کاررفته در حدفاصل حداکثر لنگر مثبت و لنگر صفر ($\sum Q_n$)، از کوچک‌ترین دو مقدار $A_s F_y$ و $0.85 f'_c A_c$ کمتر باشد، در این حالت برای محاسبهٔ مقاومت خمشی اسمی موجود، اساس مقطع مؤثر متناظر با تار تحتانی مقطع مختلط باید برابر $S_{eff}^{bot} = S_s^{bot} + \sqrt{\left(\sum Q_n / C_f\right)}\left(S_{tr}^{bot} - S_s^{bot}\right)$ و اساس مقطع مؤثر متناظر با تار فوقانی مقطع مختلط باید برابر $S_{eff}^{top} = S_{tr}^{top}\left(S_{eff}^{bot}/S_{tr}^{bot}\right)$ در نظر گرفته شود که در آن S_{tr}^{bot} اساس مقطع الاستیک مقطع تبدیل‌یافته نسبت به دورترین تار تحتانی مقطع، S_{tr}^{top} اساس مقطع الاستیک مقطع تبدیل‌یافته نسبت به دورترین تار فوقانی مقطع و S_s^{bot} اساس مقطع الاستیک مقطع فولادی تنها نسبت به دورترین تار تحتانی آن است.



شکل۱۰-۲-۸-۴: توزیع الاستیک تنش در مقطع مختلط تبدیل‌یافته در صورت استفاده از پایه‌های موقت



شکل۱۰-۲-۸-۵: توزیع الاستیک تنش در مقطع مختلط تبدیل‌یافته در صورت عدم استفاده از پایه‌های موقت

ب) در نواحی لنگر خمشی منفی

در نواحی لنگر خمشی منفی، مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط و دال بتنی متکی بر آن با عملکرد مختلط کامل، در روش LRFD برابر $\phi_b M_n^-$ و در روش ASD برابر $\frac{M_n^-}{\Omega_b}$ بوده که در آن ϕ_b برابر 0.9، Ω_b برابر 1.67 و M_n^- را می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه برابر مقاومت خمشی اسمی منفی مقطع فولادی تنها براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۵ در نظر گرفت. در صورت اقناع شرایط زیر مقاومت خمشی اسمی منفی مقطع مختلط را می‌توان براساس توزیع تنش پلاستیک و با منظور کردن میلگردهای موجود در دال بتنی در محدودهٔ پهنای مؤثر تیر محاسبه نمود:

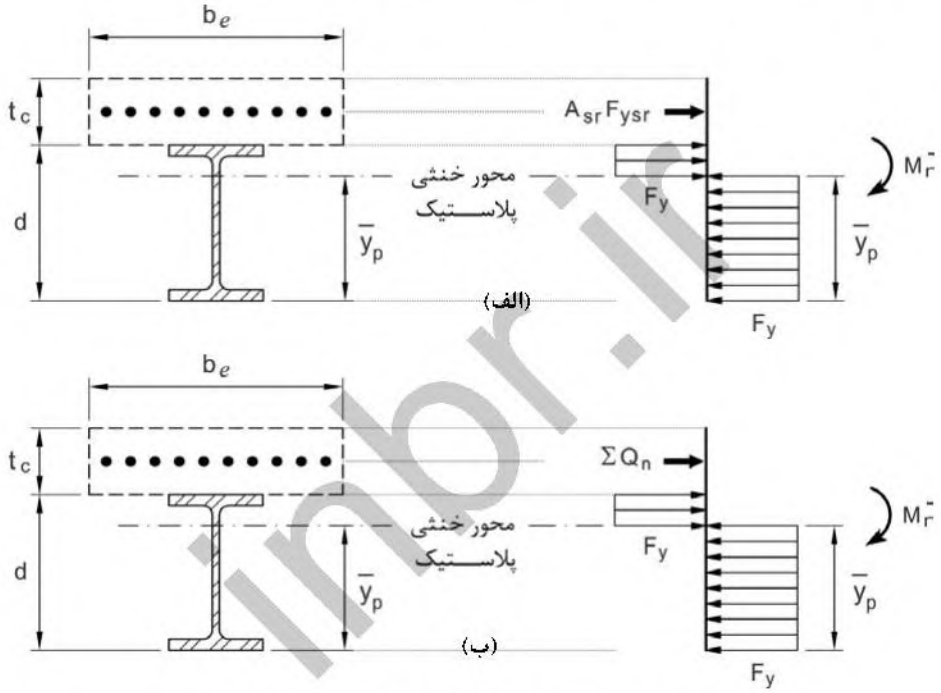
۱- اجزای مقطع فولادی فشرده و دارای اتکای جانبی کافی مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۵ باشد.

۲- در ناحیهٔ لنگر خمشی منفی، دال بتنی به‌کمک برشگیرهای کافی به تیر فولادی وصل شده باشد.

۳- در محدودهٔ عرض مؤثر دال بتنی، میلگردهای موازی با محور تیر به‌طور کامل الزامات مربوط به چسبندگی و طول مهاری را مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برآورده نمایند.

inbr.ir

درصورتی‌که $\sum Q_n \geq A_{sr}F_{yr}$ باشد، در ناحیهٔ لنگر خمشی منفی عملکرد مختلط کامل بوده و مقدار M_n^- می‌تواند مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۶-الف، براساس توزیع تنش پلاستیک تعیین شود. اما اگر $\sum Q_n < A_{sr}F_{yr}$ باشد، در ناحیهٔ لنگر خمشی منفی عملکرد مختلط ناقص بوده و مقدار M_n^- می‌تواند مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۶-ب تعیین گردد. درهرحال، در ناحیهٔ لنگر خمشی منفی در صورتی می‌توان از عملکرد مختلط ناقص استفاده کرد که $\frac{\sum Q_n}{A_{sr}F_{yr}}$ کمتر از 0.25 نباشد.



(الف) عملکرد مختلط کامل (ب) عملکرد مختلط ناقص

شکل ۱۰-۲-۸-۶: مقاومت خمشی منفی اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن

پ) مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن به همراه عرشهٔ فولادی

مقاومت خمشی موجود اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن به همراه عرشهٔ فولادی باید براساس الزامات بند ۱۰-۲-۸-۳-۳-الف برای مقاومت خمشی موجود مثبت و براساس

الزامات بند ۱۰-۲-۸-۳-۳-ب برای مقاومت خمشی موجود منفی و با رعایت الزامات زیر تعیین گردد:

پ-۱) ملاحظات و محدودیت‌ها

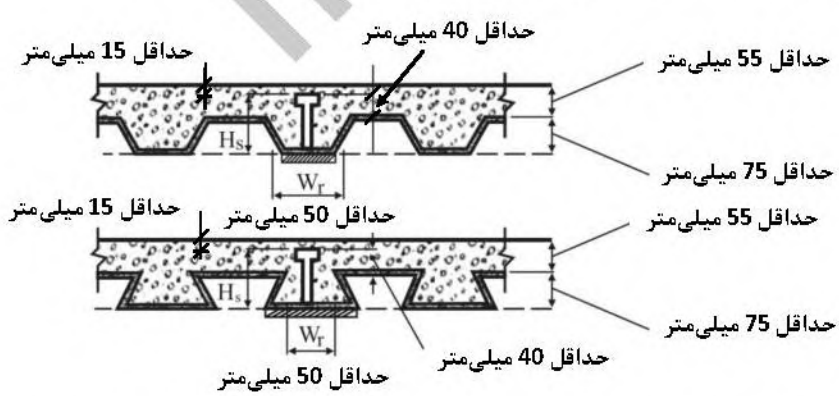
۱- ارتفاع اسمی عرشهٔ فولادی (h_r) نباید از 75 میلی‌متر بیشتر باشد. پهنای متوسط کنگره‌های پرشده با بتن (w)، نباید کمتر از 50 میلی‌متر باشد، لیکن در محاسبات نباید بزرگ‌تر از حداقل پهنای آزاد (خالص) در نزدیکی سطح فوقانی عرشهٔ فولادی در نظر گرفته شود.

۲- دال بتنی باید به‌وسیلهٔ برشگیرهای از نوع گل‌میخ با قطر حداکثر 20 میلی‌متر به مقطع فولادی متصل شوند. گل‌میخ‌ها باید از طریق عرشهٔ فولادی یا به‌طور مستقیم به مقطع فولادی جوش شوند. پس از نصب، ارتفاع گل‌میخ‌ها که از بالای عرشهٔ فولادی اندازه‌گیری می‌شود، نباید از 40 میلی‌متر و نصف ضخامت دال بتنی روی عرشه کوچک‌تر باشد.

۳- پوشش بتن روی گل‌میخ‌ها نباید از 15 میلی‌متر کمتر باشد.

۴- ضخامت دال بتنی در قسمت فوقانی عرشهٔ فولادی نباید کمتر از 55 میلی‌متر باشد.

۵- عرشهٔ فولادی باید در فواصلی حداکثر 450 میلی‌متر به مقطع فولادی و سایر اعضای تکیه‌گاهی مهار شوند. این مهارها می‌توانند برشگیرهای از نوع گل‌میخ، ترکیبی از گل‌میخ‌ها و جوش‌های نقطه‌ای یا هر راهکار فنی دیگر باشد.



شکل ۱۰-۲-۸-۷: ملاحظات و محدودیت‌های عرشهٔ فولادی برای حالت یک گل‌میخ در پهنا

پ-۲) عرشهٔ فولادی که کنگره‌های آن‌ها عمود بر محور طولی تیر است

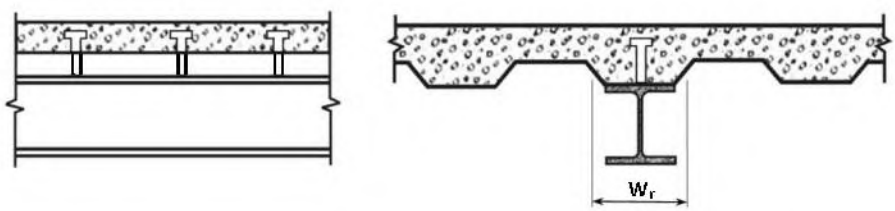
در تعیین مشخصات هندسی مقطع مختلط و نیز در محاسبهٔ A_c باید از بتن موجود در زیر سطح فوقانی عرشهٔ فولادی صرف‌نظر شود (شکل ۱۰-۲-۸-۸).

شکل ۱۰-۲-۸-۸: عرشهٔ فولادی که کنگره‌های آن عمود بر محور طولی تیر است

پ-۳) عرشهٔ فولادی که کنگره‌های آن‌ها موازی با محور طولی تیر است

در تعیین مشخصات هندسی مقطع مختلط و نیز در محاسبهٔ سطح مقطع بخش بتنی (A_c)، می‌توان از بتن موجود در داخل کنگره‌های عرشهٔ فولادی استفاده نمود. همچنین عرشهٔ فولادی را می‌توان در روی تیر فولادی تکیه‌گاهی از هم جدا کرد به‌طوری‌که در روی بال مقطع فولادی یک ماهیچهٔ بتنی تشکیل شود.

چنانچه ارتفاع اسمی عرشهٔ فولادی (h_r) برابر 40 میلی‌متر یا بزرگ‌تر باشد، پهنای متوسط کنگره‌های پرشده با بتن در روی تیر تکیه‌گاهی نباید کمتر از 50 میلی‌متر برای حالت یک گل‌میخ در پهنا باشد. این پهنای حداقل برای هر گل‌میخ اضافی در پهنا، باید به اندازهٔ 4 برابر قطر گل‌میخ افزایش یابد.



شکل۱۰-۲-۸-۹: عرشهٔ فولادی که کنگره‌های آن موازی با محور طولی تیر است

imbri.ir

ت) مقاومت برشی موردنیاز بین تیر فولادی و دال بتنی

ت-۱) در نواحی لنگر خمشی مثبت

برش افقی موردنیاز کل (V_h) بین تیر فولادی و دال بتنی در فاصلهٔ نقطهٔ حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطهٔ لنگر خمشی صفر در حالت عملکرد مختلط کامل باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

۱- خردشدگی بتن مطابق رابطهٔ زیر:

$$V_h=0.85f'_cA_c \qquad (۲۰-۸-۲-۱۰)$$

۲- تسلیم کششی مقطع فولادی مطابق رابطهٔ زیر:

$$V_h=F_yA_s \qquad (۲۱-۸-۲-۱۰)$$

تبصره: در ناحیهٔ لنگر خمشی مثبت (فاصلهٔ بین نقطهٔ حداکثر لنگر خمشی مثبت و نقطهٔ لنگر خمشی صفر) چنانچه مقدار ΣQ_n مساوی یا بیش از V_h باشد تیر دارای عملکرد مختلط کامل، کمتر از V_h و مساوی یا بیشتر از $0.25V_h$ باشد تیر دارای عملکرد مختلط ناقص و کمتر از $0.25V_h$ باشد تیر بدون عملکرد مختلط در نظر گرفته می‌شود.

در روابط فوق:

A_c= سطح مقطع دال بتنی در محدودهٔ پهنای مؤثر

A_s= مساحت مقطع فولادی

ΣQ_n= مقاومت اسمی برشگیرهای تعبیه‌شده در فاصلهٔ بین نقطهٔ لنگر خمشی صفر و نقطهٔ با حداکثر لنگر خمشی مثبت

ت-۲) در نواحی لنگر خمشی منفی

در تیرهای پیوسته و خمشی که در آن میلگردهای طولی در نواحی لنگر خمشی منفی به‌صورت مختلط با مقطع فولادی عمل می‌نمایند، برش افقی موردنیاز کل (V_h^-) بین دال بتنی و تیر فولادی در فاصلهٔ نقطهٔ حداکثر لنگر خمشی منفی و نقطهٔ لنگر خمشی صفر باید براساس حالت حدی تسلیم میلگردهای داخل بتن در پهنای مؤثر دال بتنی از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$V_h^-=F_{yr}A_{sr} \qquad (۲۲-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_{sr}= سطح مقطع میلگردهای طولی تعبیه‌شده در عرض مؤثر دال

F_{yr}= تنش تسلیم مشخصهٔ میلگردها

تبصره: در ناحیهٔ لنگر خمشی منفی (فاصلهٔ بین نقطهٔ حداکثر لنگر خمشی منفی و نقطهٔ لنگر خمشی صفر) چنانچه مقدار ΣQ_n مساوی یا بیش از V_h^- باشد تیر دارای عملکرد مختلط کامل، کمتر از V_h^- و مساوی یا بیش از $0.25V_h^-$ باشد تیر دارای عملکرد مختلط ناقص و کمتر از $0.25V_h^-$ باشد تیر بدون عملکرد مختلط در نظر گرفته می‌شود.

۱۰-۲-۸-۳-۴ تغییرشکل‌های قائم و تغییرمکان‌های جانبی اعضای خمشی مختلط

برای محاسبهٔ تغییرشکل‌های قائم و تغییرمکان‌های جانبی در تحلیل الاستیک سیستم‌های شامل اعضای با مقطع مختلط، ممان اینرسی مؤثر اعضای با مقطع مختلط می‌تواند براساس رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$I_{equivalent} = 0.75(\alpha I_{pos} + \beta I_{neg}) \qquad (۲۳-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

I_{pos}= ممان اینرسی مؤثر عضو خمشی مختلط در ناحیهٔ خمشی مثبت براساس مقطع تبدیل‌یافته در حالت عملکرد مختلط کامل

I_{neg}= ممان اینرسی مؤثر عضو خمشی مختلط در ناحیهٔ خمشی منفی براساس مقطع تبدیل‌یافته در حالت عملکرد مختلط کامل

α و β= ضرایب وزنی مورد استفاده در محاسبهٔ ممان اینرسی مؤثر مقطع مختلط عضو خمشی که باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

- برای تیرهای دو سر ساده، مقدار α برابر 1.0 و مقدار β برابر صفر
- برای تیرهای پیوسته تحت بارهای ثقلی، مقدار α برابر 0.6 و مقدار β برابر 0.4
- برای تیرهای خمشی مختلط واقع در قاب‌های خمشی تحت اثر بارهای ثقلی، مقدار α برابر 0.6 و مقدار β برابر 0.4
- برای تیرهای خمشی مختلط واقع در قاب‌های خمشی تحت اثر بارهای جانبی، مقدار هر دو ضریب α و β برابر 0.5

inbr.ir

چنانچه عملکرد مختلط بین بخش بتنی و فولادی مطابق بند ۱۰-۲-۸-۳-۳-ت به‌صورت ناقص باشد، در رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۲۳ برای مقادیر I_{pos} و I_{neg}، باید مطابق روابط زیر از مقادیر مؤثر آن‌ها استفاده شود:

$$I_{pos,eff} = 0.7\left(I_s + \sqrt{\sum Q_n / C_f}\,(I_{pos} - I_s)\right) \qquad (۱۰-۲-۸-۲۴)$$

$$I_{neg,eff} = 0.7\left(I_s + \sqrt{\sum Q_n / A_{sr}F_{yr}}\,(I_{neg} - I_s)\right) \qquad (۱۰-۲-۸-۲۵)$$

که در آن:

$\sum Q_n$ = مقدار مقاومت برشی اسمی برشگیرهای به‌صورت گل‌میخ یا ناودانی تعبیه‌شده در حدفاصل لنگر حداکثر مثبت و لنگر صفر در رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۲۴ و مقدار مقاومت برشی اسمی برشگیرهای به‌صورت گل‌میخ یا ناودانی تعبیه‌شده در حدفاصل لنگر حداکثر منفی و لنگر صفر در رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۲۵

C_f = حداقل دو مقدار A_sF_y و $0.85f'_cA_c$

I_s = ممان اینرسی مقطع تیر فولادی تنها

۱۰-۲-۸-۳-۵ مقاومت خمشی موجود مقاطع مختلط محاط در بتن

مقاومت خمشی موجود مقاطع مختلط محاط در بتن، مساوی ϕ_bM_n در روش LRFD و مساوی $\frac{M_n}{\Omega_b}$ در روش ASD است که در آن:

ϕ_b=0.9 (LRFD) و Ω_b=1.67 (ASD)

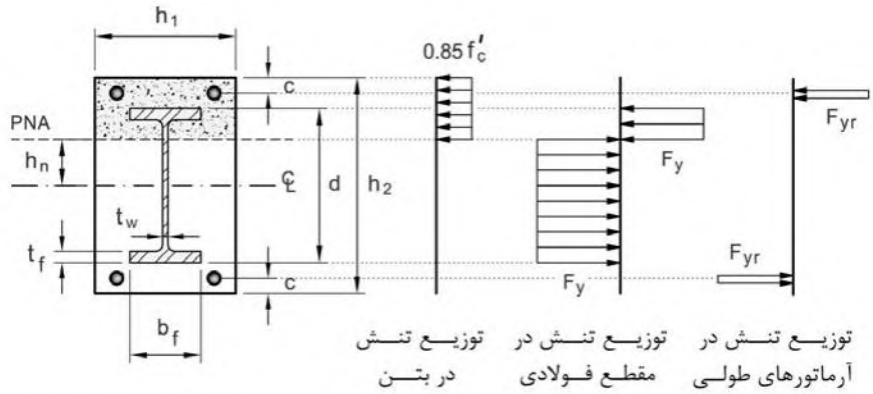
و مقاومت خمشی اسمی (M_n)، باید براساس یکی از روش‌های زیر تعیین شود:

۱- در صورت تعبیهٔ برشگیرهای کافی در سرتاسر طول عضو مختلط، براساس یکی از روش‌های توزیع تنش پلاستیک (شکل ۱۰-۲-۸-۱۰) یا سازگاری کرنش‌ها بر روی مقطع مختلط

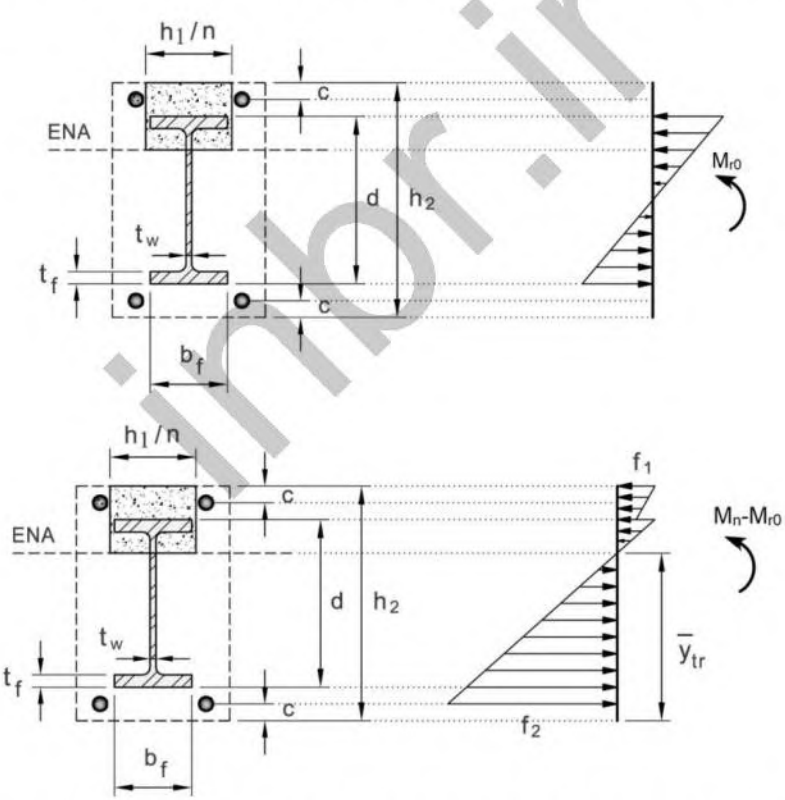
۲- براساس روی‌هم گذاری تنش‌های الاستیک با فرض مقطع تبدیل‌یافته برای حالت حدی اولین نقطهٔ تسلیم در مقطع مختلط (مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۱۱ در حالت بدون استفاده از پایه‌های موقت و مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۱۲ در حالت استفاده از پایه‌های موقت)

۳- براساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع فولادی تنها (M_p)

inbrir

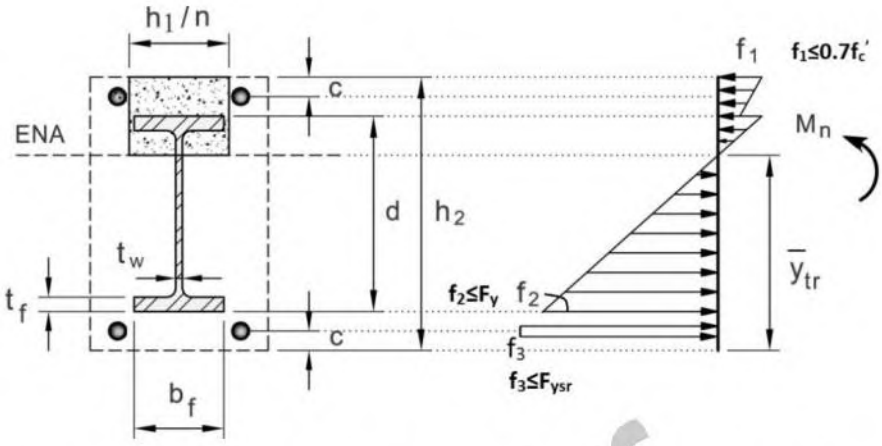


شکل۱۰-۲-۸-۱۰: مقاومت خمشی مقاطع مختلط محاط در بتن براساس روش توزیع تنش پلاستیک



شکل۱۰-۲-۸-۱۱: مقاومت خمشی مقاطع مختلط محاط در بتن براساس روی هم‌گذاری تنش‌های الاستیک با فرض مقطع تبدیل یافته در حالت بدون استفاده از پایه‌های موقت

ilnbr.ir



شکل۱۰-۲-۸-۱۲: مقاومت خمشی مقاطع مختلط محاط در بتن براساس روی هم‌گذاری تنش‌های الاستیک با فرض مقطع تبدیل‌یافته در حالت استفاده از پایه‌های موقت

۱۰-۲-۸-۳-۶ مقاومت خمشی موجود مقاطع مختلط پرشده با بتن

مقاومت خمشی موجود مقاطع مختلط پرشده با بتن در روش LRFD برابر $\phi_b M_n$ و در روش ASD برابر (M_n/Ω_b) است که در آن ϕ_b برابر 0.9 و Ω_b برابر 1.67 بوده و M_n مقاومت خمشی اسمی مقطع مختلط است که باید با توجه به شرایط اجزای مقطع از منظر کمانش موضعی، به شرح زیر تعیین شود:

۱- برای مقاطع فشرده

در این مقاطع مقاومت خمشی اسمی (M_n)، از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$M_n=M_p \qquad (۱۰-۲-۸-۲۶)$$

که در آن:

M_p= لنگر خمشی پلاستیک مقطع مختلط. مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۱۳ لنگر خمشی متناظر با توزیع تنشی که در آن مقطع فولادی در کشش و فشار به تسلیم کامل رسیده و تنش در ناحیهٔ فشاری بتن برابر با $0.85f'_c$ است.

۲- برای مقاطع غیرفشرده

در این مقاطع مقاومت خمشی اسمی (M_n)، از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$M_n = M_p - (M_p - M_y)\left(\frac{\lambda-\lambda_p}{\lambda_r-\lambda_p}\right) \qquad (۲۷-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

λ = نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع فولادی (هرکدام شرایط بحرانی‌تری ایجاد نماید)

λ_p = حد لاغری برای بال و جان فشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۸-۲

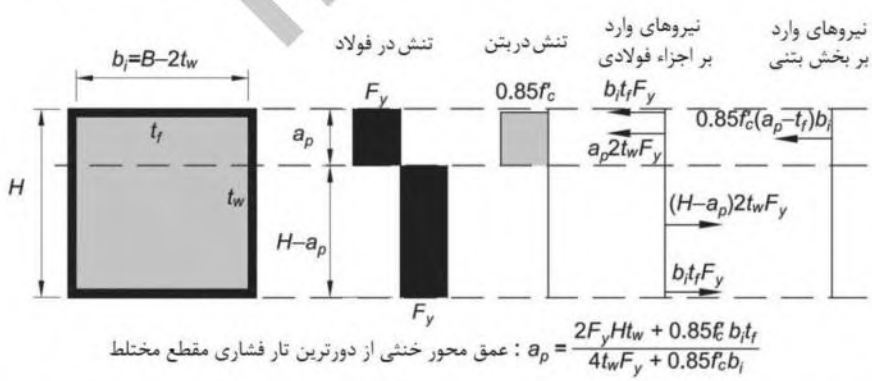
λ_r = حد لاغری برای بال و جان غیرفشرده مطابق جدول ۱۰-۲-۸-۲

M_p = لنگر پلاستیک مقطع مختلط

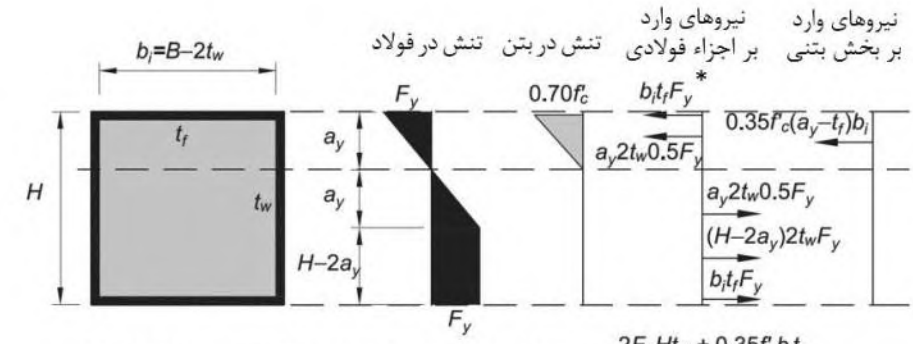
M_y = لنگر تسلیم مقطع مختلط. مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۱۴ لنگر متناظر با تسلیم کامل بال کششی و بخشی از جان کششی و شروع تسلیم در تار فشاری بخش فولادی و همچنین توزیع خطی تنش با حداکثر مقدار $0.7f'_c$ در دورترین تار فشاری، در ناحیهٔ فشاری بخش بتنی است.

۳- برای مقاطع با اجزای لاغر

مطابق شکل ۱۰-۲-۸-۱۵ در این‌گونه مقاطع M_n باید براساس توزیع خطی تنش بر روی مقطع مختلط با حداکثر مقادیر تنش F_{cr} مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۱۴در دورترین تار فشاری بخش فولادی و تنش F_y در دورترین تار کششی بخش فولادی (با توزیع خطی تنش) و همچنین توزیع خطی تنش با حداکثر مقدار $0.7f'_c$ در دورترین تار فشاری بخش بتنی و مقدار صفر در محل محور خنثی، تعیین گردد.

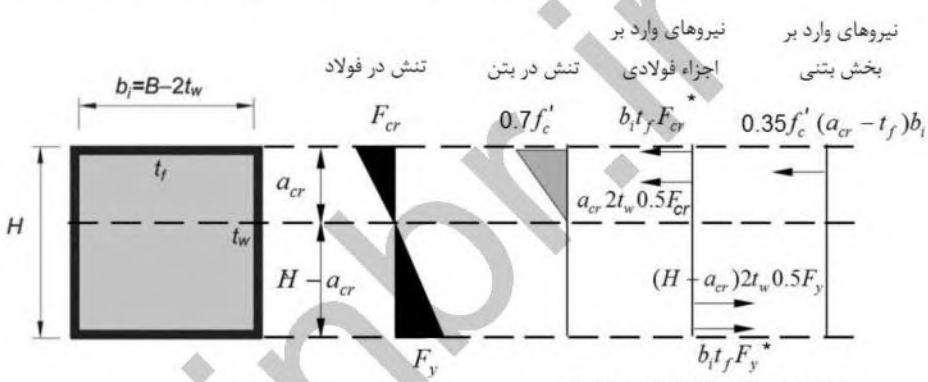


شکل ۱۰-۲-۸-۱۳: محاسبهٔ لنگر خمشی پلاستیک مقطع مختلط پرشده با بتن برای مقاطع فشرده



$$a_y = \frac{2F_yHt_w + 0.35f'_c\,b_it_f}{4t_wF_y + 0.35f'_cb_i}$$: عمق محور خنثی از دورترین تار فشاری مقطع مختلط

شکل ۱۰-۲-۸-۱۴: محاسبهٔ لنگر خمشی تسلیم مقطع مختلط پرشده با بتن برای مقاطع غیرفشرده



$$a_{cr} = \frac{F_yHt_w + (0.35f'_c + F_y - F_{cr})\,b_it_f}{t_w(F_{cr}+F_y) + 0.35f'_cb_i}$$: عمق محور خنثی از دورترین تار فشاری مقطع مختلط

* از تغییرات تنش در ضخامت بال فشاری بخش فولادی در حدفاصل دو جان صرف‌نظر شده است.

شکل ۱۰-۲-۸-۱۵: محاسبهٔ لنگر خمشی مقطع مختلط درصورتی‌که مقطع فولادی دارای اجزای لاغر باشد

۱۰-۲-۸-۴ مقاومت برشی موجود اعضای با مقطع مختلط

مقاومت برشی موجود اعضای با مقطع مختلط به شرح زیر تعیین می‌گردد:

الف) اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن

در اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن، با و بدون عرشه‌های فولادی، مقاومت برشی موجود برابر $\phi_v V_n$ در روش LRFD و برابر V_n/Ω_v در روش ASD است که در آن مقاومت برشی اسمی (V_n) باید براساس مقطع فولادی تنها و مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۶ تعیین شود.

ب) اعضای مختلط محاط در بتن

در اعضای مختلط محاط در بتن، مقاومت برشی موجود برابر $\phi_v V_n$ در روش LRFD و برابر V_n/Ω_v در روش ASD است و می‌تواند براساس یکی از روش‌های زیر محاسبه شود:

۱- براساس مقاومت برشی موجود مقطع فولادی تنها بر مبنای الزامات بخش ۱۰-۲-۶

۲- براساس مقاومت برشی موجود بخش بتنی مقطع مختلط (بتن و میلگردهای عرضی) مطابق الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان با منظور نمودن $\phi_v = 0.75$ و $\Omega_v = 2$

۳- براساس مقاومت برشی اسمی مقطع فولادی تنها بر مبنای الزامات بخش ۱۰-۲-۶ بعلاوه مقاومت برشی اسمی میلگردهای عرضی مطابق الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان با منظور نمودن $\phi_v = 0.75$ و $\Omega_v = 2$ برای هر دو بخش مقطع فولادی و میلگردهای عرضی

پ) اعضای مختلط پرشده با بتن

در اعضای با مقطع مختلط پرشده با بتن، مقاومت برشی موجود برابر $\phi_v V_n$ در روش LRFD و برابر V_n/Ω_v در روش ASD است که در آن ϕ_v برابر 0.9 و Ω_v برابر 1.67 بوده و V_n از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = 0.6A_vF_y + 0.06K_cA_c\sqrt{f'_c} \qquad (۱۰-۲-۸-۲۸)$$

که در آن:

A_v = سطح مقطع مؤثر برشی بخش فولادی مقطع مختلط پرشده با بتن که مقدار آن برای مقاطع قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق باید برابر مجموع مساحت دو جان (مطابق بخش ۱۰-۲-۶) و برای مقاطع دایره‌ای‌شکل باید برابر $2A_s/\pi$ در نظر گرفته شود.

A_c = مساحت بخش بتنی مقطع مختلط

A_s = مساحت بخش فولادی مقطع مختلط

K_c= برای کلیهٔ مقاطع چنانچه $M_r/V_rd \leq 0.7$ باشد باید برابر یک، برای مقاطع مختلط قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق با مقطع فشرده چنانچه $M_r/V_rd < 0.5$ باشد باید برابر 10، برای مقاطع مختلط دایره‌ای‌شکل با مقطع فشرده چنانچه $M_r/V_rd < 0.5$ باشد باید برابر 9 و برای مقاطع غیرفشرده و لاغر باید برابر یک در نظر گرفته شود. برای مقاطع فشرده با شرایط $0.5 \leq M_r/V_rd < 0.7$ می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده نمود.

d = عمق کلی مقطع در راستای برش

M_r = مقاومت خمشی موردنیاز ستون

V_r = مقاومت برشی موردنیاز ستون

f'_c = تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن برحسب مگاپاسکال

۱۰-۲-۸-۵ ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی در اعضای با مقطع مختلط

اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگرهای خمشی در اعضای با مقطع مختلط باید با رعایت الزامات زیر در نظر گرفته شود:

(۱) اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگرهای خمشی در اعضای با مقطع مختلط باید با در نظر گرفتن الزامات تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۱ صورت گیرد.

(۲) مقاومت محوری و خمشی موجود باید بر مبنای الزامات بندهای ۱۰-۲-۸-۲ و ۱۰-۲-۸-۳ تعیین شوند.

(۳) برای اعضای مختلط محاط در بتن و اعضای مختلط پرشده با بتن با اجزای فولادی فشرده، اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگرهای خمشی می‌تواند براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۷-۲ یا براساس یکی از روش‌های قیدشده در بند ۱۰-۲-۸-۱-۱ در نظر گرفته شود.

(۴) برای اعضای مختلط پرشده با بتن با اجزای فولادی غیرفشرده یا لاغر، اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگرهای خمشی باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۷-۲ یا براساس روش تنش-کرنش مؤثر معرفی‌شده در بند ۱۰-۲-۸-۱-۱-ت و یا از طریق روابط زیر تعیین شود:

- چنانچه $\frac{P_r}{P_c} \geq c_p$:

$$\frac{P_r}{P_c}+\frac{1-c_p}{c_m}\left(\frac{M_r}{M_c}\right)\leq 1.0$$

- چنانچه $\frac{P_r}{P_c} < c_p$:

$$\frac{1-c_m}{c_p}\left(\frac{P_r}{P_c}\right)+\frac{M_r}{M_c}\leq 1.0$$

که در آن:

P_r = مقاومت محوری موردنیاز عضو با مقطع مختلط

P_c = مقاومت محوری موجود عضو با مقطع مختلط

inbr.ir

M_r = مقاومت خمشی موردنیاز عضو با مقطع مختلط

M_c = مقاومت خمشی موجود عضو با مقطع مختلط

c_p و c_m = ضرایبی هستند که براساس جدول ۱۰-۲-۸-۳ و مقدار c_{sr} تعیین می‌شوند. در این محاسبات مقدار c_{sr} از رابطهٔ زیر به دست می‌آید:

$$c_{sr} = (A_s F_y + A_{sr} F_{yr})/(A_c f'_c) \qquad (۱۰-۲-۸-۲۹)$$

جدول ۱۰-۲-۸-۳: ضرایب c_p و c_m

نوع شکل مقطع مختلط پرشده با بتن	ضریب c_p	ضریب c_m	
		$c_{sr} \geq 0.5$	$c_{sr} < 0.5$
مستطیلی شکل	$c_p = \frac{0.17}{c_{sr}^{0.4}}$	$c_m = \frac{1.06}{c_{sr}^{0.11}} \geq 1.0$	$c_m = \frac{0.9}{c_{sr}^{0.36}} \leq 1.67$
دایره‌ای شکل	$c_p = \frac{0.27}{c_{sr}^{0.4}}$	$c_m = \frac{1.10}{c_{sr}^{0.08}} \geq 1.0$	$c_m = \frac{0.95}{c_{sr}^{0.32}} \leq 1.67$

۱۰-۲-۸-۶ انتقال بار در اعضای با مقطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن

۱۰-۲-۸-۶-۱ الزامات عمومی

هنگامی‌که اعضای با مقطع مختلط محاط در بتن یا پرشده با بتن تحت اثر نیروی محوری خارجی قرار می‌گیرند، در مرز بخش بتنی و فولادی، برش طولی موردنیاز (V'_r)، متناسب با نحوهٔ انتقال بار به مقطع مختلط، براساس الزامات بند ۱۰-۲-۸-۶-۲ تعیین می‌گردد. مقاومت برش طولی موجود در روش LRFD برابر ϕR_n و در روش ASD برابر R_n/Ω است و براساس نوع مکانیزم انتقال نیرو، مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۸-۶-۳ تعیین می‌شود. مقاومت برش طولی موجود باید بزرگ‌تر یا مساوی مقاومت برش طول موردنیاز (V'_r) باشد.

۱۰-۲-۸-۶-۲ مقاومت برش طولی موردنیاز در مقاطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن

مقاومت برشی طولی موردنیاز (V'_r) در مقاطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) هنگامی‌که نیروی خارجی مستقیماً به مقطع فولادی وارد می‌شود

در این حالت مقاومت برش طولی موردنیاز که باید به بخش بتنی انتقال یابد (V_r')، از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$V_r' = P_r'(1-F_yA_s/P_{no}) \qquad (۳۰-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

A_s= مساحت بخش فولادی مقطع مختلط

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ مصالح مقطع فولادی

P_{no} = مقاومت محوری فشاری اسمی مقطع مختلط بدون در نظر گرفتن آثار طول مؤثر، مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۴ برای مقاطع مختلط محاط در بتن و روابط ۱۰-۲-۸-۹ و ۱۰-۲-۸-۱۱ برای مقاطع مختلط پرشده با بتن دارای اجزای فولادی فشرده و غیرفشره (حسب مورد)

P_r'= نیروی خارجی وارد بر مقطع، براساس ترکیبات بارگذاری LRFD و ASD در تراز طبقات

ب) هنگامی‌که نیروی خارجی مستقیماً به بتن وارد می‌شود

در این حالت مقاومت برش طولی موردنیاز که باید به بخش فولادی منتقل گردد (V_r')، از روابط زیر تعیین می‌گردد:

۱- برای مقاطع مختلط محاط در بتن و مقاطع پرشده با بتنی که اجزای فولادی مقطع، فشرده و غیرفشرده هستند:

$$V_r' = P_r' (F_yA_s/P_{no}) \qquad (۳۱-۸-۲-۱۰)$$

۲- برای مقاطع مختلط پرشده با بتن با اجزای فولادی لاغر

$$V_r' = P_r' (F_{cr}A_s/P_{no}) \qquad (۳۲-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

F_{cr}: تنش کمانشی بحرانی اجزای لاغر بخش فولادی در مقطع مختلط مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۱۴

P_{no}: مقاومت محوری فشاری اسمی مقطع مختلط بدون در نظر گرفتن آثار طول مؤثر، مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۴ برای مقاطع مختلط محاط در بتن و رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۹ برای مقاطع مختلط پرشده با بتن.

inbr.ir

پ) هنگامی‌که نیروی خارجی به‌طور هم‌زمان به بخش فولادی و بخش بتنی وارد شود

در این حالت مقاومت برش طولی موردنیاز (V_r')، از طریق تعادل نیروها در مقطع مختلط تعیین می‌گردد.

۱۰-۲-۸-۶-۳ مقاومت برش طولی موجود در مقاطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن

مقاومت برش طولی موجود اعضای با مقطع مختلط محاط در بتن براساس یکی از مکانیزم‌های انتقال نیرو شامل برشگیرهای تعبیه‌شده و اتکای مستقیم و مقاومت برش طولی موجود اعضای با مقطع مختلط پرشده با بتن براساس یکی از مکانیزم‌های انتقال نیرو شامل چسبندگی بین بتن و فولاد، برشگیرهای تعبیه‌شده و اتکای مستقیم، براساس الزامات این بند تعیین می‌گردد. به‌کارگیری هم‌زمان مکانیزم‌های انتقال نیرو مجاز نیست.

الف) مقاومت برش طولی موجود براساس مکانیزم چسبندگی بین بتن و فولاد

هنگامی‌که در مقطع مختلط پرشده با بتن مقاومت برش طولی موردنیاز از طریق مکانیزم چسبندگی بین بتن و فولاد انتقال می‌یابد، مقاومت برش طولی موجود در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده و به‌صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$R_n = P_b L_{in} F_{in} \qquad (۱۰-۲-۸-۳۳)$$

$$\phi = 0.5 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 3 \ \text{(ASD)}$$

که در آن:

F_{in} = تنش اسمی پیوستگی برحسب مگاپاسکال که برابر است با:

برای مقاطع توخالی جعبه‌ای مستطیلی: $F_{in} = 2100t/H^2 \leq 0.7$

برای مقاطع لوله‌ای شکل: $F_{in} = 5300t/D^2 \leq 1.4$

D = قطر خارجی مقاطع لوله‌ای برحسب میلی‌متر

H = حداکثر بُعد عرضی مقطع توخالی جعبه‌ای برحسب میلی‌متر

L_{in} = طول مقرر بار که انتقال برش از طریق آن صورت می‌گیرد، شامل عمق اتصال تیر به ستون بعلاوه 2 برابر حداقل بُعد ستون در پایین و بالای ناحیهٔ اتصال برحسب میلی‌متر

R_n = مقاومت اسمی پیوستگی

P_b = محیط فصل مشترک پیوستگی بتن و فولاد مقطع مختلط برحسب میلی‌متر

t = ضخامت مقطع توخالی فولادی

ب) مقاومت برش طولی موجود براساس مکانیزم برشگیرهای تعبیه‌شده

هنگامی‌که در مقطع مختلط محاط در بتن یا پرشده با بتن مقاومت برش طولی موردنیاز از طریق مکانیزم برشگیرهای تعبیه‌شده انتقال می‌یابد، مقاومت برش طولی موجود مساوی مقاومت برشی موجود گل‌میخ‌های فولادی یا ناودانی‌شکل بوده و از رابطهٔ زیر به دست می‌آید:

$$R_c=\Sigma Q_{cv} \qquad (۳۴-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

ΣQ_{cv}: جمع مقاومت برشی موجود برشگیرهای به‌صورت گل‌میخ یا ناودانی در طول مقرر بار که در روش LRFD برابر $\Sigma \phi Q_{cv}$ و در روش ASD برابر $\Sigma Q_{cv}/\Omega$ بوده و مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۸-۹ تعیین می‌گردد.

پ) مقاومت برش طولی موجود براساس مکانیزم اتکای مستقیم

هنگامی‌که در مقطع مختلط محاط در بتن یا پرشده با بتن مقاومت برش طولی موردنیاز از طریق مکانیزم اتکای مستقیم در محدودهٔ عمق اتصال یا زیر آن و در داخل محدودهٔ طول مقرر بار انتقال می‌یابد، مقاومت برش طولی موجود مساوی مقاومت اتکایی موجود بتن بوده و در روش LRFD مساوی $\phi_B R_n$ و در روش ASD مساوی R_n/Ω_B است که براساس حالت حدی خردشدگی بتن از رابطهٔ زیر به دست می‌آید:

$$R_n=1.7f'_cA_l \qquad (۳۵-۸-۲-۱۰)$$

$$\phi_B = 0.65 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega_B = 2.31 \ \text{(ASD)}$$

که در آن، A_l سطح بارگذاری‌شده بتن است.

۱۰-۲-۸-۶-۴ جزئیات‌بندی

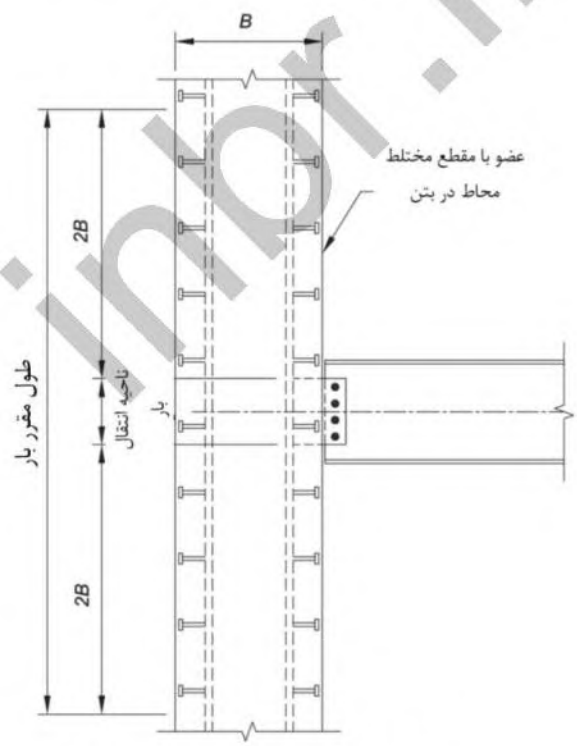
الف) اعضای مختلط محاط در بتن

مکانیزم انتقال بار باید در طول ناحیه‌ای که انتقال برش از طریق آن صورت می‌گیرد، توزیع گردد. این طول به‌عنوان طول مقرر بار نام‌گذاری شده و نباید از ارتفاع اتصال تیر به ستون بعلاوه دو برابر

حداقل بعد عرضی مقطع محاط شده در بالا و پایین این ناحیهٔ اتصال بیشتر گردد. برشگیرهایی که برای انتقال برش طولی در طول مقرر بار به کار می‌روند، باید حداقل در دو وجه مقطع فولادی به‌صورت متقارن نسبت به محور مقطع فولادی تعبیه شوند. فواصل برشگیرها در محدودهٔ داخل و خارج طول مقرر بار باید الزامات بند ۱۰-۲-۸-۹-ج را برآورده نماید.

ب) اعضای با مقطع مختلط پرشده با بتن

مکانیزم انتقال بار باید در طول ناحیه‌ای که انتقال برش از طریق آن صورت می‌گیرد، توزیع گردد. این طول به‌عنوان طول مقرر بار نام‌گذاری شده و نباید از ارتفاع اتصال تیر به ستون بعلاوه دو برابر حداقل بُعد عرضی مقطع مستطیلی فولادی توخالی یا دو برابر قطر مقطع فولادی دایره‌ای شکل در بالا و پایین این ناحیهٔ اتصال بیشتر گردد. فواصل برشگیرها در محدودهٔ داخل و خارج طول مقرر بار باید الزامات بند ۱۰-۲-۸-۹-ج را برآورده نماید.



شکل ۱۰-۲-۸-۱۶: ناحیهٔ انتقال و طول مقرر بار

۱۰-۲-۸-۷ دیافراگم‌های مختلط

دیافراگم‌های کف و اجزای مرزی در بخش خارجی آن باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و الزامات فصل ۱۰-۳ این مبحث طراحی شوند. همچنین کلیهٔ دیافراگم‌ها باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- برای انتقال بار بین دیافراگم‌ها و اعضای مرزی، اجزای جمع‌کننده و اعضای افقی سیستم باربر جانبی، پیش‌بینی جزئیات مناسب الزامی است.

۲- در دال‌های بتنی متکی بر تیر فولادی، مقاومت برشی اسمی دیافراگم در داخل صفحه، برای حالت بدون استفاده از عرشهٔ فولادی باید براساس کل ضخامت دال بتنی و برای حالت استفاده از عرشهٔ فولادی براساس ضخامت دال بتنی در روی کنگرهٔ ورق عرشه (بدون در نظر گرفتن بتن داخل کنگره‌ها) تعیین شود.

۱۰-۲-۸-۸ برشگیرها در تیرهای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن

الف) الزامات عمومی

۱- در تیرها، برشگیرهای موردنیاز در هر یک از طرفین نقطهٔ لنگر حداکثر مثبت یا منفی را می‌توان بین آن نقطه و نقاط مجاوری که دارای لنگر صفر هستند، به‌طور یکنواخت توزیع نمود. لیکن مقدار برشگیر موجود بین هر بار متمرکز و نزدیک‌ترین نقطهٔ دارای لنگر صفر، باید جهت حصول لنگر حداکثر موردنیاز در نقطهٔ اعمال بار کافی باشد.

۲- در تیرهای مختلط قطر برشگیرهای از نوع گل‌میخ باید مساوی یا کوچک‌تر از 20 میلی‌متر باشد. فقط برای انتقال نیروهای برشی دیافراگم‌هایی از نوع دال بتنی توپر به تیر می‌توان از برشگیرهای از نوع گل‌میخ تا قطر 25 میلی‌متر استفاده نمود. همچنین قطر گل‌میخ‌ها نباید از 2.5 برابر ضخامت فلز پایه‌ای که گل‌میخ به آن جوش می‌شود، بیشتر شود، مگر اینکه گل‌میخ درست در امتداد جان مقطع فولادی قرار گیرد.

۳- طول برشگیرهای از نوع گل‌میخ نباید از چهار برابر قطر آن کوچک‌تر باشد.

۴- در اعضای مختلط با مقاطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن، پوشش بتن روی برشگیرهای از نوع گل‌میخ نباید از 15 میلی‌متر و روی برشگیرهای از نوع ناودانی از 20 میلی‌متر کوچک‌تر باشد.

۵- در دال‌های بتنی توپر متکی بر تیر فولادی ارتفاع برشگیرهای از نوع گل‌میخ و ناودانی نباید از نصف ضخامت دال بتنی کوچک‌تر در نظر گرفته شود.

ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ کلاهک‌دار

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} \le R_g R_p A_{sa} F_u \qquad (۱۰-۲-۸-۳۶)$$

که در آن:

A_{sa}= سطح مقطع گل‌میخ

E_c= مدول الاستیسیتهٔ بتن

f'_c= تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

F_u= تنش کششی نهایی مصالح گل‌میخ

R_p و R_g = ضرایب اصلاحی مطابق جدول ۱۰-۲-۸-۴

جدول ۱۰-۲-۸-۴: مقادیر R_g و R_p

حالت			R_g	R_p
۱- مقاطع مختلط بدون استفاده از عرشهٔ فولادی			1	0.75
۲- مقاطع مختلط با استفاده از عرشهٔ فولادی	کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی	$w_r/h_r \ge 1.5$	1	0.75
		$w_r/h_r < 1.5$	**0.85	0.75
	کنگره‌ها عمود بر محور تیر فولادی	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر با 1	1	*0.6
		تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر با 2	0.85	*0.6
		تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر برابر یا بزرگ‌تر از 3	0.7	*0.6

در جدول فوق:

h_r = ارتفاع اسمی کنگرهٔ ورق عرشه

w_r = پهنای متوسط بتن داخل کنگرهٔ فولادی

* درصورتی‌که فاصلهٔ بین لبهٔ بدنهٔ گل‌میخ تا نصف ارتفاع عرشهٔ فولادی بیشتر از 50 میلی‌متر باشد، این مقدار می‌تواند تا 0.75 افزایش یابد.

** برای گل‌میخ تکی

پ)مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، بدون توجه به جهت قرارگیری ناودانی در طول تیر از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)\, l_a \sqrt{f'_c E_c} \qquad (۳۷-۸-۲-۱۰)$$

که در آن:

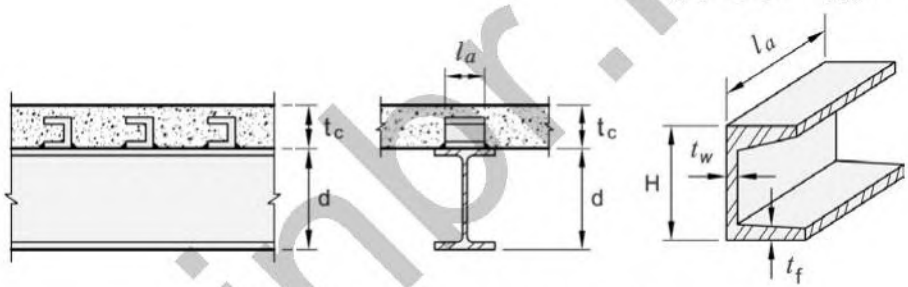
t_f= ضخامت متوسط بال ناودانی

t_w= ضخامت جان ناودانی

l_a= طول ناودانی

f'_c= تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

E_c = مدول الاستیسیتهٔ بتن



شکل ۱۰-۲-۸-۱۷: برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت حاصل از رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۳۷ از طریق جوش ناودانی به بال تیر با در نظر گرفتن برون‌محوری ناودانی تأمین می‌گردد. در صورت تأمین کلیهٔ محدودیت‌های زیر، طراحی جوش اتصال ناودانی به بال تیر می‌تواند بدون در نظر گرفتن اثر برون‌محوری ناودانی انجام پذیرد:

- نسبت ضخامت بال به جان ناودانی بزرگ‌تر از 1 و کوچک‌تر از 5.5 باشد.
- نسبت ارتفاع ناودانی به ضخامت جان از 8 بزرگ‌تر باشد.
- نسبت طول ناودانی به ضخامت بال آن از 6 بزرگ‌تر باشد.
- نسبت شعاع ناحیهٔ اتصال بین بال و جان ناودانی به ضخامت جان ناودانی بزرگ‌تر از 0.5 و کوچک‌تر از 1.6 باشد.

inbr.ir

ت) تعداد برشگیرهای موردنیاز

تعداد برشگیرهای موردنیاز در حدفاصل مقطع با لنگر خمشی حداکثر مثبت یا منفی و مقطع مجاور با لنگر صفر، از تقسیم برش افقی به‌دست‌آمده از رابطهٔ بندهای ۱۰-۲-۸-۳-۳-ت-۱ و ۱۰-۲-۸-۳-۳-ت-۲ بر مقاومت برشی اسمی یک برشگیر به‌دست‌آمده از روابط ۱۰-۲-۸-۳۶ یا ۱۰-۲-۸-۳۷ (حسب مورد) محاسبه می‌گردد. در حدفاصل یک بار متمرکز و نقطهٔ مجاور با لنگر خمشی صفر باید به تعداد کافی برشگیر تعبیه شود تا ظرفیت خمشی لازم برای تحمل خمش حداکثر در محل بار متمرکز فراهم گردد.

ث) جزئیات‌بندی

۱- تعداد برشگیرهای موردنیاز در هر طرف نقطهٔ با لنگر خمشی حداکثر مثبت یا منفی، باید به‌صورت یکنواخت با فواصل مساوی تا نقطهٔ با لنگر خمشی صفر توزیع شوند، مگر اینکه توسط مهندس طراح راهکار دیگری با مستندات کافی ارائه شده باشد.

۲- در راستای عمود بر محور طولی تیر برشگیرها باید حداقل 25 میلی‌متر پوشش جانبی از بتن داشته باشند.

۳- در امتداد محور طولی تیر، فاصلهٔ برشگیرها تا لبهٔ بتن برای بتن‌های با وزن مخصوص معمولی نباید کوچک‌تر از 200 میلی‌متر و برای بتن‌های سبک کوچک‌تر از 250 میلی‌متر باشد.

۴- فاصلهٔ مرکز تا مرکز برشگیرهای از نوع گل‌میخ در راستای طولی تیر نباید کوچک‌تر از 6 برابر قطر آن‌ها و در برشگیرهای از نوع ناودانی کوچک‌تر از 4 برابر پهنای بال ناودانی در نظر گرفته شود. همچنین فاصلهٔ مرکز تا مرکز بین برشگیرهای از نوع گل‌میخ در امتداد عمود بر محور طولی تیر نباید کوچک‌تر از 4 برابر قطر آن‌ها در نظر گرفته شود.

۵- حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز برشگیرها نباید از 8 برابر ضخامت کل دال بتنی یا 900 میلی‌متر بیشتر باشد.

۱۰-۲-۸-۹ برشگیرها در ستون‌ها و سایر اعضای مختلط

الف) الزامات عمومی

الزامات مندرج در این بند برای محاسبهٔ مقاومت اسمی برشگیرهای به‌کاررفته در طول مقرر بار ستون‌ها و تیرستون‌های با مقطع مختلط، تیرهای با مقطع مختلط محاط در بتن یا پرشده با بتن،

تیرهای همبند با مقطع مختلط و دیوارهای برشی با مقطع مختلط بوده که در آن‌ها اجزای بتنی و فولادی به‌واسطهٔ عملکرد مختلط در طول عضو با یکدیگر کار می‌کنند. ضوابط این بند برای سازه‌های مرکب از اعضای بتنی و فولادی که در آن‌ها بتن و فولاد با یکدیگر کار نمی‌کنند، قابل کاربرد نیست.

محاسبات مربوط به مقاومت برشگیرهای مدفون در دال بتنی یا در دال بتنی واقع بر عرشهٔ فولادی در بند ۱۰-۲-۸-۸ ارائه گردیده است. حالت‌های حدی مرتبط با گسیختگی برشگیر و گسیختگی قالبی بتن در این بخش ارائه می‌گردد. علاوه بر این، ضوابط مرتبط با فاصله‌گذاری و محدودیت‌های هندسی برشگیرها مندرج در این بخش، از قلوه‌کن شدن بتن در تماس با برشگیر تحت اثر بارهای برشی و همچنین گسیختگی قالبی بتن در تماس با برشگیر تحت اثر بارهای کششی جلوگیری می‌کنند.

در اعضای با مقطع مختلط، قطر برشگیرهای از نوع گل‌میخ باید مساوی یا کوچک‌تر از 20 میلی‌متر باشد. همچنین قطر گل‌میخ‌ها نباید از 2.5 برابر ضخامت فلز پایه‌ای که گل‌میخ به آن جوش می‌شود، بیشتر شود، مگر اینکه گل‌میخ درست در امتداد جان مقطع فولادی قرار گیرد.

در بتن‌های با وزن مخصوص معمولی، چنانچه برشگیر از نوع گل‌میخ تنها تحت اثر برش قرار گیرد، ارتفاع برشگیر از نوع گل‌میخ پس از نصب نباید از 5 برابر قطر گل‌میخ کمتر باشد. چنانچه گل‌میخ تحت اثر کشش یا ترکیبی از کشش و برش قرار گیرد، ارتفاع گل‌میخ نباید از 8 برابر قطر آن کوچک‌تر باشد. در بتن‌های با وزن مخصوص سبک، چنانچه گل‌میخ تنها تحت اثر برش قرار گیرد، ارتفاع گل‌میخ پس از نصب نباید از 7 برابر قطر آن و چنانچه گل‌میخ تحت اثر کشش قرار گیرد، ارتفاع گل‌میخ نباید از 10 برابر قطر آن کوچک‌تر باشد.

مقاومت اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ مدفون در بتن با وزن مخصوص سبک که تحت اثر ترکیبی از بارهای کششی و برشی قرار می‌گیرند، باید براساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین شوند. در این نوع اعضا مشخصات هندسی برشگیرها در جدول ۱۰-۲-۸-۵ نیز ارائه شده است. قطر کلاهک برشگیرهای از نوع گل‌میخ که تحت اثر کشش یا ترکیبی از کشش و برش قرار می‌گیرند، باید از 1.6 برابر قطر بدنهٔ گل‌میخ بزرگ‌تر باشد.

جدول ۱۰-۲-۸-۵: حداقل نسبت ارتفاع گل‌میخ به قطر آن در ستون‌ها و تیرستون‌ها

نوع بار وارد بر گل‌میخ	بتن با وزن مخصوص معمولی	بتن سبک
برش	h/d≥5	h/d≥7
کشش	h/d≥8	h/d≥10
برش و کشش به‌طور هم‌زمان	h/d≥8	کاربرد ندارد
h = ارتفاع گل‌میخ d = قطر گل‌میخ		

ب) مقاومت برشی موجود برشگیرهای از نوع گل‌میخ کلاهک‌دار

در مواردی که گسیختگی قالبی بتن در برش به‌عنوان یک حالت حدی محسوب نشود، مقاومت برشی موجود گل‌میخ‌ها در روش LRFD برابر $\phi_v Q_{nv}$ و در روش ASD برابر Q_{nv}/Ω_v بوده که در آن:

$$Q_{nv}=F_u A_{sa} \qquad (۳۸-۸-۲-۱۰)$$

$$\phi_v = 0.65 \ (\text{LRFD}) \quad \text{و} \quad \Omega_v = 2.31 \ (\text{ASD})$$

F_u = تنش کششی نهایی گل‌میخ

A_{sa} = سطح مقطع گل‌میخ

چنانچه گسیختگی قالبی بتن در برش به‌عنوان یک حالت حدی محسوب شود، مقاومت برشی طراحی یک برشگیر گل‌میخ باید براساس یکی از حالات زیر تعیین شود:

۱) چنانچه براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، میلگرد لازم در دو طرف ناحیهٔ گسیختگی در بتن کار گذاشته شود، کوچک‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از معادلهٔ ۱۰-۲-۸-۳۸ و مقاومت اسمی میلگرد، باید به‌عنوان مقاومت برشی اسمی گل‌میخ (Q_{nv})، محسوب شود.

۲) براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

پ) مقاومت کششی موجود برشگیرهای از نوع گل‌میخ

در مواردی که فاصلهٔ مرکز گل‌میخ تا لبهٔ آزاد بتن در امتداد عمود بر ارتفاع گل‌میخ بزرگ‌تر از 1.5 برابر ارتفاع گل‌میخ و فاصلهٔ مرکز تا مرکز گل‌میخ‌ها بزرگ‌تر یا مساوی 3 برابر ارتفاع گل‌میخ باشد،

مقاومت کششی موجود گل‌میخ‌ها در روش LRFD مساوی $\phi_t Q_{nt}$ و در روش ASD برابر Q_{nt}/Ω_t است، که در آن:

$$Q_{nt}=F_u A_{sa} \qquad (۳۹-۸-۲-۱۰)$$

$$\phi_t = 0.75 \ (\text{LRFD}) \qquad \text{و} \qquad \Omega_t = 2.00 \ (\text{ASD})$$

F_u و A_{sa} همان تعاریف به‌کاررفته در بند (ب) فوق هستند.

تبصره: در مواردی که فاصلهٔ مرکز گل‌میخ تا لبهٔ آزاد بتن در امتداد عمود بر ارتفاع گل‌میخ کوچک‌تر از 1.5 برابر ارتفاع گل‌میخ یا فاصلهٔ مرکز تا مرکز گل‌میخ‌ها کوچک‌تر از 3 برابر ارتفاع گل‌میخ باشد، مقاومت کششی طراحی گل‌میخ‌ها باید براساس یکی از حالات زیر تعیین گردد:

۱) چنانچه براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، میلگرد لازم در دو طرف ناحیهٔ گسیختگی در بتن کار گذاشته شود، کوچک‌ترین مقدار به دست آمده از رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۳۹ و مقاومت اسمی میلگرد باید به‌عنوان مقاومت برشی اسمی گل‌میخ (Q_{nt})، محسوب شود.

۲) براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران

ت) اثر هم‌زمان برش و کشش در گل‌میخ‌ها

در مواردی که گسیختگی قالبی بتن در برش به‌عنوان یک حالت حدی محسوب نشود و نیز فاصلهٔ مرکز گل‌میخ تا لبهٔ آزاد بتن در امتداد عمود بر ارتفاع گل‌میخ بزرگ‌تر از 1.5 برابر ارتفاع گل‌میخ و فاصلهٔ مرکز تا مرکز گل‌میخ‌ها بزرگ‌تر یا مساوی 3 برابر ارتفاع گل‌میخ باشد، اثر توأم برش و کشش در گل‌میخ باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

$$\left[\frac{Q_{ut}}{\phi_t Q_{nt}}\right]^{\frac{5}{3}} + \left[\frac{Q_{uv}}{\phi_v Q_{nv}}\right]^{\frac{5}{3}} \le 1.0 \qquad (۴۰-۸-۲-۱۰)$$

$$\left[\frac{Q_{at}}{Q_{nt}/\Omega_t}\right]^{\frac{5}{3}} + \left[\frac{Q_{av}}{Q_{nv}/\Omega_v}\right]^{\frac{5}{3}} \le 1.0 \qquad (۴۱-۸-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

Q_{ut} = مقاومت کششی موردنیاز گل‌میخ در LRFD

Q_{at} = مقاومت کششی موردنیاز گل‌میخ در ASD

Q_{uv} = مقاومت برشی موردنیاز گل‌میخ در LRFD

Q_{av} = مقاومت برشی موردنیاز گل‌میخ در ASD

Q_{nt} = مقاومت کششی اسمی گل‌میخ

Q_{nv} = مقاومت برشی اسمی گل‌میخ

ϕ_t = ضریب کاهش مقاومت کششی گل‌میخ مساوی 0.75

ϕ_v = ضریب کاهش مقاومت برشی گل‌میخ مساوی 0.65

Ω_t = ضریب اطمینان مقاومت کششی گل‌میخ مساوی 2.00

Ω_v = ضریب کاهش مقاومت برشی گل‌میخ مساوی 2.31

ث) مقاومت برشی موجود برشگیرهای از نوع ناودانی

مقاومت برشی موجود برشگیرهای از نوع ناودانی در روش LRFD مساوی $\phi_v Q_{nv}$ و در روش ASD مساوی Q_{nv}/Ω_v است، که در آن:

$$\phi_v = 0.75 \ (\text{LRFD}) \quad \text{و} \quad \Omega_v = 2.00 \ (\text{ASD})$$

و Q_{nv} مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی بوده که باید براساس رابطهٔ ۱۰-۲-۸-۳۷ تعیین شود.

ج) جزئیات‌بندی

۱- برشگیرها باید حداقل 25 میلی‌متر پوشش جانبی از بتن داشته باشند.

۲- حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز گل‌میخ‌ها در هر امتداد 4 برابر قطر گل‌میخ است.

۳- حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز گل‌میخ‌ها 32 برابر قطر گل‌میخ است.

۴- حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز برشگیرهای از نوع ناودانی 600 میلی‌متر است.

چ) حالت‌های خاص

هنگامی‌که عضو با مقطع مختلط منطبق بر مقررات این بند نباشد، مقاومت اسمی برشگیرها و جزئیات اجرایی آن‌ها، باید براساس یک برنامهٔ آزمایشی مناسب تعیین شود.

۱۰-۲-۸-۱۰ کنترل فشار هیدرواستاتیک در مقاطع مستطیلی پرشده با بتن

در صورتی که در هنگام ریختن بتن به داخل مقاطع مستطیلی شکل فشار هیدرواستاتیکی بزرگی به دیوارهٔ مقطع فولادی (به جدارهای مقطع مستطیلی شکل) وارد شود، ممکن است دیوارهٔ مقطع دچار تغییرشکل بزرگی شود. این مسئله علاوه بر ایجاد ظاهر نامناسب در مقطع، ممکن است موجب فراهم شدن شرایطی برای شروع کمانش موضعی جدارهای مقطع مستطیلی شکل شود. برای کنترل این‌گونه تغییرشکل‌ها می‌توان از روابط زیر استفاده کرد:

$$\sigma_{max} = \max\begin{bmatrix} \left(\frac{2h_c}{b_c + 4h_c}\right)\frac{ph_c^2}{t^2} \\ \frac{1}{3}\left(\frac{3b_c + 4h_c}{b_c + 4h_c}\right)\frac{ph_c^2}{t^2} \end{bmatrix} \leq 0.5F_y \qquad (۴۲\text{-}۸\text{-}۲\text{-}۱۰)$$

$$\delta_{max} = \frac{1}{32}\left(\frac{5b_c + 4h_c}{b_c + 4h_c}\right)\frac{ph_c^4}{E_s t^3} \leq \frac{L}{2000} \qquad (۴۳\text{-}۸\text{-}۲\text{-}۱۰)$$

در روابط فوق:

σ_{max} = تنش عمودی حداکثر در جدار مقطع مستطیلی شکل ناشی از فشار هیدرواستاتیک

δ_{max} = تغییرشکل حداکثر در جدار مقطع مستطیلی شکل ناشی از فشار هیدرواستاتیک

h = بعد بزرگ مقطع مستطیلی شکل و $h_c = h - 2t$

b = بعد کوچک مقطع مستطیلی شکل و $b_c = b - 2t$

t = ضخامت دیوارهٔ مقطع مستطیلی شکل

p = فشار هیدرواستاتیک

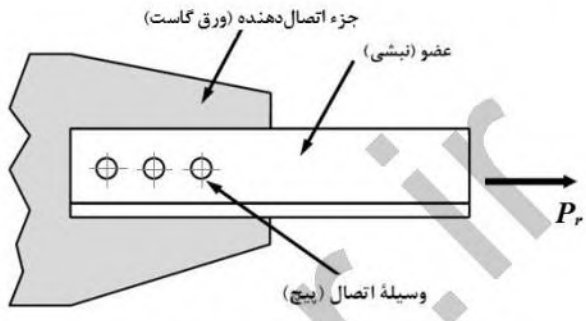
L = طول فشار هیدرواستاتیک

E_s = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

inbr.ir

۱۰-۲-۹ الزامات طراحی اتصالات

این بخش به الزامات طراحی اتصالات، شامل اجزای اتصال‌دهنده (ورق‌ها، قطعات تقویتی، ورق‌های سخت‌کننده در محل اتصالات اعضا به یکدیگر، نبشی‌ها و لچکی‌های اتصال) و وسایل اتصال (جوش، پیچ و میله‌های دندانه‌شده) می‌پردازد که تحت آثار ناشی از خستگی قرار ندارند (شکل ۱۰-۲-۹-۱). به الزامات طراحی عضو در بخش‌های قبلی این فصل پرداخته شده است.



شکل ۱۰-۲-۹-۱: نام‌گذاری قسمت‌های مختلف یک اتصال

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-۲-۹-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۹-۲ جوش‌ها
- ۱۰-۲-۹-۳ پیچ‌ها و میله‌های دندانه‌شده
- ۱۰-۲-۹-۴ مقاومت موجود اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا
- ۱۰-۲-۹-۵ ورق‌های پرکننده
- ۱۰-۲-۹-۶ وصله‌ها
- ۱۰-۲-۹-۷ مقاومت اتکایی موجود سطوح متکی به هم
- ۱۰-۲-۹-۸ کف‌ستون‌ها، ورق‌های نشیمن و فشار مستقیم بر بتن و مصالح بنایی
- ۱۰-۲-۹-۹ میل‌مهارهای کف‌ستون و اقلام مدفون
- ۱۰-۲-۹-۱۰ الزامات ویژه بال‌ها و جان مقاطع اعضای تحت اثر بارهای متمرکز

inbr.ir

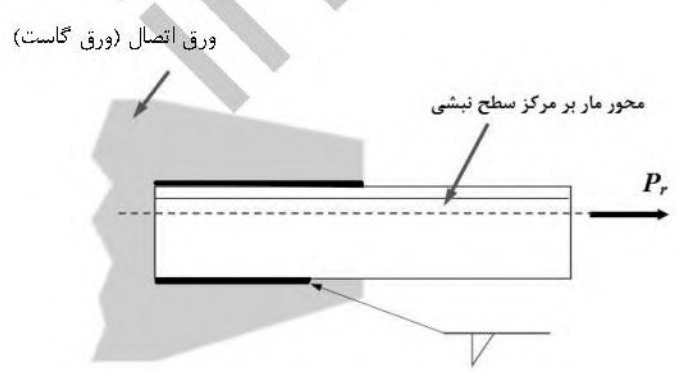
۱۰-۲-۹-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۹-۱-۱ مبانی طراحی

مقاومت موجود یک اتصال در روش LRFD برابر ϕR_n و در روش ASD برابر R_n/Ω بوده و مطابق الزامات این بخش، براساس کوچک‌ترین مقدار از بین مقاومت اجزای اتصال و وسایل اتصال، تعیین می‌شود.

مقاومت موردنیاز یک اتصال (R_r)، باید بر مبنای تحلیل سازه برای ترکیبات بارگذاری متناظر با روش طراحی یا متناسب با ظرفیت باربری (مقاومت موجود) اجزای متصل‌شده، چنانچه در این مبحث مشخص شده باشد، تعیین گردد.

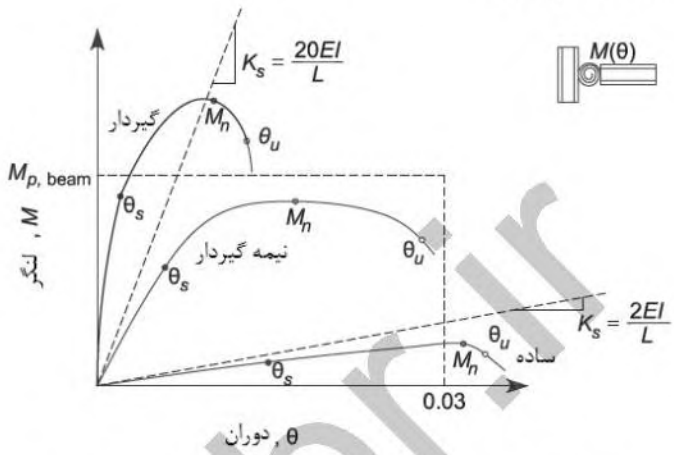
تبصره: در اتصال اعضای با نیروی محوری باید سعی شود که محورهای مار بر مرکز ثقل اعضا در یک نقطه در داخل صفحهٔ اتصال با همدیگر تلاقی کنند. در اتصالات پیچی از برون‌محوری‌های ناچیز می‌توان صرف‌نظر کرد. در اتصالات جوشی نیز، چنانچه بار استاتیکی باشد، می‌توان از اثر برون‌محوری‌های کوچک صرف‌نظر کرد. در غیر این صورت، به ویژه در بارگذاری‌های سیکلی و خستگی‌آور، آثار ناشی از برون‌محوری در داخل صفحهٔ اتصال باید در تحلیل و طراحی لحاظ گردد. شکل ۱۰-۲-۹-۲ اتصال یک نبشی به ورق اتصال (ورق گاست) را نشان می‌دهد که از جوش متوازن جهت حذف برون‌محوری داخل صفحه استفاده شده است.



شکل ۱۰-۲-۹-۲: اتصال عضو با مقطع نبشی به ورق اتصال (ورق گاست) از طریق جوش متوازن

۱۰-۲-۹-۱-۲ انواع اتصالات سازه‌ای

به‌طورکلی اتصالات تیر به ستون در قاب‌های ساختمانی به سه دستهٔ ساده[1] (S)، گیردار[2] (FR) و نیمه گیردار[3] (PR) تقسیم‌بندی می‌شوند. در اتصالات سازه‌ای، این تقسیم‌بندی براساس جزئیات استاندارد شده و آزمایشات فیزیکی بر روی آن‌ها و با توجه به منحنی لنگر-دوران اتصال (مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۳) انجام می‌پذیرد.



شکل ۱۰-۲-۹-۳: نمونهٔ منحنی لنگر- دوران و دسته‌بندی اتصالات

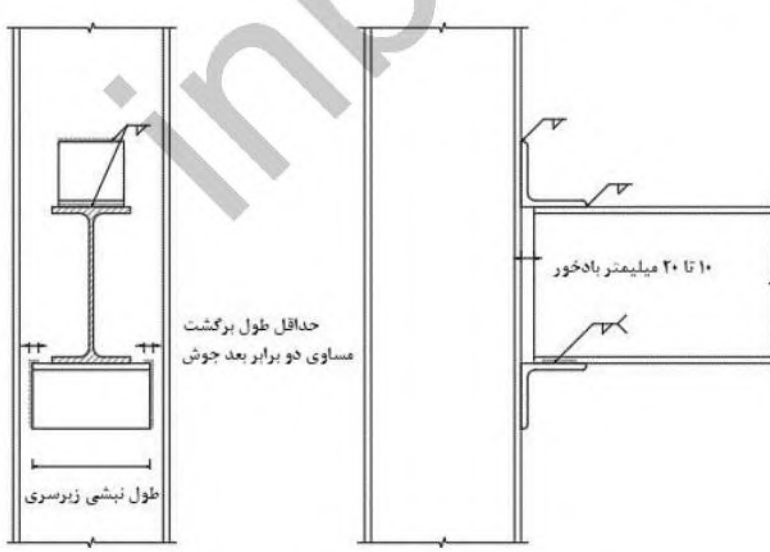
الف) اتصالات ساده: اتصالات سادهٔ استاندارد به اتصالی گفته می‌شوند که از نظر دوران انعطاف‌پذیر بوده و لنگری به تکیه‌گاه انتقال نمی‌دهند و درنتیجه می‌توان آن‌ها را فقط در برابر برش (عکس‌العمل تکیه‌گاه) و آثار ناشی از آن طراحی نمود. در صورت وجود نیروی محوری، آثار آن نیز باید در طراحی اتصال لحاظ شود. اتصالات ساده باید شرایط آزادی دوران در انتهای اعضا را با جزئیات مناسب تأمین نمایند. معمولاً اتصالات ساده تحت اثر بارهای بهره‌برداری دارای سختی (K_s در شکل ۱۰-۲-۹-۳) کمتر از دو برابر سختی خمشی سکانتی تیر (2EI/L) هستند. در یک اتصال مقدار K_s برابر لنگر خمشی تقسیم بر دوران متناظرش تحت اثر بارهای بهره‌برداری است. اتصالات ساده را می‌توان به‌صورت ایده‌آل مدل کرد.

1) Simple connections
2) Fully Restrained
3) Partially Restrained

ب) اتصالات گیردار: اتصالات گیردار به اتصالاتی گفته می‌شوند که در آن چرخش نسبی بین اعضای متصل‌شده به یکدیگر ناچیز بوده و معمولاً تحت اثر بارهای بهره‌برداری دارای سختی بیش از بیست برابر سختی خمشی سکانتی تیر (20EI/L) هستند. اتصالات گیردار را می‌توان به‌صورت ایده‌آل مدل کرد.

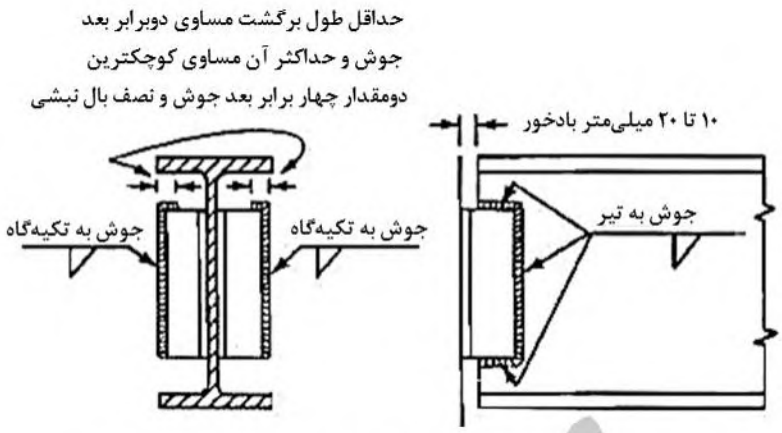
پ) اتصالات نیمه گیردار: اتصالات نیمه گیردار به اتصالاتی گفته می‌شوند که مقدار سختی آن‌ها بین دو حالت قبلی است. در تحلیل سازه، برای مدل‌سازی این نوع اتصالات باید از سختی به‌دست‌آمده از منحنی لنگر- دوران اتصال استفاده شود. منحنی لنگر- دوران اتصال نیمه گیردار باید به شیوهٔ تحلیلی یا براساس نتایج آزمایشگاهی معتبر تعیین شود. اتصالات نیمه گیردار باید از مقاومت، سختی و ظرفیت تغییرشکل کافی برخوردار باشند.

تبصره: هرگونه مغایرت جزئیات اتصالات با جزئیات استاندارد باعث تغییر در منحنی لنگر-دوران شده و به‌عنوان نمونه، با یک جوشکاری اضافی ممکن است اتصالی را از حالت ساده به حالت نیمه گیردار یا گیردار تبدیل کند. ازاین‌رو استفاده از جزئیات استاندارد برای هر نوع اتصال اکیداً توصیه می‌شود. شکل‌های ۱۰-۲-۹-۴ و ۱۰-۲-۹-۵ جزئیات دو نمونه از اتصالات سادهٔ متعارف و شکل ۱۰-۲-۹-۶ جزئیات یک نوع اتصال گیردار را نشان می‌دهند.

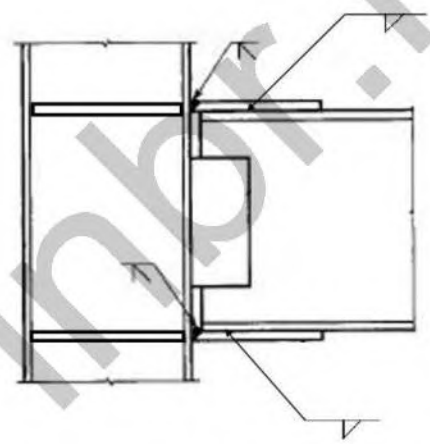


شکل ۱۰-۲-۹-۴: جزئیات اتصال نبشی نشیمن جوشی

inbr.ir



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



شکل ۱۰-۲-۹-۶: جزئیات یک نمونه از اتصال گیردار تیر به ستون با ورق جوش‌شده

۱۰-۲-۹-۱-۳ سطوح فشاری در تماس با یکدیگر

ستون‌هایی که انتقال بار آن‌ها از طریق اتکاء و تماس سطوح فولادی صورت می‌پذیرد و در آن‌ها تمهیدات لازم از طریق آماده‌سازی سطوح در تماس به عمل آمده باشد، باید دارای وسایل اتصال کافی برای نگه‌داشتن کل قسمت‌ها در جای خود باشند.

در سایر اعضای فشاری که در آن‌ها انتقال نیرو از طریق اتکاء مجاز باشد، مقاومت موردنیاز وصله و وسایل اتصال آن‌ها نباید از هر یک از مقاومت‌های موردنیاز زیر به‌طور مجزا کوچک‌تر باشد:

۱) مقاومت کششی محوری موردنیاز برابر 50 درصد مقاومت فشاری موردنیاز عضو

۲) مقاومت خمشی و برشی موردنیاز که بر اثر اعمال یک بار عرضی برابر 2 درصد مقاومت فشاری موردنیاز عضو به دست آید. بار عرضی باید در محل وصله بدون در نظر گرفتن بارهای دیگری که بر عضو عمل می‌کنند، در نظر گرفته شود. برای تعیین مقدار برش و لنگر در محل وصله، انتهای عضو، مفصلی در نظر گرفته می‌شود.

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

کلیهٔ سوراخ‌هایی که به‌منظور دسترسی و تسهیل جوشکاری تعبیه آن‌ها الزامی است، برای قرار دادن مصالح جوش در موضع موردنظر، باید فضای کافی برای دسترسی داشته باشند. این سوراخ‌ها و نیز قسمت‌های برش دادهٔ بال در انتهای تیرها باید به صورتی کاملاً یکنواخت، با انحنای ملایم و بدون گوشه‌های تیز، تعبیه شوند.

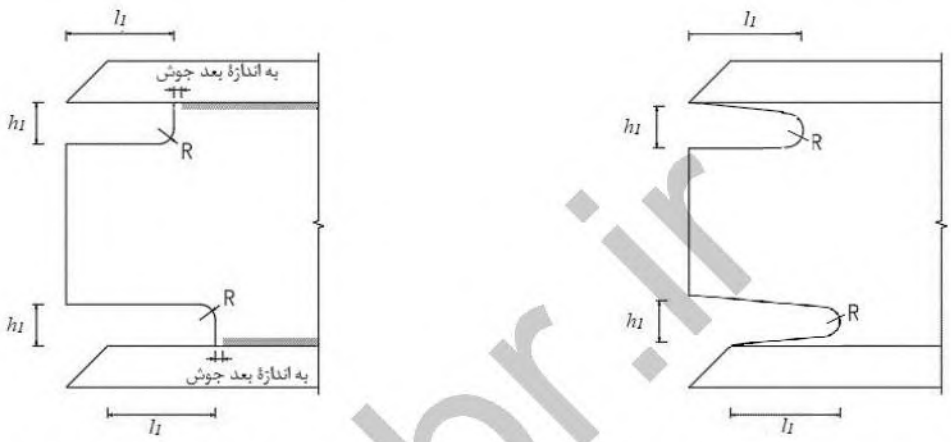
طول سوراخ‌های دسترسی (فاصلهٔ l_1 نشان داده‌شده در شکل‌های ۱۰-۲-۹-۷-الف و ب) نباید کمتر از 40 میلی‌متر و کمتر از 1.5 برابر ضخامت ورقی گردد که سوراخ دسترسی در آن ایجاد می‌شود.

ارتفاع سوراخ دسترسی (h_1) نباید از 20 میلی‌متر و از ضخامت ورقی که سوراخ دسترسی در آن ایجاد می‌شود کوچک‌تر و از 50 میلی‌متر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود. مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۷، شعاع قوس‌های سوراخ دسترسی جوش نباید کوچک‌تر از 10 میلی‌متر انتخاب شود.

در مقاطع نوردشده و ساخته شده از ورق که در آن‌ها ایجاد سوراخ دسترسی پس از اتمام جوشکاری بال‌ها به جان صورت می‌گیرد، لبهٔ جان باید از سطح بال تا سطح تو رفتگی سوراخ دسترسی به‌صورت شیب‌دار، کاملاً یکنواخت و بدون گوشه‌های تیز باشد.

در مقاطع ساخته‌شده از ورق که در آن‌ها ایجاد سوراخ دسترسی قبل از تکمیل جوشکاری بال‌ها به جان صورت می‌گیرد، انتهای سوراخ دسترسی می‌تواند عمود بر بال باشد؛ مشروط بر آنکه انتهای جوش به اندازهٔ بعد جوش از سوراخ دسترسی فاصله داشته باشد.

در نیمرخ‌های سنگین و مقاطع ساخته‌شده از ورق که از ورق‌هایی به ضخامت بیش از 40 میلی‌متر ساخته می‌شوند، لبه‌های برش دادهٔ تیر یا سوراخ‌های دسترسی که توسط شعله بریده شده باشند را باید با سنگ‌زدن به‌صورت فلز صاف و براق در آورد. اگر قسمت‌های منحنی بریده‌شده در محل سوراخ دسترسی توسط عمل مته‌کردن یا برقوزدن صورت گرفته باشد، نیازی به سنگ‌زدن و صاف‌کردن نخواهد بود.



الف) مقاطع نوردشده و ساخته شده از ورق که در آن‌ها ایجاد سوراخ دسترسی پس از انجام جوشکاری بال‌ها به جان صورت می‌گیرد.

ب) مقاطع ساخته شده از ورق که در آن‌ها ایجاد سوراخ دسترسی قبل از تکمیل جوشکاری بال‌ها به جان صورت می‌گیرد.

شکل ۱۰-۲-۹-۷: سوراخ‌های دسترسی برای جوشکاری و برش بال‌های تیر در محل اتصال

۱۰-۲-۹-۱-۵ اتصال ستون به ورق کف‌ستون

اتصال ستون به ورق کف‌ستون متناسب با نوع اتصال (ساده یا گیردار) باید برای انتقال نیروهای موجود در پای ستون طراحی گردد. شایان‌ذکر است که در نوع گیردار اتصال کف‌ستون، هرگونه خطا در ساخت یا محاسبات می‌تواند موجب افزایش چشمگیر گریز افقی ساختمان در طبقات شود. در بارگذاری‌های شدید لرزه‌ای، ممکن است کف‌ستون از نوع مدفون در بتن برای جلوگیری از دوران لازم باشد.

در هنگام ساخت، باید انتهای ستون‌ها تراز شده و سطح تماس کف‌ستون نیز برای انتقال نیروی فشاری صاف و آماده شده باشد. بر این اساس درصورتی‌که نیروی پای ستون فشاری تنها و پای

ستون کاملاً صاف، صیقلی و گونیا باشد، طراحی پای ستون می‌تواند با رعایت الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱-۳ از طریق اتکا صورت پذیرد. در غیر این صورت محاسبات انتقال نیرو نباید از طریق فشار مستقیم تماسی بین ستون و کف‌ستون انجام شود، بلکه تمامی نیروها باید از طریق اجزاء و وسایل اتصال به کف‌ستون انتقال یابد.

برای تراز نمودن کف‌ستون معمولاً در زیر آن از گروت استفاده می‌شود. در این صورت مقاومت فشاری گروت باید حداقل دو برابر مقاومت فشاری بتن پی باشد و ضخامت آن از 40 میلی‌متر کمتر و از 80 میلی‌متر بیشتر نشود. برای کف‌ستون‌های با ابعاد بزرگ‌تر از 500 میلی‌متر استفاده از سوراخی به قطر حداقل 50 میلی‌متر در نواحی وسط ورق برای تخلیهٔ هوای گروت توصیه می‌گردد.

استفاده از حداقل چهار میل‌مهار مناسب برای اتصال ورق کف‌ستون به پی توصیه می‌شود. این میل مهارها باید به نحو مناسب در بتن پی مهار شوند. مقاومت موجود میل‌مهار در بتن براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌گردد.

۱۰-۲-۹-۱-۶ ترکیب پیچ و جوش

به‌طورکلی وقتی در یک اتصال از ترکیب جوش و پیچ استفاده می‌شود پیچ را نمی‌توان در تحمل بار با جوش سهیم دانست. اما در صورت رعایت شرایط زیر، در تعیین مقاومت موجود اتصال متشکل از پیچ‌های پرمقاومت و جوش‌های گوشهٔ طولی، مقاومت اسمی آن را می‌توان برابر مجموع مقاومت لغزشی اسمی پیچ‌ها و مقاومت اسمی جوش‌های گوشهٔ طولی در نظر گرفت:

الف) پیچ‌ها از نوع پرمقاومت بوده و به‌صورت لغزش بحرانی طراحی شده باشند.

ب) در طراحی به روش LRFD ضریب کاهش مقاومت برابر $\phi = 0.75$ و در طراحی به روش ASD ضریب اطمینان برابر $\Omega = 2.00$ در نظر گرفته شود.

پ) اگر پیچ‌های پرمقاومت با استفاده از روش چرخاندن اضافی مهره‌ها مطابق الزامات فصل ۱۰-۴ پیش‌تنیده شوند، مقاومت موجود جوش‌های گوشه طولی از 50 درصد مقاومت موردنیاز اتصال کمتر نباشد.

ت) اگر پیچ‌های پرمقاومت با استفاده از هر روشی به‌جز روش چرخاندن اضافی مهره‌ها مطابق الزامات فصل ۱۰-۴ پیش‌تنیده شوند، مقاومت موجود جوش‌های گوشه طولی از 70 درصد مقاومت موردنیاز اتصال کمتر نباشد.

ث) مقاومت موجود پیچ‌های پرمقاومت از 33 درصد مقاومت موردنیاز اتصال کمتر نباشد.

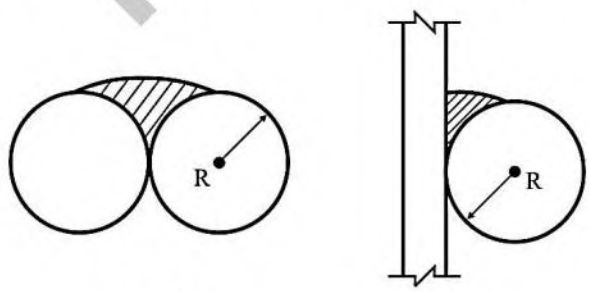
تبصره ۱: در اتصالات ترکیبی (ترکیب پیچ و جوش‌های طولی) مقاومت موجود اتصال لزومی ندارد کمتر از مقاومت پیچ‌ها به تنهایی و مقاومت جوش‌ها به تنهایی در نظر گرفته شود.

تبصره ۲: در خصوص ساختمان‌های موجودی که اتصالات آن‌ها از نوع پیچی است، تقویت اتصال از طریق جوش، به شرطی مجاز است که پیچ‌های موجود از نوع پرمقاومت و با عملکرد لغزش بحرانی طراحی و اجرا شده باشند. در این‌گونه موارد جوش باید نیروهای مازاد بر آنچه پیچ تحمل می‌کند را انتقال دهد و درهرحال مقاومت موجود جوش نباید کمتر از 25 درصد مقاومت موردنیاز اتصال باشد.

۱۰-۲-۹-۲ جوش‌ها

۱۰-۲-۹-۲-۱ جوش‌های شیاری

الف) سطح مقطع مؤثر: سطح مقطع مؤثر در جوش‌های شیاری عبارت است از حاصل‌ضرب طول مؤثر در ضخامت مؤثر جوش. طول مؤثر جوش برابر با طول جوش‌شده و ضخامت مؤثر جوش شیاری با نفوذ کامل برابر با ضخامت قطعهٔ نازک‌تر در اتصال لب‌به‌لب و ضخامت قطعهٔ جوش‌شده در اتصال کنج و سپری در نظر گرفته می‌شود. ضخامت مؤثر در جوش شیاری با نفوذ نسبی برابر با عمق شیار جوش منهای 3 میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود. استفاده از جوش شیاری با نفوذ نسبی (ناقص) در وضعیتی که بارگذاری متناوب (اثر خستگی) وجود داشته باشد، مجاز نیست. ضخامت مؤثر جوش شیاری که بین دو لبهٔ گرد (مثل شیار بین دو میلگرد) یا بین یک لبهٔ گرد و لبهٔ تخت (مثل میلگرد در مجاورت ورق) داده می‌شود، باید مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۸ در نظر گرفته شود.



شکل ۱۰-۲-۹-۸: ضخامت مؤثر جوش‌های شیاری لب‌گرد

ب) محدودیت: ضخامت مؤثر در جوش‌های شیاری با نفوذ نسبی نباید از مقدار موردنیاز محاسباتی و همچنین از مقادیر مندرج در جدول ۱۰-۲-۹-۱ کوچک‌تر باشد. حداقل ضخامت مؤثر با توجه به ضخامت قطعهٔ نازک‌تر تعیین می‌شود. در اتصال لب‌به‌لب قطعات، ضخامت جوش نباید از ضخامت نازک‌ترین قطعهٔ متصل‌شونده بزرگ‌تر باشد.

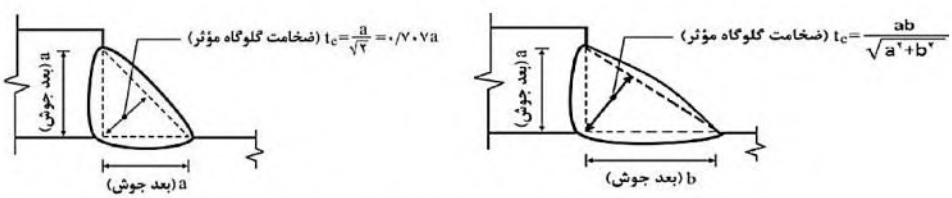
جدول ۱۰-۲-۹-۱: حداقل ضخامت مؤثر جوش شیاری با نفوذ نسبی با یک بار عبور

ضخامت قطعهٔ نازک‌تر	حداقل ضخامت مؤثر (با یک بار عبور)
تا 6 میلی‌متر	3 میلی‌متر
بیش از 6 تا 12 میلی‌متر	5 میلی‌متر
بیش از 12 تا 20 میلی‌متر	6 میلی‌متر
بیش از 20 تا 40 میلی‌متر	8 میلی‌متر

- *درصورتی‌که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یک بار عبور تأمین نمود، باید از پیش‌گرمایش یا فرآیندهای کم هیدروژن استفاده کرد.*
- *برای قطعات با ضخامت بزرگ‌تر از 40 میلی‌متر پیش‌گرمایش و دستورالعمل جوشکاری باید با مطالعهٔ خاص موردبررسی قرار گیرد.*

۱۰-۲-۹-۲-۲ جوش‌های گوشه

الف) سطح مقطع مؤثر: سطح مقطع مؤثر در جوش‌های گوشه برابر با حاصل‌ضرب طول مؤثر در ضخامت گلوگاه مؤثر در نظر گرفته می‌شود. طول مؤثر جوش گوشه (به‌جز جوش‌های گوشه‌ای که در سوراخ و شکاف قرار می‌گیرد) برابر با طول کلی نوار جوش شامل قسمت‌های برگشت‌خورده (درصورتی‌که طول برگشت کوچک‌تر از چهار برابر بعد جوش نباشد) است. بعد جوش گوشه برابر اندازه ساق مقطع جوش است. مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۹ ضخامت گلوگاه مؤثر (t_e) در جوش گوشه برابر کوتاه‌ترین فاصله بین ریشهٔ مقطع جوش تا سطح خارجی آن و به‌عبارت‌دیگر برابر ارتفاع وارد بر وتر مثلث مقطع جوش به‌حساب می‌آید.



شکل ۱۰-۲-۹-۹: بعد و ضخامت گلوگاه مؤثر جوش‌های گوشه

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

ب) محدودیت‌ها:

۱- حداقل بعد جوش‌های گوشه نباید از بعد موردنیاز برای انتقال بارهای محاسبه‌شده و اندازه‌های نشان داده‌شده در جدول ۱۰-۲-۹-۲ کوچک‌تر انتخاب شود. حداقل بعد جوش با یک بار عبور تابع ضخامت قطعهٔ نازک‌تر بوده و درهرحال نباید از ضخامت قطعهٔ نازک‌تر بیشتر باشد.

۲- حداکثر بعد جوش‌های گوشه در لبهٔ قطعات متصل‌شونده برای قطعات با ضخامت کوچک‌تر از 6 میلی‌متر برابر ضخامت قطعه و برای قطعات با ضخامت بیش از 6 میلی‌متر برابر ضخامت قطعه منهای 2 میلی‌متر است.

جدول ۱۰-۲-۹-۲: حداقل بعد جوش گوشه با یک بار عبور

ضخامت قطعه نازک‌تر	حداقل بعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا 6 میلی‌متر	3 میلی‌متر
بیش از 6 تا 12 میلی‌متر	5 میلی‌متر
بیش از 12 تا 20 میلی‌متر	6 میلی‌متر
بیش از 20 میلی‌متر	8 میلی‌متر

- درصورتی‌که نتوان ضخامت‌های حداقل فوق را با یک بار عبور تأمین نمود، باید از پیش‌گرمایش یا فرآیندهای کم هیدروژن استفاده کرد
- در سازه‌های تحت بار دینامیکی با تکرار زیاد حداقل بعد جوش گوشه برابر 5 میلی‌متر است. بارهای ناشی از باد و زلزله در ردیف بارهای دینامیکی با تکرار زیاد قرار نمی‌گیرند.

۳- طول مؤثر جوش‌های گوشهٔ محاسباتی نباید از 4 برابر بعد جوش کوچک‌تر باشد. به‌عبارت‌دیگر، بعد جوش نباید از یک‌چهارم طول آن بزرگ‌تر باشد.

۴- در اتصال انتهایی اعضای محوری، طول مؤثر هر خط جوشی که به‌صورت طولی بارگذاری شده است، نباید از 100 برابر بعد جوش تجاوز نماید. در صورت نیاز به طول جوش بیش از 100 برابر بعد جوش، طول مؤثر آن باید به شرح زیر با ضریب β کاهش داده شود:

$$L_e = \beta L \qquad (۱۰-۲-۹-۱)$$

$$0.6 \le \beta = 1.2 - 0.002(L/a) \le 1.0$$

در رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۱:

L_e= طول مؤثر هر خط جوش

L= طول واقعی هر خط جوشی که در قسمت انتهایی اتصال به‌صورت طولی بارگذاری شده است.

a= بعد جوش گوشه

β= ضریب کاهش طول واقعی هر خط جوش

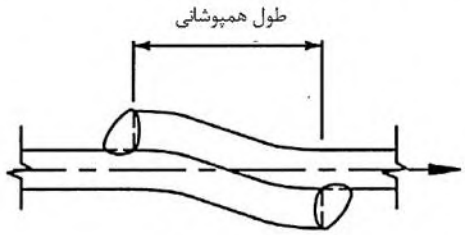
۵- استفاده از جوش‌های گوشهٔ منقطع برای انتقال نیروها در اتصال جان به بال تیرهای ساخته شده از ورق (تیرورق‌ها)، اتصال ورق‌های تقویتی بال، اتصال قطعات سخت‌کننده به جان تیرورق و برای اتصال اجزای اعضای ساخته شده از ورق مجاز است. طول مؤثر قطعات جوش منقطع نباید از 4 برابر بعد جوش و از 40 میلی‌متر کمتر باشد. فاصلهٔ آزاد بین نوارهای جوش منقطع نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

- در قطعات رنگ‌شده و قطعاتی که رنگ نمی‌شوند ولی احتمال زنگ‌زدگی و خوردگی ندارند، 24 برابر ضخامت نازک‌ترین ورق یا 300 میلی‌متر
- در قطعات رنگ‌نشده که تحت اثر زنگ‌زدگی و خوردگی (حاصل از عوامل جوی) قرار گیرند، 14 برابر ضخامت نازک‌ترین ورق یا 180 میلی‌متر

۶- در اتصالات پوششی (روی‌هم) دو قطعه که تحت اثر تنش‌های محوری قرار دارند، اگر فقط از جوش گوشهٔ عرضی استفاده شده باشد، باید انتهای هر دو قطعه به یکدیگر جوش شود و مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۰-الف طول هم‌پوشانی دو قطعه نباید از 5 برابر ضخامت قطعهٔ نازک‌تر و 25 میلی‌متر کوچک‌تر باشد.

در وضعیتی که اتصال به اندازه کافی مقید شده باشد یا از طریق حداقل دو ردیف طولی جوش انگشتانه یا کام و یا دو یا چند خط جوش گوشهٔ طولی از تغییرشکل ناحیهٔ هم‌پوشانی و درنتیجه از باز شدن اتصال تحت اثر بار محوری جلوگیری شود، می‌توان مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۰-پ از جوش گوشهٔ عرضی فقط از یک طرف اتصال استفاده کرد و در این حالت نیازی به تأمین حداقل طول هم‌پوشانی نیست.

۷- استفاده از جوش گوشه در لبهٔ سوراخ و شکاف در اتصالات روی‌هم، به‌منظور انتقال برش یا جلوگیری از کمانش یا جدایی قسمت‌های متصل شونده مجاز است. جوش‌های گوشه در سوراخ‌ها و شکاف‌ها به‌عنوان جوش کام یا انگشتانه تلقی نمی‌شوند.



(الف) طول همپوشانی در اتصالات پوششی (جوش دو طرفه)

(ب) جوش یک‌طرفه غیر مقید و غیرمجاز (پ) جوش یک‌طرفه مقید و مجاز

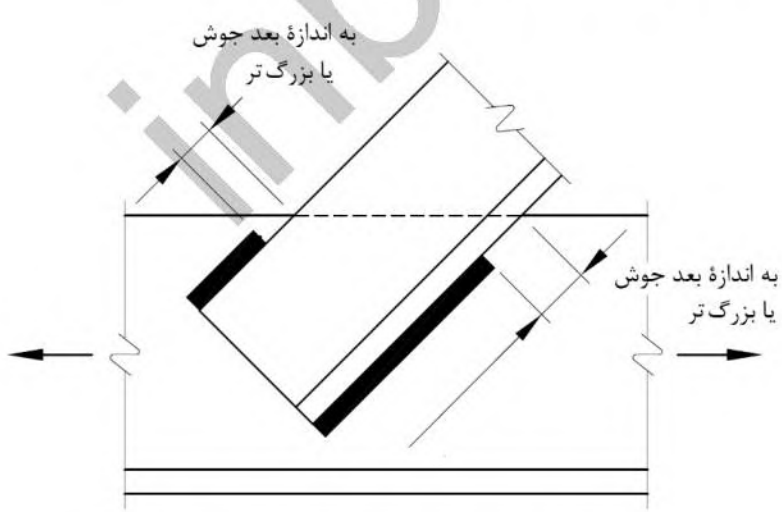
شکل ۱۰-۲-۹-۱۰: اتصال پوششی (روی‌هم) دو قطعه

۸- جوش‌های گوشه می‌توانند به انتهای ناحیهٔ اتصال منتهی شده یا قبل از رسیدن به انتهای ناحیهٔ اتصال قطع شوند و یا حتی می‌توان آن‌ها را طوری جوش داد تا به شکل قوطی یا ناودانی در بیاید. مگر در مواردی به شرح زیر که محدودیتی برای آن‌ها وضع شده است:

- در اتصالات پوششی (روی‌هم) که یکی از قطعه‌های اتصالی تا پشت لبهٔ قطعه اتصالی دیگر که تحت اثر تنش کششی قرار دارد امتداد یافته باشد، جوش گوشه باید در فاصله‌ای بیشتر یا مساوی با بعد جوش تمام شود (شکل ۱۰-۲-۹-۱۱).
- در اتصالات مفصلی با نبشی نشیمن طول برگشت جوش گوشه در قسمت فوقانی اتصال نبشی نباید از دو برابر بعد جوش گوشه کوچک‌تر باشد.
- در اتصالات مفصلی با نبشی‌های جان که انعطاف‌پذیری اتصال به مقدار زیادی تابع انعطاف‌پذیری بال نبشی‌ها است، طول برگشت جوش گوشه در قسمت فوقانی اتصال نبشی به تکیه‌گاه نباید از دو برابر بعد جوش گوشه کوچک‌تر و از چهار برابر بعد جوش و نیز نصف

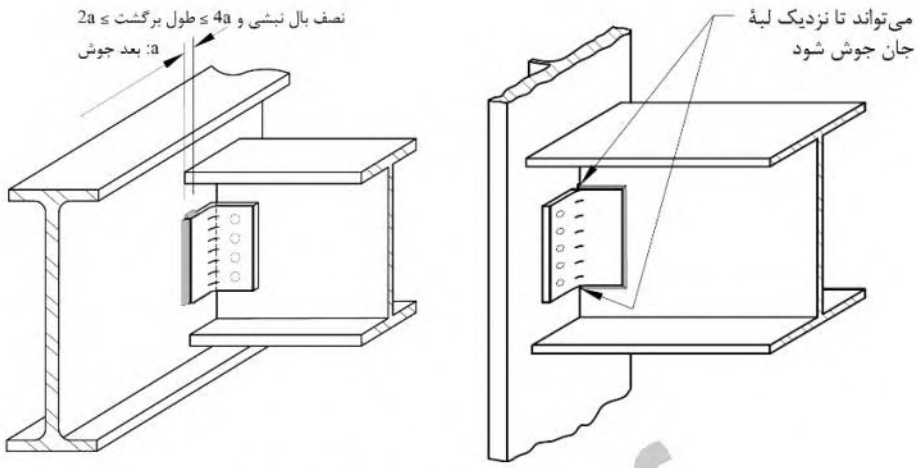
پهنای بال نبشی بزرگ‌تر باشد. در این نوع اتصالات برگشت جوش گوشه باید در نقشه‌ها و جزئیات اجرایی قید شود (شکل ۱۰-۲-۹-۱۲).

- ورق‌های سخت‌کنندهٔ عرضی باید به بال‌های تیر جوش شود. در مواردی که در اتصال، کنترل خستگی مدنظر باشد انتهای جوش گوشهٔ ورق‌های سخت‌کنندهٔ عرضی به جان تیرهای با ضخامت جان کوچک‌تر از 20 میلی‌متر، باید حداقل چهار برابر و حداکثر شش برابر ضخامت جان از پنجهٔ جوش گوشهٔ جان به بال کششی بارگذاری‌نشده، فاصله داشته باشد.
- جوش‌های گوشه‌ای که در دو وجه مخالف یک صفحهٔ مشترک ایجاد می‌شوند، درصورتی‌که مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۳ فاصلهٔ انتهای جوش گوشهٔ عرضی تا لبهٔ قطعه، کوچک‌تر از بعد جوش باشد، باید در گوشهٔ مشترک بین دو نوار جوش قطع شوند.
- در اتصالات پوششی (اتصالات روی‌هم) وقتی عضو زیری در کشش است، برای جلوگیری از زخم در لبه و ترد شکنی در جوش، انتخاب محل شروع و پایان مسیر جوشکاری باید مورد توجه قرار گیرد (شکل ۱۰-۲-۹-۱۴). همچنین لازم است شروع خط جوش به اندازهٔ حداقل بعد جوش از لبهٔ عضو، فاصله داشته باشد.

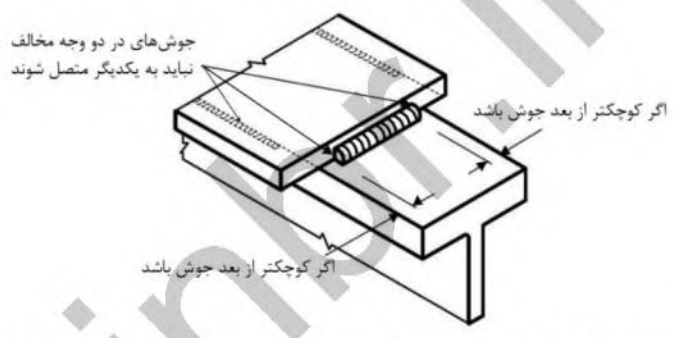


شکل ۱۰-۲-۹-۱۱: جوش گوشه در انتهای اعضای محوری

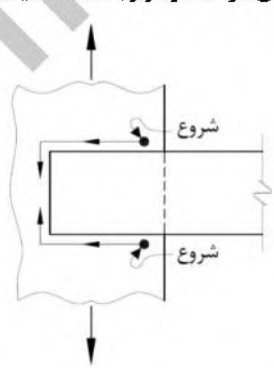
inbr.ir



شکل ۱۰-۲-۹-۱۲: اتصالات مفصلی با نبشی جان



شکل ۱۰-۲-۹-۱۳: جوش‌های گوشه در دو وجه مخالف یک صفحهٔ مشترک



شکل ۱۰-۲-۹-۱۴: مسیر مناسب برای جلوگیری از زخم (ترک یا شیار) در لبه

۱۰-۲-۹-۲-۳ جوش‌های انگشتانه و کام

الف) سطح مقطع مؤثر: برای جوش انگشتانه و کام، سطح مقطع مؤثر در برش مساوی سطح مقطع اسمی سوراخ و شکاف در صفحهٔ برش در نظر گرفته می‌شود.

ب) محدودیت‌ها

۱- استفاده از جوش انگشتانه و کام برای انتقال برش در اتصال‌های پوششی یا جلوگیری از کمانش در عناصر روی‌هم‌آمده در اعضای ساخته‌شده، مجاز است.

۲- قطر سوراخ در جوش انگشتانه نباید از ضخامت قطعهٔ سوراخ‌شده به‌اضافهٔ 8 میلی‌متر کمتر باشد. همچنین قطر مورداشاره نباید از قطر حداقل به‌اضافه 3 میلی‌متر یا 2.25 برابر ضخامت جوش بزرگ‌تر شود.

۳- حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌های جوش‌های انگشتانه 4 برابر قطر سوراخ است.

۴- در جوش کام، طول شکاف نباید از 10 برابر ضخامت جوش بزرگ‌تر باشد.

۵- در جوش کام، پهنای شکاف نباید از ضخامت قطعهٔ بریده‌شده به‌اضافه 8 میلی‌متر کوچک‌تر و از 2.25 برابر ضخامت جوش بزرگ‌تر باشد.

۶- انتهای شکاف یا باید نیم‌دایره‌ای یا خطی مستقیم باشد که گوشه‌های آن تبدیل به ربعی از دایره (با شعاعی بزرگ‌تر از ضخامت قطعهٔ حاوی شکاف) می‌شود؛ مگر اینکه انتهای شکاف به لبهٔ قطعه منتهی شده باشد.

۷- حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز شکاف‌ها در امتداد عمود بر طول، چهار برابر پهنای شکاف و حداقل فاصلهٔ مرکز تا مرکز شکاف‌ها در امتداد طول، دو برابر طول شکاف است.

۸- ضخامت جوش انگشتانه و کام در قطعاتی که ضخامت آن‌ها کوچک‌تر یا مساوی 16 میلی‌متر است، باید برابر با ضخامت قطعه و در قطعاتی که ضخامت آن‌ها بیش از 16 میلی‌متر است، باید برابر با بزرگ‌ترین دو مقدار نصف ضخامت قطعه و 16 میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۹-۲-۴ مقاومت موجود جوش‌ها

مقاومت موجود جوش در طراحی به روش LRFD مساوی ϕR_n و در طراحی به روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن مقادیر ϕ و Ω مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۳ تعیین می‌شوند و R_n مقاومت اسمی جوش است و باید به شرح زیر برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس

حالت‌های حدی مربوط به مصالح فلز پایه و حالت‌های حدی مربوط به فلز جوش در نظر گرفته شود:

الف) براساس مصالح فلز پایه

$$R_n=F_{nBM}A_{BM} \qquad (۱۰-۲-۹-۲)$$

ب) براساس مصالح فلز جوش

$$R_n=F_{nw}A_{we} \qquad (۱۰-۲-۹-۳)$$

که در آن:

F_{nBm} = تنش اسمی فلز پایه مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۳

F_{nw} = تنش اسمی فلز جوش مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۳

A_{BM} = سطح مقطع فلز پایه

A_{we} = سطح مقطع مؤثر جوش

در جوش‌های گوشه به‌غیراز جوش‌هایی که تحت اثر نیروهای محوری کششی یا فشاری موازی با محور جوش قرار دارند، کلیهٔ تنش‌ها می‌تواند به‌صورت برشی بر روی سطح مقطع مؤثر جوش در نظر گرفته شود. درصورتی‌که جوش تحت اثر ترکیبی از لنگر خمشی، پیچشی، نیروی برشی و نیروی محوری قرار داشته باشد، تنش‌های مورداشاره برآیند (به‌صورت برداری) تنش‌های ناشی از این نیروها خواهد بود که باید کمتر از مقاومت موجود جوش مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۳ باشد.

جدول ۱۰-۲-۹-۳: مقاومت موجود جوش‌ها**

نوع جوش	نوع بار و جهت آن نسبت به محور جوش	نوع فلز حاکم بر تعیین مقاومت جوش	ضریب کاهش مقاومت (ϕ) یا افزایش مقاومت مجاز (Ω)	تنش اسمی (F_{nBm} یا F_{nw})
جوش شیاری با نفوذ کامل و لبهٔ آماده شده	کششی عمود بر محور جوش	مقاومت اتصال براساس فلز پایه تعیین می‌گردد		
	فشاری عمود بر محور جوش	مقاومت اتصال براساس فلز پایه تعیین می‌گردد		
	کششی و یا فشاری موازی با محور جوش	طراحی ندارد		
	برشی	مقاومت اتصال براساس فلز پایه تعیین می‌گردد		

ادامهٔ جدول ۱۰-۲-۹-۳: مقاومت موجود جوش‌ها**

نوع جوش	نوع بار و جهت آن نسبت به محور جوش	نوع فلز حاکم بر تعیین مقاومت جوش	ضریب کاهش مقاومت (ϕ) یا افزایش مقاومت مجاز (Ω)	تنش اسمی (F_{nBm} یا F_{nw})
جوش شیاری با نفوذ نسبی	کششی در امتداد عمود بر محور جوش	براساس فلز پایه	ϕ=0.75 Ω = 2.0	$F_{nBM}=F_u$ *
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	ϕ=0.8 Ω = 1.88	$F_{nw}=0.6F_{ue}$ *
	فشاری- ستون بر کف‌ستون و وصله‌های ستون مطابق بند۱۰-۲-۹-۱-۳-الف	طراحی ندارد		
	فشاری- در اعضای با سطوح در تماس با هم (به‌غیراز ستون‌ها و مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱-۳-ب)	براساس فلز پایه	ϕ = 0.9 Ω = 1.67	$F_{nBM}=F_y$ *
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	ϕ=0.8 Ω = 1.88	$F_{nw}=0.6F_{ue}$
	فشاری- اتصالات اعضای بدون سطوح در تماس با هم	براساس فلز پایه	ϕ = 0.9 Ω = 1.67	$F_{nBM}=F_y$
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	ϕ=0.8 Ω = 1.88	$F_{nw}=0.9F_{ue}$
	کششی یا فشاری موازی با محور جوش	طراحی ندارد		
	برشی	براساس فلز پایه	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴	
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	ϕ=0.75 Ω = 2.0	$F_{nw}=0.6F_{ue}$
جوش گوشه	برشی	براساس فلز پایه	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	ϕ=0.75 Ω = 2.0	$F_{nw}= 0.6F_{ue}$
	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	طراحی ندارد		
جوش انگشتانه و کام	برشی، موازی سطح برش شونده (روی مقطع مؤثر)	براساس فلز پایه	مطابق بند ۱۰-۲-۹-۴	
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	ϕ=0.75 Ω = 2.0	$F_{nw}=0.6F_{ue}$

inbi.ir

یادداشت‌های جدول ۱۰-۲-۹-۳:

* F_y = تنش تسلیم فلز پایه، F_u= تنش کششی نهایی فلز پایه، F_{ue}= تنش کششی نهایی فلز جوش

** فلز جوش باید مطابق بند ۱۰-۲-۹-۲-۶ سازگار با مصالح فلز پایه باشد

تبصره ۱: برای جوش‌های گوشه‌ای که در آن‌ها تمامی خطوط جوش موازی یکدیگر بوده و نیروی وارد بر مرکز ثقل آن‌ها نسبت به خطوط طولی جوش دارای زاویهٔ θ باشد، به‌عنوان یک گزینهٔ دیگر طراحی، مقاومت اسمی فلز جوش گوشه را می‌توان از طریق رابطهٔ زیر نیز تعیین نمود:

$$R_n = F_{nw}A_{we} \qquad (۱۰-۲-۹-۴)$$

که در آن:

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

که در آن :

$$\phi = 0.75 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.0 \ \text{(ASD)}$$

θ= زاویهٔ بین امتداد نیروی وارد بر مرکز ثقل جوش‌ها نسبت به خطوط طولی جوش‌ها

تبصره ۲: برای گروه جوش گوشه که متشکل از جوش‌های گوشهٔ طولی و عرضی (عمود بر محور جوش‌های گوشهٔ طولی) بوده و نیروی وارد بر مرکز ثقل گروه جوش‌ها در امتداد جوش‌های گوشهٔ طولی باشد، به‌عنوان یک گزینهٔ دیگر طراحی، مقاومت اسمی گروه جوش گوشه را می‌توان مطابق روابط زیر، بزرگ‌ترین دو مقدار R_{n1} و R_{n2} در نظر گرفت:

$$R_{n1} = R_{nwl} + R_{nwt} \qquad (۱۰-۲-۹-۶)$$

$$R_{n2} = 0.85R_{nwl} + 1.5R_{nwt} \qquad (۱۰-۲-۹-۷)$$

که در آن:

R_{nwl}= مقاومت اسمی کل برای جوش گوشه، بارگذاری‌شده به‌صورت طولی که با توجه به جدول ۱۰-۲-۹-۳ تعیین می‌شود.

R_{nwt}= مقاومت اسمی کل برای جوش گوشه، بارگذاری‌شده به‌صورت عرضی که با توجه به جدول ۱۰-۲-۹-۳ و بدون در نظر گرفتن افزایش تبصرهٔ (۱) بالا تعیین می‌شود.

inbr.ir

تبصره ۳: روش مرکز آنی دوران برای گروه جوش‌هایی که تحت اثر هم‌زمان برش و پیچش قرار دارند، در صورت رعایت سازگاری کرنش‌ها می‌تواند به‌عنوان یک روش قابل‌قبول برای تعیین مقاومت موردنیاز گروه جوش‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

۱۰-۲-۹-۲-۵ ترکیب انواع جوش‌ها

اگر در یک اتصال از ترکیب دو یا چند نوع جوش به‌صورت مجموعه (جوش شیاری، جوش گوشه، جوش انگشتانه و جوش کام) استفاده شود، برای تعیین مقاومت موجود اتصال باید مقاومت موجود هریک از جوش‌ها را جداگانه نسبت به محور مجموعهٔ جوش محاسبه و سپس مقاومت موجود مجموعه را از مجموع مقاومت‌های موجود تک‌تک جوش‌ها تعیین نمود.

۱۰-۲-۹-۲-۶ الکترود (فلز پرکنندهٔ) سازگار با فلز پایه

الکترود (فلز پرکنندهٔ جوش) سازگار با فلز پایه مطابق جدول زیر تعریف می‌شود:

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

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

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

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

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

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

۱۰-۲-۹-۲-۷ فلز جوش مختلط

هرگاه طاقت نمونه زخم‌دار (آزمایش شارپی) 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 فلز جوش مختلط محرز شود.

۱۰-۲-۹-۳ پیچ‌ها و میله‌های دندانه‌شده

۱۰-۲-۹-۳-۱ انواع پیچ‌ها

ردهٔ مکانیکی و مشخصات انواع متداول پیچ‌های مورد استفاده در سازه‌های فولادی برای پیچ‌های معمولی و پرمقاومت در جدول ۱۰-۱-۵ ارائه شده است. برای میله‌های دندانه‌شده استفاده از کلیهٔ فولادهای مجاز ساختمانی معرفی‌شده در بخش ۱۰-۱ بلامانع است. برای هر پیچ باید واشر و مهرهٔ سازگار مورد استفاده قرار گیرد.

اتصالات پیچی از لحاظ نحوهٔ اجرای پیچ‌ها (سفت کردن آن‌ها) و مقاومت موجود آن‌ها به شرح زیر به سه دستهٔ "اتکایی"، "پیش‌تنیده" و "لغزش بحرانی" تقسیم‌بندی می‌شوند:

الف) اتصالات پیچی اتکایی: اتصالات پیچی اتکایی اتصالاتی هستند که سفت کردن آن‌ها در حد "سفتی کامل" بوده و به لحاظ مقاومت برشی، پیچ‌ها نیروی برشی را از طریق اتکای تنهٔ پیچ (قلم پیچ) به جدارهٔ سوراخ انتقال می‌دهند و از مقاومت لغزشی موجود بین سطوح تماس اتصال صرف‌نظر می‌شود.

سفتی کامل نحوهٔ سفت کردنی است که با یک آچار ساده و حداکثر توان یک کارگر معمولی یا چند دور آچارهای بادی و الکتریکی قابل حصول فرض می‌شود. در این حالت سطوح اتصال باید در تماس با یکدیگر قرار گیرند و تمامی پیچ‌ها باید به حدی سفت باشند که باز شدن آن‌ها بدون آچار ممکن نباشد. ممکن است در یک اتصال با تعداد پیچ زیاد، عمل سفت کردن هر پیچ چند بار انجام

شود تا حصول این امر احراز گردد. در بستن پیچ‌های یک اتصال باید از قسمت سخت‌تر شروع به سفت کردن کرد تا این عمل موجب جدایش قطعات در قسمت‌های دیگر نشود.

به‌جز مواردی که در بخش (ب) و (پ) همین بند و نیز در اتصالات اعضای فشاری ساخته‌شده مطابق بند ۱۰-۲-۴-۶-۲ قید شده است، استفاده از اتصالات اتکایی با پیچ‌های معمولی یا پرمقاومت مجاز است. مقاومت موجود پیچ‌ها در اتصالات اتکایی براساس بندهای ۱۰-۲-۹-۳-۳ و ۱۰-۲-۹-۳-۴ و جدول ۱۰-۲-۹-۹ به دست می‌آید. همچنین، مقاومت اتکایی و پارگی موجود باید مطابق بندهای ۱۰-۲-۹-۳-۷ و ۱۰-۲-۹-۳-۸ کنترل گردد.

ب) اتصالات پیش‌تنیده: اتصالات پیش‌تنیده اتصالاتی هستند که اولاً پیچ‌های آن از جنس فولاد پرمقاومت باشد و ثانیاً به لحاظ مشخصات هندسی قابلیت پیش‌تنیدگی داشته باشند و ثالثاً پیچ‌ها در هنگام سفت کردن پس از حصول حالت سفتی کامل، به روش مناسبی پیش‌تنیده شوند. روش‌های مناسب پیش‌تنیده کردن یک پیچ شامل روش «سفت کردن اضافی مهره»، استفاده از «واشر نیروسنج»، «آچار مدرج کالیبره شده»، «پیچ‌های کشش کنترل» و استفاده از دیگر ابزارهای ویژه هستند. در فصل ۱۰-۴ در مورد این روش‌ها توضیحات بیشتری ارائه شده است. حداقل نیروی پیش‌تنیدگی در این پیچ‌ها باید مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۵ باشد. مقاومت برشی و اتکایی موجود این نوع اتصالات مطابق اتصالات اتکایی تعیین می‌گردد و در آن‌ها از مقاومت لغزشی موجود سطوح تماس اتصال صرف‌نظر می‌شود. در اتصالات پیش‌تنیده به‌غیراز اتصالاتی که ملاک طراحی آن‌ها نیروهای ناشی از زلزله بوده و باید الزامات فصل ۱۰-۳ این مبحث برای سطوح تماس آن‌ها تأمین شود، رعایت شرایط اضافی الزامی نیست. استفاده از این نوع اتصالات علاوه بر مواردی که در این مبحث ذکر شده، در شرایط زیر الزامی است:

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

پ) اتصالات لغزش بحرانی: اتصالات لغزش بحرانی اتصالاتی هستند که در آن‌ها پیچ‌ها مانند پیچ‌های پیش‌تنیده به یکی از روش‌های مجاز سفت می‌شوند؛ لیکن انتقال نیروی برشی در اتصال، توسط مقاومت در برابر لغزش بین سطوح در تماس اتصال انجام می‌پذیرد. در اتصالات لغزش بحرانی، سطوح تماس باید دارای وضعیت سطحی کلاس A یا B مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-۵ باشند. در سطوح در تماس این نوع اتصالات نباید لغزش رخ دهد و پیچ به جدارهٔ سوراخ اتکاء نمی‌یابد. بااین‌وجود، مقاومت اتکایی و پارگی موجود باید مطابق بندهای ۱۰-۲-۹-۳-۷ و ۱۰-۲-۹-۳-۸ کنترل شود. مقاومت موجود این پیچ‌ها مطابق بند ۱۰-۲-۹-۳-۵ و ۱۰-۲-۹-۳-۶ انجام می‌پذیرد.

استفاده از اتصالات لغزش بحرانی علاوه بر مواردی که در سایر بخش‌های این مبحث ذکر شده در شرایط زیر الزامی است:

- در کلیهٔ مواردی که لغزش در اتصال موجب ناپایداری یا کاهش مقاومت موجود سازه می‌شود.
- در مواقعی که اتصال تحت اثر نیروهای دینامیکی با تکرار زیاد توأم با اثر خستگی قرار دارد. مطابق این مبحث، بارهای باد و زلزله در ردیف بارهای دینامیکی با تکرار زیاد قرار نمی‌گیرند.
- در مواردی که در اتصال از سوراخ بزرگ‌شده یا لوبیایی در امتداد نیرو استفاده شده باشد و استفاده از آن‌ها در این مبحث مجاز شمرده شده باشد.
- در اتصال انتهای ورق‌های پوششی بال‌های تیر مطابق بند ۱۰-۲-۵-۱۳.

جدول ۱۰-۲-۹-۵: حداقل نیروی پیش‌تنیدگی (T_b) در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی

قطر اسمی پیچ (برحسب میلی‌متر)	پیچ‌های نوع A325 مطابق استاندارد ASTM و 8.8 مطابق استانداردهای EN و ISIRI	پیچ‌های نوع A490 مطابق استاندارد ASTM و 10.9 مطابق استانداردهای EN و ISIRI
M16	91 kN	114 kN
M20	142 kN	179 kN
M22	176 kN	221 kN
M24	205 kN	257 kN
M27	267 kN	334 kN
M30	326 kN	408 kN
M36	475 kN	595 kN

تبصره: در مواردی که قطر اسمی پیچ غیر از اعداد ذکرشده در جدول ۱۰-۲-۹-۵ باشد، حداقل نیروی پیش‌تنیدگی را می‌توان برابر $0.55A_{nb}F_u$ (که معادل $0.7A_{eb}F_u$ است)، در نظر گرفت، که در آن A_{nb} سطح مقطع اسمی پیچ، A_{eb} سطح مقطع پیچ در محل دندانه‌ها و F_u تنش کششی نهایی مصالح پیچ است.

۱۰-۲-۹-۳-۲ مشخصات و فواصل سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

در اتصالات پیچی لازم است قطعات فولادی به نحو صحیح و متناسب با قطر پیچ سوراخ شوند. دقت در سوراخ‌کاری و سالم بودن جدارهٔ سوراخ و رعایت فواصل سوراخ‌ها از لبهٔ قطعه و نیز از یکدیگر نقش مهمی در میزان مقاومت و باربری اتصالات پیچی ایفا می‌کند ازاین‌رو، باید به شرح زیر الزامات بندهای (الف) تا (ج) در طراحی و محاسبه رعایت گردند.

الف) انواع سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

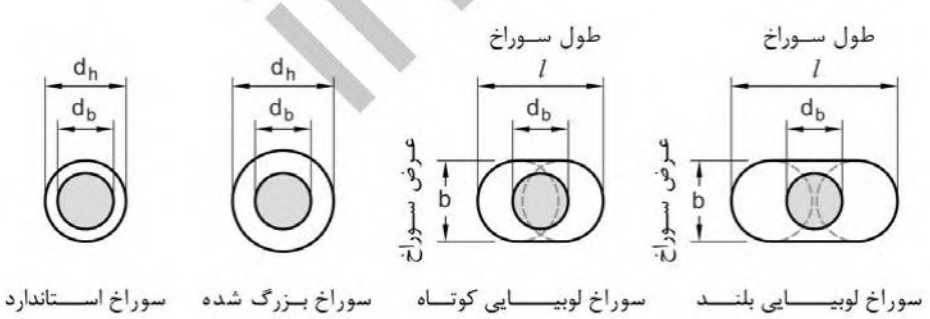
مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۵ در اتصالات پیچی سوراخ‌ها باید یکی از انواع زیر باشند:

۱- سوراخ استاندارد

۲- سوراخ بزرگ‌شده

۳- سوراخ لوبیایی کوتاه

۴- سوراخ لوبیایی بلند



شکل ۱۰-۲-۹-۱۵: انواع سوراخ پیچ‌ها در اتصالات پیچی

ب) محدودیت ابعاد اسمی سوراخ‌ها و دامنهٔ کاربرد آن‌ها

۱- ابعاد حداکثر سوراخ پیچ‌ها باید مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۶ باشند.

inbr.ir

جدول ۱۰-۲-۹-۶: ابعاد اسمی سوراخ پیچ برحسب میلی‌متر

قطر پیچ (mm)	ابعاد اسمی سوراخ (mm)			
	سوراخ استاندارد	سوراخ بزرگ‌شده	سوراخ لوبیایی کوتاه (طول×عرض)	سوراخ لوبیایی بلند (طول×عرض)
M16	18	20	18×22	18×40
M20	22	24	22×26	22×50
M22	24	28	24×30	24×55
M24	27	30	27×32	27×60
M27	30	35	30×37	30×67
M30	33	38	33×40	33×75
≥M36	d_b+3	d_b+8	× (d_b+10) (d_b+3)	×2.5d_b (d_b+3)

d_b = قطر اسمی پیچ

۲- سوراخ‌های بزرگ‌شده فقط در اتصالات لغزش بحرانی مجاز است.

۳- سوراخ لوبیایی کوتاه در تمام امتدادها در اتصالات لغزش بحرانی مجاز است اما در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده استفاده از آن‌ها زمانی مجاز است که امتداد طولی سوراخ عمود بر امتداد نیرو باشد.

۴- سوراخ لوبیایی بلند در تمام امتدادها در اتصالات لغزش بحرانی مجاز است اما در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده استفاده از آن‌ها زمانی مجاز است که امتداد طولی سوراخ عمود بر امتداد نیرو باشد. لیکن در هر سه نوع اتصال، سوراخ لوبیایی بلند باید فقط در یکی از ورق‌های اتصال تعبیه شود.

۵-در ورق کف‌ستون‌ها برای عبور میل‌مهارها، استفاده از سوراخ استاندارد بدون استفاده از واشر تنظیم‌کنندهٔ اضافی در روی ورق کف‌ستون در محل سوراخ، مجاز است. درصورتی‌که برای نصب سازه نیاز به تعبیهٔ سوراخ‌های با قطر بزرگ‌تر از سوراخ‌های استاندارد باشد، در این صورت لازم است بر روی ورق کف‌ستون در محل سوراخ، از واشر تنظیم‌کنندهٔ اضافی با ابعادی بزرگ‌تر از

ابعاد سوراخ کف‌ستون و دارای سوراخ استاندارد که به نحو مناسبی به ورق کف‌ستون جوش می‌شود، استفاده شود. این واشر باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر اتکا و اتصال آن به ورق کف‌ستون دارای مقاومت برشی موجود کافی در برابر برش میل‌مهار باشد. درهرحال قطر سوراخ‌های تعبیه‌شده در ورق کف‌ستون نباید از قطر سوراخ‌های بزرگ‌شده به‌اضافهٔ دو میلی‌متر بزرگ‌تر باشد.

۶- در صورت استفاده از پیچ‌هایی با قطر اسمی به‌غیراز آنچه در جدول ۱۰-۲-۹-۶ آمده است، ابعاد اسمی سوراخ‌های متناظر با آن‌ها از طریق درون‌یابی مقادیر مندرج در این جدول به دست می‌آید.

پ) حداقل فاصلهٔ سوراخ‌ها تا لبه

فاصلهٔ مرکز سوراخ‌های استاندارد تا لبهٔ قطعهٔ متصل‌شونده نباید از مقادیر داده‌شده در جدول ۱۰-۲-۹-۷ کوچک‌تر باشد. برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و لوبیایی فاصلهٔ مرکز سوراخ تا لبه نباید از آنچه برای سوراخ استاندارد تعیین شده به‌اضافه مقدار C مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۸، کوچک‌تر باشد.

جدول ۱۰-۲-۹-۷: حداقل فاصلهٔ مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در هر راستا

لبهٔ بریده‌شده با قیچی (گیوتین) (d_b = قطر اسمی پیچ)	لبهٔ نورد شدهٔ ورق- نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده‌شده با شعله اتوماتیک یا اره
$2d_b$	$1.5d_b$

جدول ۱۰-۲-۹-۸: مقادیر افزایش حداقل فاصلهٔ سوراخ تا لبه (C)

سوراخ بزرگ‌شده (mm)	سوراخ لوبیایی (mm)		
	عمود بر امتداد لبه		موازی با لبه
	لوبیایی کوتاه	لوبیایی بلند	
3 mm	5 mm	$0.75d_b$	0

ث) حداکثر فاصلهٔ مرکز سوراخ تا لبه

حداکثر فاصله مرکز سوراخ تا نزدیک‌ترین لبهٔ قطعه در هر راستا به شرح زیر است:

۱- برای قطعات رنگ‌شده و قطعاتی که رنگ نمی‌شوند ولی احتمال زنگ‌زدگی و خوردگی ندارند، فاصله از مرکز هر سوراخ تا نزدیک‌ترین لبهٔ قطعه در هر راستا نباید از 12 برابر ضخامت نازک‌ترین قطعه و 150 میلی‌متر بیشتر شود.

۲- برای قطعات رنگ‌نشده‌ای که تحت اثر خوردگی ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصله از مرکز هر سوراخ تا نزدیک‌ترین لبه قطعهٔ در هر راستا نباید از هشت برابر ضخامت نازک‌ترین قطعه و 125 میلی‌متر بیشتر شود.

ج) حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

حداکثر فاصلهٔ مرکز تا مرکز سوراخ‌ها در اتصالات پیچی در هر راستا به شرح زیر است:

۱- در قطعات رنگ‌شده و قطعاتی که رنگ نمی‌شوند ولی احتمال زنگ‌زدگی و خوردگی ندارند، فاصلهٔ بین مرکز سوراخ‌ها نباید از 24 برابر ضخامت نازک‌ترین قطعهٔ متصل شونده و 300 میلی‌متر بیشتر شود.

۲- در قطعات رنگ نشده‌ای که تحت اثر خوردگی ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند، فاصلهٔ بین مرکز سوراخ‌ها نباید از 14 برابر ضخامت نازک‌ترین قطعهٔ متصل شونده و 180 میلی‌متر بیشتر شود.

۱۰-۲-۹-۳-۳ مقاومت کششی و برشی موجود پیچ‌ها و میله‌های دندانه‌شده در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده

در تعیین مقاومت‌های موجود پیچ‌ها و میله‌های دندانه‌شده، سطح مقطع اسمی پیچ‌ها (خارج از ناحیهٔ دندانه‌شده) و میله‌های دندانه‌شده (خارج از ناحیهٔ دندانه‌شده) ملاک است. همچنین در مواردی که میله‌های دندانه‌شده از میلگرد آجدار ساخته می‌شوند، در تعیین مقاومت‌های موجود آن‌ها، سطح مقطع ناحیهٔ تراشکاری‌شده (خارج از ناحیهٔ دندانه‌شده)، که عموماً کوچک‌تر از قطر زمینهٔ میلگرد است، ملاک محاسبه خواهد بود.

در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده، در طراحی به روش LRFD مقاومت کششی و برشی طراحی مساوی ϕR_n و در طراحی به روش ASD مقاومت کششی و برشی مجاز مساوی R_n/Ω بوده که در آن مقدار R_n برای پیچ‌های معمولی، پیچ‌های پرمقاومت و میله‌های دندانه‌شده باید براساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$R_n = F_n A_b \qquad (۸-۹-۲-۱۰)$$

$$\phi = 0.75 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \ \text{(ASD)}$$

در روابط فوق:

A_b = سطح مقطع اسمی پیچ یا میلهٔ دندانه‌شده

F_n = تنش کششی اسمی (F_{nt}) یا تنش برشی اسمی (F_{nv})، مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۹

جدول ۱۰-۲-۹-۹: تنش اسمی پیچ و میله‌های دندانه‌شده

نوع وسیله اتصال	تنش کششی اسمی [۱] (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده [۲]
پیچ‌های معمولی در حالتی که سطح برش در داخل یا خارج ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$ [۳]	$0.45F_u$ [۴]
پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش در داخل ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.45F_u$ [۴]
پیچ‌های پرمقاومت در حالتی که سطح برش خارج ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.55F_u$ [۴]
میلهٔ دندانه‌شده در حالتی که سطح برش در داخل ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.45F_u$
میلهٔ دندانه‌شده در حالتی که سطح برش خارج ناحیهٔ دندانه‌شده قرار دارد	$0.75F_u$	$0.55F_u$

یادداشت‌ها:

[۱] برای تنش کششی اسمی پیچ‌های پرمقاومت تحت اثر تنش کششی ناشی از خستگی به آئین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی رجوع شود.

inbr.ir

[۲] درصورتی‌که در محل اتصال از ورق پرکننده استفاده شود، رعایت ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۵-ت الزامی است.

[۳] در پیچ‌های معمولی که طول گیرهٔ آن‌ها از پنج برابر قطرشان بیشتر است، مقادیر فوق باید به ازای هر 2 میلی‌متر طول اضافی گیره، یک درصد کاهش داده شود.

[۴] در اتصالات انتهایی اعضای با بار محوری، وقتی‌که فاصلهٔ اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو از 950 میلی‌متر تجاوز کند، این مقادیر را باید 16.7 درصد کاهش داد.

[۵] در جدول فوق F_u تنش کششی نهایی پیچ است.

تبصره: در اتصالات پیچی تحت اثر کشش خالص یا کشش ناشی از خمش، هنگامی‌که لبهٔ قطعهٔ پیچ‌شده به لبهٔ قطعهٔ دیگر اتکا می‌کند، در تعیین مقاومت موردنیاز پیچ‌ها باید آثار ناشی از عمل اهرمی نیز در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۹-۳-۴ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده

در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده، در مواردی که تنش کششی یا برشی موردنیاز کمتر از 30 درصد تنش موجود متناظر باشد، لزومی به در نظر گرفتن اثر مشترک کشش و برش نیست. در غیر این صورت مقاومت کششی و برشی اسمی پیچ‌ها ناشی از اثر توأم کشش و برش باید براساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و برشی و نیز مقادیر ضرایب ϕ و Ω به شرح زیر تعیین شوند:

$$R_{nt}=F'_{nt}A_b \quad \text{و} \quad R_{nv}=F'_{nv}A_b \qquad (۱۰-۲-۹-۹)$$

$$\Omega = 2.0 \ \ (\text{ASD}) \quad \text{و} \quad \phi = 0.75 \ \ (\text{LRFD})$$

$$F'_{nt}=F_{nt}\left[1.3-\frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}}\right] \quad \text{و} \quad F'_{nv}=F_{nv}\left[1.3-\frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}}\right] \quad (\text{LRFD}) \qquad (۱۰-۲-۹-۱۰\text{-الف})$$

$$F'_{nt}=F_{nt}\left[1.3-\frac{\Omega f_{av}}{F_{nv}}\right] \quad \text{و} \quad F'_{nv}=F_{nv}\left[1.3-\frac{\Omega f_{at}}{F_{nt}}\right] \quad (\text{ASD}) \qquad (۱۰-۲-۹-۱۰\text{-ب})$$

F'_{nt}= مقاومت کششی اصلاح‌شده شامل آثار تنش برشی

F'_{nv}= مقاومت برشی اصلاح‌شده شامل آثار تنش کششی

F_{nt} = مقاومت کششی اسمی مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۹

F_{nv} = مقاومت برشی اسمی مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۹

f_{ut} = تنش کششی موردنیاز در طراحی به روش LRFD

f_{uv} = تنش برشی موردنیاز در طراحی به روش LRFD

f_{at} = تنش کششی موردنیاز در طراحی به روش ASD

f_{av} = تنش برشی موردنیاز در طراحی به روش ASD

A_b = سطح مقطع اسمی پیچ

۱۰-۲-۹-۳-۵ مقاومت کششی و برشی موجود در اتصالات لغزش بحرانی

مقاومت کششی موجود پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات لغزش بحرانی عیناً مشابه مقاومت کششی موجود آن‌ها در اتصالات اتکایی و پیش‌تنیده بوده و براساس الزامات بند ۱۰-۲-۹-۳-۳ تعیین می‌شود.

مقاومت برشی موجود پیچ‌های پرمقاومت در اتصالات لغزش بحرانی براساس حالت حدی لغزش مساوی ϕR_{nv} در طراحی به روش LRFD و مساوی R_{nv}/Ω در طراحی به روش ASD بوده که در آن، ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_{nv} (مقاومت برشی اسمی) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$R_{nv}=\mu D_u h_f T_b n_s \qquad (۱۰-۲-۹-۱۱)$$

- برای سوراخ‌های استاندارد و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو

$\phi = 1.0$ (LRFD) و $\Omega = 1.50$ (ASD)

- برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با راستای نیرو

$\phi = 0.85$ (LRFD) و $\Omega = 1.76$ (ASD)

- برای سوراخ‌های لوبیایی بلند

$\phi = 0.70$ (LRFD) و $\Omega = 2.14$ (ASD)

μ= ضریب اصطکاک به شرح زیر:

- برای وضعیت سطحی کلاس A: μ=0.3

این وضعیت سطحی باید دارای یکی از شرایط زیر باشد:

۱- سطح تمیزشدهٔ فلس‌دار حداقل با درجهٔ St 2 مطابق فصل ۱۰-۴ و رنگ‌نشدهٔ کاملاً محافظت‌شده

۲- سطح تمیزشده و ماسه‌پاشی‌شدهٔ فلس‌دار حداقل با درجهٔ Sa 1 مطابق فصل ۱۰-۴ با پوشش تاییدشدهٔ این کلاس مطابق استانداردهای معتبر

۳- سطح گالوانیزه‌شده به روش حوضچهٔ داغ و زبرشده

- برای وضعیت سطحی کلاس B: μ=0.5

این وضعیت سطحی باید دارای یکی از شرایط زیر باشد:

۱- سطح تمیزشده و ماسه‌پاشی‌شده حداقل با درجهٔ Sa 2.5 مطابق فصل ۱۰-۴ و رنگ‌نشدهٔ کاملاً محافظت‌شده

۲- سطح تمیزشده و ماسه‌پاشی‌شده حداقل با درجهٔ Sa 2.5 با پوشش تاییدشدهٔ این کلاس مطابق استانداردهای معتبر

D_u= 1.13 که معرف نسبت پیش‌تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش‌تنیدگی حداقل اسمی پیچ‌ها است

h_f = ضریب کاهش به خاطر وجود ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر به شرح زیر:

- در صورت عدم نیاز به ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 1
- در صورت استفاده فقط از یک ورق پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 1
- در صورت استفاده از دو یا تعداد بیشتری از ورق‌های پرکننده در بین قطعات متصل به یکدیگر مساوی 0.85

T_b = حداقل نیروی پیش‌تنیدگی پیچ مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۵

n_s = تعداد صفحات لغزش

۱۰-۲-۹-۳-۶ اثر مشترک کشش و برش در اتصالات لغزش بحرانی

در اتصالات لغزش بحرانی، در صورت حضور هم‌زمان نیروی کششی و برشی، مقاومت برشی اسمی براساس کنترل لغزش (در حالتی که نیروی کششی واردشده باعث کاهش پیش‌فشردگی اتصال می‌شود) مطابق رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۱۱ باید به شرح زیر در ضریب کاهش k_{sc} ضرب گردد:

$$k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \geq 0 \qquad \text{(LRFD)} \qquad \text{(۱۰-۲-۹-۱۲-الف)}$$

$$k_{sc} = 1 - \frac{1.5T_a}{D_u T_b n_b} \geq 0 \qquad \text{(ASD)} \qquad \text{(۱۰-۲-۹-۱۲-ب)}$$

که در آن:

T_u = نیروی کششی موردنیاز کل اتصال با استفاده از ترکیبات بارگذاری LRFD

T_a = نیروی کششی موردنیاز کل اتصال با استفاده از ترکیبات بارگذاری ASD

D_u = نسبت پیش‌تنیدگی متوسط پیچ‌ها به پیش‌تنیدگی حداقل پیچ‌ها و مساوی 1.13

T_b = حداقل نیروی پیش‌تنیدگی پیچ مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۵

n_b = تعداد پیچ‌هایی که نیروی کششی واردشده را تحمل می‌کنند.

۱۰-۲-۹-۳-۷ مقاومت اتکایی موجود در جدار سوراخ‌ها

مقاومت اتکایی موجود در جدار سوراخ پیچ در اتصالات اتکایی، پیش‌تنیده و لغزش بحرانی در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت اتکایی اسمی) براساس حالت‌های حدی اتکایی، در حالت‌های مختلف به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$\phi = 0.75$ (LRFD) و $\Omega = 2.00$ (ASD)

۱- برای سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ‌شده، سوراخ لوبیایی کوتاه (مستقل از راستای نیرو) و سوراخ لوبیایی بلند (در حالتی که نیرو در امتداد طولی سوراخ باشد) :

$$R_n = 2.4 d_b t F_u \qquad (۱۰-۲-۹-۱۳)$$

۲- برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که نیرو در امتداد عرضی باشد (محور شکاف عمود بر امتداد نیرو باشد) :

$$R_n = 2.0 d_b t F_u \qquad (۱۰-۲-۹-۱۴)$$

۳- برای اتصالاتی که با عبور کامل پیچ‌ها در بدنهٔ مقاطع قوطی‌شکل (HSS) و مقاطع جعبه‌ای ساخته شده‌اند، مقدار R_n از رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۲۳ تعیین می‌شود.

در روابط فوق:

d_b = قطر اسمی پیچ

F_u = تنش کششی نهایی مصالح ورق اتصال

t = ضخامت قطعهٔ اتصال

inbr.ir

۱۰-۲-۹-۳-۸ مقاومت پارگی موجود در حدفاصل بین سوراخ‌ها و نیز در فاصلهٔ بین سوراخ‌ها تا لبهٔ قطعات

مقاومت پارگی موجود در حدفاصل بین سوراخ‌ها و نیز در فاصلهٔ بین سوراخ‌ها تا لبهٔ قطعات در اتصالات اتکایی، پیش‌تنیده و لغزش بحرانی در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت پارگی اسمی) براساس حالت‌های حدی پارگی، در حالت‌های مختلف به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$\phi = 0.75$ (LRFD) و $\Omega = 2.00$ (ASD)

۱- برای سوراخ استاندارد، سوراخ بزرگ‌شده، سوراخ لوبیایی کوتاه (مستقل از راستای نیرو) و سوراخ لوبیایی بلند (در حالتی که نیرو در امتداد طولی باشد):

$$R_n = 1.2\, l_c t F_u \qquad (۱۰-۲-۹-۱۵)$$

۲- برای سوراخ لوبیایی بلند در حالتی که نیرو در امتداد عرضی باشد (محور شکاف عمود بر امتداد نیرو باشد):

$$R_n = 1.0\, l_c t F_u \qquad (۱۰-۲-۹-۱۶)$$

در روابط فوق:

F_u = تنش کششی نهایی مصالح ورق اتصال

t= ضخامت قطعهٔ اتصال

l_c = فاصلهٔ خالص در راستای نیرو، بین لبهٔ سوراخ‌ها برای سوراخ‌های میانی و برابر فاصلهٔ خالص در راستای نیرو، بین لبهٔ سوراخ انتهایی تا لبه آزاد ورق اتصال برای سوراخ‌های انتهایی. در تعیین مقدار l_c می‌توان از قطر اسمی سوراخ‌ها مطابق جدول ۱۰-۲-۹-۶ استفاده کرد.

۱۰-۲-۹-۴ مقاومت‌های موجود اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا

الزامات این بند به کنترل اجزای اتصال‌دهنده (نظیر ورق‌ها، سخت‌کننده‌ها، گاست‌ها و براکت‌ها) و نواحی تأثیرپذیر اعضا در ناحیهٔ اتصال (نظیر جان زبانه‌شده در تیرها، اثر سوراخ پیچ‌ها و جوش‌ها در اعضا) مربوط می‌شود.

inbr.ir

۱۰-۲-۹-۴-۱ مقاومت کششی موجود اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا

مقاومت کششی موجود اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت کششی اسمی اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا) براساس کوچک‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های حدی تسلیم و گسیختگی کششی به شرح زیر تعیین می‌شوند:

الف) حالت حدی تسلیم کششی در مقطع کلی

$$R_n = F_y A_g \qquad (۱۰-۲-۹-۱۷)$$

$$\phi = 0.9 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.67 \ \text{(ASD)}$$

ب) حالت حدی گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر

$$R_n = F_u A_e \qquad (۱۰-۲-۹-۱۸)$$

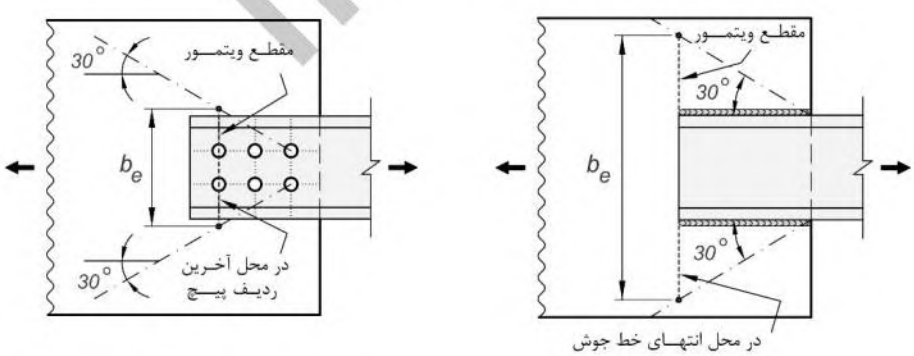
$$\phi = 0.75 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \ \text{(ASD)}$$

که در آن:

A_g و A_e = به ترتیب سطح مقطع کل و سطح مقطع خالص مؤثر (مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۳)

F_y و F_u = به ترتیب تنش تسلیم مشخصه و تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد

تبصره: در تعیین سطح مقطع‌های فوق، پهنای مقطع جزء اتصال نباید از پهنای ویتمور مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۶ بزرگ‌تر در نظر گرفته شود. اگر پهنای ویتمور خارج از پهنای ورق اتصال قرار گیرد، پهنای ورق اتصال ملاک محاسبه خواهد بود.



(ب) اتصال پیچی **(الف) اتصال جوشی**

شکل ۱۰-۲-۹-۱۶: پهنای ویتمور در محل اتصال اعضا به ورق اتصال (ورق گاست)

۱۰-۲-۹-۴-۲ مقاومت برشی موجود اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا

مقاومت برشی موجود اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت برشی اسمی اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا) براساس کوچک‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های حدی تسلیم و گسیختگی برشی، به شرح زیر تعیین می‌شوند:

الف) حالت حدی تسلیم برشی در مقطع کلی

$$R_n=0.6F_yA_{gv} \qquad (۱۰-۲-۹-۱۹)$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

ب) حالت حدی گسیختگی برشی در مقطع خالص

$$R_n= 0.6F_uA_{nv} \qquad (۱۰-۲-۹-۲۰)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

در روابط فوق:

A_{gv} = سطح مقطع کلی تحت اثر برش

A_{nv} = سطح مقطع خالص تحت اثر برش مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۳-۳ برای اتصالات پیچی و سطح مقطع کلی تحت اثر برش برای اتصالات جوشی

F_y و F_u = به ترتیب تنش تسلیم مشخصه و تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد

۱۰-۲-۹-۴-۳ مقاومت برش قالبی موجود

مقاومت برش قالبی موجود در اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا، نظیر اتصال انتهای تیرهایی که قسمتی از بال فوقانی تیر زبانه شده است، یا در حالت‌های که ممکن است به علت برش در سطحی که از اجزای اتصال یا ناحیهٔ تأثیرپذیر اعضا می‌گذرد و یا مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۷-الف و ب به علت اثر ترکیبی برش و کشش در دو سطح متعامد در آن‌ها خرابی اتفاق افتد، در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت برش قالبی اسمی) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$R_n = \min (0.6F_yA_{gv} \text{ و } 0.6F_uA_{nv}) + U_{bs}F_uA_{nt} \qquad (۱۰-۲-۹-۲۱)$$

$\phi = 0.75$ (LRFD) و $\Omega = 2.00$ (ASD)

که در آن:

A_{gv} = سطح مقطع کلی تحت اثر برش در راستای نیروی وارده

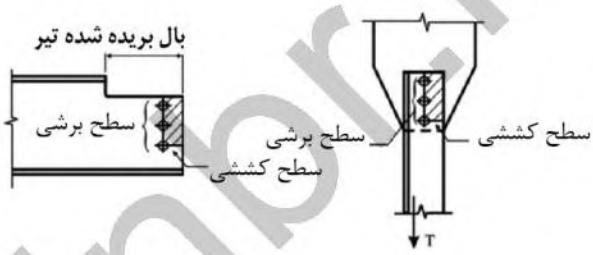
A_{nt} = سطح مقطع خالص تحت اثر کشش در راستای عمود بر نیروی وارده

A_{nv} = سطح مقطع خالص تحت اثر برش در راستای نیروی وارده

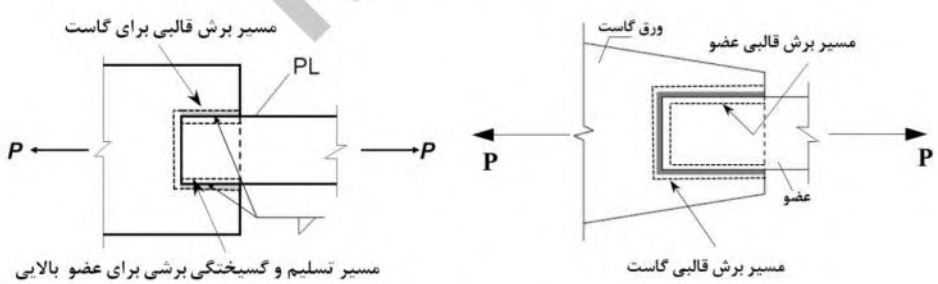
F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

F_u = تنش کششی نهایی مشخصهٔ 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 0.5 در نظر گرفته می‌شود (شکل ۱۰-۲-۹-۱۸).

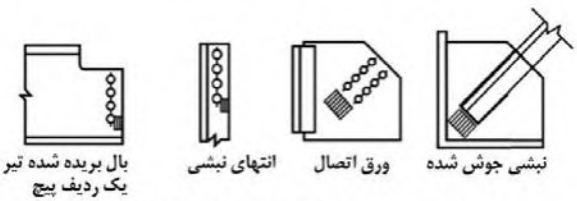


(الف) سطوح گسیختگی در برش قالبی

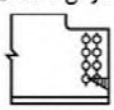


(ب) برخی دیگر از حالت‌های گسیختگی برش قالبی

شکل ۱۰-۲-۹-۱۷: حالت‌های مختلف گسیختگی برش قالبی



(۱) حالت‌هایی که در آن‌ها $U_{bs}=1.0$ در نظر گرفته می‌شود



(۲) حالت‌هایی که در آن‌ها $U_{bs}=0.5$ در نظر گرفته می‌شود

شکل ۱۰-۲-۹-۱۸: ضریب U_{bs} در حالت‌های مختلف

۱۰-۲-۹-۴-۴ مقاومت فشاری موجود اجزای اتصال‌دهنده

مقاومت فشاری موجود اجزای اتصال‌دهنده در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت فشاری اسمی اجزای اتصال‌دهنده) براساس کوچک‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های حدی تسلیم و کمانش به شرح زیر تعیین می‌شوند:

الف) درصورتی‌که $KL/r \leq 25$ باشد:

$$P_n=F_yA_g \qquad (۱۰-۲-۹-۲۲)$$

$$\phi=0.9 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega=1.67 \ \text{(ASD)}$$

که در آن:

A_g = سطح مقطع کلی اجزای اتصال‌دهنده

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

K = ضریب طول مؤثر اجزای اتصال‌دهنده که عموماً مقدار آن برابر واحد در نظر گرفته می‌شود.

L = طول مهارنشدهٔ اجزای اتصال‌دهنده برابر با طولی از جزء اتصال بوده که از انتهای اتصال عضو به گاست در راستای محور طولی مار بر مرکز سطح عضو تا محل اتصال ورق گاست به تکیه‌گاه اندازه‌گیری می‌شود.

inbr.ir

ب) برای حالتی که $KL/r>25$ است، مقاومت فشاری اجزای اتصال‌دهنده باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۴ تعیین شود.

تبصره: سطح مقطع کلی اجزای اتصال‌دهنده، باید مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۶ براساس پهنای ویتمور در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۹-۴-۵ مقاومت خمشی موجود اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا

مقاومت خمشی موجود اجزای اتصال‌دهنده و نواحی تأثیرپذیر اعضا باید براساس کوچک‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های حدی تسلیم خمشی، گسیختگی خمشی، کمانش موضعی و کمانش جانبی-پیچشی، مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۵ تعیین شود.

۱۰-۲-۹-۵ ورق‌های پرکننده

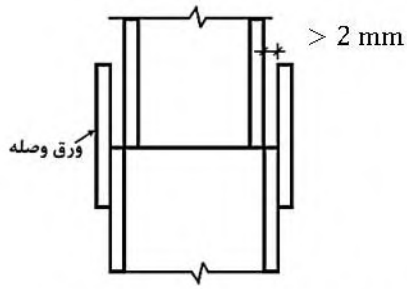
در محل وصلهٔ اعضا، ورق‌های پرکننده باید الزامات عمومی زیر را تأمین نمایند:

الف) در اتصالات جوشی، درصورتی‌که مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۹ فاصلهٔ بین وجه داخلی ورق وصله و وجه خارجی قطعهٔ با ابعاد کوچک‌تر، مساوی یا کمتر از 2 میلی‌متر باشد، نیازی به تعبیهٔ ورق‌های پرکننده نبوده، لیکن بعد محاسباتی جوش باید به اندازهٔ فاصلهٔ خالی افزایش یابد.

ب) در اتصالات جوشی، ورق‌های پرکننده‌ای که ضخامت آن‌ها کمتر از 6 میلی‌متر است یا ورق‌های پرکننده‌ای با ضخامت مساوی یا بزرگ‌تر از 6 میلی‌متر که توانایی انتقال نیروی ورق وصله را به ستون فوقانی ندارند، لبه‌هایشان باید همباد لبه‌های ورق وصله تمام شود و بعد جوش باید حداقل مساوی مجموع بعد جوش جهت انتقال نیروی وصله به‌اضافه ضخامت ورق پرکننده در نظر گرفته شود.

پ) در اتصالات جوشی، ورق‌های پرکننده‌ای که ضخامت آن‌ها بیش از 6 میلی‌متر بوده و توانایی لازم جهت انتقال نیروی وصله را دارند، باید از لبه‌های ورق وصله به اندازهٔ کافی ادامه یابند و به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرند، جوش شوند. جوش ورق‌های پرکننده به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرند، باید برای انتقال نیروهای ورق وصله کافی باشد. همچنین، بعد جوش‌هایی که ورق‌های وصله را به ورق‌های پرکننده متصل می‌کنند، باید متناسب با ضخامت ورق پرکننده بوده و برای انتقال نیروهای ورق وصله کافی باشند. در ضمن ورق‌های پرکننده باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر تسلیم برشی، گسیختگی برشی و برش قالبی باشند.

inbr.ir



شکل ۱۰-۲-۹-۱۹: نیاز به ورق پرکننده در اتصالات جوشی

ت) در اتصالات پیچی اتکایی و پیش‌تنیده، درصورتی‌که ضخامت ورق‌های پرکننده مساوی یا کوچک‌تر از 6 میلی‌متر باشد، هیچ‌گونه کاهشی بر روی مقاومت برشی موجود پیچ‌ها در نظر گرفته نمی‌شود. در غیر این صورت، باید یکی از الزامات زیر به کار گرفته شود:

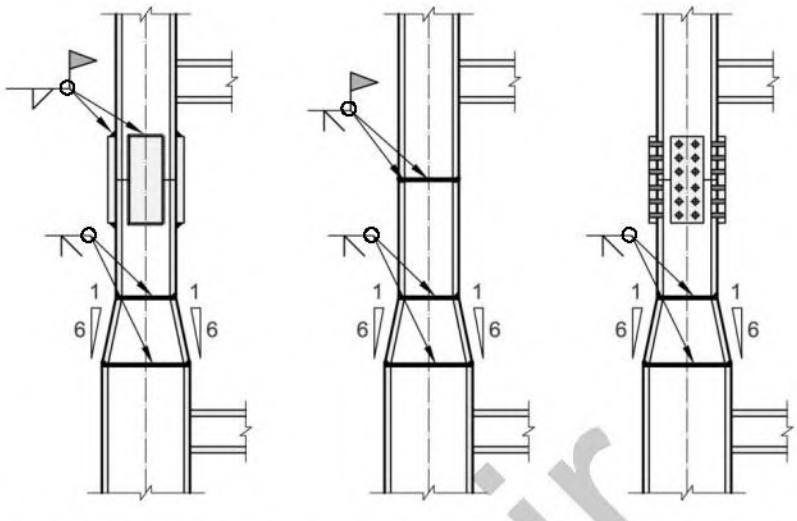
۱- مقاومت برشی موجود پیچ‌ها با ضریب $0.85 \geq [1\text{-}0.0154(t\text{-}6)]$ کاهش داده شود، که در آن t ضخامت کل ورق‌های پرکننده به میلی‌متر است.

۲- لبه‌های ورق پرکننده به اندازهٔ کافی ادامه یافته و به‌منظور توزیع یکنواخت نیروی کلی در محل وصله، با پیچ‌های اضافی به قطعه‌ای که روی آن قرار می‌گیرند، پیچ شود. در این حالت، اندازهٔ محل اتصال باید به‌منظور سازگاری با تعداد کل پیچ‌ها افزایش یابد.

۳- لبه‌های ورق‌های پرکننده از طریق جوش گوشه به قطعهٔ با ابعاد کوچک‌تر وصله‌شونده متصل شود. درهرحال برای این جوش‌ها رعایت محدودیت‌های مربوط به بعد حداقل و حداکثر جوش گوشه الزامی است.

ث) در اتصالات پیچی لغزش بحرانی در صورت وجود ورق‌های پرکننده در محل وصله، علاوه بر الزامات بند ۱۰-۲-۹-۳-۵، رعایت ضابطهٔ اضافی دیگری الزامی نیست.

تبصره: درصورتی‌که ابعاد مقاطع وصله‌شونده اختلاف قابل‌ملاحظه‌ای داشته و در محل وصله نیازمند تعبیهٔ ورق‌های پرکننده‌ای با ضخامت بزرگ باشند، در این صورت همانند شکل ۱۰-۲-۹-۲۰ توصیه می‌شود ستون‌ها قبل از محل وصلهٔ کارگاهی، در کارخانه هم‌اندازه شده و از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل به یکدیگر متصل شوند تا در هنگام نصب نیازی به تعبیهٔ ورق‌های پرکننده نباشد.



شکل ۱۰-۲-۹-۲۰: جزئیات پیشنهادی وصلهٔ ستون‌ها در محل تغییر قابل‌ملاحظهٔ مقطع

۱۰-۲-۹-۶ وصله‌ها

وصله‌ها باید الزامات زیر را تأمین کنند:

۱- در صورت استفاده از وصلهٔ مستقیم با جوش شیاری، مقاومت موردنیاز وصله نباید کمتر از مقاومت موجود مقطع کوچک‌تر وصله‌شونده در نظر گرفته شود.

۲- برای انواع دیگر وصله‌ها، مقاومت موردنیاز وصله نباید کمتر از نیروهای حاصل از ترکیبات مختلف بارگذاری (متناظر با روش طراحی) در محل وصله و 50 درصد مقاومت موجود عضو با مقطع کوچک‌تر وصله‌شونده، در نظر گرفته شود.

۱۰-۲-۹-۷ مقاومت اتکایی موجود سطوح متکی به هم

مقاومت اتکایی موجود سطوح متکی به هم در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت اتکایی اسمی سطوح متکی به هم) براساس حالت حدی اتکایی (تسلیم فشاری موضعی) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 0.75 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \ \text{(ASD)}$$

الف) برای سطوح صاف و آماده‌شده، جدار سوراخ‌های ایجادشده برای پین‌ها و انتهای سخت‌کننده‌های کاملاً جفت‌شده در تماس با جزء فولادی:

$$R_n = 1.8F_yA_{pb} \qquad (۱۰-۲-۹-۲۳)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

A_{pb} = تصویر سطح اتکاء

ب) برای کفشک‌های تکیه‌گاهی:

۱- درصورتی‌که $d \leq 630\ mm$ باشد

$$R_n = \frac{1.2(F_y - 90)l_b d}{20} \qquad (۱۰-۲-۹-۲۴)$$

۲- درصورتی‌که $d > 630\ mm$ باشد:

$$R_n = \frac{30.2(F_y - 90)l_b \sqrt{d}}{20} \qquad (۱۰-۲-۹-۲۵)$$

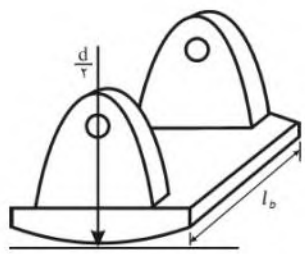
در روابط فوق:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد برحسب مگاپاسکال

d = قطر کفشک برحسب میلی‌متر

l_b = طول اتکاء برحسب میلی‌متر

R_n = مقاومت اتکایی اسمی برحسب نیوتن



شکل ۱۰-۲-۹-۲۱: کفشک‌های تکیه‌گاهی

inbr.ir

۱۰-۲-۹-۸ کف‌ستون‌ها، ورق‌های نشیمن و فشار مستقیم بر بتن و مصالح بنایی

مقاومت اتکایی موجود برای مصالح مختلف تکیه‌گاهی در روش LRFD مساوی $\phi_c P_p$ و در روش ASD مساوی P_p/Ω_c بوده که در آن ϕ_c (ضریب کاهش مقاومت)، Ω_c (ضریب اطمینان) و P_p (مقاومت اتکایی اسمی) براساس حالت حدی خردشدگی مصالح تکیه‌گاهی به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$\phi_c = 0.65$ (LRFD) و $\Omega_c = 2.31$ (ASD)

الف) فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه مصالح بنایی یا سنگ‌آهکی یا ماسه‌سنگ متراکم و ماسه‌سیمان:

$$P_p = F_p A_p \qquad (۱۰-۲-۹-۲۶)$$

که در آن:

A_p = سطح اتکاء در تماس با تکیه‌گاه برحسب میلی‌متر مربع

F_p = تنش اتکایی اسمی و مساوی 6 مگاپاسکال

ب) فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه مصالح بنایی با آجر فشاری و ملات ماسه‌سیمان:

$$P_p = F_p A_p \qquad (۱۰-۲-۹-۲۷)$$

که در آن:

A_p = سطح اتکاء در تماس با تکیه‌گاه برحسب میلی‌متر مربع

F_p = تنش اتکایی اسمی و مساوی 4 مگاپاسکال

پ) فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه بتنی:

$$P_p = 0.85 f_c' A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 1.7 f_c' A_1 \qquad (۱۰-۲-۹-۲۸)$$

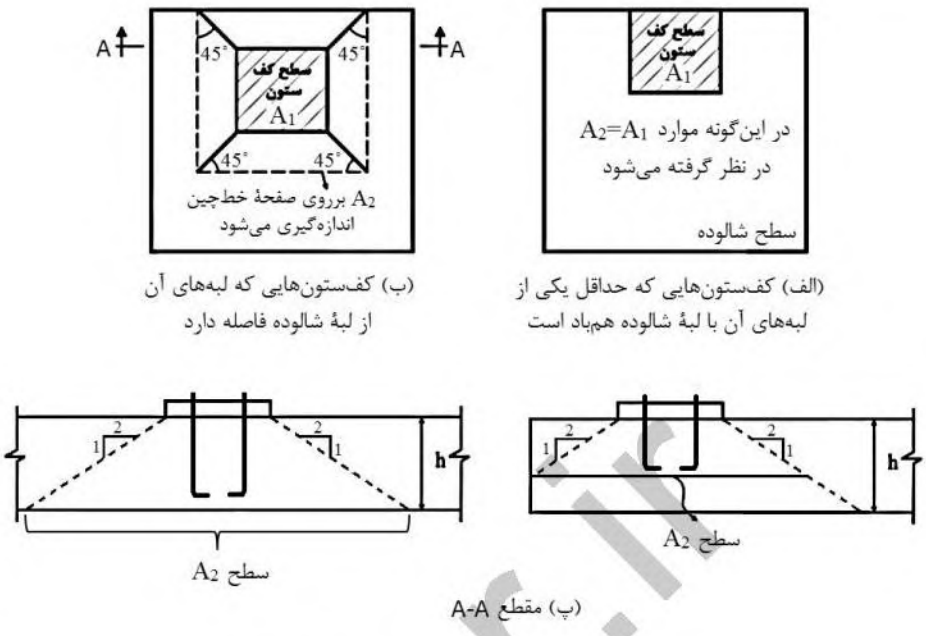
که در آن:

f_c'= تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

A_1= سطح ورق کف‌ستون یا ورق نشیمن در تماس با تکیه‌گاه بتنی

A_2= حداکثر سطحی از تکیه‌گاه بتنی هم‌مرکز با ورق کف‌ستون یا ورق نشیمن که در پلان و عمق تکیه‌گاه بتنی مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۲ محدود می‌شود. این سطح قاعدهٔ تحتانی یک هرم ناقص را تشکیل می‌دهد که قاعدهٔ فوقانی آن همان ورق کف‌ستون یا ورق نشیمن بوده و یال هرم دارای شیب یک به دو در صفحهٔ قائم است.

inbr.ir



(الف) کف‌ستون‌هایی که حداقل یکی از لبه‌های آن با لبهٔ شالوده هم‌باد است

(ب) کف‌ستون‌هایی که لبه‌های آن از لبهٔ شالوده فاصله دارد

(پ) مقطع A-A

شکل ۱۰-۲-۹-۲۲: سطح اتکا در تماس با تکیه‌گاه بتنی

۱۰-۲-۹-۹ میل‌مهارهای کف‌ستون و اقلام مدفون

الف) میل‌مهارهای کف‌ستون

میل‌مهارها از نظر کشش، برش و آثار توأم آن‌ها باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر نیروهای حاصل از ترکیبات مختلف بارگذاری (متناظر با روش طراحی) باشند. مقاومت کششی و برشی موجود میل‌مهارها مطابق ضوابط میله‌های دندانه‌شده (الزامات بند ۱۰-۲-۹-۳-۳) تعیین می‌شود. طراحی میل‌مهارها برای برش می‌تواند به‌صورت اتکایی و با شرایط سفتی کامل صورت گیرد، مگر در مورد ماشین‌آلات و ادوات تحت لرزش و خستگی که در آن‌ها طراحی و اجرای میل‌مهارها باید به‌صورت لغزش بحرانی انجام پذیرد.

درصورتی‌که میل‌مهارهای کف‌ستون‌ها از میلگردهای آج‌دار ساخته شوند، در تعیین مقاومت‌های موجود آن‌ها باید قطر اسمی ناحیهٔ دندانه‌شده ملاک محاسبه قرار گیرد.

ب) اقلام مدفون

اجزای بتنی سازه باید طوری طراحی شود که به‌طور ایمن نیروهای حاصل از اقلام مدفون را با حاشیهٔ اطمینان کافی و با رعایت جزئیات خاص و مصالح مناسب تحمل نماید؛ به‌نحوی‌که اطمینان حاصل گردد که مقاومت اقلام مدفون در اثر گسیختگی‌ها در سازهٔ بتنی کاهش پیدا نکند. مقاومت‌های موجود اجزای بتنی سازه باید براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و مقاومت‌های موجود اجزای فولادی باید براساس الزامات این مبحث تعیین شود.

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

الزامات این بند مربوط است به بررسی جان و بال (یا بال‌های) مقاطع اعضایی که به یک یا هر دو بال آن‌ها نیروهای متمرکز در امتداد عمود بر صفحهٔ بال و به‌طور متقارن نسبت به جان اثر می‌کند. نیروهای متمرکز می‌توانند به‌صورت تکی (فشاری یا کششی) یا به‌صورت زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی (یکی کششی و دیگری فشاری) باشند.

مقاومت‌های موجود بال (یا بال‌ها) و جان اعضایی که تحت اثر بارهای متمرکز وارد بر بال قرار می‌گیرند، باید براساس حالت‌های حدی زیر تعیین شوند:

۱- خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۱)

۲- تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی یا فشاری (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۲)

۳- چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۳)

۴- کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۴)

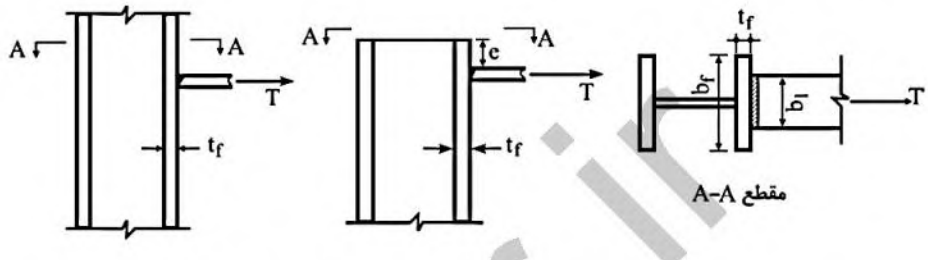
۵- کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز متقابل فشاری، که به هر دو بال عضو اثر می‌کند (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۵)

۶- برش در چشمهٔ اتصال (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۶)

علاوه بر حالت‌های حدی فوق، رعایت الزامات تکمیلی برای سخت‌کننده‌های عرضی در انتهای تیرها و شاه‌تیرها (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۷)، الزامات تکمیلی برای سخت‌کننده‌های عرضی در مقابل نیروهای متمرکز (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸) و الزامات تکمیلی برای ورق‌های تقویتی جان (ورق مضاعف) و سخت‌کننده‌های قطری در چشمهٔ اتصال (مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۹) نیز الزامی است.

۱۰-۲-۹-۱۰-۱ خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

الزامات این بند برای هر دو حالت نیروی متمرکز کششی تکی و مؤلفهٔ کششی زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۲۳). درصورتی‌که طول بارگذاری‌شده در امتداد پهنای بال (b_l)، کوچک‌تر از $0.15b_f$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن حالت حدی خمش موضعی بال مقابل نیروی متمرکز کششی نخواهد بود. در غیر این صورت کنترل خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی ضروری است.



شکل۱۰-۲-۹-۲۳: خمش موضعی بال در مقابل نیروی متمرکز کششی

مقاومت موجود بال در برابر خمش موضعی ناشی از نیروی متمرکز کششی، در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی بال در برابر خمش موضعی ناشی از نیروی متمرکز کششی) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$R_n = 6.25F_{yf}t_f^2 \qquad (۱۰-۲-۹-۲۹)$$

$$\phi = 0.9 \ (\text{LRFD}) \quad \text{و} \quad \Omega = 1.67 \ (\text{ASD})$$

که در آن:

t_f= ضخامت بال تحت نیروی کششی

F_{yf}= تنش تسلیم مشخصهٔ بال

تبصره: درصورتی‌که نیروی متمرکز کششی در فاصله‌ای کمتر از $10t_f$ از انتهای عضو اثر نماید ($e<10t_f$)، مقدار R_n حاصل از رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۲۹ باید 50 درصد کاهش یابد.

درصورتی‌که نیروی متمرکز کششی از مقاومت موجود بال در برابر خمش موضعی بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی مطابق با الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ ضروری است.

۱۰-۲-۹-۱۰-۲ تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی یا فشاری

الزامات این بند برای نیروی متمرکز کششی تکی، نیروی متمرکز فشاری تکی و هر دو مؤلفهٔ فشاری و کششی زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۲۴).

مقاومت موجود تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی یا فشاری در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی یا فشاری) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 1.00 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.50 \ \text{(ASD)}$$

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای بزرگ‌تر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = F_{yw} t_w (5k + l_b) \qquad (۱۰-۹-۲-۳۰)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا کوچک‌تر از d از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = F_{yw} t_w (2.5k + l_b) \qquad (۱۰-۹-۲-۳۱)$$

در روابط فوق:

F_{yw} = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

t_w= ضخامت جان

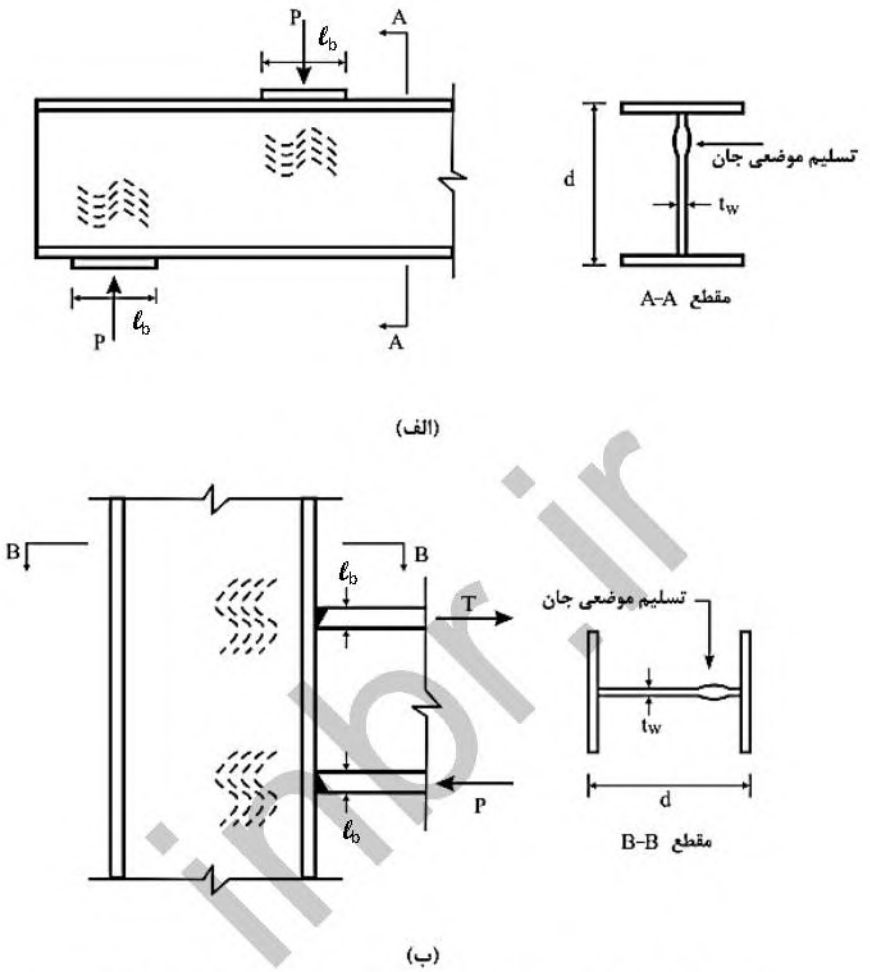
d = ارتفاع کلی مقطع تیر

k= فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطع ساخته‌شده از ورق.

l_b= طول اتکای بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظر گرفته شود).

درصورتی‌که نیروی متمرکز کششی یا فشاری از مقاومت موجود تسلیم موضعی جان بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی مطابق با الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ ضروری است.

inbr.ir



شکل ۱۰-۲-۹-۲۴: تسلیم موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز کششی و فشاری

۱۰-۲-۹-۱۰-۳ چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

الزامات این بند برای نیروی متمرکز فشاری تکی و مؤلفهٔ فشاری زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی کاربرد دارد (شکل ۱۰-۲-۹-۲۵).

مقاومت موجود چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب

اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 0.75 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 2.00 \ \text{(ASD)}$$

۱- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای مساوی یا بزرگ‌تر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

$$R_n = 0.80 t_w^2 [1+3(\frac{l_b}{d})(\frac{t_w}{t_f})^{1.5}]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۱۰-۹-۲-۳۲)$$

۲- در حالتی که بار متمرکز، در فاصله‌ای کوچک‌تر از $d/2$ از انتهای عضو وارد می‌شود:

- درصورتی‌که $l_b/d \le 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.40 t_w^2 [1+3(\frac{l_b}{d})(\frac{t_w}{t_f})^{1.5}]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۱۰-۹-۲-۳۳)$$

- درصورتی‌که $l_b/d > 0.2$ باشد:

$$R_n = 0.40 t_w^2 [1+(\frac{4l_b}{d} - 0.2)(\frac{t_w}{t_f})^{1.5}]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۱۰-۹-۲-۳۴)$$

در روابط فوق:

d= ارتفاع کلی مقطع

t_w = ضخامت جان

t_f = ضخامت بال تحت بار

l_b = طول اتکایی بار متمرکز (برای عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی مقدار l_b نباید کمتر از k در نظر گرفته شود).

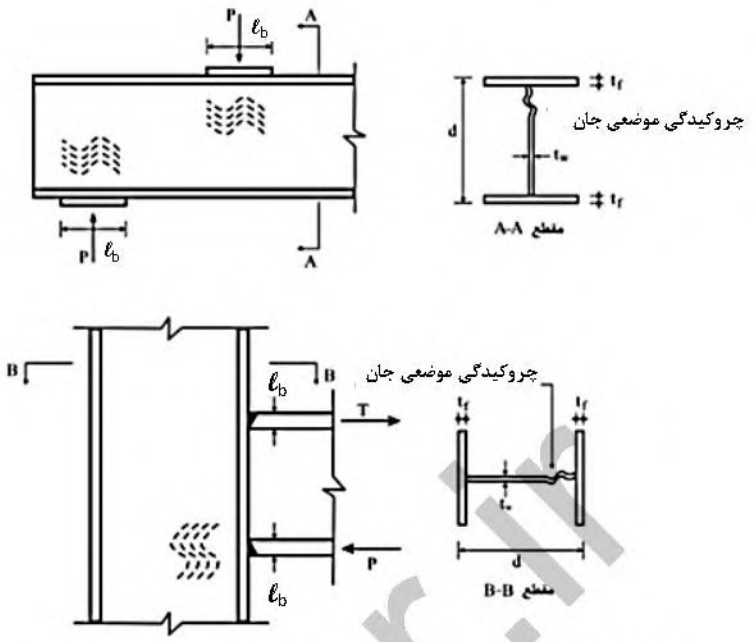
k= فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در مقاطع نوردشده و فاصله از وجه بیرونی بال تا انتهای جوش گوشه اتصال بال و جان در مقاطع ساخته‌شده از ورق.

F_{yw}= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد

درصورتی‌که نیروی متمرکز فشاری از مقاومت موجود چروکیدگی موضعی جان بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی مطابق با الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ ضروری است.

inbr.ir



شکل ۱۰-۲-۹-۲۵: چروکیدگی موضعی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

۱۰-۲-۹-۱۰-۴ کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

الزامات این بند مربوط به حالتی است که مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۶ یک نیروی متمرکز فشاری به عضوی وارد می‌شود که از حرکت جانبی بین بال فشاری تحت بار و بال کششی، در محل اثر نیروی متمرکز، توسط مهار جانبی جلوگیری نشده است.

مقاومت موجود جان در برابر کمانش جانبی ناشی از نیروی متمرکز فشاری در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی جان در برابر کمانش جانبی ناشی از نیروی متمرکز فشاری) به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 0.85 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.76 \ \text{(ASD)}$$

الف) اگر مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۶-الف بال فشاری (بال بارگذاری‌شده) در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری شده باشد:

۱- درصورتی‌که $(h/t_w)/(L_b/b_f) > 2.3$ باشد، لزومی به کنترل کمانش جانبی جان نیست.

۲- درصورتی‌که $(h/t_w)/(L_b/b_f) \leq 2.3$ باشد:

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[1 + 0.4(\frac{h/t_w}{L_b/b_f})^3\right] \qquad (۳۵-۹-۲-۱۰)$$

درصورتی‌که نیروی متمرکز فشاری از مقاومت موجود جان در برابر کمانش جانبی بیشتر باشد، باید بال کششی را مهار نمود. به‌جای مهار بال کششی می‌توان در زیر بار متمرکز فشاری از یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ یا از ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) مطابق بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۹ استفاده نمود.

ب) اگر مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۶-ب بال فشاری (بال بارگذاری‌شده) در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده باشد:

۱- درصورتی‌که $(h/t_w)/(L_b/b_f) > 1.7$ باشد، لزومی به کنترل کمانش جانبی جان نیست.

۲- درصورتی‌که $(h/t_w)/(L_b/b_f) \leq 1.7$ باشد:

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[0.4(\frac{h/t_w}{L_b/b_f})^3\right] \qquad (۳۶-۹-۲-۱۰)$$

درصورتی‌که نیروی متمرکز فشاری از مقاومت موجود جان در برابر کمانش جانبی بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی مطابق با الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ ضروری است.

در روابط فوق:

b_f= پهنای بال کششی

t_f= ضخامت بال

t_w= ضخامت جان

L_b= بزرگ‌ترین طول بدون مهار جانبی هر دو بال در محدودهٔ اعمال بار متمرکز

h= ارتفاع آزاد جان (فاصله بین انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در روی جان در مقاطع نوردشده و فاصلهٔ بین دو بال در مقاطع ساخته شده از ورق)

C_r= ضریبی است که به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

- اگر در محل اعمال بار متمرکز $M_u<M_y$ در روش LRFD و $1.5M_a<M_y$ در روش ASD باشد:

$C_r = 6.6\times10^6$ MPa (۱۰-۲-۹-۳۷)

- اگر در محل اعمال بار متمرکز $M_u<M_y$ در روش LRFD و $1.5M_a<M_y$ در روش ASD باشد:

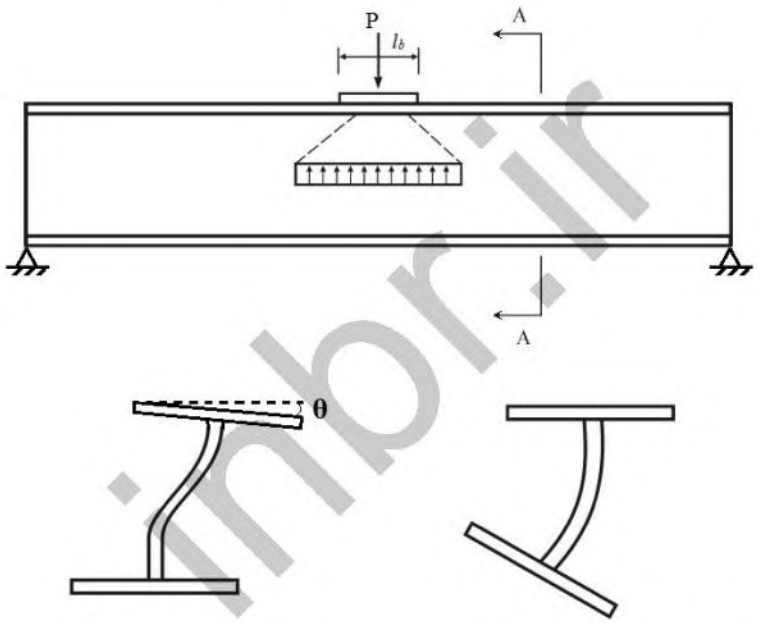
$C_r = 3.3\times10^6$ MPa (۱۰-۲-۹-۳۸)

که در آن:

M_u= مقاومت خمشی موردنیاز تحت اثر ترکیبات مختلف بارگذاری در روش LRFD

M_a= مقاومت خمشی موردنیاز تحت اثر ترکیبات مختلف بارگذاری در روش ASD

M_y= لنگر تسلیم



(الف) بال فشاری در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری شده است. (مقطع A-A)

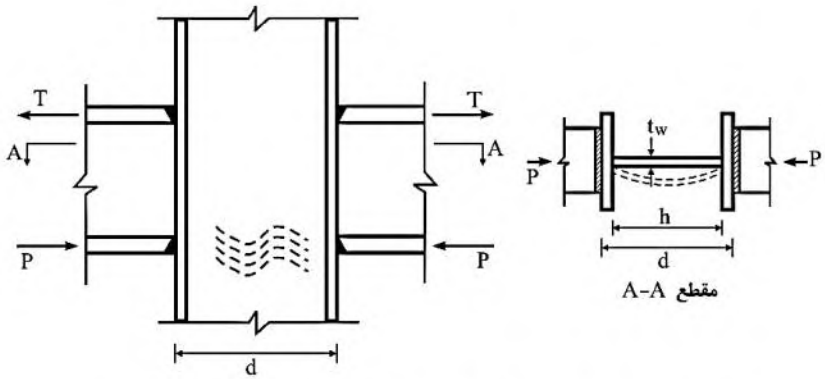
(ب) بال فشاری در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده است. (مقطع A-A)

شکل ۱۰-۲-۹-۲۶: کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز فشاری

۱۰-۲-۹-۱۰-۵ کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری

الزامات این بند مربوط به حالتی است که مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۷ یک جفت نیروی متمرکز فشاری تنها یا یک جفت مؤلفهٔ فشاری زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی در یک مقطع در جهت مخالف به بال‌های عضو وارد می‌شوند.

inbr.ir



شکل ۱۰-۲-۹-۲۷: کمانش فشاری جان در مقابل یک جفت نیروی متمرکز فشاری

مقاومت موجود جان در برابر کمانش فشاری ناشی از یک جفت نیروی متمرکز فشاری در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت اسمی جان در برابر کمانش فشاری ناشی از یک جفت نیروی متمرکز فشاری) براساس حالت حدی کمانش موضعی جان به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 0.90 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.67 \ \text{(ASD)}$$

$$R_n = \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} \qquad (۱۰-۲-۹-۳۹)$$

که در آن:

t_w = ضخامت جان

h= ارتفاع آزاد جان (فاصله بین انتهای دو ماهیچهٔ جان و بال در روی جان در مقاطع نوردشده و فاصلهٔ بین دو بال در مقاطع ساخته‌شده از ورق)

F_{yw}= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد جان

E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد

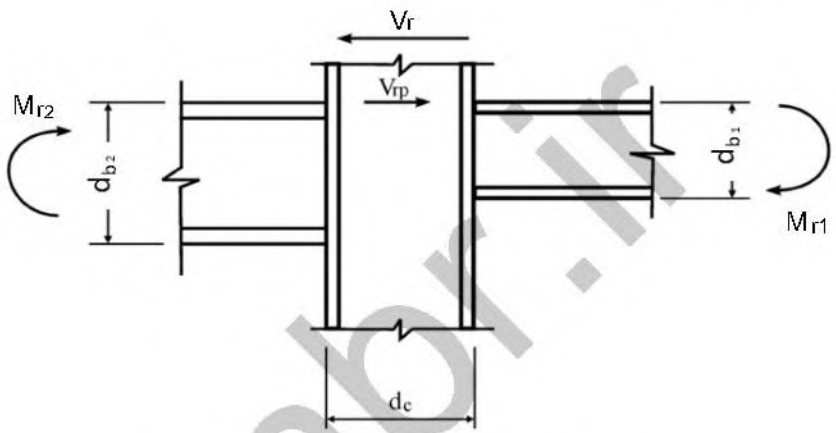
تبصره: درصورتی‌که جفت نیروی متمرکز فشاری در فاصله‌ای کمتر از d/2 از انتهای عضو اثر نماید، مقدار R_n حاصل از رابطهٔ ۱۰-۲-۹-۳۹ باید 50 درصد کاهش یابد.

inbr.ir

درصورتی‌که هریک از نیروهای متمرکز فشاری از مقاومت موجود جان در برابر کمانش فشاری بیشتر باشد، تعبیهٔ یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی مطابق با الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ ضروری است.

۱۰-۲-۹-۱۰-۶ برش در چشمهٔ اتصال

الزامات این بند مربوط به حالتی است که مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۸ یک زوج نیروی متمرکز در یک یا هر دو بال عضو اثر می‌کند.



شکل ۱۰-۲-۹-۲۸: برش در چشمهٔ اتصال

مقاومت برشی موجود چشمهٔ اتصال در روش LRFD مساوی ϕR_n و در روش ASD مساوی R_n/Ω بوده که در آن ϕ (ضریب کاهش مقاومت)، Ω (ضریب اطمینان) و R_n (مقاومت برشی اسمی چشمهٔ اتصال) براساس حالت حدی تسلیم برشی به شرح زیر تعیین می‌شوند:

$$\phi = 0.90 \ \text{(LRFD)} \quad \text{و} \quad \Omega = 1.67 \ \text{(ASD)}$$

الف) در حالتی که آثار تغییرشکل غیرالاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

۱- برای حالتی که $\alpha P_r \le 0.4 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \qquad (۱۰-۲-۹-۴۰)$$

۲- برای حالتی که $\alpha P_r > 0.4 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w (1.4 - \frac{\alpha P_r}{P_y}) \quad (۴۱-۹-۲-۱۰)$$

ب) در حالتی که آثار تغییرشکل غیر الاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

۱- برای حالتی که $\alpha P_r \leq 0.75 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w (1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}) \quad (۴۲-۹-۲-۱۰)$$

۲- برای حالتی که $\alpha P_r > 0.75 P_y$ باشد:

$$R_n = 0.6\, F_y d_c t_w (1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w})\ (1.9 - \frac{1.2\alpha P_r}{P_y}) \quad (۴۳-۹-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

b_{cf} = پهنای بال مقطع ستون

t_{cf} = ضخامت بال مقطع ستون

d_c = ارتفاع کلی مقطع ستون

d_b = ارتفاع کلی مقطع تیر

t_w = ضخامت جان مقطع ستون

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

P_r = مقاومت محوری موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با P_u و در روش ASD با P_a نشان داده می‌شود.

P_y= مقاومت تسلیم محوری ستون ($P_y = A_g F_y$)

A_g = سطح مقطع کلی ستون

α = ضریبی که مقدار آن در روش LRFD برابر 1.0 و در روش ASD برابر 1.6 است.

مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۲۸، در چشمهٔ اتصال مقاومت برشی موردنیاز (V_{rp}) از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{rp} = \frac{M_{r1}}{d_{b1}} + \frac{M_{r2}}{d_{b2}} - V_r \quad (۴۴-۹-۲-۱۰)$$

که در آن:

d_{b1} و d_{b2} = به ترتیب ارتفاع‌های کل مقاطع تیرهای سمت چپ و راست چشمهٔ اتصال

inbr.ir

M_{r1} و M_{r2} = به ترتیب لنگرهای خمشی انتهایی تیرهای سمت چپ و راست چشمهٔ اتصال با رعایت جهت لنگرهای وارده ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با M_{u1} و M_{u2} و در روش ASD با M_{a1} و M_{a2} نشان داده می‌شوند.

V_r = نیروی برشی ستون در بالای چشمهٔ اتصال ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری متناظر با روش طراحی که در روش LRFD با V_u و در روش ASD با V_a نشان داده می‌شود.

درصورتی‌که مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال از مقاومت برشی موجود آن بیشتر باشد، در چشمهٔ اتصال، تعبیهٔ ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) یا تعبیهٔ یک جفت سخت‌کنندهٔ قطری دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر با اختلاف مقاومت موردنیاز و مقاومت موجود چشمهٔ اتصال الزامی است. ورق‌های مضاعف باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۹ را تأمین نمایند.

تبصره ۱: طراحی ستون‌های با مقطع قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق باید به‌گونه‌ای باشد که در چشمهٔ اتصال نیازی به تعبیهٔ ورق تقویتی جان (ورق مضاعف) یا تعبیهٔ سخت‌کنندهٔ قطری نباشد.

تبصره ۲: در کنترل برش در چشمهٔ اتصال ستون‌های با مقطع صلیبی، مقاومت برشی موجود چشمهٔ اتصال باید براساس جان موازی با نیروی وارده مقطع محاسبه شود. چنانچه ورق‌های بال در طولی حداقل برابر 300 میلی‌متر در بالا و پایین تیر با ورق‌های کمربندی به شکل هشت‌ضلعی درآید، در این صورت می‌توان از مساحت بال‌های موازی با نیروی واردهٔ مقطع نیز استفاده کرد.

۱۰-۲-۹-۱۰-۷ مقررات تکمیلی برای سخت‌کننده‌ها در انتهای تیرها و شاه‌تیرها

در انتهای تیرها و شاه‌تیرهایی که در مقابل دوران حول محور طولی نگهداری نشده‌اند، باید یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی که در تمام ارتفاع جان ادامه دارد، مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۸ تعبیه گردد.

۱۰-۲-۹-۱۰-۸ الزامات تکمیلی برای سخت‌کننده‌ها در مقابل نیروهای متمرکز

در صورت نیاز به تعبیهٔ سخت‌کننده‌های عرضی یا قطری در جان عضو، رعایت الزامات تکمیلی زیر ضروری است.

الف) درصورتی‌که مطابق بندهای ۱۰-۲-۹-۱۰-۱ الی ۱۰-۲-۹-۱۰-۲ نیاز به تعبیهٔ سخت‌کنندهٔ عرضی در مقابل نیروهای متمرکز کششی باشد، لازم است یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی تمام‌عمق در مقابل نیروی متمرکز تعبیه شود. سخت‌کننده‌های عرضی باید به بال بارگذاری‌شده و جان عضو جوش شوند. این سخت‌کننده‌های عرضی می‌توانند به بال بارگذاری‌نشده نیز جوش شود یا با رعایت الزامات بند ۱۰-۲-۹-۲-ب-۸ جوش نشود.
سخت‌کننده‌ها باید دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر با اختلاف نیروی متمرکز کششی و مقاومت موجود متناظر با آن، در محل بارهای متمرکز (مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۴-۱) باشد. جوش سخت‌کننده‌ها به بال نیز باید دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر با اختلاف نیروی متمرکز کششی و مقاومت موجود متناظر با آن باشد. جوش سخت‌کننده‌ها به جان باید دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر با اختلاف جبری نیروهای کششی در دو انتهای سخت‌کننده باشد.

ب) درصورتی‌که مطابق بندهای ۱۰-۲-۹-۱۰-۳ و ۱۰-۲-۹-۱۰-۵ نیاز به تعبیهٔ سخت‌کننده‌های عرضی در مقابل نیروی متمرکز فشاری باشد، لازم است یک جفت سخت‌کنندهٔ عرضی تمام‌عمق در مقابل آن تعبیه شود که باید به هر دو بال و نیز به جان عضو جوش شوند. این سخت‌کننده‌ها باید به‌صورت یک ستون فرضی در برابر کل نیروی محوری فشاری، طراحی شوند. ارتفاع مؤثر ستون فرضی برابر $0.75h$ در نظر گرفته می‌شود که در آن h ارتفاع آزاد جان در فاصلهٔ بین دو بال است. مقطع ستون فرضی عبارت است از مقطع جفت سخت‌کننده به‌اضافهٔ نواری از جان که پهنای آن برای سخت‌کننده‌های میانی برابر $25t_w$ و برای سخت‌کننده‌های انتهایی برابر $12t_w$ در نظر گرفته می‌شود (t_w ضخامت جان است). جوش سخت‌کننده‌ها به بال (یا بال‌ها) باید دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر با اختلاف نیروی متمرکز فشاری و مقاومت موجود متناظر با آن باشند. جوش سخت‌کننده‌ها به جان باید دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر با اختلاف جبری نیروهای فشاری در دو انتهای سخت‌کننده باشد. همچنین در سطوح تماس سخت‌کننده‌ها با بال مقطع عضو، کنترل تنش اتکایی الزامی است.

پ) پهنای سخت‌کننده‌های عرضی و قطری به‌اضافه نصف ضخامت جان ستون نباید از یک‌سوم پهنای بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند) کمتر باشد.

ت) ضخامت سخت‌کننده‌های عرضی و قطری نباید از نصف ضخامت بال تیر یا ورق اتصال (که بار متمرکز را وارد می‌کند) کمتر باشد. همچنین نسبت عرض به ضخامت سخت‌کننده‌ها نباید از $0.56\sqrt{E/F_y}$ بزرگ‌تر باشد.

ث) ورق‌های سخت‌کنندهٔ عرضی باید تمام‌عمق باشند. به‌عبارت‌دیگر، ارتفاع ورق سخت‌کننده‌های عرضی باید مساوی ارتفاع آزاد جان (فاصلهٔ بین دو بال) باشد.

۱۰-۲-۹-۱۰-۹ الزامات تکمیلی برای ورق‌های تقویتی جان (ورق مضاعف) و سخت‌کننده‌های قطری در چشمهٔ اتصال

درصورتی‌که در چشمهٔ اتصال نیاز به ورق‌های تقویتی جان (ورق‌های مضاعف) یا سخت‌کننده‌های قطری باشد، رعایت الزامات زیر ضروری است:

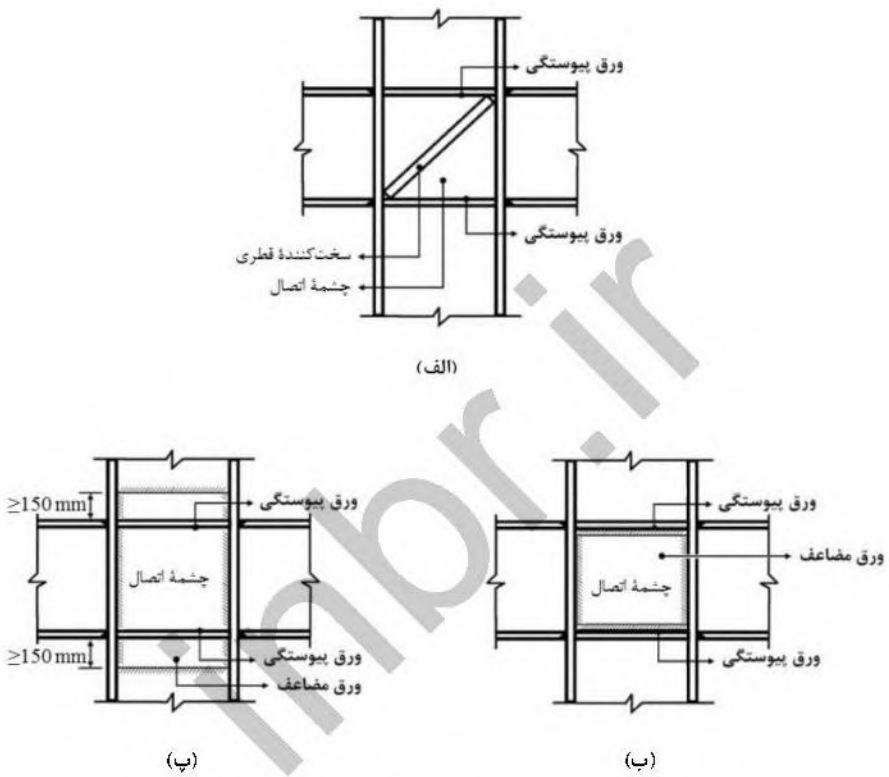
الف) در صورت استفاده از ورق‌های تقویتی جان (ورق‌های مضاعف) در چشمهٔ اتصال، این ورق‌ها و اتصالات آن‌ها باید دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر با اختلاف مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال و مقاومت برشی موجود آن مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ باشد. جوش ورق‌های مضاعف به بال و جان عضو و نیز به ورق‌های پیوستگی، باید دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر با نیروی سهم ورق مضاعف باشد.

ب) در صورت استفاده از سخت‌کننده‌های قطری در چشمهٔ اتصال این سخت‌کننده‌ها باید در هر دو طرف جان تعبیه شده و دارای مقاومت کششی موجود کافی (مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۳) و مقاومت فشاری موجود کافی (مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۴) حداقل برابر با تصویر اختلاف مقاومت موردنیاز چشمهٔ اتصال و مقاومت موجود آن در امتداد سخت‌کننده‌های قطری باشد. جوش ورق سخت‌کننده‌های قطری به بال و جان عضو و به ورق‌های پیوستگی، باید دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر با نیروی سهم ورق مضاعف باشد (شکل ۱۰-۲-۹-۲۹-الف).

پ) در صورت تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در جان مقطع عضو، ورق‌های مضاعف می‌توانند در محل ورق‌های پیوستگی قطع شده و به آن و بال‌های ستون جوش شوند. به‌جای آن، ورق‌های مضاعف می‌توانند از زیر ورق‌های پیوستگی عبور کرده و حداقل 150 میلی‌متر بعدازآن ادامه یافته و پیرامون آن به جان و بال ستون جوش شوند (شکل‌های ۱۰-۲-۹-۲۹-ب و پ).

inbr.ir

ت) در صورت عدم تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در جان مقطع عضو، ورق‌های مضاعف باید حداقل 150 میلی‌متر در بالا و پایین ناحیهٔ چشمهٔ اتصال ادامه یافته و پیرامون ورق مضاعف به جان و بال ستون جوش شوند.



شکل ۱۰-۲-۹-۲۹: سخت‌کننده‌های قطری و ورق‌های مضاعف در چشمهٔ اتصال ستون‌های با مقطع Hشکل

inbr.ir

۱۰-۲-۱۰ الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری

الزامات این بخش به موضوعاتی اختصاص دارد که از نظر اقناع شرایط بهره‌برداری در طرح و محاسبهٔ سازه‌ها مطرح هستند. با رعایت الزامات مربوط به حالت‌های حدی بهره‌برداری، مجموعهٔ سازه، شامل اعضا و اتصالات آن ضمن دارا بودن مقاومت موجود کافی در برابر بارهای خارجی، شرایطی نظیر محدودیت تغییرشکل‌ها و تغییرمکان‌ها، کنترل ارتعاشات، حفظ شکل ظاهری، دوام، آسایش ساکنین و غیره را با توجه به کاربری موردنظر تأمین می‌کند.

برای کنترل الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری باید از ترکیبات بارگذاری ارائه‌شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان استفاده شود.

الزامات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌شود:

- ۱۰-۲-۱۰-۱ ملاحظات پیش‌خیز
- ۱۰-۲-۱۰-۲ تغییرشکل‌های قائم
- ۱۰-۲-۱۰-۳ تغییرمکان‌های جانبی
- ۱۰-۲-۱۰-۴ ارتعاش (لرزش)
- ۱۰-۲-۱۰-۵ ملاحظات آثار ناشی از حرکت باد
- ۱۰-۲-۱۰-۶ آثار تغییر دما و خودکرنشی
- ۱۰-۲-۱۰-۷ لغزش اتصالات پیچی
- ۱۰-۲-۱۰-۸ خوردگی

۱۰-۲-۱۰-۱ ملاحظات پیش‌خیز

پیش‌خیز معمولاً در تیرها و خرپاهای افقی با دهانهٔ بزرگ به‌منظور دست‌یابی به یک تراز مسطح نسبی، تحت اثر بارهای دائمی در نظر گرفته می‌شود. چنانچه برای حفظ شرایط ظاهری و موقعیت هندسی بعضی از اعضای خمشی ضمن رعایت محدودیت‌های مربوط به تغییرشکل‌های قائم و جانبی، پیش‌خیز معینی لازم باشد، تا اعضا پس از بارگذاری به شکل مقرری درآیند، باید اندازه، جهت و موقعیت پیش‌خیز در مدارک فنی و در نقشه‌های اجرائی به‌روشنی مشخص شود.

inbr.ir

طراح باید براساس مشخصات فنی عمومی از روش‌های اجرای پیش‌خیز و محدودیت‌های آن آگاهی داشته یا در نقشه‌های اجرائی و مشخصات فنی خصوصی، روش مناسب اجرای آن را مشخص نماید.

۱۰-۲-۱۰-۲ تغییرشکل‌های قائم

در تیرهایی که کف‌ها و سقف‌های ساختمانی را تحمل می‌کنند، باید تغییرشکل‌های قائم کنترل شوند. تغییرشکل‌های قائم اعضای سازه‌ای تحت اثر ترکیبات مختلف بارگذاری نظیر حالت‌های حدی بهره‌برداری، باید به‌اندازه‌ای باشند که قابلیت بهره‌برداری مناسب سازه حفظ شود. این تغییرشکل‌ها عموماً از دو عامل زیر ناشی می‌شوند:

- بارهای ثقلی (بار مرده، بار زنده و بار برف)
- اثرات خود کرنشی (تغییرات دما، خزش، افت و غیره)

کلیهٔ تیرهای فولادی و تیرهای مختلطی که در آن‌ها هنگام بتن‌ریزی دال از پایه‌های موقت استفاده شده باشد، باید طوری محاسبه و طراحی شوند که تغییرشکل حداکثر ناشی از مجموع بار مرده و زنده از $\frac{1}{240}$ طول دهانه و تغییرشکل حداکثر ناشی از بار زنده به تنهایی از $\frac{1}{360}$ طول دهانه بیشتر نشود. طراح باید همواره حفظ انسجام اجزای غیرسازه‌ای را مدنظر داشته باشد.

در تیرهای مختلط که در هنگام بتن‌ریزی دال از پایه‌های موقت استفاده نشده باشد، کنترل تغییرشکل‌های قائم این نوع تیرها باید شامل مراحل زیر باشد:

۱- تغییرشکل قائم ناشی از وزن تیر فولادی، دال بتنی و بارهای حین ساخت، براساس مقطع فولادی تنها محاسبه می‌شود.

۲- تغییرشکل قائم ناشی از بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال بتنی وارد می‌شوند، نظیر وزن کف‌سازی تیغه‌ها و موارد مشابه براساس مقطع مختلط محاسبه می‌شود.

۳- تغییرشکل قائم ناشی از بارهای زنده براساس مقطع مختلط محاسبه می‌شود.

۴- تغییرشکل محاسبه‌شده در مرحلهٔ ۱ نباید از $\frac{1}{360}$ طول دهانه بیشتر باشد.

۵- مجموع تغییرشکل‌های محاسبه‌شده در مراحل ۱، ۲ و ۳ نباید از $\frac{1}{240}$ طول دهانه بیشتر باشد.

۶- تغییرشکل محاسبه‌شده در مرحلهٔ ۳ نباید از $\frac{1}{360}$ طول دهانه بیشتر باشد.

تبصره ۱: در محاسبه و کنترل تغییرشکل قائم، در صورت لزوم تغییرشکل‌های اضافی ناشی از خزش و جمع‌شدگی بتن نیز باید در نظر گرفته شود.

تبصره ۲: در تیرهای طره‌ای، مقدار حداکثر تغییرشکل‌های قائم مجاز برحسب طول دهانه، می‌تواند به دو برابر افزایش داده شود.

۱۰-۲-۱۰-۳ تغییرمکان‌های جانبی

تغییرمکان‌های جانبی در حالت‌های حدی بهره‌برداری باید تحت اثر ترکیبات بارگذاری نظیر حالت‌های حدی بهره‌برداری که در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان مشخص شده است، محاسبه شوند.

در مورد اعضای فولادی و مختلط نگه‌دارنده نماهای در معرض نیروی باد، تغییرمکان‌های جانبی باید به نحوی محدود شوند که از ترک‌خوردگی نازک‌کاری‌ها یا شکست شیشه‌ها (بسته به جزئیات به‌کاررفته در ساخت آن‌ها)، جلوگیری به عمل آید. درهرحال تغییرمکان‌های جانبی اعضای فولادی و مختلط نگه‌دارندهٔ نما تحت اثر نیروی باد نباید از $\frac{1}{300}$ طول دهانه (حدفاصل بین تکیه‌گاه‌های نما) بیشتر باشد.

همچنین رعایت سایر محدودیت‌های قیدشده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای کنترل تغییرمکان‌های جانبی کلی و نسبی طبقات در برابر بارهای باد و زلزله الزامی است.

۱۰-۲-۱۰-۴ ارتعاش (لرزش)

کف‌ها و تیرهایی که سطوح خالی از تیغه بندی‌های ممتد تا سقف (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجه خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از حرکت افراد، کارکرد ماشین‌آلات، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آن‌ها) طراحی شوند. بدین منظور فرکانس نوسانی کف‌ها (تیرچه‌ها، دال‌ها و تیرها) باید به‌اندازه‌ای باشد که حداقل حساسیت افراد در برابر ارتعاش قائم را ارضا نماید.

حداقل فرکانس نوسانی (دوره‌ای) کف‌ها برای کاربری‌های مختلف نباید از مقادیر مشخص‌شده در جدول ۱۰-۲-۱۰-۱ کمتر باشد.

جدول ۱۰-۲-۱۰-۱: حداقل فرکانس نوسانی (دوره‌ای) کف‌ها

نوع کاربری	حداقل فرکانس نوسانی کف‌ها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \geq 5$ Hz
ساختمان‌های تجاری- فروشگاه‌ها	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \geq 8.5$ Hz
تعمیرگاه‌ها، سالن‌های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5$ Hz
پارکینگ‌ها	$f \geq 4$ Hz

برای محاسبهٔ فرکانس نوسانی (f)، می‌توان از رابطهٔ ۱۰-۲-۱۰-۱ استفاده نمود:

$$f = 0.18\sqrt{\frac{g}{\Delta_{is}}} \qquad (۱۰-۲-۱۰-۱)$$

که در آن:

f = فرکانس نوسانی ارتعاش برحسب هرتز

Δ_{is}= تغییرمکان نسبی قائم حداکثر کف برحسب میلی‌متر تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می‌شود.

g= شتاب ثقل برابر $9810\ \text{mm/s}^2$

تبصره ۱: درصورتی‌که به مطالعات جامع‌تر برای ارتعاش کف‌ها نیاز باشد، می‌توان از مدل‌سازی دینامیکی یا مراجع معتبر دیگر به‌جای رابطهٔ ۱۰-۲-۱۰-۱ و جدول ۱۰-۲-۱۰-۱ استفاده نمود.

تبصره ۲: در محاسبات دقیق‌تر، شتاب لرزش کف را می‌توان به روش‌های دینامیکی تعیین و آن را با شتاب‌های معیار آسایش انسان بر مبنای کاربری کف که در استاندارد ISO 10137 معرفی شده‌اند، مقایسه نمود.

۱۰-۲-۱۰-۵ ملاحظات آثار ناشی از حرکت باد

به‌منظور آسایش ساکنین، آثار ناشی از حرکت باد باید به نحو مؤثری در محاسبه و طراحی سازه‌های بلند و پوشش‌های نما موردتوجه قرار گیرد. برای این منظور رعایت ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان الزامی است.

۱۰-۲-۱۰-۶ آثار تغییرات دما و خود کرنشی

برای تأمین شرایط بهره‌برداری مناسب، در محاسبه و طراحی سازه باید آثار تغییرات دما به نحو مناسبی موردتوجه قرار گیرد. خرابی پوشش‌های نمای ساختمان می‌تواند عامل نفوذ آب شده و منجر به زنگ‌زدگی شود. در محاسبات تغییرشکل‌های دمائی، ضریب انبساط و انقباض حرارتی فولاد برابر 12×10^{-6} به ازای هر درجهٔ سلسیوس در نظر گرفته می‌شود. خزش و جمع‌شدگی در اجزای بتنی و تسلیم موضعی در اجزای فولادی، در عناصر سازه‌ای می‌تواند آثاری مشابه وقوع ترک‌خوردگی و باز شدن درزها داشته باشد. با جانمایی مناسب درزهای حرکتی و طراحی مناسب برای هر درز، می‌توان شرایط مناسب بهره‌برداری را فراهم کرد.

۱۰-۲-۱۰-۷ لغزش اتصالات پیچی

در مواردی که لغزش اتصالات پیچی باعث تغییرشکل‌هایی می‌شود که شرایط بهره‌برداری مناسب را به مخاطره می‌اندازد، طراحی اتصال باید به‌صورت لغزش بحرانی مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۹-۳-۵ صورت گیرد.

۱۰-۲-۱۰-۸ خوردگی

خوردگی به‌عنوان یک حالت حدی بهره‌برداری به شمار می‌آید و می‌تواند موجب ایجاد لکه‌های زنگاب و ترک خوردن نازک‌کاری‌ها در اثر افزایش حجم فولاد زنگ‌زده شود.

در طراحی باید به جلوگیری از خوردگی و عوامل مسبب آن خصوصاً رطوبت و تروخشک‌شدن متوالی توجه ویژه معطوف گردد. جزئیات اعضا و اتصالات باید به نحوی طراحی شوند که امکان جمع‌شدن آب در تماس با سازهٔ فولادی وجود نداشته باشد. در محل‌های مستعد جمع شدن آب، تعبیهٔ شیب‌های مناسب و سوراخ‌های تخلیهٔ آب ضروری است. همچنین اجرای پوشش‌های مقاوم در برابر خوردگی در محل‌های مستعد خوردگی مطابق الزامات فصل ۱۰-۴ الزامی است.

inbr.ir

inbr.ir

۱۰-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای

در فصل ۱۰-۲ این مبحث که به الزامات طراحی اعضا و اتصالات پرداخته شد، توجه عمدتاً معطوف به کنترل معیارهای پایداری، سختی و مقاومت بود. در این فصل علاوه بر معیارهای مذکور، معیار شکل‌پذیری مورد توجه قرار گرفته است. هدف اساسی این فصل تعیین سلسله مراتب عملکردی مؤلفه‌های نیرویی اعضا، تناسب‌بندی جزئیات اعضا و اتصالات آن‌ها است به نحوی که سازهٔ ساختمان ضمن حفظ ایستایی کلی خود در برابر زلزله، عملکرد موردنظر را تأمین نماید.

سازه‌های باربر لرزه‌ای شکل‌پذیر بسته به آنکه چه اندازه بتوانند در مقاطع خاصی از خود تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی را پذیرا باشند و این ویژگی را در بارگذاری‌های رفت و برگشتی حفظ کرده و با کاهش مقاومت و سختی قابل‌ملاحظه روبرو نشوند، به سه دسته طبقه‌بندی می‌گردند. در این مبحث سه حد شکل‌پذیری کم با قابلیت رفتار فرا ارتجاعی حداقل، متوسط با قابلیت رفتار فرا ارتجاعی محدود و زیاد با قابلیت رفتار فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

مقررات این فصل تحت عناوین زیر ارائه می‌شود:

۱۰-۳-۱ دامنهٔ کاربرد

۱۰-۳-۲ الزامات لرزه‌ای عمومی

۱۰-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

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

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

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

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

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

۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ فولادی و دیوارهای برشی فولادی
۱۰-۳-۴-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی (OCBF)
۱۰-۳-۴-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه (SCBF)
۱۰-۳-۴-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا (EBF)
۱۰-۳-۴-۴ الزامات لرزه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب (BRBF)
۱۰-۳-۴-۵ الزامات لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی ویژه (SPSW)
۱۰-۳-۵ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی مختلط ویژه (C-SMF)
۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ مختلط و دیوار برشی مختلط
۱۰-۳-۶-۱ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه (C-SCBF)
۱۰-۳-۶-۲ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط (C-EBF)
۱۰-۳-۶-۳ الزامات لرزه‌ای دیوارهای برشی مختلط ویژه (C-SSW)
۱۰-۳-۷ اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده
۱۰-۳-۸ روش تأیید اتصالات گیردار
۱۰-۳-۹ روش تأیید مهاربندهای کمانش‌تاب

۱۰-۳-۱ دامنهٔ کاربرد

الزامات لرزه‌ای برای سازه‌های فولادی و مختلط باید در کلیهٔ مراحل طراحی، ساخت و نصب اعضای فولادی و مختلط و اتصالات اعضا به یکدیگر، وصلهٔ هر یک از اعضا و اتصال پای ستون سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای و همچنین ستون‌ها، وصلهٔ ستون‌ها و اتصال پای ستون اعضای غیر باربر جانبی لرزه‌ای فولادی و مختلط سازه به کار گرفته شوند. منظور از بخش غیر باربر جانبی لرزه‌ای آن دسته از اعضا، اجزاء و اتصالاتی هستند که سهم باربری جانبی لرزه‌ای در آن‌ها ناچیز بوده و به لحاظ پایداری جانبی متکی بر قاب‌های باربر جانبی لرزه‌ای هستند. اعضا، اجزاء و اتصالات سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در این فصل موردتوجه قرار می‌گیرند، باید الزامات سایر فصل‌های این مبحث و سایر مباحث مقررات ملی ساختمان را برآورده نمایند.

inbr.ir

سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای مختلط سیستم‌های متشکل از اعضای دارای بخش‌های بتنی و فولادی با عملکرد مختلط یا اعضای بتن‌آرمه و اعضای فولادی هستند که با مشارکت توأم در برابر نیروهای لرزه‌ای مقاومت می‌کنند. در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای سازه‌های مختلط، علاوه بر رعایت ضوابط بخش ۱۰-۲-۸ این مبحث، برای اعضا، اجزاء و اتصالات بتنی رعایت ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه) الزامی است.

۱۰-۳-۲ الزامات لرزه‌ای عمومی

۱۰-۳-۲-۱ الزامات لرزه‌ای مصالح

۱۰-۳-۲-۱-۱ فولاد سازه‌ای

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

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

تبصره ۱: تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد برای ستون‌ها سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه، قاب‌های خمشی خرپایی ویژه، قاب‌های خمشی مختلط ویژه، قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه و قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط و نیز ستون‌های کلیهٔ قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ فولادی و دیوارهای برشی فولادی (موضوع بخش ۱۰-۳-۴) می‌تواند از 355 مگاپاسکال بزرگ‌تر باشد؛ اما درهرحال نباید از 460 مگاپاسکال تجاوز نماید.

تبصره ۲: برای فولادهای ساختمانی بهبودیافته برای شرایط لرزه‌ای معرفی‌شده در جدول ۱۰-۱-۲ بخش ۱۰-۱-۴، محدودیت حداکثر نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی باید مطابق یادداشت‌های موجود در زیر جدول مورداشاره در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۲-۱-۲ میل‌مهارها و میلگردها

مشخصات میل‌مهارهای مصرفی باید مطابق الزامات بند ۱۰-۱-۴-۴ باشد. چنانچه میل‌مهارها از نوع میلگردهای آج‌دار باشند، رعایت ضوابط لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان الزامی است. مشخصات میلگردهای مصرفی در اعضای بتن‌آرمه و اعضای با مقطع مختلط باید مطابق ضوابط لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باشد.

۱۰-۳-۲-۱-۳ بتن سازه‌ای

بتن مورد استفاده در اجزاء و اعضای بتن‌آرمه سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای فولادی و نیز در اجزاء و اعضای مختلط سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای مختلط، باید الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان را برآورده نماید.

۱۰-۳-۲-۱-۴ تنش مورد انتظار مصالح

الف) تنش تسلیم مورد انتظار فولاد: تنش تسلیم مورد انتظار فولاد برابر R_yF_y بوده که در آن F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد و R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد است که برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به‌کاررفته در طی روند تولید فولاد در کارخانه‌ها بستگی دارد و مقدار آن باید مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

ب) تنش کششی نهایی مورد انتظار فولاد: تنش کششی نهایی مورد انتظار فولاد برابر R_tF_u بوده که در آن F_u تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد و R_t برابر نسبت تنش کششی نهایی مورد انتظار به تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد است و مقدار آن باید مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

inbr.ir

پ) تنش فشاری مورد انتظار بتن: تنش فشاری مورد انتظار بتن برابر $R_c f'_c$ بوده که در آن f'_c تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن و R_c برابر نسبت تنش فشاری مورد انتظار به تنش فشاری مشخصهٔ بتن است و مقدار آن باید مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۳-۲-۱: مقادیر R_y و R_t فولاد و R_c بتن

مقادیر R_y و R_t فولاد		
نوع مصالح	R_y	R_t
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	1.25	1.1
سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی	1.2	1.1
مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	1.15	1.1
میلگردها	1.2	1.2
مقادیر R_c بتن		
تنش فشاری مشخصهٔ بتن	R_c	
$f'_c \leq 50$ MPa	1.4	
$f'_c > 50$ MPa	1.2	

ت) در مواردی که در بخش‌های این فصل مشخص گردیده است، مقاومت موردنیاز یک جزء، عضو یا اتصال باید براساس تنش تسلیم مورد انتظار ($R_y F_y$) عضو یا عضو مجاور (هرکدام کاربرد داشته باشند)، محاسبه شود.

ث) در اعضای مختلط هرگاه مقاومت اسمی عضو تابعی از تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن (f'_c) باشد، در محاسبهٔ مقاومت مورد انتظار عضو به‌جای f'_c باید از $R_c f'_c$ استفاده شود.

ج) هرگاه مقاومت‌های موردنیاز برخی از مؤلفه‌های عضو یا مقاومت‌های موردنیاز نواحی تأثیرپذیر آن از مقاومت مورد انتظار مؤلفه‌های شکل‌پذیر همین عضو به دست آمده باشد، در محاسبهٔ R_n آن‌ها به‌جای F_y می‌توان از $R_y F_y$ و به‌جای F_u از $R_t F_u$ استفاده کرد. این ضابطه برای اجزای اتصال همین عضو و اعضای مجاور آن قابل کاربرد نیست. از جمله موارد فوق می‌تواند شامل

مقاومت موردنیاز تیر در خارج از ناحیه تیر پیوند در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای فولادی یا حالت‌های حدی برش قالبی و گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر عضو مهاربندی در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ فولادی همگرای ویژه باشد.

چ) در اعضایی که از آن‌ها انتظار رفتار فرا ارتجاعی محدود یا قابل‌ملاحظه می‌رود، استفاده از فولادهای با ردهٔ بالاتر به‌جای ردهٔ مشخص‌شده در طرح مجاز نیست. در اعضایی که از آن‌ها انتظار رفتار فرا ارتجاعی محدود یا قابل‌ملاحظه نمی‌رود، استفاده از فولادهای با ردهٔ بالاتر به‌جای ردهٔ مشخص‌شده در طرح به شرطی مجاز است که طراحی وصله و اتصالات آن‌ها براساس همین رده صورت گیرد.

۱۰-۳-۲-۱-۵ مقاطع سنگین

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

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

۱- اعضای ساخته شده از ورق

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

۳- هستهٔ فولادی مهاربندهای کمانش‌تاب

۱۰-۳-۲-۱-۶ مصالح جوش

الف) جوش به‌کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

در کلیهٔ جوش‌های به‌کاررفته در اعضا و اتصالات سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، مشخصات فلز پرکننده باید مطابق با مشخصات جدول ۱۰-۳-۲-۲ باشد.

جدول ۱۰-۳-۲-۲: مشخصات فلز پرکنندهٔ جوش به‌کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

مشخصات	ردهٔ الکترود (فلز پرکنندهٔ جوش)	
	E70	E80
تنش تسلیم	حداقل 400 MPa	حداقل 470 MPa
تنش کششی نهایی	حداقل 490 MPa	حداقل 550 MPa
تغییر طول نسبی	حداقل 22 درصد	حداقل 19 درصد
طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی	حداقل 27 ژول در دمای منفی 18 درجه سلسیوس	حداقل 27 ژول در دمای منفی 18 درجه سلسیوس

ب) جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در مواردی که در این فصل جوش‌ها به‌صورت جوش‌های بحرانی لرزه‌ای مشخص شده‌اند، فلز پرکننده جوش باید علاوه بر برآورده نمودن مشخصات جدول ۱۰-۳-۲-۲، باید مشخصات مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۳ را نیز برآورده نماید.

جدول ۱۰-۳-۲-۳: مشخصات فلز پرکننده در جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

مشخصات	ردهٔ الکترود (فلز پرکنندهٔ جوش)	
	E70	E80
تنش تسلیم	حداقل 400 MPa	حداقل 470 MPa
تنش کشش نهایی	حداقل 490 MPa	حداقل 550 MPa
تغییر طول نسبی	حداقل 22 درصد	حداقل 19 درصد
طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی	حداقل 54 ژول در دمای 20 درجه سلسیوس	حداقل 54 ژول در دمای 20 درجه سلسیوس

inbr.ir

۱۰-۳-۲-۲ مدارک فنی (مدارک طراحی، نقشه‌های طراحی و مشخصات فنی)

مدارک فنی (مدارک طراحی، نقشه‌های طراحی و مشخصات فنی) علاوه بر مواردی که در فصل‌های ۱۰-۱، ۱۰-۲ و ۱۰-۴ الزام شده است، باید دربرگیرندهٔ موارد زیر نیز باشند:

الف) مشخص نمودن سیستم باربر جانبی لرزه‌ای

ب) مشخص نمودن اعضا و اتصالاتی که بخشی از سیستم باربر جانبی لرزه‌ای هستند.

پ) تعیین موقعیت و ابعاد هندسی نواحی حفاظت‌شده

ت) جزئیات اتصال بین دیافراگم کف و اعضای فولادی سیستم باربر جانبی لرزه‌ای

ث) الزامات مربوط به تهیهٔ نقشه‌های کارگاهی ساخت و نصب که در فصل ۱۰-۴ به آن‌ها اشاره نشده است.

۱۰-۳-۲-۳ الزامات اجرایی لرزه‌ای در مدارک فنی

۱۰-۳-۲-۳-۱ الزامات لرزه‌ای اجرای سازه‌های فولادی

علاوه بر الزامات بند ۱۰-۳-۲-۲، نقشه‌های طراحی سازه و الزامات ساخت سازه‌های فولادی، باید موارد زیر را نیز شامل شوند:

الف) پیکربندی اتصالات

ب) نوع مصالح و ابعاد اتصالات

پ) موقعیت جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

ت) موقعیت‌هایی که در طراحی ورق‌های اتصال مهاربندی (ورق گاست) به گرهٔ اتصال امکان ایجاد چرخش‌های فرا ارتجاعی منظور شده باشد.

ث) موقعیت ورق‌های اتصالی که باید الزامات آزمایش طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی را داشته باشند.

ج) حداقل دمای شرایط سرویس پیش‌بینی‌شده برای سازه‌های فولادی که در معرض شرایط جوی قرار دارند.

چ) موقعیت‌هایی که پس از انجام جوشکاری، باید ورق پشت‌بند برداشته شود.

ح) موقعیت‌هایی که در شرایط حذف ننمودن ورق پشت‌بند، اجرای جوش گوشهٔ اضافی الزامی است.

inbr.ir

خ) موقعیت‌های که اجرای جوش گوشه برای تقویت جوش شیاری با نفوذ کامل یا بهبود هندسه اتصال الزامی است.

د) موقعیت‌هایی که پس از جوشکاری ورق‌های گوشواره‌ای جوش (ناودان انتهای جوش) باید برداشته شوند.

ذ) موقعیت‌های وصله که در آن‌ها تغییر تدریجی مقطع الزامی است.

ر) مشخصات درزهای اتصال جوش یا نحوهٔ سرهم کردن اجزای اتصال که لازم است دارای مراحل جوشکاری خاص، تکنیک جوشکاری خاص یا هر شرایط از پیش تعیین‌شده‌ای باشد که قرار است مجری به اطلاع مهندس طراح جهت تأیید برساند.

۱۰-۳-۲-۳-۲ الزامات لرزه‌ای اجرای سازه‌های مختلط

علاوه بر الزامات بند ۱۰-۳-۲-۳-۱، در نقشه‌های سازه‌های با اعضای مختلط، موارد زیر نیز باید در نظر گرفته شوند:

الف) موقعیت میلگردها، محل قطع میلگردها، وصله‌های پوششی و مکانیکی و مهارهای مکانیکی، موقعیت تنگ‌ها و سایر آرماتورهای عرضی

ب) موقعیت برشگیرها (از نوع گل‌میخ یا ناودانی) و میلگردهای مهاری جوش‌شده

۱۰-۳-۲-۴ مبانی طراحی لرزه‌ای

۱۰-۳-۲-۴-۱ کلیات

مقاومت موردنیاز و سایر الزامات طراحی لرزه‌ای، سطوح خطر و لرزه‌خیزی منطقه و محدودیت‌های ارتفاعی و نامنظمی برای انواع کاربردهای سازه باید براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفته شوند. همچنین تغییرمکان جانبی نسبی طرح طبقه و محدودیت‌های آن باید براساس الزامات مقررشده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ باشند.

۱۰-۳-۲-۴-۲ بارها و ترکیبات بارگذاری

الف) کلیهٔ اعضا، اجزاء و اتصالات سازه باید برای ترکیبات بارگذاری متعارف شامل زلزلهٔ طرح (E) پاسخگو باشند. نیروهای زلزلهٔ طرح (E) شامل دو دسته، نیروهای جانبی (E_h) که ناشی از اثر

مؤلفه‌های افقی شتاب زلزله در ساختمان است و نیروی قائم (E_v) که ناشی از اثر مؤلفهٔ قائم شتاب زلزله در ساختمان است، می‌شوند.

ب) درصورتی‌که مقاومت موردنیاز، مطابق الزامات این مبحث حاصل از بار زلزله افقی محدود به ظرفیت باشد، آثار بار لرزه‌ای محدود به ظرفیت (E_{cl}) باید مطابق الزامات این مبحث محاسبه و جایگزین E_h در ترکیبات بارگذاری شامل زلزله گردد.

پ) چنانچه مقاومت موردنیاز مطابق این مبحث حاصل از بار زلزله افقی تشدیدیافته (E_{mh}) باشد، آثار حاصل از $E_{mh}=\Omega_0 E_h$ جایگزین E_h در ترکیبات شامل زلزله به کار گرفته می‌شود. چنانچه آثار بارگذاری حاصل از E_{mh} از E_{cl} بیشتر باشد، می‌توان مقادیر آن را به E_{cl} محدود نمود.

ت) در سازه‌های مختلط، مقاومت موردنیاز اعضای بتن‌آرمه باید براساس ترکیبات بارگذاری نظیر روش LRFD تعیین شود.

۱۰-۳-۲-۴-۳ انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای مورد استفاده در این مبحث باید از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای معرفی‌شده در استاندارد ۲۸۰۰ باشد که برای آن‌ها مشخصات R، Ω_0، C_d و محدودیت‌های کاربری و ارتفاعی برای مناطق لرزه‌خیزی مختلف داده شده است.

۱۰-۳-۲-۴-۴ مقاومت‌های موردنیاز

مقاومت‌های موردنیاز اعضای سازه‌ای و اتصالات باید برابر بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از موارد زیر، درصورتی‌که در این مبحث مقرر شود، در نظر گرفته شوند:

الف) مقاومت‌های موردنیاز که از تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری داده‌شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمانی محاسبه شود.

ب) مقاومت‌های موردنیاز که براساس بخش‌های ۱۰-۳-۲ تا ۱۰-۳-۶ برای هر یک از سیستم‌های باربر جانبی مقرر شده است، محاسبه گردند.

۱۰-۳-۲-۴-۵ مقاومت‌های موجود

الف) مقاومت موجود، در طراحی به روش LRFD برابر با مقاومت طراحی (ϕR_n) و در طراحی به روش ASD برابر با مقاومت مجاز (R_n/Ω) است. مقاومت موجود سیستم‌های باربر جانبی

لرزه‌ای، اعضا و اتصالات باید براساس ضوابط فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ تعیین شوند، مگر آنکه در این فصل (فصل ۱۰-۳) ضابطهٔ دیگری الزام شده باشد.

ب) در مواردی که مقاومت موردنیاز اعضا، اجزاء و اتصالات براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح (E)، یا زلزلهٔ تشدیدیافته (E_{mh}) تعیین می‌شود، مقدار ضریب کاهش مقاومت (ϕ) و ضریب اطمینان (Ω) باید براساس مقادیر داده‌شده در فصل ۱۰-۲ تعیین شود. اما در مواردی که مقاومت موردنیاز اعضا، اجزاء و اتصالات براساس ترکیب بارگذاری شامل زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین می‌شود، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) و ضریب اطمینان (Ω) برای حالت‌های حدی تسلیم (حالت‌های حدی شکل‌پذیر) به‌جای 0.9 و 1.67 باید به ترتیب برابر 1.0 و 1.5 و برای حالت‌های حدی گسیختگی (حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر و ترد) به‌جای 0.75 و 2.00 باید به ترتیب برابر 0.9 و 1.67 در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۲-۵ دیافراگم‌ها، اجزای مرزی دیافراگم و جمع کننده

الف) دیافراگم‌های کف و اجزای مرزی در بخش خارجی آن باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف شامل زلزلهٔ طرح مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شوند. جمع‌کننده‌ها و اتصال آنها به سیستم باربر جانبی لرزه‌ای باید براساس Ω_0 برابر نیروی اینرسی وارد بر طبقه توأم با اثر نیروهای انتقالی طبقات فوقانی (ناشی از ترکیبات بارگذاری متعارف) طراحی شوند.

ب) چنانچه از یک خرپا به‌عنوان دیافراگم کف استفاده شود، کلیهٔ اعضای خرپا و اتصالات آن‌ها باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدید یافته طراحی شوند. در دیافراگم‌های خرپایی، یال‌های خرپا باید مشابه ستون‌های قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ فولادی همگرای ویژه طراحی شوند.

پ) کلیهٔ دیافراگم‌ها (باربر یا غیر باربر لرزه‌ای) باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- برای انتقال بار بین دیافراگم‌ها و اعضای مرزی، اجزای جمع‌کننده و اعضای افقی سیستم باربر جانبی، پیش‌بینی جزئیات مناسب الزامی است.

۲- در دال‌های بتنی متکی بر تیر فولادی، برای حالت بدون استفاده از عرشهٔ فولادی، مقاومت برشی اسمی دیافراگم در داخل صفحه باید براساس کل ضخامت دال بتنی و برای حالت استفاده از عرشهٔ فولادی باید براساس ضخامت دال بتنی در روی کنگرهٔ ورق عرشه (بدون در نظر گرفتن بتن داخل کنگره‌ها) تعیین شود.

۱۰-۳-۲-۶ الزامات تحلیل

۱۰-۳-۲-۶-۱ الزامات کلی تحلیل

تحلیل به کار گرفته‌شده برای طراحی سازه باید منطبق بر الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و الزامات مقررشده در فصل ۱۰-۱ باشد.

۱۰-۳-۲-۶-۲ تحلیل‌های تکمیلی

در مواردی که در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای الزام شده باشد، تحلیل‌های تکمیلی باید براساس مقاومت نظیر محدود به ظرفیت اعضای شکل‌پذیر، که در این مبحث مشخص شده است، صورت گیرد.

۱۰-۳-۲-۷ طبقه‌بندی مقاطع از منظر شکل‌پذیری

اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد قابل‌استفاده در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای باید الزامات این بخش را برآورده نمایند.

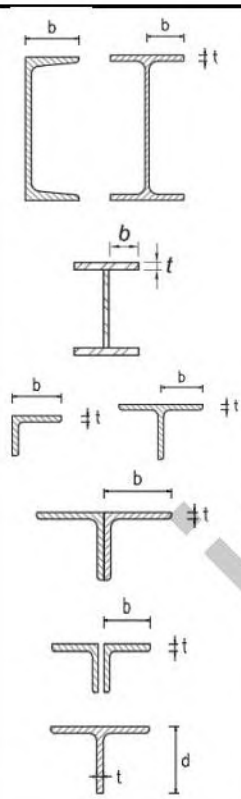
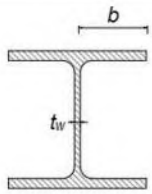
۱۰-۳-۲-۷-۱ الزامات مقطع اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

بال‌های مقاطع اعضای فولادی و مقاطع اعضای مختلط پرشده با بتن و بال‌های اعضای مختلط با مقطع فولادی با دال بتنی متکی بر آن باید به‌طور پیوسته به جان یا جان‌های مقطع متصل باشد.

۱۰-۳-۲-۷-۲ محدودیت‌های نسبت پهنا به ضخامت مقاطع اعضای فولادی و مختلط با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

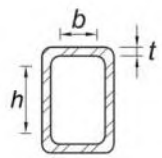
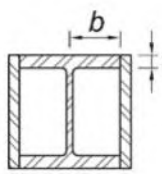
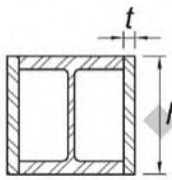
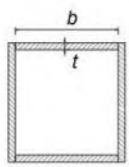
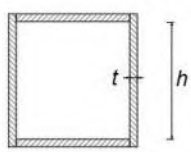
برای اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد که از آن‌ها انتظار تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدود و قابل‌ملاحظه‌ای می‌رود، در رابطه با کمانش موضعی بال‌ها و جان یا جان‌ها، ضوابط سخت‌گیرانه‌تری در نظر گرفته شده است. به همین منظور برای اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری مقطع فولادی و اجزای فولادی مقاطع مختلط پرشده با بتن نباید به ترتیب از مقادیر λ_{md} و λ_{hd} ارائه‌شده در جدول ۱۰-۳-۴ بیشتر شود.

جدول ۱۰-۳-۲-۴: محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
				λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با یک لبه مقید	۱	در تیرها، ستون‌ها و اعضای مهاربندی بال‌های مقاطع I شکل، ناودانی‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دوبل با فاصله، ساق برجستهٔ نبشی‌های دوبل به‌هم‌چسبیده و بال و تیغه (جان) مقاطع سپری	b/t d/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.3\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	۲	بال‌های مقاطع شمع‌های H شکل	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	کاربرد ندارد	

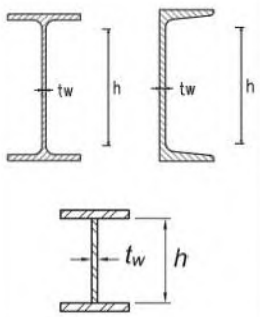
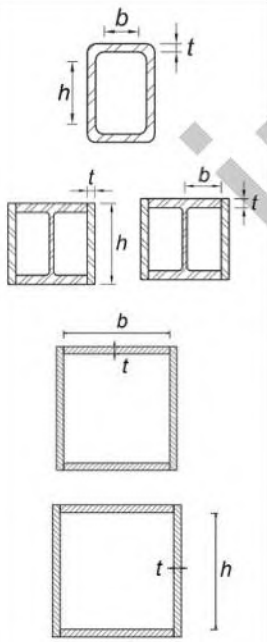
inbr.ir

ادامهٔ جدول ۱۰-۳-۲-۴: محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
				λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای یا دو لبه مقید	۳	۱) بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی‌شکل (HSS) وقتی به‌عنوان مهاربند به کار می‌رود	b/t h/t	$0.76\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.65\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
		۲) بال‌ها و ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای‌شده وقتی به‌عنوان مهاربند به کار می‌رود	b/t h/t			 
		۳) بال‌ها و جان‌های مقاطع جعبه‌ای وقتی به‌عنوان مهاربند به کار می‌رود	b/t h/t			 

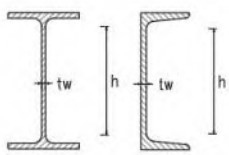
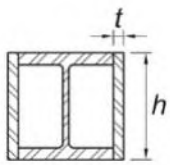
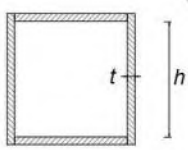
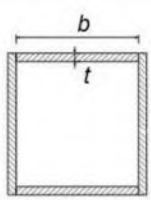
inbr.ir

ادامهٔ جدول ۱۰-۳-۲-۴: محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
				λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه مقید	۴	جان مقاطع I شکل و ناودانی نوردشده و ساخته شده از ورق وقتی به‌عنوان مهاربند به کار می‌روند.	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	۵	جزء به‌کاررفته در تیر یا ستون با تنش فشاری یکنواخت در اثر خمش، بار محوری یا ترکیب بار محوری و خمش:				
		۱) بال‌ها یا جان‌های مقاطع قوطی‌شکل (HSS)	b/t h/t	$1.00\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$0.55\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
		۲) بال‌ها یا ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای‌شده	b/t h/t			
		۳) بال‌ها یا جان‌های مقاطع جعبه‌ای	b/t h/t			

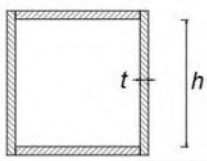
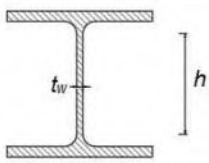
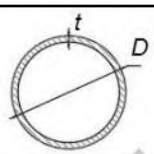
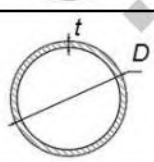
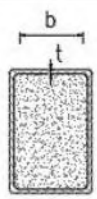
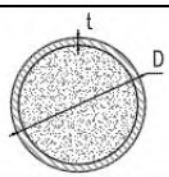
inbr.ir

ادامهٔ جدول ۱۰-۳-۲-۴: محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
				λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه مقید	۶	جان یا جان‌های به کار رفته در تیرها ، ستون‌ها و تیرهای پیوند تحت اثر خمش یا ترکیب خمش و فشار :		[۱]	[۱]	
		۱) جان مقاطع I شکل و ناودانی نوردشده و ساخته‌شده از ورق	h/t_w	برای $C_a \le 0.113$: $2.61(1-0.49C_a)\sqrt{E/R_yF_y}$ برای $C_a > 0.113$: $\ge 1.56\sqrt{E/R_yF_y}$	برای $C_a \le 0.113$: $2.45(1-1.04C_a)\sqrt{E/R_yF_y}$ برای $C_a > 0.113$: $\ge 1.56\sqrt{E/R_yF_y}$	
		۲) ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای‌شده	h/t	$3.76(1-3.05C_a)\sqrt{E/R_yF_y}$	$2.26(1-0.38C_a)\sqrt{E/R_yF_y}$	
		۳) جان‌های مقاطع جعبه‌ای (به غیر از تیرهای پیوند)	h/t			
	۷	بال‌های مقاطع جعبه‌ای به‌کار رفته در تیرهای پیوند	b/t	$0.64\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$0.55\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	

inbr.ir

ادامهٔ جدول ۱۰-۳-۲-۴: محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
				λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای یا دو لبه مقید	۸	جان‌های مقاطع جعبه‌ای به‌کاررفته در تیرهای پیوند	h/t	$1.67\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$0.64\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	۹	جان مقاطع شمع‌های H شکل	h/t_w	$1.50\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	کاربرد ندارد	
	۱۰	جدارهٔ مقاطع دایره‌ای توخالی (به غیر از مهاربندها)	D/t	$0.07\frac{E}{R_yF_y}$	$0.038\frac{E}{R_yF_y}$	
	۱۱	جدارهٔ مقاطع دایره‌ای توخالی وقتی به عنوان مهاربند به کار روند	D/t	$0.062\frac{E}{R_yF_y}$	$0.053\frac{E}{R_yF_y}$	
	۱۲	بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی‌شکل (HSS) پرشده با بتن و مقاطع جعبه‌ای پرشده با بتن	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	۱۳	جدارهٔ مقاطع دایره‌ای شکل پرشده با بتن	D/t	$0.15\frac{E}{R_yF_y}$	$0.076\frac{E}{R_yF_y}$	

inbr.ir

یادداشت:

[۱] مقدار C_a از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$C_a = \frac{\alpha_s P_r}{R_y F_y A_g}$$

که در آن:

α_s= ضریبی که مقدار آن در LRFD برابر 1.0 و در ASD برابر 1.5 است.

P_r= مقاومت محوری موردنیاز

R_y= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

A_g= سطح مقطع کل

۱۰-۳-۲-۸ مهار جانبی تیرها

در مواردی که در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای فولادی یا مختلط (مطابق بخش‌های ۱۰-۳-۳ الی ۱۰-۳-۶) الزام شده باشد، برای جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی تیرهای I شکل و H شکل، باید الزامات بندهای ۱۰-۳-۲-۸-۱، ۱۰-۳-۲-۸-۲ و ۱۰-۳-۲-۸-۳ تأمین شوند. مهارهای جانبی ستون‌های I شکل و H شکل سیستم کنسولی فولادی ویژه، باید الزامات مهارهای جانبی تیرهای با شکل‌پذیری متوسط را تأمین نمایند.

۱۰-۳-۲-۸-۱ مهارهای جانبی در اعضای با شکل‌پذیری متوسط

الف) تیرهای فولادی تنها

تیرهای فولادی با شکل‌پذیری متوسط باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

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

۲- در طول تیر، فاصلهٔ مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.17 r_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد. r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

۳- مهارهای جانبی به‌کاررفته در هر دو بال تیر باید حداقل دارای مقاومت فشاری موجود برابر $\frac{0.02 M_r}{h_0}$ باشند. همچنین مهارهای جانبی باید حداقل دارای سختی برابر $\frac{1}{\phi}\frac{10 M_u}{L_b h_0}$ در طراحی به روش LRFD و برابر $\Omega \frac{10 M_a}{L_b h_0}$ در طراحی به روش ASD باشند. مهارهای پیچشی نقطه‌ای

به‌کاررفته در مقطع تیر باید دارای مقاومت خمشی موجود حداقل برابر $0.02M_r$ و دارای سختی دورانی حداقل برابر $\frac{\beta_T}{1-\frac{\beta_T}{\beta_{sec}}}$ باشند، که در آن:

$$\beta_T = \frac{1}{\phi}\frac{2.4L}{nEI_{yeff}}\left(\frac{M_u}{C_b}\right)^2 \quad \text{و} \quad \phi = 0.75 \quad \text{(LRFD)} \qquad (۱-۲-۳-۱۰)$$

$$\beta_T = \Omega\frac{2.4L}{nEI_{yeff}}\left(\frac{M_a}{C_b}\right)^2 \quad \text{و} \quad \Omega = 3 \quad \text{(ASD)} \qquad (۲-۲-۳-۱۰)$$

$$\beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_0}\left(\frac{1.5h_0t_w^3}{12} + \frac{t_{st}b_s^3}{12}\right) \qquad (۳-۲-۳-۱۰)$$

E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد

$$I_{yeff} = I_{yc} + \left(\frac{t}{c}\right)I_{yt} \qquad (۴-۲-۳-۱۰)$$

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

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

c = فاصلهٔ محور خنثی تا دورترین تار فشاری مقطع

t = فاصلهٔ محور خنثی تا دورترین تار کششی مقطع

n = تعداد مهارهای پیچشی در طول دهانهٔ تیر

t_w = ضخامت جان مقطع تیر

t_{st} = ضخامت سخت‌کننده‌های عرضی در جان تیر

b_s = پهنای سخت‌کننده‌های عرضی جان برای سخت‌کننده‌های عرضی تکی در یک طرف جان و دو برابر آن برای سخت‌کننده‌های عرضی جفت در دو طرف جان

L = طول دهانهٔ تیر

M_u = لنگر خمشی موردنیاز تیر در روش LRFD که باید برابر R_yF_yZ منظور شود.

M_a = لنگر خمشی موردنیاز تیر در روش ASD که باید برابر $\frac{R_yF_yZ}{1.5}$ منظور شود.

M_r = لنگر خمشی موردنیاز تیر که باید برابر $\frac{R_yF_yZ}{\alpha_s}$ منظور شود.

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

C_b = ضریب اصلاح کمانش جانبی-پیچشی مطابق بخش ۱۰-۲-۵

h_o = فاصلهٔ بین مرکز سطح بال‌های فوقانی و تحتانی

inbr.ir

ب) تیرهای فولادی با دال بتنی متکی بر آن

در این نوع تیرها، در محدوده‌ای که بین دال بتنی و تیر فولادی برشگیر موردنیاز تعبیه شود، بال فوقانی تیر، مهارشده محسوب می‌شود. بال تحتانی تیر و بال فوقانی آن در سایر نواحی در صورت نیاز باید الزامات مهارهای جانبی حالت (الف) این بند را تأمین نمایند.

۱۰-۳-۲-۸-۲ مهارهای جانبی در اعضای با شکل‌پذیری زیاد

الف) تیرهای فولادی تنها

تیرهای فولادی تنها با شکل‌پذیری زیاد باید الزامات مهارهای جانبی تیرهای فولادی تنها با شکل‌پذیری متوسط را برآورده نمایند، با این تفاوت که در طول تیر فاصلهٔ مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.086 r_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد، که در آن r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر نسبت به محور ضعیف است.

ب) تیرهای فولادی با دال بتنی متکی بر آن

در این نوع تیرها، در محدوده‌ای که بین دال بتنی و تیر فولادی برشگیر موردنیاز تعبیه شود، بال فوقانی تیر، مهارشده محسوب می‌شود. بال تحتانی تیر و بال فوقانی آن در سایر نواحی در صورت نیاز باید الزامات مهارهای جانبی حالت (الف) این بند را تأمین نمایند.

پ) تیرهای مختلط محاط در بتن

تیرهای مختلط محاط در بتن با شکل‌پذیری زیاد باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

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

۲- در طول تیر، فاصلهٔ مهارهای جانبی یا پیچشی نباید از $L_b = \frac{0.086 r_y E}{R_y F_y}$ بیشتر باشد که در آن، r_y شعاع ژیراسیون مقطع تبدیل‌یافته حول محور کمانش تیر مختلط است.

۳- مهارهای جانبی به‌کاررفته در هر دو بال تیر و مهارهای پیچشی نقطه‌ای به‌کاررفته در مقطع تیر مختلط محاط در بتن باید دارای حداقل مقاومت موجود و سختی نظیر مهارهای جانبی و پیچشی به‌کاررفته در تیرهای فولادی تنها با منظور نمودن $M_r = M_{p,exp}$ باشد که در آن

$M_{p,exp}$ برابر با مقاومت خمشی مورد انتظار تیر مختلط محاط در بتن با منظور کردن R_y برای بخش فولادی و R_c برای بخش بتنی مقطع مختلط است.

۱۰-۳-۲-۸-۳ مهار جانبی اضافی در نواحی مفصل پلاستیک

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

الف) تیرهای فولادی

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

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

۲- مهارهای جانبی اضافی باید حداقل دارای مقاومت فشاری موجود $\frac{0.06R_yF_yZ}{\alpha_s h_0}$ و مهارهای پیچشی نقطه‌ای اضافی باید حداقل دارای مقاومت خمشی موجود برابر $\frac{0.06R_yF_yZ}{\alpha_s}$ باشند.

۳- حداقل سختی موردنیاز مهارهای جانبی اضافی و حداقل سختی دورانی موردنیاز مهارهای پیچشی نقطه‌ای اضافی باید براساس $M_r=\frac{R_yF_yZ_p}{\alpha_s}$ و مطابق بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ تأمین شود.

ب) تیرهای مختلط محاط در بتن

در تیرهای مختلط محاط در بتن، مهارهای اضافی باید الزامات زیر را ارضاء نماید:

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

۲- مهارهای جانبی اضافی باید حداقل دارای مقاومت فشاری موجود $\frac{0.06M_{p,exp}}{\alpha_s h_0}$ و مهارهای پیچشی نقطه‌ای اضافی باید حداقل دارای مقاومت خمشی موجود برابر $\frac{0.06M_{p,exp}}{\alpha_s}$ باشند که در آن $M_{p,exp}$ مقاومت مورد انتظار تیر مختلط محاط در بتن با منظور کردن R_y برای بخش فولادی و R_c برای بخش بتنی است.

۳- حداقل سختی موردنیاز مهارهای جانبی اضافی و حداقل سختی دورانی موردنیاز مهارهای پیچشی نقطه‌ای اضافی باید براساس $M_r= M_{p,exp}$ و مطابق بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ تأمین شود.

۱۰-۳-۲-۹ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون‌ها

کلیهٔ ستون‌هایی که جزئی از سیستم باربر لرزه‌ای هستند، علاوه بر تأمین الزامات فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲، باید الزامات این بخش را نیز برآورده نمایند.

۱۰-۳-۲-۹-۱ مقاومت خمشی و محوری موردنیاز

در کلیهٔ سیستم‌های باربر لرزه‌ای، مقاومت خمشی و محوری موردنیاز ستون‌ها نباید از بحرانی‌ترین آثار به‌دست‌آمده از دو حالت زیر کمتر در نظر گرفته شود:

الف) آثار حاصل از «الزامات تحلیل» مقررشده در هر یک از سیستم‌های باربر لرزه‌ای مطابق با بخش‌های بعدی این فصل

ب) مقاومت فشاری و کششی محوری موردنیاز به‌دست‌آمده از تحلیل سازه برای ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته. در این حالت می‌توان از آثار هرگونه لنگر در ستون‌ها صرف‌نظر نمود، مگر آن‌که لنگرها از بارهای وارده در بین دو انتهای ستون ناشی شده باشند.

تبصره ۱: در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ترکیب نیروی زلزلهٔ راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزلهٔ راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد

تبصره ۲: کنترل برش دوطرفه (برش پانچ) شالودهٔ ساختمان برای نیروی محوری ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته، بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی، الزامی است.

۱۰-۳-۲-۹-۲ مقاومت برشی موردنیاز

در کلیهٔ سیستم‌های باربر لرزه‌ای، مقاومت برشی موردنیاز ستون‌ها نباید از برش حاصل از «الزامات تحلیل» مقررشده در هر یک از سیستم‌های باربر لرزه‌ای مطابق با بخش‌های بعدی این فصل در اثر مکانیزم تشکیل مفاصل پلاستیک در محل‌های مقررشده کمتر در نظر گرفته شود. درهرحال مقاومت برشی موردنیاز ستون‌های باربر لرزه‌ای نباید از $\sum \frac{M_{pc}}{\alpha_s H}$ کمتر در نظر گرفته شود. همچنین مقاومت برشی موردنیاز ستون‌هایی که بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای نیستند، نباید از $\frac{1}{2}\sum \frac{M_{pc}}{\alpha_s H}$

inbr.ir

کمتر در نظر گرفته شود. که در آن: M_{pc} لنگر پلاستیک مقطع ستون، H ارتفاع طبقه و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

۱۰-۳-۲-۹-۳ الزامات ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن

ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن علاوه بر الزامات فصل ۱۰-۲-۸ باید الزامات اضافی مقررشده در زیر را وقتی به‌عنوان اعضای با شکل‌پذیری متوسط (در صورت کاربرد) یا زیاد در سیستم‌های مختلط به کار می‌روند، ارضاء نمایند.

الف) اعضای با شکل‌پذیری متوسط

۱- فاصلهٔ میلگردهای عرضی در نواحی بحرانی بالا و پایین ستون (l_0) که باید از بر اتصال تیر به ستون به داخل ستون امتداد داشته باشد، نباید از مقادیر زیر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود:
- نصف بعد کوچک‌تر مقطع ستون
- 8 برابر قطر میلگردهای طولی ستون
- 24 برابر قطر میلگردهای عرضی ستون
- 300 میلی‌متر

۲- در نواحی بحرانی بالا و پایین ستون، ناحیهٔ بحرانی (l_0) نباید از مقادیر زیر کوچک‌تر در نظر گرفته شود:
- یک‌ششم ارتفاع آزاد ستون
- بعد بزرگ‌تر مقطع ستون
- 450 میلی‌متر

۳- در سایر نواحی ستون (خارج از ناحیهٔ l_0) فاصلهٔ میلگردهای عرضی نباید از دو برابر فواصل تعیین‌شده در حالت (۱) بیشتر در نظر گرفته شود.

۴- الزامات مربوط به وصلهٔ میلگردها و سایر مقررات مربوط به میلگردها باید مطابق با الزامات لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باشد.

۵- استفاده از مفتول‌های جوش‌داده‌شده به‌عنوان میلگردهای عرضی مجاز نیست.

inbr.ir

ب) اعضای با شکل‌پذیری زیاد

ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن که به‌عنوان عضو با شکل‌پذیری زیاد در سیستم‌های مختلط به کار می‌روند، علاوه بر تأمین الزامات اعضای با شکل‌پذیری متوسط، باید الزامات زیر را نیز برآورده نمایند:

۱- میلگردهای طولی باربر باید الزامات لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان را برآورده نمایند.

۲– میلگردهای عرضی باید مطابق با الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان بوده و الزامات زیر را نیز برآورده نمایند:

- مساحت کل آرماتورهای عرضی (A_{sh}) نباید از مقدار به‌دست‌آمده از رابطهٔ زیر کمتر در نظر گرفته شود:

$$A_{sh}= 0.09 h_{cc} s \left[1 - \frac{F_y A_s}{P_n}\right]\left[\frac{f'_c}{F_{ysr}}\right] \qquad (۵-۲-۳-۱۰)$$

که در آن:

A_s= مساحت مقطع هستهٔ فولادی

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ هستهٔ فولادی

F_{ysr}= تنش تسلیم مشخصهٔ میلگردهای عرضی

P_n= مقاومت فشاری اسمی مقطع مختلط

h_{cc} = بعد بزرگ‌تر هستهٔ محصورشدهٔ مقطع که از برِ خارجی میلگردهای عرضی اندازه‌گیری می‌شود.

s= فاصلهٔ میلگردهای عرضی بسته مقطع در راستای طولی عضو

f'_c= تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

تبصره: اگر مقاومت فشاری اسمی هستهٔ فولادی محاط در بتن به تنهایی از نیروی فشاری حاصل از ترکیب بار D+0.5L بزرگ‌تر باشد، رعایت رابطهٔ ۱۰-۳-۲-۵ الزامی نیست.

- در خارج از نواحی بحرانی طول ستون، فاصلهٔ میلگردهای عرضی در راستای طولی ستون نباید از شش برابر قطر میلگرد طولی و 150 میلی‌متر بیشتر در نظر گرفته شود.

inbr.ir

- در نواحی بحرانی طول ستون، فاصلهٔ میلگردهای عرضی در راستای طولی ستون نباید از یک‌چهارم بعد کوچک‌تر مقطع ستون و 100 میلی‌متر بیشتر در نظر گرفته شود.
- در هر مقطع ستون، فاصلهٔ مرکز تا مرکز هر دو ساق مجاور میلگردهای عرضی نباید از 350 میلی‌متر بیشتر در نظر گرفته شود.

۳- در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ مختلط، ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتنی که مقاومت موردنیاز آن‌ها بدون در نظر گرفتن زلزلهٔ تشدیدیافته بیشتر از $0.2P_n$ باشد و مقاومت اسمی هسته فولادی مدفون در ستون به تنهایی از نیروهای فشاری حاصل از ترکیب بارگذاری D+0.5L کوچک‌تر باشد، فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در سرتاسر طول ستون باید همانند فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در ناحیهٔ بحرانی باشد.

۴- ستون‌های مختلطی که بارهای حاصل از دیوارهای برشی یا مهاربندی قطع‌شده را تحمل می‌نمایند، درصورتی‌که مقاومت موردنیاز آن‌ها بدون در نظر گرفتن زلزلهٔ تشدیدیافته بیش از $0.1P_n$ باشد، فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در سرتاسر طول ستون باید همانند فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در ناحیهٔ بحرانی باشد. درصورتی‌که مقاومت اسمی هستهٔ فولادی محاط در بتن به تنهایی از نیروهای فشاری حاصل از ترکیب بارگذاری D+0.5L بزرگ‌تر باشد، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

۵- هنگامی‌که ستون به پی منتهی می‌شود، میلگردهای عرضی مقررشده در ناحیهٔ ویژه باید حداقل 300 میلی‌متر در پی ادامه داشته باشد. همچنین در مواردی که ستون به یک دیوار منتهی می‌شود، در آن طبقه میلگرد گذاری عرضی سرتاسر طول ستون باید مطابق میلگردهای عرضی مقررشده در ناحیهٔ بحرانی باشد و با همین آرایش، حداقل به‌اندازهٔ طول گیرایی میلگردهای طولی در دیوار ادامه یابد.

۱۰-۳-۲-۹-۴ ستون‌های مختلط پرشده با بتن

درصورتی‌که در ستون‌های مختلط پرشده با بتن از میلگردهای طولی استفاده شده باشد، جزئیات‌بندی آرماتورهای طولی و عرضی باید مطابق با الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باشد.

۱۰-۳-۲-۱۰ الزامات طراحی لرزه‌ای اعضای فولادی ساخته‌شده

درصورتی‌که در بخش اتصالات پیش‌تاییدشده ضوابطی برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز اتصال اجزای مقاطع فولادی ساخته‌شده با یکدیگر ارائه نشده باشد، در این صورت رعایت ضوابط زیر الزامی است:

الف) اتصالات بین اجزای اعضای ساخته‌شدهٔ فولادی و مختلط که دارای رفتار فرا ارتجاعی هستند، باید بتوانند حداکثر نیروهای مورد انتظاری که از رفتار فرا ارتجاعی آن‌ها ناشی می‌شود، را تحمل نمایند.

ب) اتصالات بین اجزای اعضای ساخته‌شدهٔ فولادی و مختلط که از آن‌ها انتظار رفتار فراارتجاعی نمی‌رود، باید برای آثار ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته طراحی شوند.

پ) چنانچه اتصالات بین اجزای اعضای ساخته‌شده در ناحیهٔ حفاظت‌شده قرار داشته باشند، این اتصالات در طول ناحیهٔ حفاظت‌شده باید دارای مقاومت موجود حداقل برابر $R_y F_y t_p/\alpha_s$ باشند که در آن t_p ضخامت جزء متصل‌شوندهٔ نازک‌تر است.

۱۰-۳-۲-۱۱ الزامات عمومی لرزه‌ای اتصالات

۱۰-۳-۲-۱۱-۱ الزامات کلی اتصالات

الف) اتصالات، شامل وسایل اتصال و اجزای اتصال‌دهنده‌ای که بخشی از سیستم‌های باربر جانبی باشند، علاوه بر رعایت الزامات بخش ۱۰-۲-۹، باید الزامات تکمیلی داده‌شده در این بخش را نیز برآورده نمایند.

ب) پیچ‌ها و جوش‌ها نباید به‌طور هم‌زمان در تحمل هر یک از مؤلفه‌های نیروهای ناشی از بارهای زلزله در یک سمت اتصال به کار گرفته شوند.

۱۰-۳-۲-۱۱-۲ اتصالات پیچی

اتصالات پیچی کلیهٔ اعضای باربر جانبی لرزه‌ای می‌تواند از نوع پیش‌تنیده یا لغزش بحرانی باشد، مگر آن که در بخش‌های دیگر این فصل استفاده از اتصال لغزش بحرانی الزام شده باشد. در این‌گونه اتصالات علاوه بر الزامات فصل ۱۰-۲ الزامات زیر نیز باید رعایت شوند:

الف) تحت اثر برش ناشی از نیروهای زلزله، سوراخ پیچ‌ها می‌توانند از نوع استاندارد یا لوبیایی کوتاه با شیار عمود بر جهت نیرو باشد. در این نوع اتصالات استفاده از سوراخ‌های بزرگ‌شده به شرطی مجاز است که:

۱- اتصال مربوط به عضو مهاربندی باشد؛

۲- سوراخ‌های بزرگ‌شده فقط در یکی از ورق‌های اتصال تعبیه شده باشد؛

۳- اتصال به‌صورت لغزش بحرانی طراحی شود.

ب) تحت اثر کشش خالص ناشی از نیروهای زلزله، سوراخ پیچ‌ها می‌توانند از نوع استاندارد یا بزرگ‌شده و یا لوبیایی کوتاه باشد.

پ) سطوح تماس کلیهٔ اتصالات باید دارای شرایط سطحی حداقل کلاس A باشند.

استثناء: در حالت‌های زیر سطوح تماس می‌توانند دارای شرایط سطحی کمتر از کلاس A باشند:

۱- اتصالات گیردار فلنجی پیش‌تأییدشده در قاب‌های خمشی؛

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

۱۰-۳-۲-۱۱-۳ اتصالات جوشی

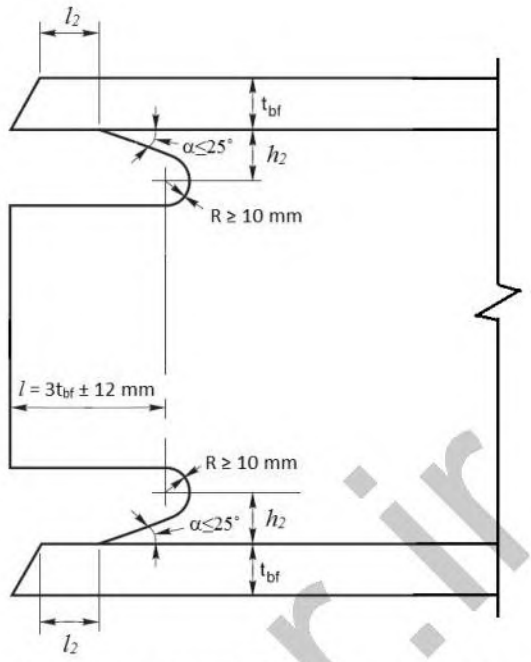
در اتصالات جوشی علاوه بر رعایت الزامات تکمیلی که در بخش‌های بعدی این فصل و نیز در فصل چهارم این مبحث به آن‌ها اشاره شده است، رعایت ضوابط لرزه‌ای اضافی دیگری الزامی نیست.

۱۰-۳-۲-۱۱-۴ ورق‌های پیوستگی و تقویت‌کننده‌ها

در طراحی ورق‌های پیوستگی و سخت‌کننده‌های عرضی جان رعایت ضوابط بخش ۱۰-۴-۹ برای اعضای با مقاطع نوردشده الزامی است.

۱۰-۳-۲-۱۱-۵ سوراخ‌های دسترسی جایگزین

در بخش‌های مشخص شده در این فصل، باید از دیتیل جایگزین برای سوراخ‌های دسترسی اتصالات خمشی مطابق شکل ۱۰-۳-۲-۱ استفاده شود. لبهٔ جان باید از سطح بال تا سطح تورفتگی سوراخ دسترسی به‌صورت شیب‌دار، کاملاً یکنواخت و بدون گوشه‌های تیز باشد. حداکثر ناهمواری مجاز سطح لبه‌های تمام شدهٔ سوراخ‌های دسترسی برابر 13 میکرون است.



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

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

شکل ۱۰-۳-۲-۱: دیتیل جایگزین برای سوراخ‌های دسترسی اتصالات خمشی

۱۰-۳-۲-۱۲ وصلهٔ ستون‌ها

۱۰-۳-۲-۱۲-۱ موقعیت وصله‌های کارگاهی

برای کلیهٔ ستون‌های ساختمان‌ها، شامل ستون‌های باربر و غیر باربر جانبی، فاصلهٔ محل درز وصله نباید از 1200 میلی‌متر به نزدیک‌ترین بال تیر متصل به ستون کوچک‌تر باشد.

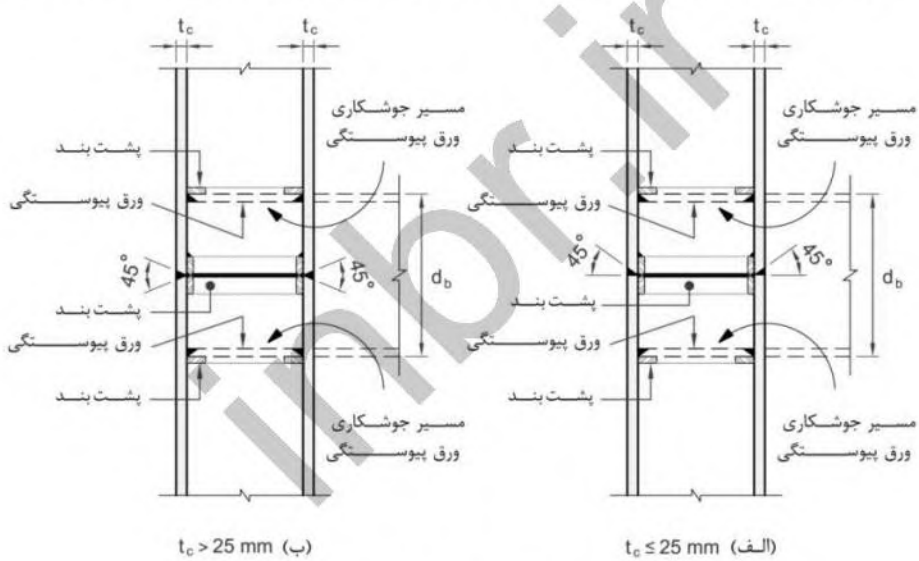
استثناء:

(۱) در جایی که ارتفاع آزاد ستون کمتر از 2.4 متر باشد، محل وصله باید در وسط ارتفاع آزاد ستون در نظر گرفته شود.

(۲) ستون‌هایی که بال‌ها و جان‌های آن‌ها در کارخانه توسط جوش‌های شیاری با نفوذ کامل، وصله می‌شوند، می‌توانند در موقعیتی نزدیک‌تر به اتصال بال تیر به ستون قرار گیرند، مشروط بر آنکه این فاصله از اندازهٔ بعد بزرگ‌تر ستون کوچک‌تر نباشند.

(۳) در ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق، اگر اجرای ورق‌های پیوستگی از طریق بعد چهارم ستون و در کارخانه صورت گیرد، محل درز وصلهٔ ورق بعد چهارم ستون می‌تواند کوچک‌تر از اندازهٔ بعد بزرگ‌تر ستون کوچک‌تر وصله‌شونده باشد، اما درهرحال نباید از نصف بعد بزرگ‌تر ستون کوچک‌تر وصله‌شونده، کمتر باشد.

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



شکل ۱۰-۳-۲-۲: گزینهٔ دیگر موقعیت وصلهٔ کارخانه‌ای ستون‌ها

۱۰-۳-۲-۱۲-۲ مقاومت موردنیاز وصلهٔ ستون

وصلهٔ ستون‌های به‌کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت موجود کافی، حداقل برابر مقاومت‌های موردنیاز زیر باشند که باید به‌طور هم‌زمان در نظر گرفته شوند:

الف) مقاومت محوری و خمشی موردنیاز

مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون‌های غیر باربر لرزه‌ای باید مطابق بند ۱۰-۲-۹-۶ در نظر گرفته شود. مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون‌های به‌کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای در هر یک از امتدادهای اصلی مقطع ستون باید براساس بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های زیر در نظر گرفته شود:

۱- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات متعارف بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح

۲- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز به‌دست‌آمده در محل وصله ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته.

۳- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز ستون مطابق الزامات تحلیل مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶.

۴- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون مطابق الزامات مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ برای وصلهٔ ستون‌ها

ب) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ کلیهٔ ستون‌های باربر و غیر باربر لرزه‌ای در هر یک از امتدادهای اصلی مقطع ستون باید براساس بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های زیر در نظر گرفته شود:

۱- مقاومت برشی موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات متعارف بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح؛

۲- مقاومت برشی موردنیاز به‌دست‌آمده در محل وصله ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته؛

۳- مقاومت برشی موردنیاز ستون مطابق الزامات تحلیل مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶؛

۴- مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ ستون مطابق الزامات مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ برای وصلهٔ ستون‌ها.

۱۰-۳-۲-۱۲-۳ جزئیات‌بندی وصلهٔ ستون‌ها

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

ب) در وصلهٔ لب‌به‌لب بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان ستون به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگ‌تر به ورق کوچک‌تر، باید با شیب حداکثر 1 به 2.5 صورت گیرد.

پ) در وصلهٔ ستون‌های با ابعاد و مقطع متفاوت، به‌جای استفاده از ورق‌های پرکننده با ضخامت‌های زیاد، ارجح است ابتدا مقطع بزرگ‌تر با شیب حداکثر 1 به 6 به مقطع کوچک‌تر تبدیل شده و سپس اتصال وصله صورت گیرد.

ت) در محل وصلهٔ ستون‌های متشکل از چند نیمرخ لازم است هر یک از ستون‌های وصله‌شونده در ارتفاعی حداقل به اندازهٔ بعد بزرگ‌تر مقطع ستون به‌صورت یکپارچه درآیند و سپس وصله شوند.

ث) جزئیات‌بندی بخش بتنی وصلهٔ ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن و نیز جزئیات‌بندی ستون‌های بتن‌آرمه که ممکن است در سیستم‌های لرزه‌ای مختلط کاربرد داشته باشد، باید الزامات عمومی مربوط به ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن (مطابق بند ۱۰-۳-۲-۹-۳) و همچنین الزامات لرزه‌ای ستون‌های بتن‌آرمه (مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان) را برآورده نماید.

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

چ) در وصله‌های جوشی، در صورت استفاده از ورق‌های گوشواره‌ای (ناودان جوش) پس از تکمیل جوشکاری، این ورق‌ها باید برداشته شوند. برداشتن ورق‌های پشت‌بند جوش‌های شیاری با نفوذ کامل الزامی نیست.

ح) جزئیات‌بندی وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات تکمیلی مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ برای وصلهٔ ستون‌ها را تأمین نمایند.

۱۰-۳-۲-۱۳ وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر الزامات فصل ۱۰-۲، باید الزامات زیر را تأمین کنند:

الف) وصلهٔ تیرها باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر قرار گیرد.

ب) در وصلهٔ مستقیم بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان تیرها به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگ‌تر به ورق کوچک‌تر، باید با شیب حداکثر 1 به 2.5 صورت گیرد.

پ) مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس الزامات بخش‌های ۱۰-۳-۳ تا ۱۰-۳-۶ تعیین شود. درصورتی‌که در بخش‌های مورداشاره برای مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها الزام خاصی ارائه نشده باشد، مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها نباید از مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها در قاب‌های خمشی معمولی کوچک‌تر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۲-۱۴ الزامات لرزه‌ای کف‌ستون‌ها

در کلیهٔ ستون‌های باربر و غیرباربر لرزه‌ای، کف‌ستون‌ها (شامل ورق کف‌ستون، میل‌مهارها، ورق‌های تقویتی و ...) علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت موجود کافی، حداقل برابر مقاومت‌های موردنیاز زیر که باید به‌طور هم‌زمان در نظر گرفته شوند، باشند.

الف) مقاومت محوری موردنیاز

مقاومت محوری موردنیاز کف‌ستون‌های اعضای باربر لرزه‌ای نباید از بزرگ‌ترین دو مقدار زیر کوچک‌تر در نظر گرفته شود:

۱- عکس‌العمل قائم در محل کف‌ستون ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته؛

۲- عکس‌العمل قائم در محل کف‌ستون ناشی از زلزله محدود به ظرفیت مقررشده در الزامات تحلیل سیستم باربر لرزه‌ای (در صورت کاربرد).

تبصره: عکس‌العمل قائم در محل کف‌ستون‌های اعضایی که بخشی از سیستم‌های باربر لرزه‌ای نیستند، می‌تواند براساس ترکیبات متعارف بارگذاری تعیین شود.

ب) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز کف‌ستون‌های اعضای باربر لرزه‌ای باید به شرح زیر براساس مجموع مقاومت موردنیاز خمشی اعضای فولادی متصل به کف‌ستون در نظر گرفته شود:

۱- برای مهاربندها، مقاومت خمشی موردنیاز اتصال عضو مهاربندی به کف‌ستون در صورت عدم رعایت جزئیات سازگاری ورق اتصال با کمانش خارج از صفحه؛

۲- برای ستون‌های دارای اتصال خمشی به شالوده، کوچک‌ترین دو مقدار حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون مطابق رابطهٔ $1.1R_yF_yZ/\alpha_s$ و لنگر خمشی محاسبه‌شده براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته.

تبصره: برای ستون‌های دارای اتصال مفصلی، از مقاومت خمشی موردنیاز ستون صرفنظر می‌شود.

پ) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز کف‌ستون‌های اعضای باربر لرزه‌ای باید به شرح زیر براساس مجموع مقاومت موردنیاز مؤلفه افقی اعضای فولادی متصل به ورق کف‌ستون به دست آید؛ ولی درهرحال نباید از $F_yZ/(\alpha_sH)$ ستون کمتر باشد که در آن H ارتفاع طبقه و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است:

۱- برای مهاربندها، مؤلفهٔ افقی مقاومت محوری موردنیاز اتصال عضو مهاربندی.

۲- برای ستون‌ها، کوچک‌ترین دو مقدار $2R_yF_yZ/(\alpha_sH)$ و نیروی برشی محاسبه‌شده براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته..

تبصره: درصورتی‌که اتصال ستون به کف‌ستون مفصلی باشد، در محاسبهٔ مقاومت برشی موردنیاز کف‌ستون، برش افقی متناظر با مهاربندها باید برابر مؤلفهٔ افقی مقاومت محوری موردنیاز اتصال عضو مهاربندی و برش افقی متناظر با ستون برابر مقدار محاسبه‌شده از تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در نظر گرفته شود؛ ولی درهرحال برش افقی متناظر با ستون نباید از $F_yZ/(\alpha_sH)$ ستون کمتر باشد.

۱۰-۳-۲-۱۵ اتصالات در سیستم‌های باربر لرزه‌ای مختلط

اتصالات سیستم‌های باربر لرزه‌ای مختلط باید ضوابط زیر را تأمین نمایند:

الف) انتقال نیرو بین بخش فولادی و بتن‌آرمه از طریق چسبندگی بین فولاد و بتن مجاز نبوده و باید از طریق یکی از روش‌های زیر صورت گیرد:

۱- اتکای مستقیم بین بخش‌های مختلف

۲- اتصال برشی بین بخش‌های مختلف

۳- برش اصطکاک

۴- ترکیبی از سه روش فوق به شرط آنکه همسازی کافی بین مکانیزم‌های مختلف برقرار باشد.

ب) مقاومت اتکایی و برش اصطکاک باید براساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین شود. برای سیستم‌های قاب خمشی مختلط ویژه، قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه، قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط و دیوار برشی مختلط ویژه، مقاومت اتکایی اسمی و برش اصطکاک باید 25 درصد کاهش داده شود.

پ) در محل اتصال تیرهای فولادی به ستون‌ها یا دیوارهای بتن‌آرمه، تعبیهٔ سخت‌کننده‌های عرضی در بین دو بال تیر الزامی است.

ت) در ستون‌های مختلط محاط در بتن، مقاومت برشی اسمی چشمهٔ اتصال باید براساس مجموع مقاومت برشی اسمی ورق فولادی و مقاومت برشی اسمی بتن محصورشده تعیین شود.

ث) در بخش بتن‌آرمه در محل اتصالات جهت تحمل کل نیروهای کششی باید از میلگردهای محصورشده با میلگردهای عرضی، استفاده شود. کلیهٔ میلگردها باید مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان دارای طول گیرایی کافی باشند.

ج) در اتصالات دیافراگم‌های کف، میلگردهای دیافراگم باید قادر به تحمل کلیهٔ نیروهای کششی درون صفحه‌ای در کلیهٔ مقاطع بحرانی کف شامل اتصال دیافراگم به اعضای جمع‌کننده، ستون‌ها، مهاربندها و دیوارها باشند.

چ) در ناحیهٔ اتصال بین تیر فولادی یا مختلط و ستون بتن‌آرمه یا مختلط محاط در بتن، باید از میلگردهای عرضی بسته (دورگیر) استفاده شود.

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

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

۱۰-۳-۲-۱۷ ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضا

ناحیهٔ حفاظت‌شده در یک عضو از سازه که شامل ناحیهٔ شکل‌پذیر و نواحی مجاور آن است، به ناحیه‌ای از عضو اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در این ناحیه تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی ایجاد شود. نظر به اهمیت ناحیهٔ حفاظت‌شده و رفتار حساس آن در حرکات رفت و برگشتی سازه، این ناحیه باید عاری از هرگونه عملیاتی باشد که موجب مخدوش شدن عملکرد شکل‌پذیر عضو در این ناحیه می‌شود. در هر یک از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، موقعیت و طول ناحیهٔ حفاظت‌شده باید مطابق بخش‌های بعدی این فصل تعیین شود. همچنین به منظور جلوگیری از مخدوش شدن عملکرد شکل‌پذیر عضو، در ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضا باید الزامات عمومی زیر نیز رعایت شود:

الف) در ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضای سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای متوسط و ویژه، به کار بردن وصلهٔ مستقیم یا غیرمستقیم جوشی یا پیچی نیمرخ‌ها یا ورق‌های تشکیل‌دهندهٔ عضو ممنوع است.

ب) هرگونه ناپیوستگی ناشی از عملیات اجرائی اضافی در ساخت و نصب مانند سوراخ‌کاری جوش‌های موضعی، تخلیهٔ جوش، وسایل کمکی برای نصب، ناصافی‌های ناشی از برش‌های حرارتی در ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضا ممنوع بوده و در صورت وجود باید به نحو مناسبی برطرف شده و تعمیر گردد.

پ) در ناحیهٔ حفاظت‌شده به‌کارگیری گل‌میخ‌های فولادی یا هر نوع برشگیر فولادی در بال تیرها ممنوع است، مگر آن‌که در اتصالات پیش تأییدشده مجاز دانسته شده باشد.

ت) خال‌جوش کردن عرشهٔ فولادی تیرهای مختلط در ناحیهٔ حفاظت‌شده درصورتی‌که در این ناحیه بال تیر را دچار آسیب ننماید، مجاز است.

ث) به‌کارگیری هرگونه اتصال جوشی یا پیچی برای اتصالات اجزای نما، دیوارهای داخلی و خارجی، تیرهای نعل‌درگاهی، تیرهای فرعی سقف، نگه‌دارنده‌های تأسیساتی در محدودهٔ شکل‌پذیر ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای ممنوع است.

۱۰-۳-۲-۱۸ سازگاری اعضای سازه‌ای پایین و بالای تراز پایه

ستون‌ها، دیوارهای برشی و مهاربندهایی که برای انتقال نیروهای ناشی از زلزله از تراز پایه تا روی شالوده ادامه می‌یابند، به لحاظ کمانش موضعی بال‌ها و جان یا جان‌های مقاطع، اتصال اجزای مقاطع به یکدیگر و جزئیات‌بندی وصله‌ها باید سازگار با سیستم مقاوم لرزه‌ای بالای تراز پایه باشند.

۱۰-۳-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

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

قاب‌های خمشی معمولی (OMF) به قاب‌هایی اطلاق می‌شوند که از آن‌ها انتظار تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی حداقلی در برابر نیروی جانبی زلزله می‌رود و به این علت برای طراحی اعضا و اتصالات آن‌ها مقررات تکمیلی حداقلی در نظر گرفته شده است. در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها، چنانچه بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای سازه باشند، علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات تکمیلی این بخش نیز رعایت شود.

۱۰-۳-۳-۱-۱ الزامات تحلیل

در تحلیل این نوع قاب‌های خمشی رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست.

۱۰-۳-۳-۱-۲ محدودیت تیرها و ستون‌ها

در قاب‌های خمشی معمولی تیرها و ستون‌ها باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) بال‌های تیرها و ستون‌ها باید مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۲ این مبحث، فشرده بوده و جان آن‌ها غیر لاغر باشد.

ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز است، مشروط بر آنکه خمش در ستون حول محور با مصالح (عمود بر جان‌های مقاطع) باشد.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار و با سوراخ‌های متوالی (لانه‌زنبوری) به‌عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم به ایجاد سوراخ در جان تیر، این سوراخ باید در یک‌سوم میانی طول دهانهٔ تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر با احتساب آثار ناشی از خمش ثانویه به‌طور کامل فراهم گردد.

ت) در دو انتهای تیر در طولی برابر عمق تیر، ایجاد هرگونه تغییر در پهنای بال یا ضخامت بال مجاز نیست. در سایر نواحی تیر، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت از ورق بزرگ‌تر به ورق کوچک‌تر، باید با شیب حداکثر 1.0 به 2.5 صورت گیرد.

ث) در تیرهای این نوع قاب، ناحیه‌ای به‌عنوان حفاظت‌شده در نظر گرفته نمی‌شود.

۱۰-۳-۳-۱-۳ مقاومت‌های موردنیاز و موجود تیر

الف) مقاومت برشی موردنیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در دو انتهای تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. با توجه به شکل ۱۰-۳-۳-۱-۱، مقدار V_{Ecl} از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_{Ecl}=2[1.1R_yM_p]/(\alpha_sL_{cf}) \qquad (۱۰-۳-۳-۱-۱)$$

در رابطهٔ فوق:

L_{cf} = طول دهانهٔ آزاد تیر

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۳-۱

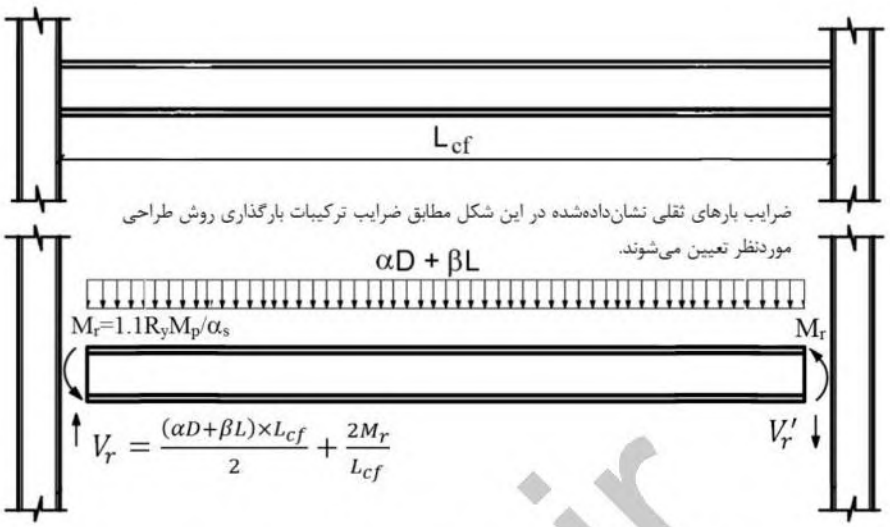
M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون

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

تبصره: در کنترل کفایت مقطع تیرهای نوردشده برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز، مقاومت برشی موجود آن را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۶ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

ب) درصورتی‌که مقطع تیر در فاصلهٔ بین دو ستون ثابت باشد، مقاومت خمشی موردنیاز تیر صرفاً براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین می‌شود و نیازی به کنترل اضافی نیست. در غیر این صورت، علاوه بر آن محاسبات، مقاومت خمشی موردنیاز تیر در طول آن براساس لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون، با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت به ترتیبی که در بند (الف) ذکر شد، ترکیب می‌شوند، تعیین می‌گردد. در این حالت در کنترل کفایت مقطع تیر برای تأمین مقاومت خمشی موردنیاز، مقاومت خمشی موجود تیر را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۵ این مبحث محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

پ) مقاومت محوری موردنیاز تیر (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.



شکل ۱۰-۳-۳-۱-۱: نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی معمولی

۱۰-۳-۳-۱-۴ اتصال تیر به ستون

در طراحی اتصالات تیر به ستون و نیز وصلهٔ تیرهای این نوع قاب‌های خمشی، محل تشکیل مفصل پلاستیک را می‌توان در محل اتصال تیر به ستون در نظر گرفت. جوش بال تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری بال تیر به ستون باید به‌صورت شیاری با نفوذ کامل انجام شود. ضمناً این جوش، بحرانی لرزه‌ای قلمداد شده و باید ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب در مورد آن رعایت شود.

در قاب‌های خمشی معمولی مقاومت‌های موردنیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون باید از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$M_r=1.1R_yM_p/\alpha_s \qquad (۱۰-۳-۳-۱-۲)$$

ب) مقاومت برشی موردنیاز (V_r) اتصال تیر به ستون باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در دو انتهای تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۱-۳ استفاده نمود.

پ) مقاومت محوری موردنیاز اتصال تیر به ستون (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

۱۰-۳-۳-۱-۵ برش در چشمهٔ اتصال

چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز این چشمه می‌تواند براساس لنگر خمشی انتهای تیر تحت اثر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

۱۰-۳-۳-۱-۶ ورق‌های پیوستگی

در خصوص ورق‌های پیوستگی (سخت‌کننده‌های عرضی) در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل‌شونده به ستون، الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ باید با توجه به مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون که براساس محاسبات بند ۱۰-۳-۳-۱-۴ تعیین می‌شود، رعایت شود. ورق‌های پیوستگی باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه به بال ستون متصل شوند.

تبصره: در ستون‌های با مقطع قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق، تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی (سخت‌کننده‌های عرضی) در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری متصل به بال ستون، همواره الزامی بوده و ضخامت آن‌ها باید براساس کل مقاومت موردنیاز در وجه ستون و بدون توجه به مقاومت‌های موجود ستون در برابر آن‌ها، تعیین شود.

۱۰-۳-۳-۱-۷ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

$M_{p\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_p$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

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

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $F_y b_i t_i / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

۱۰-۳-۳-۱-۸ وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۳ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم تیرها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در این نوع قاب‌های خمشی، مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس لنگر خمشی به‌دست‌آمده از پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۱-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از M_p / α_s کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ تیر

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

ب) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس نیروی برشی به‌دست‌آمده از نمودار پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۱-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال این مقاومت برشی موردنیاز نباید از $0.5 \times 0.6 F_y A_w / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود.

پ) مقاومت محوری موردنیاز

مقاومت محوری موردنیاز وصلهٔ تیرها (در صورت وجود) باید براساس تحلیل سازه در برابر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

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

قاب‌های خمشی متوسط (IMF) به قاب‌هایی اطلاق می‌شوند که در برابر نیروی جانبی زلزله بتوانند تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی را تحمل کنند.

در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها، چنانچه بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای سازه باشند، باید الزامات تکمیلی سخت‌گیرانه‌تری نسبت به قاب‌های خمشی معمولی منظور شود. به همین منظور در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲، باید الزامات تکمیلی این بخش نیز رعایت شود.

۱۰-۳-۳-۲-۱ الزامات تحلیل

در تحلیل این نوع قاب‌های خمشی رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست.

۱۰-۳-۳-۲-۲ محدودیت تیرها و ستون‌ها

در قاب‌های خمشی متوسط، تیرها و ستون‌ها باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) اجزای مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

ب) استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز نیست.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار با سوراخ‌های متوالی (لانه‌زنبوری) به‌عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم به ایجاد سوراخ در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شده دو انتهای تیر و در یک‌سوم میانی طول دهانهٔ تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت‌های موجود برشی و خمشی تیر، با احتساب آثار ناشی از خمش ثانویه، به‌طور کامل فراهم گردد.

ت) طول ناحیهٔ حفاظت‌شده دو انتهای تیر، که باید در آن‌ها ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱۷ رعایت گردد، براساس آزمایش‌های تأییدشده به دست می‌آید. در خصوص اتصالات پیش‌تاییدشده مندرج در بخش ۱۰-۳-۷، طول این ناحیه باید مطابق مقادیر ارائه‌شده در آن بخش تعیین شود.

ث) در نواحی غیر از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت تیر از ورق بزرگ‌تر به ورق کوچک‌تر، باید با شیب حداکثر 1 به 2.5 صورت گیرد. در ناحیهٔ حفاظت‌شده،

هرگونه تغییر در پهنا یا ضخامت بال و سوراخ‌کاری باید براساس آزمایش‌های تأییدشده و در خصوص اتصالات پیش‌تأییدشدهٔ مندرج در بخش ۱۰-۳-۷، براساس ضوابط آن بخش باشد.

۱۰-۳-۳-۲-۳ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

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

الف) جوش‌های شیاری در محل وصله ستون‌ها؛

ب) جوش شیاری بال تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری بال تیر به ستون و نیز جوش شیاری جان تیر به ستون؛

پ) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون.

استثناء: درصورتی‌که آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

۱۰-۳-۳-۲-۴ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر لرزه‌ای، علاوه بر الزامات عمومی بند ۱۰-۳-۲-۸-۱، باید الزامات زیر نیز تأمین شوند:

الف) کلیهٔ تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مهار جانبی کافی باشند، به‌طوری‌که در تعیین مقاومت خمشی اسمی تیر (M_n)، حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی تعیین‌کننده نباشد. مهار جانبی تیرها باید به‌گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو مؤثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیهٔ مهار جانبی اضافی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر، در محل‌هایی که نتایج تحلیل نشانگر احتمال تشکیل مفصل پلاستیک است یا در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۷ برای اتصالات پیش‌تأییدشده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

پ) در محل تشکیل مفاصل پلاستیک مهارهای جانبی تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مقاومت کافی مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۸-۳ باشند.

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

الف) مقاومت برشی موردنیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. با توجه به شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱، مقدار V_{Ecl} از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_{Ecl}=2[1.1R_yM_p]/(\alpha_sL_h) \qquad (۱۰-۳-۳-۲-۱)$$

در رابطهٔ فوق:

L_h = فاصلهٔ بین محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر است. محل تشکیل مفاصل پلاستیک برای اتصالات پیش‌تأییدشده در بخش ۱۰-۳-۷ ارائه شده است. در خصوص اتصالاتی که با انجام آزمایش تأییدشده استفاده می‌شوند، موقعیت محل تشکیل مفاصل پلاستیک باید براساس نتایج آزمایش تعیین شود.

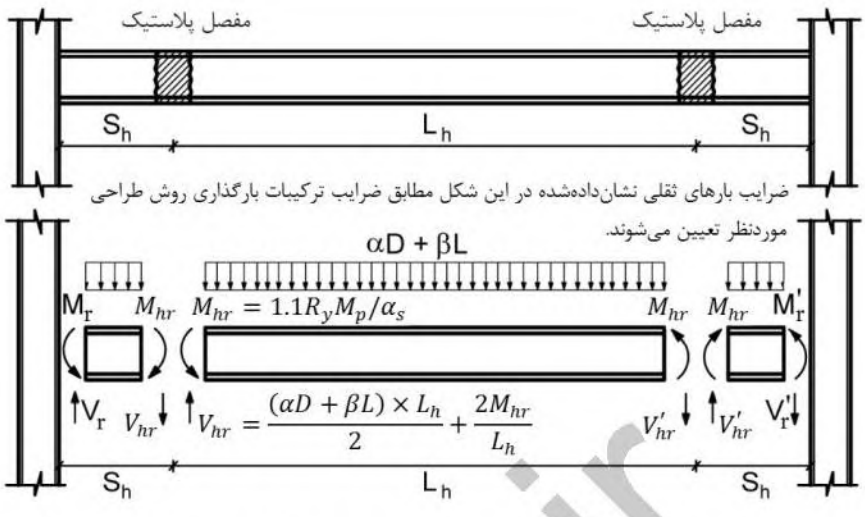
R_y= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر

M_p= لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

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

تبصره: در کنترل کفایت مقطع تیرهای نوردشده برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز، مقاومت برشی موجود آن‌ها را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۶ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

ب) درصورتی‌که مقطع تیر در فاصلهٔ بین دو ستون ثابت باشد، مقاومت خمشی موردنیاز تیر صرفاً براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین می‌شود و نیازی به کنترل اضافی نیست. در غیر این صورت، علاوه بر آن محاسبات، مقاومت خمشی موردنیاز تیر در فاصلهٔ بین دو مفصل پلاستیک با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت به ترتیبی که در بند (الف) ذکر شد، ترکیب می‌شوند، تعیین می‌گردد. در این حالت در کنترل کفایت مقطع تیر برای تأمین مقاومت خمشی موردنیاز، مقاومت خمشی موجود تیر را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۵ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.



شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱: نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط

در تیرهای با اتصالات تیر با مقطع کاهش‌یافته، در دو انتهای تیر نیز مقاومت خمشی موردنیاز، باید مطابق شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱، با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. در این حالت در دو انتهای تیر، مقاومت خمشی موجود تیر را می‌توان برابر R_yM_{po}/α_s در نظر گرفت که در آن M_{po} لنگر پلاستیک مقطع در انتهای تیر است.

پ) مقاومت محوری موردنیاز تیر (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

۱۰-۳-۳-۲-۶ اتصال تیر به ستون

اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی حداقل به میزان 0.02 رادیان را بدون کاهش قابل‌توجه در مقاومت موجود خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به‌کاررفته در قاب‌های خمشی متوسط از طریق آزمایش‌های تعیین‌شده در بخش ۱۰-۳-۸ مورد تأیید قرار گیرند. در صورت عدم انجام آزمایش، استفاده از اتصالات پیش‌تأییدشدهٔ ارائه‌شده در بخش ۱۰-۳-۷ بلامانع است.

در قاب‌های خمشی متوسط مقاومت‌های موردنیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز (M_r) و مقاومت برشی موردنیاز (V_r) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۵ استفاده نمود. کلیهٔ الزامات مندرج در بند ۱۰-۲-۹-۱۰ در خصوص بال و جان ستون در محل اتصال باید بر مبنای مقاومتی که از محاسبات مذکور به دست می‌آید، رعایت شود.

ب) مقاومت محوری موردنیاز اتصال تیر به ستون (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

۱۰-۳-۳-۲-۷ برش در چشمهٔ اتصال

در قاب‌های خمشی متوسط، چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین گره اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف به دست می‌آید، تعیین شود. در این نوع قاب‌های خمشی، سایر الزامات لرزه‌ای چشمهٔ اتصال، مشابه الزامات چشمهٔ اتصال در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۹ است.

۱۰-۳-۳-۲-۸ ورق‌های پیوستگی

الزامات لرزه‌ای ورق‌های پیوستگی در قاب‌های خمشی متوسط مشابه الزامات مذکور در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۱۰ است؛ با این تفاوت که لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین اتصال باید براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۲-۶-الف در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۳-۲-۹ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. در قاب‌های خمشی متوسط، الزامات تکمیلی وصلهٔ ستون‌ها باید مشابه این الزامات در قاب‌های خمشی ویژه مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۱۱ در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۳-۲-۱۰ وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۳ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم تیرها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد.

در این نوع قاب‌های خمشی، مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس لنگر خمشی به‌دست‌آمده از پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از M_p/α_s کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ تیر

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

ب) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس نیروی برشی به‌دست‌آمده از نمودار پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۲-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال این مقاومت برشی موردنیاز نباید از $0.75 \times 0.6F_yA_w/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود.

پ) مقاومت محوری موردنیاز

مقاومت محوری موردنیاز وصلهٔ تیرها (در صورت وجود) باید براساس تحلیل سازه در برابر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

inbr.ir

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

قاب‌های خمشی ویژه (SMF) به قاب‌هایی اطلاق می‌شوند که در برابر نیروی جانبی زلزله بتوانند تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای را تحمل نمایند.

برای طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها، چنانچه بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای سازه باشند، الزامات لرزه‌ای سخت‌گیرانه‌تری نسبت به قاب‌های خمشی متوسط در نظر گرفته شده است. به همین منظور در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات لرزه‌ای این بخش نیز رعایت شوند.

۱۰-۳-۳-۳-۱ الزامات تحلیل

در تحلیل قاب‌های خمشی ویژه، اگر به‌صورت قاب‌های خمشی صفحه‌ای مجزا مورد استفاده قرار گیرند، رعایت ضابطهٔ اضافی الزامی نیست. در مورد ستون‌هایی از این قاب‌ها که در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار می‌گیرند، ضوابط بندهای ۱۰-۳-۳-۳-۶، ۱۰-۳-۳-۳-۹ و ۱۰-۳-۳-۳-۱۰ باید با توجه به آثار لنگر خمشی در امتداد متعامد، اقناع گردد.

۱۰-۳-۳-۳-۲ محدودیت تیرها و ستون‌ها

تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) اجزا مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

ب) در ستون‌ها استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز نیست. اجزای مقطع ستون باید در تمامی طول آن به‌صورت پیوسته به یکدیگر متصل شوند.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار و با سوراخ‌های متوالی (لانه‌زنبوری) به‌عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر و در یک‌سوم میانی طول دهانهٔ تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت‌های موجود برشی و خمشی تیر، با احتساب آثار ناشی از خمش ثانویه، به‌طور کامل فراهم گردد.

inbr.ir

ت) طول ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، که باید در آن‌ها ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱۷ رعایت گردد، باید براساس آزمایش‌های تأییدشده به دست آید. در خصوص اتصالات پیش‌تأییدشده مندرج در بخش ۱۰-۳-۷، طول این ناحیه باید مطابق مقادیر ارائه‌شده در آن بخش تعیین شود.

ث) در نواحی غیر از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت تیر از ورق بزرگ‌تر به ورق کوچک‌تر، باید با شیب حداکثر 1 به 2.5 صورت گیرد. در ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، هرگونه تغییر در پهنا یا ضخامت بال و سوراخ‌کاری باید براساس آزمایش‌های تأییدشده و در خصوص اتصالات پیش‌تأییدشدهٔ مندرج در بخش ۱۰-۳-۷، براساس ضوابط آن بخش باشد.

۱۰-۳-۳-۳-۳ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

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

الف) جوش‌های شیاری در محل وصلهٔ ستون‌ها؛

ب) جوش بال و جان تیر به ستون؛

پ) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون.

استثناء: درصورتی‌که آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

۱۰-۳-۳-۳-۴ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر لرزه‌ای، علاوه بر الزامات عمومی بند ۱۰-۳-۲-۸-۲، باید الزامات زیر نیز تأمین شوند:

الف) کلیهٔ تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مهار جانبی کافی باشند، به‌طوری‌که در تعیین مقاومت خمشی اسمی تیر (M_n)، حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی تعیین‌کننده نباشد. مهار جانبی تیرها باید به‌گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو مؤثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیهٔ مهار جانبی اضافی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر، در محل‌هایی که نتایج تحلیل نشانگر احتمال تشکیل مفصل پلاستیک است یا در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۷ برای اتصالات پیش‌تأییدشده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

پ) در محل تشکیل مفاصل پلاستیک، مهارهای جانبی تیرهای باربر لرزه‌ای باید دارای مقاومت کافی مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۸-۳ باشند.

۱۰-۳-۳-۵ الزامات مهار پایداری در محل اتصالات تیر به ستون

الف) اتصالات مهارشده

در قاب‌های خمشی چنانچه در محل اتصال تیر به ستون، تیر دیگری در امتداد عمود بر محور تیر موردنظر به ستون متصل شود و ضوابط این بند نیز اقناع شود، اتصال مهارشده نامیده می‌شود. در این نوع اتصال در حالت‌هایی که جان تیرها و ستون در یک صفحه قرار گرفته و تحلیل‌ها نشان دهند که ستون در خارج از ناحیهٔ چشمهٔ اتصال ارتجاعی باقی می‌ماند، مهار بال‌های ستون در محل اتصال تیر به ستون فقط در تراز بال بالایی تیر الزامی است. برای نشان دادن ارتجاعی باقی ماندن ستون کافی است نسبت محاسبه‌شده توسط رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۳-۱ بزرگ‌تر از 2.0 باشد.

چنانچه ارتجاعی باقی ماندن ستون در خارج از ناحیهٔ چشمهٔ اتصال را نتوان نشان داد، الزامات زیر باید رعایت شوند:

۱- بال‌های ستون در تراز بال‌های بالا و پایین تیر باید دارای مهار جانبی باشند.

۲- هر مهار جانبی باید برای مقاومت موردنیاز برابر 2% مقاومت موجود بال تیر طراحی شود. مقاومت موجود بال تیر برابر با $F_y b_f t_{bf}/\alpha_s$ است، که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_f = پهنای بال تیر

t_{bf} = ضخامت بال تیر

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

تبصره: مهار جانبی بال‌های ستون می‌تواند به‌طور مستقیم یا غیرمستقیم تأمین گردد. مهار مستقیم شامل استفاده از یک عضو یا دال عرشه و اتصال آن‌ها به بال ستون است. مهار غیرمستقیم عبارت است از مهاری که از طریق اتصال عضو به بال ستون تأمین نمی‌شود، بلکه از طریق ورق‌های پیوستگی و اتصال ورق برش جان تیر متعامد به جان ستون در حدفاصل ورق‌های پیوستگی، تأمین می‌گردد.

ب) اتصالات مهارنشده

در قاب‌های خمشی چنانچه در محل اتصال تیر به ستون، تیر دیگری در امتداد عمود بر محور تیر موردنظر به ستون متصل نشود یا ضوابط بند (الف) اقناع نشود، اتصال مهارنشده نامیده می‌شود. در این نوع اتصال، ستون باید برای کمانش جانبی در امتداد عمود بر راستای اثر زلزله با طولی برابر فاصلهٔ بین نقاط مهار ستون طراحی شود. ضمناً الزامات زیر نیز باید رعایت شوند:

۱- مقاومت موردنیاز ستون باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته محاسبه شود.

۲- نسبت لاغری ستون نباید از 60 بیشتر باشد.

۳- مقاومت خمشی موردنیاز ستون حول محور عمود بر امتداد اثر زلزله باید با در نظر گرفتن اثر نیرویی که در بند ۱۰-۳-۳-۳-۵-الف-۲ معین شده است، علاوه بر آثار مرتبه دوم نیروهایی که باعث تغییرمکان جانبی بال‌های تیر می‌شود، محاسبه شود.

۱۰-۳-۳-۳-۶ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در قاب‌های خمشی ویژه، در کلیهٔ گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون یک قاب خمشی صفحه‌ای، رعایت رابطهٔ زیر الزامی است:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1.0 \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۱)$$

که در آن:

$\sum M^*_{pc}$ = مجموع مقادیر اسمی مقاومت‌های خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال (شامل ماهیچه‌ها در صورت وجود) در امتداد موردنظر، که در محور تیر با در نظر گرفتن اثر نیروی محوری ستون محاسبه می‌شود. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطهٔ زیر در نظر گرفت:

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g) \qquad (۲-۳-۳-۳-۱۰)$$

$\sum M^*_{pb}$ = مجموع مقادیر لنگرهای خمشی مورد انتظار تیرها در گره اتصال نسبت به راستای موردنظر، که در محور ستون محاسبه می‌شود. این لنگرهای خمشی مطابق شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شوند. این مقدار را می‌توان مطابق با رابطهٔ زیر در نظر گرفت:

$$\sum M^*_{pb} = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \qquad (۳-۳-۳-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

Z_c= اساس مقطع پلاستیک ستون

A_g= سطح مقطع ستون

F_{yc}= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

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

M_{pr}= حداکثر لنگر خمشی محتمل در محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر که باید برابر $M_{pr}=C_{pr}R_{yb}M_{pb}$ در نظر گرفته شود.

R_{yb}= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ مصالح تیر مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۱

M_{pb}= لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک

M_v= لنگر خمشی اضافی تیر نسبت به محور ستون که ناشی از برش تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک و بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) روی تیر است.

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

inbr.ir

C_{pr}= ضریبی است که دربرگیرندهٔ آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبهٔ حداکثر نیروی ایجادشده در اعضا و وسایل اتصال استفاده می‌شود. به‌جز در مواردی که مطابق بندهای ۱۰-۳-۷-۶ و ۱۰-۳-۷-۹ برای C_{pr} عدد خاصی پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$1.1 \le C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{2F_y} \le 1.2 \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۴)$$

که در آن:

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر

F_u= تنش کششی نهائی مشخصهٔ فولاد تیر

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

$$M^*_{pcx} = Z_{cx}\left[F_{yc} - \alpha_s\left(\frac{P_r}{A_g} + \frac{M_{ry}}{Z_{cy}}\right)\right] \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۵)$$

در رابطهٔ فوق:

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

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

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

در این حالت برای محاسبات امتداد دیگر نیز، مقاومت خمشی ستون در امتداد y، باید به‌صورت مشابه برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی امتداد x اصلاح شود.

تبصره ۲: درصورتی‌که یکی از حالت‌های زیر برقرار باشد، رعایت رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۳-۱ الزامی نیست:

الف) ستون‌هایی که در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری متعارف دارای $P_{rc}<0.3P_c$ (که در آن P_{rc} مقاومت فشاری موردنیاز، $P_c=F_{yc}A_g/\alpha_s$، F_{yc} تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون و A_g سطح مقطع ستون است) بوده و دارای شرایط زیر باشند:

۱- ستون‌های ساختمان‌های یک‌طبقه و ستون‌های طبقهٔ آخر ساختمان‌های چندطبقه

۲- تعدادی از ستون‌های هر طبقه که مجموع مقاومت برشی موجود آن‌ها کمتر از 20 درصد کل مقاومت برشی موجود ستون‌های آن طبقه و مجموع مقاومت برشی موجود آن‌هایی که بر روی یک محور قرار دارند کمتر از 33 درصد کل مقاومت برشی موجود آن محور باشد. در این بند محور ستون به محور یا محورهای موازی اطلاق می‌شود که در فاصلهٔ کمتر از 10 درصد بعد پلان طبقه، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

ب) ستون‌های طبقه‌ای که در آن نسبت مجموع مقاومت برشی موجود ستون‌ها به مجموع مقاومت برشی موردنیاز ستون‌ها در آن طبقه، 50 درصد بیشتر از این نسبت در طبقهٔ فوقانی آن باشد.

۱۰-۳-۳-۳-۷ مقاومت‌های موردنیاز و موجود تیر

الف) مقاومت برشی موردنیاز تیر (V_r) باید با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (V_{Ecl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. با توجه به شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱، مقدار V_{Ecl} از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_{Ecl}=2M_{pr}/(\alpha_s L_h) \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۶)$$

در رابطهٔ فوق:

L_h = فاصلهٔ بین محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر است. محل تشکیل مفاصل پلاستیک برای اتصالات پیش‌تأییدشده در بخش ۱۰-۳-۷ ارائه شده است. در خصوص اتصالاتی که با انجام آزمایش تأییدشده استفاده می‌شوند، موقعیت محل تشکیل مفاصل پلاستیک باید براساس نتایج آزمایش تعیین شود.

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

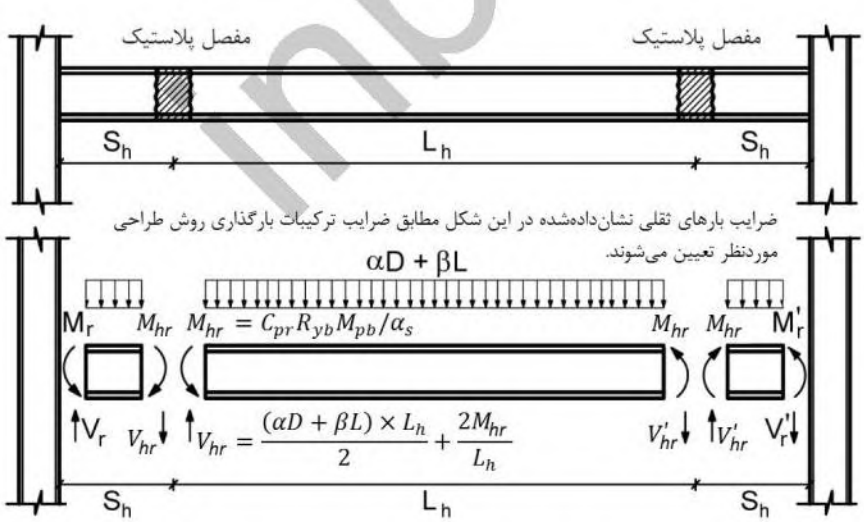
سایر پارامترهای این رابطه، باید مطابق تعاریف بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ در نظر گرفته شود.

تبصره: در کنترل کفایت مقطع تیرهای نوردشده برای تأمین مقاومت برشی موردنیاز، مقاومت برشی موجود آن را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۶ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

ب) درصورتی‌که مقطع تیر در فاصلهٔ بین دو ستون ثابت باشد، مقاومت خمشی موردنیاز تیر صرفاً براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین می‌شود و نیازی به کنترل اضافی نیست. در غیر این صورت، علاوه بر آن محاسبات، مقاومت خمشی موردنیاز تیر در فاصلهٔ بین دو مفصل پلاستیک با استفاده از تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر برش ناشی از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) به ترتیبی که در بند (الف) ذکر شد، ترکیب می‌شوند، تعیین می‌گردد. در این حالت در کنترل کفایت مقطع تیر برای تأمین مقاومت خمشی موردنیاز، مقاومت خمشی موجود تیر را که براساس ضوابط بخش ۱۰-۲-۵ محاسبه می‌شود، می‌توان در R_y ضرب کرد.

در تیرهای با اتصالات تیر با مقطع کاهش‌یافته، در دو انتهای تیر مقاومت خمشی موردنیاز باید مطابق شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. در این حالت در دو انتهای تیر، مقاومت خمشی موجود تیر را می‌توان برابر R_yM_{po}/α_s در نظر گرفت که در آن M_{po} لنگر پلاستیک مقطع، در انتهای تیر است.

پ) مقاومت محوری موردنیاز تیر (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.



شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱: نمودار پیکرهٔ آزاد تیرهای باربر لرزه‌ای در قاب‌های خمشی ویژه

۱۰-۳-۳-۳-۸ اتصال تیر به ستون

اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی حداقل به میزان 0.04 رادیان را بدون کاهش قابل‌توجه در مقاومت موجود خود دارا باشند. برای احراز این شرط لازم است اتصالات خمشی به‌کاررفته در قاب‌های خمشی ویژه از طریق آزمایش‌های تعیین‌شده در بخش ۱۰-۳-۸ مورد تأیید قرار گیرند. در صورت عدم انجام آزمایش، استفاده از اتصالات پیش‌تأییدشدهٔ ارائه‌شده در بخش ۱۰-۳-۷ بلامانع است.

در قاب‌های خمشی ویژه مقاومت‌های موردنیاز اتصال تیر به ستون به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز (M_r) و مقاومت برشی موردنیاز (V_r) اتصال باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت مؤلفهٔ خمش در محل تشکیل مفاصل پلاستیک در طول تیر (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. برای این منظور می‌توان از ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۷ استفاده نمود. کلیهٔ الزامات مندرج در بند ۱۰-۲-۹-۱۰ در خصوص بال و جان ستون در محل اتصال باید بر مبنای مقاومتی که از محاسبات مذکور به دست می‌آید، رعایت شود.

ب) مقاومت محوری موردنیاز اتصال تیر به ستون (در صورت وجود) باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

۱۰-۳-۳-۳-۹ برش در چشمهٔ اتصال

الف) چشمهٔ اتصال در برابر برش باید الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ را اقناع نماید که در آن مقاومت برشی موردنیاز این چشمه باید با توجه به لنگرهای خمشی انتهای تیرهای طرفین اتصال که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف به دست می‌آید، تعیین شود. درصورتی‌که مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال بیش از مقاومت برشی موجود آن باشد، در چشمهٔ اتصال تعبیهٔ ورق یا ورق‌های مضاعف الزامی بوده و ضخامت آن یا آن‌ها براساس اختلاف مقاومت برشی موردنیاز و مقاومت برشی موجود به دست می‌آید.

تبصره ۱: در ستون‌های قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق، استفاده از ورق‌های مضاعف مجاز نبوده و جان‌های مقطع ستون باید بتوانند مقاومت برشی موردنیاز چشمهٔ اتصال را تأمین نمایند.

تبصره ۲: در ستون‌های قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق، درصورتی‌که در گره موردنظر ستون در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار گرفته باشد، در محاسبات مقاومت برشی موجود چشمه اتصال مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ باید آثار لنگر خمشی وارد بر ستون از امتداد دیگر نیز در نظر گرفته شود. برای این منظور می‌توان برای محاسبهٔ مقاومت چشمهٔ اتصال برای تیر امتداد x وارد به ستون به‌جای روابط ۱۰-۲-۹-۴۰ الی ۱۰-۲-۹-۴۳ از روابط زیر استفاده نمود:

۱) در حالتی که آثار تغییرشکل غیرالاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

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

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۷)$$

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

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w\left[1.4-\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\right] \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۸)$$

۲) در حالتی که آثار تغییرشکل غیرالاستیک چشمهٔ اتصال در تحلیل سازه منظور شود:

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

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w\left(1+\frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۹)$$

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

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w\left(1+\frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left[1.9-1.2\alpha\left(\frac{P_{rc}}{P_{yc}}+\frac{M_{rby}}{M_{pcx}}\right)\right] \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

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

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

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

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

سایر پارامترهای این روابط در بخش‌های ۱۰-۲-۹-۱۰-۶ معرفی شده‌اند.

inbr.ir

در این نوع ستون‌ها برای محاسبات امتداد دیگر نیز مقاومت چشمهٔ اتصال برای تیر امتداد y وارد به ستون باید به‌صورت مشابه برای اثر نیروی محوری ستون و لنگر خمشی تیر امتداد x وارد به ستون، اصلاح شود.

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

$$t_z \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} \qquad (۱۰-۳-۳-۳-۱۱)$$

که در آن:

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

d_z = عمق چشمهٔ اتصال که فاصلهٔ آزاد بین ورق‌های پیوستگی است.

w_z = پهنای چشمهٔ اتصال که فاصلهٔ آزاد بین بال‌های ستون است.

تبصره: درصورتی‌که ورق‌های مضاعف با جوش انگشتانهٔ کافی به جان ستون متصل شده باشند، مجموع ضخامت جان ستون و ورق‌های تقویت چشمهٔ اتصال به‌عنوان t_z منظور می‌گردد. در این‌گونه موارد کنترل رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۳-۱۱ در فاصلهٔ بین جوش‌های انگشتانه به‌طور مجزا برای ورق‌های مضاعف و جان ستون الزامی است.

پ) در ستون‌های Hشکل و صلیبی، در صورت نیاز به تعبیهٔ ورق‌های مضاعف در محل اتصال تیر به ستون، ورق‌های مضاعف باید حداقل 6 میلی‌متر ضخامت داشته و علاوه بر تأمین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰، دارای شرایط زیر نیز باشند:

۱- ورق‌های مضاعف می‌توانند در تماس با جان یا با فاصله از آن اجرا شوند. درصورتی‌که فاصلهٔ بین ورق مضاعف و جان ستون کوچک‌تر یا مساوی 2 میلی‌متر باشد، ورق مضاعف در تماس با جان قلمداد می‌شود و ورق یا ورق‌های مضاعف می‌توانند در یک یا هر دو طرف جان ستون تعبیه شود. در غیر این صورت ورق‌های مضاعف باید به‌صورت متقارن و در هر دو طرف جان ستون به کار روند.

۲- در ستون‌های H شکل، در مواردی که ورق‌های مضاعف در هر دو طرف جان ستون به کار می‌روند، این ورق‌ها باید به‌صورت متقارن و در محدودهٔ یک‌سوم میانی فاصلهٔ بین مرکز صفحهٔ جان ستون و نوک بال تیر یا ورق‌های اتصال بال فوقانی و تحتانی تیر تعبیه شود.

۳- اتصال ورق‌های مضاعف به بال ستون می‌تواند از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا ناقص یا جوش گوشه باشد. مقاومت موردنیاز جوش شیاری با نفوذ ناقص یا جوش گوشه باید برابر مقاومت برشی موجود ورق مضاعف در نظر گرفته شود.

۴- در مواردی که نیاز به تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی نباشد، ورق‌های مضاعف باید حداقل 150 میلی‌متر از بالا و پایین بال‌های فوقانی و تحتانی تیر ادامه یافته و از طریق جوش گوشه به جان ستون جوش شوند.

۵- در صورت وجود ورق‌های پیوستگی، ورق‌های مضاعف باید در محل ورق‌های پیوستگی قطع شده و از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا ناقص یا جوش گوشه به ورق‌های پیوستگی جوش شوند. مقاومت موردنیاز جوش شیاری با نفوذ ناقص یا جوش گوشه باید حداقل برابر 0.75 مقاومت برشی موجود ورق مضاعف در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۳-۳-۱۰ ورق‌های پیوستگی

در حالت‌های زیر لازم است ورق‌های پیوستگی در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل‌شونده به ستون تعبیه شود:

الف) در اتصالاتی که تیر به وجه یک ستون قوطی‌شکل متصل شده باشد. در این‌گونه مقاطع ابعاد ورق‌های پیوستگی باید براساس کل مقاومت موردنیاز در وجه ستون (مطابق بند ت) و بدون توجه به مقاومت‌های موجود ستون در برابر آن و با رعایت بند (ث) تعیین شود.

ب) در اتصالاتی که تیر به بال یک ستون H شکل متصل شده و ضخامت بال ستون کمتر از یک‌ششم عرض بال یا ورق اتصال باشد. در این‌گونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

پ) در اتصالاتی که تیر به بال یک ستون جعبه‌ای ساخته شده از مقطع I یا IPB متصل شده باشد، و ضخامت بال ستون کمتر از یک دوازدهم عرض بال یا ورق اتصال باشد. در این‌گونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

ت) درصورتی‌که در محل اتصال بال تیر یا ورق‌های روسری یا زیرسری به بال ستون، مقدار مقاومت موردنیاز از مقادیر مقاومت موجود که براساس ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱۰ محاسبه می‌شود، تجاوز نماید. برای محاسبهٔ این مقاومت موردنیاز لازم است مقدار مقاومت خمشی موردنیاز در محل اتصال تیر به ستون که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف محاسبه می‌شود، ملاک عمل قرار گیرد. در این‌گونه موارد ورق‌های پیوستگی باید الزامات بند (ث) را تأمین نمایند.

یادداشت: در اتصالاتی که تیر از طریق جوش بال یا ورق‌های اتصال به ستون متصل می‌شود، در محل اتصال بال تیر یا ورق‌های روسری یا زیرسری به ستون، مقدار مقاومت موردنیاز (P_f) می‌تواند از رابطهٔ زیر تعیین شود:

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

در رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۳-۱۲، M_f مقدار مقاومت خمشی موردنیاز در محل اتصال تیر به ستون است که براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۳-۸-الف محاسبه می‌شود. d^* فاصلهٔ بین مراکز سطح بال‌های تیر یا ورق‌های روسری و زیرسری بوده و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

ث) در حالت‌هایی که با توجه به ضوابط فوق تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل‌شونده به ستون الزامی باشد، این ورق‌ها علاوه بر تأمین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰، باید دارای شرایط زیر نیز باشند:

۱- طول ورق‌های پیوستگی باید برابر با فاصلهٔ خالص دو بال ستون باشد.

۲- پهنای ورق‌های پیوستگی در ستون‌های با مقطع قوطی‌شکل باید برابر فاصلهٔ خالص دو جان مقطع ستون بوده و در ستون‌های با مقطع Hشکل مجموع پهنای ورق‌های پیوستگی در هر طرف جان مقطع ستون نباید از پهنای بال تیر یا پهنای ورق پوششی اتصال کمتر باشد.

۳- ضخامت ورق‌های پیوستگی نباید از 50% ضخامت بال تیر یا ضخامت ورق‌های پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر فقط به یک وجه ستون متصل هستند و از 75% ضخامت بال ضخیم‌تر تیرها یا ضخامت ورق

ضخیم‌تر پوششی اتصال (ورق‌های روسری و زیرسری) در اتصالات گیرداری که در امتداد موردنظر به هر دو وجه ستون متصل هستند، کمتر در نظر گرفته شود.

۴- جوش ورق‌های پیوستگی به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. درصورتی‌که ضخامت ورق پیوستگی کوچک‌تر یا مساوی 20 میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه نیز مجاز است. در صورت استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه، در هر طرف بعد آن نباید از 0.75 ضخامت ورق پیوستگی کوچک‌تر در نظر گرفته شود.

۵- جوش ورق‌های پیوستگی به جان ستون یا ورق‌های تقویتی جان (ورق مضاعف) باید از نوع جوش شیاری یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. در صورت استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه، مقاومت موردنیاز این جوش‌ها می‌تواند برابر مقاومت برشی موجود ورق پیوستگی در تماس با جان ستون یا ورق مضاعف در نظر گرفته شود.

۶- نسبت پهنا به ضخامت در ورق‌های پیوستگی با یک لبهٔ مقید، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، نباید از $0.56\sqrt{E/(R_yF_y)}$ و در ورق‌های پیوستگی با دو لبهٔ مقید، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $1.49\sqrt{E/(R_yF_y)}$ بزرگ‌تر باشد.

۱۰-۳-۳-۳-۱۱ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $R_yM_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $\left(\sum R_yM_p\right)/(\alpha_sH_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

$M_{p\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_p$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

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

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

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_y F_y b_i t_i / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

۱۰-۳-۳-۳-۱۲ وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۳ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم تیرها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم تیرها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در این نوع قاب‌های خمشی مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت خمشی موردنیاز

مقاومت خمشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس لنگر خمشی به‌دست‌آمده از پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز نباید از M_p / α_s کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ تیر

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

ب) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس نیروی برشی به‌دست‌آمده از نمودار پیکرهٔ آزاد شکل ۱۰-۳-۳-۳-۱ در محل وصله و با رعایت الزام بند ۱۰-۳-۲-۴-۵-ب تعیین شود. درهرحال این مقاومت برشی موردنیاز نباید از $0.75 \times 0.6 F_y A_w / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود.

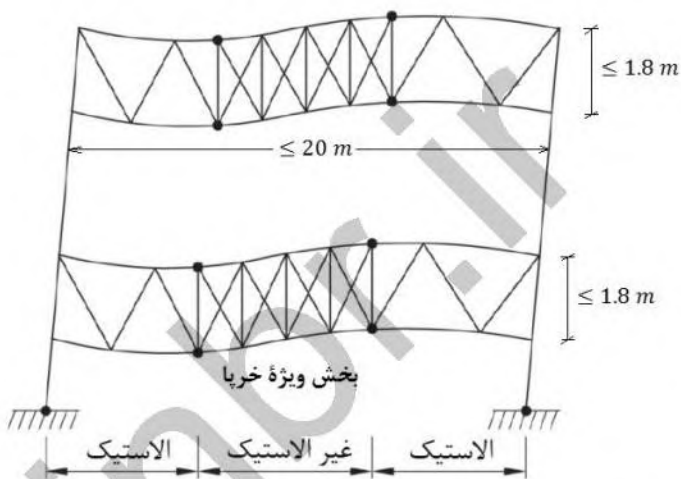
پ) مقاومت محوری موردنیاز

مقاومت محوری موردنیاز وصلهٔ تیرها (در صورت وجود) باید براساس تحلیل سازه در برابر ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود.

inbr.ir

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

قاب خمشی خرپایی ویژه (STMF) به قابی اطلاق می‌شود که در آن به جای تیر از خرپا استفاده شده باشد. این قاب در برابر نیروی جانبی زلزله باید بتواند در بخش ویژه‌ای از خرپا تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای را تحمل کند. سایر بخش‌های خرپا و ستون‌ها باید عمدتاً ارتجاعی باقی مانده و قادر به تحمل تلاش‌هایی که با توجه به ظرفیت تسلیم کامل بخش ویژه و با در نظر گرفتن سخت‌شوندگی کرنش در آن‌ها ایجاد می‌شود، باشند (شکل ۱۰-۳-۳-۴-۱).



شکل ۱۰-۳-۳-۴-۱: سازوکار تسلیم در بخش ویژهٔ خرپا و رفتار ارتجاعی در سایر بخش‌های خرپا و ستون قاب

۱۰-۳-۳-۴-۱ الزامات عمومی

الف) طول دهانهٔ خرپا در این قاب‌ها نباید از 20 متر و ارتفاع کلی آن‌ها از 1.8 متر بیشتر باشد.

ب) هر خرپای واقع در بین دو ستون این سیستم باید دارای بخش ویژه‌ای در نیمهٔ میانی طول آن باشد. طول این بخش ویژه باید 0.1 تا 0.5 برابر طول دهانهٔ خرپا باشد. نسبت طول به ارتفاع هر چشمهٔ خرپا در این بخش نباید از 1.5 بزرگ‌تر و از 0.67 کوچک‌تر باشد.

پ) در بخش ویژهٔ خرپا، چشمه‌ها باید از نوع ویراندل یا ضربدری باشند. همچنین در چشمه‌های مختلف این بخش، ترکیب این دو نوع پیکربندی یا استفاده از انواع دیگر پیکربندی مجاز نیست.

ت) اعضای قطری استفاده‌شده در پیکربندی ضربدری باید تسمه‌های نوردشده با مقطع یکسان بوده و در محل عبور از روی هم به یکدیگر متصل شده باشند. مقاومت موردنیاز این اتصال باید 0.25 ظرفیت اسمی کششی عضو قطری در نظر گرفته شود. استفاده از اتصالات پیچی در اعضای قطری این بخش از خرپا مجاز نیست. تحت اثر ترکیبات بارگذاری ثقلی ناشی از بارهای مرده و زنده (با ضرایب بار مربوطه)، مقاومت موردنیاز محوری اعضای قطری بخش ویژهٔ خرپا، نباید از $0.03F_yA_g/\alpha_s$ بزرگ‌تر باشد که در آن مقدار α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

ث) در بخش ویژهٔ خرپا، مقاطع بال‌های بالایی و پایینی باید یکسان باشند. همچنین وصلهٔ بال‌های بالایی و پایینی در محدودهٔ بخش ویژهٔ خرپا به‌علاوهٔ نصف طول چشمه‌های مجاور این بخش مجاز نیست.

۱۰-۳-۳-۴-۲ الزامات تحلیل

در تحلیل و طراحی این‌گونه سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، الزامات تکمیلی زیر باید رعایت شود:

الف) بخش ویژهٔ خرپا

مقاومت برشی موردنیاز بخش ویژهٔ خرپا باید با استفاده از ترکیبات بارگذاری متعارف محاسبه شود. مقاومت برشی موجود این بخش براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۴-۶ محاسبه می‌شود.

ب) سایر بخش‌های سیستم

مقاومت موردنیاز اعضا و اتصالات سایر بخش‌های سیستم (شامل ستون‌ها) باید براساس تعادل بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) که با اثر زلزلهٔ افقی محدود به ظرفیت مورد انتظار برش قائم وسط دهانهٔ بخش ویژهٔ خرپا (E_{cl}) ترکیب می‌شوند، تعیین شود. ظرفیت مورد انتظار برش قائم وسط دهانهٔ بخش ویژهٔ خرپا براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۳-۴-۷ محاسبه می‌شود.

۱۰-۳-۳-۴-۳ اعضا

الف) اجزای مقطع ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز نیست.

ب) در بخش ویژه، اجزای مقاطع یال‌ها و اعضای قائم خرپا باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. در این بخش همچنین نسبت عرض به ضخامت اعضای قطری با تسمه‌های نوردشده نباید از 2.5 بیشتر باشد.

پ) در بخش ویژهٔ خرپا، در صورت استفاده از مقاطع ساخته‌شده از چند نیمرخ برای یال‌ها، فاصلهٔ اتصال‌دهنده‌های اجزاء (فاصلهٔ لقمه‌ها) نباید از $0.04Er_y/(R_yF_y)$ بیشتر باشد. r_y شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از اجزای متصل‌شونده است.

ت) در دو انتهای یال‌های بخش ویژهٔ خرپا، طولی معادل دو برابر عمق یال از هر طرف اتصال عضو قائم به یال به‌عنوان ناحیهٔ حفاظت‌شده در نظر گرفته می‌شود که باید در آن‌ها ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱۷ رعایت گردد. همچنین تمام طول اعضای قائم و قطری بخش ویژهٔ خرپا نیز ناحیهٔ حفاظت‌شده محسوب می‌شوند.

۱۰-۳-۳-۴-۴ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

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

الف) جوش‌های شیاری در محل وصلهٔ ستون‌ها

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون

استثناء: درصورتی‌که آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

۱۰-۳-۳-۴-۵ الزامات مهار جانبی

مهارهای جانبی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

الف) در دو انتهای بخش ویژهٔ خرپا هر دو بال یال‌های بالایی و پایینی باید در مقابل تغییرمکان جانبی مهار شود. مقاومت موردنیاز این مهارها باید برابر مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$P_r = 0.06R_yF_yA_f / \alpha_s \qquad (۱-۴-۳-۳-۱۰)$$

در رابطهٔ فوق، A_f مساحت بال یال خرپا است.

ب) در محل اتصال یال‌های بالایی و پایینی خرپا، ستون‌های این سیستم باید در مقابل حرکت جانبی مهار شوند. مقاومت موردنیاز این مهار باید برابر مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$P_r = 0.02 R_y P_{nc} / \alpha_s \qquad (۲-۴-۳-۳-۱۰)$$

در رابطهٔ فوق، P_{nc} مقاومت فشاری اسمی یال خرپا در دو انتها است.

ت) در تأمین حداقل سختی موردنیاز مهار جانبی خرپاها، مقاومت موردنیاز خرپا باید برابر مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$P_r = R_y P_{nc} / \alpha_s \qquad (۳-۴-۳-۳-۱۰)$$

۱۰-۳-۳-۴-۶ مقاومت برشی موجود بخش ویژهٔ خرپا

مقاومت برشی موجود بخش ویژهٔ خرپا برابر ϕV_n در روش LRFD و برابر V_n/Ω در روش ASD است که در آن ϕ برابر 0.90 و Ω برابر 1.67 بوده و V_n مقاومت برش قائم اسمی بخش ویژهٔ خرپا است که باید برابر مجموع مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقاومت برشی اسمی یال‌های خرپا براساس ظرفیت خمشی آن‌ها که می‌توان مقدار آن را برابر $4M_{nc}/L_s$ در نظر گرفت.

ب) مقاومت برشی اسمی متناظر با مقاومت کششی اسمی و 0.3 مقاومت فشاری اسمی اعضای قطری (در صورت وجود) که مقدار آن را می‌توان برابر $(P_{nt}+0.3P_{nc})\sin\alpha$ در نظر گرفت.

تبصره: در بخش ویژهٔ خرپا، مقاومت برشی موردنیاز یال‌های بالا و پایین نباید از 25% مقاومت برشی موردنیاز این بخش کمتر در نظر گرفته شود. همچنین در بخش ویژهٔ خرپا، مقاومت کششی موجود اعضای قطری که برابر $\phi_t P_n$ در روش LRFD و P_n/Ω_t در روش ASD بوده و در آن ϕ_t برابر 0.90، Ω_t برابر 1.67 و P_n برابر $F_y A_g$ است، نباید کمتر از 2.2 برابر مقاومت کششی موردنیاز این اعضا تحت اثر ترکیبات بارگذاری متعارف باشد.

۱۰-۳-۳-۴-۷ مقاومت برشی مورد انتظار بخش ویژهٔ خرپا

مقاومت برشی مورد انتظار قائم بخش ویژهٔ خرپا در وسط آن از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{ne} = \left[\frac{3.6 R_y M_{nc}}{L_s} + 0.036 EI \frac{L}{L_s^3} + R_y (P_{nt} + 0.3 P_{nc}) sin\alpha\right] / \alpha_s \qquad (۴-۴-۳-۳-۱۰)$$

در رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۴-۴:

E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد

I= ممان اینرسی مقطع یال در بخش ویژهٔ خرپا

L= طول دهانهٔ خرپا

L_s= طول بخش ویژهٔ خرپا

M_{nc}= مقاومت خمشی اسمی مقطع یال در بخش ویژهٔ خرپا

P_{nc}= مقاومت فشاری اسمی مقطع عضو قطری در بخش ویژهٔ خرپا

P_{nt}= مقاومت کششی اسمی مقطع عضو قطری در بخش ویژهٔ خرپا

α= زاویهٔ عضو قطری با افق در بخش ویژهٔ خرپا

R_y= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

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

۱۰-۳-۳-۴-۸ اتصال اعضای قطری در بخش ویژهٔ خرپا

در بخش ویژهٔ خرپا، مقاومت موردنیاز اتصالات انتهایی اعضای قطری نباید از $R_y F_y A_g/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۳-۴-۹ وصلهٔ ستون‌ها

در قاب‌های خمشی خرپایی ویژه، وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. در این نوع قاب‌های خمشی، الزامات تکمیلی وصلهٔ ستون‌ها باید مشابه این الزامات در قاب‌های خمشی ویژه در نظر گرفته شود.

inbr.ir

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

در این نوع سیستم که متشکل از ستون‌های کنسولی با رفتار طره‌ای است، انتظار می‌رود در برابر نیروی جانبی زلزله تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی در اثر خمش در پای ستون‌ها ایجاد شود. در طراحی اعضا و اتصالات این نوع سیستم، علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲، الزامات تکمیلی این بخش نیز باید رعایت شود.

۱۰-۳-۳-۵-۱ الزامات تحلیل

در تحلیل این نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست.

۱۰-۳-۳-۵-۲ محدودیت ستون‌ها

ستون‌های این سیستم سازه‌ای باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) اجزای مقاطع ستون‌ها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۱ باشند.

ب) در پای ستون در طولی به اندازهٔ دو برابر بزرگ‌ترین بعد مقطع، ایجاد هرگونه تغییر در ابعاد و ضخامت اجزای مقطع مجاز نیست. این طول از ستون به‌عنوان ناحیهٔ حفاظت‌شده محسوب می‌گردد و ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱۷ باید در آن رعایت شود.

۱۰-۳-۳-۵-۳ مقاومت ستون‌ها

در این نوع سیستم باربر جانبی، کلیهٔ ستون‌ها باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

الف) مقطع ستون علاوه بر ترکیبات بارگذاری متعارف، باید برای ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته نیز طراحی شود.

ب) در ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته، نسبت مقاومت محوری موردنیاز ستون (P_r) به مقاومت تسلیم محوری موجود ستون (P_{yc}) نباید از 0.15 بیشتر باشد که در آن:

P_r = مقاومت محوری موردنیاز ستون متناسب با روش طراحی موردنظر

P_{yc} = مقاومت تسلیم محوری موجود ستون مطابق رابطهٔ $P_{yc}=A_g F_y/\alpha_S$

A_g = سطح مقطع ستون

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

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

۱۰-۳-۳-۵-۴ مهار جانبی ستون‌ها

در ارتباط با مهار جانبی ستون‌ها، الزامات زیر باید تأمین شوند:

الف) کلیهٔ ستون‌ها باید در انتها و در صورت لزوم در طول خود دارای مهار جانبی باشند به‌طوری‌که این مهارهای جانبی بتوانند از تغییرمکان جانبی هر دو بال ستون یا از پیچش کل مقطع به نحو مؤثری جلوگیری نمایند تا از این طریق در تعیین مقاومت خمشی اسمی ستون (M_n)، حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی تعیین‌کننده نباشد.

ب) مهارهای جانبی ستون‌ها باید مطابق بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ الزامات مهارهای جانبی در قاب‌های خمشی متوسط را تامین نمایند.

پ) در ستون‌های با مقطع H شکل دارای دو محور تقارن، فاصلهٔ مهارهای جانبی نباید از مقدار زیر بیشتر باشد:

$$L_{bc} = \left[0.12 - 0.076\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\frac{r_y E}{R_y F_y} \qquad (۱۰-۳-۳-۵-۱)$$

که در آن:

M_1 = لنگر در محل مهار جانبی

M_2 = لنگر در تکیه‌گاه

r_y = شعاع ژیراسیون مقطع ستون حول محور ضعیف

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

تبصره ۱: در رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۵-۱ نسبت M_1/M_2 باید برای انحنای ساده مثبت و برای انحنای مضاعف منفی در نظر گرفته شود.

تبصره ۲: درصورتی‌که خمش حول محور ضعیف ستون باشد، در طول و انتهای ستون تعبیهٔ مهار جانبی الزامی نیست.

inor.ir

تبصره ۳: در ستون‌های با مقاطع H شکل، درصورتی‌که طول ستون کوچک‌تر یا مساوی نصف مقدار به‌دست‌آمده از رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۵-۱ باشد، در انتهای ستون تعبیهٔ مهار جانبی الزامی نیست.

ت) در ستون‌های قوطی شکل نوردشده (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق، فاصلهٔ مهارهای جانبی نباید از مقدار زیر بیشتر باشد:

$$L_{bc} = \left[0.17 - 0.1\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\frac{r_y E}{R_y F_y} \geq 0.1\frac{r_y E}{R_y F_y} \qquad (۱۰-۳-۳-۵-۲)$$

که در آن:

L_{bc} = فاصلهٔ مهارهای جانبی

M_1 = لنگر در محل مهار جانبی

M_2 = لنگر در تکیه‌گاه

r_y = شعاع ژیراسیون مقطع ستون حول محور ضعیف

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

E = مدول الاستیسیتهٔ فولاد

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

تبصرهٔ ۱: در رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۵-۲، نسبت M_1/M_2 باید برای انحنای ساده مثبت و برای انحنای مضاعف منفی در نظر گرفته شود.

تبصرهٔ ۲: در مقاطع قوطی شکل نوردشده (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق، درصورتی‌که مقطع به‌صورت مربع شکل باشد، در طول و انتهای ستون، تعبیهٔ مهار جانبی الزامی نیست.

تبصرهٔ ۳: در مقاطع دایره‌ای‌شکل، در طول و انتهای ستون، تعبیهٔ مهار جانبی الزامی نیست.

تبصرهٔ ۴: در مقاطع قوطی شکل نوردشده (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق، درصورتی‌که طول ستون کوچک‌تر یا مساوی نصف مقدار به‌دست‌آمده از رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۵-۲ باشد، در انتهای ستون، تعبیهٔ مهار جانبی الزامی نیست.

inbr.ir

۱۰-۳-۳-۵-۵ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در این نوع سیستم سازه‌ای، جوش‌های زیر، بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و در مورد آن‌ها باید ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب رعایت شوند:

الف) جوش‌های شیاری در محل وصلهٔ ستون‌ها

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون

۱۰-۳-۳-۵-۶ کف‌ستون‌ها

در این نوع سیستم سازه‌ای کف‌ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۴ را تأمین نماید. همچنین در تکیه‌گاه ستون‌ها، کلیهٔ عناصر مقاوم در مقابل واژگونی (از قبیل کف‌ستون، شالوده، پداستال و ...) باید در برابر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته طراحی و جزئیات‌بندی شوند.

۱۰-۳-۳-۵-۷ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. اگر وصلهٔ ستون‌ها غیرمستقیم باشد، باید الزامات زیر نیز تأمین شوند:

الف) مقاومت‌های موجود وصله نباید از مقاومت‌های موردنیاز ستون تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته کمتر باشد.

ب) مقاومت محوری موجود هر جزء وصله نباید از $R_y F_y b_i t_i / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

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

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

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

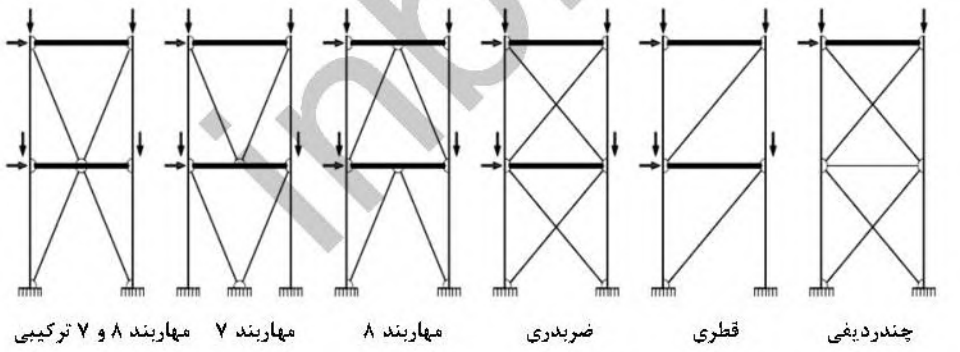
inbr.ir

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

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

۱۰-۳-۴-۱-۱ الزامات عمومی

قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی (OCBF) به قاب‌هایی گفته می‌شوند که از آن‌ها انتظار تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی، بدون کاهش قابل‌ملاحظه در مقاومت اعضا و اتصالات آن‌ها، تحت اثر زلزلهٔ طرح می‌رود. پیکربندی مهاربندهای مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندهای قطری، ضربدری، مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه می‌شوند. همچنین تعبیهٔ سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری،۷ یا ۸ و چند ردیفی) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کوچک‌تر نباشد. در شکل ۱۰-۳-۴-۱-۱ چند نمونه از پیکربندی این نوع مهاربندها نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۳-۴-۱-۱: چند نمونهٔ مجاز از پیکربندی مهاربندهای همگرا

۱۰-۳-۴-۱-۲ مبانی طراحی

در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های دارای دهانه‌های مهاربندی علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات لرزه‌ای این بخش نیز رعایت شود. در این‌گونه قاب‌های مهاربندی‌شده، خروج‌ازمرکزیت کمتر از عمق تیر مجاز است مشروط بر اینکه

در طراحی اعضا لنگرهای ناشی از خروج‌ازمرکزیت، براساس ترکیبات بارگذاری زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) در نظر گرفته شوند.

تبصره: در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی، طراحی مهاربندهای قطری و ضربدری به‌صورت کششی تنها مجاز است.

۱۰-۳-۴-۱-۳ الزامات تحلیل

در تحلیل این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده (به‌غیراز تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و تیرهای تراز طبقات و ستون‌های دهانه‌های مهاربندی در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ چند ردیفی) رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست.

۱۰-۳-۴-۱-۴ الزامات سیستم

۱۰-۳-۴-۱-۴-۱ مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸

قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی با مهاربندهای از نوع ۷ یا ۸ باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید در حدفاصل بین دو ستون پیوسته باشند.

ب) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده و اتصالات آن‌ها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیبات بارگذاری ثقلی بدون حضور مهاربندها باشند.

پ) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده و اتصالات آن‌ها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشند. برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری ناشی از زلزله، مقاومت‌های موردنیاز تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار در حضور زلزله) که با آثار لرزه‌ای (با ضرایب بار مربوطه) ترکیب می‌شوند، تعیین شوند. آثار لرزه‌ای، در مهاربند کششی باید برابر کمترین دو مقدار $R_y F_y A_g / \alpha_s$ و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) و در مهاربند فشاری برابر $0.3 P_n / \alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن، P_n مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

ت) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی- پیچشی باشند. برای این منظور در محل اتصال مهاربندها به تیر تعبیهٔ مهار جانبی الزامی است، مگر آنکه تیر دارای مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای تأمین پایداری در بین دو انتهای مهارشده، باشد.

۱۰-۳-۴-۱-۴-۲ مهاربندهای به شکل K

در این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده استفاده از مهاربندهای به شکل K مجاز نیست.

۱۰-۳-۴-۱-۴-۳ مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه (MT-OCBF)

در شکل ۱۰-۳-۴-۱-۲ چند نمونهٔ متداول از قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای چند ردیفی در یک یا چند طبقه نشان داده شده است. قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی با مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) در هر یک از ردیف‌های مهاربندی، مهاربندها باید به‌صورت یک جفت کششی- فشاری (قرینه نسبت به محور مرکزی مجموعهٔ مهاربندها) مورد استفاده قرار گیرند.

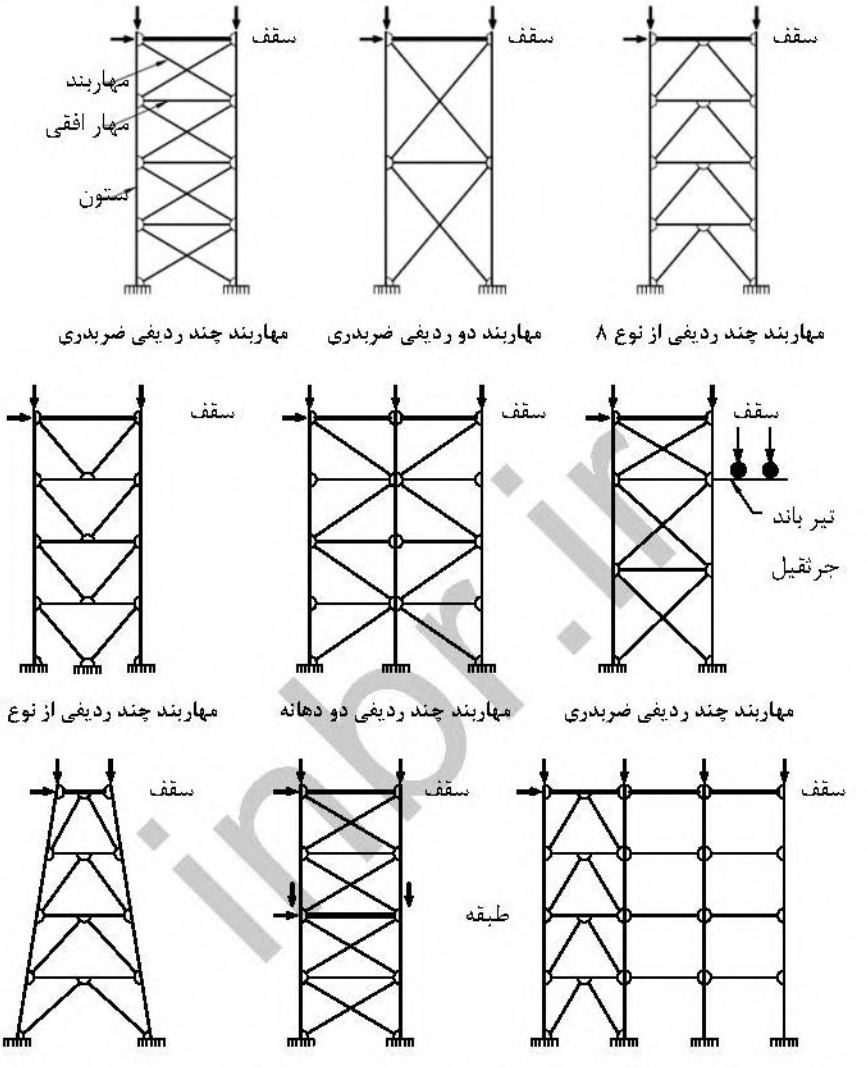
ب) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی باید عضو افقی (مهار افقی) وجود داشته باشد.

پ) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی، ستون‌ها باید در برابر پیچش مهار شوند.

ت) مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس کوچک‌ترین مقدار از بین ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدیدیافته ($1.5\Omega_0 E$) و $R_y F_y A_g / \alpha_s$ تعیین شود. مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است

ث) مقاومت محوری موردنیاز اعضای افقی در تراز ردیف‌ها باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدیدیافته ($1.5\Omega_0 E$) تعیین شود. در مهاربندهای ضربدری و با رفتار کششی- فشاری این نیروها باید در غیاب مهاربندهای فشاری در نظر گرفته شوند.

ج) مقاومت محوری موردنیاز ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدیدیافته ($1.5\Omega_0 E$) تعیین شود.



مهاربند چند ردیفی از نوع ۸ | مهاربند دو ردیفی ضربدری | مهاربند چند ردیفی ضربدری

مهاربند چند ردیفی ضربدری | مهاربند چند ردیفی دو دهانه | مهاربند چند ردیفی از نوع ۷

مهاربند چند ردیفی همراه با ستون‌های ثقلی | مهاربند چند ردیفی دو طبقه | مهاربند چند ردیفی هرمی

شکل ۱۰-۳-۴-۱-۲: چند نمونهٔ متداول از پیکربندی مهاربندهای چند ردیفی در یک یا چند طبقه

چ) در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری در طراحی ستون‌هایی که تحت اثر بار محوری فشاری قرار دارند، باید آثار مرتبه دوم و نیز آثار ناشی از نواقص هندسی اولیه لحاظ شود. برای این منظور به‌عنوان یک حداقل باید در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی در امتداد عمود بر صفحهٔ مهاربندی یک

بار جانبی فرضی به میزان 0.006 برابر مؤلفهٔ قائم نیروی فشاری مهاربند در گره موردنظر اعمال شود.

ح) درصورتی‌که مهاربندها به‌صورت ۷ یا ۸ نباشند و به‌صورت کششی تنها طراحی شده باشند، آنگاه در صورت تأمین شرایط زیر، رعایت الزامات بندهای (ت)، (ث) و (ج) در فوق الزامی نخواهد بود:

۱- نسبت لاغری اعضای مهاربندی بزرگ‌تر یا مساوی 200 باشد.

۲- ستون‌های دهانه‌های مهاربندی‌شده براساس ترکیبات بارگذاری ثقلی و اثر نیروی زلزله برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ در مهاربندهای کششی طراحی شده باشند.

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد مهاربند

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد مهاربند

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربند

α_s = برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD

تبصره: در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی، نیروی جانبی نامتعادل نباید کمتر از 5% بزرگ‌ترین مؤلفهٔ افقی مهاربندهای بالا و پایین این ترازها در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۴-۱-۵ الزامات اعضا

۱۰-۳-۴-۱-۵-۱ الزامات عمومی

مقاطع اعضای مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

تبصره: در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی و با رفتار کششی تنها و با نسبت لاغری بزرگ‌تر از 200 هیچ‌گونه محدودیتی برای نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقاطع مهاربندی وجود ندارد.

۱۰-۳-۴-۱-۵-۲ محدودیت نسبت لاغری اعضای مهاربندی

مقدار نسبت لاغری (KL/r) مهاربندهای از نوع ۷ یا ۸ نباید از $4\sqrt{E/F_y}$ بزرگ‌تر باشد.

۱۰-۳-۴-۱-۵-۳ تیرها و اتصالات آن‌ها به ستون‌ها

مقاومت‌های موردنیاز تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی‌شده و اتصالات آن‌ها به ستون باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) تعیین شوند.

۱۰-۳-۴-۱-۶ اتصالات اعضای مهاربندی

اتصالات اعضا در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای معمولی باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) در مهاربندهای چند ردیفی مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدیدیافته ($1.5\Omega_0 E$) تعیین شود.

ب) در سایر مهاربندها، مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) تعیین شود. در این‌گونه مهاربندها مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی لازم نیست از مقادیر زیر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود:

۱- $R_y F_y A_g / \alpha_s$ در مهاربندهای کششی، که در آن مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- کمترین مقدار از بین $R_y F_y A_g / \alpha_s$ و $1.1 F_{cre} A_g / \alpha_s$ در مهاربندهای فشاری، که در آن مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD بوده و F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش، مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ است با این شرط که در آن به‌جای F_y از $R_y F_y$ استفاده می‌شود.

۳- در صورت استفاده از سوراخ‌های بزرگ‌شده، برابر با نیروی محوری حاصل از ترکیبات بارگذاری متعارف

۱۰-۳-۴-۱-۷ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. درصورتی‌که وصله ستون‌ها از نوع مستقیم باشند، در این صورت جوش وصله‌ها باید از نوع شیاری با نفوذ کامل باشد. مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم باید حداقل برابر $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها باید حداقل برابر $\left(\sum M_p/\alpha_s\right)/H_c$ باشد، که در آن:

$M_{p\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_p$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

α_s = برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $F_y b_i t_i / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

inbr.ir

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

۱۰-۳-۴-۲-۱ الزامات عمومی

قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه (SCBF) به قاب‌هایی گفته می‌شوند که در آن‌ها از مهاربندها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزلهٔ طرح تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای تحمل کنند و در آن‌ها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرا ارتجاعی موردنظر ممکن است به مرحلهٔ بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. ازاین‌رو پیکربندی و طراحی مهاربندها و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهدهٔ این تغییرشکل‌ها برآیند. پیکربندی مهاربندهای مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندهای قطری، ضربدری، مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه می‌باشند. همچنین تعبیهٔ سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ یا ۸) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

۱۰-۳-۴-۲-۲ مبانی طراحی

در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات لرزه‌ای این بخش نیز رعایت شود. در این‌گونه مهاربندها خروج‌ازمرکزیت کمتر از عمق تیر مجاز است مشروط بر اینکه برآیند نیروهای اعضا و اتصالات در طراحی لحاظ شوند و منبع مورد انتظار ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک تغییر نکند.

۱۰-۳-۴-۲-۳ الزامات تحلیل

در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه مقاومت‌های موردنیاز تیرها، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها باید براساس نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های موردنیاز نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچک‌تر در نظر گرفته شوند:

الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g/\alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ است.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $0.3\times1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ است.

که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی

F_{cre} = تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن به‌جای F_y از R_yF_y استفاده شده باشد.

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

تبصره ۱: برای انجام تحلیل‌های فوق می‌توان ابتدا حرکت جانبی قاب را مقید نمود. سپس اعضای مهاربندی را از مدل تحلیلی حذف نموده و در اتصال دو انتهای آن‌ها مطابق بندهای (الف) و (ب) فوق، نیروی نظیر آن‌ها به مدل تحلیلی اعمال کرد و پس‌ازآن در حضور بارهای ثقلی با ضرایب بار مربوطه، سازه مورد تحلیل و طراحی قرار گیرد.

تبصره ۲: در مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه این تحلیل باید دربرگیرنده تسلیم و کمانش مهاربندها به‌صورت پیش‌رونده از ردیف‌های ضعیف به قوی باشد.

۱۰-۳-۴-۲-۴ الزامات سیستم

۱۰-۳-۴-۲-۴-۱ توزیع نیروی جانبی

در هر طبقه و در امتداد هر محور، مهاربندها باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر راستای بارگذاری حداقل 30 درصد و حداکثر 70 درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آن‌که مهاربندهای فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای ترکیبات بار شامل زلزلهٔ تشدیدیافته نشان می‌دهد، باشند. منظور از محور مهاربندی در این بند، یک یا چند محور مهاربندی‌شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از 10 درصد بُعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

در مواقعی که در یک محور مهاربندی، مهاربندهای قطری در یک دهانه نباشند، مقاومت‌های موردنیاز دیافراگم، جمع‌کننده‌ها و اجزای تشکیل‌دهندهٔ سیستم کف باید طوری در نظر گرفته شوند

که مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۲-۳ نیروهای ناشی از رفتار فرا کمانشی مهاربندها بتوانند بین دهانه‌های مهاربندی‌شده منتقل شوند. مقاومت‌های موردنیاز جمع‌کننده لازم نیست از مقاومت موردنیاز به‌دست‌آمده از تحلیل شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) که در آن کلیهٔ مهاربندهای فشاری از مدل حذف شده‌اند، بزرگ‌تر در نظر گرفته شود. همچنین مقاومت موردنیاز جمع‌کننده‌ها نباید از مقدار به‌دست‌آمده از ترکیبات بارگذاری متعارف کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۴-۲-۴-۲ مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸

قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه با مهاربندهای از نوع ۷ یا ۸ باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی‌شده باید در حدفاصل بین دو ستون پیوسته باشند.

ب) مقاطع تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی‌شده باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

پ) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی باشند. برای این منظور در محل اتصال مهاربندها به تیر تعبیهٔ مهار جانبی الزامی است، مگر آنکه تیر دارای مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای تأمین پایداری در بین دو انتهای مهارشده باشد.

۱۰-۳-۴-۲-۴-۳ مهاربندهای به شکل K

در این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده استفاده از مهاربندهای به شکل K مجاز نیست.

۱۰-۳-۴-۲-۴-۴ مهاربندهای داری رفتار کششی تنها

در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه طراحی مهاربندی‌ها به‌صورت کششی تنها مجاز نیست.

۱۰-۳-۴-۲-۴-۵ مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه (MT-SCBF)

قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه با مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) در هر یک از ردیف‌های مهاربندی، مهاربندها باید به‌صورت یک جفت کششی- فشاری (قرینه نسبت به محور مرکزی دهانه مهاربندی) مورد استفاده قرار گیرند.

ب) اعضای افقی واقع در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی باید عضو افقی وجود داشته باشد.

۲- اعضای افقی که توسط مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ قطع می‌شوند، باید الزامات بخش ۱۰-۳-۴-۲-۴-۲ را تأمین نمایند. درصورتی‌که کمانش مهاربندها در خارج از صفحه قاب باشد، در بررسی لزوم یا عدم لزوم به تأمین مهارهای جانبی در طول عضو افقی، لنگرهای پیچشی ناشی از کمانش مهاربند باید در نظر گرفته شود. مقدار لنگر پیچشی ناشی از کمانش مهاربند از طریق رابطهٔ $1.1R_yM_p/\alpha_s$ تعیین می‌شود که در آن M_p برابر لنگر پلاستیک مقطع عضو مهاربندی و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است، ولی لازم نیست از مقاومت خمشی موجود اتصال عضو مهاربندی بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

پ) ستون‌های واقع در دهانه‌های مهاربندی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی، ستون‌ها باید در برابر پیچش مهار شوند.

۲- ستون‌ها باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر نیروهای ناشی از کمانش مهاربندها باشند. برای تعیین این نیروها، لنگر خمشی عضو مهاربندی باید برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع عضو مهاربندی نسبت به محور کمانش و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است، در نظر گرفته شود؛ ولی لازم نیست از مقاومت خمشی موجود اتصال عضو مهاربندی نسبت به محور کمانش عضو مهاربندی بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

۳- در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری در طراحی ستون‌هایی که تحت اثر بار محوری فشاری قرار دارند، باید آثار مرتبه دوم و نیز آثار ناشی از نواقص هندسی اولیه لحاظ شود. برای این منظور به‌عنوان یک حداقل باید در تراز هریک از ردیف‌های مهاربندی و در خارج از صفحهٔ مهاربندی یک بارجانبی فرضی به میزان 0.006 برابر مؤلفهٔ قائم نیروی فشاری مهاربند در گره موردنظر اعمال شود. در کلیهٔ حالت‌ها مقدار ضریب B_1 (ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر P-δ) لازم نیست از 2 بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

ت) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی مقدار تغییرمکان جانبی نسبی ضمن رعایت الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، نباید از 2% ارتفاع ردیف مهاربندی بیشتر باشد.

inor.ir

۱۰-۳-۴-۲-۵ الزامات اعضا

۱۰-۳-۴-۲-۵-۱ الزامات عمومی

مقاطع ستون‌ها، تیرها و اعضای مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. همچنین در مهاربندهای چندردیفی در یک طبقه، مقاطع تیرهای واقع در تراز ردیف‌های مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

۱۰-۳-۴-۲-۵-۲ اعضای مهاربندی

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه، اعضای مهاربندی باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) مقدار نسبت لاغری (KL/r) عضو مهاربندی نباید از 200 بزرگ‌تر باشد.

ب) در مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، در طول عضو مهاربندی فاصلهٔ اتصال‌دهنده‌ها (بست‌ها یا لقمه‌ها) باید طوری باشد که نسبت لاغری حداقل (a/r_i) اجزای تشکیل‌دهنده مقطع مهاربندی از 0.4 نسبت لاغری تعیین‌کنندهٔ عضو ساخته‌شده بیشتر نباشد. که در آن:

a = فاصله مرکز تامرکز اتصال‌دهنده‌ها (بست‌ها یا لقمه‌ها)

r_i = شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخ‌های تشکیل‌دهنده مقطع عضو مهاربندی

مجموع مقاومت‌های برشی موجود اتصال‌دهنده‌ها در طول عضو باید مساوی یا بزرگ‌تر از مقاومت کششی موجود هر یک از نیمرخ‌ها باشد. در این محاسبه در مهاربندهای ۷ یا ۸ و قطری طول عضو مهاربندی برابر طول کل مهاربند و در مهاربندهای ضربدری برابر نصف طول کل مهاربندی در نظر گرفته می‌شود. فاصلهٔ اتصال‌دهنده‌ها باید یکنواخت بوده و تعداد آن‌ها در طول عضو مهاربندی حداقل دو عدد باشد. اتصال‌دهنده‌ها نباید در داخل یک‌چهارم طول خالص عضو مهاربندی که در وسط مهاربند قرار می‌گیرد، باشد. اگر کمانش عضو مهاربندی طوری باشد که موجب ایجاد برش در اتصال‌دهنده‌ها نشود، در این صورت در طراحی اتصال‌دهنده‌ها می‌توان این الزامات را نادیده گرفت.

پ) مقدار سطح مقطع خالص مؤثر عضو مهاربندی نباید از سطح مقطع کلی آن کمتر باشد. در مواقعی که در عضو مهاربندی از قطعات تقویتی (ورق یا نیمرخ) استفاده می‌شود، الزامات زیر باید تأمین شوند:

۱- تنش تسلیم قطعات تقویتی باید حداقل برابر تنش تسلیم عضو مهاربندی باشد.

۲- اتصالات قطعات تقویتی به عضو مهاربندی باید دارای مقاومت موجود کافی برای توسعهٔ مقاومت مورد انتظار قطعات تقویتی در هر طرف مقطع کاهش‌یافته باشد.

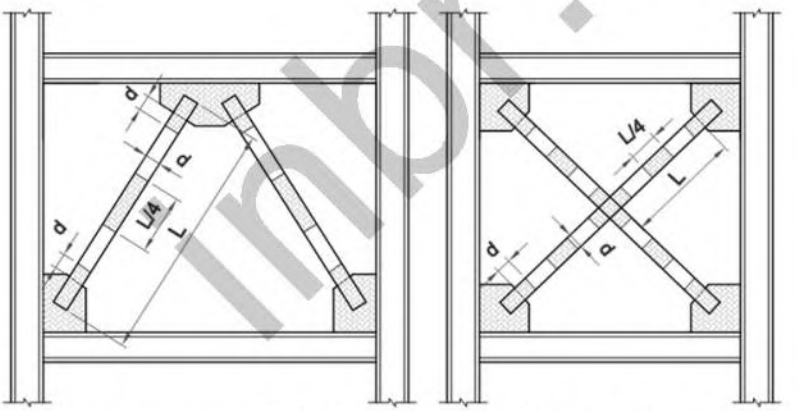
۱۰-۳-۴-۲-۵-۳ نواحی حفاظت‌شده

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

الف) برای مهاربندها یک‌چهارم طول در قسمت میانی عضو و در دو انتها فاصله‌ای به طول عمق مقطع عضو در صفحهٔ کمانش از بر اتصال عضو مهاربندی به سمت داخل عضو

ب) اجزای اتصال مهاربندها به تیرها و ستون‌ها

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



شکل ۱۰-۳-۴-۲-۱: نواحی حفاظت‌شده در مهاربندهای همگرای ویژه

۱۰-۳-۴-۲-۶ اتصالات

۱۰-۳-۴-۲-۶-۱ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای ویژه جوش‌های زیر به‌عنوان جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را برآورده نمایند:

الف) جوش شیاری در وصله ستون‌ها

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون.

استثناء: درصورتی‌که آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های اتصال تیر به ستون مطابق با شرایط الزامات بند ۱۰-۳-۴-۲-۶-۲-پ

۱۰-۳-۴-۲-۶-۲ اتصال تیر به ستون

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

الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲-الف به‌صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد به‌نحوی‌که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد. در شکل ۱۰-۳-۴-۲-۲ چند نمونه از پیکربندی‌های متداول اتصال مفصلی تیر به ستون که این الزام قابلیت دوران را تأمین می‌نمایند، نشان داده شده است

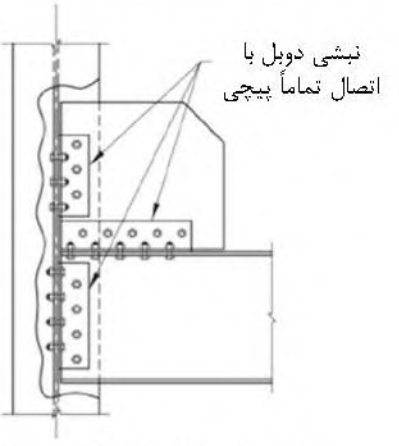
ب) پیکربندی اتصال به‌صورت یک اتصال گیردار باشد و مقاومت خمشی موردنیاز اتصال که باید همراه با مقاومت‌های موردنیاز اتصال مهاربندها در نظر گرفته شود، حداقل برابر کوچک‌ترین دو مقدار زیر باشد:

۱- حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار تیر برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

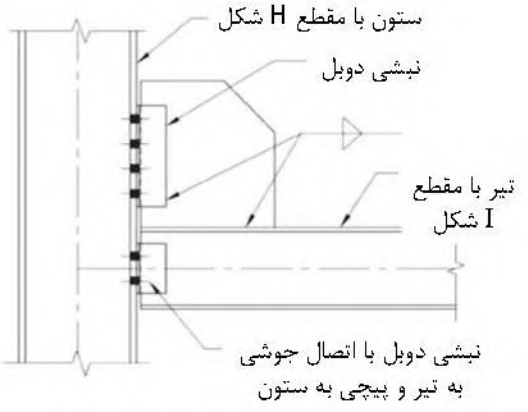
۲- مجموع حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون‌های بالا و پایین اتصال برابر $1.1(\sum R_yF_yZ)/\alpha_s$ که در آن Z برابر اساس مقطع پلاستیک مقطع ستون، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون و F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون است.

پ) اتصال تیر به ستون به‌صورت یک اتصال صلب خمشی مطابق الزامات اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی معمولی طراحی شود.

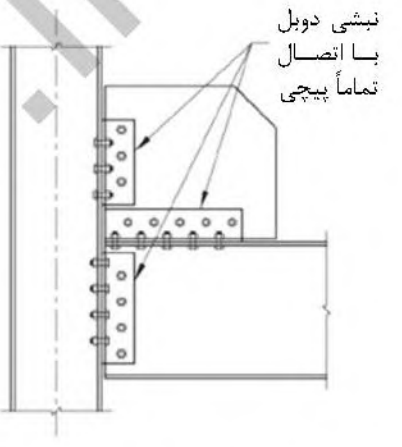
inbr.ir



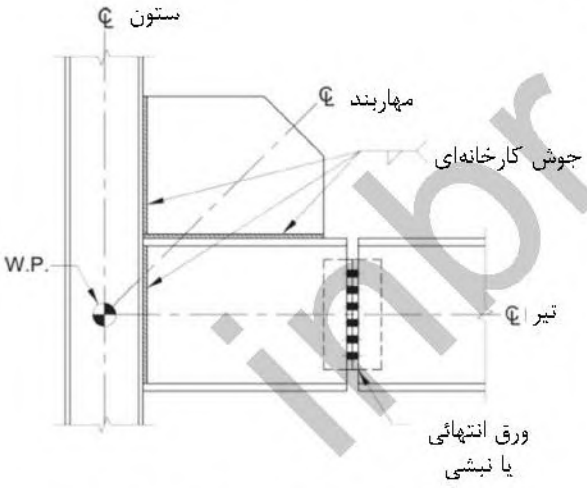
الف) اتصال مفصلی تماماً پیچی به جان ستون



ب) اتصال مفصلی جوشی-پیچی به بال ستون



پ) اتصال مفصلی تماماً پیچی به بال ستون



ت) اتصال مفصلی در فاصله دورتر از اتصال تیر به ستون

شکل ۱۰-۳-۴-۲-۲: پیکربندی‌های قابل‌قبول اتصال مفصلی تیر به ستون در قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای همگرای ویژه

۱۰-۳-۴-۲-۶-۳ اتصال اعضای مهاربندی

مقاومت‌های موردنیاز کششی، فشاری و خمشی اتصال اعضای مهاربندی که باید به‌طور مجزا در نظر گرفته شوند، به شرح زیر هستند:

ibr.ir

الف) مقاومت کششی موردنیاز

مقاومت کششی موردنیاز اتصالات اعضای مهاربندی باید حداقل برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ در نظر گرفته شود، که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی

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

تبصره: در اتصالات پیچی مطابق الزامات عمومی در صورت استفاده از سوراخ‌های بزرگ‌شده در یک لایه از اجزا، اتصال باید از نوع لغزش بحرانی باشد و مقاومت موردنیاز نظیر حالت حدی لغزش بحرانی لازم نیست از مقاومت موردنیاز به‌دست‌آمده از ترکیبات مختلف بارگذاری شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته (Ω_0E) بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

ب) مقاومت فشاری موردنیاز

مقاومت فشاری موردنیاز اتصالات اعضای مهاربندی باید حداقل برابر کوچک‌ترین مقدار از بین $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و $1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

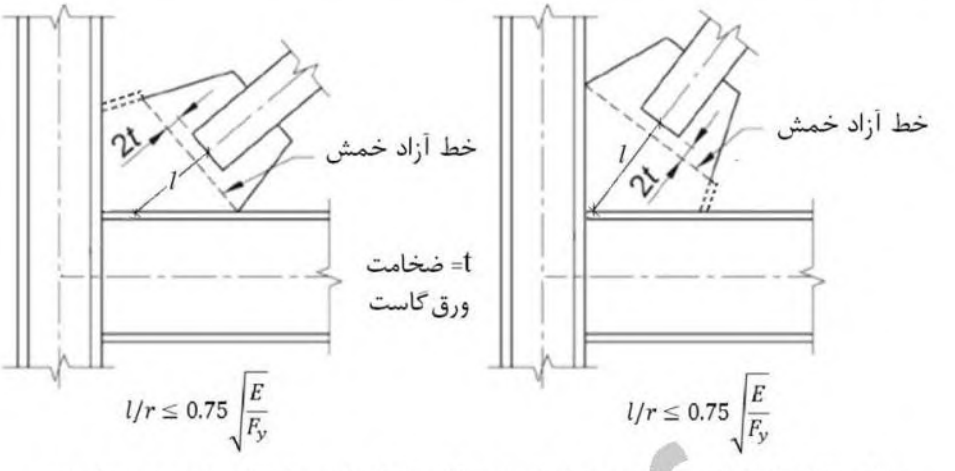
F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی

A_g = سطح مقطع کلی عضو مهاربندی

F_{cre} = تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن به‌جای F_y از R_yF_y استفاده شده باشد.

پ) مقاومت خمشی موردنیاز

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



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

ت) ورق اتصال مهاربندی

برای کمانش خارج از صفحهٔ اعضای مهاربندی، جوش‌های متصل به تیر و ستون ورق اتصال باید دارای مقاومت برشی موجود حداقل برابر $0.6R_yF_yt_pL/\alpha_s$ باشند که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق اتصال

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق اتصال

t_p = ضخامت ورق اتصال

L = طول متصل به تیر ورق اتصال برای جوش متصل به تیر و طول متصل به ستون برای جوش متصل به ستون ورق اتصال

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

تبصره: در صورت تأمین فاصله 2t (مطابق شکل ۱۰-۳-۴-۲-۳)، به‌جای استفاده از الزام فوق این جوش‌ها می‌توانند براساس بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از حالت‌های زیر طراحی شوند:

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

۲- نیروهای ایجادشده در لبه‌های ورق اتصال ناشی از 0.3 مقاومت فشاری موردنیاز اتصال عضو مهاربندی در ترکیب با اثر مقاومت خمشی مورد انتظار ورق اتصال نسبت به محور ضعیف آن در محل خط آزاد خمش

inbr.ir

۱۰-۳-۴-۲-۷ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

$M_{p\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_p$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

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

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

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

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

inbr.ir

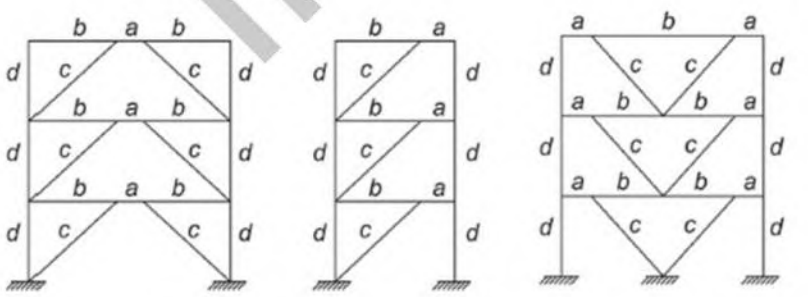
۱۰-۳-۴-۳ الزامات لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا (EBF)

۱۰-۳-۴-۳-۱ الزامات عمومی

قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا (EBF) قاب‌هایی هستند که در آن‌ها در دهانه مهاربندی یک انتهای مهاربندها با فاصلهٔ نسبتاً کمی از یکدیگر روی محور طولی تیر یا با فاصلهٔ نسبتاً کمی از گرهٔ اتصال تیر به ستون، به تیر متصل می‌شوند و موجب تشکیل تیر پیوند که تحت اثر برش و خمش قرار می‌گیرد، می‌شود. به ناحیه‌ای که بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربندی روی تیر تشکیل می‌شود تیر پیوند میانی و به فاصله‌ای که بین نقطهٔ تلاقی محور عضو مهاربندی تا گره اتصال تیر به ستون قرار دارد، تیر پیوند کناری گفته می‌شود. در این نوع قاب‌ها ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک سیستم مهاربندی عمدتاً از طریق تسلیم برشی یا خمشی تیر پیوند تأمین می‌شود.

در این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده تعبیهٔ سوراخ در جان تیرهای پیوند مجاز نیست. همچنین توصیه می‌شود در جان تیر خارج از ناحیهٔ تیر پیوند سوراخی تعبیه نشود. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر خارج از ناحیهٔ تیر پیوند، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود (مقاومت‌های طراحی در LRFD و مقاومت‌های مجاز در ASD) در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

در شکل ۱۰-۳-۴-۳-۱ چند نمونه از قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا و اجزای کلیدی تشکیل‌دهندهٔ آن نشان داده شده است.



a = تیر پیوند و b = تیر خارج از ناحیهٔ تیر پیوند

c = عضو مهاربندی و d = ستون

شکل ۱۰-۳-۴-۳-۱: چند نمونهٔ متداول از قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا

۱۰-۳-۴-۳-۲ مبانی طراحی

در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ باید الزامات لرزه‌ای این بخش نیز رعایت شود. در این‌گونه مهاربندها خروج‌ازمرکزیت کمتر از عمق تیر در اتصال مهاربند به تیر و در خارج از ناحیهٔ تیر پیوند مجاز است، مشروط بر اینکه آثار این خروج از مرکزیت در طراحی اعضا و اتصالات لحاظ شوند و این خروج از مرکزیت منبع مورد انتظار ظرفیت تغییرشکل فرا ارتجاعی سیستم را تغییر ندهد.

۱۰-۳-۴-۳-۳ الزامات تحلیل

در قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا مقاومت موردنیاز اعضای مهاربندی و اتصالات آن‌ها، ستون‌ها و تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند باید براساس نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) که در تیرهای پیوند ایجاد می‌گردد، تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های موردنیاز باید براساس تحلیلی که تحت اثر بارهای ثقلی (با ضرایبی که در حضور نیروی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند) و اثرات لرزه‌ای که موجب ایجاد برشی برابر $1.25R_yV_n/\alpha_s$ در تیرهای پیوند با مقطع I شکل و $1.4R_yV_n/\alpha_s$ در تیرهای پیوند با مقطع قوطی‌شکل و نیروهای نظیر آن‌ها در دو انتهای تیر پیوند می‌شود، با رعایت استثناهای زیر، تعیین شود؛ که در آن V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق ضوابط بخش ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲-ب، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

استثناها:

(۱) در طراحی تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند می‌توان اثرات لرزه‌ای ناشی از نیروی برشی و لنگر خمشی مذکور را با ضریب 0.88 کاهش داد.

(۲) در تحلیل مذکور می‌توان از لنگرهای خمشی ناشی از تغییرمکان جانبی نسبی طبقه صرف‌نظر نمود. درصورتی‌که ستون در فاصلهٔ بین دو انتهای خود تحت اثر نیروی جانبی قرار بگیرد، در تعیین مقاومت‌های موردنیاز مذکور باید آثار لنگر خمشی ناشی از این نیروی جانبی در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۴-۳-۴ الزامات سیستم

۱۰-۳-۴-۳-۴-۱ دوران تیر پیوند

دوران پلاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن (γ_p)، نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد:

الف) 0.08 رادیان برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا کمتر از $1.6M_p/V_p$ باشد.

ب) 0.02 رادیان برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا بزرگ‌تر از $2.6M_p/V_p$ باشد.

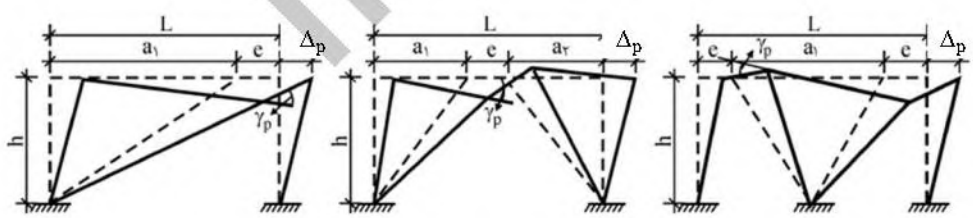
که در آن:

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند

تبصره ۱: در صورتی‌که مقدار طول تیر پیوند بین دو مقدار $1.6M_p/V_p$ و $2.6M_p/V_p$ باشد، برای تعیین مقدار مجاز دوران پلاستیک تیر پیوند می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده نمود.

تبصره ۲: دوران پلاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن (γ_p) باید براساس تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک طبقه (Δ_p) محاسبه شود. به تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طبقه (Δ_M) منهای تغییرمکان جانبی نسبی الاستیک آن، تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک طبقه گفته می‌شود. دوران پلاستیک تیر پیوند می‌تواند براساس روابط مندرج در شکل ۱۰-۳-۴-۳-۴-۲ تعیین شود.



$$\gamma_p = \left(\frac{L}{eh}\right)\Delta_p \qquad \gamma_p = \left(\frac{L}{eh}\right)\Delta_p \qquad \gamma_p = \left(\frac{L}{2eh}\right)\Delta_p$$

شکل ۱۰-۳-۴-۳-۴-۲: دوران پلاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن (γ_p)

۱۰-۳-۴-۳-۴-۲ مهار جانبی تیر پیوند

در دو انتهای تیر پیوند میانی و انتهای منتهی به مهاربند تیر پیوند کناری با مقطع I شکل در بال‌های فوقانی و تحتانی باید مهارهای جانبی تعبیه شود. مهارهای جانبی باید دارای مقاومت موجود و سختی کافی مطابق ضوابطی که در بند ۱۰-۳-۲-۸-۳ برای مکان‌های مورد انتظار مفصل پلاستیک الزام شده است، باشند.

۱۰-۳-۴-۳-۵ الزامات اعضا

۱۰-۳-۴-۳-۵-۱ الزامات عمومی

الف) مقاطع اعضای مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

ب) مقاطع ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

پ) تیر (یا تیرهای) خارج از ناحیهٔ تیر پیوند، اگر دارای مقطع متفاوت با مقطع تیر پیوند باشند، باید دارای مقطع از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

تبصره: اگر تیر خارج از ناحیهٔ پیوند دارای مقطع یکسان با مقطع تیر پیوند باشد، در این صورت مقاومت‌های موجود آن باید برابر مقاومت‌های مورد انتظارش در نظر گرفته شود. به‌عبارت‌دیگر، در تعیین مقاومت‌های موجود تیر خارج از ناحیهٔ پیوند به‌جای F_y می‌توان از R_yF_y استفاده کرد که در آن، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر است.

۱۰-۳-۴-۳-۵-۲ الزامات تیر پیوند

الف) محدودیت‌ها

۱- مقطع تیر پیوند باید از نوع I شکل (نوردشده یا ساخته شده از ورق) یا از نوع قوطی‌شکل ساخته شده از ورق باشد. استفاده از مقاطع قوطی‌شکل نوردشده برای تیر پیوند مجاز نیست.

۲- تیرهای پیوند باید دارای مقطع از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

استثنا: برای تیرهای پیوند دارای مقطع I شکل و با طول $e \leq 1.6M_p/V_p$ بال‌های مقطع می‌توانند از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. همچنین برای تیرهای پیوند دارای مقطع قوطی‌شکل و با طول $e \leq 1.6M_p/V_p$ جان‌های مقطع می‌توانند از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

۳- جان (یا جان‌ها) باید از یک ورق تک بدون هرگونه ورق مضاعف متصل به آن در نظر گرفته شود و در آن نباید هیچ‌گونه بازشویی ایجاد شود.

۴- در تیرهای پیوند ساخته‌شده از ورق، اتصال جان (یا جان‌ها) به بال تیر باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد.

۵- تیرهای پیوند با مقطع قوطی‌شکل ساخته‌شده از ورق باید دارای شرایط $I_y > 0.67I_x$ باشند که در آن I_y ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی در امتداد جان‌های مقطع و I_x ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی عمود بر امتداد جان‌های مقطع است.

ب) مقاومت برشی اسمی تیر پیوند

مقاومت برشی موجود تیر پیوند [مقاومت برشی طراحی ($\phi_v V_n$) در LRFD و مقاومت برشی مجاز (V_n/Ω_v) در ASD] باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی در جان مقطع و تسلیم خمشی در دو انتهای تیر پیوند در مقطع کلی در نظر گرفته شود که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر 0.9، Ω_v ضریب اطمینان برابر 1.67 و V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند است که باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

۱- براساس تسلیم برشی در جان مقطع

$$V_n = V_p \qquad (۱-۳-۴-۳-۱۰)$$

۲- براساس تسلیم خمشی در مقطع کلی

$$V_n = \frac{2M_p}{e} \qquad (۲-۳-۴-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} 0.6F_yA_{hw} & \alpha_sP_r/P_y \le 0.15 \\ 0.6F_yA_{hw}\sqrt{1-(\alpha_sP_r/P_y)^2} & \alpha_sP_r/P_y > 0.15 \end{cases} \qquad (۳-۳-۴-۳-۱۰)$$

$$M_p = \begin{cases} F_yZ & \alpha_sP_r/P_y \le 0.15 \\ F_yZ\left(\frac{1-\alpha_sP_r/P_y}{0.85}\right) & \alpha_sP_r/P_y > 0.15 \end{cases} \qquad (۴-۳-۴-۳-۱۰)$$

P_r = مقاومت محوری موردنیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بارگذاری متعارف. درواقع منظور از P_r همان P_u در طراحی به روش LRFD و P_a در طراحی به روش ASD است.

P_y = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر F_yA_g

A_{hw} = مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل (نوردشده یا ساخته شده از ورق) و برابر $2(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی‌شکل ساخته شده از ورق، که در آن t_f ضخامت بال، t_w ضخامت جان و d عمق کلی مقطع I شکل است.

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند

Z = اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند

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

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

پ) طول تیر پیوند

تیرهای پیوندی که دارای شرط $\alpha_sP_r/P_y > 0.15$ هستند، باید محدودیت زیر را برآورده نمایند:

۱- درصورتی‌که $\rho' \le 0.5$ باشد:

$$e \le \frac{1.6M_p}{V_p} \qquad (۵-۳-۴-۳-۱۰)$$

۲- درصورتی‌که $\rho' > 0.5$ باشد:

$$e \le \frac{1.6M_p}{V_p}(1.15-0.3\rho') \qquad (۶-۳-۴-۳-۱۰)$$

در روابط فوق:

inbr.ir

$$\rho' = \frac{P_r/P_y}{V_r/V_y} \qquad (۷-۳-۴-۳-۱۰)$$

V_p = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۴-۳-۳

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

V_r = مقاومت برشی موردنیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بارگذاری متعارف. درواقع منظور از V_r همان V_u در طراحی به روش LRFD و V_a در طراحی به روش ASD است.

V_y = مقاومت تسلیم برشی تیر پیوند برابر $0.6F_yA_{lw}$

A_{lw} = مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع I شکل (نوردشده یا ساخته‌شده از ورق) و برابر $2(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی‌شکل ساخته‌شده از ورق، که در آن t_f ضخامت بال، t_w ضخامت جان و d عمق کلی مقطع I شکل است.

P_r = مقاومت محوری موردنیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بارگذاری متعارف. درواقع منظور از P_r همان P_u در طراحی به روش LRFD و P_a در طراحی به روش ASD است که براساس یک مدل تحلیلی واقعی به دست می‌آید.

P_y = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر F_yA_g

A_g = سطح مقطع کلی مقطع تیر پیوند

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند

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

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

تبصره: برای تیرهای پیوندی که دارای شرایط $\alpha_s P_r / P_y \leq 0.15$ هستند، هیچ محدودیتی برای طول تیر پیوند وجود ندارد، لیکن به منظور تأمین الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۴-۱ممکن است به تیرهای پیوندی با طول کوتاه تر نیاز باشد.

ت) سخت‌کننده‌های تیر پیوند

تیرهای پیوند باید با سخت‌کننده در محل اتصال انتهای مهاربند به تیر و نیز تعدادی سخت‌کننده میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند. مشخصات این سخت‌کننده‌ها باید براساس ضوابط بندهای زیر در نظر گرفته شوند:

inbr.ir

ت-۱) سخت‌کننده‌های تیرهای پیوند با مقطع I شکل

تیرهای پیوند باید با سخت‌کننده در محل اتصال انتهای مهاربند به تیر تقویت شوند. این سخت‌کننده‌ها باید به‌صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند. پهنای هریک از این سخت‌کننده‌ها نباید از $(\frac{1}{2}b_f - t_w)$ و ضخامت آن‌ها نباید از $0.75t_w$ یا 10 میلی‌متر (هرکدام بزرگ‌تر باشد)، کمتر انتخاب شود که در آن، b_f پهنای بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان مقطع تیر پیوند است.

در شرایط زیر تیر پیوند باید دارای سخت‌کننده‌های میانی نیز باشد:

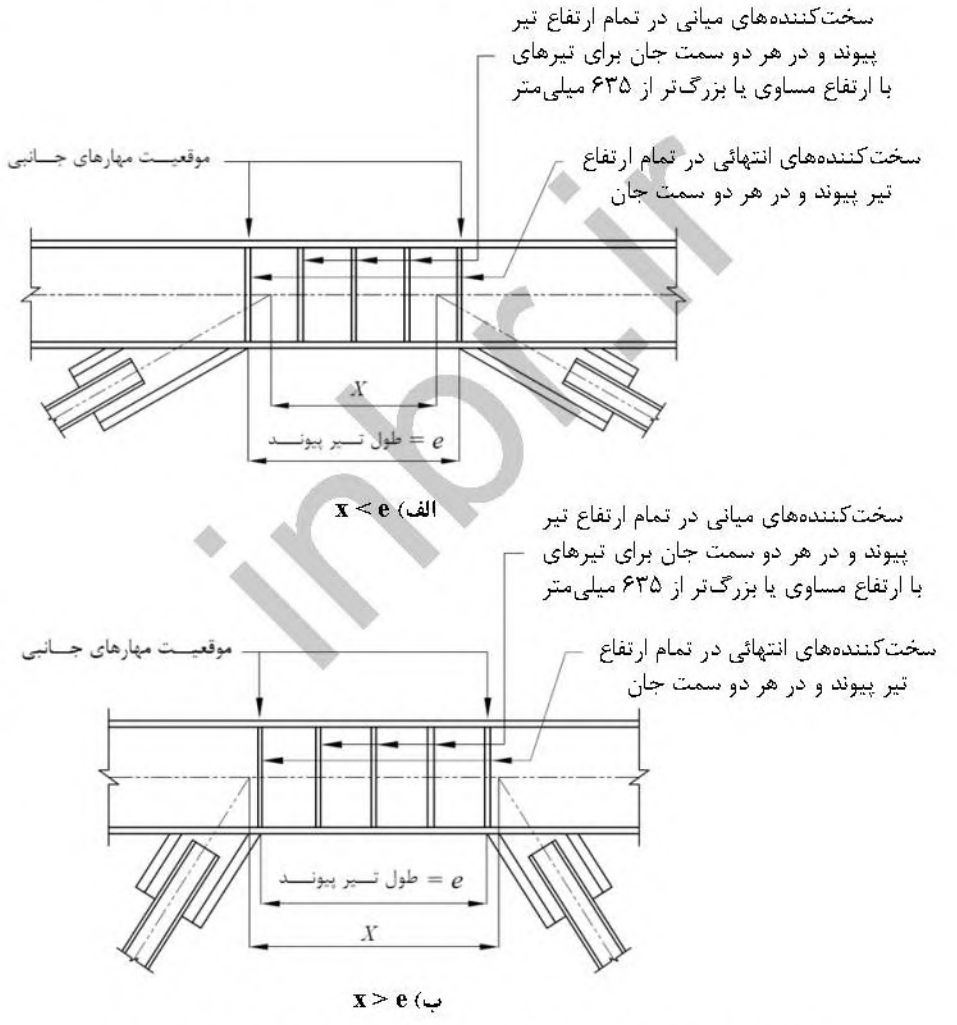
۱- در مواردی که طول تیر پیوند کوچک‌تر یا مساوی $1.6M_p/V_p$ باشد. در این‌گونه موارد فاصلهٔ سخت‌کننده‌های میانی نباید بیشتر از $30t_w-d/5$ برای تیرهای پیوند با زاویهٔ دوران 0.08 رادیان و $52t_w-d/5$ برای تیرهای پیوند با زاویهٔ دوران 0.02 رادیان در نظر گرفته شود. برای تعیین فاصله سخت‌کننده‌های میانی در تیرهای پیوند با زاویهٔ دوران بین دو مقدار 0.02 و 0.08 رادیان می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده نمود.

۲- در مواردی که طول تیر پیوند در محدودهٔ $2.6M_p/V_p \le e \le 5M_p/V_p$ باشد، تعبیهٔ یک سخت‌کننده میانی به فاصله $1.5b_f$ در هر یک از دو انتهای تیر پیوند الزامی است. در مواردی که طول تیر پیوند بزرگ‌تر از $5M_p/V_p$ باشد، تعبیهٔ سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

۳- در مواردی که طول تیر پیوند در محدودهٔ $1.6M_p/V_p \le e \le 2.6M_p/V_p$ باشد، تیر پیوند باید دارای سخت‌کننده‌های میانی باشد. در این‌گونه موارد سخت‌کننده‌های میانی باید الزامات هر دو شرط (۱) و (۲) در فوق را تأمین نمایند.

۴- سخت‌کننده‌های موردنیاز برای شرایط (۱) تا (۳) در فوق، باید در تمام ارتفاع تیر پیوند تعبیه شوند. این سخت‌کننده‌ها در تیرهای با ارتفاع 650 میلی‌متر و بیشتر باید به‌صورت جفت و در دو سمت جان تعبیه شوند. در تیرهای با ارتفاع کمتر از 650 میلی‌متر می‌توان این سخت‌کننده‌ها را به‌صورت تکی و در یک سمت جان تیر پیوند تعبیه نمود. پهنای هریک از سخت‌کننده‌های میانی نباید از $\frac{1}{2}b_f - t_w$ و ضخامت آن‌ها نباید از t_w یا 10 میلی‌متر (هرکدام بزرگ‌تر باشد)، کمتر انتخاب شود.

چنانچه اتصال سخت‌کننده‌های انتهایی و میانی به جان و بال‌های تیر پیوند از طریق جوش گوشه برقرار گردد، در این صورت مقاومت موردنیاز اتصال سخت‌کننده‌ها به جان تیر پیوند باید حداقل برابر F_yA_{st}/α_s و مقاومت موردنیاز اتصال سخت‌کننده‌ها به هر یک از بال‌های تیر پیوند باید حداقل برابر با $\frac{1}{4}F_yA_{st}/\alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد سخت‌کننده‌ها، A_{st} سطح مقطع عرضی هریک از سخت‌کننده‌ها و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.



شکل ۱۰-۳-۴-۳-۳: تیر پیوند با مقطع I شکل و سخت‌کننده‌های موردنیاز

ت-۲) سخت‌کننده‌های تیرهای پیوند با مقطع قوطی‌شکل

تیرهای پیوند با مقطع قوطی‌شکل باید با سخت‌کننده در محل اتصال انتهای مهاربندی به تیر تقویت شوند. این سخت‌کننده‌ها باید در یک سمت هر یک از جان‌ها و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند و اتصال آن‌ها به هریک از جان‌ها از داخل یا خارج مقطع قوطی‌شکل مجاز است. پهنای هریک از این سخت‌کننده‌ها نباید از $b/2$ و ضخامت آن‌ها نباید از $0.75t_w$ یا 12 میلی‌متر (هرکدام بزرگ‌تر باشد)، کمتر انتخاب شود که در آن، b پهنای داخلی بال مقطع تیر پیوند و t_w ضخامت هریک از جان‌های مقطع تیر پیوند است.

در شرایط زیر تیر پیوند با مقطع قوطی‌شکل باید دارای سخت‌کننده‌های میانی نیز باشد:

۱- در مواردی که طول تیر پیوند کوچک‌تر یا مساوی $1.6M_p/V_p$ بوده و جان‌ها دارای نسبت ارتفاع به ضخامت (h/t_w)، بزرگ‌تر یا مساوی $0.67\sqrt{E/R_yF_y}$ باشند. در این‌گونه موارد فاصلهٔ سخت‌کننده‌های میانی نباید بیشتر از $[20t_w - \frac{1}{8}(d-2t_f)]$ در نظر گرفته شود.

۲- در مواردی که طول تیر پیوند کوچک‌تر یا مساوی $1.6M_p/V_p$ بوده و جان‌ها دارای نسبت ارتفاع به ضخامت (h/t_w)، کوچک‌تر از $0.67\sqrt{E/R_yF_y}$ باشند، تعبیهٔ سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

۳- در مواردی که طول تیر پیوند بزرگ‌تر از $1.6M_p/V_p$ باشد، تعبیهٔ سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

سخت‌کننده‌های میانی باید در تمام ارتفاع جان تیر پیوند تعبیه شوند و اتصال آن‌ها به هریک از جان‌ها از داخل یا خارج مقطع قوطی‌شکل مجاز است. اتصال سخت‌کننده‌های انتهایی و میانی داخلی به بال‌های مقطع قوطی‌شکل الزامی نبوده و باید از طریق جوش به جان‌های مقطع تیر پیوند انجام شود ولی اتصال سخت‌کننده‌های انتهایی و میانی خارجی به بال‌های مقطع قوطی‌شکل الزامی است. اگر اتصال سخت‌کننده‌های انتهایی و میانی به جان تیر پیوند از طریق جوش گوشه برقرار گردد، دراین‌صورت مقاومت موردنیاز اتصال هر یک از سخت‌کننده‌ها به جان تیر پیوند باید حداقل برابر F_yA_{st}/α_s در نظر گرفته شود. همچنین اگر اتصال سخت‌کننده‌های انتهایی و میانی خارجی به بال‌های مقطع قوطی‌شکل از طریق جوش گوشه برقرار گردد، در این صورت مقاومت موردنیاز اتصال هر یک از سخت‌کننده‌های خارجی به هر یک از بال‌های تیر پیوند باید حداقل برابر

$\frac{1}{4}F_yA_{st}/\alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد سخت‌کننده‌ها، A_{st} سطح مقطع عرضی هریک از سخت‌کننده‌ها و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۱۰-۳-۴-۳-۵-۳ نواحی حفاظت‌شده

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا سرتاسر طول تیر پیوند به‌عنوان ناحیهٔ حفاظت‌شده محسوب می‌شود و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۷ را تأمین نماید.

۱۰-۳-۴-۳-۶ اتصالات

۱۰-۳-۴-۳-۶-۱ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا جوش‌های زیر به‌عنوان جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را برآورده نمایند:

الف) جوش شیاری در وصله‌های ستون

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون.

استثناء: درصورتی‌که آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های اتصال تیر به ستون که الزامات بخش ۱۰-۳-۴-۳-۶-۲ بند (پ) را تأمین می‌کنند.

ت) جوش‌های اتصال بال‌ها و جان تیر پیوند به ستون برای تیرهای پیوند متصل به ستون

ث) جوش‌های اتصال جان تیر پیوند ساخته شده از ورق به بال‌ها

۱۰-۳-۴-۳-۶-۲ اتصالات تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند به ستون

اتصالات تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند.

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا اگر اتصال ورق گاست (ورق اتصال) هم به تیر و هم به ستون صورت گیرد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد:

الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲ به‌صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد به‌نحوی‌که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد.

ب) پیکربندی اتصال به‌صورت یک اتصال گیردار باشد و مقاومت خمشی موردنیاز اتصال که باید همراه با مقاومت‌های موردنیاز اتصال مهاربندها در نظر گرفته شود، حداقل برابر کوچک‌ترین دو مقدار زیر باشد:

۱- حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار تیر برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ است، که در آن M_p برابر لنگر پلاستیک مقطع تیر، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- مجموع حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون‌های بالا و پایین اتصال برابر $1.1(\sum R_yF_yZ)/\alpha_s$ است که در آن Z برابر اساس مقطع پلاستیک مقطع ستون، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

پ) اتصال تیر به ستون به‌صورت یک اتصال صلب خمشی مطابق الزامات اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی معمولی طراحی شود.

۱۰-۳-۴-۳-۶-۳ اتصال اعضای مهاربندی

در قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا اتصالات اعضای مهاربندی باید دارای شرایط زیر باشند:

۱- درصورتی‌که تیر پیوند به ستون متصل نباشد، اتصالات اعضای مهاربندی می‌توانند به‌صورت مفصلی یا گیردار طراحی شوند.

۲- درصورتی‌که تیر پیوند به ستون متصل باشد، اتصالات اعضای مهاربندی باید به‌صورت صلب (گیردار کامل) طراحی شوند.

در هر دو حالت فوق مقاومت‌های موردنیاز اتصالات اعضای مهاربندی می‌تواند براساس بزرگ‌ترین مقدار از بین نیروهای حاصل از ترکیبات بارگذاری متعارف و نیروهای حاصل از الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۳ در نظر گرفته شود. اگر اتصال اعضای مهاربندی از نوع پیچی و با سوراخ‌های

بزرگ‌شده باشد، در این صورت مقاومت موردنیاز مربوط به حالت حدی لغزش بحرانی نباید از نیروهای ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) کمتر در نظر گرفته شود.

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

اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند:

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

ب) اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۴-۱ توانایی دوران غیرالاستیک تیر پیوند را بدون کاهش مقاومت دارا باشند.

پ) مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید حداقل برابر $R_y V_n/\alpha_s$ باشد که در آن، V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲-ب، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

ت) مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید برابر کوچک‌ترین دو مقدار M_p/α_s و $\frac{1}{2}eV_n/\alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند، V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۳ و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۱۰-۳-۴-۳-۷ وصلهٔ ستون

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

$M_{p\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_p$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

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

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_y F_y b_i t_i / \alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

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

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

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

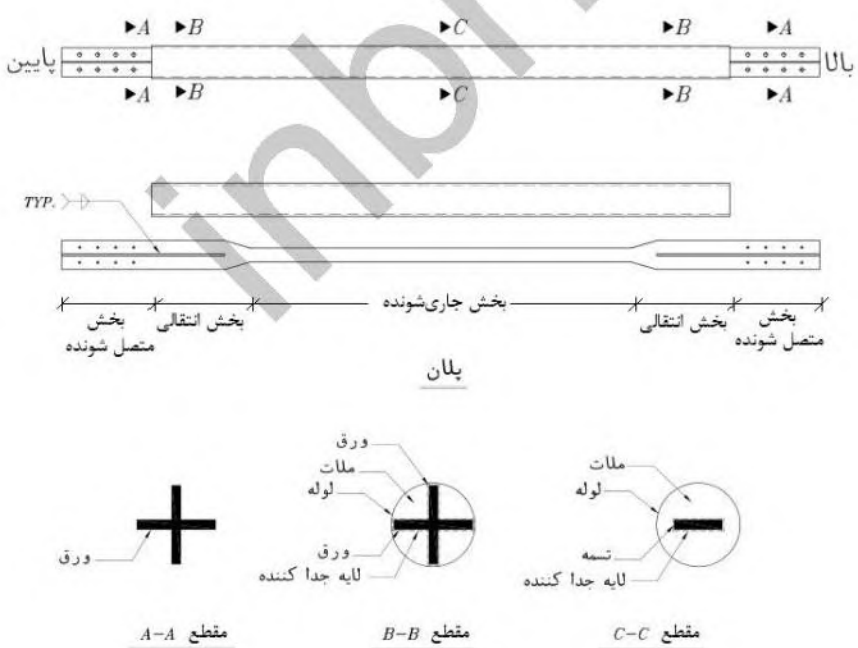
inbr.ir

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

۱۰-۳-۴-۴-۱ الزامات عمومی

قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای کمانش‌تاب (BRBF) به قاب‌هایی گفته می‌شوند که از آن‌ها انتظار تغییرشکل‌های فراارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای از طریق تسلیم هستهٔ فولادی در کشش و فشار تحت اثر نیروی جانبی ناشی از زلزلهٔ طرح می‌رود. این نوع قاب‌ها متشکل از اعضای مهاربندی کمانش‌تاب هستند که به‌صورت همگرا مورد استفاده قرار می‌گیرند. در این نوع قاب‌ها، فقط پیکربندی‌های قطری و به شکل ۷ یا ۸ مجاز هستند.

در شکل ۱۰-۳-۴-۴-۱ اجزای تشکیل‌دهندهٔ یک نمونه مهاربند کمانش‌تاب نشان داده شده است. هستهٔ فولادی مهاربند کمانش‌تاب از سه بخش جاری‌شونده، انتقالی و متصل‌شونده تشکیل می‌شود. مهاربندهایی می‌توانند به‌عنوان مهاربند کمانش‌تاب در نظر گرفته شوند که مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۹ مورد آزمایش قرار گرفته و صحت عملکرد آن‌ها تأیید شده باشد.



شکل ۱۰-۳-۴-۴-۱: نمونه‌ای از اجزای یک مهاربند کمانش‌تاب

inbr.ir

۱۰-۳-۴-۴-۲ مبانی طراحی

در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ کمانش‌تاب، علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲، باید الزامات لرزه‌ای این بخش نیز رعایت شود. در این‌گونه مهاربندها خروج‌ازمرکزیت کمتر از عمق تیر مجاز است مشروط بر اینکه برآیند نیروهای اعضا و اتصالات در طراحی لحاظ شوند و منبع مورد انتظار ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک تغییر نکند.

طراحی، آزمایش و جزئیات‌بندی عضو مهاربندی باید به نحوی انجام پذیرد که تغییرشکل‌های مورد انتظار را تأمین نماید. تغییرشکل‌های مورد انتظار، بیشترین مقدار به‌دست‌آمده از بین تغییرمکان جانبی نسبی طبقه معادل 2 درصد ارتفاع طبقه و دو برابر تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی محاسبه‌شده برای طبقه ($2\Delta_M$) است که تغییرشکل مهاربند تحت اثر بارهای ثقلی (در صورت وجود) باید به مقدار فوق اضافه گردد. این تغییرشکل باید از طریق مجموع تغییرشکل‌های الاستیک و غیر الاستیک عضو مهاربند تأمین گردد.

۱۰-۳-۴-۴-۲-۱ مقاومت اصلاح‌شدهٔ مهاربند

مقاومت اصلاح‌شدهٔ مهاربند کمانش‌تاب باید بر مبنای الزامات این بخش تعیین شود. مطابق این ضوابط، بخش‌های انتقالی و متصل‌شوندهٔ عضو مهاربندی باید قادر به تحمل نیروهای متناظر با مقاومت اصلاح‌شدهٔ مهاربند باشند. مقاومت اصلاح‌شدهٔ مهاربند در فشار برابر $\beta\omega R_y P_{ysc}$ و مقاومت اصلاح‌شدهٔ مهاربند در کشش برابر $\omega R_y P_{ysc}$ است که در آن:

β= ضریب اصلاح مقاومت فشاری

ω= ضریب اصلاح سخت‌شدگی کرنش

P_{ysc}= مقاومت جاری شدن محوری بخش جاری‌شوندهٔ هستهٔ فولادی مهاربند

تبصره: درصورتی‌که P_{ysc} براساس تنش تسلیم آزمایش کشش استاندارد بر روی فولاد هستهٔ مهاربند تعیین شده باشد، نیازی به اعمال ضریب R_y نیست.

۱۰-۳-۴-۴-۲-۲ ضرایب اصلاحی β و ω

ضریب اصلاح مقاومت فشاری (β) باید براساس نسبت حداکثر نیروی فشاری به حداکثر نیروی کششی نمونهٔ آزمایش‌شده، مطابق نتایج آزمون تأیید مهاربندهای کمانش‌تاب معرفی‌شده در بخش ۱۰-۳-۹ در تغییرشکل‌های مورد انتظار مهاربند محاسبه شود. تغییرشکل مورد انتظار مهاربند باید

براساس تغییرشکل نسبی طبقه که در بند ۱۰-۳-۴-۴-۲ مشخص شده، در نظر گرفته شود. برای تعیین مقدار β باید حداقل دو آزمون انجام شود و بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از این دو آزمون به‌عنوان مقدار ضریب اصلاحی در نظر گرفته شود. مقدار β درهرحال نباید کوچک‌تر از 1.0 در نظر گرفته شود.

ضریب اصلاح سخت‌شوندگی کرنش (ω) باید براساس نسبت مقاومت کششی حداکثر نمونهٔ آزمایش‌شده مطابق آزمون تأیید مهاربندهای کمانش‌تاب معرفی‌شده در بخش ۱۰-۳-۹ در تغییرشکل‌های مورد انتظار، به مقاومت تسلیم اندازه‌گیری‌شدهٔ نمونهٔ آزمایشی (P_{ysc}) محاسبه شود. برای تعیین مقدار ω باید حداقل دو آزمون انجام شود و بزرگ‌ترین مقدار به‌دست‌آمده از این دو آزمون به‌عنوان مقدار ضریب اصلاحی در نظر گرفته شود. درصورتی‌که فولاد هستهٔ مرکزی نمونهٔ آزمایش‌شده با مهاربند اصلی سازگار نباشد، ضریب اصلاحی ω باید براساس آزمایش کششی استاندارد بر روی مصالح هستهٔ مهاربند در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۴-۴-۳ الزامات تحلیل

مقاومت موردنیاز ستون‌ها، تیرها و اتصالات مهاربندهای کمانش‌تاب، باید براساس نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت هستهٔ مهاربند (E_{cl}) تعیین شود.

تبصره: برای انجام این تحلیل می‌توان ابتدا حرکت جانبی قاب را مقید نمود؛ سپس اعضای مهاربندی را از مدل تحلیلی حذف نموده و در اتصال دو انتهای آن‌ها مقاومت‌های اصلاح‌شدهٔ این اعضا که بر ضریب α_s تقسیم شده‌اند، را به مدل تحلیلی اعمال کرد و پس‌ازآن در حضور بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه)، سازه را مورد تحلیل و طراحی قرار داد. مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۱۰-۳-۴-۴-۴ الزامات سیستم

۱۰-۳-۴-۴-۴-۱ مهاربندهای ۷ یا ۸

قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای کمانش‌تاب و از نوع ۷ یا ۸ باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی‌شده باید در حدفاصل ستون‌ها پیوسته باشند.

ب) مقاطع تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی‌شده باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

پ) مقاومت موردنیاز تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده و اتصالات و اعضای نگهدارنده آن‌ها باید براساس الزامات بند ۱۰-۳-۴-۴-۳ تعیین شود.

ت) تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی- پیچشی باشند. برای این منظور در محل اتصال مهاربندها به تیر تعبیهٔ مهار جانبی الزامی است، مگر آنکه تیر بدون مهار جانبی دارای مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای تأمین پایداری در بین دو انتهای مهارشده، باشد.

۱۰-۳-۴-۴-۲ مهاربندهای به شکل K

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ کمانش‌تاب، استفاده از مهاربندهای به شکل K مجاز نیست.

۱۰-۳-۴-۴-۳ توزیع نیروی جانبی

درصورتی‌که در طبقه‌ای از ساختمان، در هر خط مهاربندی مقدار ضریب اصلاح مقاومت فشاری (β)، معرفی‌شده در بند ۱۰-۳-۴-۴-۲-۱، از 1.3 بیشتر باشد، مهاربندهای آن طبقه باید به شکلی پیکربندی شوند که در هر راستای بارگذاری حداقل 30 درصد و حداکثر 70 درصد نیروی جانبی سهم آن محور، توسط مهاربندهای کششی تحمل شود؛ مگر آن‌که در آن طبقه مهاربندهای فشاری دارای مقاومت موجودی بیش از آنچه تحلیل سازه برای ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته نشان می‌دهد، باشند. در این بند منظور از خط مهاربندی، یک یا چند محور مهاربندی‌شدهٔ مستقیم موازی است که کمتر از 10 درصد بعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محورها، از یکدیگر فاصله داشته باشند.

۱۰-۳-۴-۴-۵ اعضا

۱۰-۳-۴-۴-۵-۱ الزامات تیرها و ستون‌ها

تیرها و ستون‌های واقع در دهانه‌های مهاربندی‌شده باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

۱۰-۳-۴-۴-۵-۲ الزامات عمومی اعضای مهاربندی

مهاربندهای کمانش‌تاب باید از هستهٔ فولادی و سیستم محدودکنندهٔ کمانش تشکیل شوند. سیستم محدودکنندهٔ کمانش بخشی از عضو مهاربندی است که به‌صورت غلاف در پیرامون هستهٔ فولادی تعبیه می‌شود. همچنین این نوع مهاربندها باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- ورق‌های مورد استفاده در هستهٔ فولادی درصورتی‌که دارای ضخامت 50 میلی‌متر یا بیشتر باشند، باید ضوابط حداقل طاقت شیاری مطابق بند ۱۰-۳-۲-۱-۵ را تأمین کنند.

۲- در هستهٔ فولادی، استفاده از وصله ممنوع است.

۳- سیستم محدودکنندهٔ کمانش نباید مشارکت مؤثری در انتقال نیروی محوری داشته باشد. برآورده شدن این الزام از طریق آزمون‌های تأیید مطابق بخش ۱۰-۳-۹ مشخص می‌شود.

۴- سیستم محدودکنندهٔ کمانش باید از کمانش کلی و موضعی هستهٔ فولادی در تغییرشکل‌های مورد انتظار جلوگیری نماید. برآورده شدن این الزام نیز از طریق آزمون‌های تأیید مطابق بخش ۱۰-۳-۹ مشخص می‌شود.

۱۰-۳-۴-۴-۵-۳ مقاومت محوری اعضای مهاربندی

الف) مقاومت محوری موردنیاز اعضای مهاربندی

مقاومت محوری موردنیاز اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری متعارف تعیین شود. هستهٔ فولادی باید دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر مقاومت محوری موردنیاز عضو مهاربندی باشد.

ب) مقاومت محوری موجود اعضای مهاربندی

مقاومت محوری موجود اعضای مهاربندی در طراحی به روش LRFD در کشش و فشار برابر ϕP_{ysc} و در طراحی به روش ASD برابر P_{ysc}/Ω بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود:

$$P_{ysc} = A_{sc} F_{ysc} \qquad (۱۰-۳-۴-۴-۱)$$

$\phi = 0.90$ (LRFD) و $\Omega = 1.67$ (ASD)

در رابطهٔ فوق:

A_{sc} = سطح مقطع بخش جاری‌شوندهٔ هستهٔ فولادی

F_{ysc} = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد هسته یا تنش تسلیم واقعی هسته براساس آزمایش کشش استاندارد

۱۰-۳-۴-۴-۵-۴ آزمایش انطباق اعضای مهاربندی

طراحی مهاربندها باید براساس آزمایش‌های چرخه‌ای ارزیابی کفایت مطابق روش و ضوابط پذیرش بخش ۱۰-۳-۹ انجام پذیرد. ارزیابی، حداقل بر مبنای دو آزمایش چرخه‌ای موفق انجام می‌شود که یک آزمایش بر روی قاب مهاربندی‌شده، با رعایت دوران موردنیاز اتصال مهاربند مطابق ضوابط بخش ۱۰-۳-۹ و آزمایش دیگر بر روی مهاربند تنها یا باز به‌صورت قاب مهاربندی‌شده مطابق بخش ۱۰-۳-۹ صورت می‌گیرد. نتایج مورد ارزیابی می‌تواند براساس یکی از دو روش زیر به دست آید:

الف) آزمایش‌هایی که در پژوهش‌های معتبر انجام و گزارش شده، یا به‌صورت مدون بر روی مهاربندهای پروژه‌های دیگری انجام و گزارش شده‌اند.

ب) آزمایش‌هایی که به‌طور خاص برای پروژه حاضر انجام می‌شوند.

تبصره : درون‌یابی یا برون‌یابی خطی نتایج آزمایش برای اندازه‌های مختلف اعضا، باید براساس الزامات بخش ۱۰-۳-۹ و قضاوت‌های منطقی انجام شود. در این قضاوت‌ها باید توزیع تنش و مقادیر کرنش‌های داخلی با نتایج آزمایش سازگار بوده و آثار نامطلوب تغییر خصوصیات مصالح ملاحظه شده باشند.

۱۰-۳-۴-۴-۵-۵ نواحی حفاظت‌شده

نواحی حفاظت‌شدهٔ مهاربند کمانش‌تاب شامل هستهٔ فولادی مهاربند و اجزای اتصال‌دهنده و وسایل اتصال آن به تیرها و ستون‌ها است که باید الزامات بخش ۱۰-۳-۲-۱۷ را برآورده نماید.

۱۰-۳-۴-۴-۶ اتصالات اعضای واقع در دهانه‌های مهاربندی‌شده

۱۰-۳-۴-۴-۶-۱ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در این نوع قاب‌های مهاربندی‌شده، جوش‌های زیر، بحرانی لرزه‌ای تلقی می‌شوند و باید ضوابط بخش ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را برآورده نمایند:

الف) جوش شیاری وصلهٔ ستون‌ها

ب) جوش اتصال ستون‌ها به کف‌ستون‌ها. درصورتی‌که بتوان نشان داد از تشکیل مفصل پلاستیک در پای ستون یا نزدیک آن با توجه به شرایط ستون (مثلاً درگیر شدن آن با دیوارهای بتنی حائل خاک در زیر زمین) ممانعت شده یا در پای ستون در حضور بار لرزه‌ای تشدیدیافته کشش خالص ایجاد نمی‌شود، می‌توان این جوش را بحرانی لرزه‌ای در نظر نگرفت.

ج) جوش‌های اتصالات تیر به ستون که ضوابط بند ۱۰-۳-۴-۴-۶-۲-پ را برآورده می‌کنند.

۱۰-۳-۴-۴-۶-۲ اتصالات تیر به ستون در دهانه‌های مهاربندی‌شده

در قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای کمانش‌تاب، اگر ورق گاست (ورق اتصال مهاربند) هم به تیر و هم به ستون متصل گردد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد:

الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲ به‌صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد به‌نحوی‌که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد.

ب) پیکربندی اتصال به‌صورت یک اتصال گیردار باشد و مقاومت خمشی موردنیاز اتصال که باید همراه با مقاومت‌های موردنیاز اتصال مهاربندها در نظر گرفته شود، حداقل برابر کوچک‌ترین دو مقدار زیر باشد:

۱- حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار تیر برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- مجموع حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون‌های بالا و پایین اتصال تیر به ستون برابر $1.1(\sum R_yF_yZ)/\alpha_s$ که در آن Z برابر اساس مقطع پلاستیک مقطع ستون، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

پ) اتصال تیر به ستون به‌صورت یک اتصال صلب خمشی مطابق الزامات اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی معمولی طراحی شود.

۱۰-۳-۴-۴-۶-۳ اتصالات اعضای مهاربندی

الف) مقاومت موردنیاز

مقاومت موردنیاز اتصالات مهاربند در کشش و فشار باید برابر مقاومت اصلاح‌شدهٔ مهاربند تقسیم بر α_s در نظر گرفته شود که مقاومت اصلاح‌شدهٔ مهاربند مطابق بخش ۱۰-۳-۴-۴-۳-۱ محاسبه می‌شود. درصورتی‌که برای پیچ‌های اتصال از سوراخ‌های بزرگ‌شده استفاده شده باشد، مقاومت موردنیاز نظیر حالت حدی لغزش پیچ‌ها می‌تواند برابر P_{ysc}/α_s در نظر گرفته شود.

ب) الزامات ورق اتصال

درصورتی‌که در آزمایش مهاربندهای کمانش‌تاب در محل اتصال عضو مهاربندی از مهار جانبی عرضی استفاده شده باشد، در طراحی و جزئیات‌بندی ورق اتصال باید نیروی مهار عرضی که از آزمایش به دست می‌آید، در نظر گرفته شود. تأمین این الزام می‌تواند از طریق تعبیهٔ سخت‌کننده یا مهار عرضی صورت گیرد.

۱۰-۳-۴-۴-۶-۴ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

$M_{p\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_p$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

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

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم‌وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

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

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

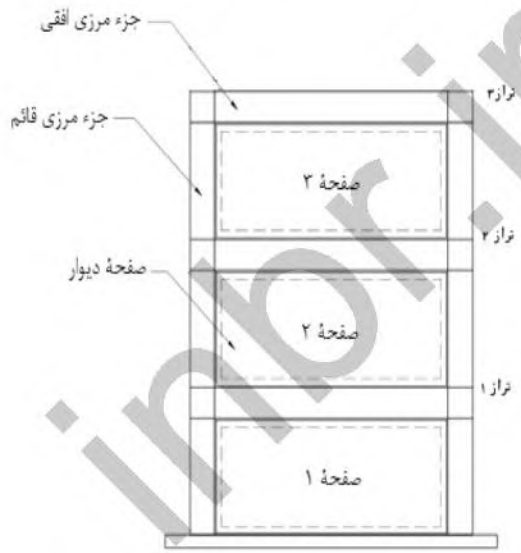
b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

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

۱۰-۳-۴-۵-۱ الزامات عمومی

این بخش به الزامات دیوارهای برشی فولادی ویژه (SPSW) می‌پردازد. دیوار برشی فولادی ویـژه از ورق‌های فولادی نازک سخت‌نشده (صفحهٔ دیوار) که به اجزای مـرزی قـائم و افقـی پیرامـون خـود (تیرها و ستون‌ها) متصل می‌گردند، تشکیل می‌شود. مطابق شکل ۱۰-۳-۴-۵-۱، کلیهٔ اجزای مرزی افقی (تیرهای بالا و پایین صفحات دیوار) با اتصالات گیردار که قادر به تحمل لنگر پلاستیک اجزای مرزی افقی هستند، باید به اجزای مرزی قائم (ستون‌های دو کنار صفحهٔ دیوار) متصل شوند.



شکل ۱۰-۳-۴-۵-۱: پیکربندی دیوار برشی فولادی ویژه

۱۰-۳-۴-۵-۲ مبانی طراحی

دیوارهای برشی فولادی ویژه که براساس الزامات این بخش طراحی می‌شوند، به‌واسطهٔ جاری شـدن ورق جان و تشکیل مفاصل پلاستیک در انتهـای اجـزای مـرزی افقـی، از ظرفیـت تغییرشـکل فـرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای برخوردار خواهند بود. از اجزای مرزی قائم انتظار جـاری شـدن تحـت اثـر برش و خمش نمی‌رود، به جز در پای ستون‌ها که انتظار جاری شدن آن‌هـا در خمـش وجـود دارد.

جاری شدن صفحهٔ دیوار با تشکیل عمل میدان کششی در زاویه‌ای حدوداً 45 درجه نسبت به امتداد قائم و کمانش خارج از صفحهٔ ورق همراه است. طراحی و تعیین ابعاد اجزای مرزی قائم و افقی باید به نحوی صورت پذیرد که تشکیل میدان کشش در صفحهٔ دیوار را امکان‌پذیر سازد.

۱۰-۳-۴-۵-۳ الزامات تحلیل

در تحلیل این نوع سیستم‌های باربر جانبی، رعایت ضوابط زیر الزامی است:

الف) ورق دیوار برشی فولادی ویژه نباید در باربری ثقلی مؤثر در نظر گرفته شود.

ب) بارگذاری و تحلیل لرزه‌ای سازه‌ای که دارای دیوار برشی فولادی ویژه است، باید بر مبنای ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ انجام پذیرد. در این تحلیل، مقاومت برشی موردنیاز ورق دیوار باید برابر 100 درصد برش سهم دیوار و قاب پیرامون آن در نظر گرفته شود. مقاومت موردنیاز قاب تشکیل‌شده از اجزای مرزی قائم و افقی به تنهایی، نباید از 25 درصد برش مذکور کمتر باشد.

پ) مقاومت موردنیاز اجزای مرزی افقی و قائم و اتصالات آن‌ها باید با استفاده از نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت ورق دیوار (E_{cl}) تعیین شود. آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت ورق دیوار (E_{cl}) باید به‌وسیلهٔ تحلیلی که در آن فرض شده تمام ورق‌های دیوار نیرویی نظیر مقاومت کششی مورد انتظار خود را در واحد طول ($R_yF_yt_w/\alpha_s$) با یک زاویهٔ α (که تعریف آن در بند ۱۰-۳-۴-۵-۵ آمده است) و اجزای مرزی افقی لنگرهای خمشی معادل $1.1R_yM_p/\alpha_s$ را در هر انتهای دیوار تحمل می‌کنند، تعیین شود که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد موردنظر

M_p = لنگر پلاستیک مقطع جزء مرزی افقی

t_w = ضخامت ورق دیوار

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

در تحلیل (پ)، در تعیین نیروی کششی ورق دیوار تأثیر بارهای ثقلی در نظر گرفته نمی‌شود. در این تحلیل تنش تسلیم مورد انتظار ورق دیوار باید برابر R_yF_y و تنش کششی مؤثر موردانتظار برای دیوارهای برشی سوراخ‌دار باید مطابق با ضوابط بند ۱۰-۳-۴-۵-۷-۱-ت در نظر گرفته شود. در این تحلیل نیروی برشی به‌دست‌آمده از رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۱-۱ باید مدنظر

قرار گیرد. توجه شود در بعضی از موارد ممکن است نیروهای به‌دست‌آمده از تحلیل براساس ترکیبات متعارف بارگذاری، بر طراحی اجزای مرزی افقی حاکم شوند. هم‌چنین توجه شود، مقادیر نیروهای برشی در تیرها و ستون‌ها احتمالاً زیاد خواهند بود و جاری شدن در برش باید مورد ارزیابی قرار گیرد.

۱۰-۳-۴-۵-۴ الزامات سیستم

۱۰-۳-۴-۵-۴-۱ سختی اجزای مرزی

سختی اجزای مرزی افقی و قائم باید چنان باشد که تمام ورق دیوار در مقادیر تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طبقه، به حد جاری شدن خود برسند. علاوه بر آن، اجزای مرزی افقی و قائم باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

- ممان اینرسی اجزای مرزی قائم (I_c) حول محور عمود بر صفحهٔ دیوار نباید از $0.0031 t_w h^4/L$ کمتر باشد.
- ممان اینرسی اجزای مرزی افقی (I_b) حول محور عمود بر صفحهٔ دیوار نباید از $0.0031(t_{w2}.t_{w1})L^4/h$ کمتر باشد.

در روابط فوق:

L= فاصلهٔ مرکز تا مرکز اجزای مرزی قائم

h= فاصلهٔ مرکز تا مرکز اجزای مرزی افقی

t_{w1}= ضخامت ورق دیوار در پایین جزء مرزی افقی

t_{w2}= ضخامت ورق دیوار در بالای جزء مرزی افقی

I_c= ممان اینرسی جزء مرزی قائم حول محور اصلی عمود بر صفحهٔ دیوار

I_b= ممان اینرسی جزء مرزی افقی حول محور اصلی عمود بر صفحهٔ دیوار

۱۰-۳-۴-۵-۴-۲ نسبت لنگر خمشی اجزای مرزی قائم به افقی در محل اتصال

در کلیهٔ گره‌های اتصالات اجزای مرزی افقی به قائم باید مطابق بند ۱۰-۳-۳-۳-۶، ضابطهٔ نسبت لنگر خمشی ستون به تیر در قاب‌های خمشی ویژه رعایت شود. در کنترل این ضابطه باید از ورق دیوار صرف‌نظر شود.

۱۰-۳-۴-۵-۴-۳ مهار جانبی

اجزای مرزی افقی باید مطابق بند ۱۰-۳-۲-۸-۱، ضوابط مهارهای جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط را برآورده نمایند.

۱۰-۳-۴-۵-۵ الزامات اعضا

۱۰-۳-۴-۵-۵-۱ الزامات عمومی

اجزای مرزی افقی و قائم باید مطابق بند ۱۰-۳-۲-۷، الزامات مربوط به کمانش موضعی برای اعضای با شکل‌پذیری زیاد را رعایت نمایند.

۱۰-۳-۴-۵-۵-۲ ورق‌های دیوار

مقاومت برشی موجود هر چشمهٔ ورق دیوار در روش LRFD برابر $\phi_v V_n$ و در روش ASD برابر V_n/Ω_v بوده و براساس حالت حدی تسلیم در برش به شرح زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \qquad (۱-۵-۴-۳-۱۰)$$

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

که در آن:

L_{cf} = پهنای ورق دیوار برابر فاصلهٔ آزاد بین بال‌های اجزای مرزی قائم

t_w = ضخامت ورق دیوار

α = زاویهٔ تسلیم ورق دیوار نسبت به محور قائم. این زاویه را می‌توان 45 درجه در نظر گرفت یا آن را از رابطهٔ زیر به دست آورد:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \dfrac{t_w L}{2 A_c}}{1 + t_w h \left[\dfrac{1}{A_b} + \dfrac{h^3}{360 I_c L} \right]} \qquad (۲-۵-۴-۳-۱۰)$$

h= فاصلهٔ مرکز تا مرکز اجزای مرزی افقی

L= فاصلهٔ مرکز تا مرکز اجزای مرزی قائم

A_b = سطح مقطع جزء مرزی افقی

inbr.ir

A_c = سطح مقطع جزء مرزی قائم

I_c = ممان اینرسی جزء مرزی قائم حول محور اصلی عمود بر صفحهٔ دیوار

تبصره: درصورتی‌که در یک چشمه اجزای مرزی قائم مشابه نباشند، در رابطهٔ فوق می‌توان از متوسط سطح مقطع و ممان اینرسی اجزای مرزی قائم و نیز درصورتی‌که در یک چشمه اجزای مرزی افقی مشابه نباشند، در رابطهٔ فوق می‌توان از متوسط سطح مقطع اجزای مرزی افقی استفاده کرد.

۱۰-۳-۴-۵-۵-۳ اجزای مرزی افقی

اجزای مرزی افقی باید به نحوی طراحی شوند که مانع تسلیم خمشی آن‌ها به‌جز در نواحی نزدیک اتصال تیر به ستون شوند. برای این منظور یکی از شرایط زیر باید تأمین شود:

الف) مقاومت موجود جزء مرزی افقی بیش از دو برابر لنگر خمشی تیر ساده‌ای باشد که تحت اثر بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) و جاری شدن ورق دیوار (F_y/α_s) قرار گرفته است. مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

ب) مقاومت موجود جزء مرزی افقی با فرض اتصال آن از نوع تیر با مقطع کاهش‌یافته با مقدار $c=0.25b_f$، مطابق بند ۱۰-۳-۷-۲ بیش از لنگر خمشی تیر ساده‌ای باشد که تحت اثر بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) و جاری شدن ورق دیوار (F_y/α_s) قرار گرفته است.

۱۰-۳-۴-۵-۵-۴ ناحیهٔ حفاظت‌شده

نواحی حفاظت‌شدهٔ دیوارهای برشی فولادی ویژه که باید ضوابط بخش ۱۰-۳-۲-۱۷ را تأمین نماید، شامل موارد زیر است:

الف) ورق صفحهٔ دیوار

ب) اجزای متصل‌کنندهٔ صفحهٔ دیوار به اجزای مرزی قائم و افقی

پ) نواحی تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای اجزای مرزی افقی که طول آن از بر ستون شروع و به‌اندازهٔ ارتفاع تیر، امتداد می‌یابد. به‌جای طول فوق می‌توان از طولی که در قاب‌های خمشی ویژه مشخص شده است، استفاده کرد.

۱۰-۳-۴-۵-۶ اتصالات

۱۰-۳-۴-۵-۶-۱ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در دیوارهای برشی فولادی ویژه جوش‌های زیر، جوش‌های بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را برآورده نمایند:

الف) جوش‌های شیاری وصلهٔ ستون‌ها (اجزای مرزی قائم)

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون

استثناء: درصورتی‌که آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های اتصال اجزای مرزی افقی به قائم

۱۰-۳-۴-۵-۶-۲ اتصالات اجزای مرزی افقی به قائم

اتصالات اجزای مرزی افقی به قائم باید الزامات اتصالات قاب‌های خمشی معمولی موضوع بند ۱۰-۳-۳-۱-۴ را تأمین نمایند. ضمناً الزامات زیر نیز باید تأمین شوند:

الف) مقاومت موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز اتصال اجزای مرزی افقی به قائم باید با استفاده از آثار ناشی از زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین شود. آثار ناشی از زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) معادل برش محاسبه‌شده از رابطهٔ ۱۰-۳-۳-۱-۱ به‌علاوه برش حاصل از مقاومت کششی تسلیم مورد انتظار در اثر جاری شدن ورق دیوار ($R_yF_yt_w/\alpha_s$) با زاویهٔ α است که در آن:

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد موردنظر

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

t_w = ضخامت ورق دیوار

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

ب) چشمهٔ اتصال

چشمهٔ اتصال اجزای مرزی قائم در مجاورت اجزای مرزی افقی بالا و پایین صفحهٔ دیوار برشی، باید الزامات برش در چشمهٔ اتصال قاب‌های خمشی ویژه (موضوع بند ۱۰-۳-۳-۳-۹) را تأمین نماید.

۱۰-۳-۴-۵-۶-۳ اتصال ورق دیوار به اجزای مرزی

مقاومت موردنیاز اتصالات ورق دیوار به اجزای مرزی قائم و افقی پیرامون آن باید برابر مقاومت تسلیم مورد انتظار ورق دیوار در کشش $(R_yF_yt_w/\alpha_s)$ با زاویهٔ α باشد.

۱۰-۳-۴-۵-۶-۳ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum M_p)/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

$M_{p\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_p$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

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

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم‌وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_yF_yb_it_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

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

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

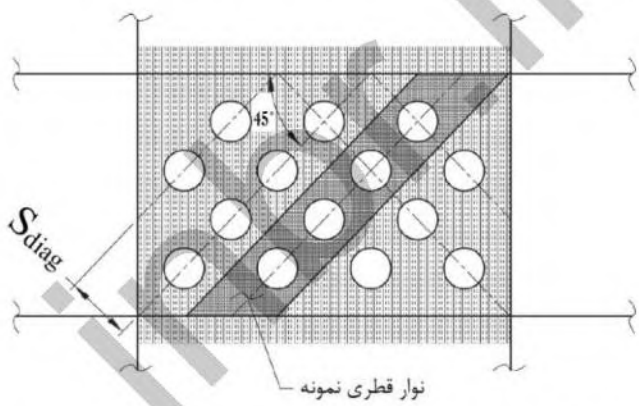
۱۰-۳-۴-۵-۷ دیوارهای برشی فولادی ویژهٔ سوراخ‌دار

۱۰-۳-۴-۵-۷-۱ آرایش سوراخ‌های دایره‌ای

در دیوارهای برشی فولادی ویژه، استفاده از ورق‌های سوراخ‌دار مطابق با شرایط این بند مجاز است. صفحات سوراخ‌دار دیوار باید دارای یک الگوی سوراخ‌کاری منظم بوده و با فواصل برابر و قطر

یکسان سوراخ بر روی سطح کامل ورق دیوار آرایش شده باشند. این آرایش باید مطابق شکل ۱۰-۳-۴-۵-۲ به‌صورت قطری با زاویه‌ای یکسان نسبت به امتداد قائم باشد. همچنین در دیوارهای برشی فولادی ویژه سوراخ‌دار باید از حداقل چهار ردیف افقی و چهار ردیف قائم سوراخ استفاده شود. لبه‌های سوراخ باید دارای زبری سطحی حداکثر 0.013 میلی‌متر (13 میکرون) باشند.

این شکل خاص از دیوارهای برشی فولادی ویژه ممکن است برای فراهم نمودن امکان عبور نور و تأسیسات یا در مواردی که ورق‌های نازک برای ساخت دیوار در دسترس نباشند یا کاربرد آن‌ها از نظر اجرائی عملی نباشد، به منظور کاهش مقاومت و سختی دیوار تا حد قابل‌قبول از نظر طراحی، مورد استفاده قرار گیرند. به‌این‌ترتیب، امکان استفاده از دیوارهای برشی فولادی ویژه برای ساختمان‌های با تعداد طبقات کم و متوسط فراهم می‌گردد و از شکل‌گیری نیروهای طراحی بزرگ برای اجزای مرزی قائم و افقی بر مبنای ظرفیت ورق دیوار، جلوگیری می‌شود.



شکل ۱۰-۳-۴-۵-۲: آرایش سوراخ‌ها در دیوارهای برشی فولادی ویژهٔ سوراخ‌دار

الف) مقاومت موجود ورق

مقاومت برشی موجود هر چشمهٔ دیوار برشی فولادی سوراخ‌دار در روش LRFD برابر $\phi_v V_n$ و در روش ASD برابر V_n/Ω_v بوده و براساس حالت حدی تسلیم در برش به شرح زیر تعیین می‌شود:

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf}\left[1-\frac{0.7D}{S_{diag}}\right] \qquad (۱۰-۳-۴-۵-۳)$$

$\phi_v = 0.90$ (LRFD) و $\Omega_v = 1.67$ (ASD)

که در آن:

D= قطر سوراخ‌ها و S_{diag}= کمترین فاصلهٔ مرکز تا مرکز بین سوراخ‌ها در امتداد 45 درجه

ب) فواصل سوراخ‌ها

فاصلهٔ S_{diag} باید حداقل 1.67D و حداکثر 4D باشد. فاصلهٔ بین مرکز اولین سوراخ و اتصالات صفحهٔ دیوار به اجزای مرزی قائم و افقی نباید کمتر از D و بیشتر از $D+0.7S_{diag}$ باشد.

پ) سختی ورق

سختی ورق دیوارهای برشی سوراخ‌دار که با آرایش منظمی سوراخ شده‌اند، باید براساس ضخامت مؤثر ورق (t_{eff}) محاسبه شود. ضخامت مؤثر ورق (t_{eff}) از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$t_{eff} = \frac{1-\frac{\pi}{4}(\frac{D}{S_{diag}})}{1-\frac{\pi}{4}(\frac{D}{S_{diag}})(1-\frac{N_r D Sin\alpha}{H_c})} t_w \qquad (۴-۵-۴-۳-۱۰)$$

که در آن:

H_c= ارتفاع آزاد ستون و ورق دیوار بین بال‌های تیرها

N_r = تعداد ردیف‌های افقی سوراخ‌کاری

t_w = ضخامت ورق دیوار

α = زاویهٔ بین کوتاه‌ترین خط متصل‌کنندهٔ مرکز تا مرکز ردیف قطری سوراخ‌ها با امتداد قائم (درجه)

ت) نیروی کششی مؤثر مورد انتظار

نیروی کششی مؤثر مورد انتظار در واحد طول که باید در تعیین مقاومت‌های موردنیاز اجزای مرزی افقی و قائم در برابر نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) مورد استفاده قرار گیرد، برابر با $R_y F_y (1 - 0.7D/S_{diag}) t_w$ است.

۱۰-۳-۴-۵-۷-۲ بریدن گوشهٔ تقویت‌شده

در گوشه‌های صفحهٔ دیوار، استفاده از برش‌های ربع‌دایره مجاز است به شرط آنکه لبه‌های ورق بریده‌شده به ورق تقویتی قوسی‌شکلی متصل باشد. ورق‌های گوشهٔ بریده باید طوری طراحی شوند که اجازهٔ رسیدن به مقاومت کامل ورق دیوار یکپارچه را بدهند و مقاومت آن‌ها در اثر

inbr.ir

تغییرشکل‌های متأثر از تغییرمکان نسبی طرح طبقه حفظ گردد. با رعایت شرایط زیر این هدف تأمین می‌شود:

الف) طراحی برای کشش: مقاومت محوری موردنیاز ورق قوسی در کشش، حاصل از کشش ورق دیوار در غیاب سایر نیروها، از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$P_r = \frac{R_y F_y t_w R^2 / \alpha_s}{4e} \qquad (۵-۵-۴-۳-۱۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق جان

R_y= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق

R = شعاع بریدن گوشه

e = پارامتری است که مقدار آن از رابطهٔ $e = R(1-\sqrt{2}/2)$ تعیین می‌شود.

اجزای مرزی قائم و افقی باید به نحوی طراحی شوند که نیروهای کششی محوری انتهای تقویت قوسی را تحمل نمایند.

ب) طراحی برای اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی: مقاومت موردنیاز ورق قوسی تحت اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی در صفحهٔ دیوار ناشی از تغییرشکل اتصال در غیاب سایر نیروها، از روابط زیر تعیین می‌شود:

$$P_r = \frac{15EI_y}{\alpha_s(16_e^{\ 2})}(\frac{\Delta}{H}) \qquad (۶-۵-۴-۳-۱۰)$$

$$M_r = P_r e \qquad (۷-۵-۴-۳-۱۰)$$

که در آن:

E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد

H= ارتفاع طبقه

I_y= ممان اینرسی ورق حول محور y

Δ= تغییرمکان جانبی نسبی طرح طبقه

اجزای مرزی قائم و افقی باید برای تحمل توأم نیروی محوری و لنگر خمشی مؤثر بر انتهای تقویت قوسی طراحی شوند.

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

۱۰-۳-۵-۱ الزامات عمومی

قاب‌های خمشی مختلط ویژه (C-SMF) با اتصال گیردار تیر به ستون باید براساس الزامات این بخش طراحی شوند. در این نوع قاب‌های خمشی مختلط، ستون‌ها از نوع بتن‌آرمه یا مختلط و تیرها از نوع فولادی تنها، فولادی با دال بتنی متکی بر آن و با عملکرد مختلط کامل یا مختلط محاط در بتن و با عملکرد مختلط کامل تشکیل می‌شوند.

۱۰-۳-۵-۳ مبانی طراحی

با به‌کارگیری الزامات در نظر گرفته‌شده در این بخش انتظار می‌رود که در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌توجهی در محدودهٔ دو انتهای تیرها و تسلیم محدودی در چشمهٔ اتصال ستون‌ها ایجاد شود. در این نوع قاب‌ها، طراحی ستون‌ها باید به طریقی صورت گیرد که در هر گره ضابطهٔ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر (ضابطهٔ تیر ضعیف-ستون قوی) رعایت گردد. در این نوع قاب‌های خمشی تسلیم خمشی در پای ستون مجاز است.

۱۰-۳-۵-۴ الزامات تحلیل

در تحلیل قاب‌های خمشی مختلط ویژه، اگر به‌صورت قاب‌های خمشی صفحه‌ای مجزا مورد استفاده قرار گیرند، رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست. در مورد ستون‌هایی از این قاب‌ها که در محل تقاطع دو قاب خمشی قرار می‌گیرند، آثار لنگر در امتداد متعامد نیز باید موردتوجه قرار گیرد.

۱۰-۳-۵-۵ الزامات سیستم

۱۰-۳-۵-۵-۱ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، در کلیهٔ گره‌های اتصالات گیردار تیر به ستون، رعایت ضابطهٔ زیر (ضابطهٔ تیر ضعیف-ستون قوی) الزامی است:

$$\frac{\sum M^*_{pcc}}{\sum M^*_{pcb}} > 1.0 \qquad (۱۰-۵-۳-۱)$$

که در آن:

$\sum M^*_{pcc}$ = مجموع مقادیر اسمی مقاومت خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد موردنظر که با در نظر گرفتن آثار نیروی محوری ستون در محل محور مرکزی تیر محاسبه می‌شود. برای ستون‌های مختلط، مقاومت خمشی اسمی (M^*_{pcc}) باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۸ این مبحث و با منظور نمودن اثر نیروی محوری ستون حاصل از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته به دست آید. برای ستون‌های بتن‌آرمه مقاومت خمشی اسمی (M^*_{pcc}) باید براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و با منظور نمودن اثر نیروی محوری ستون حاصل از ترکیبات متعارف بارگذاری تعیین شود.

تبصره: درصورتی‌که گره موردنظر در محل تلاقی دو قاب خمشی قرار گرفته باشد، در صفحهٔ موردنظر برای محاسبهٔ M^*_{pcc} علاوه بر اثر نیروی محوری، باید اثر لنگر خمشی موردنیاز امتداد عمود بر صفحه نیز به نحو مقتضی لحاظ شود.

$\sum M^*_{pcb}$ = مجموع مقادیر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال و در امتداد موردنظر که نسبت به محور ستون محاسبه می‌شود. محاسبهٔ مقدار این لنگرها باید براساس آثار حداکثر لنگر خمشی مورد انتظار تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک و آثار بارهای ثقلی با ضرایب بار مربوطه، $\sum M^*_{pcb} = \sum(1.1M_{p,exp} + \alpha_s M_{rv})$، صورت گیرد. $M_{p,exp}$ لنگر پلاستیک مورد انتظار مقطع مختلط بوده که می‌تواند براساس روش توزیع تنش پلاستیک در مقطع یا سازگاری کرنش محاسبه شود؛ با این تفاوت که در این محاسبات به‌جای F_y از $R_y F_y$، به‌جای f_{yr} از $1.2f_{yr}$ و به‌جای f'_c از $R_c f'_c$ استفاده می‌شود که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ مقطع فولادی

f_{yr} = تنش تسلیم مشخصهٔ آرماتورهای طولی

f'_c = تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱

R_c = نسبت تنش فشاری مورد انتظار به تنش فشاری مشخصهٔ بتن مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱

M_{rv} = لنگر خمشی اضافی تیر نسبت به محور ستون ناشی از برش ظرفیتی تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک و بارهای ثقلی (با ضرایب بار مربوطه) روی تیر است.

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

تبصره: در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، تبصره ۲ بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد با این تفاوت که در این نوع قاب‌های خمشی، حالت (الف) این تبصره به‌صورت $P_{rc} < 0.1P_c$ خواهد.

۱۰-۳-۵-۵-۲ مهار جانبی تیرها

در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها باید مشابه این الزامات در قاب‌های خمشی فولادی ویژه در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۵-۵-۳ الزامات مهار پایداری در محل اتصالات تیر به ستون

در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، الزامات لرزه‌ای مهار پایداری در محل اتصالات تیر به ستون باید مشابه این الزامات در قاب‌های خمشی فولادی ویژه در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۵-۶ الزامات اعضا

۱۰-۳-۵-۶-۱ الزامات کمانش موضعی تیرها و ستون‌ها

در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، بال‌های مقاطع اعضا باید به‌طور پیوسته به جان یا جان‌های مقطع متصل بوده و نسبت پهنا به ضخامت اجزای فولادی مقاطع اعضای آن، محدودیت اعضای با شکل‌پذیری زیاد را برآورده سازند. همچنین در تیرهای با مقطع مختلط محاط در بتن فاصلهٔ دورترین تار فشاری بتن تا محور خنثی پلاستیک مقطع نباید از مقدار زیر بیشتر شود:

$$Y_{PNA} = \frac{Y_{con} + d}{1 + \left(\frac{1700\,F_y}{E}\right)} \qquad (۲-۵-۳-۱۰)$$

که در آن:

E = مدول الاستیسیتهٔ تیر فولادی

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ تیر فولادی

Y_{con} = فاصلهٔ بال تیر فولادی تا بالای بتن

d = عمق کلی تیر مختلط

استثناء: اعضای با مقطع مختلط محاط در بتن، در صورت وجود حداقل 50 میلی‌متر پوشش بتن و محصورشدگی میلگردهای طولی در نواحی محتمل تشکیل مفصل پلاستیک با میلگردهای بسته (مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان) می‌توانند الزامات اعضای با شکل‌پذیری متوسط را برآورده نمایند.

۱۰-۳-۵-۶-۲ بال‌های تیر

در ناحیهٔ مفصل پلاستیک تغییر ناگهانی در مساحت بال تیر مجاز نیست. سوراخ‌کاری با مته در بال و بریدن پهنای بال تیر در صورتی مجاز است که آزمایش یا تأیید کیفیت نشان دهد که مفاصل پلاستیک پایدار می‌تواند تا تأمین زاویهٔ تغییرمکان نسبی موردنیاز طبقه، توسعه یابد.

۱۰-۳-۵-۶-۳ نواحی حفاظت‌شده

در دو انتهای تیر ناحیه‌هایی که تحت اثر کرنش‌های فرا ارتجاعی قرار می‌گیرند، باید به‌عنوان نواحی حفاظت‌شده در نظر گرفته شده و در آن‌ها الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۷ رعایت شوند. این ناحیه باید فاصله از بر ستون با مقطع مختلط تا یک‌دوم عمق تیر پس از محل تشکیل مفصل پلاستیک در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۵-۷ اتصالات

اتصال تیر به ستون، اتصال ستون به کف‌ستون و وصلهٔ ستون که باید به‌صورت گیردار در نظر گرفته شوند، باید الزامات این بخش را برآورده سازند.

۱۰-۳-۵-۷-۱ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های خمشی مختلط ویژه جوش‌های زیر به‌عنوان جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را تأمین نمایند:

الف) جوش شیاری در وصلهٔ ستون‌ها

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون

استثناء: درصورتی‌که آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های شیاری بال‌های تیر به ستون، جوش‌های شیاری جان تیر به ستون و جوش‌های شیاری ورق‌های اتصال جان تیر به ستون در اتصالات گیردار

ت) جوش‌های شیاری ورق‌های پیوستگی

۱۰-۳-۵-۷-۲ اتصالات تیر به ستون

در قاب‌های خمشی مختلط ویژه، اتصالات تیر به ستون‌های مختلط باید شرایط زیر را تأمین نمایند:

الف) اتصالات خمشی تیر به ستون باید توانایی تحمل تغییرشکل‌های دورانی حداقل به میزان 0.04 رادیان را بدون کاهش قابل‌توجه در مقاومت موجود خود دارا باشند

ب) مقاومت خمشی اندازه‌گیری شده اتصال در وجه ستون باید حداقل $0.8M_p$ تیر باشد.

پ) پیکربندی اتصال تیر به ستون باید از انواع به‌کاررفته در اتصالات پیش‌تأییدشده بوده یا عملکرد آن از طریق آزمایش مورد تأیید قرار گیرد.

استثنا: در تیرهای با مقطع مختلط محدودیت‌های ۱ و ۲ مطابق بند ۱۰-۳-۷-۱-پ کاربرد ندارد.

۱۰-۳-۵-۷-۳ مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (V_r) باید براساس آثار نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت خمشی تیر در محل مفصل پلاستیک، از رابطهٔ زیر تعیین شود:

$$V_r = \frac{1.1 \sum M_{p,exp}}{\alpha_s L_h} + V_{rg} \qquad (۱۰-۳-۵-۳-۳)$$

که در آن:

$M_{p,exp}$ = مقاومت خمشی مورد انتظار تیر

L_h = فاصلهٔ بین محل تشکیل دو مفصل پلاستیک در طول تیر

V_{rg} = برش حاصل از بارهای ثقلی با ضرایب بار مربوطه

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

۱۰-۳-۵-۷-۴ ورق‌های پیوستگی اتصال

در ستون‌های مختلط پرشده با بتن ضخامت ورق‌های پیوستگی باید حداقل برابر ضخامت بال‌های تیر باشند. اتصال ورق‌های پیوستگی به ستون باید به‌صورت جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشند. در ستون‌های مختلط پرشده با بتن تعبیهٔ سوراخ‌های دایره‌ای شکل با قطر کافی برای عبور بتن از این دیافراگم‌ها الزامی است.

۱۰-۳-۵-۸ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{pcc\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum M_{pcc})/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

$M_{pcc\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_{pcc}$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

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

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء فولادی مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

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

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

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

در این بخش، ضوابط طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده و دیوار برشی مختلط ارائه می‌شود. سیستم‌های سازه‌ای موردبررسی در این بخش عبارت‌اند از:

- قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه
- قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط
- دیوارهای برشی مختلط ویژه

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

۱۰-۳-۶-۱-۱ الزامات عمومی

قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه (C-SCBF) باید براساس الزامات این بخش طراحی شوند. در این نوع قاب‌ها، ستون‌ها باید دارای مقطع مختلط محاط در بتن یا پرشده با بتن، تیرها به‌صورت فولادی یا مختلط و اعضای مهاربندی به‌صورت فولادی یا مختلط پرشده با بتن در نظر گرفته شوند.

۱۰-۳-۶-۱-۲ مبانی طراحی

الزامات این بخش برای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه قابل کاربرد می‌باشند. در این‌گونه مهاربندها خروج‌ازمرکزیت کمتر از عمق تیر مجاز است مشروط بر اینکه برآیند نیروهای اعضا و اتصالات در طراحی لحاظ شوند و منبع مورد انتظار ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک تغییر نکند. قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ ویژه‌ای که براساس ضوابط این بخش طراحی می‌شوند، انتظار می‌رود به‌واسطهٔ کمانش اعضای مهاربندی تحت فشار و تسلیم اعضای مهاربندی تحت کشش دارای شکل‌پذیری قابل‌ملاحظه‌ای باشند.

۱۰-۳-۶-۱-۳ الزامات تحلیل

الزامات تحلیل قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه باید منطبق بر الزامات تحلیل قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای فولادی ویژه (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲-۳) باشد. اگر عضو موردنظر مختلط باشد مقاومت‌های مورد انتظار آن در کشش و فشار باید براساس مشخصات مقطع مختلط محاسبه شود.

۱۰-۳-۶-۱-۴ الزامات سیستم

الزامات سیستم قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه باید منطبق بر الزامات سیستم قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای فولادی ویژه (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲-۴) باشد.

۱۰-۳-۶-۱-۵ الزامات اعضا

۱۰-۳-۶-۱-۵-۱ الزامات عمومی

مقاطع ستون‌ها و مهاربندها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. مقاطع تیرها باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

۱۰-۳-۶-۱-۵-۲ اعضای مهاربندی

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه، الزامات اعضای مهاربندی باید منطبق بر الزامات اعضای مهاربندی در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای فولادی ویژه (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲-۵-۲) باشد، با این تفاوت که در محاسبات این بخش باید از شعاع ژیراسیون مقطع فولادی تنها استفاده شود.

۱۰-۳-۶-۱-۵-۳ نواحی حفاظت‌شده

نواحی حفاظت‌شدهٔ قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه که باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۷ را برآورده سازند، شامل موارد زیر است:

۱- در اعضای مهاربندی، ناحیهٔ یک‌چهارم میانی طول عضو مهاربندی و در دو انتها فاصله‌ای به طول عمق مقطع مهاربند در صفحهٔ کمانش از بر اتصال عضو مهاربندی به سمت داخل عضو

۲- اجزای اتصال مهاربندها به تیرها و ستون‌ها

۱۰-۳-۶-۱-۶ اتصالات

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه، اتصالات علاوه بر تأمین الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۱ باید الزامات این بخش را نیز برآورده نمایند.

۱۰-۳-۶-۱-۶-۱ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه، جوش‌های زیر به‌عنوان جوش‌های بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را تأمین نمایند:

الف) جوش شیاری در وصله ستون‌ها

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون

استثناء: درصورتی‌که آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های اتصال تیر به ستون مطابق با شرایط الزامات بند ۱۰-۳-۶-۱-۵-۲-ب

۱۰-۳-۶-۱-۶-۲ اتصال تیر به ستون

در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه، اگر اتصال ورق گاست هم به تیر و هم به ستون صورت گیرد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد:

الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲ به‌صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد، به‌نحوی‌که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد.

ب) اتصال به‌صورت یک اتصال گیردار در نظر گرفته شود به‌نحوی‌که الزامات بندهای ۱۰-۳-۲-۱۱، ۱۰-۳-۵-۷-۳ و ۱۰-۳-۵-۷-۴ را تأمین نماید. همچنین مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون باید براساس نتایج تحلیل در ترکیب با مقاومت خمشی موردنیاز اتصال مهاربندی و اتصال تیر با لحاظ نمودن نیروهای جمع‌کنندهٔ دیافراگمی حاصل از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۶-۱-۶-۳ اتصال اعضای مهاربندی

اتصال اعضای مهاربندی باید الزامات بند ۱۰-۳-۴-۲-۶-۳ را برآورده نماید، با این تفاوت که اگر عضو مهاربندی از نوع مختلط باشد، مقاومت موردنیاز اتصال در کشش و فشار باید براساس مقاومت محوری مورد انتظار عضو مهاربندی مختلط محاسبه شود. در تعیین مقاومت مورد انتظار عضو مهاربندی باید از ضرایب R_y متناسب با هر جزء مقطع مختلط استفاده شود. در صورت لزوم، مقاومت خمشی مورد انتظار عضو مهاربندی ($M_{p,exp}$) برابر لنگر پلاستیک مورد انتظار مقطع

مختلط خواهد بود و مقدار آن می‌تواند براساس روش توزیع تنش پلاستیک در مقطع یا سازگاری کرنش محاسبه شود، با این تفاوت که در این محاسبات به‌جای F_y از $R_y F_y$، به‌جای f_{yr} از $1.2f_{yr}$ و به‌جای f'_c از $R_c f'_c$ استفاده می‌شود که در آن:

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ مقطع فولادی

f_{yr} = تنش تسلیم مشخصهٔ آرماتورهای طولی

f'_c = تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱

R_c = نسبت تنش فشاری مورد انتظار به تنش فشاری مشخصهٔ بتن مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱

۱۰-۳-۶-۱-۷ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{pcc\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum M_{pcc})/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

$M_{pcc\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_{pcc}$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

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

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء فولادی مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

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

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

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

۱۰-۳-۶-۲-۱ الزامات عمومی

قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط (C-EBF) باید براساس الزامات این بخش طراحی شوند. قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط قاب‌هایی هستند که در آن‌ها در دهانهٔ مهاربندی یک انتهای مهاربندها با فاصلهٔ نسبتاً کمی از یکدیگر روی محور طولی تیر یا با فاصلهٔ نسبتاً کمی از گرهٔ اتصال تیر به ستون، به تیر متصل می‌شوند و موجب تشکیل تیر پیوند می‌شود که تحت اثر برش و خمش قرار می‌گیرد. به ناحیه‌ای که بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربندی روی تیر تشکیل می‌شود تیر پیوند میانی و به فاصله‌ای که بین نقطهٔ تلاقی محور عضو مهاربندی تا گره اتصال تیر به ستون قرار دارد، تیر پیوند کناری گفته می‌شود.

در این نوع قاب‌ها ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک سیستم مهاربندی عمدتاً از طریق تسلیم برشی یا خمشی تیر پیوند تأمین می‌شود.

در این نوع قاب‌ها، ستون‌ها باید دارای مقطع مختلط محاط در بتن یا پرشده با بتن، تیرها به‌صورت فولادی یا مختلط، تیرهای پیوند از نوع فولادی و اعضای مهاربندی به‌صورت فولادی یا مختلط پرشده با بتن در نظر گرفته شوند.

۱۰-۳-۶-۲-۲ مبانی طراحی

قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط باید الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۲ را با در نظر گرفتن اصلاحات موردنظر در این بخش برآورده نمایند.

قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط که با ضوابط این بخش طراحی می‌شوند، به‌واسطهٔ تسلیم برشی یا خمشی تیر پیوند، انتظار می‌رود دارای شکل‌پذیری قابل‌ملاحظه‌ای باشند.

۱۰-۳-۶-۲-۳ الزامات تحلیل

الزامات تحلیل قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط باید منطبق بر الزامات تحلیل قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای فولادی (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۳) باشد.

۱۰-۳-۶-۲-۴ الزامات سیستم

الزامات سیستم قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط باید منطبق بر الزامات سیستم قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای فولادی (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۴) باشد.

۱۰-۳-۶-۲-۵ الزامات اعضا

الزامات اعضای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط باید منطبق بر الزامات اعضای قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای فولادی (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۵) باشد.

۱۰-۳-۶-۲-۶ اتصالات

الزامات اتصالات قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط باید منطبق بر الزامات اتصالات قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرای فولادی (مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۶) باشد؛ با این استثنا که در این نوع قاب‌ها اگر اتصال ورق گاست (ورق اتصال) هم به تیر و هم به ستون صورت گیرد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد:

الف) درصورتی‌که تیر پیوند از نوع میانی باشد، پیکربندی اتصال تیر به ستون می‌تواند مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲ به‌صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد به‌نحوی‌که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد.

ب) در هر دو حالت تیر پیوند میانی و کناری، اتصال تیر به ستون می‌تواند به‌صورت یک اتصال گیردار در نظر گرفته شود، با این شرط که الزامات بندهای ۱۰-۳-۲-۱۱، ۱۰-۳-۵-۷-۳ و ۱۰-۳-۵-۷-۴ را تأمین نماید. همچنین مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون باید براساس نتایج تحلیل در ترکیب با مقاومت خمشی موردنیاز اتصال مهاربندی و اتصال تیر با لحاظ نمودن نیروهای جمع‌کنندهٔ دیافراگمی حاصل از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۶-۲-۷ وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی

باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{pcc\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum M_{pcc})/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

$M_{pcc\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_{pcc}$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

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

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء فولادی مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

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

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

inbr.ir

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

۱۰-۳-۶-۳-۱ الزامات عمومی

دیوارهای برشی مختلط ویژه (C-SSW) باید براساس الزامات این بخش طراحی شوند. این سیستم سازه‌ای می‌تواند شامل دیوارهای برشی بتن‌آرمه غیرهم‌بسته با اجزای مرزی مختلط یا دیوارهای برشی هم‌بسته با یا بدون اجزای مرزی مختلط با تیر همبند فولادی یا مختلط باشد.

۱۰-۳-۶-۳-۲ مبانی طراحی

از دیوارهای برشی بتن‌آرمهٔ مختلط ویژه که براساس ضوابط این بخش طراحی می‌شوند، انتظار می‌رود به‌واسطهٔ تسلیم کلی دیوار برشی بتن‌آرمه یا تسلیم برشی یا خمشی تیرهای همبند فولادی یا مختلط (در صورت وجود) و یا تسلیم کششی یا فشاری اجزای مرزی، دارای شکل‌پذیری قابل‌ملاحظه‌ای باشند.

در دیوارهای برشی هم‌بسته طراحی اتصال تیرهای همبند و نیز طراحی دیوار برشی باید براساس مقاومت مورد انتظار تیرهای همبند با لحاظ نمودن آثار سخت‌شوندگی مصالح فولادی صورت گیرد.

دیوارهای برشی بتن‌آرمه مختلط ویژه باید الزامات طراحی دیوارهای برشی بتن‌آرمه را براساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، به همراه الزامات لرزه‌ای این بخش برآورده نمایند.

در دیوارهای برشی هم‌بسته تیرهای همبند فولادی می‌توانند به‌گونه‌ای طراحی و جزئیات‌بندی شوند که رفتار آن‌ها توسط برش یا خمش کنترل شود. چنانچه طول تیر همبند کمتر از $1.6M_p / V_p$ باشد، تیر همبند برش-کنترل و چنانچه طول آن بیش از $2.6M_p / V_p$ باشد خمش-کنترل و درصورتی‌که طول تیر پیوند بین این دو مقدار باشد، رفتار تیر به‌طور هم‌زمان توسط برش و خمش کنترل می‌گردد که در آن M_p و V_p مقاومت خمشی و برشی موجود تیر همبند فولادی یا مختلط است.

۱۰-۳-۶-۳-۳ الزامات تحلیل

در تحلیل دیوارهای برشی بتن‌آرمهٔ مختلط ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند:

الف) برای دیوارهای برشی بتن‌آرمه، مقادیر سختی مؤثر مورد استفاده در تحلیل‌های الاستیک باید براساس الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شوند.

ب) برای تیرهای همبند مختلط سختی مؤثر خمشی باید برابر $0.07(g/h)(EI)_{trans}$، سختی مؤثر برشی برابر GA_w و سختی مؤثر محوری برابر $(EA)_{trans}$ در نظر گرفته شود که در آن:

$(EI)_{trans}$ = صلبیت خمشی مقطع تبدیل‌یافتهٔ ترک‌خورده

$(EA)_{trans}$ = صلبیت محوری مقطع تبدیل‌یافته

g = دهانهٔ آزاد تیر همبند

h = عمق کلی مقطع مختلط

A_w = مساحت جان مقطع فولادی

G = مدول الاستیسیتهٔ برشی فولاد

پ) زمانی که اجزای مرزی دیوار برشی به‌صورت مقطع مختلط محاط در بتن باشد، تحلیل باید براساس مشخصات مقطع بتنی تبدیل‌یافته صورت گیرد.

ت) در تحلیل باید آثار ناشی از تغییرشکل‌های برشی تیر همبند فولادی در نظر گرفته شوند.

۱۰-۳-۶-۳-۴ الزامات سیستم

در دیوارهای برشی غیرهم‌بسته رعایت ضابطهٔ اضافی الزامی نیست. در دیوارهای برشی هم‌بسته، نیروهای تیر همبند می‌تواند به‌صورت قائم بین کف‌های مجاور بازتوزیع شود. درهرحال نیروی برشی هر یک از تیرهای همبند نباید بیش از 20% نسبت به مقادیر الاستیک کاهش داشته باشد. مجموع مقاومت برشی تیرهای همبند در ارتفاع ساختمان باید مساوی یا بزرگ‌تر از مجموع مقادیر الاستیک باشد. علاوه بر این موارد الزامات زیر نیز باید رعایت شوند:

الف) در دیوارهای هم‌بسته، جذب انرژی ابتدا باید توسط تسلیم تیرهای همبند در سرتاسر ارتفاع سازه و پیش از تسلیم خمشی پای دیوار صورت گیرد.

ب) در دیوارهای هم‌بسته، مقاومت محوری موجود دیوار در نقطه متوازن (P_{bc}) باید مساوی یا بزرگ‌تر از کل مقاومت محوری فشاری موردنیاز در پایهٔ دیوار باشد. مقاومت محوری فشاری موردنیاز باید براساس مجموع مقاومت‌های موردنیاز دیوارها حاصل از بخش ثقلی ترکیب بارهای لرزه‌ای با مجموع مقاومت‌های برشی مورد انتظار تیرهای پیوند که به‌منظور در نظر گرفتن آثار سخت‌شوندگی مصالح فولادی تیرهای همبند با ضریب 1.1 افزایش داده شده است، محاسبه شود.

۱۰-۳-۶-۳-۵ الزامات اعضا

۱۰-۳-۶-۳-۵-۱ اعضای شکل‌پذیر

در طول تیرهای همبند با مقطع I شکل باید مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲-ت، سخت‌کننده‌های عرضی تعبیه شود. جوشکاری این سخت‌کننده‌ها به تیر همبند باید براساس ضوابط بند ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲-ت -۱ صورت گیرد.

۱۰-۳-۶-۳-۵-۲ اجزای مرزی

اجزای مرزی مختلطی که دارای مقطع فولادی محاط در بتن نیستند، باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۷ برای اعضای با شکل‌پذیری زیاد را تأمین نمایند. همچنین در این نوع دیوارهای برشی، مقاومت محوری موردنیاز اجزای مرزی باید با فرض اینکه نیروهای برشی توسط دیوار برشی بتن‌آرمه تحمل شده و کل نیروهای ثقلی و واژگونی توسط اجزای مرزی به همراه دیوار برشی بتن‌آرمه تحمل شوند، تعیین گردد.

در طراحی دیوارهای با اجزای مرزی فولادی محاط در بتن، الزامات زیر باید تأمین شوند:

الف) زمانی که یک مقطع مختلط محاط در بتن به‌عنوان جزء مرزی قائم مورد استفاده قرار می‌گیرد، جزء مرزی باید براساس الزامات ستون با مقطع مختلط مطابق بخش ۱۰-۲-۸ این مبحث طراحی شود.

ب) اجزای مرزی با مقطع مختلط محاط در بتن باید الزامات اعضای با شکل‌پذیری زیاد را مطابق موارد بند ۱۰-۳-۲-۹-۳-ب برآورده نمایند.

پ) میلگردهای عرضی مورد استفاده برای مهار اجزای مرزی با مقطع مختلط باید در فاصله‌ای به طول $2h$ در داخل دیوار ادامه یابند که در آن h برابر با کل بعد جزء مرزی در صفحهٔ دیوار است.

ت) به‌منظور انتقال نیروهای برشی دیوار در اجزای مرزی باید از برشگیرهای از نوع گل‌میخ یا ناودانی استفاده شود.

ث) میلگردهای قائم دیوار باید توسط میلگردهای عرضی به‌گونه‌ای محصور شوند که الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برای اجزای مرزی را برآورده نمایند. همچنین میلگردهای افقی دیوار نیز باید به نحو مؤثری به جزء مرزی دیوار مهار گردد.

inbr.ir

۱۰-۳-۶-۳-۵-۳ تیرهای همبند فولادی

درصورتی‌که تیرهای همبند از نوع فولادی باشند، الزامات زیر باید رعایت شوند:

الف) در صورتی‌که دیوار بتنی فاقد اجزای مرزی فولادی یا مختلط باشد، حداقل طول مدفون تیر همبند در داخل دیوار برشی (L_e) برحسب میلی‌متر از طریق رابطهٔ زیر به دست می‌آید. این طول مطابق شکل ۱۰-۳-۶-۳-۱ از اولین لایهٔ میلگردهای محصورکنندهٔ مجاور لبهٔ دیوار محاسبه می‌شود.

$$V_{be} = 4.04\sqrt{f_c'}\left(\frac{b_w}{b_f}\right)^{0.66}\beta_1 b_f L_e\left[\frac{0.58-0.22\beta_1}{0.88+\frac{g}{2L_e}}\right] \qquad (۱۰-۶-۳-۱)$$

که در آن:

b_w = ضخامت جان دیوار برحسب میلی‌متر

b_f = پهنای بال مقطع تیر همبند برحسب میلی‌متر

f_c' = تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن برحسب مگاپاسکال

β_1 = نسبت ارتفاع بلوک مستطیلی تنش فشاری معادل به فاصلهٔ محور خنثی تا دورترین تار فشاری مقطع

V_{be} = مقاومت برشی مورد انتظار تیر همبند مطابق رابطهٔ زیر برحسب نیوتن:

$$V_{be} = \frac{2(1.1R_y)\,M_p}{g} \le 1.1R_yV_p \qquad (۱۰-۶-۳-۲)$$

g = طول آزاد تیر همبند به‌علاوهٔ پوشش بتن در لبهٔ دیوار در هر دو انتهای تیر برحسب میلی‌متر (مطابق شکل ۱۰-۳-۶-۳-۱)

M_p = لنگر پلاستیک تیر همبند فولادی $(M_p = ZF_y)$

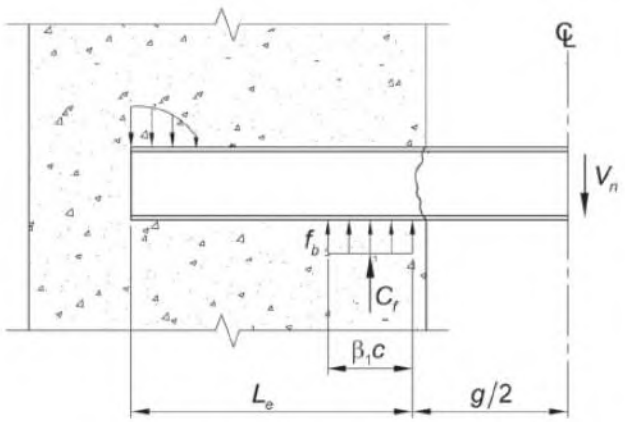
V_p = مقاومت برشی اسمی تیر همبند فولادی $(V_p = 0.6F_yA_{tw})$

Z = اساس مقطع پلاستیک تیر همبند فولادی نسبت به محور خمش

A_{tw} = مساحت جان تیر همبند فولادی

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ تیر همبند فولادی

inbr.ir



شکل ۱۰-۳-۶-۳-۱: طول آزاد و طول مدفون تیر همبند

ب) تیرهای همبند فولادی باید الزامات تیرهای پیوند در قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا را مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲ تأمین نمایند؛ با این تفاوت که در تیرهای همبند ساخته‌شده از ورق، اتصال جان (یا جان‌ها) به بال تیر به‌جای جوش شیاری با نفوذ کامل می‌تواند از نوع جوش شیاری با نفوذ نسبی (ناقص) یا جوش گوشهٔ دوطرفه نیز باشد، مشروط بر آنکه دارای مقاومت موجود کافی جهت توسعهٔ کامل مقاومت مورد انتظار تیر همبند باشند.

پ) در محل لبهٔ دیوارهای برشی (در دو انتهای طول آزاد تیر همبند) تعبیهٔ سخت‌کننده‌های عرضی در داخل تیر همبند الزامی است. این سخت‌کننده‌ها باید تمام‌عمق و در دو طرف تیر همبند تعبیه شوند. همچنین در مواردی که مطابق بند ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲-ت-۱ در تیر همبند علاوه بر تعبیهٔ سخت‌کننده‌های عرضی میانی الزامی باشد، دوران تیر همبند باید برابر 0.08 رادیان در نظر گرفته شود.

ت) مقاومت خمشی موردنیاز تیر همبند باید با ضریب $1 + [(2L_e)/(3g)]$ تشدید شود.

ث) در محدودهٔ طول مدفون تیر همبند، مطابق شکل ۱۰-۳-۶-۳-۲ میلگردهای قائم دیوار نباید از میلگردهای قائمی با مقاومت محوری اسمی برابر با مقاومت برشی مورد انتظار تیر همبند (V_{be}) که با ضریب زیر تشدید می‌شود، کمتر باشد:

$$\frac{\frac{g}{2L_e} + 0.33\beta_1}{0.88 - 0.33\beta_1} \geq 1.0 \qquad (۱۰-۳-۶-۳)$$

ج) در هر دو ناحیهٔ انتقال طول مدفون تیر همبند که در ابتدا و انتهای این طول قرار دارند، مساحت آرماتورهای انتقال موردنیاز که به هر دو بال تحتانی و فوقانی تیر همبند متصل می‌شوند، نباید از مقدار ارائه‌شده در رابطهٔ ۱۰-۳-۶-۴ کمتر در نظر گرفته شود. طول آرماتورهای انتقال باید به نحوی باشد که در بالا و پایین بال‌های تیر همبند طول گیرایی کششی تأمین شود. مطابق شکل ۱۰-۳-۶-۳-۲، ناحیهٔ انتقال ابتدایی طول مدفون تیر همبند باید محدودهٔ میلگردهای قائم مجاور لبهٔ دیوار و ناحیهٔ انتقال انتهایی طول مدفون تیر همبند باید در فاصلهٔ حداقل برابر نصف عمق مقطع تیر همبند از انتهای طول مدفون تیر باشد.

$$A_{tb} \geq 0.03 f'_c L_e b_f / F_{ysr} \qquad (۱۰-۳-۶-۴)$$

که در آن:

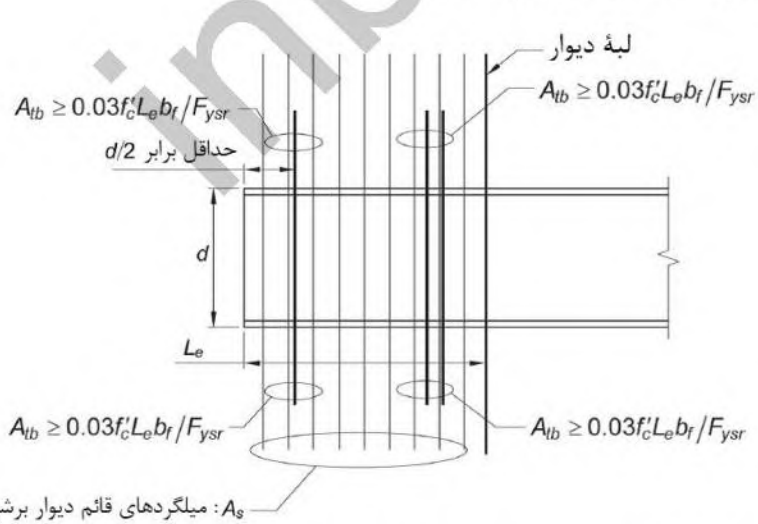
A_{tb} = مساحت آرماتورهای انتقال موردنیاز در هر دو ناحیهٔ انتقال طول مدفون تیر همبند که باید به هر دو بال تحتانی و فوقانی تیر همبند متصل شوند

L_e = طول مدفون تیر همبند در داخل دیوار برشی

b_f = پهنای بال مقطع تیر همبند

f'_c = تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

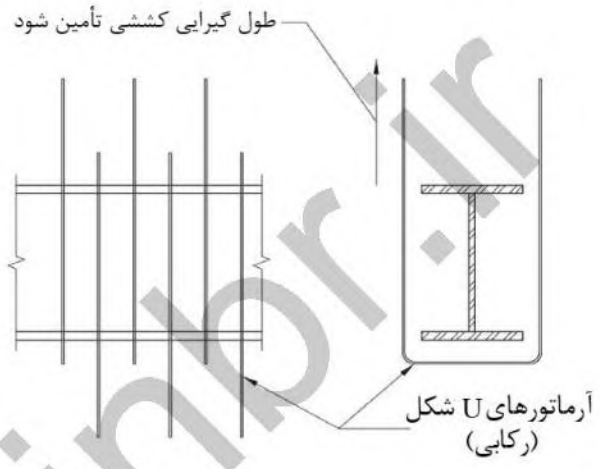
F_{ysr} = تنش تسلیم مشخصهٔ میلگردهای انتقال



شکل ۱۰-۳-۶-۳-۲: میلگردهای قائم دیوار و میلگردهای انتقال در محدودهٔ طول مدفون تیر همبند

تبصره ۱: در محدودهٔ طول مدفون تیر همبند، مجموع مساحت میلگردهای قائم دیوار برشی و میلگردهای انتقال نباید از 8% مساحت این ناحیهٔ دیوار ($L_e b_w$) بیشتر باشد.

تبصره ۲: در دو ناحیهٔ انتقال ابتدایی و انتهایی، میلگردهای انتقال باید به‌طور مستقیم یا از طریق وصله‌های مکانیکی به بال‌های فوقانی و تحتانی تیر همبند جوش شوند. به‌عنوان یک راهکار دیگر، در این دو ناحیهٔ انتقال، مطابق شکل ۱۰-۳-۶-۳-۳ استفاده از آرماتورهای U شکل (رکابی) که ساق‌های آن‌ها یک‌درمیان بالا و پایین قرار می‌گیرند، به‌عنوان میلگردهای انتقال مجاز است.



شکل ۱۰-۳-۶-۳-۳: استفاده از آرماتورهای U شکل به‌عنوان میلگردهای انتقال

۱۰-۳-۶-۳-۵-۴ تیرهای همبند مختلط

تیرهای همبند مختلط محاط در بتن باید کلیهٔ الزامات تیرهای همبند فولادی به‌غیراز الزام بند (ب) را برآورده نمایند، با این تفاوت که در الزام بند (الف) در رابطهٔ ۱۰-۳-۶-۳-۲ به‌جای $1.1R_yV_p$ از V_{ce} و به‌جای $1.1R_yM_p$ از M_{pbe} استفاده شود که در آن:

M_{pbe} = لنگر خمشی مورد انتظار تیر همبند مختلط محاط در بتن است و می‌تواند براساس توزیع تنش پلاستیک در مقطع یا سازگاری کرنش محاسبه شود. در این محاسبات به‌جای F_y باید از R_yF_y، به‌جای f_{yr} باید از R_yf_{yr} و به‌جای f'_c باید از $R_cf'_c$ استفاده شود.

V_{ce} = مقاومت برشی مورد انتظار تیر همبند مختلط محاط در بتن است و مقدار آن از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$V_{ce} = 1.1R_yV_p + 0.21b_{wc}d_c\sqrt{R_cf_c'} + \frac{1.33R_{yr}A_{sr}f_{ysr}d_c}{s} \qquad (۵-۶-۳-۱۰)$$

که در آن:

A_{sr} = مساحت آرماتورهای عرضی

F_{ysr} = تنش تسلیم مشخصهٔ آرماتورهای عرضی

R_c = نسبت تنش فشاری مورد انتظار به تنش فشاری مشخصهٔ بتن مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱

R_{yr} = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ آرماتورهای عرضی مطابق جدول ۱۰-۳-۲-۱

V_p = مقاومت برشی اسمی تیر فولادی $(V_p = 0.6F_yA_w)$

A_w = مساحت جان تیر فولادی

b_{wc} = پهنای مقطع تیر مختلط محاط در بتن

d_c = عمق مؤثر مقطع تیر مختلط محاط در بتن

s = فاصلهٔ بین میلگردهای عرضی

۱۰-۳-۶-۳-۵-۵ نواحی حفاظت‌شده

طول آزاد تیر همبند به‌عنوان ناحیهٔ حفاظت‌شده محسوب می‌شود و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۷ را تأمین نماید. تعبیهٔ سخت‌کننده‌های عرضی در دو انتهای آزاد طول تیر همبند و در صورت نیاز در طول آن مجاز است.

۱۰-۳-۶-۳-۶ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در دیوارهای برشی بتن‌آرمهٔ مختلط ویژه، جوش‌های زیر به‌عنوان جوش‌های بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را تأمین نمایند:

۱- جوش شیاری در وصلهٔ ستون‌ها

۲- جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون

استثناء: درصورتی‌که تحلیل‌ها نشان دهد که تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته برکنش محتمل نیست، جوش‌های اتصال ستون به کف‌ستون می‌تواند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشود.

۱۰-۳-۶-۳-۷ وصلهٔ بخش فولادی اجزای مرزی

وصلهٔ بخش فولادی اجزای مرزی باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم بخش فولادی باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم بخش فولادی می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{pcc\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی موردنیاز آن‌ها نباید از $(\sum M_{pcc})/(\alpha_s H_c)$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن:

$M_{pcc\,min}$ = لنگر پلاستیک کوچک‌ترین مقطع وصله‌شوندهٔ ستون

$\sum M_{pcc}$ = مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر

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

H_c = ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: درهرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء فولادی مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_y F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن:

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

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون

b_i = پهنای جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

t_i = ضخامت جزء ستون کوچک‌تر وصله‌شونده

۱۰-۳-۷ اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده

ضوابط عمومی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در بخش ۱۰-۳-۲ این مبحث و الزامات خاص مربوط به قاب‌های خمشی متوسط و ویژه برای اقناع نیازهای لرزه‌ای، در بخش ۱۰-۳-۳ ارائه شده است. مطابق ضوابط بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۶ و ۱۰-۳-۳-۳-۸ در این نوع قاب‌ها، اتصالاتی در محل تقاطع تیر به ستون باید مورد استفاده قرار گیرند که از طریق انجام اقدامات و آزمایشات مقرر شده در بخش ۱۰-۳-۸ تائید شوند.

اتصالات گیردار ارائه‌شده در جدول ۱۰-۳-۷-۱ در صورت تأمین الزامات و محدودیت‌های این بخش به‌عنوان اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده محسوب می‌شوند و برای استفاده از آن‌ها نیازی به انجام اقدامات و آزمایشات مقرر شده در بخش ۱۰-۳-۸ نیست.

جدول ۱۰-۳-۷-۱: انواع اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده

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

inbr.ir

۱۰-۳-۷-۱ الزامات عمومی

در طراحی اتصالات پیش‌تأییدشده، علاوه بر الزامات فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و الزامات لرزه‌ای عمومی بخش ۱۰-۳-۲ این مبحث، الزامات بخش‌های ۱۰-۳-۳-۲ یا ۱۰-۳-۳-۳، حسب مورد، نیز باید رعایت شود. در تحلیل سازه، این اتصالات باید به‌صورت گیردار در نظر گرفته شوند. ضمناً کلیهٔ اتصالات پیش‌تأییدشده باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) مصالح

۱- فولاد مورد استفاده باید ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۱ را رعایت نماید.

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

تبصره: ردهٔ J0 به رده‌ای از مصالح فولادی گفته می‌شود که طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی آن حداقل 27 ژول در دمای صفر درجه سلسیوس باشد.

ب) اعضا

به‌طورکلی مقاطع تیرها و ستون‌ها باید یکی از انواع زیر باشند. محدودیت استفاده از هر یک از این مقاطع در انواع اتصالات پیش‌تاییدشده، در بخش مربوطه آمده است.

۱- مقاطع نوردشدهٔ I یا H شکل

۲- مقاطع قوطی‌شکل (HSS) برای ستون‌ها

۳- مقاطع ساخته‌شده

مقاطع فوق باید دارای دو محور تقارن باشند. تیرها می‌توانند دارای مقطع I یا H شکل (نوردشده یا ساخته شده از ورق) و ستون‌ها دارای مقطع قوطی‌شکل (HSS)، مقطع H شکل (نوردشده یا ساخته شده از ورق)، مقطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری (مقاطع H شکل جعبه‌ای‌شده) و مقطع صلیبی‌شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده باشد.

inbr.ir

استفاده از مقاطع قوطی‌شکل (HSS) به شرطی مجاز است که براساس ضوابط مدارک معتبر، ساخت و طراحی شده باشند.

جان مقاطع ساخته‌شده باید به‌طور پیوسته به بال آن‌ها با رعایت ضوابط زیر متصل باشد:

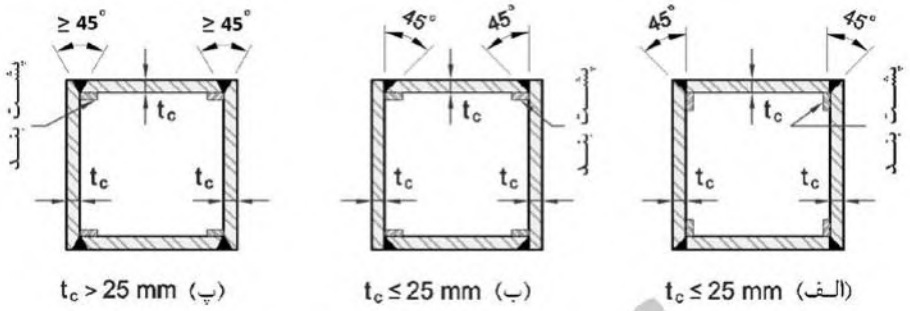
- در دو انتهای تیرهای I و H شکل ساخته شده از ورق، به طول حداقل S_h+d_b، اتصال جان به بال باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. بعد جوش‌های گوشهٔ تقویتی در هر طرف جان تیر نباید از کوچک‌ترین دو مقدار ضخامت جان و 8 میلی‌متر، کمتر باشد. S_h فاصلهٔ بین مفصل پلاستیک در داخل تیر تا بر ستون است که برای انواع مختلف اتصالات پیش‌تاییدشده در بخش‌های مربوطه ارائه شده است و d_b عمق تیر است.

  تبصره: در مواردی که در بخش‌های ۱۰-۳-۷-۲ الی ۱۰-۳-۷-۱۰ در این خصوص الزام دیگری وضع شده باشد، تأمین شرایط فوق الزامی نبوده و به‌جای آن باید الزام بخش‌های مذکور تأمین شوند.

- در ستون‌های H شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر به‌علاوهٔ 300 میلی‌متر بالا و پایین بال‌های تیر که به‌عنوان نواحی بحرانی ستون نامیده می‌شوند، اتصال جان به بال‌های مقطع ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. بعد جوش‌های گوشهٔ تقویتی در هر طرف جان ستون نباید از کوچک‌ترین دو مقدار ضخامت جان و 8 میلی‌متر، کمتر باشد.

- در ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری (مقاطع H شکل جعبه‌ای شده)، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر به‌علاوهٔ 300 میلی‌متر بالا و پایین بال تیر که به‌عنوان نواحی بحرانی ستون نامیده می‌شوند، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با ورق پشت‌بند باشد. در خارج از نواحی بحرانی طول ستون، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون می‌تواند با استفاده از جوش شیاری با نفوذ ناقص (بدون استفاده از ورق پشت‌بند) انجام پذیرد. جزئیات اتصال جوش شیاری با نفوذ کامل در ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق با ضخامت

کمتر یا مساوی 25 میلی‌متر باید مطابق شکل ۱۰-۳-۷-۱-الف یا ۱۰-۳-۷-۱-ب و برای ورق‌های بزرگ‌تر از 25 میلی‌متر مطابق شکل ۱۰-۳-۷-۱-پ باشد.



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

- در ستون‌های با مقطع صلیبی‌شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر به‌علاوهٔ 300 میلی‌متر بالا و پایین بال تیر، که به‌عنوان نواحی بحرانی ستون نامیده می‌شوند، اتصال جان‌ها به یکدیگر و به بال‌ها باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل با جوش گوشهٔ تقویتی در هر دو طرف جان باشد. بعد جوش‌های گوشهٔ تقویتی در هر طرف جان ستون نباید از کوچک‌ترین دو مقدار ضخامت جان و 8 میلی‌متر، کمتر باشد.

پ) ملاحظات اجرایی تیرها

تیرها باید مطابق الزامات بخش ۱۰-۳-۲-۸ دارای مهار جانبی باشند. علاوه بر الزامات آن بخش، به‌جز در اتصالات فلنجی پیش‌تأییدشده، تعبیهٔ مهار جانبی اضافی در دو انتهای تیر در فاصله‌ای بین انتهای ناحیهٔ حفاظت‌شده تا نصف عمق تیر بعد از آن، الزامی است. طول ناحیهٔ حفاظت‌شده برای انواع مختلف اتصالات پیش‌تاییدشده، در بخش‌های مربوطه ارائه شده است. در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، درصورتی‌که تیرها در فاصلهٔ میانی بین دو ناحیهٔ حفاظت‌شده دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن به فاصلهٔ حداکثر برابر 300 میلی‌متر باشند، تعبیهٔ مهارهای جانبی اضافی در محل‌های مذکور الزامی نیست. همچنین:

(۱) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، به‌جز در اتصالات پیش‌تأییدشدهٔ فلنجی، در نواحی حفاظت‌شدهٔ تیر تعبیهٔ برشگیر در روی بال فوقانی تیر مجاز نیست. در اتصال پیش‌تأییدشدهٔ فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی و نیز در اتصال پیش‌تأییدشدهٔ فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی، در فاصلهٔ 1.5 برابر عمق تیر از بر ستون، تعبیهٔ برشگیر در روی بال فوقانی تیر مجاز نیست.

(۲) در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای، در فاصلهٔ حداقل برابر 25 میلی‌متر از طریق مصالح انعطاف‌پذیر (نظیر یونولیت) باید از اتصال دال بتنی به وجوه ستون اجتناب شود.

تبصره: منظور از دال بتنی سازه‌ای، دال بتن‌آرمه‌ای است که ضخامت آن بیش از 75 میلی‌متر بوده و تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن، بیش از 14 مگاپاسکال باشد. در دال بتنی همراه با عرشهٔ فولادی، ضخامت معادل دال بتنی روی عرشه مدنظر است.

ت) جوشکاری

(۱) صد درصد جوش‌های شیاری به‌کاررفته در ناحیهٔ اتصال تیر به ستون باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی یا اولتراسونیک (فراصوتی) تأیید شوند (مطابق بند ۱۰-۴-۴-۲).

(۲) برداشتن پشت‌بندهای مورد استفاده در اتصال ورق‌های پیوستگی به بال‌ها و جان (یا جان‌های) مقطع ستون، پس از اتمام عملیات جوشکاری الزامی نیست. پشت‌بندهایی که در محل اتصال به بال ستون باقی می‌مانند باید با استفاده از یک جوش گوشهٔ پیوستهٔ 8 میلی‌متری بر لبهٔ زیرین جوش شیاری به بال ستون متصل شود. هنگامی‌که پشت‌بند برداشته می‌شود، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با یک جوش گوشه تقویت شود. جوش گوشهٔ تقویتی باید سرتاسری بوده و بعد آن حداقل 8 میلی‌متر باشد.

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

(۴) در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، برای اتصال بال‌های تیر به بال ستون، استفاده از ورق‌های گوشواره (ناودان انتهای جوش شیاری) الزامی است. ورق‌های گوشواره باید حداقل به‌اندازهٔ 25 میلی‌متر یا ضخامت قطعه (هرکدام بزرگ‌تر بود)، از لبهٔ درز امتداد داشته باشد؛ ولی نیازی نیست بلندتر از 50 میلی‌متر باشد. پس از تکمیل جوشکاری، ورق‌های گوشواره‌ای باید برداشته شوند.

(۵) در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، پشت‌بندهای مورد استفاده در بال تحتانی تیر (در صورت وجود) باید برداشته شوند و پس از برداشتن پشت‌بند، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با جوش گوشه به ضخامت حداقل 8 میلی‌متر تقویت گردد. ضخامت جوش گوشهٔ تقویتی باید به‌گونه‌ای باشد که پنجهٔ جوش گوشه روی فلز پایه تیر قرار گیرد. چنانچه پس از حذف پشت‌بند، فلز پایه و ریشهٔ جوش به‌صورت یکنواخت سنگ‌زنی شوند، نیازی به ادامه دادن جوش گوشهٔ تقویتی روی فلز پایه نیست.

(۶) در اتصالات گیردار مستقیم تیر به ستون، برداشتن پشت‌بندهای مورد استفاده در بال فوقانی تیر (در صورت وجود) الزامی نیست. درصورتی‌که پشت‌بندها برداشته نشوند، این پشت‌بندها باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل 8 میلی‌متر به بال ستون جوش داده شوند. جوشکاری این پشت‌بندها به بال‌های تیر مجاز نیست.

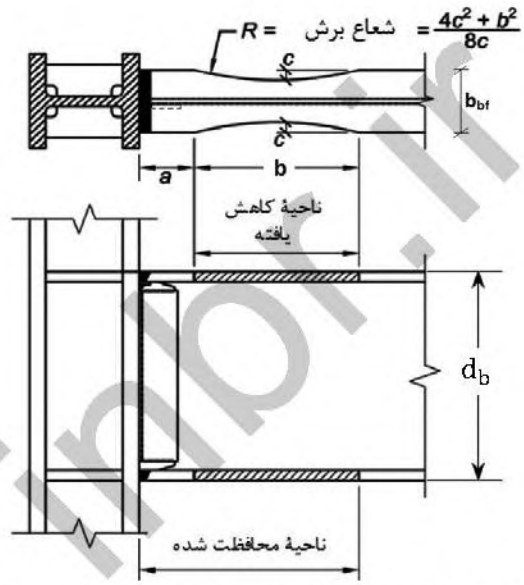
(۷) در صورت اجرای اتصالات گیردار به‌صورت درختی، محل وصلهٔ تیر، شامل نواحی که وصله با جوش یا پیچ به تیر متصل می‌شود، باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شده باشد.

inbr.ir

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

اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش‌یافته (شکل ۱۰-۳-۷-۲)، علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشد.

در این نوع اتصال قسمتی از بال تیر در مجاورت اتصال آن به ستون براساس محدودیت‌های این بخش کاهش می‌یابد. هدف از این اقدام این است که تسلیم و تشکیل مفاصل پلاستیک به‌طور عمده در این قسمت از تیر اتفاق بیفتد. ناحیهٔ کاهش‌یافتهٔ تیر باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر کلیهٔ ترکیبات بارگذاری متعارف باشند.



شکل ۱۰-۳-۷-۲: اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS)

تبصره: در قاب‌های دارای این نوع اتصالات، در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه باید آثار مقطع کاهش‌یافته لحاظ شود. در این کنترل به‌جای مدل‌سازی ناحیهٔ کاهش‌یافته، می‌توان تغییرمکان جانبی نسبی را در حالتی که ناحیهٔ کاهش‌یافته مدل نشده است، با ضریب 1.1 برای حالت نظیر $c = 0.25b_{bf}$ تشدید نمود. برای سایر مقادیر c می‌توان از درون‌یابی خطی بین آن‌ها و $c = 0.25b_{bf}$ بهره برد. c پارامتری است که در شکل ۱۰-۳-۷-۲ نشان داده شده و محدودیت‌های آن در بخش ۱۰-۳-۷-۲-۱ بیان شده است.

۱۰-۳-۷-۲-۱ تیرها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشدهٔ I یا H شکل و مقاطع ساخته شده از ورق دارای مقطع I یا H شکل، برای تیر مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع تیر نباید از 1100 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از 600 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۳) ضخامت بال مقطع تیر نباید از 55 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۴) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از 7 در قاب‌های خمشی ویژه و از 5 در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۵) نسبت پهنا به ضخامت بال و جان تیر باید ضوابط بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۲ یا ۱۰-۳-۳-۳-۲ را، حسب مورد، اقناع نماید. در محاسبهٔ این نسبت، پهنای بال را می‌توان برابر عرض بال در انتهای دوسوم میانی ناحیهٔ کاهش‌یافتهٔ بال در نظر گرفت.

(۶) در دو انتهای تیر، برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به بال ستون، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی الزامی بوده و هندسهٔ آن‌ها باید مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱-۴ باشد.

(۷) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید برابر a+b در نظر گرفته شود. a و b در شکل ۱۰-۳-۷-۲ نشان داده شده است.

(۸) فاصلهٔ محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون، باید برابر $S_h = a + b/2$ در نظر گرفته شود. a و b در شکل ۱۰-۳-۷-۲ نشان داده شده است.

(۹) در ناحیهٔ کاهش‌یافتهٔ تیر محدودیت‌های زیر باید تأمین شوند. انتخاب نهایی مقادیر این پارامترها براساس تأمین کلیهٔ الزامات مربوط به مقاومت موجود لازم تیر در مقطع کاهش‌یافته و انتهای تیر صورت می‌گیرد.

$$R = (4c^2+b^2)/8c \qquad (۱۰-۷-۳-۱)$$

$$0.5b_{bf} \le a \le 0.75b_{bf} \qquad (۱۰-۷-۳-۲)$$

$$0.65d_b \le b \le 0.85d_b \qquad (۱۰-۷-۳-۳)$$

$$0.1b_{bf} \le c \le 0.25b_{bf} \qquad (۱۰-۷-۳-۴)$$

در روابط فوق a، b، c، b_{bf} و d_b در شکل ۱۰-۳-۷-۲ نشان داده شده است.

۱۰-۳-۷-۲-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده H شکل، مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع H شکل، جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری (مقاطع H شکل جعبه‌ای شده) و مقاطع صلیبی‌شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده برای ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقاطع H شکل و عمق و پهنای مقاطع صلیبی شکل نباید از 1000 میلی‌متر و عمق و پهنای مقاطع جعبه‌ای‌شکل و Hشکل جعبه‌ای‌شده نباید از 750 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) در ستون‌های جعبه‌ای ضخامت مقطع ستون باید به نحوی باشد که در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال نیاز به ورق‌های مضاعف نباشد.

۱۰-۳-۷-۲-۳ سایر الزامات

(۱) اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل مطابق الزامات عمومی اتصالات پیش‌تاییدشده (بند ۱۰-۳-۷-۱-ت) صورت گیرد.

(۲) در قاب‌های خمشی ویژه، جان تیر باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل به بال ستون جوش شود. علاوه بر آن لازم است یک ورق تکی جان در فاصلهٔ بین دو سوراخ دسترسی تعبیه شود (شکل ۱۰-۳-۷-۲). استفاده از ورق تکی جان به‌عنوان پشت‌بند جوش شیاری جان تیر به بال ستون نیز مجاز است. ضخامت ورق تکی جان باید حداقل برابر 10 میلی‌متر باشد. اتصال ورق تکی به بال ستون و جان تیر می‌تواند از نوع جوش گوشهٔ یک‌طرفه با ضخامت حداقل آیین‌نامه‌ای باشد. در انتهای جوش شیاری جان تیر به بال ستون استفاده از ورق‌های گوشواره‌ای الزامی نیست. تعبیهٔ سوراخ در جان تیر به‌منظور مونتاژ در این اتصالات مجاز است.

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

اتصال باید براساس الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۵ تعیین شود. ضخامت جوش‌های گوشهٔ طرفین ورق تکی به بال ستون باید حداقل برابر 0.75 ضخامت ورق تکی و ضخامت ورق تکی باید حداقل برابر 10 میلی‌متر باشد. پیچ‌ها می‌توانند قبل یا بعد از جوشکاری ورق به بال ستون، پیش‌تنیده شوند.

۱۰-۳-۷-۲ -۴ برشکاری بال تیر

(۱) در ناحیهٔ کاهش‌یافتهٔ تیر، برشکاری بال تیر باید توسط دستگاه برش حرارتی انجام شود تا یک انحنای هموار به وجود آید. در محل خاتمهٔ برشکاری بال تیر، تبدیل مقطع کاهش‌یافته به مقطع کاهش‌نیافته باید به‌صورت هموار و از طریق سنگ‌زنی گوشه‌های تیز انجام شود. رواداری مجاز اجرای برش حرارتی از مقادیر موردنظر، مطابق روابط ۱۰-۳-۷-۱ الی ۱۰-۳-۷-۴، به میزان 6 میلی‌متر است.

(۲) شیارهایی که در اثر برش حرارتی ایجاد می‌شوند، اگر عمقی کمتر از 6 میلی‌متر داشته باشند، می‌توانند با سنگ‌زنی برداشته شوند. بعد از سنگ‌زنی، این ناحیه باید توسط روش MT به‌صورت غیر مخرب بازرسی شود تا از برداشته شدن کامل شیار اطمینان حاصل شود. سنگ‌زنی نباید منجر به کاهش مقطع بال تیر به‌اندازه‌ای بیش از 6 میلی‌متر از مقدار موردنظر، مطابق روابط ۱۰-۳-۷-۱ الی ۱۰-۳-۷-۴ شود.

(۳) اگر عمق شیارهایی که در اثر برش حرارتی ایجاد می‌شوند، بیشتر از 6 میلی‌متر ولی کمتر از 13 میلی‌متر باشد، شیار باید توسط جوشکاری تعمیر شود. در این حالت ابتدا باید با سنگ‌زنی، شیار برداشته شده و سپس با پیش‌گرمایش حداقل 66 درجه سلسیوس جوشکاری انجام شود و با سنگ‌زنی انحنای هموار موردنظر با رعایت رواداری مربوطه ایجاد گردد. این روش را می‌توان در مورد شیارهایی که عمقی کمتر از 6 میلی‌متر دارند، ولی سنگ‌زنی آن‌ها منجر به کاهش مقطع بال تیر به‌اندازه‌ای بیش از 6 میلی‌متر از مقدار موردنظر، مطابق روابط ۱۰-۳-۷-۱ الی ۱۰-۳-۷-۴ می‌شود، نیز به کار گرفت.

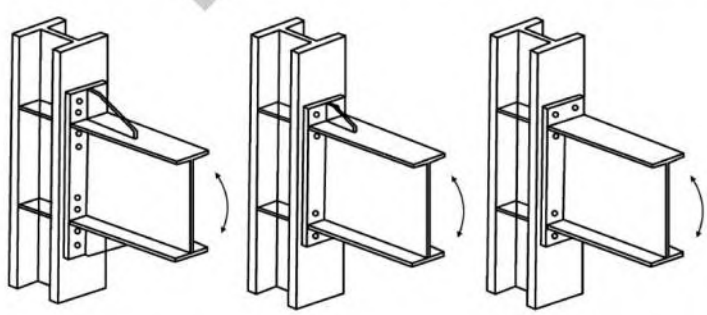
inbr.ir

۱۰-۳-۷-۳ اتصال گیردار فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی(BUEEP) و اتصال گیردار فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

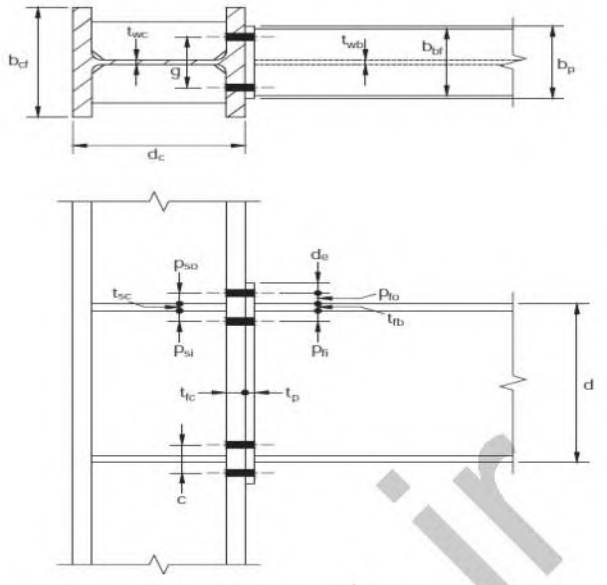
اتصالات گیردار فلنجی (شکل ۱۰-۳-۷-۳)، علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.

این نوع اتصال با جوش دادن تیر به ورق انتهایی در کارخانه و پیچ کردن این ورق به بال ستون در کارگاه ساخته می‌شود. رفتار این نوع اتصالات توسط حالت‌های حدی مختلفی از قبیل تسلیم خمشی مقطع تیر، تسلیم خمشی ورق انتهایی، تسلیم چشمهٔ اتصال ستون، گسیختگی برشی و کششی پیچ‌های ورق انتهایی یا گسیختگی در اجزای اتصالات جوشی آن کنترل می‌شود. طراحی اتصال باید به‌گونه‌ای باشد که با تأمین مقاومت موجود کافی در اجزای آن، تغییرشکل غیر الاستیک از طریق تسلیم مقطع تیر ایجاد شود.

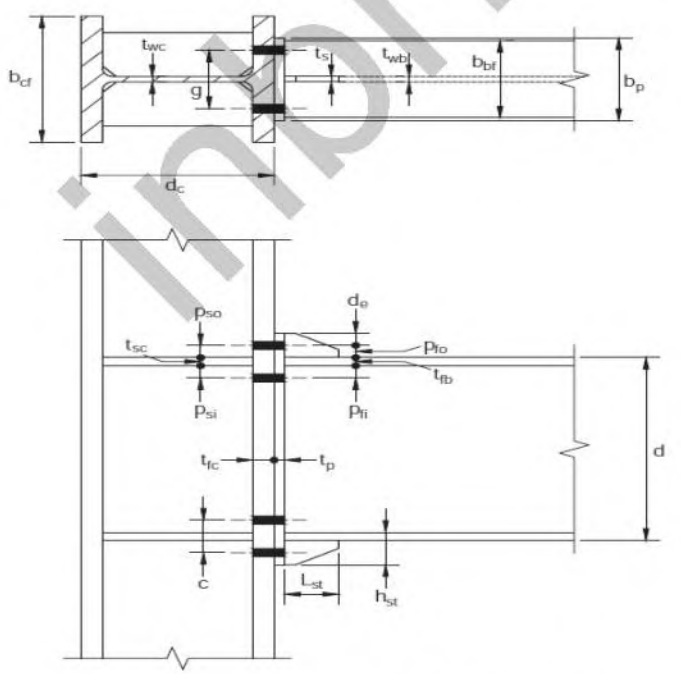
ابعاد و ضخامت ورق انتهایی و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال ورق انتهایی به بال ستون باید براساس مقاومت‌های خمشی و برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶ یا ۱۰-۳-۳-۳-۸، حسب مورد) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی وسایل اتصال، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به‌جای 0.75 برابر 0.9 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به‌جای 0.9 برابر 1 در نظر گرفت. همچنین در تعیین مقاومت‌های مجاز وسایل اتصال، ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به‌جای 2 برابر 1.67 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به‌جای 1.67 برابر 1.5 در نظر گرفت.



الف) چهار پیچی بدون ورق سخت‌کننده ب) چهار پیچی با ورق سخت‌کننده پ) هشت پیچی با ورق سخت‌کننده

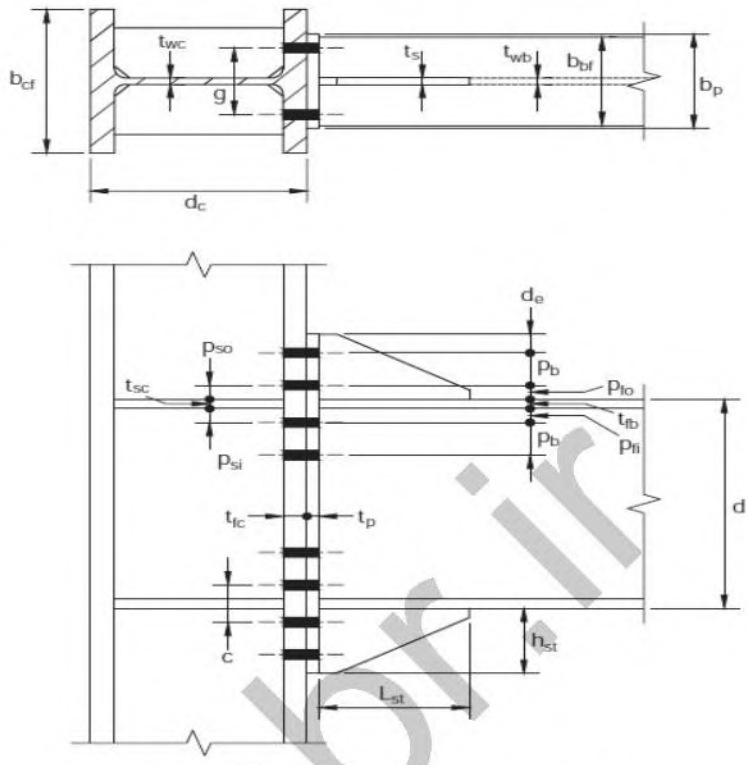


ت) هندسهٔ اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی



ث) هندسهٔ اتصال فلنجی چهار پیچی با استفاده از ورق لچکی

inbr.ir



ج) هندسهٔ اتصال فلنجی هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی

شکل ۱۰-۳-۷-۳: اتصال گیردار فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی(BUEEP) و اتصال گیردار فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

۱۰-۳-۷-۳-۱ تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشدهٔ I یا H شکل و مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع I یا H شکل، برای تیر مجاز است. همچنین:

(۱) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از 7 در قاب‌های خمشی ویژه و از 5 در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۲) در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به ورق انتهایی، مجاز نیست.

inbr.ir

(۳) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

- در اتصال فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی، برابر کوچک‌ترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر از بر ستون؛
- در اتصال فلنجی با استفاده از ورق لچکی، برابر کوچک‌ترین دو مقدار طول ورق لچکی به‌علاوه نصف عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر از بر ستون.

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

(۵) در دو انتهای تیرهای ساخته شده از ورق، به فاصلهٔ حداقل برابر کوچک‌ترین دو مقدار عمق تیر و سه برابر پهنای بال تیر، اتصال جان به بال باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. ضخامت جوش‌های گوشهٔ دوطرفه نباید از $0.75t_w$ (t_w ضخامت جان مقطع تیر است) و 6 میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۷-۳-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشدهٔ H شکل، مقاطع ساخته‌شدهٔ H شکل و مقطع صلیبی‌شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده برای ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع ستون نباید از 1000 میلی‌متر بیشتر باشد.

۱۰-۳-۷-۳-۳ سایر الزامات

(۱) اتصالات فلنجی باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰-۳-۷-۲ را تأمین نمایند.

تبصره: در قاب‌های خمشی ویژه با عملکرد توأم دال بتنی و مقطع فولادی در سرتاسر طول تیر، عمق مقطع تیر نباید از 600 میلی‌متر کمتر باشد.

inbr.ir

(۲) پهنای ورق انتهایی نباید از بال تیر متصل‌شونده به آن کوچک‌تر در نظر گرفته شود. همچنین پهنای مؤثر ورق انتهایی که در محاسبات منظور می‌شود، نباید از بال تیر متصل‌شونده به‌علاوه 25 میلی‌متر بزرگ‌تر در نظر گرفته شود.

(۳) اتصال بال تیر به ورق انتهایی باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل بوده و در وجه داخلی بال تیر با جوش گوشه به ضخامت حداقل 8 میلی‌متر تقویت گردد.

(۴) شیارزنی ریشهٔ جوش بال تیر به ورق انتهایی در قسمتی که مستقیماً بالا یا پایین جان تیر قرار می‌گیرد، ضروری نیست. در این قسمت جوش شیاری با نفوذ کامل کفایت می‌نماید.

جدول ۱۰-۳-۷-۲: محدودیت‌های ابعادی اتصالات گیردار فلنجی

	BUEEP		BSEEP			
			چهار پیچی		هشت پیچی	
پارامتر	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)	حداقل (mm)	حداکثر (mm)
t_{bf}	10	25	10	25	15	30
b_{bf}	150	250	150	250	200	350
d_b	340	700	340	700	440	1000
t_p	12	60	12	50	20	70
b_p	180	300	180	300	240	400
g	100	160	80	160	120	160
p_{fi}, p_{fo}	35	120	50	150	40	50
p_b	-	-	-	-	90	100

در جدول فوق:

b_{bf} = پهنای بال تیر

b_p = پهنای ورق انتهایی

d_b = عمق تیر متصل‌شونده به ورق انتهایی

g = فاصلهٔ افقی بین دو ردیف قائم پیچ

inbr.ir

p_b = فاصلهٔ قائم بین دو ردیف پیچ در هر دو طرف بال تیر در اتصال فلنجی هشت پیچی

p_{fi} = فاصلهٔ قائم بین نزدیک‌ترین ردیف پیچ داخلی تا بر بال کششی تیر

p_{fo} = فاصلهٔ قائم بین نزدیک‌ترین ردیف پیچ بیرونی تا بر بال کششی تیر

t_{bf} = ضخامت بال مقطع تیر

t_p = ضخامت ورق انتهایی

(۵) اتصال جان تیر به ورق انتهایی باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. چنانچه ضخامت جان مقطع تیر کوچک‌تر یا مساوی 10 میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه نیز مجاز است. در صورت استفاده از جوش گوشه، علاوه بر الزامات متعارف طراحی اتصالات، ضخامت آن باید به‌گونه‌ای تعیین شود که در فاصلهٔ بین وجه داخلی بال تیر تا 150 میلی‌متر بعد از اولین ردیف پیچ در اتصالات چهار پیچی و دومین ردیف پیچ در اتصالات هشت پیچی، مجموع مقاومت آن‌ها برابر مقاومت کششی موجود همین بخش جان باشد. درهرحال ضخامت جوش‌های گوشه نباید از $0.8t_w$ و 8 میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شوند.

(۶) فاصلهٔ سوراخ‌های پیچ (g)، نشان داده‌شده در شکل‌های ۱۰-۳-۷- ۳-ت، ث و ج، نباید از پهنای بال تیر بزرگ‌تر باشد. همچنین در این شکل‌ها، حداقل اندازهٔ p_{fi}، p_{fo}، p_{si} و p_{so} برای پیچ‌های تا قطر 25 میلی‌متر برابر قطر پیچ به‌علاوه 13 میلی‌متر و برای پیچ‌های با قطر بزرگ‌تر برابر قطر پیچ به‌علاوه 19 میلی‌متر است. در اتصالات هشت پیچی حداقل اندازهٔ p_b، نشان داده‌شده در شکل ۱۰-۳-۷-۲-ج، 2.7 برابر قطر پیچ است.

(۷) ورق‌های لچکی (در صورت استفاده) باید در امتداد جان تیر و در وسط ورق انتهایی تعبیه شوند. طول ورق‌های لچکی نباید از $1.75h_{st}$ کوچک‌تر در نظر گرفته شود که در آن h_{st} ارتفاع لچکی‌ها در امتداد محور ستون است. ورق‌های لچکی مطابق شکل‌های ۱۰-۳-۷-۳-ث و ج، باید در دو انتهای خود طولی حدوداً 25 میلی‌متر برش‌های عمودی و افقی داشته و سپس به‌صورت مورب بریده شوند. ضخامت ورق‌های لچکی (t_s)، نباید کمتر از ضخامت جان مقطع تیر در نظر گرفته شود. همچنین ضخامت ورق‌های لچکی باید به‌گونه‌ای انتخاب شوند که روابط ۱۰-۳-۷-۵ و ۱۰-۳-۷-۶ اقناع شوند.

$$t_s \geq t_{bw}\left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}}\right) \qquad (۱۰-۳-۷-۵)$$

$$\frac{h_s}{t_s} \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \qquad (۱۰-۳-۷-۶)$$

در روابط فوق:

h_{st} = ارتفاع ورق لچکی

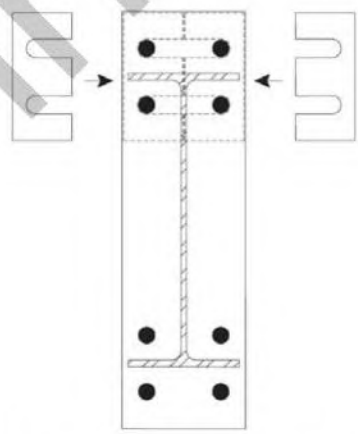
F_{ys} = تنش تسلیم مشخصهٔ ورق لچکی

F_{yb} = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر

t_{bw} = ضخامت جان مقطع تیر

(۸) اتصال لچکی‌ها (در صورت استفاده) به ورق انتهایی و بال تیر باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. چنانچه ضخامت لچکی‌ها کوچک‌تر یا مساوی 10 میلی‌متر باشد، استفاده از جوش گوشهٔ دوطرفه نیز مجاز است. ضخامت جوش‌های گوشه نباید از $0.8t_s$ (t_s ضخامت ورق لچکی است) و 6 میلی‌متر کمتر باشد. گوشهٔ ورق لچکی در محل تقاطع آن با بال تیر و ورق انتهایی باید به‌صورت مثلثی بریده شود تا فاصلهٔ آزاد با جوش بال تیر و ورق انتهایی فراهم شود.

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

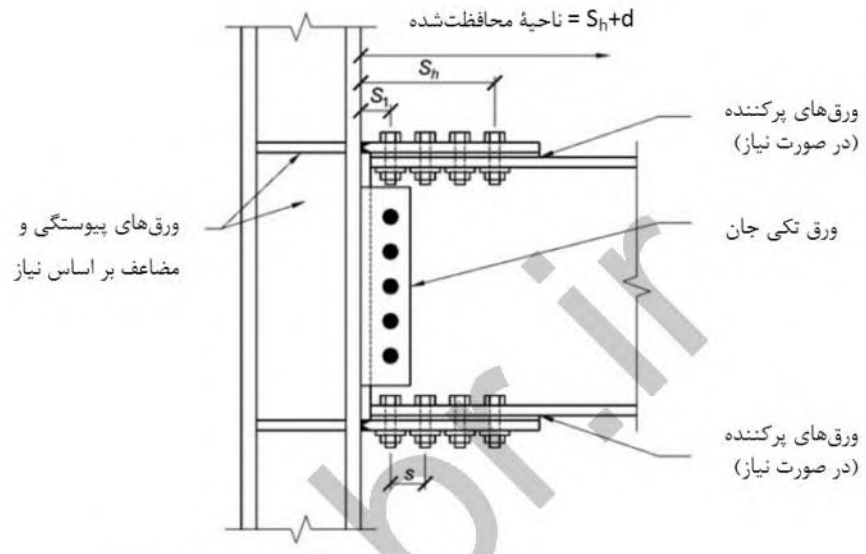


شکل ۱۰-۳-۷-۴: ورق‌های پرکنندهٔ انگشتی در بالا و پایین ورق انتهایی

inbr.ir

۱۰-۳-۷-۴ اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

اتصالات گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (شکل ۱۰-۳-۷-۵) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



شکل ۱۰-۳-۷-۵: اتصال گیردار پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (BFP)

این نوع اتصال از طریق جوش دادن ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون و پیچ کردن آن‌ها به بال تیر ساخته می‌شود. این ورق‌ها باید کاملاً یکسان باشند. ضمناً در این نوع اتصال جان تیر نیز از طریق یک ورق تکی به بال ستون متصل می‌شود. منظور از ضوابط ارائه‌شده در این بخش این است که وقوع تسلیم و شروع تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه‌ای از تیر در انتهای ورق‌های روسری و زیرسری روی دهد. ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال این ورق‌ها به بال تیر باید براساس مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶ یا ۱۰-۳-۳-۳-۸، حسب مورد) تعیین شود. ابعاد و ضخامت ورق تکی جان و نیز مشخصات و تعداد پیچ‌های اتصال این ورق به جان تیر باید براساس مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶ یا ۱۰-۳-۳-۳-۸، حسب مورد)

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

۱۰-۳-۷-۴-۱ تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع I یا H شکل، به‌عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید برابر فاصله از بر ستون تا دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون به‌علاوهٔ عمق تیر در نظر گرفته شود.

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

(۳) جرم تیر نباید از 250 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۴) عمق مقطع تیر نباید از 1000 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۵) ضخامت بال مقطع تیر نباید از 30 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۶) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از 9 در قاب‌های خمشی ویژه و از 7 در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۷-۴-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده یا ساخته‌شده دارای مقطع H‌شکل، جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری و مقطع صلیبی‌شکل ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده به‌عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی‌شکل در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیر فولادی مدفون در بتن در فاصلهٔ بین نواحی محافظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، نباید از 1000 میلی‌متر و در غیاب دال بتنی سازه‌ای از 400 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) عمق و پهنای مقاطع جعبه‌ای‌شکل و Hشکل جعبه‌ای‌شده نباید از 750 میلی‌متر بیشتر باشد.

۱۰-۳-۷-۴-۳ سایر الزامات

(۱) استفاده از ورق‌های پرکننده به ضخامت مجموعاً تا 6 میلی‌متر بین ورق‌های اتصال و بال تیر مجاز است. این پرکننده‌ها می‌توانند به‌صورت انگشتی یا ورق‌های سوراخ‌شده باشند.

(۲) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشند. این جوش‌ها باید بحرانی لرزه‌ای در نظر گرفته شوند. در صورت استفاده از تسمهٔ پشت‌بند برای اجرای جوش شیاری با نفوذ کامل، پشت‌بندها باید پس از انجام جوشکاری برداشته شوند. پس از برداشتن پشت‌بند، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با جوش تقویت شود.

(۳) اتصال ورق تکی جان به بال ستون باید از نوع شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. ضخامت جوش‌های گوشه باید براساس مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۷-۶ یا ۱۰-۳-۹-۸، حسب مورد) تعیین شود و درهرحال در هر دو طرف نباید از $0.8t_{ws}$ (t_{ws} ضخامت ورق تکی جان است) و 8 میلی‌متر کمتر در نظر گرفته شود.

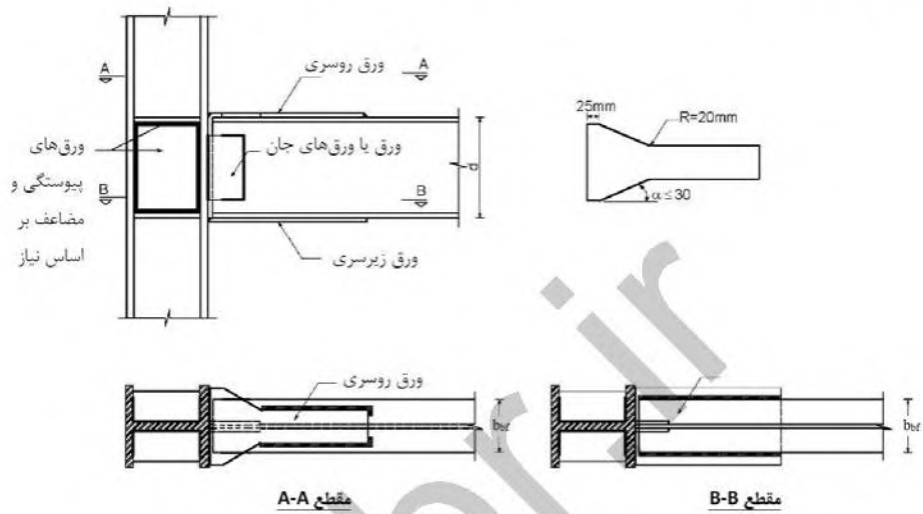
(۴) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال‌های تیر باید از نوع پیچی با ردهٔ 10.9 یا معادل آن و با قطر پیچ حداکثر برابر 27 میلی‌متر باشد. پیچ‌ها باید در هر ردیف دو عدد و به‌صورت متقارن در طرفین محور تیر تعبیه شوند. طول گروه پیچ‌ها در امتداد محور تیر (فاصله از بر ستون تا مرکز آخرین سوراخ) نباید از عمق تیر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

(۵) اتصال ورق تکی به جان تیر باید از نوع پیچی بوده و سوراخ‌های ایجادشده در یکی از اجزا، یعنی ورق تکی یا جان تیر، می‌تواند به‌صورت لوبیایی کوتاه افقی باشد.

inbr.ir

۱۰-۳-۷-۵ اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

اتصالات گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (شکل۱۰-۳-۷-۶)، علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



شکل ۱۰-۳-۷-۶: اتصال گیردار جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)

این نوع اتصال از طریق جوش دادن ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون و بال تیر ساخته می‌شود. ضمناً در این نوع اتصال جان تیر نیز از طریق ورق یا ورق‌های جان یا جفت نبشی به بال ستون متصل می‌شود. کاربرد این نوع اتصالات فقط به قاب‌های خمشی متوسط محدود می‌شود. هدف از ضوابط ارائه‌شده در این بخش این است که وقوع تسلیم و شروع تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه‌ای از تیر در انتهای ورق‌های روسری و زیرسری روی دهد.

ابعاد و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری و نیز مشخصات جوش‌های آن‌ها به بال‌های تیر باید براساس مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶) تعیین شود. ابعاد و ضخامت ورق (یا ورق‌های جان یا جفت نبشی) و نیز جوش آن‌ها به بال ستون و جان تیر باید براساس مقاومت برشی موردنیاز اتصال تیر به ستون (مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۶) تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های طراحی ورق‌های روسری و زیرسری، ورق تکی جان (یا ورق‌های

جان یا جفت نبشی) و وسایل اتصال، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به‌جای 0.75 برابر 0.9 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به‌جای 0.9 برابر 1 در نظر گرفت. همچنین در تعیین مقاومت‌های مجاز آن‌ها ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر، به‌جای 2 برابر 1.67 و برای حالت‌های حدی شکل‌پذیر به‌جای 1.67 برابر 1.5 در نظر گرفت.

۱۰-۳-۷-۵-۱ تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع I یا Hشکل، به‌عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید برابر فاصله از بر ستون تا انتهای ورق‌های روسری و زیرسری بعلاوه نصف عمق تیر بعدازآن، در نظر گرفته شود.

(۲) محل تشکیل مفصل پلاستیک (s_h) در روی تیر باید در محل انتهای ورق‌های روسری و زیرسری، در نظر گرفته شود.

(۳) عمق مقطع تیر نباید از 900 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۴) جرم تیر نباید از 250 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۵) ضخامت بال مقطع تیر نباید از 30 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۶) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از 5 کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۷-۵-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده Hشکل، مقاطع ساخته‌شدهٔ Hشکل، جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع Hشکل همراه با ورق‌های کناری و مقطع صلیبی ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده به‌عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و صلیبی‌شکل در قاب‌های خمشی با دال بتنی سازه‌ای و دارای برشگیرهای فولادی مدفون در بتن در فاصلهٔ بین نواحی محافظت‌شدهٔ دو انتهای تیر، نباید از 900 میلی‌متر و در غیاب دال بتنی سازه‌ای از 400 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) عمق و پهنای مقاطع جعبه‌ای‌شکل و H‌شکل جعبه‌ای‌شده نباید از 700 میلی‌متر بیشتر باشد.

۱۰-۳-۷-۵-۳ سایر الزامات

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

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

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

(۳) اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل و به بال‌های تیر از نوع جوش گوشه باشد. استفاده از جوش کام و انگشتانه به همراه جوش‌های گوشه در اتصال این ورق‌ها به بال تیر نیز مجاز است.

(۴) در صورت استفاده از تسمه‌های پشت‌بند در جوش‌های ورق‌های روسری و زیرسری به بال ستون، تسمه‌های پشت‌بند می‌توانند پس از انجام جوشکاری برداشته شوند. در این حالت پس از برداشتن پشت‌بند، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم شیارزنی شود و با جوش تقویت گردد. درصورتی‌که پشت‌بندها برداشته نشوند، این پشت‌بندها باید با جوش گوشه به ضخامت حداقل 8 میلی‌متر به بال ستون جوش داده شوند.

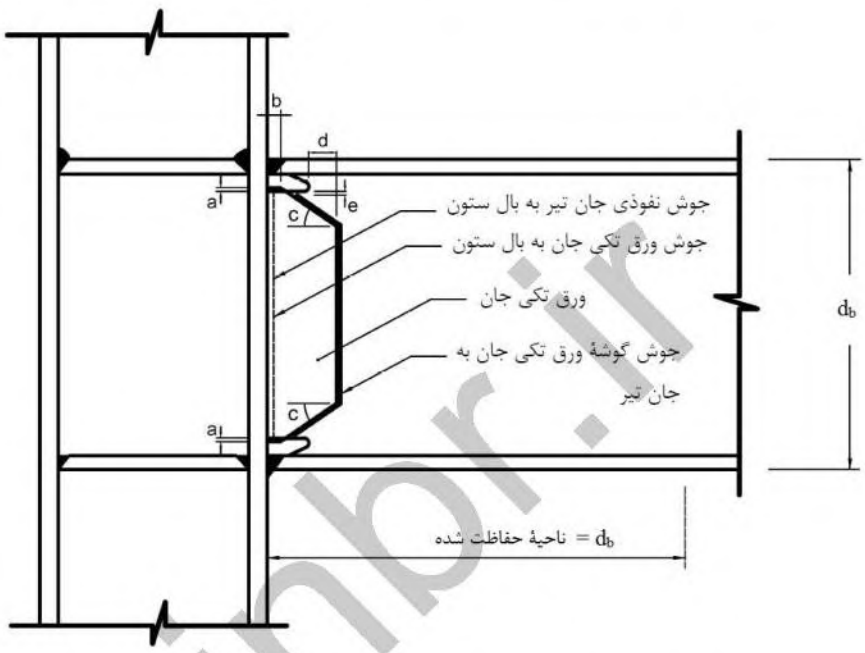
(۵) اتصال ورق (یا ورق‌های) جان تیر به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه باشد. در صورت استفاده از ورق تکی جان و جوش گوشه، این جوش باید به‌صورت دوطرفه اجرا شود. در صورت استفاده از جفت نبشی برای اتصال جان تیر به بال ستون، این اتصال باید از نوع جوش گوشه باشد.

(۶) اتصال ورق جان (یا ورق‌ها یا نبشی‌ها) به جان تیر باید از نوع جوش گوشه باشد.

inbr.ir

۱۰-۳-۷-۶ اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)

اتصالات گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (اتصال شکل ۱۰-۳-۷-۷) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



شکل ۱۰-۳-۷-۷: اتصال گیردار تقویت نشدهٔ جوشی (WUF-W)

در این نوع اتصال گیردار، چرخش غیرالاستیک از طریق تسلیم تیر در ناحیه‌ای نزدیک به بر ستون تأمین می‌شود. نحوهٔ تسلیم در این نوع اتصال از طریق اعمال ضوابط خاص این بخش کنترل می‌شود. در این اتصال مقدار ضریب C_{pr} که در طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه مطابق تعریف بند ۱۰-۳-۳-۳-۶ مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید برابر 1.4 در نظر گرفته شود. این ضریب در محاسبهٔ مقاومت برشی موردنیاز جان تیر (بدون توجه به وجود ورق تکی جان)، مقاومت‌های موردنیاز در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال تیر به ستون و کنترل ضابطهٔ تیر ضعیف-ستون قوی، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۱۰-۳-۷-۶-۱ تیرها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع I یا H شکل، به‌عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) در دو انتهای تیر، برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به بال ستون، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی الزامی بوده و هندسهٔ آن‌ها باید مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۱-۵ باشد.

(۲) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید برابر فاصله از بر ستون تا یک برابر عمق مقطع تیر در نظر گرفته شود.

(۳) در این نوع اتصال $S_h=0$ در نظر گرفته می‌شود.

(۴) عمق مقطع تیر نباید از 1000 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۵) جرم تیر نباید از 300 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۶) ضخامت بال مقطع تیرها نباید از 30 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۷) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق آن نباید از 7 برای قاب‌های خمشی ویژه و از 5 برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۷-۶-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال گیردار، استفاده از مقاطع نوردشده H شکل، مقاطع ساخته شده دارای مقطع H شکل، جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا ساخته شده از مقاطع H شکل همراه با ورق‌های کناری و مقطع صلیبی ساخته شده از ورق یا ساخته شده از نیمرخ‌های نوردشده به‌عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع ستون‌های H شکل و عمق و پهنای ستون‌های با مقطع صلیبی‌شکل نباید از 1000 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) عمق و پهنای مقاطع جعبه‌ای‌شکل و Hشکل جعبه‌ای‌شده نباید از 750 میلی‌متر بیشتر باشد.

۱۰-۳-۷-۶-۳ سایر الزامات

(۱) اتصال بال‌های تیر به بال ستون باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل صورت گیرد.

inbr.ir

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

h_p = ارتفاع ورق تکی جان

t_p = ضخامت ورق تکی جان

F_{yp} = تنش تسلیم مشخصهٔ ورق تکی جان

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق تکی جان

α_s = برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD

(۳) اتصال ورق تکی جان به جان تیر باید از طریق جوش گوشه به ضخامت برابر ضخامت ورق تکی جان منهای 2 میلی‌متر انجام پذیرد.

(۴) ورق تکی جان باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰-۳-۷-۳ را تأمین نماید.

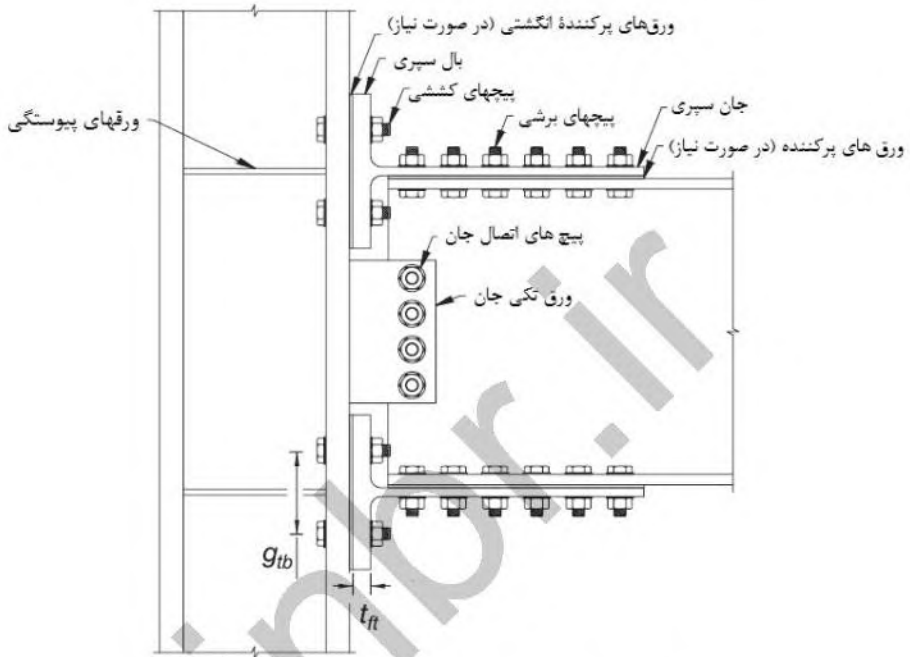
جدول ۱۰-۳-۷-۳: محدودیت‌های ابعادی ورق تکی جان در اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی (WUF-W)

ردیف	شرح	محدودیت*
۱	هم‌پوشانی ورق جان با سوراخ دسترسی	$6\ mm \le a \le 12\ mm$
۲	شیب پهنای ورق جان	$20^\circ \le c \le 40^\circ$
۳	فاصلهٔ قائم انتهای جوش ورق جان به جان تیر تا سوراخ دسترسی	$12\ mm \le e \le 25\ mm$
۴	برگشت عمودی انتهای ورق جان	$b \ge 25\ mm$
۵	فاصلهٔ افقی انتهای پهنای ورق جان تا انتهای سوراخ دسترسی	$d \ge 50\ mm$

* پارامترهای a، b، c، d و e در شکل ۱۰-۳-۷-۷ نشان داده شده‌اند.

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

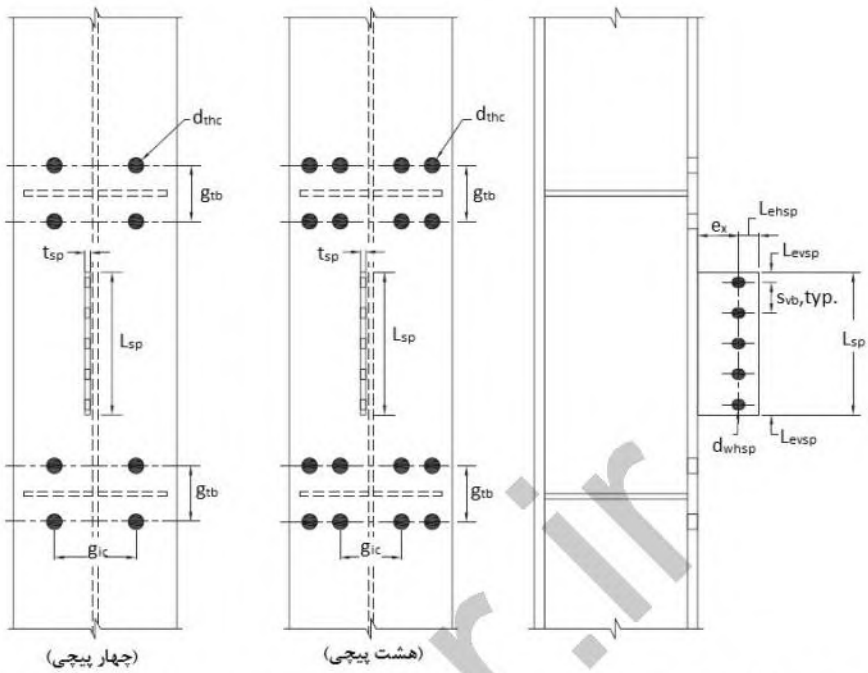
اتصالات گیردار پیچی با جفت سپری (شکل ۱۰-۳-۷-۸)، علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشند.



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

این نوع اتصال با استفاده از مقاطع سپری بریده‌شده از مقاطع I یا H شکل نوردشده یا مقاطع سپری ساخته شده از ورق و پیچ کردن آن‌ها به بال‌های تیر و ستون اجرا می‌شود. مقاطع سپری متصل به بال‌های بالا و پایین تیر باید یکسان بوده و از طریق چهار پیچ یا هشت پیچ به بال ستون متصل شوند. جان تیر نیز با پیچ‌هایی به ورق تکی که به بال ستون جوش شده، متصل می‌شود. رفتار این نوع اتصالات توسط تسلیم ناشی از خمش مقطع تیر در نزدیکی آخرین ردیف پیچ‌های اتصال بال تیر به جان سپری کنترل می‌شود. شکل ۱۰-۳-۷-۹ پارامترهای مشخص‌کنندهٔ ابعاد این اتصال را نشان می‌دهند.

inbr.ir



شکل ۱۰-۳-۷-۹: پارامترهای ابعاد ستون و ورق اتصال برشی در اتصال پیچی با جفت سپری (DT)

۱۰-۳-۷-۷-۱ تیرها

در این نوع اتصال، استفاده از مقاطع نوردشده یا ساخته‌شدهٔ I یا H شکل، به‌عنوان تیر مجاز است، اما استفاده از مقاطع نوردشده با بال دارای ضخامت متغیر نظیر INP مجاز نیست. همچنین:

(۱) عمق مقطع تیر نباید از 700 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از 120 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۳) ضخامت بال مقطع تیر نباید از 20 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۴) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از 9 برای قاب‌های خمشی ویژه و از 7 برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۵) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده برابر فاصلهٔ بر ستون تا دورترین ردیف پیچ در روی بال تیر نسبت به بر ستون به‌علاوه عمق تیر، در نظر گرفته می‌شود.

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

inbr.ir

۱۰-۳-۷-۷-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال، استفاده از مقاطع نوردشدهٔ H شکل، مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع H شکل و مقطع صلیبی ساخته شده از ورق یا از نیمرخ‌های نوردشده، به‌عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق و پهنای مقطع ستون‌های با مقطع Hشکل و صلیبی نباید از 1000 میلی‌متر بیشتر باشد.

۱۰-۳-۷-۷-۳ سایر الزامات

(۱) ضخامت ورق پیوستگی در محل اتصال نباید از ضخامت بال تیر و جان سپری کوچک‌تر باشد.

(۲) در صورت استفاده از سپری‌های ساخته شده از ورق، اتصال جان به بال سپری باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. این جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شود.

(۳) ورق تکی جان باید به بال ستون جوش شود. این جوش می‌تواند از نوع شیاری با نفوذ کامل یا نفوذ ناقص دوطرفه و یا گوشهٔ دوطرفه باشد.

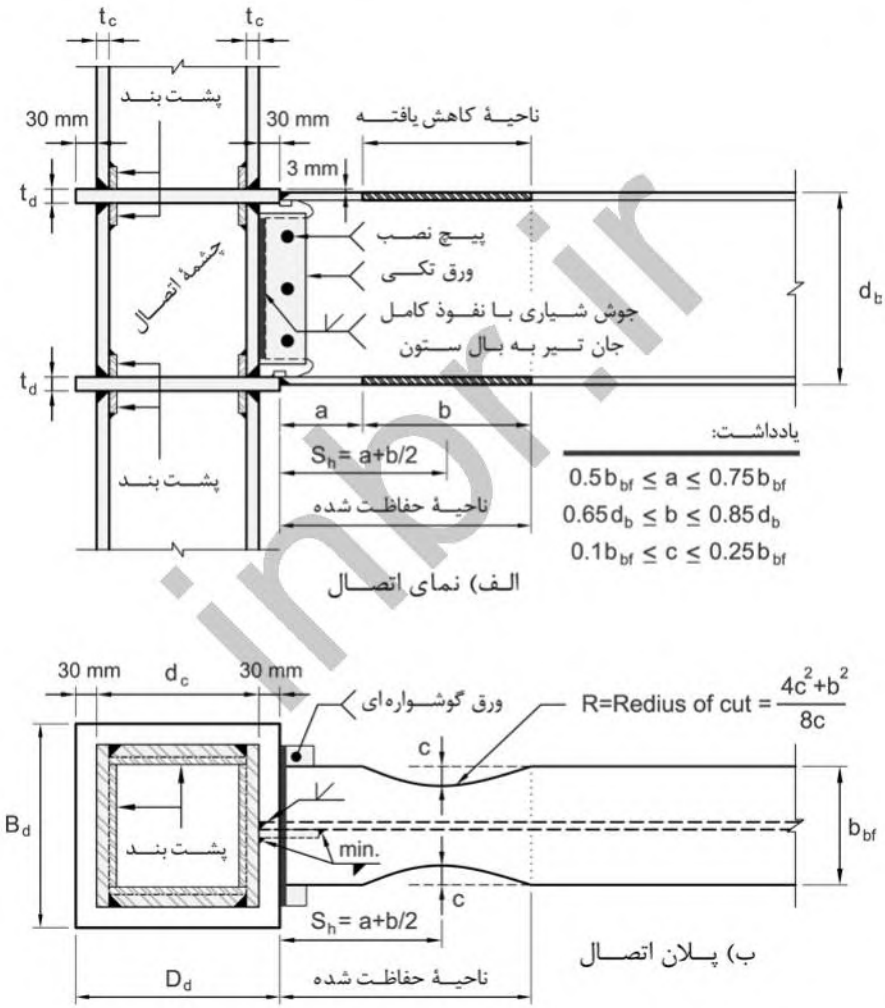
(۴) اتصالات پیچی باید شرایط زیر را اقناع نمایند:

- پیچ‌ها باید به‌صورت قرینه در دو طرف محورهای تیر و ستون اجرا شوند.
- پیچ‌های برشی اتصال بال تیر و سپری باید دو عدد در هر ردیف باشند. پیچ‌های کششی اتصال بال ستون و سپری باید دو یا چهار عدد در هر ردیف باشند.
- سوراخ‌های بال‌های تیر و ستون باید استاندارد باشند.
- سوراخ‌های ایجادشده روی جان سپری می‌تواند به‌صورت استاندارد یا بزرگ‌شده باشد.
- سوراخ‌های ایجادشده روی بال سپری می‌تواند به‌صورت استاندارد یا بزرگ‌شده یا لوبیایی کوتاه موازی محور ستون باشد.
- سوراخ‌های ایجادشده روی جان تیر و ورق تکی جان باید به‌صورت استاندارد باشد، ولی در صورت تعبیهٔ سوراخ استاندارد بر روی جان یا ورق تکی جان، سوراخ‌های دیگری می‌تواند به‌صورت لوبیایی کوتاه موازی محور تیر اجرا شود.
- نسبت g_{tb}/t_{ft} نباید از 7 بزرگ‌تر باشد. t_{ft} ضخامت بال سپری بوده و g_{tb} در شکل ۱۰-۳-۷-۹ نشان داده شده است.

(۵) ورق‌های پرکننده با مجموع ضخامت حداکثر 6 میلی‌متر می‌تواند در محل تماس جان سپری و بال تیر استفاده شود. استفاده از ورق‌های پرکنندهٔ مذکور در محل تماس بال سپری و بال ستون نیز مجاز است.

۱۰-۳-۷-۸ اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش‌یافته و دیافراگم عبوری از ستون (TD-RBS)

اتصال گیردار مستقیم تیر با مقطع کاهش‌یافته و دیافراگم عبوری از ستون (شکل ۱۰-۳-۷-۱۰)، علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشد.



شکل ۱۰-۳-۷-۱۰: اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش‌یافته و دیافراگم عبوری از ستون (TD-RBS)

در این نوع اتصال قسمتی از بال تیر در مجاورت اتصال آن به ستون براساس محدودیت‌های این بخش کاهش می‌یابد. هدف از این اقدام این است که تسلیم و تشکیل مفاصل پلاستیک به‌طور عمده در این قسمت از تیر اتفاق بیفتد. در این نوع اتصالات ناحیهٔ کاهش‌یافته تیرها باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر کلیهٔ ترکیبات بارگذاری متعارف باشند.

تبصره: در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه در قاب‌های دارای این نوع اتصالات، باید آثار مقطع کاهش‌یافته لحاظ شود. در این کنترل به‌جای مدل‌سازی ناحیهٔ کاهش‌یافته می‌توان تغییرمکان جانبی نسبی را در حالتی که ناحیهٔ کاهش‌یافته مدل نشده است با ضریب 1.1 برای حالت نظیر $c=0.25b_{bf}$ تشدید نمود. برای سایر مقادیر c می‌توان از درون‌یابی خطی بین آن‌ها و $c=0.25b_{bf}$ بهره برد. c پارامتری است که در شکل (۱۰-۳-۷-۱۰) نشان داده شده و محدودیت‌های آن در بخش ۱۰-۳-۷-۸-۱ بیان شده است.

۱۰-۳-۷-۸-۱ تیرها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده I یا Hشکل و مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع I یا H شکل، به‌عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع تیر نباید از 1100 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از 600 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۳) ضخامت بال مقطع تیر نباید از 55 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۴) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از 7 در قاب‌های خمشی ویژه و از 5 در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

(۵) نسبت پهنا به ضخامت بال و جان تیر باید ضوابط بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۲ یا ۱۰-۳-۳-۳-۲ را، حسب مورد، اقناع نماید. در محاسبهٔ این نسبت، پهنای بال را می‌توان برابر عرض بال در انتهای دوسوم میانی ناحیهٔ کاهش‌یافتهٔ بال در نظر گرفت.

(۶) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید برابر a+b در نظر گرفته شود. پارامترهای a و b در شکل (۱۰-۳-۷-۱۰) نشان داده شده است.

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

(۸) در ناحیهٔ کاهش‌یافتهٔ تیر، محدودیت‌های زیر باید تأمین شوند. انتخاب نهایی مقادیر این پارامترها براساس تأمین کلیهٔ الزامات مربوط به مقاومت موجود لازم تیر در مقطع کاهش‌یافته و انتهای تیر صورت می‌گیرد.

$R = (4c^2+b^2)/8c$ (۱۰-۳-۷-۱ تکراری)

$0.5b_{bf} \le a \le 0.75b_{bf}$ (۱۰-۳-۷-۲ تکراری)

$0.65d_b \le b \le 0.85d_b$ (۱۰-۳-۷-۳ تکراری)

$0.1b_{bf} \le c \le 0.25b_{bf}$ (۱۰-۳-۷-۴ تکراری)

در روابط فوق:

a = فاصلهٔ افقی از لبهٔ ورق‌های دیافراگم تا ابتدای برش مقطع کاهش‌یافتهٔ تیر

b = طول برش مقطع کاهش‌یافتهٔ تیر

c = عمق برش در مرکز مقطع کاهش‌یافتهٔ تیر

b_{bf} =پهنای کاهش‌نیافتهٔ بال تیر

d_b = عمق مقطع تیر

۱۰-۳-۷-۸-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا مقاطع قوطی‌شکل (HSS) به‌عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق و پهنای ستون نباید از 750 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) ضخامت بال‌ها و جان‌های مقطع ستون باید به نحوی باشد که در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال نیازی به ورق‌های مضاعف نباشد.

۱۰-۳-۷-۸-۳ ورق‌های دیافراگم

(۱) مصالح ورق‌های دیافراگم که دارای ضخامت مساوی یا بیش از 30 میلی‌متر هستند، باید دارای خواص تاییدشده در امتداد ضخامت بوده و از نظر طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، حداقل از ردهٔ J0 باشند.

(۲) ضخامت ورق‌های دیافراگم باید حداقل 5 میلی‌متر از ضخامت بال‌های تیر و حداقل 3 میلی‌متر از ضخامت ورق‌های ستون بزرگ‌تر باشد. همچنین ضخامت ورق‌های دیافراگم باید به نحوی

باشد که الزامات ورق‌های پیوستگی بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۸ یا ۱۰-۳-۳-۳-۱۰، حسب مورد، را تأمین نمایند. در تأمین این الزامات علاوه بر کنترل حالت حدی تسلیم ورق دیافراگم در پهنای کلی، باید حالت حدی گسیختگی در پهنایی که بال تیر به ورق دیافراگم جوش شده است نیز کنترل گردد. در این محاسبات ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت حدی تسلیم، به‌جای 0.9 برابر 1.0 و برای حالت حدی گسیختگی، به‌جای 0.75 برابر 0.9 در نظر گرفت. همچنین ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت حدی تسلیم، به‌جای 1.67 برابر 1.5 و برای حالت حدی گسیختگی، به‌جای 2.0 برابر 1.67 در نظر گرفت.

(۳) اتصال ستون به ورق‌های دیافراگم باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با ورق‌های پشت‌بند بوده و در محل کارخانه اجرا گردد. این جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب شده و ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶ (ب) باید در مورد آن رعایت گردد. همچنین کیفیت صد درصد این جوش‌ها باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی یا التراسونیک (فراصوتی) تأیید شود.

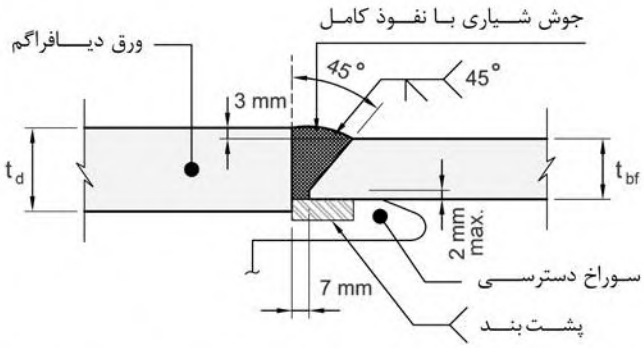
(۴) مطابق جزئیات شکل ۱۰-۳-۷-۱۰، در این نوع اتصال سطح بیرونی بال فوقانی تیر باید حداکثر 3 میلی‌متر پایین‌تر از سطح فوقانی ورق دیافراگم باشد.

۱۰-۳-۷-۸-۴ سایر الزامات

(۱) برشکاری مقطع کاهش‌یافتهٔ تیر باید الزامات بند ۱۰-۳-۷-۲-۴ را اقناع نماید.

(۲) اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. برای این منظور در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به ورق دیافراگم، مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱-۴ این مبحث الزامی است. برای اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم استفاده از ورق پشت‌بند الزامی است (شکل ۱۰-۳-۷-۱۱). اتصال ورق‌های پشت‌بند به بال‌های تیر مجاز نیست.

inbr.ir



شکل ۱۰-۳-۷-۱۱: اتصال بال تیر به ورق دیافراگم با استفاده از سوراخ دسترسی و ورق‌های پشت‌بند

(۳) برای اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم استفاده از ورق‌های گوشواره الزامی است. ورق های گوشواره باید حداقل به‌اندازهٔ 25 میلی‌متر یا ضخامت قطعه (هرکدام بزرگ‌تر بود)، از لبهٔ درز امتداد داشته باشد؛ ولی نیازی نیست که بلندتر از 50 میلی‌متر باشد. برای تأمین این الزام پهنای بال تیر باید به نحوی انتخاب شود که رابطهٔ زیر برقرار باشد:

$$B_d \geq \left[b_{bf} + \max(2t_{bf} \text{ و } 50\ mm)\right] \qquad (۱۰-۳-۷-۷)$$

که در آن:

B_d = پهنای ورق دیافراگم

t_{bf} = ضخامت بال تیر

b_{bf} = پهنای بال تیر

همچنین خال‌جوش‌های متصل‌کنندهٔ ورق‌های گوشواره باید داخل درز جوش ایجاد شوند. پس از برداشتن ورق‌های گوشواره، حداکثر ناهمواری مجاز سطح برابر 13 میکرون است.

(۴) هنگامی‌که پشت‌بند فولادی برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل بین بال پایینی تیر و ورق دیافراگم استفاده شود، پشت‌بند باید بعد از جوشکاری برداشته شود. پس از برداشتن پشت‌بند فولادی، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم، از پشت شیارزنی شود و با جوش گوشهٔ تقویتی، از پشت جوش شود. ضخامت جوش گوشهٔ تقویتی باید حداقل 8 میلی‌متر باشد.

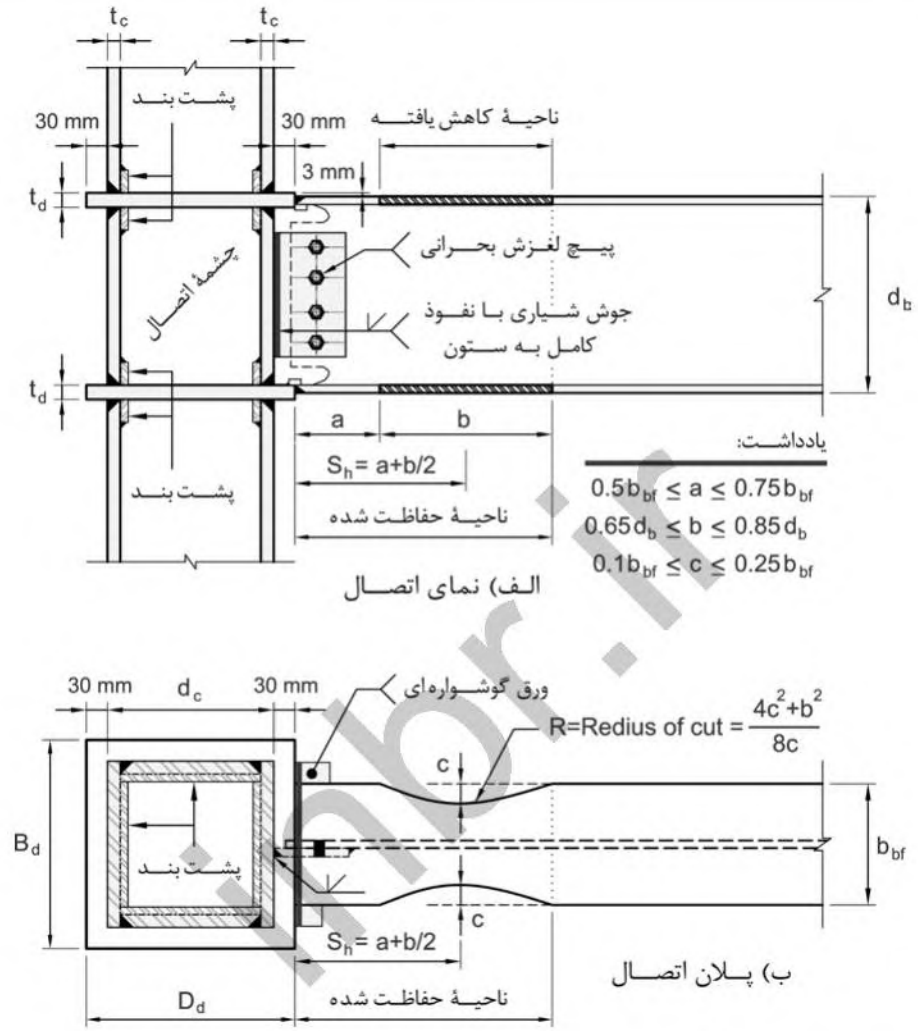
inbr.ir

(۵) هنگامی‌که پشت‌بند فولادی برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل بین بال بالایی تیر و ورق دیافراگم استفاده شود، و پشت‌بند برداشته نشود. پشت‌بند باید با جوش گوشهٔ سراسری به ضخامت حداقل 8 میلی‌متر بر لبهٔ زیرین جوش شیاری به ورق دیافراگم متصل شود.

(۶) در قاب‌های خمشی ویژه اتصال جان تیر به بال ستون باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل صورت گیرد. علاوه بر آن لازم است یک ورق تکی برش جان در فاصله بین دو سوراخ دسترسی تعبیه شده و به ستون جوش شود (شکل ۱۰-۳-۷-۱۰). استفاده از ورق تکی جان به‌عنوان پشت‌بند جوش شیاری جان تیر به بال ستون نیز مجاز است. ضخامت ورق تکی جان باید حداقل برابر 10 میلی‌متر باشد. در انتهای جوش شیاری جان تیر به بال ستون استفاده از ورق‌های گوشواره‌ای الزامی نیست.

(۷) در قاب‌های خمشی متوسط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق رعایت ضوابط بند ۶ فوق انجام پذیرد. در این نوع قاب به‌جای رعایت این ضوابط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق یک ورق تکی پیچ‌شده به جان تیر نیز صورت گیرد (شکل ۱۰-۳-۷-۱۲). در این حالت اتصال ورق تکی به جان تیر باید از نوع لغزش بحرانی با سوراخ استاندارد یا سوراخ استاندارد در یکی و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با محور تیر در دیگری و اتصال آن به بال ستون از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. در این حالت مقاومت برشی موردنیاز اتصال باید براساس الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۵ تعیین شود. ضخامت جوش‌های گوشهٔ طرفین ورق تکی به بال ستون باید حداقل برابر 0.75 ضخامت ورق تکی و ضخامت ورق تکی باید حداقل برابر 10 میلی‌متر باشد.

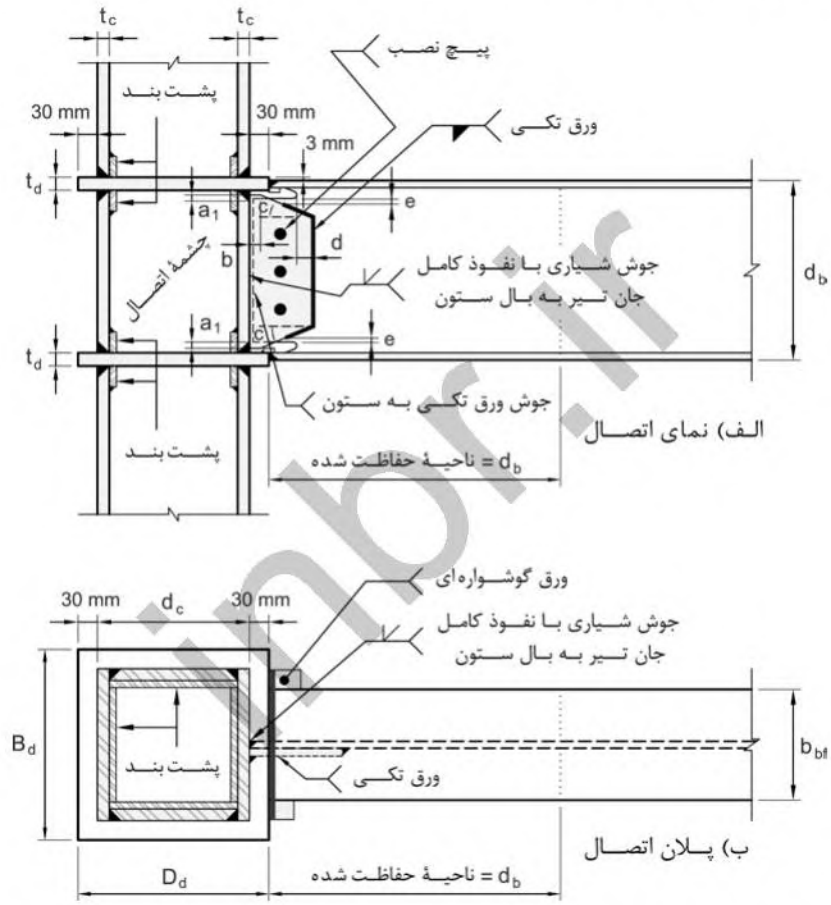
(۸) در صورت نیاز، استفاده از پیچ‌های نصب با سوراخ‌های استاندارد یا سوراخ‌های لوبیایی کوتاه افقی در جان تیر مجاز است.



شکل ۱۰-۳-۷-۱۲: اتصال گیردار تیر با مقطع کاهش‌یافته و دیافراگم عبوری از ستون در قاب‌های خمشی متوسط

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

اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی با دیافراگم عبوری از ستون (شکل ۱۰-۳-۷-۱۳) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشد.



شکل ۱۰-۳-۷-۱۳: اتصال گیردار تقویت‌نشدهٔ جوشی با دیافراگم عبوری از ستون (TD-WUFW)

در این نوع اتصال چرخش غیر الاستیک از طریق تسلیم تیر در ناحیه‌ای نزدیک به بر ورق‌های دیافراگم تأمین می‌شود. نحوهٔ تسلیم در این نوع اتصال به‌واسطهٔ اعمال ضوابط خاص این بخش در خصوص جزئیات جوش‌های بال تیر به ورق‌های دیافراگم و جزئیات اتصال جان تیر و ورق تکی به

بال ستون کنترل می‌شود. همچنین مقدار ضریب C_{pr} که در طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید برابر 1.4 در نظر گرفته شود. این ضریب در محاسبهٔ مقاومت برشی موردنیاز جان تیر (بدون توجه به وجود ورق تکی جان)، مقاومت‌های موردنیاز در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال و کنترل ضابطهٔ تیر ضعیف-ستون قوی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۱۰-۳-۷-۹-۱ تیرها

در این نوع اتصال، استفاده از مقاطع نوردشده I یا Hشکل و مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع I یا H شکل، به‌عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع تیر نباید از 1000 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از 300 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

(۳) ضخامت بال مقطع تیرها نباید از 30 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۴) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید برابر فاصله از بر ورق دیافراگم تا یک برابر عمق مقطع تیر در نظر گرفته شود.

(۵) در این نوع اتصال $S_h=0$ در نظر گرفته می‌شود.

(۶) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق آن نباید از 7 برای قاب‌های خمشی ویژه و از 5 برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۷-۹-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال، استفاده از مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا مقاطع قوطی‌شکل (HSS) به‌عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق و پهنای ستون نباید از 750 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) ضخامت بال‌ها و جان‌های مقطع ستون باید به نحوی باشد که در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال نیازی به ورق‌های مضاعف نباشد.

۱۰-۳-۷-۹-۳ ورق‌های دیافراگم

(۱) مصالح ورق‌های دیافراگم که دارای ضخامت مساوی یا بیش از 30 میلی‌متر هستند، باید دارای خواص تاییدشده در امتداد ضخامت بوده و از نظر طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، حداقل از ردهٔ J0 باشند.

(۲) ضخامت ورق‌های دیافراگم باید حداقل 5 میلی‌متر از ضخامت بال‌های تیر و حداقل 3 میلی‌متر از ضخامت ورق‌های ستون بزرگ‌تر باشد. همچنین ضخامت ورق‌های دیافراگم باید به نحوی باشد که الزامات ورق‌های پیوستگی بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۸ یا ۱۰-۳-۳-۳-۱۰، حسب مورد، را تأمین نمایند. در تأمین این الزامات علاوه بر کنترل حالت حدی تسلیم ورق دیافراگم در پهنای کلی، باید حالت حدی گسیختگی در پهنایی که بال تیر به ورق دیافراگم جوش شده است، نیز کنترل گردد. در این محاسبات ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت حدی تسلیم، به‌جای 0.9 برابر 1.0 و برای حالت حدی گسیختگی، به‌جای 0.75 برابر 0.9 در نظر گرفت. همچنین ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت حدی تسلیم، به‌جای 1.67 برابر 1.5 و برای حالت حدی گسیختگی، به‌جای 2.0 برابر 1.67 در نظر گرفت.

(۳) اتصال ستون به ورق‌های دیافراگم باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با ورق‌های پشت‌بند بوده و در محل کارخانه اجرا گردد. این جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب شده و ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶(ب) باید در مورد آن رعایت گردد. همچنین کیفیت صد درصد این جوش‌ها باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی یا التراسونیک (فراصوتی) تأیید شود.

(۴) مطابق جزئیات شکل ۱۰-۳-۷-۱۳، در این نوع اتصال سطح بیرونی بال فوقانی تیر باید حداکثر 3 میلی‌متر پایین‌تر از سطح فوقانی ورق دیافراگم باشد.

۱۰-۳-۷-۹-۴ سایر الزامات

(۱) اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. برای این منظور در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به ورق دیافراگم، مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۱-۵ این مبحث، الزامی است. برای اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم استفاده از ورق پشت‌بند الزامی است (شکل ۱۰-۳-۷-۱۱). اتصال ورق‌های پشت‌بند به بال‌های تیر مجاز نیست.

(۲) برای اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم استفاده از ورق‌های گوشواره الزامی است. ورق‌های گوشواره باید حداقل به‌اندازهٔ 25 میلی‌متر یا ضخامت قطعه (هرکدام بزرگ‌تر بود)، از لبهٔ درز امتداد داشته باشد؛ ولی نیازی نیست بلندتر از 50 میلی‌متر باشد. برای تأمین این الزام پهنای بال تیر باید به نحوی انتخاب شود که رابطهٔ زیر برقرار باشد:

$$b_{bf} \le \left[B_d - \max(2t_{bf} \text{ و } 50\ mm\right] \qquad (۸-۷-۳-۱۰)$$

همچنین خال‌جوش‌های متصل‌کنندهٔ ورق‌های گوشواره باید داخل درز جوش ایجاد شوند. پس از برداشتن ورق‌های گوشواره، حداکثر ناهمواری مجاز سطح برابر 13 میکرون است.

(۳) هنگامی‌که پشت‌بند فولادی برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل بین بال پایینی تیر و ورق دیافراگم استفاده شود، پشت‌بند باید بعد از جوشکاری برداشته شود. پس از برداشتن پشت‌بند فولادی، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم، از پشت شیارزنی شود و با جوش گوشهٔ تقویتی، از پشت جوش شود. ضخامت جوش گوشهٔ تقویتی باید حداقل 8 میلی‌متر باشد.

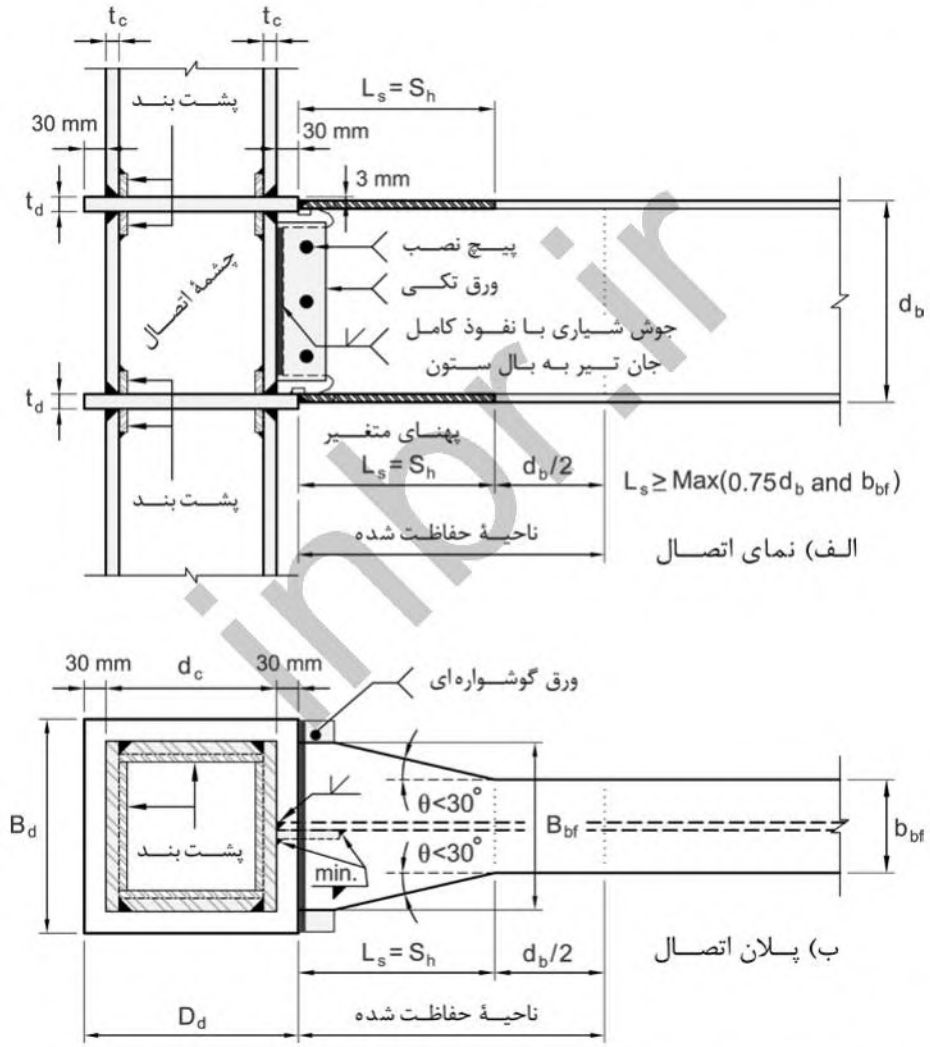
(۴) هنگامی‌که پشت‌بند فولادی برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل بین بال بالایی تیر و ورق دیافراگم استفاده شود، و پشت‌بند برداشته نشود، پشت‌بند باید با جوش گوشهٔ سراسری به ضخامت حداقل 8 میلی‌متر بر لبهٔ زیرین جوش شیاری به ورق دیافراگم متصل شود.

(۵) در این نوع اتصالات، انتقال برش باید از طریق دو عامل، یکی اتصال مستقیم جان تیر به بال ستون و دیگری اتصال ورق تکی جان به بال ستون صورت گیرد. اتصال جان تیر به بال ستون باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. اتصال ورق تکی جان به بال ستون می‌تواند از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه صورت گیرد. مقاومت برشی طراحی اتصال ورق تکی جان به بال ستون باید حداقل برابر $h_p t_p (0.6 R_y F_{yp})/\alpha_s$ باشد که در آن h_p ارتفاع ورق تکی جان و t_p ضخامت آن و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است. اتصال ورق تکی جان به جان تیر باید از طریق جوش گوشه به ضخامت برابر ضخامت ورق تکی جان منهای 2 میلی‌متر انجام پذیرد. ضخامت ورق تکی جان باید حداقل برابر ضخامت جان مقطع تیر باشد. ورق تکی جان باید محدودیت‌های ابعادی جدول ۱۰-۳-۷-۳ را تأمین نماید.

(۶) در صورت نیاز، استفاده از پیچ‌های نصب با سوراخ‌های استاندارد یا سوراخ‌های لوبیایی کوتاه افقی در جان تیر مجاز است.

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

اتصال گیردار تیر با بال پهن‌شده و دیافراگم عبوری از ستون (شکل ۱۰-۳-۷-۱۴) علاوه بر تأمین الزامات عمومی بخش ۱۰-۳-۷-۱، باید دارای شرایط مندرج در این بخش باشد.



شکل ۱۰-۳-۷-۱۴: اتصال گیردار تیر با بال پهن‌شده و دیافراگم عبوری از ستون (TD-WIDENED)

در این نوع اتصال در دو انتهای تیر قسمتی از بال‌های تیر در مجاورت اتصال آن به ورق‌های دیافراگم براساس الزامات و محدودیت‌های این بخش پهن می‌شود. هدف از این اقدام این است که تسلیم و تشکیل مفصل‌های پلاستیک به‌طور عمده در ابتدای نواحی پهن‌شدهٔ تیر (در دو انتهای ناحیهٔ با مقطع ثابت تیر) اتفاق بیفتد. در این نوع اتصال گیردار، ستون‌ها و تیرها شامل ناحیهٔ پهن شده و پهن‌نشده باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر کلیهٔ ترکیبات بارگذاری متعارف باشند.

تبصره: در کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه می‌توان اثرات مربوط به ناحیهٔ پهن‌شدهٔ تیر را نیز منظور نمود.

۱۰-۳-۷-۱۰-۱ تیرها

در این نوع اتصال استفاده از مقاطع نوردشده I یا H شکل و مقاطع ساخته‌شده دارای مقطع I یا H شکل، به‌عنوان تیر مجاز است. همچنین:

(۱) عمق مقطع تیر نباید از 1200 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) جرم تیر نباید از 700 کیلوگرم بر متر بیشتر باشد.

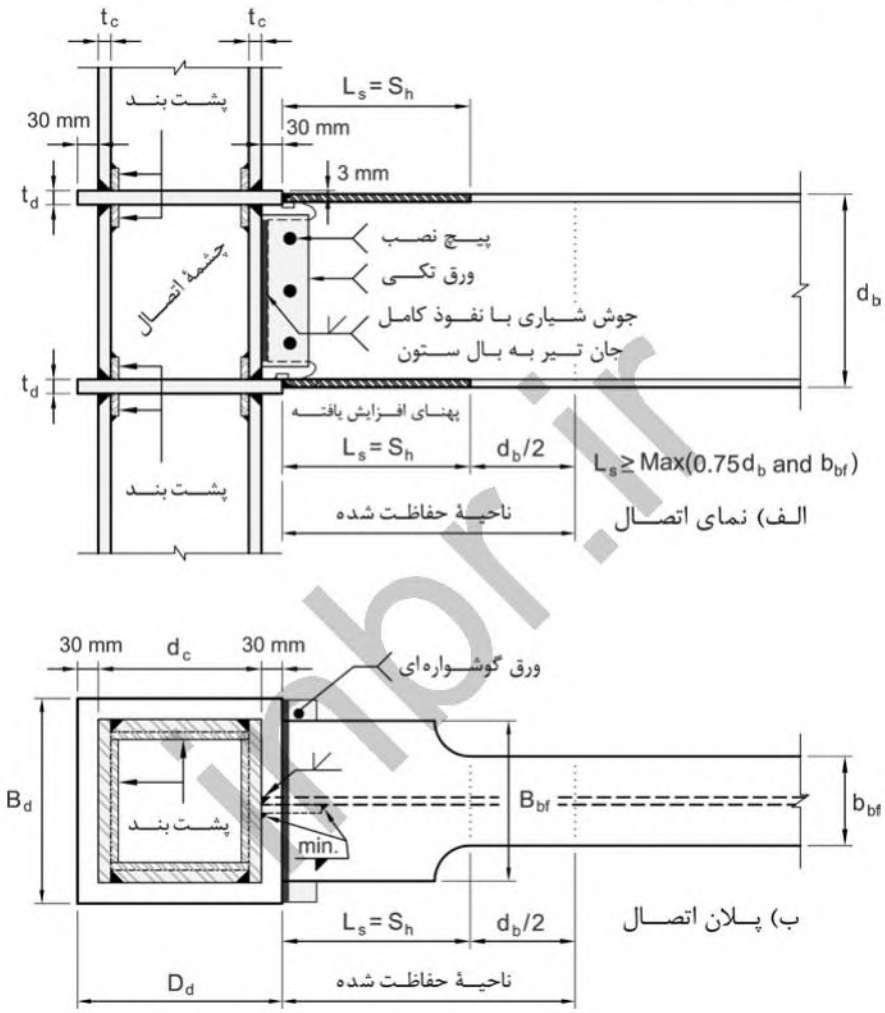
(۳) ضخامت بال مقطع تیرها نباید از 55 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۴) طول ناحیهٔ بال با پهنای متغیر (L_s) نباید از $0.75d_b$ و b_{bf} (هرکدام بزرگ‌تر باشد)، کوچک‌تر در نظر گرفته شود که در آن d_b عمق کلی مقطع تیر و b_{bf} پهنای بال تیر در ناحیهٔ بال یکنواخت است (شکل ۱۰-۳-۷-۱۴). همچنین شیب پهنای ناحیهٔ بال متغیر نباید از 30 درجه بیشتر باشد. انتخاب نهایی این مقادیر براساس تأمین کلیهٔ الزامات مربوط به مقاومت موجود لازم تیر در مقطع شروع پهن شدن بال و انتهای تیر و نیز کنترل رابطهٔ ۱۰-۳-۷-۹ صورت می‌گیرد. در این نوع اتصال، به‌عنوان یک گزینهٔ دیگر می‌توان پهنای بال را مطابق شکل ۱۰-۳-۷-۱۵ افزایش داد.

(۵) در دو انتهای تیر، ناحیهٔ حفاظت‌شده باید برابر فاصله از بر ورق دیافراگم تا نصف عمق مقطع تیر بعد از محل شروع ناحیهٔ بال با پهنای متغیر به سمت وسط تیر در نظر گرفته شود.

(۶) محل تشکیل مفصل پلاستیک (S_h) در روی تیر در محل شروع ناحیهٔ بال با پهنای متغیر در نظر گرفته می‌شود.

(۷) نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق آن نباید از 7 برای قاب‌های خمشی ویژه و از 5 برای قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.



شکل ۱۰-۳-۷-۱۵: گزینهٔ دیگر برای اتصال گیردار تیر با بال پهن‌شده و دیافراگم عبوری از ستون

(۸) وصلهٔ لب‌به‌لب ورق بال تیر با جوش شیاری با نفوذ کامل در محل شروع پهن‌شدن آن، درصورتی‌که اولاً وصلهٔ جان تیر حداقل به‌اندازهٔ عمق تیر به سمت میانهٔ تیر از وصلهٔ بال فاصله داشته باشد و ثانیاً در کارخانه با صد درصد آزمایشات غیر مخرب کنترل گردد، مجاز است.

۱۰-۳-۷-۱۰-۲ ستون‌ها

در این نوع اتصال، استفاده از مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق یا مقاطع قوطی شکل (HSS) به‌عنوان ستون مجاز است. همچنین:

(۱) عمق و پهنای ستون نباید از 750 میلی‌متر بیشتر باشد.

(۲) ضخامت بال‌ها و جان‌های مقطع ستون باید به نحوی باشد که در ناحیهٔ چشمهٔ اتصال نیازی به ورق‌های مضاعف نباشد.

۱۰-۳-۷-۱۰-۳ ورق‌های دیافراگم

(۱) مصالح ورق‌های دیافراگم که دارای ضخامت مساوی یا بیش از 30 میلی‌متر هستند، باید دارای خواص تاییدشده در امتداد ضخامت بوده و از نظر طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، حداقل از ردهٔ J0 باشند.

(۲) ضخامت ورق‌های دیافراگم باید حداقل 5 میلی‌متر از ضخامت بال‌های تیر و حداقل 3 میلی‌متر از ضخامت ورق‌های ستون بزرگ‌تر باشد. همچنین ضخامت ورق‌های دیافراگم باید به نحوی باشد که الزامات ورق‌های پیوستگی بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۸ یا ۱۰-۳-۳-۳-۱۰، حسب مورد، را تأمین نمایند. در تأمین این الزامات علاوه بر کنترل حالت حدی تسلیم ورق دیافراگم در پهنای کلی، باید حالت حدی گسیختگی در پهنایی که بال تیر به ورق دیافراگم جوش شده است، نیز کنترل گردد. در این محاسبات ضریب کاهش مقاومت (ϕ) را می‌توان برای حالت حدی تسلیم، به‌جای 0.9 برابر 1.0 و برای حالت حدی گسیختگی، به‌جای 0.75 برابر 0.9 در نظر گرفت. همچنین ضریب اطمینان (Ω) را می‌توان برای حالت حدی تسلیم، به‌جای 1.67 برابر 1.5 و برای حالت حدی گسیختگی، به‌جای 2.0 برابر 1.67 در نظر گرفت.

(۳) اتصال ستون به ورق‌های دیافراگم باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل همراه با ورق‌های پشت‌بند بوده و در محل کارخانه اجرا گردد. این جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب شده و ضوابط بند ۱۰-۳-۲-۱-۶ -ب باید در مورد آن رعایت گردد. همچنین کیفیت صد درصد این جوش‌ها باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی یا التراسونیک (فراصوتی) تأیید شود.

(۴) مطابق جزئیات شکل ۱۰-۳-۷-۱۵، در این نوع اتصال سطح بیرونی بال فوقانی تیر باید به حداکثر 3 میلی‌متر پایین‌تر از سطح فوقانی ورق دیافراگم باشد.

۱۰-۳-۷-۱۰-۴ سایر الزامات

(۱) اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. برای این منظور در دو انتهای تیر، تعبیهٔ سوراخ‌های دسترسی برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل بال تیر به ورق دیافراگم، مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۹-۱-۴ این مبحث، الزامی است. برای اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم استفاده از ورق پشت‌بند الزامی است (شکل ۱۰-۳-۷-۱۱). اتصال ورق‌های پشت‌بند به بال‌های تیر مجاز نیست.

(۲) برای اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم استفاده از ورق‌های گوشواره (ناودان انتهای جوش شیاری) الزامی است. ورق‌های گوشواره باید حداقل به‌اندازهٔ 25 میلی‌متر یا ضخامت قطعه (هرکدام بزرگ‌تر بود)، از لبهٔ درز امتداد داشته باشد؛ ولی نیازی نیست بلندتر از 50 میلی‌متر باشد. برای تأمین این الزام، پهنای بال تیر در محل اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم باید به نحوی انتخاب شود که رابطهٔ زیر برقرار باشد:

$$B_{bf} \le [B_d - \max(2t_{bf} \text{ and } 50\,mm] \qquad (۱۰-۳-۷-۹)$$

در رابطهٔ فوق:

B_d = پهنای ورق دیافراگم

t_{bf} = ضخامت بال تیر

B_{bf} = پهنای بال تیر در محل اتصال بال‌های تیر به ورق‌های دیافراگم

(۳) خال‌جوش‌های متصل‌کنندهٔ ورق‌های گوشواره باید داخل درز جوش ایجاد شوند. پس از برداشتن ورق‌های گوشواره، حداکثر ناهمواری مجاز سطح برابر 13 میکرون است.

(۴) هنگامی‌که پشت‌بند فولادی برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل بین بال پایینی تیر و ورق دیافراگم استفاده شود، پشت‌بند باید بعد از جوشکاری برداشته شود. پس از برداشتن پشت‌بند فولادی، پاس ریشه باید تا رسیدن به فلز جوش سالم، از پشت شیارزنی شود و با جوش گوشهٔ تقویتی، از پشت جوش شود. ضخامت جوش گوشهٔ تقویتی باید حداقل 8 میلی‌متر باشد.

inbr.ir

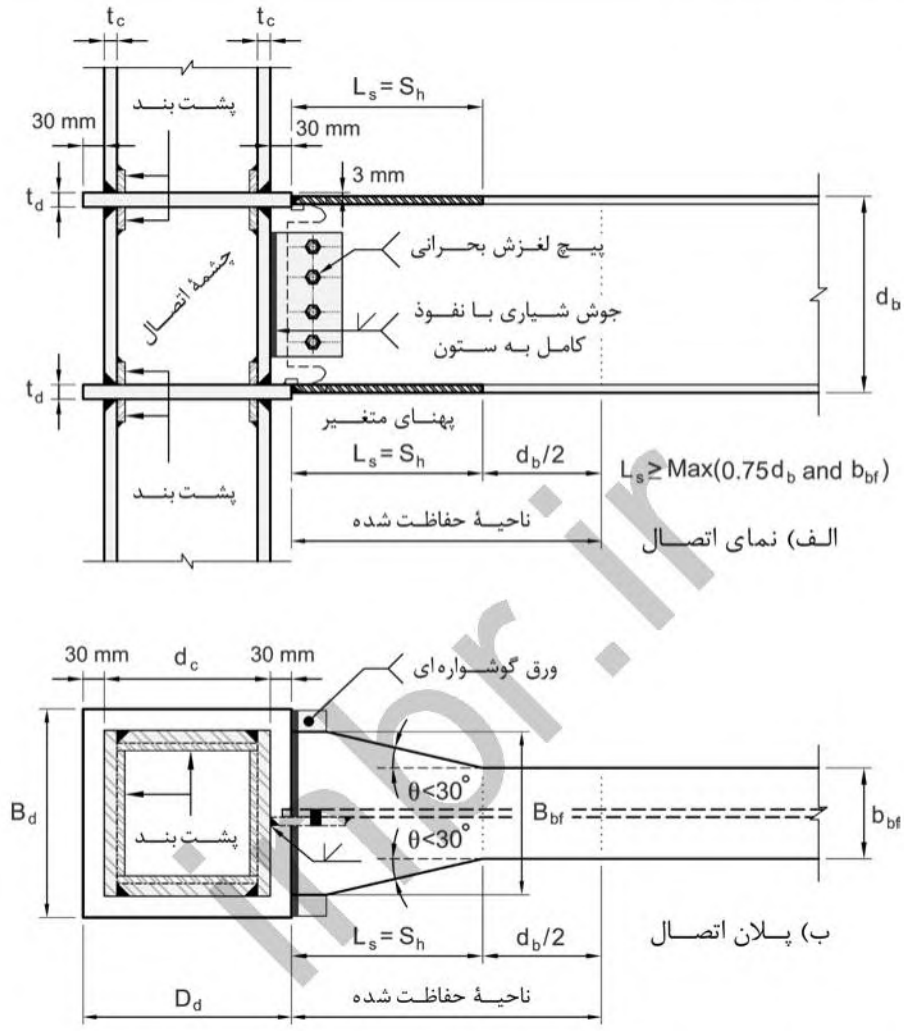
(۵) هنگامی‌که پشت‌بند فولادی برای جوش‌های شیاری با نفوذ کامل بین بال بالایی تیر و ورق دیافراگم استفاده شود و پشت‌بند برداشته نشود. پشت‌بند باید با جوش گوشهٔ سراسری به ضخامت حداقل 8 میلی‌متر بر لبهٔ زیرین جوش شیاری به ورق دیافراگم متصل شود.

(۶) در قاب‌های خمشی ویژه اتصال جان تیر به بال ستون باید از طریق جوش شیاری با نفوذ کامل صورت گیرد. علاوه بر آن لازم است یک ورق تکی برش جان در فاصله بین دو سوراخ دسترسی تعبیه شده و به ستون جوش شود (شکل ۱۰-۳-۷-۱۴). استفاده از این ورق تکی جان به‌عنوان پشت‌بند جوش شیاری جان تیر به بال ستون نیز مجاز است. ضخامت ورق تکی جان باید حداقل برابر 10 میلی‌متر باشد. در انتهای جوش شیاری جان تیر به بال ستون استفاده از ورق های گوشواره‌ای الزامی نیست.

(۷) در قاب‌های خمشی متوسط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق رعایت ضوابط بند ۶ فوق انجام پذیرد. در این نوع قاب به‌جای رعایت این ضوابط، اتصال جان تیر به بال ستون می‌تواند از طریق یک ورق تکی پیچ‌شده به جان تیر نیز صورت گیرد (شکل ۱۰-۳-۷-۱۶). در این حالت اتصال ورق تکی به جان تیر باید از نوع لغزش بحرانی با سوراخ استاندارد یا سوراخ استاندارد در یکی و سوراخ لوبیایی کوتاه در امتداد موازی با محور تیر در دیگری و اتصال آن به بال ستون از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشهٔ دوطرفه باشد. در این حالت مقاومت برشی موردنیاز اتصال باید براساس الزامات بند ۱۰-۳-۳-۲-۵، تعیین شود. ضخامت جوش‌های گوشه طرفین ورق تکی به بال ستون باید حداقل برابر 0.75 ضخامت ورق تکی و ضخامت ورق تکی باید حداقل برابر 10 میلی‌متر باشد.

(۸) در صورت نیاز، استفاده از پیچ‌های نصب با سوراخ‌های استاندارد یا سوراخ‌های لوبیایی کوتاه افقی در جان تیر مجاز است.

inbr.ir



شکل ۱۰-۳-۷-۱۶: اتصال گیردار تیر با بال پهن‌شده و دیافراگم عبوری از ستون (TD-WIDENED) در قاب‌های خمشی متوسط

ibr.ir

۱۰-۳-۸ روش تأیید اتصالات گیردار

اتصالات گیرداری که برای استفاده در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه پیشنهاد می‌شوند، باید قبلاً مورد تأیید قرار گیرند. اتصالات گیردار معرفی‌شده در بخش ۱۰-۳-۷ در صورت تأمین الزامات و محدودیت‌های آن بخش، به‌عنوان اتصالات گیردار پیش‌تأییدشده محسوب می‌شوند و نیازی به تائید مجدد آن‌ها نیست. استفاده از سایر انواع اتصالات یا اتصالات پیش‌تاییدشده در خارج از محدوده‌های مجاز بر طبق بندهای ۱۰-۳-۷-۲ الی ۱۰-۳-۷-۱۰، در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه، مشروط به طی مراحل تائید مطابق الزامات این بخش است.

۱۰-۳-۸-۱ الزامات عمومی

اتصالات گیردار پیشنهادی باید با انجام آزمایش‌ها، مطالعات تحلیلی پشتیبان و ارائهٔ روش‌های طراحی تائید شوند. مجموعهٔ این مدارک باید نشان دهد که اتصال قادر به تحمل تغییرشکل‌های دورانی متناظر با تغییرمکان نسبی طبقه به میزانی حداقل برابر مقادیر موردنظر بند ۱۰-۳-۳-۲-۶ برای استفاده در قاب‌های خمشی متوسط یا بند ۱۰-۳-۳-۳-۸ برای استفاده در قاب‌های خمشی ویژه، حسب مورد، است. تمام حالت‌های حدی که بر سختی، مقاومت و شکل‌پذیری اتصال تأثیر می‌گذارند، باید شناسایی شده و اثر متغیرهای طراحی بر آن‌ها موردتوجه قرار گیرد.

۱۰-۳-۸-۲ مرجع تائید اتصال

مجموعه مدارک تهیه‌شده برای تأیید اتصال پیشنهادی باید توسط کمیته‌ای متشکل از حداقل 3 نفر متخصص به انتخاب کمیتهٔ تخصصی مبحث دهم بررسی شده و طی یک گزارش مکتوب موردقبول قرار گیرد و سپس توسط کمیتهٔ مبحث دهم تائید شود.

۱۰-۳-۸-۳ متغیرهای طراحی

برای تأیید اتصال پیشنهادی لازم است محدودیت‌های مربوط به متغیرهای طراحی به شرح زیر در مدارک تعیین شود:

الف) محدودیت‌های تیر و ستون

- نوع مقطع (I یا H یا جعبه‌ای و یا قوطی)
- روش ساخت مقطع (نوردشده یا جوش‌شده)
- عمق مقطع و ضخامت بال
- نسبت دهانه به عمق تیر
- جهت قرارگیری مقطع ستون نسبت به تیر
- مهار جانبی تیر و ستون

ب) ورق‌های پیوستگی و مضاعف

- تعیین شرایط مربوط به نیاز این ورق‌ها
- ضخامت، عرض و عمق ورق
- نحوهٔ اتصال

پ) جوش و پیچ

- نوع جوش، الکترود، پشت‌بند، سوراخ دسترسی و نحوهٔ کنترل کیفیت
- قطر و نوع پیچ، نوع سوراخ و نحوهٔ سوراخ‌کاری و نصب پیچ و پیش‌تنیدگی

ت) سایر پارامترهای مربوط به نوع خاص اتصال پیشنهادی

۱۰-۳-۸-۴ روش طراحی

برای تائید اتصال گیردار پیشنهادی لازم است دستورالعملی برای طراحی اتصال پیشنهاد شود.

۱۰-۳-۸-۵ مستندات لازم

مستندات لازم برای تائید اتصال پیشنهادی عبارت‌اند از:

- نقشه‌های اتصال حاوی کلیهٔ جزئیات لازم
- توصیف رفتار مورد انتظار اتصال در ناحیهٔ الاستیک و غیر الاستیک، نقاط مورد انتظار تشکیل مفصل پلاستیک و حالت‌های حدی که مقاومت و شکل‌پذیری اتصال را کنترل می‌کند.
- نتایج تحلیل‌های مدل‌های عددی
- نوع سیستمی که اتصال در آن قابل‌استفاده است (قاب خمشی متوسط یا ویژه)

- فهرست کلیهٔ محدودیت‌های مذکور در بند ۱۰-۳-۸-۳
- تعیین کلیهٔ جوش‌های بحرانی لرزه‌ای
- تعیین ناحیهٔ محافظت‌شده اتصال
- گزارش آزمایش‌های انجام‌شده برای تائید اتصال
- رویه‌های کنترل کیفی
- دستورالعمل‌های طراحی اتصال

۱۰-۳-۸-۶ آزمایشگاه‌های معتبر

آزمایش‌های مورد استفاده برای تائید اتصال باید در آزمایشگاه‌های معتبر دارای تجهیزات مناسب و نفرات مجرب انجام شود. آزمایشگاه و روش انجام آزمایش‌ها باید به تائید کمیتهٔ معرفی‌شده در بند ۱۰-۳-۸-۲ رسیده باشد.

۱۰-۳-۸-۷ نمونه‌های مورد آزمایش

نمونه‌های زیرسازهٔ مورد آزمایش باید حتی‌الامکان شرایطی را که در اتصال در هنگام اثر زلزله ایجاد می‌شود، بازسازی کند. در این زیرسازه شرایط زیر باید رعایت شود:

- زیرسازه باید حداقل شامل یک ستون و تیری باشد که از یک طرف یا از هر دو طرف به ستون متصل است
- نقاط عطف تغییرشکل خمشی در زیرسازه باید با نقاط مذکور در قاب اصلی تطابق داشته باشد.
- مهارهای جانبی در زیرسازه باید مشابه مهارهای سازهٔ اصلی باشد ولی تعبیهٔ مهارهای اضافی در نقاط اعمال بار و تکیه‌گاه مجاز است

۱۰-۳-۸-۸ متغیرهای اساسی آزمایش

متغیرهای زیر باید در نمونه‌های مورد آزمایش شبیه‌سازی شود:

الف) منابع دوران‌های غیر ارتجاعی

دوران‌های غیر ارتجاعی نمونه باید با تحلیل داده‌های تغییرشکل‌های نمونه محاسبه شود. منابع این دوران‌های غیر ارتجاعی شامل تسلیم اعضا، تسلیم اجزا و ادوات اتصال و لغزش بین اعضا و اجزای اتصال است.

ب) اعضا

تیر مورد استفاده در نمونهٔ آزمایش باید در محدودهٔ زیر باشد:

- عمق تیر نباید کمتر از 90% عمق تیر در سازهٔ اصلی باشد.
- وزن واحد طول تیر نباید کمتر از 75% وزن مربوطه در سازهٔ اصلی باشد.
- نسبت طول تیر به عمق آن نباید از 0.9 این نسبت در سازهٔ اصلی بزرگ‌تر باشد.

ستون مورد استفاده در نمونهٔ آزمایش باید در محدودهٔ زیر باشد:

- عمق ستون نباید کمتر از 90% عمق ستون در سازهٔ اصلی باشد.
- نسبت مقاومت ستون به تیر نباید کمتر از این نسبت در نمونهٔ اصلی باشد.

پ) جزئیات اتصال

جزئیات اتصال در نمونهٔ آزمایش باید مشابه سازهٔ اصلی باشد.

ت) ورق پیوستگی

جزییات ورق پیوستگی و اتصال آن به ستون در نمونهٔ آزمایش باید مشابه سازهٔ اصلی باشد.

ث) تنش تسلیم فولاد

تنش تسلیم تمام اعضا و عناصر اتصال در نمونه‌های آزمایش که با تسلیم آن‌ها دوران‌های غیر ارتجاعی اتصال حاصل می‌شود، باید با انجام آزمایش تعیین شود. استفاده از مقادیر مشخصهٔ تولید فولاد برای این منظور جایز نیست. شرایط زیر در مورد مقادیر تعیین‌شده با انجام آزمایش باید رعایت شود:

- تنش تسلیم بال تیر نباید کمتر از $0.85R_yF_y$ فولادی که قرار است در تیر سازهٔ اصلی استفاده شود، باشد.
- تنش تسلیم ستون و عناصر اتصال نباید از $0.85R_yF_y$ فولادی که قرار است در همین اجزای سازهٔ اصلی استفاده شود کمتر و از $1.15R_yF_y$ بیشتر باشد.

که در آن:

R_y= نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

F_y= تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

inbr.ir

ج) اتصالات جوشی

جوش‌های نمونهٔ مورد آزمایش باید دارای شرایط زیر باشد:

- جوشکاری باید براساس یک دستورالعمل جوشکاری (WPS) معین انجام شود که مشابه دستورالعمل مذکور در سازهٔ اصلی باشد. مقاومت کششی و طاقت نمونهٔ شیاردار شارپی (CVN) جوش‌های شیاری باید با انجام آزمایش تعیین شود. استفاده از مقادیر مندرج در گزارش‌های تولیدکنندهٔ الکترود برای این منظور کافی نیست.
- مقاومت کششی مشخصهٔ الکترودی که در نمونهٔ آزمایش استفاده می‌شود باید با مقاومت مذکور در سازهٔ اصلی مطابقت داشته باشد.
- مقدار مشخصهٔ حداقل طاقت نمونهٔ شیاردار شارپی (CVN) الکترودی که در نمونهٔ آزمایش استفاده می‌شود، نباید از مقدار مذکور در سازهٔ اصلی بیشتر باشد. ضمناً مقداری که با انجام آزمایش برای این پارامتر به دست می‌آید، نباید بیش از 50% مقدار مشخصهٔ مربوطه در سازهٔ اصلی یا 34 J (هرکدام بیشتر باشد)، از مقدار مذکور در سازهٔ اصلی بزرگ‌تر باشد.
- وضعیت جوشکاری که در نمونهٔ آزمایش استفاده می‌شود باید با این وضعیت در سازهٔ اصلی مشابه باشد.
- جزئیات جوشکاری در نمونهٔ آزمایش شامل پشت‌بند، سوراخ دسترسی و غیره باید با این جزئیات در سازهٔ اصلی تطابق داشته باشد.
- روش‌های بازرسی، انجام آزمایش‌های غیر مخرب و ضوابط پذیرش جوش در نمونهٔ آزمایش باید مشابه سازهٔ اصلی باشد.

چ) اتصالات پیچی

اتصالات پیچی نمونهٔ مورد آزمایش باید مشابه همین اتصالات در سازهٔ اصلی باشد. الزامات زیر در این خصوص باید رعایت شود:

- نوع و مقاومت پیچ مورد استفاده در آزمایش باید مشابه سازهٔ اصلی باشد.
- روش‌های پیچکاری در نمونهٔ آزمایش شامل سوراخ‌کاری، آرایش سوراخ‌ها، وضعیت سطوح تماس و نحوهٔ سفت‌کردن پیچ باید مشابه سازهٔ اصلی باشد.

inbr.ir

۱۰-۳-۸-۹ تاریخچهٔ بارگذاری

نمونهٔ مورد آزمایش باید تحت اثر تاریخچهٔ بارگذاری چرخه‌ای قرار گیرد که در این بخش بیان می‌شود. تاریخچهٔ بارگذاری اعمالی به نمونهٔ آزمایش برحسب زاویهٔ تغییرمکان نسبی طبقه‌ای (Θ)، باید به شرح زیر باشد:

- 6 چرخه بار در $\Theta = 0.00375$ rad
- 6 چرخه بار در $\Theta = 0.005$ rad
- 6 چرخه بار در $\Theta = 0.0075$ rad
- 4 چرخه بار در $\Theta = 0.01$ rad
- 2 چرخه بار در $\Theta = 0.015$ rad
- 2 چرخه بار در $\Theta = 0.02$ rad
- 2 چرخه بار در $\Theta = 0.03$ rad
- 2 چرخه بار در $\Theta = 0.04$ rad

پس از این چرخه، بارگذاری می‌تواند در گام‌های 0.01 رادیان و اعمال دو چرخه بار در هر گام ادامه یابد.

۱۰-۳-۸-۱۰ گزارش آزمایش‌ها

برای هر آزمایش باید گزارش مکتوبی تهیه شود. گزارش باید به‌صورت دقیق تمام ویژگی‌های کلیدی و نتایج آزمایش را مستند نماید. این گزارش باید حداقل شامل اطلاعات زیر باشد:

- نقشهٔ برپایش آزمایش شامل ابعاد، نقاط بارگذاری، تکیه‌گاه و مهار جانبی
- نقشهٔ نمونهٔ مورد آزمایش شامل کلیهٔ ابعاد اعضا و اجزا و مشخصات مصالح مصرفی، جزئیات جوشکاری و پیچکاری
- فهرست کلیهٔ متغیرهای اساسی آزمایش به شرح مذکور در بند ۱۰-۳-۸-۸
- نمودار تاریخچهٔ بارگذاری اعمالی به نمونه
- فهرست جوش‌های بحرانی لرزه‌ای
- ناحیهٔ محافظت‌شده

inbr.ir

- نمودار بار اعمالی به نمونه برحسب جابجایی
- نمودار لنگر اعمالی به تیر برحسب زاویهٔ تغییرمکان نسبی طبقه. در این نمودار مقدار لنگر و زاویهٔ تغییرمکان نسبی باید نسبت به محور ستون محاسبه شود.
- زاویهٔ تغییرمکان نسبی طبقه و زاویهٔ دوران غیر ارتجاعی ایجادشده در نمونه. روش محاسبهٔ زاویهٔ دوران غیر ارتجاعی باید به‌طور شفاف بیان شود.
- کلیهٔ مشاهدات آزمایش شامل تسلیم، لغزش، ناپایداری، ترک‌خوردگی و شکست در اعضا و اجزا
- حالت خرابی کنترل‌کننده رفتار نمونهٔ آزمایش
- نتایج آزمایش‌های تعیین خواص و مشخصات مواد
- دستورالعمل جوشکاری (WPS) و گزارش‌های بازرسی جوش

۱۰-۳-۸-۱۱ معیار پذیرش

نمونه‌های مورد آزمایش باید حسب مورد الزامات اتصالات قاب‌های خمشی متوسط یا ویژه را مطابق ضوابط بندهای ۱۰-۳-۳-۲-۶ یا ۱۰-۳-۳-۳-۸ اقناع کند. برای این منظور نمونه باید تمام چرخه‌های بارگذاری بند ۱۰-۳-۸-۹ شامل حداقل دو چرخه کامل بار در زاویهٔ تغییرمکان نسبی موردنظر را، بدون آنکه مقاومت بیشتر از 15% حداکثر مقاومت کاهش یابد، تحمل نماید. برای تاییدشدن هر نوع اتصال با محدودیت‌های معین ابعادی مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۸-۸، آزمایش دو نمونه ضروری است.

inbr.ir

۱۰-۳-۹ روش تأیید مهاربندهای کمانش‌تاب

۱۰-۳-۹-۱ دامنهٔ کاربرد

در این بخش حداقل ضوابط روش تأیید کفایت مهاربندهای کمانش‌تاب ارائه می‌گردد آزمایش‌هایی که در این بخش به آن‌ها اشاره می‌شود، شامل آزمایش مهاربند کمانش‌تاب تنها و آزمون مهاربند کمانش‌تاب نصب‌شده در قاب است.

هدف از آزمایش مهاربند کمانش‌تاب تنها، حصول اطمینان از تأمین مقاومت و تغییرشکل غیر الاستیک مهاربند مطابق ضوابط بخش ۱۰-۳-۴-۵ این مبحث است. این آزمایش همچنین حداکثر نیروی مهاربند را به‌منظور طراحی اجزای مجاور مشخص می‌کند.

هدف از آزمایش مهاربند کمانش‌تاب نصب‌شده در قاب، حصول اطمینان از طراحی مهاربند در تأمین تغییرشکل موردنیاز و چرخش‌های طراحی است. هم‌چنین این آزمایش‌ها به‌منظور نشان دادن یکسانی رفتار چرخه‌ای مهاربند نصب‌شده و تنها است.

۱۰-۳-۹-۲ نمونهٔ مهاربند کمانش‌تاب نصب‌شده در قاب

نمونهٔ مهاربند کمانش‌تاب نصب‌شده در قاب باید ضوابط زیر را برآورده نماید:

۱- سازوکار تأمین چرخش‌های غیرخطی در نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی یکسان باشد. تغییرشکل چرخشی قابل‌حصول در نمونهٔ آزمایش باید مساوی یا بزرگ‌تر از مهاربند اصلی باشد.

۲- مقاومت تسلیم محوری هستهٔ فولادی مهاربند (P_{ysc})، در نمونهٔ آزمایش نباید کمتر از 90% مقاومت تسلیم مهاربند اصلی باشد. مقاومت تسلیم از حاصل‌ضرب سطح مقطع هسته (A_{sc})، در تنش تسلیم آن، حاصل از آزمایش کشش استاندارد به دست می‌آید.

۳- شکل مقطع و وضعیت قرارگیری هستهٔ فولادی در نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی یکسان باشد.

۴- از روش طراحی مدون و مکتوب یکسانی برای طراحی نمونهٔ آزمایشی و مهاربند اصلی استفاده شود. به‌این‌ترتیب امکان مقایسه تغییرشکل‌های چرخشی این نمونه و مهاربند اصلی فراهم می‌شود. در محاسبات پایداری، تیرها، ستون‌ها و ورق‌های اتصال مهاربند، هرکدام باید بخشی از این سیستم در نظر گرفته شوند.

۵- حاشیه ایمنی محاسبه‌شده برای طراحی اتصال، پایداری هستهٔ فولادی، کمانش کلی و خرابی سایر جزئیات مرتبط اجرایی مهاربند غیر از ورق اتصال مهاربند در مهاربند اصلی، باید مساوی یا بیشتر از نمونهٔ آزمایش باشد.

۶- وضعیت مهار جانبی مهاربند اصلی و نمونهٔ آزمایش یکسان باشد.

۷- نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی با رویه‌های همسان کنترل کیفیت ساخته شوند.

۱۰-۳-۹-۳ نمونهٔ مهاربند تنها

نمونه مهاربند تنها باید در جزئیات، ساخت و مشخصات مصالح تا حد امکان مشابه مهاربند اصلی باشد. همچنین:

الف) طراحی نمونهٔ مهاربند تنها

از روش طراحی مدون و مکتوب یکسانی در طراحی نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی استفاده شود. محاسبات طراحی باید حداقل موارد زیر را نشان دهند:

۱- حاشیه ایمنی محاسبه‌شده برای پایداری کمانش کلی مهاربند اصلی مساوی یا بیشتر از نمونهٔ آزمایش باشد.

۲- حاشیه‌های ایمنی مورداشاره در بند فوق باید تفاوت مشخصات مصالح شامل سختی، تنش تسلیم، تنش نهایی و کرنش نهایی را جبران نمایند.

ب) ساخت نمونهٔ آزمایش

نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی با رویه‌های همسان کنترل کیفیت ساخته شوند.

پ) برای همسان بودن نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی، نمونهٔ آزمایش باید ضوابط زیر را برآورده نماید:

۱- شکل مقطع و وضعیت قرارگیری هستهٔ فولادی آن با مهاربند اصلی یکسان باشد.

۲- مقاومت جاری شدن محوری هستهٔ فولادی مهاربند (P_{ysc})، کمتر از 30% یا بیشتر از 120% مهاربند اصلی نباشد که این مقاومت از ضرب سطح مقطع هسته (A_{sc}) در تنش تسلیم آن (F_y)، حاصل از آزمایش کشش استاندارد به دست می‌آید.

۳- مصالح و روش جداسازی هستهٔ فولادی از سیستم محدودکنندهٔ کمانش در نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی یکسان باشد.

ت) جزئیات اتصال

جزئیات اتصال نمونهٔ آزمایش باید تا حد امکان نمایندهٔ جزئیات اتصال مهاربند اصلی باشد.

ث) مصالح

۱- هستهٔ فولادی: شرایط زیر برای هستهٔ فولادی نمونهٔ آزمایش باید برآورده شود:

- تنش تسلیم مشخصهٔ هستهٔ فولادی نمونهٔ آزمایش و نمونهٔ اصلی باید یکسان باشند
- تنش تسلیم مصالح هستهٔ فولادی حداقل 90% تنش تسلیم هستهٔ مهاربند اصلی به‌دست‌آمده از آزمایش کشش استاندارد باشد.
- حداقل تنش و کرنش نهایی مشخصهٔ نمونهٔ آزمایش از مهاربند اصلی بیشتر نباشد.

۲- سیستم محدودکنندهٔ کمانش: مصالح مصرفی در سیستم محدودکنندهٔ کمانش در نمونهٔ آزمایش و مهاربند اصلی یکسان باشند.

ج) اتصالات

اتصالات جوشی، پیچی و پینی نمونهٔ آزمایش حتی‌الامکان مانند مهاربند اصلی باشد.

۱۰-۳-۹-۴ تاریخچه بارگذاری

الف) ضوابط عمومی

نمونهٔ آزمایش باید تحت بارگذاری چرخه‌ای مطابق ضوابط بندهای ۱۰-۳-۹-۴-ب و ۱۰-۳-۹-۴-پ قرار گیرد. به‌کارگیری پله‌های بارگذاری افزون بر بند ۱۰-۳-۹-۴-پ مجاز است. هر چرخه باید شامل کشش کامل و فشار کامل برای حصول تغییرشکل‌های تجویزی باشند.

ب) کنترل آزمایش

آزمایش باید همراه با کنترل میزان تغییرشکل محوری یا تغییرشکل چرخشی (Δ_b) در نمونهٔ آزمایشی، صورت گیرد. به‌عنوان یک جایگزین، تغییرشکل چرخشی حداکثر را می‌توان با رعایت پروتکل معرفی‌شده برای تغییرشکل‌های محوری، در طول آزمایش به‌کار گرفت.

inbr.ir

پ) توالی بارگذاری

بارگذاری باید به‌منظور ایجاد تغییرشکل‌های زیر بر نمونه اعمال شود که در آن تغییرشکل، همان تغییرشکل محوری هستهٔ فولادی نمونهٔ آزمایش و تغییرشکل چرخشی موردنیاز برای آزمایش نمونهٔ مهاربند نصب‌شده در قاب است:

۱) 2 چرخه بارگذاری در تغییرشکل متناظر با $\Delta_b=\Delta_{by}$

۲) 2 چرخه بارگذاری در تغییرشکل متناظر با $\Delta_b=0.5\Delta_{bm}$

۳) 2 چرخه بارگذاری در تغییرشکل متناظر با $\Delta_b=\Delta_{bm}$

۴) 2 چرخه بارگذاری در تغییرشکل متناظر با $\Delta_b=1.5\Delta_{by}$

۵) 2 چرخه بارگذاری در تغییرشکل متناظر با $\Delta_b=2.0\Delta_{bm}$

۶) چرخه‌های کامل اضافی متناظر با $\Delta_b=1.5\Delta_{bm}$ به‌نحوی‌که تغییرشکل محوری غیر الاستیک تجمعی نمونهٔ مهاربند به حداقل 200 برابر تغییرشکل جاری شدن آن برسد. این مرحله برای نمونهٔ نصب‌شده در قاب موردنیاز نیست.

که در آن:

Δ_{bm}= میزان تغییرشکل متناظر با تغییرمکان جانبی طراحی طبقه

Δ_{by}= میزان تغییرشکل در اولین جاری شدن نمونه

تبصره: تغییرمکان جانبی طراحی طبقه برای محاسبه Δ_{bm} نباید کمتر از یک درصد ارتفاع طبقه منظور شود. وقتی‌که مقادیر حداکثر و مقدار تجمعی تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی در آزمایش، به نحو قابل‌اثباتی مساوی یا بیشتر از توالی فوق باشد، می‌توان برای آزمایش تائید کفایت از توالی بارگذاری متفاوت با مقادیر توصیه‌شدهٔ فوق استفاده کرد.

۱۰-۳-۹-۵ ابزار

ابزار کافی به‌منظور اندازه‌گیری یا محاسبه خروجی‌های آزمایش خواسته‌شده دربند ۱۰-۳-۹-۷ باید پیش‌بینی شود.

۱۰-۳-۹-۶ ضوابط آزمایش مصالح

الف) ضوابط آزمایش کشش

آزمایش کشش باید روی نمونه‌های اخذشده از همان فولاد مورد استفاده برای ساخت هستهٔ فولادی انجام شود. از نتایج آزمایش کشش تأییدشده، می‌توان در گزارش‌های آزمایش مصالح استفاده کرد، ولی آن‌ها را نمی‌توان جایگزین آزمایش‌های کشش موردنیاز این بخش نمود. نتایج آزمایش کشش باید مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۹-۶-ب باشند.

ب) روش‌های آزمایش کشش

آزمایش کشش باید مطابق ASTM A6، ASTM A370 و ASTM E8 با در نظر گرفتن استثنائات زیر انجام شود:

- تنش تسلیم، براساس تنش تسلیم تعریف‌شده در ASTM A370 گزارش می‌شود که در آن از روش تصویر کردن در کرنش 0.002 استفاده می‌گردد.
- نرخ بارگذاری در آزمایش کشش تا حد امکان مانند نرخ بارگذاری نمونهٔ آزمایش مهاربند باشد.
- برش و آماده‌سازی نمونهٔ آزمایش کشش باید به نحوی انجام شود که محور طولی آن، موازی محور طولی هستهٔ فولادی مهاربند باشد.

۱۰-۳-۹-۷ ضوابط ارائه گزارش آزمایش

برای هر نمونهٔ آزمایش، یک گزارش مکتوب که شرایط این بخش را برآورده کند، باید تهیه شود. این گزارش باید تمامی مشخصات نمونه و نتایج آزمایش را در بر گیرد و شامل اطلاعات زیر باشد:

۱- نقشه یا شرح کامل نمونهٔ آزمایش، شامل ابعاد اصلی، شرایط مرزی در نقاط بارگذاری و نقاط تکیه‌گاهی و موقعیت مهارهای جانبی، در صورت وجود.

۲- نقشه‌ای از جزئیات اتصال که در آن اندازه اعضا، نوع فولاد، ابعاد تمامی اجزای اتصال، مشخصات جوشکاری شامل نوع الکترود مصرفی، اندازه و موقعیت سوراخ‌های پیچ یا پین، اندازه و نوع اتصال‌دهنده‌ها و سایر جزئیات اتصال، مشخص شده باشد.

۳- فهرستی از سایر متغیرهای ضروری معرفی‌شده در بخش‌های ۱۰-۳-۹-۲ و ۱۰-۳-۹-۳ در صورت اطلاق.

۴- فهرست یا نموداری که تاریخچهٔ بارگذاری یا تغییرشکل اعمالی را نشان دهد.

۵- نموداری که بارهای اعمال‌شده را در برابر تغییرشکل‌های حاصله (Δ_b)، نشان دهد. روش تعیین تغییرشکل باید به‌روشنی معرفی شود و نقاطی که بارگذاری و تغییرشکل بر روی نمونه اندازه‌گیری شده‌اند به‌روشنی معرفی شود.

۶- فهرستی از ترتیب زمانی مشاهدات حائز اهمیت حین آزمایش، شامل مشاهده جاری شدن، لغزش، ناپایداری، جابجایی جانبی نسبت به محور اثر نیرو در طول نمونه‌ها و شکست هر یک از اجزای نمونه و اتصالات آن، در صورت وقوع.

۷- نتایج آزمایش‌های نمونه‌های مصالح مطابق مورد ۱۰-۳-۹-۶

۸- رویه‌های کنترل کیفیت ساخت (QC) و برنامهٔ تضمین کیفیت (QA) استفاده‌شده در ساخت نمونه‌های آزمایش. این موارد باید شامل مشخصات رویه‌های جوشکاری (WPS) و گزارش‌های بازرسی جوش باشد.

تبصره: نقشه‌ها و اطلاعات تکمیلی و بحث بیشتر راجع به نمونه‌های آزمایش یا نتایج آزمایش می‌تواند در بخشی از گزارش آزمایش ارائه گردد.

۱۰-۳-۹-۸ معیار پذیرش

حداقل یک آزمایش نمونهٔ نصب‌شده در قاب که ضوابط بند ۱۰-۳-۹-۲ را برآورده نماید، باید برای هر تیپ مهاربند انجام پذیرد.

حداقل یک آزمایش نمونهٔ مهاربند تنها که ضوابط بخش ۱۰-۳-۹-۳ را برآورده نماید، برای هر تیپ مهاربند باید انجام شود.

در بازهٔ پروتکل آزمایش، همهٔ نمونه‌ها باید ضوابط زیر را برآورده کنند:

۱- نمودار تاریخچهٔ نیروی اعمالی نسبت به تغییرمکان باید نشان‌دهندهٔ رفتار پایدار و قابل تکرار همراه با سختی افزاینده مثبت باشد.

۲- نباید شکست و ناپایداری مهاربند یا خرابی در بخش متصل‌شوندهٔ انتهایی در نمونهٔ آزمایشی مهاربند رخ دهد.

۳- در آزمایش نمونه‌های مهاربند تنها، در هر چرخه با تغییرشکل بیش از Δ_{by}، حداکثر نیروی کششی و فشاری نباید کمتر از مقاومت اسمی هستهٔ مهاربند باشد.

۴- در آزمایش نمونه‌های مهاربند تنها، در هر چرخه با تغییرشکل بیش از Δ_{by}، نسبت حداکثر نیروی فشاری به حداکثر نیروی کششی نباید از 1.5 بیشتر باشد.

inbr.ir

inbr.ir

۱۰-۴ الزامات ساخت، نصب و کنترل

۱۰-۴-۱ کلیات

این فصل به ارائهٔ مشخصات فنی و ضوابط تهیهٔ مصالح، برشکاری، مونتاژ، جوشکاری، حمل، پیش‌نصب، برپاداشتن، نصب، کارهای تکمیلی جوشکاری و محکم کردن پیچ‌ها، آماده سازی سطوح و رنگ‌آمیزی و رواداری‌ها اختصاص دارد.

الف) وظایف سازندهٔ اسکلت فولادی

براساس مفاد این فصل و طبق نقشه‌ها و مدارک فنی، سازندهٔ سازهٔ فولادی موظف به انجام کنترل کیفیت (QC) در موارد زیر است:

- تهیهٔ مصالح[1]، تجهیزات و نیروی انسانی لازم
- تهیهٔ نقشه‌های اجرایی در هماهنگی با نقشه‌ها و مدارک فنی محاسباتی، تجهیزات و امکانات اجرایی
- برشکاری، سوراخ‌کاری و مونتاژ قطعات
- جوشکاری قطعات مونتاژشده
- آماده‌سازی سطوح، تمیزکاری و رنگ‌آمیزی قطعات
- حمل قطعات ساخته‌شده 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 یا محکم کردن پیچ‌ها، مونتاژ قطعات طبق نقشه‌ها و کارهای تکمیلی

۱- در بعضی موارد این کار را کارفرما بر عهده می‌گیرد.

ب) وظایف نمایندهٔ کارفرما یا مقام قانونی مسئول

براساس مفاد این فصل و طبق نقشه‌ها و مدارک فنی، تضمین کیفیت (QA) همهٔ عملیات اجرایی بند (الف) بر عهدهٔ نمایندهٔ کارفرما یا مقام قانونی مسئول است.

۱۰-۴-۲ مشخصات مصالح فولاد سازه‌ای

کلیهٔ فولادهای سازه‌ای اعم از ورق، تیرآهن، ناودانی، نبشی، تسمه و غیره باید از انواع مورداشاره در فصل‌های ۱۰-۱ تا ۱۰-۳ باشد.

قطعات فولادی باید از معایبی که به مقاومت یا شکل ظاهری آن لطمه می‌زند، عاری باشند. همهٔ قطعات فولادی سازهٔ ساختمان باید حتی‌الامکان یکپارچه باشد و از وصله کردن قطعات کوتاه خودداری شود، مگر آنکه محل درز جوشی یا وصله در نقشه‌های اجرایی مشخص شده باشد یا موافقت مهندس طراح برای وصلهٔ موردنظر جلب شود.

هرگاه مطابق مفاد بند ۱۰-۱-۴ نیاز به تعیین مشخصات و انطباق مصالح فولادی باشد، نمایندهٔ کارفرما باید از هر محموله مصالح فولادی (مطابق تعریف انتهای این بخش) واردشده به کارخانه یا مشابه آن به تعداد 2 نمونهٔ اتفاقی انتخاب و آزمایش‌های زیر را مطابق استانداردهای ملی یا بین‌المللی[۲] در مورد آن‌ها انجام دهد:

- برای همهٔ نمونه‌ها آزمایش تعیین ترکیب آلیاژی فولاد
- برای همهٔ نمونه‌ها آزمایش تعیین مقاومت کششی با اندازه‌گیری تغییرشکل نسبی
- برای همهٔ نمونه‌ها آزمایش ضربه

محمولهٔ مصالح فولادی جهت نمونه‌گیری شامل مقاطع مشابه با ردهٔ مقاومتی مشابه و محدودهٔ ضخامت مشابه تهیه‌شده از یک منبع، به شرح زیر است:

- به ازای هر 40 تن و کسر آن برای همهٔ مقاطع
- به ازای هر 60 تن و کسر آن برای مقاطع سنگین با وزن واحد طول بیش از 100 کیلوگرم بر متر
- به ازای هر 80 تن و کسر آن برای همهٔ مقاطع با شمارهٔ ذوب یکسان براساس برچسب محصول یا گواهی کارخانه

[۲] مانند ASTM A370

۱۰-۴-۳ ساخت و نصب قطعات فولادی

۱۰-۴-۳-۱ کلیات

الف) سازنده موظف است براساس نقشه‌های محاسباتی ابتدا نقشه‌های اجرایی کارگاهی [۳] را تهیه و به تصویب طراح سازه برساند. کنترل مهندس طراح در حد انطباق با نقشه‌های محاسباتی و مشخصات فنی بوده و مسئولیت هندسهٔ قطعات، فواصل سوراخ‌ها و زاویهٔ پخ‌ها برعهدهٔ سازندهٔ اسکلت است.

ب) نقشه‌های اجرایی باید کلیهٔ اطلاعات و جزییات لازم برای برش‌کاری و ساخت قطعات اعم از ابعاد و اندازه‌ها، آماده‌سازی لبه‌ها، اندازهٔ جوش‌ها، اندازهٔ پیچ‌ها و سوراخ‌کاری را شامل شود.

پ) نقشه‌های اجرایی، باید جوش‌های کارخانه‌ای را از جوش‌های کارگاهی متمایز کرده، نوع اتصال (اتکایی، پیش‌تنیده و لغزش بحرانی) را مشخص نموده و نیز حد و روش سفت کردن پیچ‌ها و نوع سطوح تماس را به‌وضوح معین نماید.

ت) قبل از شروع به ساختن و نصب قطعات باید اندازه‌های مندرج در نقشه‌ها به‌منظور تطبیق کامل و جلوگیری از بروز هرگونه اشکال در موقع ساخت و نصب توسط سازنده به دقت کنترل شود.

ث) هر قطعه پس‌از آن که با اندازه و شکل مشخص‌شده در نقشه‌های اجرایی کارگاهی ساخته شد، باید با شمارهٔ مشخص‌شده در نقشه، علامت‌گذاری شود.

ج) برش، مونتاژ، جوشکاری و متصل کردن قطعات به یکدیگر به استثنای اتصالات وصله‌های کارگاهی (در محل)، باید در کارخانهٔ سرپوشیده و مجهز ساخت اسکلت‌های فولادی توسط استادکاران و کارگران ماهر و زیر نظر متخصص فن انجام شود.

چ) در تمام مراحل تولید، هر قطعه یا هر بسته از قطعه‌های مشابه از اجزای فولادی، باید قابل‌شناسایی باشند. شناسایی می‌تواند به‌وسیلهٔ دسته‌بندی یا به‌وسیلهٔ شکل و اندازهٔ جزء یا با استفاده از علامت‌های قابل‌تشخیص و با دوام انجام گیرد. علامت‌گذاری باید به صورتی باشد که باعث ایجاد آسیب به قطعه نشود.

ح) علامت‌گذاری با مهرهای سخت برای فولادهای بالاتر از ردهٔ S355 مجاز نیست و در سایر موارد باید فقط در نواحی مشخصی به کار رود که بر مقاومت و شکل‌پذیری محصول تأثیری نداشته باشد.

---

[۳] Shop Drawings

۱۰-۴-۳-۲ بریدن و سوراخ‌کاری

الف) قطعات باید با ابعاد و شکل‌های لازم به دقت بریده شده و در محل‌های لازم سوراخ شوند. برش ورق‌هایی که در ساختن قطعات فولادی مصرف می‌شود باید توسط دستگاه برش حرارتی ریلی یا فرایندهای خودکار انجام گیرد. برای ورق‌های با ضخامت مساوی یا کمتر از 15 میلی‌متر، برش‌کاری توسط دستگاه گیوتین مجاز است. در این حالت لبه‌های برش باید کاملاً یکنواخت و خالی از ناهمواری‌های سطحی بیش از 0.5 میلی‌متر باشند. ناهمواری‌ها و زخم‌های بیش‌ازحد مجاز را باید با سنگ‌زدن و در صورت لزوم تعمیرکاری توسط جوش، هموار کرد.

ب) در قطعات و نیمرخ‌های سنگین با ضخامت اجزای تشکیل‌دهنده بیش از 40 میلی‌متر، باید قبل از برش حرارتی، پیش‌گرمایش تا دمای حداقل 65 درجه سلسیوس انجام شود.

پ) برش انتهایی نیمرخ‌های فولادی که برای ساخت مهاربندها، تیرها، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها مصرف می‌شوند، در صورت موافقت مهندس ناظر می‌تواند با اره یا برش حرارتی به‌صورت دستی انجام گیرد. درهرصورت کلیهٔ ناصافی‌هایی که بر اثر برش‌کاری به وجود می‌آید، باید با سنگ‌زدن برطرف شوند.

ت) سوراخ‌کاری نهایی ورق‌ها و نیمرخ‌ها با ضخامت بیش از 15 میلی‌متر باید به کمک متهٔ دوار انجام پذیرد. برای سوراخ‌های با قطر زیاد می‌توان ابتدا سوراخی با قطر کوچک‌تر توسط منگنه (پانچ) ایجاد نمود و سپس با مته، سوراخ را به قطر دلخواه رساند. قطعاتی که با پیچ به هم متصل می‌شوند در صورت امکان باید همه به هم خال‌جوش شده و با هم سوراخ‌کاری شوند. سوراخ‌کاری ورق‌ها و نیمرخ‌ها به کمک منگنه برای ضخامت‌های بیش از 15 میلی‌متر مجاز نیست.

ث) تیرهای با مقطع کاهش‌یافته باید با استفاده از برش حرارتی برای ایجاد قوسی ملایم ساخته شوند. زبری سطح بریده‌شده با برش حرارتی باید حداکثر 13 میکرون باشد. تمام نواحی انتقالی بین تیر با مقطع کاهش‌یافته و مقطع دست‌نخورده باید در جهت طول بال تیر برای کاهش آثار نامطلوب ناشی از تغییر ناگهانی مقطع گرد شوند. گوشه‌های بین سطح مقطع کاهش‌یافته و بالا و پایین بال‌های تیر جهت برداشتن لبه‌های تیز باید سنگ زده شوند، ولی رعایت حداقل شعاع گردی یا زاویهٔ پخی نیاز نیست.

ج) حداکثر رواداری برش حرارتی از خط برش تئوری 6± میلی‌متر است. حداکثر رواداری عرض مؤثر ورق‌ها در هر مقطع 10± میلی‌متر است.

چ) تورفتگی‌ها و زخم‌های ایجادشده در اثر برش حرارتی در سطح برش کاهش‌یافته با حداکثر عمق 6 میلی‌متر را می‌توان با سنگ زدن اصلاح نمود. طول ناحیهٔ دارای تورفتگی و زخم که سنگ زده می‌شود، نباید از 5 برابر عمق تورفتگی در هر طرف کمتر باشد. از جوشکاری می‌توان برای اصلاح تورفتگی‌ها و زخم‌های ایجادشده با عمق حداقل 6 میلی‌متر و حداکثر 13 میلی‌متر استفاده نمود. هم‌چنین برای اصلاح نواحی که بر اثر سنگ زدن عمق مؤثر برش ناحیهٔ کاهش‌یافته از رواداری‌های مجاز بیشتر شده است، نیز می‌توان از جوش استفاده نمود. تورفتگی‌ها و زخم‌ها باید برداشته شده و در محل آن‌ها گودی با عمق حداقل 6 میلی‌متر با سنگ زدن ایجاد شود. همچنین در ناحیهٔ موردنظر پیش‌گرمایش با دمای حداقل 66 درجهٔ سانتی‌گراد انجام شود. تورفتگی‌ها و زخم‌های با عمق بیش از 13 میلی‌متر باید توسط روشی که به تأیید نمایندهٔ کارفرما رسیده است، اصلاح شوند.

۱۰-۴-۳-۳ ساخت و آماده کردن قطعات قبل از مونتاژ

الف) قطعات فولادی باید طوری ساخته شوند که هیچ نوع تغییرشکلی علاوه بر مقادیر رواداری ساخت، غیر از آنچه در نقشه مشخص شده، در آن‌ها به وجود نیاید. انحنا و تغییرشکل‌هایی که طبق نقشه یا دستور مهندس طراح لازم باشد، باید هنگام ساختن قطعات ایجاد شود.

ب) پخ‌زنی و آماده کردن لبهٔ قطعات برای جوشکاری باید هنگام برش حرارتی، با زاویه دادن به سر مشعل و با سنگ‌زنی‌های بعدی انجام پذیرد. استفاده از دستگاه‌های پخ‌زن ضربه‌ای یا مکانیکی برای قطعات و ورق‌های با ضخامت بیش از 15 میلی‌متر مجاز نیست. پخ‌زنی و آماده کردن لبه‌ها باید مطابق جزییات اجرایی دستورالعمل جوشکاری (WPS) باشد.

پ) الزامات مربوط به پیش‌خیز و پیش‌تنظیم در قطعات باید پس از تکمیل مونتاژ، کنترل شوند.

ت) به‌کارگیری روش‌های گرم کردن موضعی برای ایجاد انحنا یا صاف کردن قطعات با تأیید نمایندهٔ کارفرما مجاز است[۴]. دمای موضع گرم شده نباید از 650 درجهٔ سلسیوس برای فولاد معمولی و 565 درجهٔ سلسیوس برای فولاد پرمقاومت و آلیاژی بیشتر شود. این دما باید به کمک گچ‌های رنگی مخصوص که در دمای زیاد تغییر رنگ می‌دهند، مورد کنترل قرار گیرد. استفاده از روش‌های مکانیکی برای صاف کردن تا سه برابر مقادیر رواداری‌های مجاز، قابل‌قبول است.

[۴] الزامات صافکاری حرارتی در استاندارد AWS C4.4 ارائه شده است.

۱۰-۴-۳-۴ پیش‌نصب

الف) درصورتی‌که در اسناد پیمان مشخص شده باشد، پیمانکار موظف است تیرها و ستون‌های فولادی را در محل کارخانه یا پای‌کار پیش‌نصب نماید. هدف از پیش‌نصب قطعات فولادی حصول اطمینان از دقت ساخت و کیفیت جفت‌وجور شدن قطعات در هنگام نصب است.

ب) به هنگام پیش‌نصب باید حداقل 25 درصد از پیچ‌های هر اتصال که کمتر از دو پیچ نباشد، بسته شوند. پیچ‌های پیش‌نصب می‌توانند از نوع پیچ‌های معمولی انتخاب شوند.

۱۰-۴-۳- ۵ نصب قطعات فولادی

الف) صفحات پای ستون‌ها (کف‌ستون‌ها) باید مطابق ضوابط زیر اجرا شوند:

۱- به‌جز موارد اشاره‌شده در بندهای ۲ و ۳، استفاده از ورق‌های اتکایی و صفحه‌ستون‌ها (کف‌ستون‌ها) تا ضخامت حداکثر 50 میلی‌متر بدون صفحه تراشی، مشروط به ایجاد سطح اتکایی صاف و بدون زخم مجاز است. ورق‌های با ضخامت 50 تا 100 میلی‌متر را می‌توان با پرس کردن صاف نمود. اگر پرس در دسترس نبود، می‌توان از صفحه تراشی برای دستیابی به سطح صاف و بدون زخم استفاده کرد. برای ورق‌های با ضخامت بیش از 100 میلی‌متر باید از فرزکاری استفاده نمود.

۲- سطح زیرین ورق‌های اتکایی و صفحه‌ستون‌ها (کف‌ستون‌ها) که با دوغاب ریزی تماس اتکایی کامل با شالوده برقرار می‌کند، نیازی به صفحه تراشی ندارد.

۳- درصورتی‌که برای اتصال ستون به صفحه‌ستون از جوش شیاری با نفوذ کامل استفاده شده باشد، نیازی به صفحه تراشی سطح فوقانی ورق اتکایی نیست.

۴- سوراخ میل‌مهارها را می‌توان با استفاده از برش حرارتی براساس ضوابط بخش ۱۰-۴-۳-۲ ایجاد کرد.

۵- در مواردی که آب می‌تواند در اعضای با مقطع قوطی شکل در زمان ساخت یا در طول مدت بهره‌برداری جمع شود، باید با ایجاد سوراخ زهکش در صفحهٔ پای ستون زهکشی شود یا از عضو در برابر نفوذ آب محافظت شود.

۶- صفحه‌ستون (کف‌ستون) باید در رقوم ارتفاعی صحیح تراز شده و تماس اتکایی کامل با بتن یا مصالح بنایی به کمک گروت داشته باشد. درصورتی‌که برای نصب سازه نیاز به تعبیهٔ سوراخ‌های با قطر بزرگ‌تر از سوراخ استاندارد باشد، باید الزام مورد ب-۵ از بند ۱۰-۲-۹-۳-۲ تأمین شود.

ب) در نصب قاب‌های فولادی موارد زیر باید مدنظر قرار گیرند:

۱- قاب‌های سازه‌های فولادی باید به‌درستی برپا شده و مطابق محدودیت‌ها و رواداری‌های ارائه‌شده در بخش ۱۰-۴-۸ نصب شوند. در حین نصب، سازه باید برای تحمل بارهای مرده و سایر بارهای حین نصب ایمن باشد. مهاربندهای موقت باید در محل‌هایی که سازه تحت بارهای ناشی از تجهیزات و عملیات اجرایی قرار می‌گیرد، تأمین شود. این مهاربندها تا زمانی که برای تأمین ایمنی نیاز باشد، باید در جای خود باقی بمانند.

۲- تا زمانی که بخش‌های مختلف سازهٔ نصب‌شده مطابق مدارک ساخت شاقول نشده باشند، نباید هیچ‌یک از اتصالات جوشی یا پیچی دائمی آن و نیز سقف‌ها شامل اتصالات عرشه‌های فولادی (در صورت کاربرد) اجرا شود.

۳- نبود سطح تماس کامل بین سطوح با فاصلهٔ کمتر از 2 میلی‌متر، صرف‌نظر از نوع اتصال (جوش شیاری با نفوذ نسبی یا پیچی)، مجاز است. اگر این فاصله بین 2 تا 6 میلی‌متر باشد و بررسی مهندسی نشان دهد که سطح تماس کافی وجود ندارد، باید فواصل خالی با پرکنندهٔ فولادی مناسب پر شوند. فولاد پرکننده صرف‌نظر از نوع قطعهٔ اصلی، می‌تواند از جنس فولاد نرمهٔ ساختمانی باشد.

۱۰-۴-۳- ۶ کنترل کیفیت و تضمین کیفیت

فعالیت‌هایی که در خصوص کنترل کیفیت (QC) مطرح است، باید توسط سازنده و نصب‌کنندهٔ سازه فولادی انجام پذیرد. فعالیت‌هایی که در خصوص تضمین کیفیت (QA) مطرح است باید به درخواست مقام قانونی مسئول یا کارفرما توسط دستگاه نظارت ذیصلاح انجام پذیرد.

۱۰-۴-۳-۶-۱ برنامهٔ کنترل کیفیت سازنده و نصب‌کننده

سازنده و نصب‌کننده باید روش‌های کنترل کیفیت را برای اطمینان از اجرای کار براساس الزامات این مبحث و مدارک ساخت پایه‌ریزی و اجرا کنند. سازنده باید مراحل اجرائی ساخت و برپایی حاوی جزئیات کنترل‌ها و سمت‌های سازمانی مجری این کنترل‌ها را مکتوب داشته و در اختیار مقام قانونی مسئول و کارفرما قرار دهد.

۱۰-۴-۳-۶-۱-۱ شناسایی مصالح

سازنده باید روش کاربردی، مدون و مکتوبی منطبق بر استانداردهای ملی یا بین‌المللی برای شناسایی مصالح در زمان اجرا تا قبل از نصب ارائه دهد. این روش باید توسط مسئول کنترل کیفیت سازنده، بررسی و تائید شود.

۱۰-۴-۳-۶-۱-۲ رویهٔ کنترل کیفیت سازنده

کنترل کیفیت سازنده باید حداقل بازرسی‌های موارد زیر را شامل شود:

الف) اجرای برش‌ها در کارخانه و سطوح تمام‌شده مطابق ضوابط بند ۱۰-۴-۳-۲

ب) اجرای جوش در کارخانه و جزئیات آن‌ها مطابق ضوابط بندهای ۱۰-۴-۴-۱ و ۱۰-۴-۵-۸

پ) خیز دادن، انحنا دادن و صاف کردن از طریق گرما مطابق ضوابط بند ۱۰-۴-۳-۲

ت) رواداری‌های ساخت مطابق ضوابط بخش ۱۰-۴-۸

۱۰-۴-۳-۶-۱-۳ رویهٔ کنترل کیفیت نصب کننده

کنترل کیفیت نصب‌کننده باید حداقل بازرسی موارد زیر را شامل شود:

الف) جوش در محل، پیچ پرمقاومت و جزئیات آن‌ها مطابق ضوابط بندهای ۱۰-۴-۴-۱ و ۱۰-۴-۵-۸

ب) اجرای عرشه‌های فولادی مطابق ضوابط استانداردهای ملی یا بین‌المللی[۵]

پ) جاگذاری و اتصال گل‌میخ‌های فولادی مطابق ضوابط بند ۱۰-۴-۴-۱

ت) سطوح برش‌یافته در محل مطابق ضوابط بند ۱۰-۴-۳-۲

ث) صاف کردن از طریق گرما در محل مطابق ضوابط بند ۱۰-۴-۳-۲

ج) رواداری‌های نصب در محل مطابق ضوابط بخش ۱۰-۴-۸

۱۰-۴-۳-۶-۲ مدارک سازنده و نصاب

الف) سازنده یا نصاب موظف است مدارک زیر را جهت تائید، قبل از ساخت یا نصب ارائه کند:

۱- نقشه‌های کارگاهی ساخت

۲- نقشه‌های کارگاهی نصب

۳- برنامهٔ کلی بازرسی و آزمایش (ITP)

۴- دستورالعمل رویه‌های جوشکاری (WPS)

۵- گواهی انطباق با استانداردهای مربوطه و گواهی صلاحیت تولیدکننده برای الکترود جوش، سیم جوش، پودر جوشکاری و گاز محافظ مطابق بخش ۱۰-۱-۴

[۵] استاندارد ملی ایران شماره 21973 و آیین‌نامهٔ SDI

inbr.ir

۶- کاتالوگ اطلاعات یا برگه‌های معرفی‌کنندهٔ محصول برای فلز پرکننده جوش و روکش آن. این برگه‌های اطلاعات شامل شرح محصول، محدودیت‌های استفاده، پارامترهای جوش نمونه یا پیشنهادی، روش‌های انبار کردن و الزامات قرارگیری در معرض شرایط محیطی از جمله پیش‌گرمایش و ... است.

۷- گواهی کفایت طاقت نمونهٔ شیار داده‌شده شارپی برای مصالح جوش به‌کاررفته در اتصالات و وصله‌های سیستم باربر جانبی لرزه‌ای. این گواهی در صورتی مورد تأیید است که طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی فلز جوش در دمای 18- درجهٔ سلسیوس، حداقل 27 ژول باشد. در صورت ارائه نکردن این گواهی توسط تولیدکنندهٔ مصالح جوش، سازنده یا نصاب باید آزمایش‌های لازم را به هزینهٔ خود انجام داده و گزارش کاربردی از نتایج آزمایش‌ها جهت مستندسازی کفایت مصالح مصرفی تهیه کند.

۸- دستورالعمل پیچکاری

۹- تعیین ترتیب مونتاژ اتصالات، روش و ترتیب اجرای جوشکاری و سایر موارد اجرائی خاص تعیین‌شده در نقشه‌ها، مشخصات فنی و استانداردها

۱۰- طرح اختلاط بتن و نتایج آزمایش‌های مربوطه برای اعضای مختلط

۱۱- نقشه‌های کارگاهی میلگردهای اعضای مختلط

۱۲- توالی بتن‌ریزی و روش‌ها و محدودیت‌های آن در اعضای مختلط

ب) مدارک زیر باید جهت بازبینی توسط نمایندهٔ کارفرما قبل از ساخت یا نصب به‌صورت فایل الکترونیکی یا نسخه کاغذی در دسترس باشد:

۱- نتایج آزمایش‌های مصالح برای اعضای اصلی فولادی ساختمان، مطابق ضوابط بخش ۱۰-۱-۴

۲- نتایج آزمایش‌های مصالح برای فولاد ریخته‌گری‌شده، مطابق ضوابط بخش ۱۰-۱-۴

۳- گواهی صلاحیت تولیدکننده برای بست‌ها، مطابق ضوابط بخش ۱۰-۱-۴

۴- نتایج آزمایش‌های میل‌مهار کف‌ستون‌ها و میله‌های رزوه‌شده، مطابق ضوابط بخش ۱۰-۱-۴

۵- گواهی صلاحیت تولیدکننده برای گل‌میخ‌ها، مطابق ضوابط بخش ۱۰-۱-۴

inbr.ir

۶- مدارک صلاحیت دستورالعمل رویه‌های جوشکاری (PQR)، برای آن دسته از جوش‌هایی که منطبق بر جوش‌های پیش‌پذیرفته نیستند.

۷- مدارک صلاحیت اجرایی پرسنل جوشکاری (WPQ)

۸- دستورالعمل مکتوب کنترل کیفیت سازنده یا نصب‌کننده که باید حداقل شامل موارد زیر باشد:

- روش‌های کنترل مصالح
- روش‌های بازرسی
- روش‌های بررسی عدم انطباق
- مدارک صلاحیت بازرس کنترل کیفیت سازنده یا نصب‌کننده
- مدارک صلاحیت پرسنل آزمایش‌های غیر مخرب (NDT) سازنده

۱۰-۴-۳-۶-۳ ارزیابی صلاحیت بازرسین

الف) بازرسین مسئول تأیید یا رد مصالح و اجرا باید مورد ارزیابی و تشخیص صلاحیت قرار گیرند. مبانی ارزیابی بازرسین باید مستند شود.

ب) ارزیابی بازرسین باید بر مبنای «آیین‌نامهٔ ملی ارزیابی بازرسین» انجام شود. در نبود آیین‌نامهٔ ملی، می‌توان از آیین‌نامه‌های بین‌المللی یا معتبر استفاده نمود[۶].

پ) مهندسین یا تکنسین‌هایی که به‌واسطهٔ تمرین یا تجربه و یا ترکیبی از آن دو، در زمینهٔ بازرسی ساخت و انجام و تفسیر آزمایش‌های ارزیابی، دارای صلاحیت باشند، با تأیید نمایندهٔ کارفرما یا مقام قانونی مسئول، می‌توانند به‌عنوان بازرس جوش انجام وظیفه نمایند.

ت) بازرسین جوش می‌توانند چند کمک داشته باشد که تحت نظارت وی در امر بازرسی عمل می‌نمایند. کمک بازرسین باید با تمرین و کسب تجربه در اموری که به آن‌ها محول می‌شود، صلاحیت عملی کسب نمایند. عملکرد کمک بازرسین باید توسط بازرس به‌طور منظم مورد ارزیابی قرار گیرد.

---

[۶] معیارهای ارزیابی قابل‌قبول به شرح زیر هستند:

- AWS QC1: Standard for AWS Certification of Welding Inspectors
- Standard W178.2: Certification of Welding Inspectors-Canadian Standard Association

ث) بازرس و کمک بازرس باید تحت معاینهٔ چشم قرار گیرند، به‌طوری‌که با یا بدون استفاده از عینک، قدرت دید نزدیک در فاصلهٔ 300 میلی‌متر و قدرت دید دور در حد 20/40 را دارا باشند. گواهی معاینهٔ چشم باید هر سه سال یک‌بار (یا کمتر در صورت اعلام نیاز توسط نمایندهٔ کارفرما) تکرار شود و در صورت درخواست قابل‌ارائه باشد. ارزیابی قدرت بینایی مطابق الزامات استاندارد ملی ایران به شماره 18490 انجام شود.

۱۰-۴-۳-۶-۴ وظایف بازرس

الف) بازرس کنترل کیفیت سازنده باید اعضای فولادی ساخته‌شده را بازرسی کرده و تطابق آن‌ها را با جزئیات ارائه‌شده در نقشه‌های کارگاهی بررسی کند.

ب) بازرس کنترل کیفیت نصاب باید قطعات فولادی نصب‌شده را بازرسی کرده و تطابق آن‌ها را با جزئیات ارائه‌شده در نقشه‌های کارگاهی بررسی کند.

پ) بازرس تضمین کیفیت باید هنگام جاگذاری میل مهارها و سایر اقلام مدفون نگهدارندهٔ اعضای فولادی جهت تطابق با مدارک ساخت در محل حضور داشته باشد. حداقل باید قطر، رده، نوع و طول میل‌مهار یا قطعهٔ مدفون و طول مدفون در بتن قبل از ریختن بتن بررسی و ثبت شده و به نمایندهٔ کارفرما گزارش شود.

ت) بازرس تضمین کیفیت باید قاب فولادی ساخته و نصب‌شده را جهت تطابق با جزئیات موجود در مدارک ساخت بازرسی کند. پذیرش یا عدم پذیرش جزئیات اتصالات باید ثبت و مستندسازی شود.

ث) وظایف بازرس نماینده کارفرما بر اساس الزامات طرح بازرسی و آزمایش پروژه مشخص می‌شود. وظایف بازرس نماینده سازنده نیز بر اساس الزامات طرح بازرسی و آزمایش پروژه و استاندارد ISIRI/ISO 14731 برای جوشکاری مشخص می شود.

۱۰-۴-۳-۶-۵ ارزیابی و تعیین صلاحیت پرسنل آزمایش‌های غیر مخرب

الف) ارزیابی پرسنل مسئول انجام آزمایش‌های غیر مخرب، به‌غیراز آزمایش‌های عینی، باید منطبق بر مفاد آیین‌نامهٔ ملی باشد. در نبود آیین‌نامه‌های ملی، می‌توان از آیین‌نامه‌های بین‌المللی معتبر استفاده نمود[۷].

[7] - Personnel Qualification and Certification Nondestructive Testing (ASNT SNT-TC-1A)
- Standard for the Qualification and Certification of Nondestructive Testing Personnel (ANSI/ASNT CP-189)
- ISO 9712-Non-destructive testing-Qualification and certification of NDT personnel

ب) اشخاصی مجاز به انجام آزمایش‌های غیر مخرب هستند که توسط یک موسسهٔ معتبر ایرانی یا دارای نمایندگی در ایران، در پایهٔ دو صلاحیت آزمون‌های غیر مخرب، ارزیابی و تعیین صلاحیت شده باشند. اشخاصی که در پایهٔ یک ارزیابی شده باشند، فقط می‌توانند زیر نظر یک کارشناس پایه دو به آزمایش بپردازند. در موسسهٔ مورداشاره، ارزیابی افراد در پایه یک و دو باید توسط فردی از پایه سه انجام شود. افراد پایه سه باید تحت نظر انجمن آزمایش‌های غیر مخرب ارزیابی شوند یا دارای تحصیلات عالیه در این زمینه باشند.

۱۰-۴-۴ اتصال با جوش

برای برقراری اتصالات جوشی رعایت مشخصات مندرج در آیین‌نامهٔ جوشکاری ساختمانی ایران[۸] لازم است. علاوه بر مفاد آیین‌نامهٔ مورداشاره، رعایت الزامات بندهای زیر ضروری است.

۱۰-۴-۴-۱ کنترل کیفیت و تضمین کیفیت جوش

رئوس برنامه‌های مربوط به کنترل و بازرسی جوشکاری سازه‌های فولادی را می‌توان در قالب پنج مورد زیر بیان نمود:

۱- جوشکاران (Personnel)

۲- فرایند جوشکاری (Process)

۳- آماده‌سازی درز جوش (Preparation)

۴- دستورالعمل جوشکاری (Procedure)

۵- بازرسی و تأیید (Prove)

فعالیت‌های بازرسی جوش شامل کنترل کیفیت و تضمین کیفیت در سه مرحله قبل، حین و پس از جوشکاری انجام می‌شود که این سه مرحله در جداول ۱۰-۴-۱ تا ۱۰-۴-۳ ارائه شده است.

فعالیت‌هایی که باید توسط هر دو بخش کنترل کیفیت و تضمین کیفیت انجام پذیرد، می‌تواند به‌صورت هم‌زمان با هماهنگی بین طرفین توسط یک شخص حقیقی یا حقوقی ثالث ذیصلاح انجام پذیرد. در این جداول فعالیت‌های بازرسی مشمول یکی از دو حالت زیر است:

[۸] نشریهٔ ۲۲۸ دفتر امور فنی و تدوین معیارها، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

- مشاهده (O): بازرس مربوطه باید این موارد را مشاهده و بررسی نماید. این بررسی و مشاهده شامل تمامی موارد نشده و می‌تواند به‌صورت غیرمنظم انجام شود. به‌هرحال تعداد بازبینی‌ها، رافع مسئولیت QC و QA نیست. در این حالت ادامهٔ ساخت موکول به انجام بازرسی نیست.
- انجام (P): این فعالیت‌ها باید برای هر مورد انجام پذیرد و انجام مرحلهٔ بعدی منوط به صدور تأییدیه مرحلهٔ قبل می‌شود.

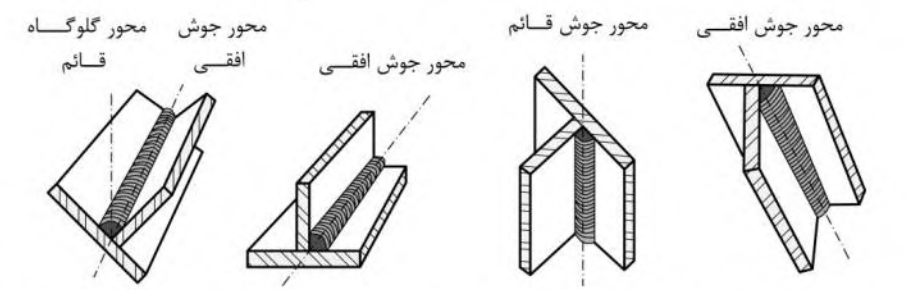
جدول ۱۰-۴-۱: بازرسی قبل از جوشکاری

ردیف	شرح فعالیت	QC	QA
۱	بررسی گواهینامهٔ صلاحیت جوشکاران*	P	O
۲	بررسی دستورالعمل‌های جوشکاری	P	P
۳	بررسی گواهینامهٔ مواد مصرفی جوش	P	P
۴	قابل‌شناسایی بودن مواد و مصالح (نوع و رده)	O	O
۵	سیستم شناسایی جوشکاران (علامت‌گذاری بند جوش)	O	O
۶	کنترل تجهیزات جوشکاری	O	O
۷	کنترل شکل و پرداخت سوراخ دسترسی	P	O
۸	کنترل آماده‌سازی درز جوش شیاری: • آماده‌سازی اتصال • هندسه (هم‌راستایی، فاصلهٔ ریشه، عمق ریشه، پخ) • تمیزی درز جوش • وضعیت خال‌جوش‌کاری (کیفیت و محل خال‌جوش) • نوع پشت‌بند و مونتاژ آن	P	O
۹	کنترل آماده‌سازی درز جوش گوشه: • هندسه (فاصلهٔ ریشه، راستا، ...) • تمیزی درز جوش • وضعیت خال‌جوش‌کاری (کیفیت و محل خال‌جوش)	O	O

* برگزاری دوره‌های آموزشی جوشکاران و صدور گواهینامه‌های صلاحیت به آن‌ها توسط مراکز ذیصلاح انجام گرفته باشد.

جدول ۱۰-۴-۲: بازرسی حین جوشکاری

ردیف	شرح فعالیت	QC	QA
۱	کنترل شرایط نگهداری و جابجایی الکترود: • بسته‌بندی • زمان در معرض هوا بودن	O	O
۲	عدم جوشکاری روی ترک‌های خال‌جوش	O	O
۳	شرایط محیطی: • سرعت باد • بارش و دما	O	O
۴	پیروی از WPS: • تنظیم تجهیزات جوشکاری • سرعت جوشکاری • انتخاب الکترود و سیم جوش • نوع و دبی گاز محافظ • پیش‌گرمایش و دمای بین دو عبور • وضعیت جوشکاری (F, H, V, OH) مطابق شکل ۱۰-۴-۱)	O	O
۵	کنترل تکنیک جوشکاری: • تمیزکاری بین دو عبور و عبور نهایی • هندسهٔ جوش هر عبور • بازرسی کیفیت چشمی هر عبور	O	O
۶	قرارگیری و نصب گل‌میخ‌ها	P	O



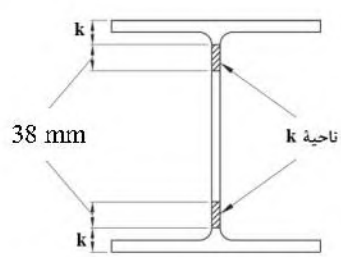
شکل ۱۰-۴-۱: چهار وضعیت اصلی جوشکاری برای جوشکاری با جوش گوشه

inbr.ir

جدول ۱۰-۴-۳: بازرسی پس از جوشکاری

ردیف	شرح فعالیت	QC	QA
۱	کنترل تمیزکاری جوش	O	O
۲	کنترل ابعاد جوش (بعد، طول و محل جوش)	P	P
۳	بازرسی چشمی جوش: • عدم وقوع ترک • امتزاج جوش با فلز پایه و عبورهای قبل • چالهٔ جوش • هندسهٔ مقطع جوش • بریدگی کنارهٔ جوش • تخلخل • لکهٔ قوس	P	P
۴	بازرسی‌های غیر مخرب	P	P
۵	کنترل سوراخ دسترسی جوش مقاطع سنگین برای اطمینان از عدم ترک‌خوردگی	P	P
۶	کنترل برداشتن پشت‌بند و ورق گوشواره (ناودان جوش) در صورت لزوم	P	P
۷	کنترل جوش تعمیری	P	P
۸	تهیهٔ مستندات تأیید یا رد کیفیت قطعات جوشکاری‌شده	P	P
۹	کنترل عدم جوشکاری در نواحی غیرمجاز	O	O
۱۰	ناحیهٔ k *	P	P

* هنگام جوشکاری ورق‌های مضاعف، ورق‌های پیوستگی و سخت‌کننده‌ها، بازرسی چشمی برای کشف ترک در ناحیهٔ k ورق جان تا فاصلهٔ 75 میلی‌متر بالا و پایین جوش انجام شود. ناحیهٔ k مطابق شکل ۱۰-۴-۲، به حدفاصل نقطهٔ شروع گردی ریشهٔ اتصال بال به جان تا 38 میلی‌متر بعدازآن اطلاق می‌شود.



شکل ۱۰-۴-۲: ناحیهٔ k

۱۰-۴-۴-۲ آزمایش‌های غیر مخرب جوش

آزمایش فراصوت (UT)، آزمایش ذرات مغناطیسی (MT)، آزمایش مواد نافذ (PT) و آزمایش پرتونگاری (RT) در صورت نیاز باید منطبق با ضوابط آیین‌نامهٔ جوشکاری ساختمانی ایران به‌وسیلهٔ واحد تضمین کیفیت انجام شود. در جدول ۱۰-۴-۴ میزان آزمایش‌های غیر مخرب جوش ارائه شده است. نتیجه تمام این آزمایش‌ها باید در پرونده‌های مخصوص ثبت شده و با تفسیر در اختیار ناظر کارفرما قرار گیرند. تفسیر ناظر از نتایج آزمایش قطعی تلقی می‌شود.

جدول ۱۰-۴-۴: میزان آزمایش‌های غیر مخرب جوش هنگام تولید و نصب

نوع جوش مورد آزمایش	نوع آزمایش	درصد آزمایش‌ها برای گروه‌بندی اهمیت ساختمان مطابق استاندارد ۲۸۰۰		
		۱ و ۲	۳	۴
۱- همهٔ جوش‌ها	بازرسی چشمی (VI)	100	100	100
۲- جوش‌های لب‌به‌لب عرضی بال‌های کششی، اعضای کششی خرپاها، یک‌ششم 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)	100	75	25
۳- جوش‌های لب‌به‌لب طولی بال‌های کششی و اعضای کششی خرپاها	پرتونگاری یا فراصوت (RT یا UT)	10	5	–
۴- جوش‌های لب‌به‌لب عرضی و طولی در بال‌های فشاری و اعضای فشاری خرپاها و ستون‌ها	پرتونگاری یا فراصوت (RT یا UT)	20	10	–
۵- جوش‌های لب‌به‌لب عرضی جان تیرها که شامل بند ۲ فوق نیست و جوش‌های لب‌به‌لب طولی جان تیرها	پرتونگاری یا فراصوت (RT یا UT)	20	10	–
۶- جوش گوشهٔ بال به جان و سخت‌کننده‌ها	رنگ نافذ (PT) یا ذرات مغناطیسی (MT)	10	10	5
۷- جوش‌های گوشهٔ اتصالات مهاربندها و اتصالات تیر به ستون	رنگ نافذ (PT) یا ذرات مغناطیسی (MT)	100	20	10

inbr.ir

الزامات تکمیلی جدول ۱۰-۴-۴ به شرح زیر است:

۱) ورق‌های با ضخامت کمتر یا مساوی 8 میلی‌متر نیاز به آزمایش پرتونگاری (RT) یا فراصوت (UT) ندارند.

۲) ساختمان‌های گروه ۳ دارای ۴ طبقه یا بیشتر روی سطح زمین، مطابق گروه‌های ۱ و ۲ ارزیابی می‌شوند.

۱۰-۴-۴-۲-۱ نرخ مردودی آزمایش پرتونگاری یا فراصوت[۹]

نرخ مردودی آزمایش پرتونگاری یا فراصوت از تقسیم تعداد جوش‌های معیوب به جوش‌های کامل به دست می‌آید. جوش‌هایی که دارای ناپیوستگی در حد قابل‌قبول هستند، در هنگام تعیین نرخ مردودی نباید جزو جوش‌های معیوب حساب شوند. برای ارزیابی نرخ مردودی جوش‌های پیوسته با طول بیش از یک متر و گلوی مؤثر جوش حداکثر 25 میلی‌متر، هر 300 میلی‌متر به‌عنوان یک جوش در نظر گرفته می‌شود. برای ارزیابی نرخ مردودی جوش‌های پیوسته با طول بیش از یک متر طول و گلوی مؤثر بیش از 25 میلی‌متر، هر 150 میلی‌متر به‌عنوان یک جوش در نظر گرفته می‌شود.

۱۰-۴-۴-۲-۲ کاهش تعداد آزمایش پرتونگاری یا فراصوت

در پروژه‌هایی که تعداد حداکثر 40 جوش داشته باشند، نباید هیچ کاهشی در میزان آزمایش‌های پرتونگاری یا فراصوت صورت گیرد. در حالتی که در ابتدا مقرر شده باشد که 100 درصد جوش‌ها تحت آزمایش پرتونگاری یا فراصوت قرار گیرند، برای یک جوشکار مشخص می‌توان این میزان را تا 25 درصد کاهش داد، مشروط بر آنکه نرخ مردودی جوش‌های اجراشده توسط آن جوشکار حداکثر 5 درصد باشد. در هر پروژه باید به تعداد حداقل 40 جوش کامل اجرا شده باشد تا این ارزیابی برای کاهش تعداد آزمایش‌ها صورت گیرد.

۱۰-۴-۴-۲-۳ افزایش تعداد آزمایش پرتونگاری یا فراصوت

در حالتی که از ابتدا مقرر شده باشد که 10 درصد از جوش‌ها تحت آزمایش پرتونگاری یا فراصوت قرار گیرند، درصورتی‌که نرخ مردودی جوش‌های اجراشده توسط یک جوشکار مشخص بیش از 5

[۹] Ultrasonic testing rejection rate

درصد باشد، این میزان باید به 100 درصد افزایش یابد. باید تعداد حداقل 20 جوش کامل قبل از اعمال این افزایش‌ها اجرا شده باشد. اگر نرخ مردودی برای جوش‌های اجراشده توسط جوشکاری برای تعداد حداقل 40 جوش کامل به 5 درصد یا کمتر کاهش یابد، میزان آزمایش‌های پرتونگاری یا فراصوت را مجدداً می‌توان به 10 درصد کاهش داد.

۱۰-۴-۴-۲-۴ مستندسازی

تمام آزمایش‌های غیر مخرب اجراشده باید مستندسازی شوند. برای کارگاه ساخت، گزارش آزمایش غیر مخرب (NDT) باید جوش آزمایش‌شده را با اسم قطعه و موقعیت جوش معرفی کند. برای محل نصب گزارش آزمایش باید جوش آزمایش‌شده را برحسب موقعیت آن در سازه، اسم قطعه و موقعیت جوش معرفی کند. اگر جوشی براساس آزمایش غیر مخرب مردود شده باشد، گزارش آزمایش غیر مخرب باید موقعیت عیب و علت مردودی را بیان کند.

۱۰-۴-۴-۳ ضوابط اجرایی

۱۰-۴-۴-۳-۱ شرایط غیرمجاز جوشکاری

جوشکاری در شرایط زیر مجاز نیست:

الف) زمانی که دمای محیط کار کمتر از 10- درجهٔ سلسیوس است.

ب) زمانی که دمای فلز پایه کمتر از مقادیر ذکرشده در جدول ۱۰-۴-۵ است.

پ) زمانی که سطح کار مرطوب یا در معرض بارش باران و برف است.

ت) زمانی که محل جوشکاری در معرض وزش باد با سرعت بیش از 10 کیلومتر بر ساعت است.

ث) زمانی که پرسنل جوشکاری تحت شرایط غیر ایمن و نامتعادل هستند.

۱۰-۴-۴-۳-۲ آماده‌سازی فلز پایه

سطحی که فلز جوش روی آن رسوب می‌کند، باید صاف، یکنواخت و عاری از هرگونه پوسته، ترک، زائده و هرگونه ناپیوستگی که اثر سوء بر کیفیت یا مقاومت جوش می‌گذارد، باشد. سطوحی که باید جوش شوند و سطوح مجاور نوار جوش، باید عاری از هرگونه فلس ضخیم یا شل، گل جوشکاری، رنگ، زنگ، رطوبت، چربی و سایر مواد که از اجرای صحیح و کامل جوش جلوگیری کرده و باعث

بخارهای مضر می‌شود، باشند. فلسی که با برس سیمی زدوده نمی‌شود، پوشش خاص نازک ضدزنگ تا 30 میکرون و مواد ضد پاشیدگی جوش می‌توانند در جای خود باقی بمانند. در اعضای سازه‌ای که تحت بار دینامیکی قرار دارند، فلس موجود در ناحیهٔ نوار جوش که با جوش قوسی زیرپودری یا جوش قوسی با الکترود روکش‌دار کم هیدروژن انجام می‌شود، باید برداشته شود.

زخم‌ها و گود افتادگی‌های اتفاقی و پراکنده را می‌توان با اجازهٔ بازرس، با جوش تعمیر نمود.

مراحل تعمیر باید به شرح زیر باشد:

۱- آماده‌سازی منطقهٔ تعمیر به‌طور مناسب

۲- جوشکاری با استفاده از الکترود کم هیدروژن

۳- سنگ زدن محل تعمیر به‌طوری‌که سطح آن صاف شده و هم‌تراز با سطوح مجاور شود.

۱۰-۴-۴-۳-۳ خال‌جوش‌ها

به‌استثنای موارد ذکرشده در زیر، خال‌جوش‌ها باید با همان ضوابط کیفیتی جوش اصلی اجرا شوند:

۱- برای خال‌جوش‌هایی که در نوار جوش اصلی ذوب می‌شوند، پیش‌گرمایش اجباری نیست.

۲- ناپیوستگی‌ها نظیر؛ بریدگی لبهٔ جوش، چالهٔ انتهای جوش و تخلخل، لازم نیست قبل از نوار جوش نهایی، تعمیر شوند.

خال‌جوش‌هایی که جزئی از جوش اصلی هستند، باید با الکترودی که شرایط جوش اصلی را تأمین می‌نماید، جوش شوند. خال‌جوش‌های چند عبوره باید دارای انتهای پله‌ای باشند. به‌استثنای سازه‌های تحت بار استاتیکی، خال‌جوش‌هایی که جزئی از جوش اصلی نیستند، باید برداشته شوند. در سازه‌های تحت بار استاتیکی نیازی به حذف خال‌جوش‌ها نیست، مگر اینکه بازرس این کار را الزام نماید.

۱۰-۴-۴-۳-۴ تعمیر

برای برداشتن مصالح اضافی جوش یا قسمتی از مصالح پایه می‌توان از تراشکاری، سنگ‌زنی، لبه‌زنی یا شیارزنی استفاده نمود. اعمال مذکور نباید باعث کاهش ضخامت در فلز یا جوش مجاور شوند. در فولادهای اصلاح‌شده شیارزنی توسط برش هواگاز مجاز نیست. در هنگام برداشتن جوش‌های مردود (غیرقابل‌پذیرش)، مقادیر برداشته‌شده از فلز پایه باید در حداقل ممکن حفظ شود. قبل از جوشکاری

محل تعمیری، باید سطح شیار ایجادشده کاملاً پاک شود. در جوشکاری تعمیری، کلیهٔ کاهش ضخامت‌های ایجادشده در محل سنگ‌زده‌شده، باید کاملاً پر شوند.

سازنده می‌تواند جوش مردود را تعمیر نماید یا تمام آن را برداشته و مجدداً به‌طور کامل جوش دهد، مگر اینکه در مشخصات خصوصی کار به نحو دیگری مشخص شده باشد. معیار پذیرش جوش تعمیرشده، مطابق جوش‌های اصلی بوده و با همان روش باید مورد آزمایش قرار گیرد. اگر سازنده تصمیم به تعمیر جوش بگیرد، روش کار به شرح زیر است:

الف) لوچه (بیرون‌زدگی)، تحدب بیش‌ازحد: مصالح جوش اضافی باید به روش مناسبی برداشته شود.

ب) تقعر بیش‌ازحد حوضچهٔ انتهایی، کمبود در اندازهٔ جوش، بریدگی پای جوش: سطح جوش باید آماده‌سازی شده و سپس با انجام عبورهای متوالی، کمبود ضخامت‌ها جبران شود.

پ) امتزاج ناقص، تخلخل بیش‌ازحد، نفوذ گل: مناطق مشکوک باید برداشته شده و جوش شود.

ت) ترک در جوش یا فلز پایه: در این حالت عمق نفوذ ترک باید به کمک آزمایش‌های مناسب (ذرات مغناطیسی، رنگ نافذ، فراصوت و سایر روش‌های مؤثر) تعیین شده و تا 50 میلی‌متر فراتر از ریشهٔ ترک، مصالح باید کاملاً برداشته شده و مجدداً با جوش پر شود.

۱۰-۴-۴-۳-۵ پرکردن سوراخ‌های اضافی با جوش

برحسب مورد و طبق نظر مهندس طراح، سوراخ‌های اشتباه ایجادشده توسط منگنه‌کردن و مته را می‌توان به‌صورت باز رها نمود یا آن‌ها را توسط پیچ یا جوش پر کرد. در صورت تصمیم به پر کردن سوراخ‌های اشتباه با جوش، باید موارد زیر مراعات شود:

(۱) درصورتی‌که فلز پایه تحت تنش‌های کششی دینامیکی قرار نداشته باشد، آن‌ها را می‌توان با جوش پر نمود، مشروط بر اینکه سازنده برای اجرای جوش از مشخصات فنی مربوط به تعمیرات جوش تبعیت نماید. سلامت جوش باید به کمک یکی از روش‌های غیر مخرب، به تأیید برسد. معیارهای پذیرش چنین جوشی در حد جوش‌های شیاری است.

(۲) درصورتی‌که فلز پایه تحت تنش‌های کششی دینامیکی قرار داشته باشد، می‌توان سوراخ را توسط جوش پر نمود، مشروط بر اینکه اولاً نمایندهٔ کارفرما تعمیر با جوش و دستورالعمل

جوشکاری را تأیید کرده باشد، ثانیاً سلامت جوش با استفاده از روش‌های غیر مخرب و در ردهٔ پذیرش جوش‌های شیاری کششی به تأیید برسد.

۱۰-۴-۴-۳-۶ پیش‌گرمایش و حرارت عبورهای میانی

به‌منظور جلوگیری از وقوع ترک، مقدار پیش‌گرمایش و حرارت عبورهای میانی باید کافی باشد. حداقل دماهای مقررشده در جدول ۱۰-۴-۵ در اکثر حالات برای جلوگیری از وقوع ترک کافی هستند. لیکن در وضعیت‌هایی شامل گیرداری زیاد، هیدروژن زیاد، حرارت القایی جوشکاری کم و قرار گرفتن ترکیبات فولاد در شرایط حداکثری مشخصات فنی، لازم است دمای پیش‌گرمایش افزایش یابد و بالعکس در شرایط معکوس حالات فوق، می‌توان دمای پیش‌گرمایش را کاهش داد.

جدول ۱۰-۴-۵: حداقل پیش‌گرمایش و درجهٔ حرارت عبورهای میانی

طبقه	نوع فولاد	روش جوشکاری	مشخصات ورق	
			ضخامت ورق (میلی‌متر)	حداقل درجهٔ حرارت ورق (سانتی‌گراد)
A	St37 St52	جوش دستی با الکترود روکش‌دار (غیر از الکترودهای کم هیدروژن)	≤ 20 20<t≤40 40<t≤65 t > 65	20 65 110 150
B	St37 St52	جوش دستی با الکترود روکش‌دار کم هیدروژن جوش زیرپودری جوش تحت حفاظ گاز (الکترود فلزی یا تنگستن) جوش با الکترود توپودری	≤ 20 20<t≤40 40<t≤65 t > 65	10 20 65 110
C	$F_y \geq 400$ MPa	جوش دستی با الکترود روکش‌دار کم هیدروژن جوش زیرپودری جوش تحت حفاظ گاز (الکترود فلزی یا تنگستن) جوش با الکترود توپودری	≤ 20 20<t≤40 40<t≤65 t > 65	10 65 110 150

۱- در جوشکاری ورق‌ها با ضخامت بزرگ‌تر از 25 میلی‌متر که تحت بارهای دینامیکی قرار دارند، فقط باید از الکترودهای کم هیدروژن استفاده نمود.

۲- هرقدر گیرداری قطعهٔ مورد جوش بیشتر باشد، دمای پیش‌گرمایش باید افزایش یابد.

۳- دمای پیش‌گرمایش لازم نیست از 230 درجهٔ سلسیوس بیشتر باشد.

ibr.ir

۱۰-۴-۴-۳-۷ دستورالعمل رویهٔ جوشکاری (WPS)

دستورالعمل رویهٔ جوشکاری باید حاوی کلیهٔ اطلاعات لازم جهت آماده‌سازی درز جوش، روش جوشکاری و سایر ویژگی‌های مؤثر در مشخصات جوش باشد. دستورالعمل جوشکاری باید طبق فرم استاندارد آن تهیه و به تأیید نمایندهٔ کارفرما برسد.

۱۰-۴-۴-۳-۷-۱ دستورالعمل جوشکاری پیش‌تأییدشده

دستورالعمل‌های جوشکاری که از همه لحاظ منطبق بر ضوابط آیین‌نامه جوشکاری ایران (نشریهٔ ۲۲۸) باشند، می‌توانند به‌عنوان پیش‌تأییدشده فرض شوند. این جوش‌ها را می‌توان از آزمایش‌های ارزیابی معاف کرد. در هر حالت مشخصات فنی خصوصی به‌منظور حصول اطمینان از سلامت و کیفیت جوش، می‌تواند آزمایش ارزیابی دستورالعمل جوشکاری را الزام نماید.

۱۰-۴-۴-۳-۷-۲ متغیرهای پایه در دستورالعمل جوشکاری پیش‌تأییدشده

دستورالعمل جوشکاری پیش‌تأییدشده باید توسط سازنده به‌صورت کتبی تهیه شده و برای مراجعه در دسترس باشند. دستورالعمل‌های جوشکاری پیش‌تأییدشده می‌تواند مطابق فرمت آیین‌نامهٔ جوشکاری تهیه شود، لیکن درج اطلاعات زیر در آن الزامی است:

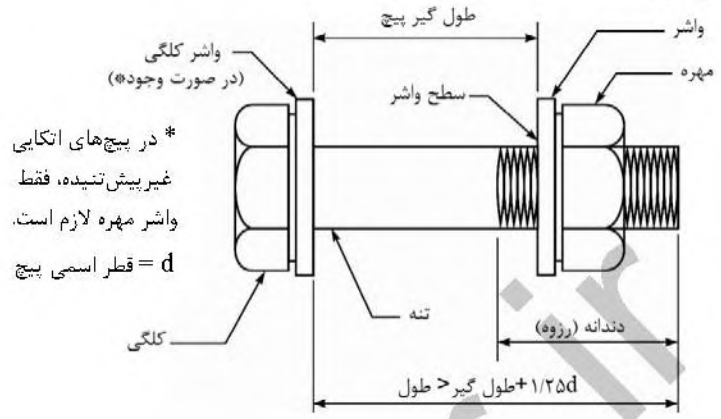
۱- شدت جریان (آمپراژ)
۲- اختلاف پتانسیل (ولتاژ)
۳- سرعت حرکت الکترود
۴- دبی گاز محافظ
۵- نوع الکترود
۶- دمای پیش‌گرمایش
۷- وضعیت جوشکاری
۸- نوع بازرسی

تغییر در هر یک از پارامترهای فوق باید با تأیید نمایندهٔ کارفرما امکان‌پذیر بوده و در صورت تغییر، نیاز به تدوین دستورالعمل جوشکاری جدید است. همچنین می‌توان از ترکیبی از دستورالعمل‌های پیش‌تأییدشده و نشده در کار استفاده نمود، مشروط بر اینکه محدودیت‌های اساسی هر دو دستورالعمل موردتوجه قرار گیرد.

inbr.ir

۱۰-۴-۵ اتصال با پیچ

شکل ۱۰-۴-۳ اجزای مختلف مجموعه پیچ و مهره را نشان می‌دهد. طول گیر پیچ، فاصلهٔ خالص مابین واشر کلگی پیچ (در صورت وجود) تا واشر مهره (در صورت وجود) است که شامل ضخامت همهٔ قطعات اتصال می‌شود.



شکل ۱۰-۴-۳: اجزای مختلف پیچ و مهره

در اتصالات پیچی الزامات زیر باید رعایت شوند:

الف) مجموعهٔ پیچ و مهره و واشر از لحاظ خصوصیات هندسی، مکانیکی، شیمیایی و آزمایش‌های ضروری باید به نحو مناسبی انتخاب شود.

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

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

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

ث) درصورتی‌که پیچ در سوراخ لوبیایی یا سوراخ بزرگ‌شده نصب می‌شود، لازم است از واشر مناسب زیر کلگی پیچ و مهره استفاده شود.

ج) درصورتی‌که سطح فولاد مماس با کلهٔ پیچ یا مهره دارای زاویه‌ای بیش از 3 درجه نسبت به صفحهٔ عمود بر محور پیچ باشد، باید از واشر سخت گوه‌ای در زیر پیچ یا مهره استفاده شود.

چ) هیچ نوع مصالح قابل تراکم مانند واشرهای لاستیکی یا فنری یا مواد عایق‌بندی نباید در لایه‌های اتصال وجود داشته باشد.

ح) تمامی سطوح تماس اتصال باید از هرگونه مواد خارجی یا آلودگی و فلس به‌جز فلس‌های محکم طبیعی فولاد، پاک باشند.

خ) در اتصالات اتکایی، وجود پوشش محافظ زنگ‌زدگی با هر ترکیب شیمیایی در سطوح تماس مجاور سوراخ پیچ مجاز است.

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

۱- در اتصالات بدون پوشش ویژه[۱۰]، باید هرگونه پوشش یا آلودگی سطحی در محدوده‌ای نزدیک‌تر از یک قطر پیچ و حداقل 25 میلی‌متر از لبه سوراخ پاک شود.

۲- در اتصالات دارای پوشش تأییدشده، باید سطوح مجاور اتصال به‌وسیلهٔ ماسه‌پاشی یا ساچمه‌زنی آماده‌سازی شده و با پوشش تأییدشده که حداقل ضریب اصطکاک 0.33 را تأمین نماید، پوشیده شود.

۳- سطوح گالوانیزه‌شده مجاز بوده و قبل از نصب باید توسط برس دستی خش‌دار شوند.

۱۰-۴-۵-۱ انواع پیچ

الف) پیچ‌های معمولی

پیچ‌های معمولی که از آن‌ها فقط در اتصالات اتکایی (غیر پیش‌تنیده) استفاده می‌شود، از فولاد با تنش کششی نهایی (F_u) از 400 تا 600 مگاپاسکال ساخته می‌شوند و قابل پیش‌تنیدگی نیستند.

ب) پیچ‌های پرمقاومت

پیچ‌های پرمقاومت که در سازه‌های فولادی از آن‌ها در اتصالات اتکایی، پیش‌تنیده و لغزش بحرانی استفاده می‌شود، از فولادهای پرمقاومت با تنش کششی نهایی 800 تا 1200 مگاپاسکال ساخته

[۱۰] پوشش ویژه- پوشش‌های خاصی هستند که چنانچه مطابق ASTM، آزمایش لغزش روی آن‌ها انجام شود، حداقل ضریب اصطکاک کلاس A یا B را تأمین نمایند.

می‌شوند. برای استفاده در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی، مطابق استاندارد EN 14399 این نوع پیچ‌ها در دو دستهٔ HR و HV تولید می‌شوند. دستهٔ HR شامل مجموعهٔ پیچ و مهره 8.8، 10.9 و 12.9 بوده و منطبق بر استاندارد EN 14399-3 هستند. دستهٔ HV شامل مجموعهٔ پیچ و مهره 10.9 و 12.9 بوده و منطبق بر استاندارد EN 14399-4 هستند. مطابق استاندارد ASTM F3125 این پیچ‌ها شامل رده‌های A325 و A490 می‌شوند.

درهرحال در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی فقط از پیچ‌های پرمقاومتی می‌توان استفاده کرد که دارای قابلیت پیش‌تنیدگی باشند.

پ) میل‌مهارها

مشخصات مکانیکی میل‌مهارها باید منطبق بر استاندارد ISO 898-1 باشد یا از فولاد گرم نوردشده مطابق استاندارد EN 10025-2 تا EN 10025-4 استفاده شود. استفاده از میلگردهای ساده و آج‌دار ساختمانی با کرنش نهایی حداقل 12 درصد و با طول نشانه 10 برابر قطر میلگرد نیز درصورتی‌که در مدارک طرح مشخص شده باشد، مجاز است. در این صورت فولاد مصرفی باید مطابق استاندارد ملی 3132 یا استاندارد EN 10080 بوده و ردهٔ آن مشخص شده باشد. همچنین می‌توان از رده‌های مختلف استاندارد ASTM F1554 نیز استفاده نمود.

در مواردی که میل‌مهارها از میلگردهای آج‌دار ساخته می‌شوند، در تعیین مقاومت‌های اسمی، سطح مقطع اسمی ناحیهٔ تراشکاری‌شده میلگرد آج‌دار (که عموماً کوچک‌تر از قطر زمینهٔ میلگرد است)، ملاک محاسبه خواهد بود.

۱۰-۴-۵-۲ آزمایش‌های پیچ، مهره و واشر

ویژگی انواع پیچ و مهره باید با استاندارد ملی ایران شماره 2874 یا استاندارد ISO 898 مطابقت داشته باشد. پیچ‌ها و مهره‌ها منطبق بر استانداردهای جدول ۱۰-۱-۵ یا مندرج در پیوست ۱، قابل‌استفاده تحت مفاد این مبحث هستند.

لیست آزمایش‌های پیچ، مهره و واشر براساس استاندارد ISO 898 مطابق جدول ۱۰-۴-۶ است که باید توسط آزمایشگاه ذیصلاح و با توجه به شرایط استاندارد انجام پذیرد. در صورت استفاده از پیچ و مهره‌های با ردهٔ ASTM باید مطابق دستورالعمل‌های مربوطه در آن استاندارد انجام پذیرد.

جدول ۱۰-۴-۶: آزمایش‌های موردنیاز پیچ و مهره و واشر مطابق ISO 898

(الف) پیچ‌ها

مشخصات	استاندارد
ابعاد و رواداری‌ها	EN 14399-3 ,4
ترکیب شیمیایی	EN ISO 898-1
درصد ازدیاد طول گسیختگی	EN ISO 898-1
حداقل مقاومت کششی	EN ISO 898-1
تنش نظیر ازدیاد طول 0.2%	EN ISO 898-1
تنش تحت بار گواه	EN ISO 898-1
مقاومت تحت بار گوه‌ای	EN ISO 898-1
سختی	EN ISO 898-1
مقاومت در برابر ضربه	EN 14399-3 , 4
سالم بودن کلگی	EN ISO 898-1
حداکثر سختی سطح	EN ISO 898-1
آزمایش پخت مجدد	EN ISO 898-1
یکپارچگی سطح	EN ISO 898-1
تعیین عمق کربن‌دهی یا دکربنیزه شدن	EN ISO 898-1

(ب) مهره‌ها

مشخصات	استاندارد
ابعاد و رواداری‌ها	EN 14399-3 ,4
ترکیب شیمیایی	EN ISO 898-2
تنش تحت بار گواه	EN 14399-3 برای سیستم HR EN 20898-2 برای سیستم HV
سختی	EN 14399-3 برای سیستم HR EN 20898-2 برای سیستم HV

(پ) واشرها

مشخصات	استاندارد
ابعاد و رواداری‌ها	EN 14399-5 ,6
ترکیب شیمیایی	EN ISO 898-3
سختی	EN 14399-5 و EN 14399-6

تعداد نمونه‌های لازم برای انجام بازرسی و آزمایش‌های پیچ‌ها، برحسب تعداد پیچ‌های مورد ارزیابی مشابه که از یک منبع تأمین شده‌اند، مطابق جدول ۱۰-۴-۷ است. در مواردی که تعداد پیچ و مهرهٔ مورد ارزیابی زیاد باشد و درنتیجه هزینهٔ آزمایش‌ها زیاد شود، می‌توان از استاندارد مربوط به نمونه‌برداری پیچ و مهره ISO 2859-1 استفاده نمود. ارائهٔ گواهی انطباق توسط سازندهٔ معتبر به معنی انجام آزمایش‌های ارزیابی به تعداد کافی در کارخانه و موجود بودن اسناد آن جهت بررسی بوده و استفاده کننده را از انجام آزمون‌های کامل جدول ۱۰-۴-۶ معاف می‌سازد.

جدول ۱۰-۴-۷: حداقل تعداد پیچ جهت بازرسی

تعداد پیچ‌ها	تعداد نمونه‌ها
150 و کمتر	1
151 تا 200	2
201 تا 500	3
501 تا 1200	5
1201 تا 3200	8
3201 تا 10000	13
10001 و بیشتر	20

۱۰-۴-۵-۳ مشخصات مصالح پیچ و مهره و پوشش آن‌ها

انتخاب مصالح جهت ساخت پیچ و مهره و واشر باید به نحوی انجام شود که درنهایت مشخصات شیمیایی و مکانیکی موردنیاز در استانداردهای مربوطه برآورده شود.

فرآیند تولید پیچ و مهره از ردهٔ 10.9 باید به نحوی تحت کنترل باشد که احتمال تردی هیدروژنی به‌خصوص در اثر فرآیند پوشش ضدزنگ به حداقل برسد. رزوهٔ پیچ ردهٔ 10.9 باید به روش نورد انجام شود. پوشش همهٔ اجزای پیچ و مهره باید سازگار باشد و باید مقاومت در برابر خوردگی مشابه داشته باشند. درصورتی‌که لازم باشد از پیچ و مهره با پوشش گالوانیزه گرم استفاده شود، باید الزامات استاندارد ISO 10684 رعایت شود. گالوانیزهٔ گرم پیچ و مهره‌ها باید تحت کنترل تولیدکنندهٔ پیچ و مهره باشد. استفاده از پوشش گالوانیزهٔ گرم برای پیچ‌های با ردهٔ 10.9 و بالاتر توصیه نمی‌شود.

۱۰-۴-۵-۴ نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی

در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی، لازم است از پیچ‌های پرمقاومت و دارای قابلیت پیش‌تنیدگی استفاده شود و در پیچ‌ها حداقل نیروی پیش‌تنیدگی ایجاد شود. حداقل نیروی پیش‌تنیدگی حدود 70 درصد حداقل مقاومت کششی نهایی پیچ در سطح مؤثر پیچ[۱۱] در نظر گرفته می‌شود[۱۲]. در جدول ۱۰-۴-۸-الف و ب مقادیر بار گواه[۱۳]، نیروی پیش‌تنیدگی و حداقل بار کششی پیچ‌های پرمقاومت رایج ASTM و ISO ارائه شده است.

جدول ۱۰-۴-۸- الف: حداقل نیروی پیش‌تنیدگی و بار گواه در پیچ‌های پرمقاومت طبق استاندارد ASTM

قطر اسمی پیچ (mm)	سطح مؤثر (mm^2)	حداقل بار کششی (kN)		بار گواه (kN)		نیروی پیش‌تنیدگی (kN)	
		A325	A490	A325	A490	A325	A490
M12	84.3	70	87.7	50.6	70	49	61.4
M16	157	130	163	94.2	130	91	114.1
M20	245	203	255	147	203	142.1	178.5
M22	303	251	315	182	251	175.7	220.5
M24	353	293	367	212	293	205.1	256.9
M27	459	381	477	275	381	266.7	333.9
M30	561	466	583	337	466	326.2	408.1
M36	817	678	850	490	678	474.6	595

[۱۱] سطح تنش عبارت است از سطح مقطع پیچ بدون احتساب ارتفاع دنده که از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$\text{Stress Area } (mm^2) = 0.7854(d_b - 0.9382P)^2$$

d_b = قطر اسمی پیچ (mm)

P = گام رزوه (mm)

در نشریهٔ ۲۶۴ (آیین‌نامهٔ اتصالات ایران) جهت ساده‌سازی محاسبات از 55 درصد نیروی کششی نهایی در سطح مقطع اسمی پیچ استفاده شده است.

[۱۲] مطابق آیین‌نامهٔ RCSC و استاندارد ISO 1090-2

[۱۳] بار گواه عبارت است از حداکثر بار ایمن که می‌توان به پیچ و مهره بدون ایجاد تغییرشکل دائمی اعمال کرد.

جدول ۱۰-۴-۸-ب: حداقل نیروی پیش‌تنیدگی و بار گواه در پیچ‌های پرمقاومت طبق استاندارد ISO

قطر اسمی پیچ (mm)	سطح مؤثر (mm^2)	حداقل بار کششی (kN)		بار گواه (kN)		نیروی پیش‌تنیدگی (kN)	
		8.8	10.9	8.8	10.9	8.8	10.9
M12	84.3	67.4	87.7	48.9	70	47.2	61.4
M16	157	125	163	91	130	87.5	114.1
M20	245	203	255	147	203	142.1	178.5
M22	303	252	315	182	252	176.4	220.5
M24	353	293	367	212	293	205.1	256.9
M27	459	381	477	275	381	266.7	333.9
M30	561	466	583	337	466	326.2	408.1
M36	817	678	850	490	678	474.6	595

۱۰-۴-۵-۵ روش تعیین لنگر پیچشی متناظر با نیروی پیش‌تنیدگی

در عمل نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌های پیش‌تنیده، با مقدار لنگر پیچشی اعمال‌شده توسط آچارهای مدرج که اصطلاحاً ترک‌متر نامیده می‌شوند، اندازه‌گیری و کنترل می‌شوند. لنگر پیچشی (M_t) متناظر با نیروی پیش‌تنیدگی (T_b) را می‌توان به‌طور تقریبی از رابطهٔ زیر تعیین نمود:

$$M_t = KT_bd_b \qquad (۱۰-۴-۵-۱)$$

که در آن:

T_b= نیروی پیش‌تنیدگی لازم مطابق جدول‌های ۱۰-۴-۸ الف و ب

d_b= قطر اسمی پیچ

K= ضریب مهره (بی‌بعد). ضریب مهره باید توسط سازنده مطابق استاندارد اندازه‌گیری شده و در گواهینامهٔ پیچ و مهره ارائه شود. اعداد مندرج در جدول ۱۰-۴-۹ می‌توانند به‌عنوان راهنمای حدودی مورد استفاده قرار گیرند.

لنگر پیچشی متناظر با نیروی پیش‌تنیدگی به‌عنوان لنگر بازرسی هر قطر و نوع پیچ باید به‌صورت ادواری (یک یا چندروزه) در شرایط کارگاهی با دستگاه مخصوص اندازه‌گیری شود و سپس ترک‌متر براساس آن لنگر کالیبره شود.

تبصره: استفاده از سایر ابزارهای تعیین لنگر پیچشی متناظر با نیروی پیش‌تنیدگی موردنیاز مطابق مراجع معتبر نظیر استاندارد EN 1090-2 مجاز است.

جدول ۱۰-۴-۹: ضریب مهره

وضعیت سطحی دنده‌های پیچ و مهره	ضریب مهره متوسط
ورق کادمیم	0.194-0.246
ورق روی	0.332
اکسید سیاه	0.163-0.194
خمیر مولیبدین سولفاید	0.155
روغن ماشین	0.21
واکس کارناپا	0.148
روغن اسپیندل	0.22
پیچ نو و بدون پوشش	0.20
گریس مولیبدین سولفیت	0.137
فسفات و روغن	0.19
گریس	0.12

۱۰-۴-۵-۶ بستن و محکم کردن پیچ‌ها در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی

محکم کردن پیچ‌های هر اتصال در دو مرحله انجام می‌گیرد. در مرحلهٔ اول پیچ‌ها تا حد سفتی کامل محکم می‌شوند، تا اطمینان حاصل شود که سطوح تماس کاملاً به هم چسبیده‌اند. در مرحلهٔ دوم، با چرخاندن اضافی مهره، پیچ‌ها پیش‌تنیده می‌شوند. 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 وصله است. 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.

در پیچ سفتی کامل[۱۴] را به حالتی می‌گویند که کارگر ماهر با آچار معمولی بدون آنکه با وزن خود به دسته آچار نیرو وارد کند، با به‌کارگیری آخرین توان خود نتواند پیچ را از آن محکم‌تر نماید. برای پیش‌تنیده کردن چنین پیچی باید کلهٔ پیچ یا مهرهٔ آن را به‌اندازه مقداری که در جدول ۱۰-۴-۱۰ مشخص شده اضافه چرخاند. این چرخش اضافی را می‌توان به کمک آچار دسته بلند، یا با آچار

[۱۴] Snug tight

معمولی با استفاده از دو کارگر یا به‌وسیله آچار بادی تأمین نمود. حصول پیش‌تنیدگی باید توسط آچار مدرج مطابق بند ۱۰-۴-۵-۷ تأیید شود.

جدول ۱۰-۴-۱۰: چرخش اضافی لازم برای پیش‌تنیده کردن پیچ‌های کاملاً سفت (d_b قطر اسمی پیچ است)

طول پیچ (L)	دو سطح اتصال عمود بر محور پیچ	یک سطح اتصال عمود بر محور پیچ و سطح دیگر شیب‌دار با شیب کمتر از ۱:۲۰	دو سطح اتصال شیب‌دار با شیب کمتر از ۱:۲۰ نسبت به محور پیچ
$L \le 4d_b$	$\frac{1}{3}$ دور	$\frac{1}{2}$ دور	$\frac{2}{3}$ دور
$4d_b < L \le 8d_b$	$\frac{1}{2}$ دور	$\frac{2}{3}$ دور	$\frac{5}{6}$ دور
$8d_b < L \le 12d_b$	$\frac{2}{3}$ دور	$\frac{5}{6}$ دور	۱ دور

اگر برای چرخاندن پیچ‌ها از آچارهای بادی استفاده شود، فشار باد را باید طوری تنظیم کرد که در یک مرحله، مهره‌ها را بدون چرخیدن پیچ تا مرحلهٔ سفتی اولیه برساند و در مرحلهٔ بعد با ازدیاد فشار باد یا با دست به روشی که در بالا گفته شد، پیچ‌ها را پیش‌تنیده کرد. تنظیم باد کمپرسور متضمن استفاده از آچار مدرج کالیبره‌شده و انجام آزمون و خطاهای متوالی است و باید در آن دقت کامل به عمل آید.

۱۰-۴-۵-۷ روش‌های کنترل پیش‌تنیدگی

سازنده موظف است کنترل کیفیت دقیقی بر عملیات بستن پیچ‌ها و مهره‌ها و نیز پیش‌تنیده کردن پیچ‌ها در کارگاه نصب اعمال داشته و گزارش‌های مربوط به این کنترل‌ها را جهت بررسی و تأیید نمایندهٔ کارفرما ارائه نماید. نمایندهٔ کارفرما می‌تواند به‌طور مستقل یا از طریق آزمایشگاه با صلاحیت، پیش‌تنیدگی پیچ‌ها را کنترل نماید. تصمیم نمایندهٔ کارفرما در مورد کفایت پیش‌تنیدگی پیچ‌ها قطعی خواهد بود.

برای پیچ‌های پرمقاومت به‌کارگرفته‌شده در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی، نیروی پیش‌تنیدگی لازم برای سفت‌کردن پیچ‌ها باید مطابق مقادیر جدول‌های ۱۰-۴-۸-الف و ب انتخاب شود. پیش‌تنیدگی می‌تواند به یکی از روش‌های زیر انجام شود:

الف) چرخاندن اضافی مهره‌ها

پیچ‌هایی که به‌وسیلهٔ چرخاندن اضافی مهره پیش‌تنیده می‌شوند، بعدازآنکه پیچ‌ها کاملاً سفت شدند، مطابق شکل ۱۰-۴-۴ نقطه‌ای از پیچ و مهره را که روبه‌روی هم قرار دارند، نشانه‌گذاری کرده سپس کنترل می‌شود که چرخش اضافی مطابق جدول ۱۰-۴-۱۰ به میزان کافی انجام شده باشد. برای کنترل پیش‌تنیدگی پیچ‌ها باید از آچار مدرج مناسب که قبلاً مطابق بند ۱۰-۴-۵-۵ کالیبره شده است، استفاده شود.

شکل ۱۰-۴-۴: دستورالعمل چرخش مهره

ب) آچار مدرج

برای پیش‌تنیده کردن پیچ‌ها می‌توان از آچار مدرج کالیبره‌شده مطابق بند ۱۰-۴-۵-۵ استفاده نمود. در این حالت باید از واشر در زیر پیچ و مهره تحت چرخش استفاده شود..

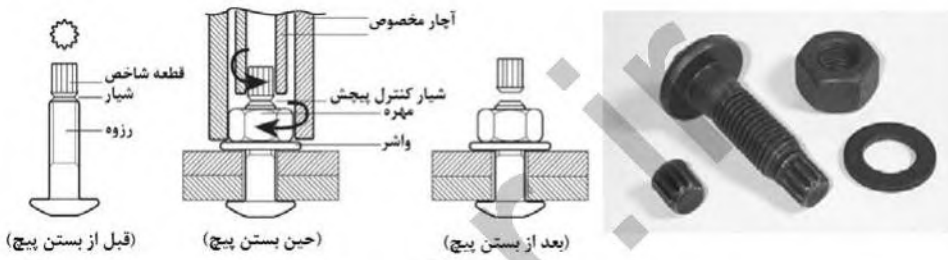
پ) پیچ‌های کشش- کنترل (TC Bolt)

پیچ‌هایی هستند که با رسیدن به نیروی پیش‌تنیدگی، قطعهٔ شاخص متصل به انتهای بدنه توسط آچار مخصوص به‌صورت پیچشی کنده می‌شود. در این روش باید اطمینان حاصل شود که نیروی کششی در لحظهٔ کنده شدن قطعهٔ مورداشاره، همان مقدار نیروی پیش‌تنیدگی پیچ براساس جداول

inor.ir

۱۰-۴-۸ (الف یا ب) یا بیشتر از آن است. ترتیب محکم کردن این پیچ نیز باید به‌صورت متقارن از بخش‌های صلب اتصال شروع شود و باید به‌گونه‌ای انجام شود که میزان کاهش در نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌های سفت‌شده به حداقل برسد. ضوابط مربوط به نگهداری، انبارداری و تمیزکاری مطابق مشخصات فنی کارخانهٔ تولیدکنندهٔ پیچ و مهره در نظر گرفته شود و در صورت از بین رفتن و آلوده شدن پوشش، برای پوشش مجدد و تنظیم نیروی پیش‌تنیدگی به کارخانه ارسال شود.

در شکل ۱۰-۴-۵ جزئیات پیچ‌های کشش- کنترل در سه مرحله، قبل از بستن پیچ، حین بستن پیچ و بعد از بستن پیچ نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۴-۵: پیچ کشش-کنترل (TC Bolt)

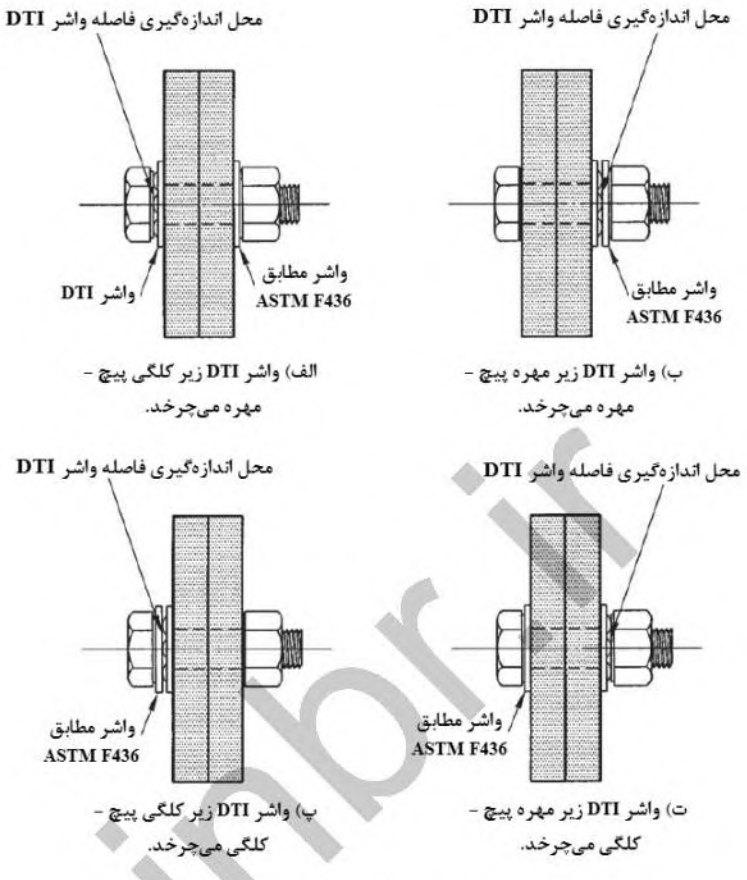
ت) واشرهای نمایانگر پیش‌تنیدگی[۱۵] (DTI)

واشرهای ویژه‌ای تحت عنوان واشرهای نمایانگر پیش‌تنیدگی هستند که در زیر کلگی پیچ یا مهره استفاده می‌شوند و تخت‌شدن برآمدگی‌های واشر تا حد معینی نشان‌دهندهٔ رسیدن نیروی کششی محوری پیچ به حد موردنظر است. در این روش باید اطمینان حاصل شود که نیروی متناظر با تخت‌شدن برجستگی‌های روی سطح، همان نیروی پیش‌تنیدگی پیچ براساس جداول ۱۰-۴-۸ (الف یا ب) یا بیشتر از آن است. مراحل محکم کردن این پیچ‌ها نیز مانند بند (پ) در فوق است.

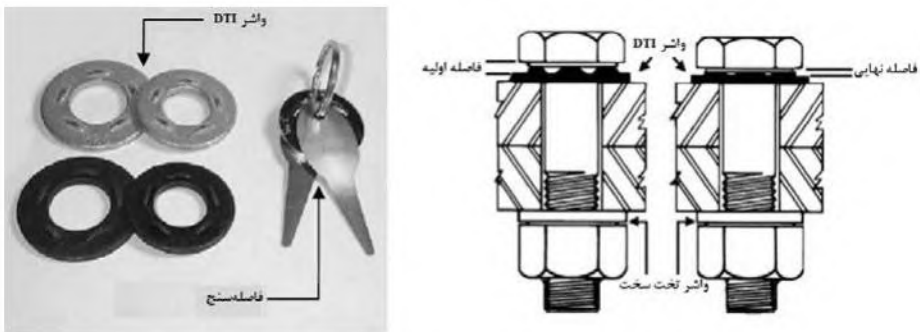
در شکل ۱۰-۴-۶ محل قرار گرفتن واشر در روش DTI نشان داده شده است. همچنین برای اطمینان از تخت شدن واشرهای DTI، لازم است مطابق شکل ۱۰-۴-۷ از فاصله‌سنج‌های مخصوص کارخانهٔ تولیدکنندهٔ این ابزار استفاده شود.

---

[۱۵] Direct Tension Indicator



شکل ۱۰-۴-۶: محل قرار گرفتن واشر در روش DTI



شکل ۱۰-۴-۷: فاصلهٔ قابل‌مشاهده در روش DTI پس از پیش‌تنیده کردن

inbr.ir

در اجرای روش‌های فوق برای کنترل پیش‌تنیدگی لازم است قبل از آغاز عملیات پیش‌تنیدگی، کفایت روش موردنظر و مصالح و ابزار ویژهٔ آن از طریق فرآیندهای واسنجی کشش پیچ مطابق بند ۱۰-۴-۵-۹ توسط بازرسان QC و QA مورد آزمایش و تأیید قرار گیرد.

۱۰-۴-۵-۸ بازرسی اتصالات با پیچ‌های پرمقاومت

وظایف بازرس QC و QA قبل، حین و پس از نصب پیچ و مهره در جداول ۱۰-۴-۱۱، ۱۰-۴-۱۲ و ۱۰-۴-۱۳ ارائه شده است. در این جدول‌ها فعالیت‌های بازرسی مشمول یکی از دو حالت زیر است:

- مشاهده[۱۶] (O): بازرس مربوطه باید این موارد را مشاهده و بررسی نماید. این بررسی و مشاهده شامل تمامی موارد شده و می‌تواند به‌صورت غیرمستمر انجام شود. به‌هرحال تعداد بازبینی‌ها رافع مسئولیت QC و QA نیست. در این حالت ادامهٔ ساخت موکول به انجام بازرسی نیست.
- انجام[۱۷] (P): این فعالیت‌ها باید برای هر مورد انجام پذیرد و انجام مرحلهٔ بعدی منوط به صدور تأییدیهٔ مرحلهٔ قبل می‌شود.

سایر الزامات عبارت‌اند از:

الف) برای اتصالات اتکایی غیرپیش‌تنیده، ردیف ۶ جدول ۱۰-۴-۱۱ و ردیف‌های ۲ و ۳ جدول ۱۰-۴-۱۲ ضروری نیست. هم‌چنین الزامی به حضور بازرس QC و QA حین بستن این نوع پیچ‌ها وجود ندارد.

ب) برای اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی، زمانی که نصاب از روش چرخش مهره با علامت‌گذاری یا پیچ‌های کشش-کنترل و یا واشرهای نمایانگر پیش‌تنیدگی استفاده می‌کند، همهٔ ردیف‌های جدول ۱۰-۴-۱۲ باید انجام پذیرد. الزامی به حضور بازرس QC و QA حین بستن این نوع پیچ‌ها نیست.

پ) برای اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی، زمانی که نصاب از روش آچار مدرج یا روش چرخش مهره بدون علامت‌گذاری استفاده می‌کند، همهٔ ردیف‌های جدول ۱۰-۴-۱۲ باید انجام پذیرد. حضور بازرس QC و QA در حین بستن این نوع پیچ‌ها الزامی است.

---

[۱۶] Observe
[۱۷] Perform

جدول ۱۰-۴-۱۱: بازرسی قبل از پیچکاری

ردیف	شرح فعالیت	QC	QA
۱	بررسی گواهینامهٔ تولید مصالح پیچ، مهره و واشر	P	P
۲	بررسی نشانه‌گذاری کارخانهٔ سازنده بر روی پیچ و مهره براساس ISO یا ASTM	O	O
۳	بررسی تطابق پیچ و مهره براساس جزییات طرح اتصال (رده، نوع، طول و ...)	O	O
۴	بررسی روش و دستورالعمل پیچکاری انتخابی برای جزئیات اتصال	O	O
۵	بررسی اجزای اتصال شامل سطوح تماس اتصال و نحوهٔ آماده‌سازی سوراخ و ...	O	O
۶	انجام آزمون‌های صحت‌سنجی پیش‌نصب که به‌وسیلهٔ نفرات نصاب انجام می‌شود و مشاهده و مستندسازی روش‌های به‌کاررفته برای نصب و پیش‌تنیدگی پیچ‌ها	P	O
۷	بازرسی محل انبار و نحوهٔ نگهداری پیچ‌ها، مهره‌ها و واشرها و سایر اجزای اتصال	O	O

جدول ۱۰-۴-۱۲: بازرسی حین پیچکاری

ردیف	شرح فعالیت	QC	QA
۱	حصول اطمینان از وجود پیچ در همهٔ سوراخ‌ها و تعبیهٔ واشر و مهره‌ها	O	O
۲	حصول اطمینان از شرایط سفتی اولیه قبل از پیش‌تنیده کردن	O	O
۳	حصول اطمینان از عدم چرخش پیچ و مهره با هم	O	O
۴	حصول اطمینان از سفت‌کردن و پیش‌تنیده کردن همهٔ پیچ‌ها و رعایت ترتیب، به‌نحوی‌که از نقاط صلب‌تر به سمت نقاط آزادتر شروع به پیش‌تنیده کردن شود.	P	O

جدول ۱۰-۴-۱۳: بازرسی پس از پیچکاری

ردیف	شرح فعالیت	QC	QA
۱	تهیهٔ گزارش رد یا تأیید اتصال پیچی	P	P

inbr.ir

۱۰-۴-۵-۹ واسنجی کشش

واسنجی کشش، فرآیندی است که میزان پیش‌تنیدگی پیچ‌ها را به‌طور مستقیم اندازه‌گیری و مشخص می‌نماید. در مواردی که پیچ‌های پیش‌تنیده به کار می‌روند، جهت اطمینان از روش‌های کنترل پیش‌تنیدگی مطابق بند ۱۰-۴-۵-۷، این فرآیند باید در کارگاه انجام شود. در استفاده از این فرآیند، در کارگاه باید موارد زیر کنترل شوند:

۱- بررسی و تأیید مناسب بودن مجموعهٔ پیچ و مهره و اجزای آن برای عملیات پیش‌تنیدگی؛

۲- کنترل کفایت پوشش روانکاری پیچ و مهره؛

۳- بررسی و تأیید روش و صحت عملکرد پرسنل پیچکار مشغول در کارگاه نصب.

پیش از نصب، باید حداقل تعداد 3 نمونه کامل از پیچ و مهره برای هر ترکیبی از قطر، طول، رده و شمارهٔ محمولهٔ پیچ مورداستفاده در پروژه به‌منظور تأیید روش‌ها و ضوابط اجرایی کنترل شود. واشرهای مورداستفاده در این مرحله باید منطبق بر واشرهای اصلی مورداستفاده در پروژه باشد.

درصورتی‌که در این مرحله نتایج مربوط به نیروهای پیش‌تنیدگی، کمتر از مقدار مشخص‌شده توسط جداول ۱۰-۴-۸ (الف و ب، حسب مورد) باشد، باید علت آن مشخص و اصلاح شود.

۱۰-۴-۵-۱۰ اصلاح سوراخ‌ها

برای مونتاژ نهایی قطعات، بعدازآنکه قطعات علامت‌گذاری‌شده بر روی خرک چیده شدند و ورق‌های اتصال بر روی سوراخ‌ها قرار گرفتند، قطعات به‌وسیلهٔ سنبه‌هایی که از سوراخ‌های اتصال می‌گذرند، در جای خود ثابت می‌شوند. حداکثر عدم انطباق برابر 15 درصد تعداد سوراخ‌های یک اتصال است. در چنین حالتی باید این سوراخ‌ها را با گذراندن یک پیچ امتحانی پیدا کرده، به وسیلهٔ برقوزنی آن‌ها را اصلاح نمود. حداکثر قطر برقوی مصرفی 3 میلی‌متر بزرگ‌تر از قطر پیچ است و برقوزنی نباید قطر سوراخ را بیش از 5 میلی‌متر افزایش دهد. استفاده از برش شعله برای گشاد کردن سوراخ‌ها مجاز نیست.

۱۰-۴-۵-۱۱ استفادهٔ مجدد از پیچ‌های پیش‌تنیده‌شده

استفادهٔ مجدد از پیچ‌هایی که تا حد سفتی اولیه محکم شده‌اند، بلامانع است. استفادهٔ مجدد از پیچ‌های پیش‌تنیده شده و مهره‌های آن‌ها مجاز نیست.

۱۰-۴-۵-۱۲ انبارداری و ذخیرهٔ پیچ‌ها

همهٔ وسایل اتصال باید در بسته‌بندی کارخانه و در ظرف دربسته به خریدار تحویل شود و در محل کارگاه در بسته‌بندی فوق در برابر گردوغبار، آلودگی و رطوبت نگهداری شوند. فقط پیچ‌هایی که در هر نوبت‌کاری در سازه نصب می‌شوند، مجاز به خارج شدن از بسته‌بندی‌های فوق هستند. درصورتی‌که در انتهای نوبت‌کاری از وسایل اتصال استفاده نشود، باید مجدداً به بسته‌بندی‌های حفاظت‌شده برگردانده شوند. روغن مخصوصی را که در کارخانه روی سطح وسایل اتصال آغشته شده است، نباید پاک نمود. وسایل اتصال موردنظر برای اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی، باید از آلودگی ناشی از محیط کارگاه پاک باشند.

۱۰-۴-۶ انبار کردن، حمل و رفع معایب قطعات ساخته‌شده

انبار کردن و حمل قطعات فولادی در کارگاه ساخت و محل نصب باید به نحوی صورت گیرد که قطعات تغییر شکل نداده و تنش‌های بیش‌ازحد در آن‌ها ایجاد نشود و هیچ آسیبی به آن‌ها وارد نیاید. قطعاتی که به هر علتی تغییرشکل داده یا آسیب دیده‌اند، باید قبل از به‌کارگیری به نحو رضایت‌بخشی با تأیید ناظر کارفرما، اصلاح و مرمت شوند. درصورتی‌که تعمیر قسمت‌های معیوب بدون کاهش مقاومت و تغییر مشخصات مندرج در طرح میسر نباشد، باید آن قسمت‌ها تعویض شوند.

در انبار کردن قطعات فولادی، محافظت در مقابل رطوبت باید موردتوجه قرار گیرد. در انبار کردن قطعات، باید زیر قطعات سکوهای مناسبی قرار داد تا قطعه با زمین فاصله داشته باشد. تعداد و فاصلهٔ سکوها باید به نحوی انتخاب شود که قطعات دچار تنش یا تغییرشکل بیش‌ازحد نشوند.

جابجا 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 جابه‌جا کردن و نصب، تنش و تغییرشکل بیش‌ازحد در هیچ قسمتی ایجاد نشده و به اتصالات و سوراخ‌های پیچ‌ها نیز آسیبی وارد نشود.

اقدام‌های پیشگیرانهٔ تعیین‌شده در جدول ۱۰-۴-۱۴ برای جابجایی و انبار کردن در صورت مصداق باید اعمال شوند.

جدول ۱۰-۴-۱۴: موارد اقدام‌های پیشگیرانه برای جابجایی، انبار کردن، حفاظت و حمل‌ونقل قطعات فولادی

بالابری	
۱	حفاظت از اجزا در برابر آسیب در نقطه‌های بالابری
۲	پرهیز از بالابری تک‌نقطه‌ای برای اجزای بلند (استفاده از تیرهای پخش‌کننده[۱۸] یا شاهین)
۳	بستن اجزای سبک به یکدیگر، به‌خصوص اجزایی که اگر به‌صورت منفرد حمل شوند مستعد آسیب در لبه، پیچش و اعوجاج هستند. باید دقت شود تا از آسیب موضعی به‌خصوص در محل‌هایی که اجزا با یکدیگر تماس پیدا می‌کنند و لبه‌های تقویت‌نشده در نقطه‌های بالابری یا هر ناحیهٔ دیگری که بخش قابل‌ملاحظه‌ای از وزن یک دسته بر روی یک لبهٔ تقویت نشده اعمال می‌شود، جلوگیری شود.
انبار کردن	
۴	اجزای ساخته‌شده که قبل از حمل یا برپایی انبار می‌شوند، به‌گونه‌ای انبار شوند که از تماس با زمین محفوظ و تمیز باقی بمانند.
۵	تأمین تکیه‌گاه‌های ضروری و کافی برای جلوگیری از تغییر شکل‌های دائمی
۶	انبار کردن ورق‌های شکل‌داده‌شدهٔ سرد و دیگر مصالح تأمین‌شده با سطوح تزئینی پیش‌پرداخت‌شده، مطابق با الزامات استانداردهای مربوطه صورت پذیرد.
حفاظت	
۷	جلوگیری از جمع‌شدگی آب
۸	پیشگیری‌های لازم به‌منظور پرهیز از نفوذ رطوبت به بسته‌های مقاطع دارای پیش‌پوشش‌های فلزی یادآوری: در صورت انبار کردن روباز و طولانی‌مدت در محل پروژه، بسته‌بندی مقاطع باید باز و از یکدیگر جدا شوند تا از وقوع زنگ‌زدگی جلوگیری شود.
۹	پیش از ارسال کارهای ساخته‌شده، تدابیر ویژهٔ لازم به‌منظور حفاظت در برابر خوردگی اجزای فولادی شکل‌داده‌شدهٔ سرد با ضخامت کمتر از 4 میلی‌متر انجام شود، به صورتی که در برابر عوامل جوی در حین حمل‌ونقل، انبار کردن و برپایی اولیه مقاومت نمایند.
حمل‌ونقل	
۱۰	تدابیر ویژهٔ موردنیاز برای حفاظت اجزای تولیدشده در حین حمل‌ونقل

[۱۸] Spreader Beam

۱۰-۴-۷ رنگ‌آمیزی و گالوانیزه کردن قطعات فولادی

برای حفاظت در مقابل خوردگی، تمامی سطوح سازه‌های فولادی باید رنگ‌آمیزی شوند. در موارد زیر لزومی به رنگ‌آمیزی سطوح سازه‌های فولادی نیست:

۱- سطوح فولادی که در بتن مدفون می‌شوند و بتن پوششی شرایط محافظت در برابر خوردگی را فراهم می‌نماید.

۲- سطوح فولادی که پوشش‌های ضد حریق بر آن‌ها اعمال می‌شود و پوشش موردنظر الزامات محافظت در برابر خوردگی را تأمین می‌نماید.

۳- صفحاتی که قرار است در اتصالات لغزش بحرانی روی هم قرار گیرند.

۴- در مناطق با شرایط محیطی ملایم مطابق تعریف جدول ۱۰-۴-۱۵ که سطوح فولادی حداقل 20 میلی‌متر توسط مصالح بنایی پوشش شده‌اند.

در مناطقی که سطوح فولادی در مجاورت خاک یا رطوبت زیاد قرار می‌گیرند، باید تمهیدات حفاظتی ویژه‌ای برای آن‌ها در نظر گرفت.

۱۰-۴-۷-۱ مواد مورداستفاده

رنگ‌های مورداستفاده برای قسمت‌های فولادی باید از نوع آمادهٔ مصرف و مناسب با شرایط آب و هوایی منطقه باشند. استفاده از رنگ‌ها پس از مشخص شدن کارخانهٔ تولیدکنندهٔ آن‌ها منوط به تصویب نمایندهٔ کارفرما است. تمام مواد مورد استفاده جهت آماده‌سازی سطح و رنگ‌آمیزی آن باید مطابقت کامل با استانداردهای معتبر پوشش رنگ داشته و مورد تصویب نمایندهٔ کارفرما قرار گیرند. درهرصورت حصول به کیفیت نهایی مطلوب رنگ بر عهدهٔ سازنده خواهد بود.

۱۰-۴-۷-۲ آماده‌سازی سطوح

تمیزکاری با مواد ساینده بهترین روش برای از بین بردن زنگ، اکسیدهای حاصل از نورد و رنگ‌های قدیمی با چسبندگی کم است. به‌طورکلی در مورد آماده‌سازی سطح با پاشش مواد ساینده به کمک فشار هوا، موارد زیر حائز اهمیت هستند:

الف) مقدار مناسب فشار هوا در آماده‌سازی سطوح با پاشش مواد ساینده، تقریباً 0.7 MPa است. بعد از آماده‌سازی سطح با مواد ساینده، باید بلافاصله سطح را با رنگ آستری مناسب پوشش داد. قبل از اعمال رنگ آستری باید گردوخاک باقی‌مانده از خرد شدن مواد پاششی بر روی سطح را با

هوای فشرده (عاری از آب و روغن) یا جاروی برقی صنعتی کاملاً تمیز کرد.

ب) اگر مقدار زنگ و رنگ‌های با چسبندگی کم بر روی سطح زیاد باشد، بهتر است ابتدا با تراشیدن، حجم مواد زائد را کم کرده و سپس عملیات آماده‌سازی با پاشش مواد ساینده را آغاز نمود.

۱۰-۴-۷-۳ درجات مختلف کیفیت آماده‌سازی سطوح[۱۹]

۱۰-۴-۷-۳-۱ تمیزکاری با پاشش مواد ساینده

درجات آماده‌سازی که در زیر مطابق با استاندارد ISO 8501 آورده می‌شوند، بیانگر تمیزی سطح فولاد است که باید از کثافات و چربی‌ها پاک شده و همچنین لایه‌های ضخیم زنگ از روی سطح آن برداشته شده باشد.

Sa 1 : تمیز کردن با ماسه‌پاشی خفیف

سطح فولاد پس از ماسه‌پاشی خفیف، بدون استفاده از ذره‌بین، باید عاری از روغن، چربی، کثیفی، لایهٔ اکسید حاصل از نورد (که چسبندگی آن کم است)، زنگ، پوشش‌های رنگی و مواد خارجی باشد.

Sa 2 : تمیز کردن به‌صورت ماسه‌پاشی متوسط

سطح فولاد پس از ماسه‌پاشی، بدون استفاده از ذره‌بین باید عاری از روغن، چربی و کثیفی باشد و نیز عمدهٔ مقدار لایهٔ اکسید حاصل از نورد، زنگ و پوشش‌های رنگی و مواد خارجی از روی سطح زدوده شده باشد. هرگونه مواد آلایندهٔ باقیمانده باید به سختی به سطح چسبیده باشند.

Sa 2.5 : تمیز کردن با ماسه‌پاشی عمیق

سطح فولاد پس از ماسه‌پاشی، بدون استفاده از ذره‌بین باید عاری از روغن، چربی و کثیفی باشد و نیز باید لایهٔ اکسید حاصل از نورد، زنگ، پوشش‌های رنگی و مواد خارجی کاملاً زدوده شده باشند. هرگونه اثر به‌جامانده از مواد آلاینده، فقط به‌صورت لکه‌های جزئی به شکل خال‌ها و نوارها به نظر بیاید.

Sa 3 : تمیز کردن با ماسه‌پاشی با حصول سطح نقره‌ای

سطح فولاد پس از ماسه‌پاشی، بدون استفاده از ذره‌بین باید عاری از روغن، چربی و کثیفی باشد و نیز باید لایهٔ اکسید حاصل از نورد، زنگ، پوشش‌های رنگی و مواد خارجی کاملاً زدوده شده باشند. چنین

---

[۱۹] مطابق ISO 8501

سطحی باید دارای نمای فلزی یکنواخت نقره‌ای باشد.

۱۰-۴-۷-۳-۲ تمیزکاری با برس سیمی

درجات آماده‌سازی سطوح در صورت استفاده از برس سیمی، با برس دستی یا برس‌های دوار برقی یا بادی، به شرح زیر است:

St 2: تمیز کردن با برس سیمی متوسط

سطح فولاد پس از استفاده از برس سیمی، بدون استفاده از ذره‌بین، باید عاری از روغن، چربی، کثیفی، لایهٔ اکسید حاصل از نورد که چسبندگی آن کم است، زنگ، پوشش‌های رنگی و مواد خارجی باشد.

St 3: تمیز کردن با برس سیمی عمیق

همانند سطح St2، ولی سطح فولاد باید عمیق‌تر و به کمک برس‌های دوار برقی یا بادی، برس زده شود، به‌طوری‌که سطح فلز درخشان شود.

۱۰-۴-۷-۴ رنگ‌آمیزی

الف) قبل از شروع عملیات رنگ‌آمیزی باید تمام سطوح را کاملاً تمیز، خشک و آماده نمود به‌طوری‌که برای رنگ‌آمیزی شرایط مناسبی داشته باشند.

ب) هر لایه از رنگ مصرفی باید کاملاً سطح موردنظر را پوشش دهد. رنگ‌های آستر و رویه باید از یک کارخانهٔ سازنده تهیه شوند. رنگ‌آمیزی سطوح بزرگ باید با اسپری بی‌هوا صورت گیرد. استفاده از سایر روش‌های رنگ‌آمیزی برای لکه‌گیری و سطوح محدود مجاز است.

پ) رنگ‌آمیزی با اسپری بی‌هوا باید در محیط مناسب و سربسته انجام شود.

ت) قطعاتی که تازه رنگ شده‌اند، تا زمان خشک شدن باید از گردوخاک محافظت شوند.

ث) رنگ‌آمیزی باید در شرایط آب و هوایی منطبق با مشخصات فنی کارخانهٔ سازندهٔ رنگ صورت گیرد.

ج) سازنده موظف است عملیات رنگ‌آمیزی را حداکثر تا 48 ساعت برای شرایط ملایم و 24 ساعت برای سایر شرایط بعد از تمیزکاری سطوح انجام دهد.

چ) تمام نقاطی که رنگ قطع شده یا آسیب دیده و سطح فلز نمایان است، باید تمیز شده و مجدداً رنگ‌آمیزی شوند به‌طوری‌که سطح کاملاً پوشیده شده و یکپارچگی رنگ با سطوح مجاور رنگ‌شده تأمین شود.

ح) در تمام سطوحی که طبله‌کردن، وجود ترک‌ها و پوسته‌شدن رنگ و سایر علائم حاکی از این است

که چسبندگی رنگ به سطح تأمین نشده است، باید عملیات‌ترمیم رنگ انجام گیرد. بدین ترتیب که رنگ سطوح فوق به‌طور کامل برداشته شود و مجدداً عملیات مربوط به آماده نمودن سطوح و رنگ‌آمیزی صورت گیرد.

خ) سطوح تمام‌شدهٔ رنگ، باید دارای ظاهری یکنواخت، ماتی و شفافیت یکنواخت رنگ، عدم وجود موج، سایه و چروک و پخش نشدن پوستهٔ رنگ، ایجاد پوشش کامل و بدون شره و انطباق لایهٔ اجراشده با مشخصات، باشد.

د) رنگ‌آمیزی نباید در هوای سرد یا تاریک و یا زمانی که درصد رطوبت هوا بالا باشد انجام گیرد. در رطوبت بیش از 80 درصد و در حالتی که اختلاف دمای محیط و نقطهٔ شبنم کمتر از 5 درجهٔ سلسیوس باشد، رنگ‌آمیزی ممنوع است.

ذ) به‌جز سطوح تماس، بقیه سطوحی که بعد از ساخت، قابل‌دسترس نخواهد بود باید قبل از سرهم کردن قطعات، تمیز و رنگ‌آمیزی شود، مگر آنکه این سطوح آب‌بند باشند.

ر) در اتصالات اتکایی، رنگ کردن سطوح تماس به‌طورکلی مجاز است. در اتصالات پیش‌تنیده و لغزش بحرانی، رنگ‌آمیزی سطوح تماس مجاز نبوده و باید در صورت نیاز به پوشش، مقررات پوشش مربوط به پیچ‌های لغزش بحرانی رعایت شود.

ز) سطوح تماس قبل از نصب و پیش‌تنیده کردن پیچ‌ها، باید در مقابل خوردگی محافظت شوند. بدین منظور از یک لایه مصالح ضدزنگ که بتوان آن را قبل از نصب به‌آسانی برطرف کرد یا مواد یا روش‌های مخصوصی که احتیاج به برطرف کردن نداشته باشد، می‌توان استفاده کرد.

ژ) به‌جز حالت‌هایی که در مشخصات فنی خصوصی به‌عنوان شرط خاص قید شده باشد، کلیهٔ سطوحی که در فاصلهٔ 50 میلی‌متری از محل هر جوش کارگاهی قرار می‌گیرند، باید از موادی که به جوشکاری صدمه می‌زند 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 شود.

س) سطوح گالوانیزه‌شده، سطوح مشکلی برای رنگ‌آمیزی هستند، زیرا چسبندگی لایهٔ آستری به سطوح فوق بسیار کم است. 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 ارائه‌شده را بر روی آن اعمال کرد.

۱۰-۴-۷-۵ ضخامت رنگ

حداکثر ضخامت هر لایهٔ رنگ‌آمیزی باید با توجه به میزان تعیین‌شده توسط سازندهٔ رنگ انجام گیرد. چنانچه میزان تعیین‌شده در یک لایه رنگ نتواند ضخامت لازم را تأمین کند، رنگ‌آمیزی آن لایه باید تا حصول حداقل ضخامت لازم، به‌صورت چندلایه تکمیل شود.

کلیهٔ قطعات فولادی باید مطابق مشخصات جدول ۱۰-۴-۱۵ رنگ شوند.

جدول ۱۰-۴-۱۵: حداقل ضخامت رنگ‌آمیزی قطعات فولادی در شرایط محیطی مختلف (۱)

شرایط محیطی	آماده‌سازی سطح فولاد	نوع و ضخامت رنگ		
		قطعهٔ فولادی در داخل دیوار و نازک‌کاری	قطعهٔ فولادی به‌صورت روباز لیکن درون محیط بسته	قطعهٔ فولادی در معرض شرایط جوی
ملایم (۲)	Sa 2	40 میکرون ضدزنگ الکیدی (۵)	40 میکرون ضدزنگ الکیدی 40 میکرون رویهٔ الکیدی	40 میکرون ضدزنگ الکیدی 40 میکرون لایه میانی الکیدی 40 میکرون رویهٔ الکیدی
سخت (۳)	Sa 2.5	40 میکرون آستر اپوکسی غنی از روی	40 میکرون آستر اپوکسی غنی از روی 40 میکرون لایهٔ میانی اپوکسی MIO 40 میکرون رویهٔ پلی‌یورتان	60 میکرون آستر اپوکسی غنی از روی 60 میکرون آستر میانی اپوکسی MIO 60 میکرون رویهٔ پلی‌یورتان
بسیار سخت و ساحلی (۴)	Sa 3	40 میکرون آستر اپوکسی غنی از روی 40 میکرون رویهٔ اپوکسی MIO	60 میکرون آستر اپوکسی غنی از روی 60 میکرون لایهٔ میانی اپوکسی MIO 60 میکرون رویهٔ پلی‌یورتان	نواحی مانند ناحیهٔ جزر و مدی که نیاز به مطالعهٔ خاص دارد. در سایر موارد حداقل سه لایه اپوکسی با ضخامت کل 400 میکرون

(۱) به‌جای مقادیر این جدول، استفاده از یک سیستم رنگ‌آمیزی یا محافظت در مقابل خوردگی مطابق استانداردهای ملی سری ۶۵۹۴ به شرطی که مشخصات فنی مربوطه توسط کارشناس ذیصلاح تهیه شده و به تایید طراح برسد، بلامانع است.

(۲) شرایط ملایم، شرایط آب و هوایی با رطوبت نسبی متوسط مساوی یا کمتر از 50%

(۳) شرایط سخت، شرایط آب و هوایی با رطوبت نسبی بیش از 50% و مساوی یا کمتر از 80%

(۴) شرایط بسیار سخت، شرایط آب و هوایی با رطوبت نسبی متوسط بیش از 80%

(۵) در این حالت آماده‌سازی Sa 1 و یا St 2 نیز موردقبول است.

(۶) منظور از رطوبت نسبی متوسط، بیشترین مقدار رطوبت نسبی متوسط ماهانه در مرطوب‌ترین ماه سال است.

۱۰-۴-۷-۶ انبارداری رنگ

رنگ‌ها باید مطابق دستورالعمل سازنده انبار شوند. در صورت نبودن ضابطه‌ای برای نگهداری در دمای به‌خصوص، رنگ‌ها باید در مکانی با دمای محیط حداقل برابر 18 و حداکثر 35 درجهٔ سلسیوس انبار شوند. مدت نگهداری رنگ در انبار باید با تاریخ انقضای خواص مطلوب رنگ مطابق مشخصات تولیدکننده، مطابقت داشته باشد.

۱۰-۴-۷-۷ گالوانیزه کردن

عملیات گالوانیزه کردن باید با شیوه غوطه‌وری داغ در مخزن روی با خلوص 98 درصد مطابق استاندارد ASTM A123 انجام شود. قبل از عملیات گالوانیزه کردن سطح فلز باید کاملاً تمیز و عاری از هرگونه آلودگی‌های خارجی شود.

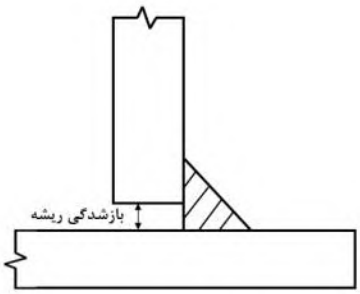
محل‌هایی کـه مورد عملیات جوشکاری قرار خواهند گرفت، نباید نزدیک‌تر از 50 میلی‌متر به محل جوش گالوانیزه شوند یا لایهٔ گالوانیزه از سطح آن‌ها زدوده شود. قسمت‌هایی که گالوانیزه نشده‌اند، مطابق آنچه در بخش رنگ‌آمیزی آورده شده است، باید مورد عملیات حفاظت در برابر خوردگی قرار گیرند.

۱۰-۴-۸ رواداری‌ها

۱۰-۴-۸-۱ رواداری‌های جوش

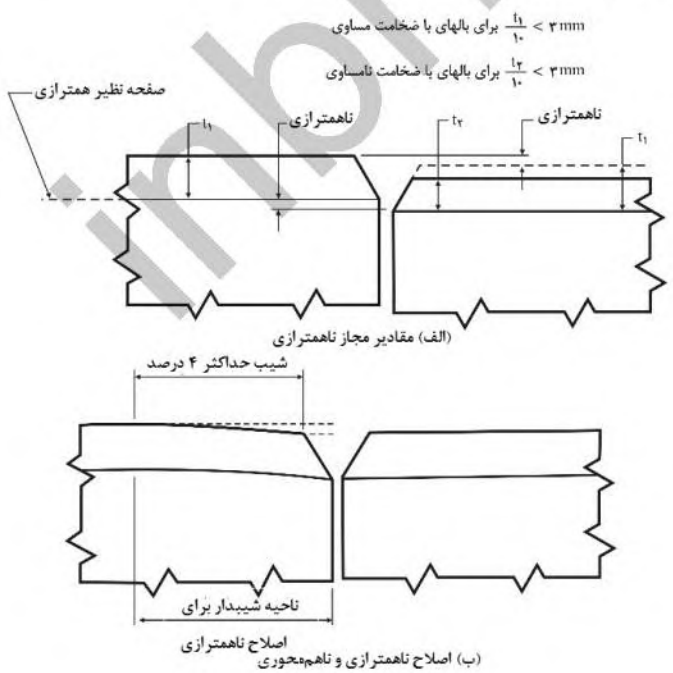
۱۰-۴-۸-۱-۱ قطعاتی که باید به‌وسیلهٔ جوش گوشه به یکدیگر جوش شوند، باید تا حد امکان در تماس نزدیک با یکدیگر باشند. فاصلهٔ ریشه (بازشدگی درز) نباید از 5 میلی‌متر بزرگ‌تر شود. اگر فاصلهٔ ریشهٔ جوش گوشه از 2 میلی‌متر بزرگ‌تر شود، اندازهٔ ساق‌های جوش مندرج در نقشه، باید به‌اندازهٔ آن افزایش یابد، یا مهندس طراح باید تأیید نماید که ضخامت مؤثر گلوی موردنظر طراحی حاصل شده است (شکل ۱۰-۴-۸).

بازشدگی بین سطوح در تماس جوش‌های انگشتانه و کام و همچنین فاصلهٔ بین تسمهٔ پشت‌بند با ورق در درزهای لب‌به‌لب نباید از 2 میلی‌متر بزرگ‌تر شود. استفاده از مصالح پرکننده مجاز نیست، مگر اینکه استفاده از آن در نقشه‌ها تصریح شده باشد یا به تائید مهندس طراح برسد.



شکل ۱۰-۴-۸: بازشدگی ریشه

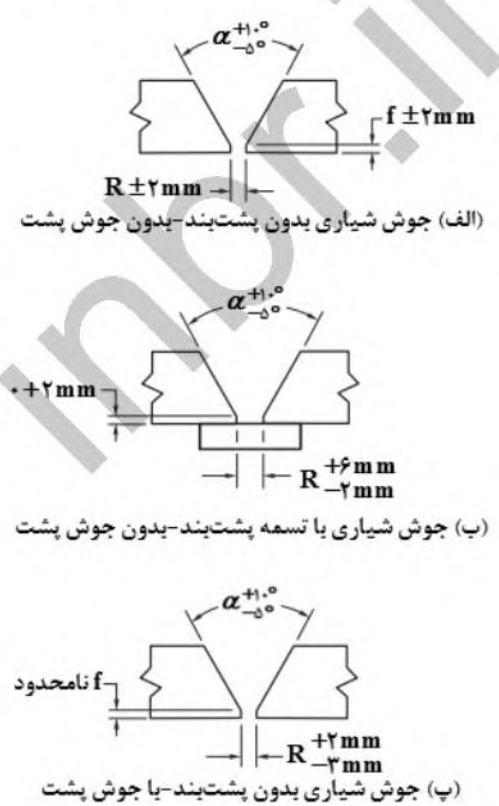
۱۰-۴-۸-۱-۲ قطعاتی که با جوش شیاری به‌صورت لب‌به‌لب به یکدیگر متصل می‌شوند، باید با دقت با یکدیگر همباد و تراز شوند. حداکثر ناهمترازی بین دو قطعه، مساوی 10 درصد ضخامت قطعهٔ نازک‌تر و حداکثر 3 میلی‌متر است. برای اصلاح ناهمترازی نباید شیبی بزرگ‌تر از 4 درصد در جوش به وجود آورد. ناهمترازی باید بر مبنای میانتار قطعات اندازه‌گیری شود، مگر اینکه در مشخصات فنی خصوصی به نحو دیگری مشخص شده باشد (شکل ۱۰-۴-۹).



شکل ۱۰-۴-۹: ناهمترازی و اصلاح آن

۱۰-۴-۸-۱-۳ قطعاتی که توسط جوش شیاری با نفوذ نسبی در امتداد طولی به یکدیگر متصل می‌شوند، باید تا حد امکان در تماس با یکدیگر قرار گیرند. فاصلهٔ ریشه بین دو قطعه نباید از 5 میلی‌متر بزرگ‌تر شود.

۱۰-۴-۸-۱-۴ رواداری‌های مربوط به زاویهٔ شیار، فاصلهٔ ریشه (R) و ضخامت ریشه (f) در جدول ۱۰-۴-۱۶ و شکل ۱۰-۴-۱۰ نشان داده شده است. درصورتی‌که ابعاد و اندازهٔ مقطع جوش اختلافی بیش از مقادیر ارائه‌شده در شکل با اندازهٔ نشان داده‌شده در نقشه‌ها داشته باشد، درز با شرایط زیر قابل‌پذیرش است. درصورتی‌که اختلاف فاصلهٔ ریشه با مقدار نقشه بزرگ‌تر از رواداری مجاز مذکور در شکل ۱۰-۴-۱۰ باشد ولی از دو برابر ضخامت ورق نازک‌تر یا 20 میلی‌متر (هرکدام که کوچک‌تر باشند) بزرگ‌تر نباشد، با استفاده از جوشکاری (قبل از جوشکاری درز اتصال) قابل اصلاح است.



شکل ۱۰-۴-۱۰: رواداری‌های مونتاژ در درزها با جوش شیاری

جدول ۱۰-۴-۱۶: رواداری‌های مونتاژ در درزها با جوش شیاری

		با جوش پشت	بدون جوش پشت
۱- ضخامت ریشه (f)		نامحدود	±2 mm
۲- فاصلهٔ ریشه (R)	الف ـ بدون استفاده از پشت‌بند	+2 mm -3 mm	±2 mm
	ب- با استفاده از پشت‌بند	-	+6 mm -20 mm
۳- زاویهٔ شیار		+10° -5°	+10° -5°

۱۰-۴-۸-۱-۵ قطعاتی که به یکدیگر جوش می‌شوند، باید همباد یکدیگر قرار گرفته و تا اتمام جوشکاری، به‌وسیلهٔ پیچ، گیره، گوه، قید یا خال‌جوش در وضعیت خود تثبیت شوند. در صورت امکان استفاده از قیدها و قالب‌های تثبیت‌کننده، توصیه می‌شود. لازم است در قیدها آزادی‌های حرکتی مناسب برای جمع‌شدگی و تابیدگی وجود داشته باشد. جمع‌شدگی و تابیدگی معمولاً با تغییرشکل‌های اولیه عمدی در خلاف جهت این آثار جبران می‌شود.

۱۰-۴-۸-۲ کنترل تابیدگی و جمع‌شدگی

۱۰-۴-۸-۲-۱ در مونتاژ و انجام جوش درزهای اعضای ساخته‌شده از ورق یا نیمرخ و همچنین تقویت نیمرخ‌ها، دستورالعمل و توالی جوشکاری باید طوری انتخاب شود که مقادیر تابیدگی و جمع‌شدگی حداقل شود.

۱۰-۴-۸-۲-۲ تا حد امکان، توالی جوش‌ها باید طوری انتخاب شود که حرارت جوشکاری در حین پیشرفت جوشکاری، متعادل شود.

۱۰-۴-۸-۲-۳ سازنده باید روش مونتاژ، دستورالعمل جوشکاری و توالی جوشکاری را طوری انتخاب نماید که قطعهٔ به‌دست‌آمده منطبق بر ضوابط کنترل کیفی قطعه باشد. قبل از شروع جوشکاری، توالی جوشکاری و برنامهٔ کنترل تابیدگی باید جهت اطلاع و اظهارنظر به نمایندهٔ کارفرما تسلیم شود.

۱۰-۴-۸-۲-۴ مسیر پیشرفت جوشکاری یک عضو، باید از نقطه با گیرداری بیشتر به سمت نقطه با آزادی بیشتر باشد.

۱۰-۴-۸-۲-۵ در هنگام مونتاژ، درزهایی که از آن‌ها انتظار جمع‌شدگی بزرگ‌تری می‌رود، باید قبل

از درزهایی که انتظار جمع‌شدگی کمتری از آن‌ها داریم، جوش شوند. جوشکاری این درزها باید تا حد امکان با به‌کارگیری کمترین قیدهای حرکتی کمی انجام شود.

۱۰-۴-۸-۲-۶ در ساخت اعضای ساخته شده از ورق و نیمرخ، قطعه‌سازی باید قبل از مونتاژ انجام شود. یعنی ابتدا باید ورق‌ها مطابق ابعاد داده‌شده در نقشه‌ها سرهم شوند و سپس مونتاژ و جوش عضو انجام شود. اعضا با طول بلند را می‌توان به چند قطعه تقسیم نمود. در هنگام وصله‌کردن قطعات فوق در کارگاه یا کارخانه، جوشکاری بال‌ها و جان باید نسبت به محورهای ضعیف و قوی مقطع، متعادل باشد.

۱۰-۴-۸-۲-۷ در جوشکاری با وجود قیدهای خارجی ممانعت‌کننده از جمع‌شدگی، جوشکاری باید به‌طور پیوسته تا اتمام کل کار یا رسیدن به نقطه‌ای انجام یابد که دارای آزادی حرکت است. در حین جوشکاری نباید اجازه داده شود دمای درز کمتر از دمای مقرر برای پیش‌گرمایش یا دمای بین دفعات عبور شود.

۱۰-۴-۸-۳ رواداری‌های ابعادی

۱۰-۴-۸-۳-۱ برای ستون‌ها و اعضای اصلی خرپا که با استفاده از جوش ساخته می‌شوند، بدون توجه به سطح مقطع عضو، میزان انحراف مجاز در هم‌راستایی عضو (انحراف محور عضو از خط راست) برابر است با:

- برای اعضای با طول کمتر از 9 متر:

$$3\ \text{mm} \times \frac{\text{طول عضو بر حسب متر}}{3}$$

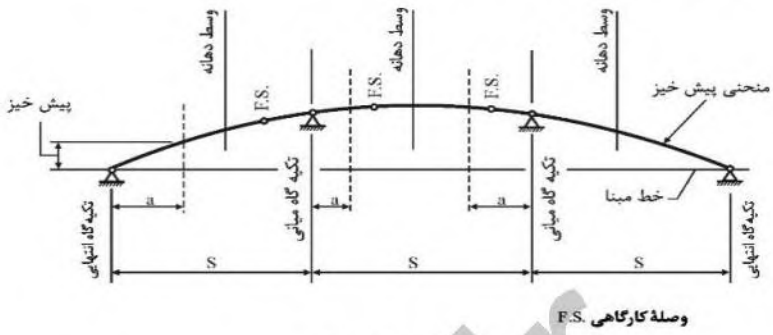
- برای اعضای با طول 9 تا 14 متر مساوی 9 میلی‌متر.
- برای اعضای با طول بزرگ‌تر از 14 متر:

$$9\ \text{mm} + 3\ \text{mm} \times \frac{\left(\text{طول عضو بر حسب متر} - 14\right)}{3}$$

۱۰-۴-۸-۳-۲ برای تیرها و شاه‌تیرهای جوش شده که در آن‌ها پیش‌خیزی در نظر گرفته نشده باشد، بدون توجه به شکل و ابعاد مقطع، میزان انحراف مجاز از راستای مستقیم برابر است با:

$$3\ \text{mm} \times \frac{\text{طول عضو بر حسب متر}}{3}$$

۱۰-۴-۸-۳-۳ برای تیرها و شاه‌تیرها، (مختلط و غیر مختلط)، بدون توجه به شکل و ابعاد مقطع، در پیش‌نصب قطعات عضو در کارخانه، میزان انحراف مجاز از انحنای پیش‌خیز در نظر گرفته‌شده برای عضو (مطابق شکل ۱۰-۴-۱۱) برابر است با:



شکل ۱۰-۴-۱۱: روش اندازه‌گیری پیش‌خیز تیرها

در وسط دهانه: در وسط دهانه میزان انحراف مجاز باید مطابق جدول ۱۰-۴-۱۷ در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۴-۱۷: میزان انحراف مجاز در وسط دهانه

طول دهانه	انحراف مجاز
< 20 m	-0 تا +20 mm
≥ 20 m و ≤ 30 m	-0 تا +30 mm
> 30 m	-0 تا +40 mm

در تکیه‌گاه‌ها: در تکیه‌گاه‌ها میزان انحراف مجاز باید به شرح زیر در نظر گرفته شوند:

± 0 mm برای تکیه‌گاه‌های انتهایی

± 3 mm برای تکیه‌گاه‌های میانی

در نقاط میانی: در نقاط میانی میزان انحراف مجاز باید به شرح زیر در نظر گرفته شوند:

$$-0 \text{ و } +\frac{4a(1-a/s)}{s}\times b$$

که در آن:

a = فاصلهٔ نقطهٔ موردنظر تا نزدیک‌ترین تکیه‌گاه (متر)

s = طول دهانه (متر)

b = 20 میلی‌متر برای دهانه‌های کوچک‌تر از 20 متر،

30 میلی‌متر برای دهانه‌های مساوی یا بزرگ‌تر از 20 متر و کوچک‌تر از 30 متر،

40 میلی‌متر برای دهانه‌های مساوی یا بزرگ‌تر از 30 متر

یادآوری: بدون توجه به چگونگی نمایش پیش‌خیز در نقشه‌ها، علامت (+) نشان‌دهندهٔ بالای منحنی پیش‌خیز و علامت (-) نشان‌دهندهٔ پایین این منحنی است.

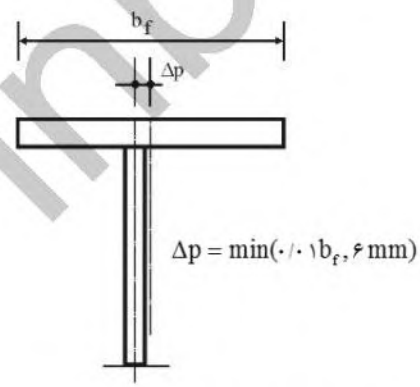
اندازه‌گیری‌های پیش‌خیز باید در حالت بدون بار انجام شود.

۱۰-۴-۸-۳-۴ برای تیرها با انحنای افقی، انحراف مجاز از منحنی مقرر در وسط دهانه برابر است با:

$$\pm 3\ \text{mm} \times \frac{\text{طول عضو بر حسب متر}}{3}$$

مشروط بر اینکه تیر دارای انعطاف‌پذیری جانبی کافی برای اتصال مهاربندی عرضی بدون وارد نمودن آسیب به اعضای سازه‌ای باشد.

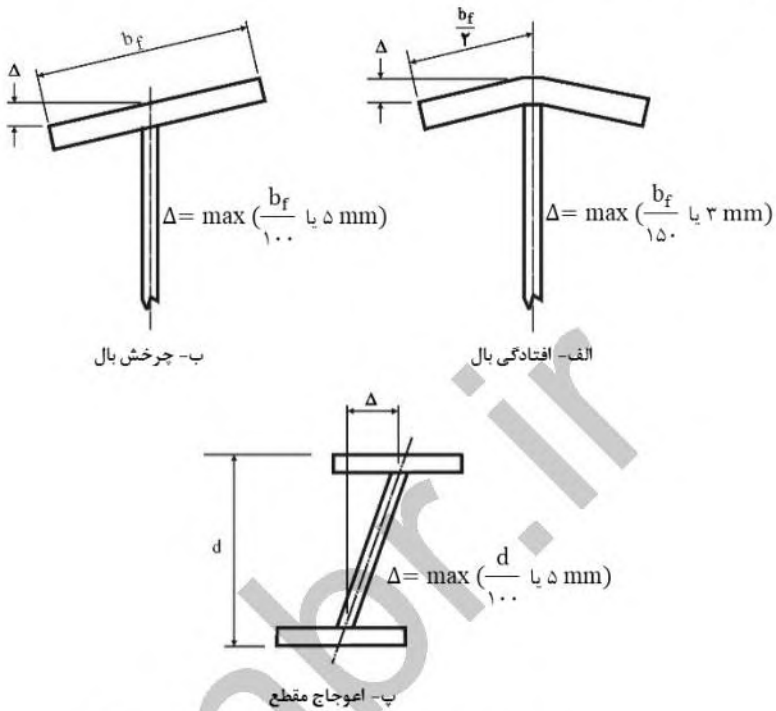
۱۰-۴-۸-۳-۵ برای اعضای ساخته‌شده از ورق (نظیر مقاطع H و I و T)، حداکثر اختلاف بین محور مرکزی جان و محور مرکزی بال در محل‌های تماس، مساوی حداقل $0.01b_f$ یا 6 میلی‌متر است (شکل ۱۰-۴-۱۲).



شکل ۱۰-۴-۱۲: رواداری محل اتصال جان به بال

۱۰-۴-۸-۳-۶ برای تیرها، انحراف مجاز از صفحه‌ای بودن جان تیر مساوی $\frac{d}{150}$ بوده که در آن d ارتفاع تیر است.

۱۰-۴-۸-۳-۷ میزان رواداری چرخشی و افتادگی بال و اعوجاج مقطع در مقاطع ساخته‌شده از ورق مطابق شکل ۱۰-۴-۱۳ است:



شکل ۱۰-۴-۱۳: رواداری‌های انحراف بال

۱۰-۴-۸-۳-۸ برای تیرورق‌های ساخته شده از ورق، رواداری مجاز پهنای بـال مساوی 3± میلی‌متر برای پهنای کوچک‌تر یا مساوی 300 میلی‌متر و 4± میلی‌متر برای پهنای بزرگ‌تر است. رواداری مجاز در ارتفاع کل تیر که در صفحهٔ مرکزی جان اندازه‌گیری می‌شود، مطابق جدول ۱۰-۴-۱۸ است.

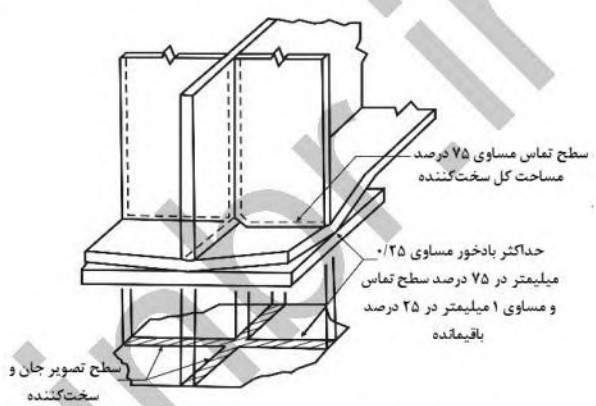
جدول ۱۰-۴-۱۸: رواداری مجاز ارتفاع کل تیرورق

ارتفاع کل تیر (میلی‌متر)	رواداری مجاز (میلی‌متر)
$d \le 900$	±3
$900 < d \le 1800$	±5
$d > 1800$	+8 و -5

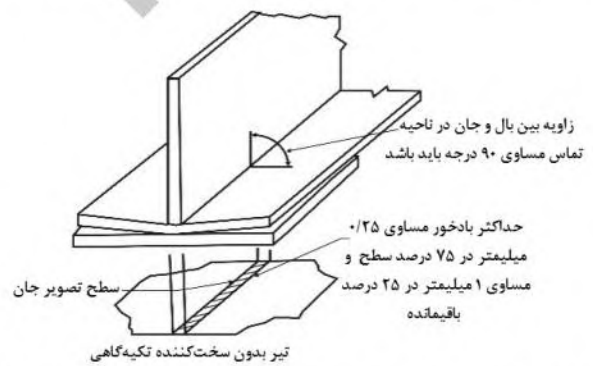
۱۰-۴-۸-۴ رواداری سخت‌کنندهٔ تکیه‌گاهی در محل بارهای متمرکز

انتهای سخت‌کنندهٔ تکیه‌گاهی باید نسبت به جان گونیا و در تماس با بال باشد. حداقل 75 درصد مساحت کل سخت‌کننده باید در تماس با بال باشد.

سطح خارجی بال تیر که بر صفحهٔ نشیمن فولادی تکیه می‌کند، در 75 درصد سطح تصویر جان و سخت‌کننده‌ها باید در تماس با صفحهٔ نشیمن با حداکثر 0.25 میلی‌متر جدایی باشد. در 25 درصد باقی‌مانده حداکثر جدایی 1 میلی‌متر است. درصورتی‌که سخت‌کنندهٔ انتهایی موجود نباشد، حداکثر جدایی در 75 درصد سطح تصویر جان، 0.25 میلی‌متر و مساوی 1 میلی‌متر در 25 درصد سطح باقی‌مانده است. در این حالت زاویهٔ بین بال تحتانی و جان (با حفظ رواداری بند ۱۰-۴-۸-۳-۷) باید 90 درجه باشد. شکل‌های ۱۰-۴-۱۴ و ۱۰-۴-۱۵ رواداری‌های فوق را نشان می‌دهند.



شکل ۱۰-۴-۱۴: رواداری در محل تماس تیر با تکیه‌گاه - تیر با سخت‌کنندهٔ تکیه‌گاهی



شکل ۱۰-۴-۱۵: رواداری در محل تماس تیر با تکیه‌گاه - تیر بدون سخت‌کنندهٔ تکیه‌گاهی

۱۰-۴-۸-۴-۱ هم امتداد بودن سخت‌کننده‌های اتکایی جفت: حداکثر رواداری غیر هم‌راستا بودن سخت‌کننده‌های اتکایی جفت که در طرفین جان عضو قرار دارند، نسبت به یکدیگر مساوی $\pm\frac{t_w}{3}$ است. t_w ضخامت جان عضو است.

۱۰-۴-۸-۴-۲ انحنای داخل و خارج از صفحهٔ لبهٔ سخت‌کننده‌های تکیه‌گاهی و جانمایی آن: میزان حداکثر رواداری در انحنای سخت‌کننده‌های تکیه‌گاهی مطابق جدول ۱۰-۴-۱۹ است:

جدول ۱۰-۴-۱۹: انحنای سخت‌کننده‌های تکیه‌گاهی

رواداری (میلی‌متر)	ارتفاع تیرورق (میلی‌متر)
6	≤ 1800
13	> 1800

حداکثر رواداری انحراف محور مرکزی واقعی سخت‌کننده از محور مرکزی مقرر آن مساوی $\pm\frac{t}{2}$ است. t ضخامت سخت‌کننده است.

۱۰-۴-۸-۵ رواداری سخت‌کننده‌های میانی

۱۰-۴-۸-۵-۱ انحنای داخل و خارج از صفحهٔ لبهٔ سخت‌کننده‌های میانی: میزان حداکثر رواداری در انحنای سخت‌کنندهٔ میانی مطابق جدول ۱۰-۴-۲۰ است:

جدول ۱۰-۴-۲۰: انحنای سخت‌کنندهٔ میانی

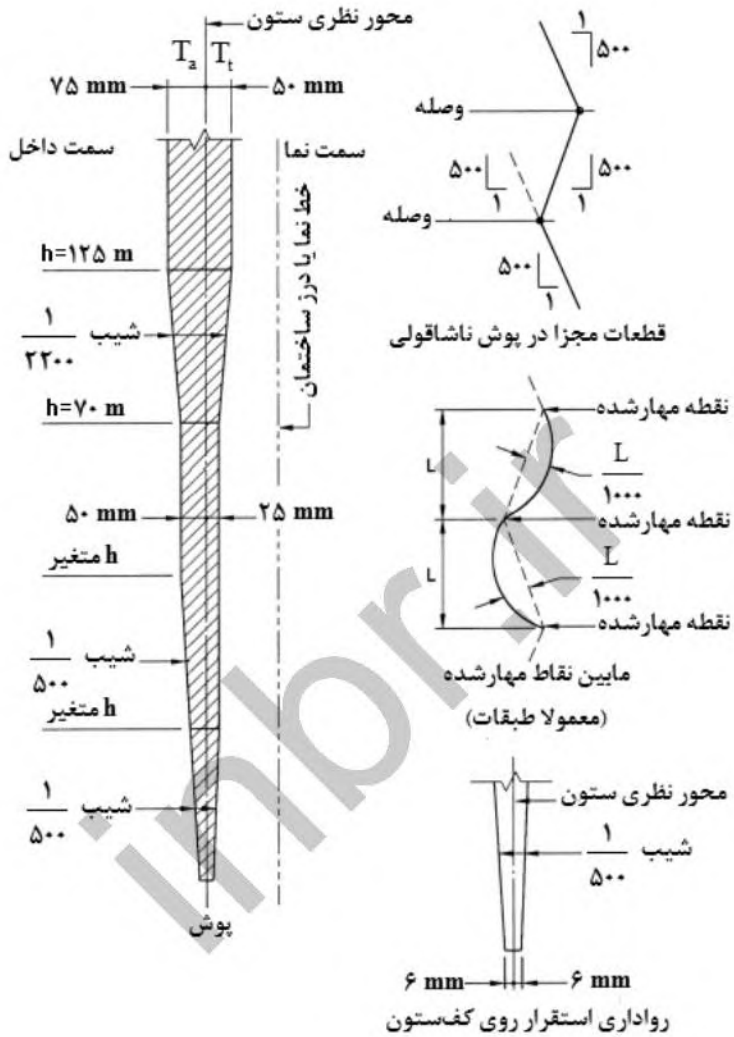
رواداری (میلی‌متر)	ارتفاع تیر (میلی‌متر)
13	≤ 1800
20	> 1800

۱۰-۴-۸-۶ ناشاقولی ستون‌ها

در خصوص کنترل ناشاقولی ستون‌ها رعایت الزامات زیر ضروری است:

الف) حداکثر جابه‌جایی محور ستون از محل مقرر در نقشه‌ها مساوی ± 6 میلی‌متر است.

ب) رواداری ناشاقولی ستون‌های خارجی به سمت نما و تمام ستون‌ها به سمت داخل ساختمان، مطابق شکل ۱۰-۴-۱۶ است. رواداری ناشاقولی ستون‌های مجاور شفت آسانسور مثل ستون‌های خارجی به سمت نما است.



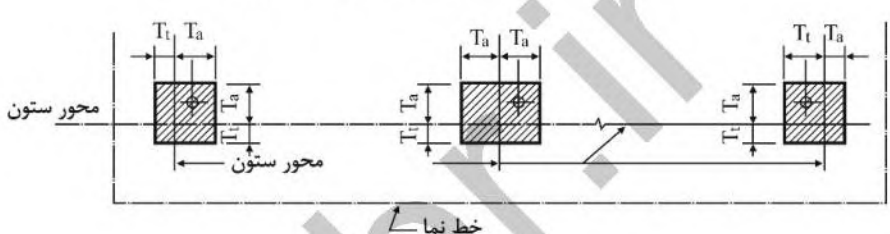
شکل ۱۰-۴-۱۶: پوش ناشاقولی ستون

ت) در شکل ۱۰-۴-۱۷ پوش رواداری ناراستایی ستون‌های محور نمای ساختمان نشان داده شده است.

در مورد ستون‌های داخلی، ناراستایی در محدودهٔ پوش ناشاقولی مجاز است (شکل ۱۰-۴-۱۸).

ث) رواداری ابعادی عرض و ارتفاع مقطع ستون مساوی ± 4 میلی‌متر است.

شکل ۱۰-۴-۱۷: ناراستایی ستون‌های محور خارجی

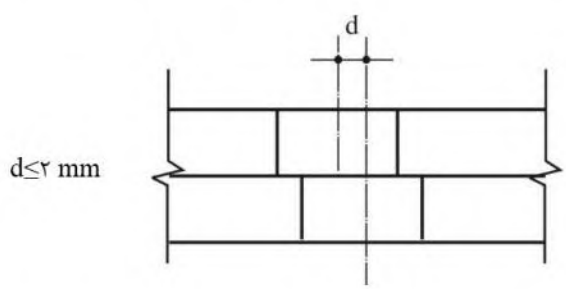


شکل ۱۰-۴-۱۸: ناراستایی ستون‌های داخلی

۱۰-۴-۸-۷ رواداری مرکز سوراخ پیچ‌ها

در خصوص رواداری مرکز سوراخ پیچ‌ها، رعایت الزامات زیر ضروری است:

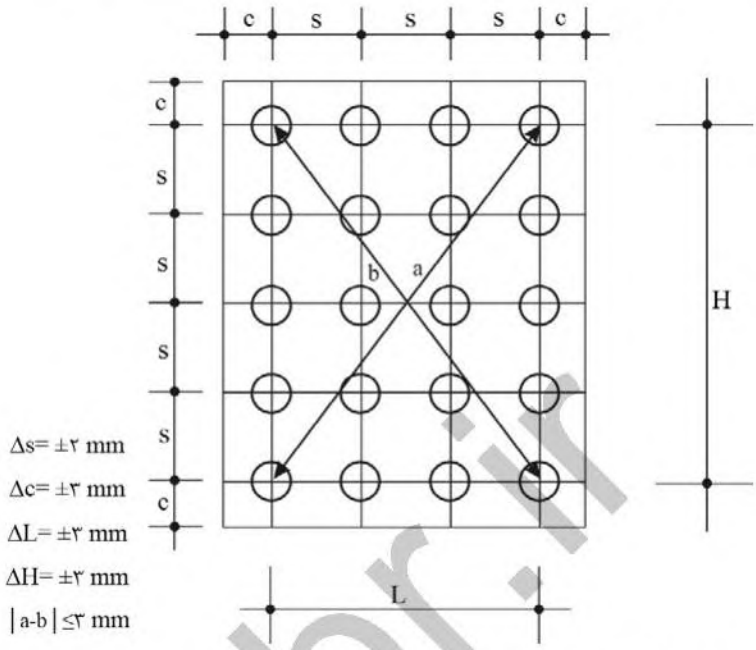
الف) رواداری هم‌محور بودن مرکز سوراخ پیچ‌ها در دو قطعهٔ متصل‌شونده مطابق شکل ۱۰-۴-۱۹ است:



شکل ۱۰-۴-۱۹: هم‌محور بودن مرکز سوراخ پیچ‌ها در دو قطعهٔ متصل‌شونده

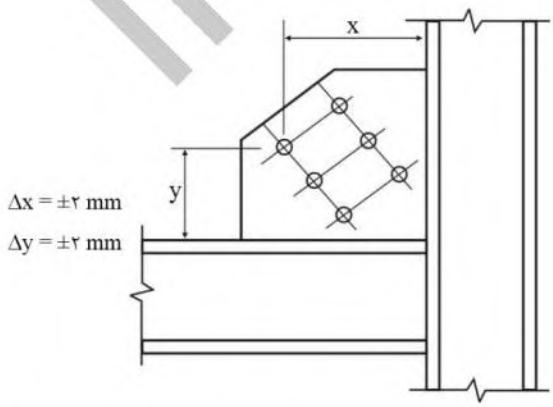
inbr.ir

ب) رواداری فواصل مرکز سوراخ پیچ‌ها نسبت به فواصل مقرر در نقشه‌ها مطابق شکل ۱۰-۴-۲۰ است:



شکل ۱۰-۴-۲۰: رواداری فواصل مرکز سوراخ پیچ‌ها نسبت به فواصل مقرر در نقشه‌ها

پ) رواداری مختصات مرکز سوراخ پیچ‌ها نسبت به مختصات مقرر در نقشه‌ها مطابق شکل ۱۰-۴-۲۱ است:



شکل ۱۰-۴-۲۱: رواداری مختصات سوراخ پیچ‌ها نسبت به مختصات مقرر در نقشه‌ها

۱۰-۴-۹ کنترل کیفیت، تضمین کیفیت و الزامات اجرایی لرزه‌ای

۱۰-۴-۹-۱ کلیات

الزامات این بخش که تحت عنوان الزامات اجرایی لرزه‌ای ارائه می‌شود، باید علاوه بر الزامات عمومی ساخت، نصب و کنترل (الزامات عمومی بخش‌های ۱۰-۴-۱ تا ۱۰-۴-۸)، در اجرای اعضا، اجزا و اتصالات سیستم باربر جانبی لرزه‌ای ساختمان رعایت شود.

۱۰-۴-۹-۲ مدارک تضمین کیفیت (QA)

دستگاه تضمین کیفیت باید مدارک زیر را به نمایندهٔ کارفرما، مقام قانونی مسئول و کارفرما ارائه نماید:

الف) رویه‌های انجام بازرسی مستمر و کنترل عملیات دستگاه تضمین کیفیت شامل موارد زیر:

۱- رویهٔ انتخاب و مدیریت نفرات بازرسی، شامل نحوه آموزش، کسب تجربه و آزمون‌های موردنیاز به‌منظور تأیید صلاحیت نفرات بازرسی

۲- رویهٔ بازرسی دستگاه تضمین کیفیت شامل بازرسی عمومی، کنترل مصالح و بازرسی چشمی جوش

ب) مدارک صلاحیت حرفه‌ای مدیریت و نفرات دستگاه تضمین کیفیت که برای پروژه به کار گرفته می‌شوند.

پ) مدارک سوابق بازرسان و تکنسین‌های آزمایش‌های غیر مخرب (NDT) که در پروژه به کار گرفته می‌شوند.

ت) رویهٔ اجرایی NDT و سوابق واسنجی تجهیزاتی که برای NDT مورداستفاده قرار می‌گیرد.

ث) رویهٔ اجرایی و تجهیزات آزمایش بتن برای ساخت‌وساز مختلط

۱۰-۴-۹-۳ نفرات بازرسی و آزمایش‌های غیر مخرب

علاوه بر ضوابط ارائه‌شده در بندهای ۱۰-۴-۳-۶-۳ و ۱۰-۴-۳-۶-۵، بازرسی چشمی باید توسط بازرس ارشد صورت گیرد و همچنین اشخاصی مجاز به انجام آزمایش‌های غیر مخرب هستند که در پایهٔ 2 یا بالاتر آزمون‌های غیر مخرب ارزیابی شده باشند.

۱۰-۴-۹-۴ وظایف بازرس

نحوه مستندسازی و وظایف بازرس در دستگاه‌های کنترل کیفیت (QC) و تضمین کیفیت (QA) برای اعضاء و اجزای سیستم باربر لرزه‌ای باید مطابق جدول‌های ۱۰-۴-۲۱ تا ۱۰-۴-۳۰ باشد. در این جدول‌ها، علامت‌های O، P و D به شرح زیر است:

الف) مشاهده (O)

بازرس مربوطه باید این موارد را مشاهده و بررسی نماید. این بررسی و مشاهده شامل تمامی موارد نشده و می‌تواند به‌صورت غیرمنظم ولی روزانه انجام شود. به‌هرحال تعداد بازرسی‌ها رافع مسئولیت QA و QC نیست. در این حالت ادامهٔ ساخت موکول به انجام بازرسی نیست.

ب) انجام (P)

این فعالیت‌ها باید برای هر مورد انجام پذیرد و انجام مرحلهٔ بعدی منوط به صدور تأییدیهٔ مرحلهٔ قبل است.

پ) مستندسازی (D)

بازرس باید گزارش‌هایی تهیه نماید که نشان دهد که کار براساس مستندات قرارداد انجام می‌شود. برای ساخت در کارخانه گزارش باید دربردارندهٔ شمارهٔ قطعه بازرسی شده باشد برای کار در کارگاه، گزارش باید شامل محور، طبقه و تراز ارتفاعی بازرسی شده باشد. کارهایی که مطابق قرارداد اجرا نشده یا مطابق قرارداد نبوده ولی به‌صورت رضایت بخشی تعمیر شده است، باید در گزارش بازرسی قید شوند.

۱۰-۴-۹-۵ بازرسی جوش و آزمایش‌های غیر مخرب

بازرسی جوش و آزمایش‌های غیر مخرب باید نیازمندی‌های این بخش را فراهم نماید.

۱) بازرسی چشمی جوش:

بازرسی چشمی جوش باید توسط نفرات در دستگاه کنترل کیفیت (QC) و تضمین کیفیت (QA) انجام شود. حداقل وظایف این دو دستگاه در جداول ۱۰-۴-۲۱ تا ۱۰-۴-۲۳ ارائه شده است.

۲) آزمایش‌های غیر مخرب اتصالات جوشی:

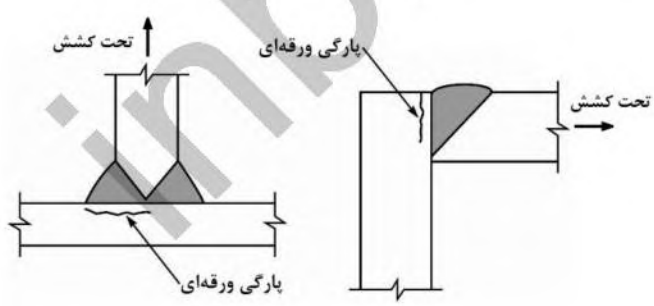
علاوه بر الزامات بخش‌های قبل، آزمایش‌های غیر مخرب جوش باید مطابق ضوابط این بخش انجام شود.

۲-الف) آزمایش‌های غیر مخرب جوش‌های شیاری با نفوذ کامل:

۱۰۰ درصد جوش‌های شیاری با نفوذ کامل که ضخامت فلز پایهٔ آن بیش از 8 میلی‌متر باشد، باید آزمایش پرتونگاری (RT) یا فراصوت (UT) شود. ضوابط پذیرش ناپیوستگی‌های جوش، مطابق ضوابط مندرج در آیین‌نامهٔ جوشکاری ساختمانی ایران (نشریه ۲۲۸) است. علاوه بر آن برای 25 درصد از جوش‌های شیاری با نفوذ کامل اتصال تیر به ستون باید آزمایش ذرات مغناطیسی (MT) انجام شود. کاهش درصد آزمایش‌های فراصوت و ذرات مغناطیسی براساس ضوابط بند ۱۰-۴-۴-۲ مجاز است.

۲-ب) آزمایش‌های غیر مخرب فلز پایه برای پارگی ورقه‌ای و لایه‌ای شدن:

در اتصالات سپری (T شکل) و گوشه (L شکل) مطابق شکل ۱۰-۴-۲۲، درصورتی‌که ضخامت فلز پایه مساوی یا بیش از 40 میلی‌متر و ضخامت قطعهٔ متصل به آن با جوش شیاری با نفوذ کامل مساوی یا بیش از 20 میلی‌متر باشد، باید آزمایش فراصوت جهت تشخیص لایه‌ای شدن فلز پایه، در پشت و مجاورت خط امتزاج جوش انجام شود. هرگونه ناپیوستگی به فاصلهٔ $\frac{t}{4}$ از سطح فولاد باید مطابق ضوابط مندرج در آیین‌نامهٔ جوشکاری ساختمانی ایران (نشریهٔ ۲۲۸) پذیرفته یا مردود شود. t ضخامت فلز پایه است.



شکل ۱۰-۴-۲۲: پارگی ورقه‌ای و لایه‌ای شدن

۲-پ) آزمایش‌های غیر مخرب سوراخ‌های دسترسی و لبه‌های برش‌دادهٔ تیر در محل اتصال:

زمانی که ضخامت بال مقطع در مقاطع نوردشده و ضخامت جان مقطع در مقاطع ساخته‌شده از ورق مساوی 40 میلی‌متر یا بیشتر شود، لبه‌های برش‌داده شده تیرها و سوراخ‌های دسترسی در محل اتصال ایجادشده با برش حرارتی، باید تحت آزمایش ذرات مغناطیسی (MT) یا مواد نافذ (PT) قرار گیرند.

جدول ۱۰-۴-۲۱: بازرسی قبل از جوشکاری

ردیف	شرح فعالیت	QC		QA	
		مستند سازی	فعالیت	مستند سازی	فعالیت
۱	قابل‌شناسایی بودن مواد و مصالح (نوع و رده)	-	O	-	O
۲	سیستم شناسایی جوشکاران (علامت‌گذاری بند جوش)	-	O	-	O
۳	کنترل آماده‌سازی درز جوش شیاری: • آماده‌سازی اتصال • هندسه (هم‌راستایی، فاصلهٔ ریشه، عمق ریشه، پخ) • تمیزی درز جوش • وضعیت خال‌جوش کاری (کیفیت و محل خال‌جوش) • نوع پشت‌بند و مونتاژ آن	-	P	-	P/O*
۴	کنترل شکل و پرداخت سوراخ دسترسی	-	P	-	O
۵	کنترل آماده‌سازی درز جوش گوشه: • هندسه (فاصلهٔ ریشه، راستا، ...) • تمیزی درز جوش • وضعیت خال‌جوش کاری (کیفیت و محل خال‌جوش)	-	P/O*	-	P/O*

* پس از انجام بازرسی برای 10 جوش اجراشده توسط یک جوشکار مشخص، که طی آن جوشکار نشان دهد که الزامات را درک کرده و توانایی‌ها و ابزار لازم برای بررسی این موارد را دارا است، فعالیت بازرس به مشاهده تقلیل یافته و انجام بازرسی این موارد باید توسط جوشکار صورت گیرد. اگر بازرس تشخیص دهد که جوشکار انجام این وظایف را متوقف کرده است، فعالیت بازرسی تا زمانی که بازرس از انجام این وظایف توسط جوشکار اطمینان یابد، باید توسط خود بازرس انجام شود.

inbr.ir

جدول ۱۰-۴-۲۲: بازرسی حین جوشکاری

ردیف	شرح فعالیت	QC		QA	
		مستند سازی	فعالیت	مستند سازی	فعالیت
۱	پیروی از دستورالعمل رویهٔ جوشکاری (WPS): • تنظیم تجهیزات جوشکاری • سرعت جوشکاری • انتخاب الکترود و سیم جوش • نوع و دبی گاز محافظ • پیش‌گرمایش و دمای بین دو عبور • وضعیت جوشکاری (F، H ،V ،OH) • عدم استفاده از الکترودهای با جنس متفاوت در یک درز، مگر اینکه در مشخصات فنی خصوصی طرح اجازه داده شده باشد.	-	O	-	O
۲	استفاده از جوشکارهای صلاحیت‌دار	-	O	-	O
۳	کنترل شرایط نگهداری و جابجایی الکترود: • بسته‌بندی • زمان در معرض هوا بودن	-	O	-	O
۴	شرایط محیطی: • محدودیت سرعت باد • بارش و دما	-	O	-	O
۵	تکنیک‌های جوشکاری: • تمیزکاری بین دو عبور و عبور نهایی • هندسه جوش هر عبور • بازرسی کیفیت چشمی هر عبور	-	O	-	O
۶	عدم جوشکاری روی ترک‌های خال‌جوش	-	O	-	O

inbr.ir

جدول۱۰-۴-۲۳: بازرسی بعد از جوشکاری

ردیف	شرح فعالیت	QC		QA	
		مستند سازی	فعالیت	مستند سازی	فعالیت
۱	کنترل تمیزکاری جوش	-	O	-	O
۲	کنترل هندسه جوش (بعد، طول و محل جوش)	-	P	-	P
۳	بازرسی چشمی جوش • ممانعت از ترک • امتزاج جوش با فلز پایه و عبورهای قبل • چاله جوش • هندسه مقطع جوش • بریدگی کنار جوش • تخلخل	D	P	D	P
۴	ناحیهٔ k *	D	P	D	P
۵	اجرای جوش تقویتی یا محدب یا مسطح کردن سطح جوش گوشه (در صورت نیاز)	D	P	D	P
۶	کنترل برداشتن پشت‌بند و ناودان جوش و اجرای جوش گوشه (در صورت نیاز)	D	P	D	P
۷	کنترل جوش تعمیری	-	P	D	P

* هنگام جوشکاری ورق‌های مضاعف، ورق‌های پیوستگی و سخت‌کننده‌ها، بازرسی چشمی برای کشف ترک در ناحیه k ورق جان تا فاصله 75 میلی‌متر بالا و پایین جوش انجام شود. بازرسی چشمی نباید زودتر از 48 ساعت بعد از تکمیل عملیات جوشکاری انجام شود.

۱۰-۴-۹-۶ بازرسی پیچ‌های پرمقاومت

بازرسی پیچ باید توسط نفرات دو دستگاه کنترل کیفیت (QC) و تضمین کیفیت (QA) انجام شود. شرح حداقل فعالیت‌ها در جدول‌های ۱۰-۴-۲۴ تا ۱۰-۴-۲۶ ارائه شده است.

جدول ۱۰-۴-۲۴: بازرسی قبل از پیچکاری

ردیف	شرح فعالیت	QC		QA	
		مستند سازی	فعالیت	مستند سازی	فعالیت
۱	بررسی تطابق پیچ و مهره با جزئیات اتصال	-	O	-	O
۲	بررسی روش و دستورالعمل پیچکاری انتخابی برای جزئیات اتصال	-	O	-	O
۳	بررسی اجزای اتصال شامل سطوح تماس اتصال و نحوه آماده‌سازی سوراخ‌ها و ...	-	O	-	O
۴	انجام آزمون‌های صحت‌سنجی پیش‌نصب که به‌وسیلهٔ نفرات نصاب انجام می‌شود و مشاهده و مستندسازی روش‌های به‌کاررفته برای نصب و پیش‌تنیدگی پیچ‌ها	D	P	D	O
۵	بازرسی محل انبار و نحوهٔ نگهداری پیچ‌ها، مهره‌ها و واشرها و سایر اجزای اتصال	-	O	-	O

جدول ۱۰-۴-۲۵: بازرسی حین پیچکاری

ردیف	شرح فعالیت	QC		QA	
		مستند سازی	فعالیت	مستند سازی	فعالیت
۱	اطمینان از وجود پیچ‌ها در همهٔ سوراخ‌ها و تعبیه واشرها	-	O	-	O
۲	اطمینان از شرایط سفتی اولیه قبل از پیش‌تنیده سازی	-	O	-	O
۳	اطمینان از عدم چرخش پیچ و مهره با هم	-	O	-	O
۴	اطمینان از سفت کردن و پیش‌تنیده کردن همهٔ پیچ‌ها و رعایت ترتیب، به‌نحوی‌که از نقاط صلب‌تر به سمت نقاط آزادتر شروع به پیش‌تنیده سازی شود.	D	P	D	O

جدول ۱۰-۴-۲۶: بازرسی پس از پیچکاری

ردیف	شرح فعالیت	QC		QA	
		مستند سازی	فعالیت	مستند سازی	فعالیت
۱	تهیهٔ گزارش رد یا تأیید اتصال پیچی	D	P	D	P

inbr.ir

۱۰-۴-۹-۷ بازرسی‌های تکمیلی

این بازرسی‌ها باید توسط دستگاه کنترل کیفی (QC) و تضمین کیفیت (QA) انجام شود. شرح فعالیت‌ها در جدول ۱۰-۴-۲۷ ارائه شده است.

نواحی حفاظت‌شده باید بعد از تکمیل کارگروه‌های تأسیسات مکانیکی، الکتریکی، نصب دیوارهای داخلی و نما مجدداً بازرسی شوند.

جدول ۱۰-۴-۲۷: بازرسی‌های تکمیلی

ردیف	شرح فعالیت	QC		QA	
		مستند سازی	فعالیت	مستند سازی	فعالیت
۱	الزامات اتصال تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS): • بازرسی ظاهر بیرونی و سطح تمام‌شده • رواداری‌های ابعادی	D	P	D	P
۲	ناحیهٔ حفاظت‌شده: • کنترل عدم وجود سوراخ و ملحقات غیر موجود در طرح	D	P	D	P

۱۰-۴-۹-۸ بازرسی اعضای سازه‌ای مختلط

بازرسی اعضای سازه‌ای مختلط باید الزامات این بخش را فراهم نماید. بازرسی‌ها باید توسط نفرات دستگاه کنترل کیفیت (QC) و تضمین کیفیت (QA) انجام شود.

بازرسی قسمت فولادی اعضای سازه‌ای مختلط باید مطابق با الزامات مطرح‌شده در این بخش باشد و بازرسی‌های مربوط به قسمت بتنی نیز باید با الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان مطابقت داده شود.

inbr.ir

جدول ۱۰-۴-۲۸: بازرسی اعضای سازه‌ای مختلط قبل از بتن‌ریزی

ردیف	شرح فعالیت	QC		QA	
		مستند سازی	فعالیت	مستند سازی	فعالیت
۱	بازرسی انتخاب نوع و ردهٔ میلگرد	-	O	-	O
۲	بازرسی الزامات پذیرش میلگردها	-	O	-	O
۳	بازرسی انتخاب اندازه و فاصلهٔ میلگردها	-	O	-	O
۴	کنترل عدم خم مجدد میلگردها	-	O	-	O
۵	کنترل استحکام، پایداری و نگهداری میلگردها	-	O	-	O
۶	کنترل تأمین فواصل آزاد میلگردها و پوشش لازم	-	O	-	O
۷	کنترل ابعادی اعضای مختلط	-	O	-	O

جدول ۱۰-۴-۲۹: بازرسی اعضای سازه‌ای مختلط حین بتن‌ریزی

ردیف	شرح فعالیت	QC		QA	
		مستند سازی	فعالیت	مستند سازی	فعالیت
۱	شناسایی مشخصات مصالح بتن (طرح اختلاط، مقاومت فشاری، حداکثر اندازه سنگ‌دانه‌ها، حداکثر اسلامپ)	D	O	D	O
۲	بازرسی محدودیت افزودنی‌های روان‌کننده و محل اختلاط آن‌ها (مخلوط‌کن یا پمپ)	D	O	D	O
۳	بازرسی محدودیت ارتفاع بتن‌ریزی به‌منظور جلوگیری از جداشدگی	-	O	-	O

جدول۱۰-۴-۳۰: بازرسی اعضای سازه‌ای مختلط بعد از بتن‌ریزی

ردیف	شرح فعالیت	QC		QA	
		مستند سازی	فعالیت	مستند سازی	فعالیت
۱	بازرسی رسیدن به حداقل مقاومت فشاری در سن‌های مشخص‌شده	D	-	D	-

inbr.ir

۱۰-۴-۹-۹ الزامات اجرایی جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

علاوه بر الزامات بندهای ۱۰-۴-۴، الزامات اضافی اجرایی جوش‌های بحرانی لرزه‌ای به شرح زیر هستند.

۱۰-۴-۹-۹-۱ الزامات مربوط به دستورالعمل‌های رویهٔ جوشکاری (WPS)

الف) مشخصات سازندهٔ الکترود و نام تجاری آن مشخص باشد.

ب) محدودیت‌های حرارت ورودی برای جوش‌های بحرانی لرزه‌ای مطابق آیین‌نامه‌های معتبر[۲۰] رعایت شود.

پ) روش‌های مجاز جوشکاری شامل SMAW, SAW, FCAW و روش GMAW است.

ت) الکترود مورداستفاده در جوش‌های بحرانی لرزه‌ای باید از ردهٔ E70، E80 و E90 باشند. خواص مکانیکی الکترودهای مورداستفاده در این نوع جوش‌ها باید مطابق جدول ۱۰-۴-۳۱ باشد.

جدول ۱۰-۴-۳۱: خواص مکانیکی الکترود جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

مشخصات مصالح	نوع الکترود		
	E70	E80	E90
تنش تسلیم مشخصه (F_y) برحسب MPa	400	470	540
حداقل تنش کششی نهایی (F_u) برحسب MPa	490	550	620
ازدیاد طول (%)	22	19	17
طاقت نمونهٔ شیارداده‌شده شارپی استاندارد فلز جوش- CVN	حداقل 54 ژول در دمای 20 °C	حداقل 54 ژول در دمای 20 °C	حداقل 54 ژول در دمای 10 °C

ث) سطح هیدروژن الکترودهای جوشکاری و ترکیب پودر- الکترود باید حداقل H16 و مطابق الزامات آیین‌نامه‌های معتبر باشد.

ج) حداکثر دمای بین عبورهای الکترود از یک نقطه مساوی 300 درجه سلسیوس است که باید در فاصلهٔ 25 تا 75 میلی‌متری درز جوش اندازه‌گیری شود.

[۲۰] به طور مثال آیین‌نامهٔ AWS D1.8/D1.8M

۱۰-۴-۹-۹-۱ الزامات اجرایی و بازرسی

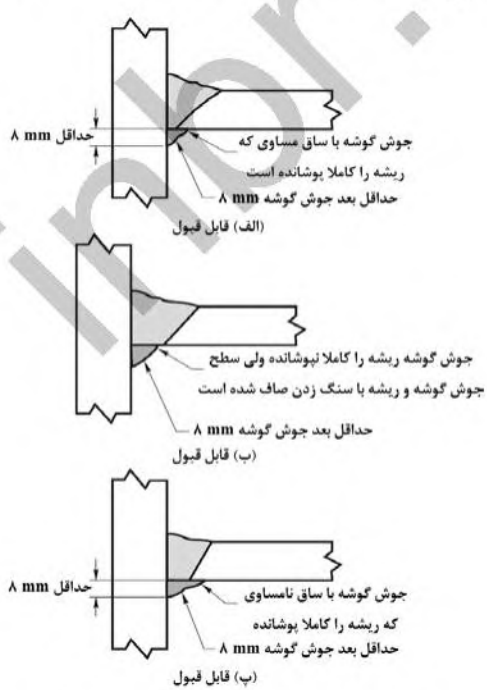
الف) تشخیص صلاحیت جوشکاران برای جوش‌های بحرانی لرزه‌ای که جهت جوشکاری بال پایین تیر به ستون از طریق سوراخ دسترسی انجام می‌شود باید مطابق آیین‌نامه‌های معتبر انجام پذیرد.

ب) همهٔ جوشکاران باید دارای کدهای شناسایی باشند.

پ) جوشکاری تحت حفاظت گاز نباید در معرض باد با سرعت بیش از 5 کیلومتر بر ساعت انجام پذیرد.

ت) در جوش‌های شیاری با نفوذ کامل در صورت عدم استفاده از پشت‌بند، باید ریشهٔ جوش تا فلز سالم از پشت شیارزنی و با فلز جوش پر شود. بریدگی‌های ناشی از جوشکاری باید اصلاح شوند.

ث) در صورت نیاز به جوش‌های گوشه تقویتی در محل برداشتن پشت‌بند، حداقل بعد آن باید 8 میلی‌متر باشد. ساق مجاور بال تیر باید به نحوی باشد که پنجه جوش بر روی فلز پایه قرار گیرد. درصورتی‌که سطح جوش گوشه تقویتی و فلز پایه به‌وسیله سنگ‌زدن صاف شده باشد، نیازی به امتداد دادن جوش گوشه تا فلز پایه نیست (شکل ۱۰-۴-۲۳).



شکل ۱۰-۴-۲۳: جزئیات پذیرش جوش گوشه تقویتی

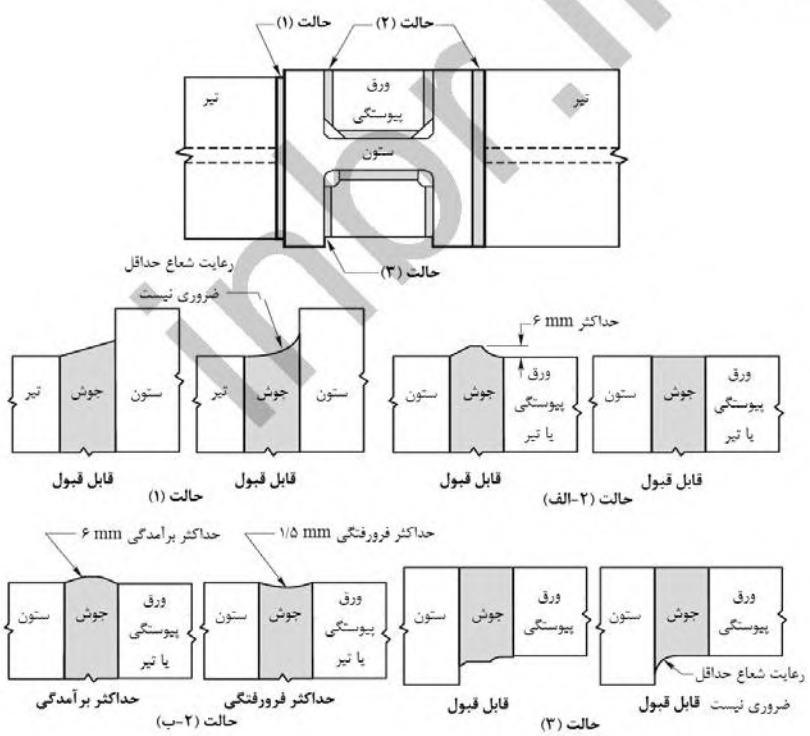
ج) جهت جوشکاری پشت‌بند فولادی دائمی به ستون، حداقل بعد جوش گوشه باید 8 میلی‌متر باشد.

چ) پشت‌بند فولادی دائمی در درزهای بین بال تیر و بال ستون، نباید به بال تیر جوش یا خال‌جوش شود.

ح) ورق‌های گوشواره‌ای (ناودان‌های انتهای جوش) باید حداقل به‌اندازهٔ 25 میلی‌متر یا ضخامت قطعه (هرکدام بزرگ‌تر بود)، از لبهٔ درز امتداد داشته باشند و نیازی نیست که بلندتر از 50 میلی‌متر باشند.

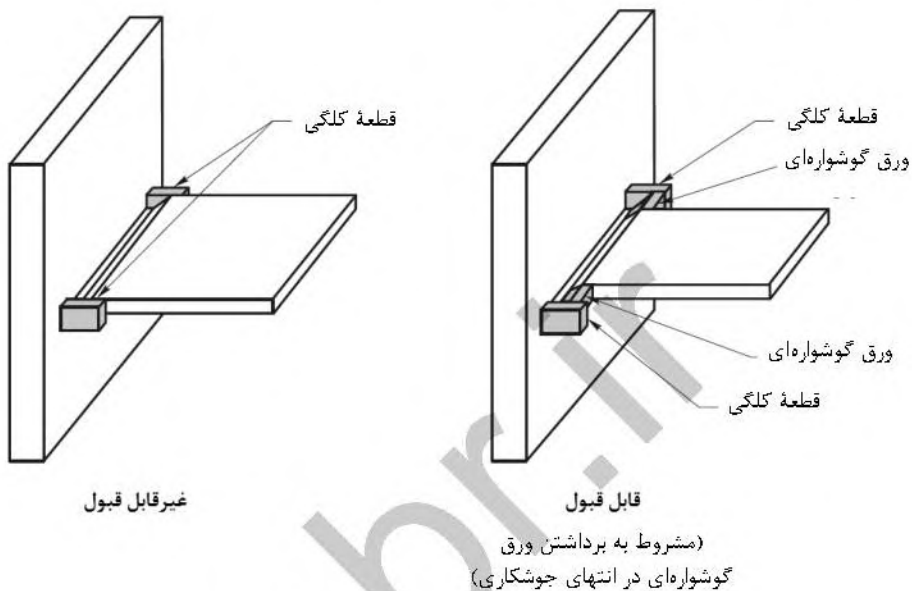
خ) در ناحیهٔ حفاظت‌شده، خال‌جوش‌های متصل‌کنندهٔ ورق گوشواره‌ای (ناودان انتهای جوش) باید داخل درز جوش اجرا شوند.

د) پس از برداشتن ورق گوشواره‌ای (ناودان انتهای جوش)، حداکثر ناهمواری سطح بال اعضای متصل‌شونده تا 13 میکرومتر قابل‌قبول است (شکل ۱۰-۴-۲۴).



شکل ۱۰-۴-۲۴: وضعیت‌های قابل‌قبول برداشتن ورق گوشواره‌ای (ناودان انتهای جوش)

ذ) قطعهٔ کلگی انتهایی[۲۱] مطابق شکل ۱۰-۴-۲۵ نباید به‌صورت مستقیم در انتهای درز جوش شیاری قرار گیرد؛ مگر اینکه پس از ورق گوشواره‌ای (ناودان جوش) نصب شده و در پایان جوشکاری به همراه ورق گوشواره‌ای برداشته شود.



شکل ۱۰-۴-۲۵: شرایط پذیرش قطعهٔ کلگی

ر) در جوشکاری جوش شیاری با نفوذ کامل اتصال بال پایین تیر به بال ستون با استفاده از سوراخ دسترسی جوش، باید موارد زیر رعایت شود:

۱) توقف جوشکاری درست در زیر جان تیر اتفاق نیفتد.

۲) قبل از شروع عبورهای بعدی، جوشکاری هر عبور باید در کل عرض بال تکمیل شده باشد.

۳) محل وقفه‌های جوشکاری هر عبور در مقایسه با وقفه‌های عبور قبل از آن باید در سمت مخالف نسبت به جان تیر باشد.

ز) الزامات عنوان‌شده در جدول ۱۰-۴-۳۲ در خصوص برداشتن ورق گوشواره‌ای (ناودان انتهای جوش) و پشت‌بند باید رعایت شود.

---

[۲۱] End Dam

جدول ۱۰-۴-۳۲: الزامات برداشتن پشت‌بند و ورق گوشواره‌ای (ناودان انتهای جوش)

	ناودان انتهای جوش	پشت‌بند
قاب‌های خمشی		
اتصال بال فوقانی تیر به بال ستون	برداشته شود	باقی بماند و با جوش گوشه به ستون (نه به تیر) جوش داده شود
اتصال بال تحتانی تیر به بال ستون	برداشته شود	برداشته شود
ورق‌های پیوستگی	توصیه می‌شود در گوشهٔ اتصال بال به جان ستون (نزدیک ناحیهٔ k) استفاده نشود. در صورت استفاده باقی بماند	باقی بماند و با جوش گوشه به ستون جوش داده شود
	نزدیک لبهٔ بال ستون برداشته شود	
قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرا		
همهٔ اتصالات مهاربندها	باقی بماند	باقی بماند
قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا		
اتصال تیر پیوند به ستون	برداشته شود	مانند قاب‌های خمشی
اتصال مهاربندها به تیر پیوند	برداشته شود	برداشته شود
سایر اتصالات مهاربندها	باقی بماند	باقی بماند
وصله ستون‌ها (در قاب‌های خمشی و مهاربندی‌شدهٔ همگرا و واگرا)		
وصله ستون‌ها	برداشته شود	باقی بماند

ژ) ایجاد ملحقات جوشی از جمله جوش گل‌میخ‌ها و بست‌های نگهدارنده و سایر موارد در ناحیهٔ حفاظت‌شده ممنوع است.

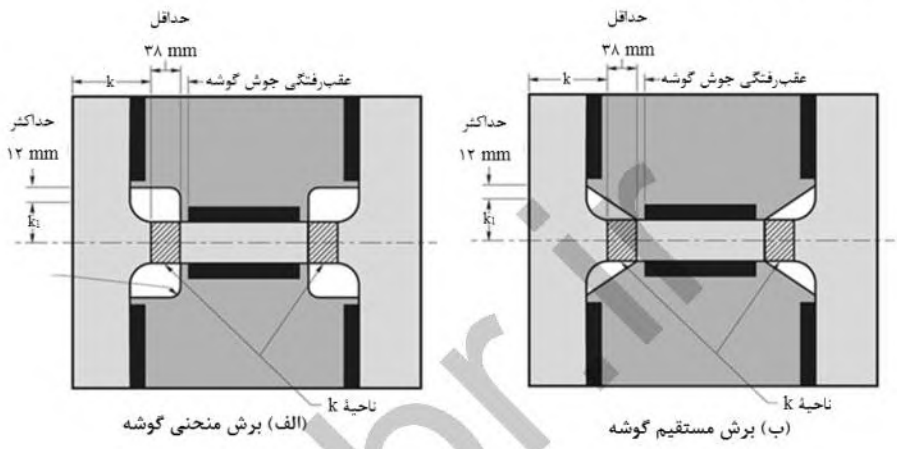
س) بریدگی‌ها و زخم‌ها در ناحیهٔ حفاظت‌شده باید با شیب 1 به 5 در امتداد موازی محور عضو و 1 به 2.5 در امتداد عمود بر آن سنگ‌زنی و اصلاح شود.

ش) پیش‌گرمایش برای تمام خال جوشکاری‌ها باید مطابق دستورالعمل جوشکاری (WPS) باشد.

ص) در ناحیهٔ حفاظت‌شده هیچ‌گونه خال‌جوش خارج از درز جوش مجاز نیست و خال‌جوش‌های اشتباه باید با سنگ‌زنی برداشته شوند.

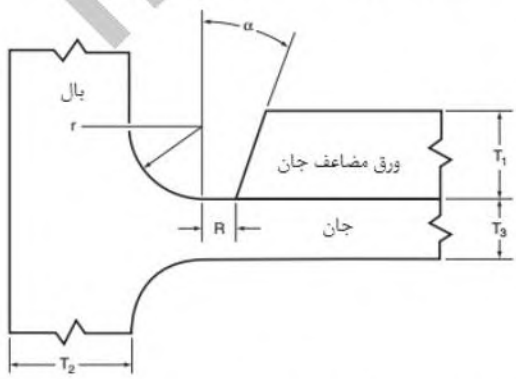
ض) اگر محل برداشته‌شدن ورق گوشواره‌ای (ناودان انتهای جوش) با جوشکاری اضافی اصلاح شده باشد، سلامت ناحیهٔ اصلاح‌شده و مجاورت آن باید با آزمایش MT کنترل شود.

ط) جوشکاری خارج ناحیهٔ K در محل اتصال ورق پیوستگی به جان ستون باید مطابق شکل‌های ۱۰-۴-۲۴-الف و ب انجام پذیرد و پس از 48 ساعت از اتمام جوشکاری تا محدودهٔ 75 میلی‌متری، آزمایش MT شود.



شکل ۱۰-۴-۲۶: جوشکاری خارج ناحیهٔ k در محل اتصال ورق پیوستگی

ظ) برای جزئیات اتصال ورق مضاعف جان به مقاطع نوردشده باید از شکل ۱۰-۴-۲۷ و جدول ۱۰-۴-۳۳ در دستورالعمل جوشکاری استفاده شود.



شکل ۱۰-۴-۲۷: جزئیات اتصال ورق مضاعف جان به مقاطع نوردشده

جدول ۱۰-۴-۳۳: جزئیات اتصال ورق مضاعف جان به مقاطع نوردشده

فرآیند جوشکاری	مشخصهٔ اتصال	ضخامت فلز پایه (U = نامحدود)			آماده‌سازی درز			وضعیت مجاز جوشکاری
		T_1	T_2	T_3	شکاف ریشه شعاع نورد زاویهٔ شیار	رواداری‌ها در طراحی	رواداری‌ها در مونتاژ	
SMAW	Dblr	U	U	U	R=0 r = مطابق نورد مقطع α=20°	+1.5 mm ,-0 - +10°, -0°	±6 mm مطابق نورد +10°, -5°	F
GMAW FCAW	Dblr-GF	U	U	U	R=0 r = مطابق نورد مقطع α=30°	+1.5 mm ,-0 - +10°, -0°	±6 mm مطابق نورد +10°, -5°	F
SAW	Dblr-S	U	U	U	R=0 r = مطابق نورد مقطع α=30°	+1.5 mm ,-0 - +10°, -0°	±6 mm مطابق نورد +10°, -5°	F

F = وضعیت تخت

SMAW = جوش دستی با الکترود روکش‌دار

SAW = جوش زیر پودری

GMAW = جوش تحت حفاظت گاز

FCAW = جوش تحت حفاظت گاز با الکترود تو پودری

Dblr = ورق مضاعف با جوش دستی

Dblr-GF = ورق مضاعف با جوش تحت حفاظت گاز

Dblr-S = ورق مضاعف با جوش زیرپودری

inbr.ir

inbr.ir

پیوست ۱

فهرست استانداردهای معتبر

مصالح سازه‌های فولادی مورد تائید

این مبحث

مصالح قابل به‌کارگیری در سازه‌های فولادی شامل نیمرخ‌ها، ورق‌ها، پیچ و مهره‌ها، الکترودها، گل‌میخ‌ها و مصالح مصرفی جوشکاری باید با استانداردهای معتبر این پیوست انطباق داشته باشند. صدور گواهی‌نامهٔ معتبر انطباق با استاندارد، توسط کارخانهٔ سازنده یا فروشنده رسمی مصالح ضروری است. در صورتی گواهینامهٔ انطباق محصول نه با یکی از استانداردهای معرفی‌شده در این پیوست، بلکه با سایر استانداردهای معتبر صادر گردد، می‌توان با انجام آزمون‌های معادل‌سازی، آن محصول را با یکی از استانداردهای معرفی‌شده در این پیوست انطباق داد. نحوهٔ معادل‌سازی در بخش ۱۰-۴-۲ معرفی شده است.

inbr.ir

۱۰-پ۱-۱ استانداردهای فولاد سازه‌ای معتبر مورد تأیید

۱۰-پ۱-۱-الف استانداردهای موسسهٔ استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران

۱۶۰۰ (۱۳۷۲) : فولادهای ساختمانی- اصول کلی

۱۴۲۶۲-۱ (۱۳۹۱) : فولادهای سازه‌ای گرم نوردیده- قسمت ۱- شرایط عمومی فنی تحویل

۱۴۲۶۲-۲ (۱۳۹۱) : فولادهای سازه‌ای گرم نوردیده- قسمت ۲- شرایط فنی تحویل فولادهای سازه‌ای غیر آلیاژی

۱۴۲۶۲-۳ (۱۳۹۱) : فولادهای سازه‌ای گرم نوردیده- قسمت ۳- شرایط فنی تحویل فولادهای سازه‌ای نرماله جوش‌پذیر ریزدانه

۱۴۲۶۲-۴ (۱۳۹۱) : فولادهای سازه‌ای گرم نوردیده- قسمت ۴- شرایط تحویل فولادهای سازه‌ای ریزدانه جوش‌پذیر/ نورد ترمودینامیکی

۱۴۲۶۲-۵ (۱۳۹۱) : فولادهای سازه‌ای گرم نوردیده- قسمت ۵- شرایط عمومی تحویل فولادهای سازه‌ای با مقاومت به خوردگی اتمسفر بهبودیافته

۱۴۲۶۲-۶ (۱۳۹۱) : فولادهای سازه‌ای گرم نوردیده- شرایط عمومی تحویل فولادهای سازه‌ای تخت دارای استحکام تسلیم بالا

۱۴۲۷۵ (۱۳۹۰) : فولادهای سازه‌ای گرم نوردیده تخت- رواداری ابعاد و شکل- صفحات با ضخامت بیش از ۳ میلی‌متر

۱۴۲۷۶ (۱۳۹۰) : فولادهای سازه‌ای گرم نوردیده تخت عریض- رواداری ابعاد و شکل

۱۳۹۶۸-۱ (۱۳۸۹) : نبشی‌های گرم نوردیده – نبشی‌های بال مساوی، ویژگی‌ها و روش آزمون

۱۳۹۶۸-۲ (۱۳۸۹) : نبشی‌های گرم نوردیده – نبشی‌های بال نامساوی، ویژگی‌ها و روش آزمون

۱۷۹۱(۱۳۹۴) : تیرآهن نوردیده بال نیم پهن موازی I2- ویژگی‌ها و روش آزمون

۳۲۷۷(۱۳۹۴) : تیرآهن نوردیده بال باریک شیب‌دار I1- ویژگی‌ها و روش آزمون

۳۶۹۴ (۱۳۹۴) : ورق فولادی گرم نوردیده با کیفیت ساختمانی

۵۷۲۲ (۱۳۹۴) : انواع ورق فولادی سرد نوردیده با کیفیت ساختمانی

۳۱۳۲ (۱۳۹۲) : میلگردهای گرم نوردیده برای تسلیح بتن- ویژگی‌ها و روش آزمون

۱۲۰۶۵ (۱۳۸۸) : فولادهای ساختمانی – فولادهای ساختمانی برای ساختمان با مقاومت به زلزله بهبودیافته – شرایط فنی تحویل

۲۲۴۴۰ (۱۳۹۶) مشخصه‌های در امتداد ضخامت محصولات فولادی

inor.ir

۱۰-پ۱-۱-ب استانداردهای اتحادیه اروپا (EN)

EN 10021 (2006) : شرایط عمومی تحویل محصولات فولادی

EN 10025-1 (2011) : محصولات گرم نوردیده از فولاد سازه‌ای- شرایط عمومی تحویل فنی

EN 10025-2 (2011) : محصولات گرم نوردیده از فولاد سازه‌ای- شرایط تحویل فنی فولاد سازه‌ای غیر آلیاژی

EN 10025-3 (2011) : محصولات گرم نوردیده از فولاد سازه‌ای- شرایط تحویل فنی فولاد نرمالیزه سازه‌ای ریزدانه جوش‌پذیر

EN 10025-4 (2011) : محصولات گرم نوردیده از فولاد سازه‌ای- شرایط تحویل فنی فولاد نوردیده شده ترمومکانیکی ریزدانه جوش‌پذیر

EN 10025-5 (2011) : محصولات گرم نوردیده از فولاد سازه‌ای- شرایط تحویل فنی فولاد سازه‌ای با مقاومت بهبودیافته در برابر خوردگی اتمسفری

EN 10025-6 (2011) : محصولات گرم نوردیده از فولاد سازه‌ای- شرایط تحویل فنی تحت فولادهای سازه‌ای پر مقاومت آب‌دیده نرم شده

EN 10027-1 (2005) : مشخصات سازه فولادها- بخش ۱ شیوه نام‌گذاری فولادها

EN 10029 (1991) : ورق‌های فولادی گرم نوردیده با ضخامت مساوی بیشتر از 3 میلی‌متر رواداری‌های ابعادی و شکلی

EN 10034 (1993) : مقاطع I و H سازه‌ای، رواداری‌های ابعادی و شکلی

EN 10056-2 (1993) : نبشی‌های با بال مساوی و نامساوی از فولاد سازه‌ای- ابعاد

EN 10024 (1995) : مقاطع I گرم نوردیده، با بال‌های شیب‌دار

EN 10060 (2003) : میلگردهای گرم نوردیده برای مصارف عمومی- ابعاد و رواداری‌های ابعادی و شکلی

EN 10080 (2005) : فولاد برای تسلیح بتن- آرماتورهای جوش‌پذیر- عمومی

EN 10017 (2005) : میله‌های فولادی برای کشیدن و نورد سرد- ابعاد و رواداری‌ها

EN 10219 (2006) : مقاطع توخالی فولادی سرد شکل داده‌شده از فولاد غیر آلیاژی و ریزدانه- شرایط فنی تحویل

EN 10219-2 (2006) : مقاطع توخالی فولادی سرد شکل داده نشده از فولاد غیر آلیاژی و ریزدانه- رواداری‌ها ابعاد و مشخصات مقطع

inbr.ir

۱۰-پ۱-۱-پ استانداردهای سازمان جهانی استاندارد (ISO)

ISO 630-1 (2011) : فولادهای ساختمانی- بخش ۱- شرایط تحویل فنی محصولات گرم نوردیده

ISO 630-2 (2011) : فولادهای ساختمانی- بخش ۲- شرایط تحویل فنی فولادهای ساختمانی برای کاربردهای عمومی

ISO 630-3 (2012) : فولادهای ساختمانی- بخش ۳- شرایط تحویل فنی فولادهای سازه‌ای ریزدانه

ISO 630-4 (2012) : فولادهای ساختمانی- بخش ۴- شرایط تحویل فنی فولادهای با مقاومت تسلیم بالا آب‌دیده نرم شده

ISO 630-5 (2014) : فولادهای ساختمانی- بخش ۵- شرایط تحویل فنی فولادهای بهبودیافته از نظر خوردگی اتمسفری

ISO 630-6 (2014) : فولادهای ساختمانی- بخش ۶- شرایط تحویل فنی فولادهای بهبودیافته مقاوم در برابر زلزله برای کاربردهای ساختمانی

ISO 24314 (2006) : فولادهای ساختمانی- شرایط تحویل فنی فولادهای بهبودیافته مقاوم در برابر زلزله برای کاربردهای ساختمانی

ISO 4950-1 (2003) : محصولات فولادی تخت با مقاومت تسلیم بالا بخش ۱ الزامات عمومی

ISO 4950-2 (2003) : محصولات فولادی تخت با مقاومت تسلیم بالا بخش ۲ محصولات عرضه‌شده در شرایط نرمالیزه با نورد کنترل‌شده

ISO 4950-3 (2003) : محصولات فولادی تخت با مقاومت تسلیم بالا بخش ۳ محصولات عرضه‌شده در شرایط اصلاح حرارتی (آبدیده- نرم شده)

ISO 7452 (2013) : ورق‌های نورد گرم شده- رواداری‌های اندازه و شکل

ISO 7778 (2014) مشخصات در امتداد ضخامت مصالح برای محصولات فولادی

inbr.ir

۱۰-پ۱-۱-ت استانداردهای انجمن آزمایش مصالح آمریکا (ASTM)

ASTM A6/6M-14 : مشخصات فنی استاندارد برای الزامات عمومی میله‌ها، ورق‌ها، نیمرخ‌ها و سپرهای، نورد شده و ساخته‌شده از فولاد سازه‌ای

ASTM A36/36M-14 : مشخصات فنی استاندارد فولاد کربنی سازه‌ای

ASTM A53/53M-12 مشخصات فنی استاندارد برای لوله‌های فولادی بدون پوشش و با پوشش گالوانیزه گرم، بدون درز و با درز

ASTM A242/242M-13 : مشخصات فنی استاندارد برای فولادهای سازه‌ای پرمقاومت کم آلیاژ

ASTM A 283/283M-13 : مشخصات فنی استاندارد برای ورق‌های فولادی کربنی با مقاومت کم و متوسط

ASTM A500/500M-13 : مشخصات فنی استاندارد برای لوله و سایر مقاطع بستهٔ سازه‌ای سرد شکل داده‌شده بدون درز و با درز ساخته شده از فولاد کربنی

ASTM A501/501M-14 : مشخصات فنی استاندارد برای لوله و سایر مقاطع بسته سازه‌ای گرم شکل داده‌شده بدون درز و با درز ساخته شده از فولاد کربنی

ASTM A514/514M-14 : مشخصات فنی استاندارد ورق فولادی مناسب برای جوشکاری، دارای مقاومت تسلیم بالا، آبدیده نرم شده

ASTM A529/529M-14 : مشخصات فنی استاندارد فولادهای پرمقاومت کربن- منگنزی با کیفیت سازه‌ای

ASTM A572/572M-15 : مشخصات فنی استاندارد برای فولادهای سازه‌ای پرمقاومت کم آلیاژ دارای کلمبیوم- وانادیوم

ASTM A588/588M-15 : مشخصات فنی استاندارد برای فولادهای سازه‌ای پرمقاومت کم آلیاژ با تنش تسلیم حداقل تا 50 ksi (345 MPa) با مقاومت در برابر خوردگی اتمسفری

ASTM A606/606M-15 : مشخصات فنی استاندارد برای فولادهای سازه‌ای پرمقاومت کم آلیاژ، ورق و تسمه گرم نوردیده و سرد نوردیده با بهبود مقاومت در برابر خوردگی اتمسفری

inbr.ir

جانبی این ستون‌ها باید از طریق قاب‌های خمشی، قاب‌های مهاربندی‌شده، دیوارهای برشی یا سایر سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی، تأمین شود. آثار P-Δ ناشی از بار وارده بر ستون‌های متکی باید به سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی منتقل شده و در تعیین مقاومت‌های موردنیاز و طراحی اعضای سیستم‌های باربر جانبی مورد توجه قرار گیرند. آثار P-Δ ناشی از بار وارده بر ستون‌های قاب‌های ثقلی باید به اعضای سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی منتقل شده و در محاسبات مقاومت‌های طراحی اعضای فشاری سیستم‌های باربر جانبی مورد توجه قرار گیرند. در سیستم‌های سازه‌ای دارای قاب‌های مهارشده (نظیر قاب‌های مهاربندی‌شده یا قاب‌های دارای دیوار برشی) این آثار قابل‌توجه نبوده و در طراحی اعضاء فشاری قاب‌های مهارشده می‌توان از آن چشم‌پوشی کرد. لیکن در سیستم‌های سازه‌ای از نوع قاب خمشی که در آن برخی از قاب‌ها فقط دارای عملکرد ثقلی هستند، تأثیر انتقال آثار P-Δ ناشی از بارهای وارده بر ستون‌های قاب‌های ثقلی به ستون‌های قاب‌های خمشی قابل‌ملاحظه بوده و باید در طراحی اعضاء فشاری قاب‌های خمشی لحاظ شوند. برای در نظر گرفتن تأثیر انتقال آثار P-Δ قاب‌های ثقلی به اعضاء فشاری قاب‌های خمشی کافی است ضریب طول مؤثر اعضاء فشاری قاب‌های خمشی به شرح زیر محاسبه شود:

$$K_2 = \sqrt{\frac{\frac{\pi^2 EI}{L^2}}{P_r}\left[\frac{P_{story}}{\sum\frac{\pi^2 EI}{(K_{n2}L)^2}}\right]} \geq \left(\sqrt{\frac{5}{8}K_{n2}} \text{ و } 1\right) \qquad (۵-۲-پ-۱۰)$$

که در آن:

K_2 = ضریب طول مؤثر ستون قاب خمشی با لحاظ تأثیر ستون‌های متکی

K_{n2} = ضریب طول مؤثر ستون باربر جانبی مدنظر از نمودار ۱۰-پ۲-۱

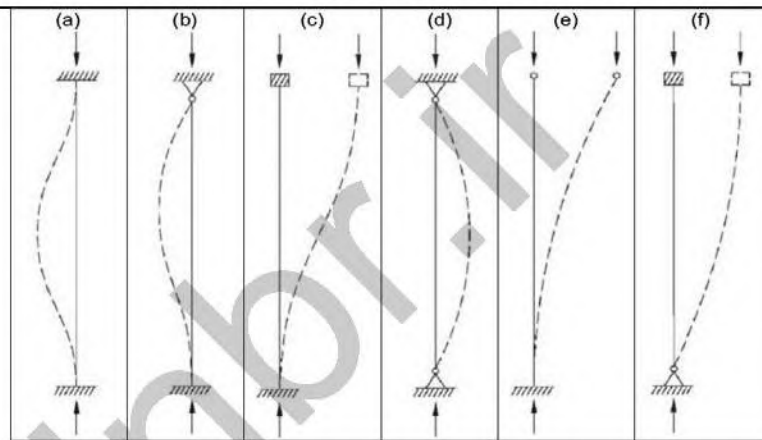
P_{story} = مجموع بارهای قائم کلیهٔ ستون‌های باربر جانبی و ثقلی طبقه‌ای که این ستون‌ها در آن قرار دارند. در روش LRFD منظور از P_{story} همان $\sum P_u$ طبقه بوده که باید براساس ترکیبات بارگذاری نظیر این روش محاسبه شود. در روش ASD منظور از P_{story} همان $\sum P_a$ طبقه بوده که باید براساس ترکیبات بارگذاری نظیر این روش محاسبه شود.

P_r = بار قائم ستون موردنظر در سیستم باربر جانبی. در روش LRFD منظور از P_r همان P_u ستون موردنظر بوده که باید براساس ترکیبات بارگذاری نظیر این روش محاسبه شود. در روشASD منظور از P_r همان P_a ستون موردنظر بوده که باید براساس ترکیبات بارگذاری نظیر این روش محاسبه شود.

۱۰-پ۲-۴ ضریب طول مؤثر ستون‌هایی با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل

طول مؤثر درواقع فاصلهٔ بین نقاط عطف شکل کمانش یافتهٔ عضو فشاری است. در جدول ۱۰-پ۲-۱ تعدادی ستون با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل همراه با ضرایب طول مؤثر نظری آن‌ها نشان داده شده است. با توجه به این‌که ایجاد شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل در عمل امکان‌پذیر نیست، ازاین‌رو در این بخش برای ضرایب طول مؤثر این‌گونه ستون‌ها باید از مقادیر پیشنهادی این جدول استفاده شود.

جدول ۱۰-پ۲-۱: ضریب طول مؤثر (K) اعضای فشاری با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل

توضیحات	انواع مختلف اعضای فشاری با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل					
شکل کمانش‌یافته عضو فشاری به‌صورت خط‌چین نشان داده شده است.						
مقادیر نظری K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
مقادیر پیشنهادی K برای طراحی	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
نماد شرایط مرزی	= انتقال و دوران مقید = انتقال مقید، دوران آزاد = انتقال آزاد، دوران مقید = انتقال و دوران آزاد					

inbr.ir

inbr.ir

پیوست ۳

تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدیدیافته

این پیوست الزامات روش تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل مرتبه اول تشدیدیافته را بیان می‌کند. مطابق این مبحث استفاده از روش تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدیدیافته به‌عنوان جایگزین روش تحلیل مرتبه دوم مجاز است. مطابق الزامات این پیوست، نیروهای محوری فشاری و لنگرهای خمشی به‌دست‌آمده از تحلیل مرتبه اول، ابتدا باید تشدید شوند و سپس مبنای طراحی اعضا، اجزاء و اتصالات قرار گیرند.

مطالب این پیوست تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱۰-پ۳-۱ محدودیت تحلیل
- ۱۰-پ۳-۲ نحوهٔ محاسبهٔ مقاومت‌های موردنیاز

۱۰-پ۳-۱ محدودیت تحلیل

استفاده از این روش تحلیل برای لحاظ نمودن آثار P-Δ فقط به سازه‌هایی که در آن‌ها بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌های قائم، دیوارهای قائم یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، محدود می‌گردد. اما استفاده از این روش تحلیل برای لحاظ نمودن آثار P-δ برای انواع مختلف سازه‌ها مجاز است.

۱۰-پ۳-۲ نحوهٔ محاسبهٔ مقاومت‌های موردنیاز

در این روش تحلیل، مقاومت‌های خمشی مرتبه دوم موردنیاز (M_r) و مقاومت‌های محوری مرتبه دوم موردنیاز (P_r) برای تمامی اعضای سازه‌ای باید از طریق روابط زیر تعیین گردند:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \qquad (۱۰\text{-پ}۳\text{-}۱)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \qquad (۱۰\text{-پ}۳\text{-}۲)$$

در روابط فوق:

B_1= ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر P-δ این ضریب باید برای هر عضوی که تحت اثر توأم نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی است، در هر راستای خمشی عضو مطابق بخش ۱۰-پ۳-۲-۱ به‌طور جداگانه محاسبه گردد. برای اعضایی که در معرض نیروی محوری فشاری قرار ندارند، این ضریب باید برابر یک منظور گردد.

B_2= ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر P-Δ. این ضریب باید برای هر طبقه ساختمان و در هر راستای تغییرمکان جانبی طبقه مطابق بخش ۱۰-پ۳-۲-۲ به‌طور جداگانه محاسبه گردد. مقاومت‌های محوری و خمشی موردنیاز کلیهٔ اعضای باربر جانبی طبقه باید با این ضریب تشدید گردد.

M_r= مقاومت خمشی موردنیاز مرتبه دوم که در روش LRFD بیانگر M_u و در روش ASD بیانگر M_a است.

M_{nt}= لنگر خمشی مرتبه اول متناسب با نوع روش طراحی (LRFD یا ASD) برای حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده باشد و براساس بند ۱۰-پ۳-۲-۳ تعیین می‌گردد.

M_{lt}= لنگر خمشی مرتبه اول متناسب با نوع روش طراحی (LRFD یا ASD) فقط به علت انتقال جانبی که براساس بند ۱۰-پ۳-۲-۳ تعیین می‌شود.

P_r= مقاومت محوری موردنیاز مرتبه دوم که در روش LRFD بیانگر P_u و در روش ASD بیانگر P_a است.

P_{nt}= نیروی محوری مرتبه اول متناسب با نوع روش طراحی (LRFD یا ASD) برای حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده باشد و براساس بند ۱۰-پ۳-۲-۳ تعیین می‌گردد.

P_{lt}= نیروی محوری مرتبه اول متناسب با نوع روش طراحی (LRFD یا ASD) فقط به علت انتقال جانبی که مقدار آن براساس بند ۱۰-پ۳-۲-۳ تعیین می‌شود.

۱۰-پ۳-۲-۱ ضریب تشدید B_1

برای اعضایی که تحت اثر نیروی محوری فشاری قرار دارند، مقدار ضریب تشدید B_1 از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

inbr.ir

$$B_1 = \frac{C_m}{1-(\alpha P_r/P_{e1})} \qquad (۱۰\text{-پ}۳\text{-}۳)$$

که در آن:

C_m= ضریبی است که باید براساس حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری می‌شود، تعیین گردد. مقدار این ضریب باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

۱) برای اعضای فاقد هر نوع بار جانبی در بین دو انتهای عضو در صفحهٔ خمش:

$$C_m = 0.6 - 0.4\,\frac{M_{r1}}{M_{r2}} \qquad (۱۰\text{-پ}۳\text{-}۴)$$

که در آن M_{r1} و M_{r2} لنگرهای خمشی مرتبه اول (متناسب با نوع روش طراحی، LRFD یا ASD) دو انتهای ناحیهٔ مهارنشدهٔ عضو موردنظر در صفحهٔ خمش بوده و $|M_{r1}| \leq |M_{r2}|$ است. در رابطهٔ ۱۰-پ۳-۴ درصورتی‌که انحنای عضو به علت لنگرهای M_{r1} و M_{r2} ساده باشد، نسبت $\frac{M_{r1}}{M_{r2}}$ منفی و درصورتی‌که انحنای عضو به علت لنگرهای M_{r1} و M_{r2} مضاعف باشد، نسبت $\frac{M_{r1}}{M_{r2}}$ مثبت است.

۲) برای اعضایی که در تحت اثر بار جانبی در بین دو انتهای عضو در صفحهٔ خمش قرار دارند، مقدار C_m را می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه برابر یک فرض نمود، مگر آن‌که تحلیل دقیق مقدار کمتری را نشان دهد.

P_{e1}= مقاومت کمانش بحرانی الاستیک عضو موردنظر در صفحه خمش بوده و با فرض عدم انتقال جانبی قاب از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد:

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (EI)^*}{(K_1 L)^2} \qquad (۱۰\text{-پ}۳\text{-}۵)$$

که در آن:

$(EI)^*$= صلبیت خمشی کاهش‌یافتهٔ عضو موردنظر برای حالتی که برای تأمین الزامات طراحی از روش تحلیل مستقیم استفاده می‌شود $(EI^* = 0.8\tau_b EI)$ و صلبیت خمشی کاهش‌نیافته برای حالتی که برای تأمین الزامات طراحی از روش طول مؤثر استفاده می‌شود (EI).

E= مدول الاستیسیتهٔ فولاد

I= ممان اینرسی مقطع عضو موردنظر در صفحهٔ خمش

L= طول عضو موردنظر

K_1=ضریب طول مؤثر عضو در صفحهٔ خمش و مقدار آن برای اعضای موردنظر کلیهٔ سیستم‌های سازه‌ای باید برابر یک در نظر گرفته شود.

P_r=مقاومت محوری موردنیاز مرتبه دوم که در روش LRFD بیانگر P_u و در روش ASD بیانگر P_a است. در رابطهٔ ۱۰-پ۳-۳ برای محاسبهٔ B_1 براساس تخمین اولیه مقدار $\mathbf{P_r}$ را می‌توان از رابطهٔ $P_r = P_{nt} + P_{lt}$ تعیین نمود.

α = ضریبی که مقدار آن در روش LRFD برابر با 1 و در روش ASD برابر 1.6 است.

۱۰-پ۳-۲-۲ ضریب تشدید B_2

ضریب تشدید B_2 برای هر طبقه ساختمان و در هر راستای جابجایی جانبی محاسبه می‌شود و مقاومت‌های محوری و خمشی موردنیاز کلیهٔ اعضای باربر جانبی طبقه باید با این ضریب تشدید شوند. مقدار این ضریب از رابطهٔ زیر تعیین می‌گردد:

$$B_2 = \frac{1}{\left[1-\frac{\alpha P_{story}}{P_{e\,story}}\right]} \geq 1.0 \qquad (۱۰\text{-پ}۳\text{-}۶)$$

که در آن:

P_{story} = مجموع بارهای قائم کلیهٔ ستون‌های باربر جانبی و ثقلی (ستون‌های متکی) طبقه. در روش LRFD منظور از P_{story} همان $\sum P_u$ طبقه بوده که باید براساس ترکیبات بارگذاری نظیر این روش محاسبه شود. در روش ASD منظور از P_{story} همان $\sum P_a$ طبقه بوده که باید براساس ترکیبات بارگذاری نظیر این روش محاسبه شود.

$P_{e\,story}$ = مقاومت کمانش بحرانی الاستیک طبقه در راستای جابجایی جانبی موردبررسی بوده و از رابطهٔ زیر به دست می‌آید:

$$P_{e\,story} = R_m \frac{HL}{\Delta_H} \qquad (۱۰\text{-پ}۳\text{-}۷)$$

$$R_M = 1 - 0.15\frac{P_{mf}}{P_{story}} \qquad (۱۰\text{-پ}۳\text{-}۸)$$

P_{mf} = مجموع نیروی قائم کلیهٔ ستون‌های قاب خمشی در امتداد موردنظر و با رعایت ضرایب بار به‌کاررفته در ترکیب بارگذاری موردنظر که باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

۱) چنانچه در امتداد موردمطالعه، سیستم باربر جانبی از نوع قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندی یا دیوار برشی باشد، در این صورت P_{mf} باید برابر صفر در نظر گرفته شود.

$$P_{mf} = 0 \quad \text{و} \quad R_M = 1.0$$

۲) چنانچه در امتداد موردمطالعه، سیستم باربر جانبی از نوع قاب خمشی یا دوگانه (ترکیبی از قاب خمشی و مهاربندی یا دیوار برشی) بوده و در آن کلیهٔ اتصالات گیردار باشند، در این صورت P_{mf} باید برابر با مجموع نیروی قائم کلیهٔ ستون‌های طبقه در نظر گرفته شود.

$$P_{mf} = P_{story} \quad \text{و} \quad R_M = 0.85$$

۳) چنانچه در امتداد موردمطالعه، سیستم باربر جانبی از نوع قاب خمشی یا دوگانه (ترکیبی از قاب خمشی و مهاربندی یا دیوار برشی) بوده، لیکن در آن برخی از قاب‌ها (یا ستون‌ها) به‌صورت ثقلی طراحی شده باشند، در این صورت P_{mf} باید برابر با مجموع نیروی قائم ستون‌های قاب‌های خمشی در نظر گرفته شود.

$$P_{mf} = P_{story} - P_{leaning} \quad \text{و} \quad 0.85 < R_M < 1.0$$

Δ_H= تغییرمکان جانبی نسبی طبقهٔ موردبررسی تحت اثر نیروهای جانبی بر پایهٔ تحلیل مرتبه اول و صلبیت خمشی $(EI)^*$. $(EI)^*$ پارامتری است که در رابطهٔ ۱۰-پ۳-۵ تعریف شده است. در مواردی که مقدار Δ_H برای قاب‌های مختلف در پلان طبقه متفاوت باشد، این مقدار باید برابر متوسط وزنی تغییرمکان جانبی نسبی قاب‌های مختلف (که نسبت به بارهای قائم قاب‌های مختلف سنجیده می‌شود) یا به‌طور محافظه‌کارانه برابر تغییرمکان جانبی حداکثر طبقه در نظر گرفته شود.

H= برش طبقه ناشی از بارهای جانبی که مقدار Δ_H براساس آن‌ها محاسبه شده است.

L= ارتفاع طبقه

تبصره: در رابطهٔ ۱۰-پ۳-۶ مقدار $P_{e\,story}$ را می‌توان از رابطهٔ زیر نیز تعیین نمود:

$$P_{e\,story} = \sum \frac{\pi^2 EI}{(K_2 L)^2} \qquad (۱۰\text{-پ-۳-۹})$$

که در آن مطابق پیوست ۲، مقدار K_2 برای قاب‌های خمشی بدون ستون‌های متکی، از طریق روابط ۱۰-پ۲-۱ یا ۱۰-پ۲-۲ و یا از طریق نموگراف ۱۰-پ۲-۱ و برای قاب‌های خمشی توأم با ستون‌های متکی از طریق رابطهٔ ۱۰-پ۲-۵ تعیین می‌شود.

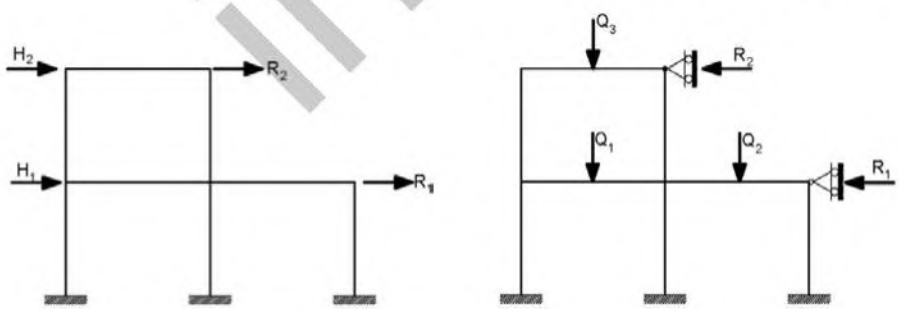
۱۰-پ۳-۲-۳ محاسبهٔ P_{nt} ، M_{nt} ، P_{lt} و M_{lt}

در قاب‌های نسبتاً متقارن و با بارگذاری نسبتاً متقارن، P_{nt} و M_{nt} را می‌توان از تحلیل مرتبه اول قاب در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار (متناسب با ضرایب بار روش طراحی موردنظر) و P_{lt} و M_{lt} را از تحلیل مرتبه اول قاب در اثر بارهای جانبی (متناسب با ضرایب بار روش طراحی موردنظر) به دست آورد. باید توجه داشت که در هر دو مرحله، ضرایب بار باید متناسب با ضرایب به‌کاررفته در ترکیب بارگذاری نظیر راستای تغییرمکان جانبی موردبررسی، انتخاب شود.

در قاب‌های با هندسه یا با بارگذاری نامتقارن، چون در هنگام تحلیل برای بارهای قائم امکان انتقال جانبی برای قاب وجود دارد، ازاین‌رو در این‌گونه قاب‌ها، تحلیل باید به شرح زیر در دو مرحله صورت گیرد:

۱) مطابق شکل ۱۰-پ۳-۱-الف تحلیل قاب برای بارهای قائم با فرض عدم انتقال جانبی در قاب

۲) مطابق شکل ۱۰-پ۳-۱-ب تحلیل قاب برای بارهای جانبی به همراه واکنش‌های تکیه‌گاهی به‌دست‌آمده از مرحلهٔ (۱) بالا



الف) محاسبهٔ P_{nt} و M_{nt} ب) محاسبهٔ P_{lt} و M_{lt}

شکل ۱۰-پ۳-۱: مراحل مختلف تحلیل مرتبه اول قاب برای محاسبهٔ (الف): P_{nt} و M_{nt} و (ب): P_{lt} و M_{lt}

پیوست ۴

الزامات اعضای کششی با اتصال لولایی با استفاده از تسمهٔ لولاشده با خار مغزی یا تسمهٔ سرپهن

۱۰-پ۴-۱ الزامات اعضای کششی با تسمهٔ لولاشده با خار مغزی

۱۰-پ۴-۱-۱ مقاومت کششی موجود

مقاومت کششی موجود این نوع اعضای کششی در طراحی به روش LRFD با ϕP_n نشان داده می‌شود و به آن مقاومت کششی طراحی گفته می‌شود. همچنین مقاومت کششی موجود این نوع اعضای کششی در طراحی به روش ASD با P_n/Ω نشان داده می‌شود و به آن مقاومت کششی مجاز گفته می‌شود. در این نوع اعضای کششی مقادیر ϕ، Ω و P_n باید براساس کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

الف) گسیختگی کششی در سطح مقطع خالص مؤثر:

$$P_n = F_u(2t_p b_{eff}) \qquad (۱۰\text{-پ}۴\text{-}۱)$$

$\phi_t = 0.75$ (LRFD) و $\Omega_t = 2.00$ (ASD)

ب) گسیختگی برشی در سطح مقطع مؤثر:

$$P_n = 0.6F_u A_{sf} \qquad (۱۰\text{-پ}۴\text{-}۲)$$

$\phi_{sf} = 0.75$ (LRFD) و $\Omega_{sf} = 2.00$ (ASD)

inbr.ir

پ) مقاومت اتکایی در سطح تصویرشدهٔ خار مغزی: برای کنترل مقاومت اتکایی به بند ۱۰-۲-۹-۳-۷ مراجعه شود.

ت) تسلیم در سطح مقطع کلی:

$$P_n = F_y A_g = w t_w F_y \qquad (۱۰-پ۴-۳)$$

$$\phi_t = 0.9 \ \ (\text{LRFD}) \quad \text{و} \quad \Omega_t = 1.67 \ \ (\text{ASD})$$

در روابط فوق (با توجه به شکل ۱۰-پ۴-۱):

A_g = سطح مقطع کلی

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

F_u = تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد

P_n = مقاومت کششی اسمی

a = کوتاه‌ترین فاصله بین لبهٔ سوراخ تا لبهٔ عضو در راستای نیرو

d_p = قطر پین (خار مغزی)

t_w = ضخامت تسمه در ناحیهٔ دور از سوراخ

w = پهنای تسمه

t_p = ضخامت تسمه در ناحیهٔ سوراخ

b_{eff} = پهنای مؤثر مطابق رابطهٔ زیر که نباید بزرگ‌تر از فاصلهٔ واقعی لبهٔ سوراخ تا لبهٔ تسمه در امتداد عمود بر راستای نیرو باشد:

$$b_{eff} = 2t_p + 16 \text{ mm} \le b \qquad (۱۰-پ۴-۴)$$

A_{sf} = سطح مقطع مؤثر در مسیر گسیختگی برشی مطابق رابطهٔ زیر:

$$A_{sf} = 2t_p(a + \frac{d_p}{2}) \qquad (۱۰-پ۴-۵)$$

b = فاصلهٔ بین لبهٔ سوراخ تا لبهٔ تسمه در امتداد عمود بر راستای نیرو

۱۰-پ۴-۱-۲ محدودیت‌های ابعادی تسمه‌های لولاشده با خار مغزی

- در اعضایی که دارای اتصال لولایی هستند، مرکز سوراخ باید در وسط پهنای عضو قرار گیرد و قطر سوراخ نباید بیش از یک میلی‌متر از قطر قلم بزرگ‌تر باشد.

inbr.ir

- پهنای تسمه در محدودهٔ سوراخ نباید از $2b_{eff}+d_p$ کوچک‌تر باشد.
- کوتاه‌ترین فاصله بین لبهٔ سوراخ تا لبهٔ عضو در راستای نیرو در محدودهٔ لهیدگی انتهای پین (a) نباید از $\frac{4}{3}b_{eff}$ کوچک‌تر باشد.
- گوشه‌های بعد از محور سوراخ را می‌توان با زاویهٔ 45 درجه نسبت به محور طولی عضو، پَخ زد، مشروط بر آن‌که مقطع باقی‌مانده بعد از سوراخ در امتداد عمود بر خط بریده‌شده، کوچک‌تر از سطح مقطع عمود بر راستای نیروی وارده نباشد.
- کلیهٔ محدودیت‌های ابعادی تسمه‌های لولاشده در شکل ۱۰-پ۴-۱ نشان داده شده است.

(1) $a \geq \frac{4}{3} b_{eff}$

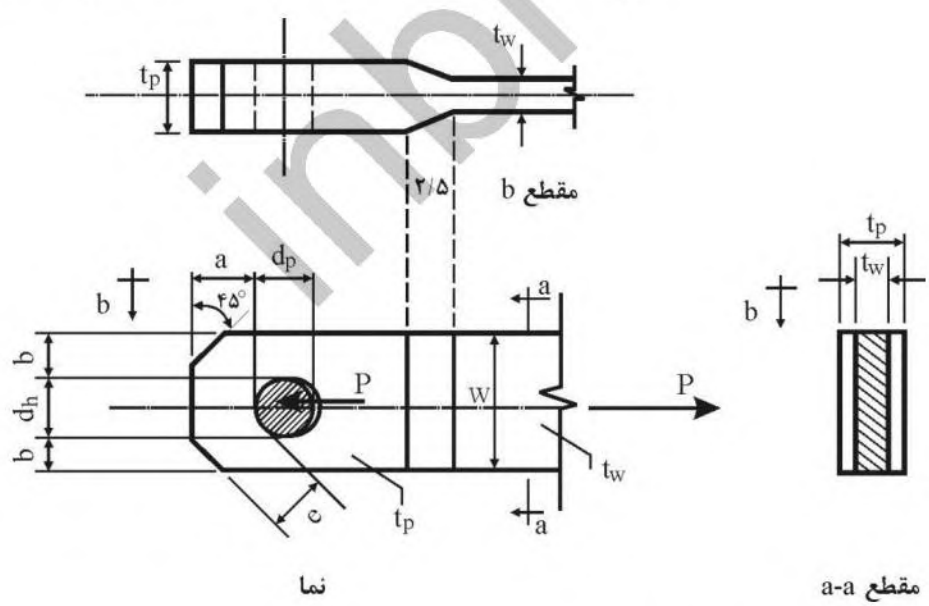
(2) $w \geq 2b_{eff} + d_p$

(3) $e \geq a$

(4) $b_{eff} = 2t_p + 16\,\text{mm} \leq b$

(5) $d_h = d_p + 1\,\text{mm}$

(6) $A_g = wt_w$



شکل ۱۰-پ۴-۱: محدودیت‌های ابعادی تسمهٔ لولاشده با خار مغزی

۱۰-پ۴-۲ الزامات اعضای کششی با تسمهٔ سرپهن

۱۰-پ۴-۲-۱ مقاومت کششی موجود

مقاومت کششی موجود این نوع اعضای کششی در طراحی به روش LRFD با ϕP_n نشان داده می‌شود و به آن مقاومت کششی طراحی گفته می‌شود. همچنین مقاومت کششی موجود این نوع اعضای کششی در طراحی به روش ASD با P_n/Ω نشان داده می‌شود و به آن مقاومت کششی مجاز گفته می‌شود. در این نوع اعضای کششی مقادیر ϕ، Ω و P_n باید براساس کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

الف) گسیختگی کششی در سطح مقطع خالص مؤثر:

$$P_n = F_u(2tb_{eff}) \qquad (۱۰\text{-پ}۴\text{-}۶)$$

$\phi_t = 0.75$ (LRFD) و $\Omega_t = 2.00$ (ASD)

ب) گسیختگی برشی در سطح مقطع مؤثر:

$$P_n = 0.6F_uA_{sf} \qquad (۱۰\text{-پ}۴\text{-}۷)$$

$\phi_{sf} = 0.75$ (LRFD) و $\Omega_{sf} = 2.00$ (ASD)

پ) مقاومت اتکایی در سطح تصویرشدهٔ لولا: برای کنترل مقاومت اتکایی به بند ۱۰-۲-۹-۳-۷ مراجعه شود.

ت) تسلیم در سطح مقطع کلی:

$$P_n = F_yA_g = F_y(wt) \qquad (۱۰\text{-پ}۴\text{-}۸)$$

$\phi_t = 0.9$ (LRFD) و $\Omega_t = 1.67$ (ASD)

در روابط فوق (با توجه به شکل ۱۰-پ۴-۲):

A_g = سطح مقطع کلی

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

F_u = تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد

P_n = مقاومت کششی اسمی

a = فاصله بین لبهٔ سوراخ تا لبهٔ بیرونی تسمه در راستای نیرو

inbr.ir

d_p = قطر پین (قلم لولا)

t = ضخامت تسمهٔ سرپهن

w = پهنای تسمهٔ سرپهن در ناحیه‌ای دور از سوراخ

b_{eff} = پهنای مؤثر مطابق رابطهٔ زیر که نباید بزرگ‌تر از فاصلهٔ واقعی لبهٔ سوراخ تا لبهٔ تسمه در امتداد عمود بر راستای نیرو باشد.

$$b_{eff} = 2t + 16\,\text{mm} \le b \qquad (۹-۴پ-۱۰)$$

A_{sf}= سطح مقطع مؤثر در مسیر گسیختگی برشی مطابق رابطهٔ زیر:

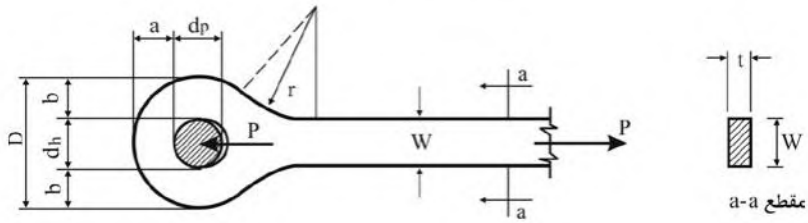
$$A_{sf} = 2t(a + \frac{d_p}{2}) \qquad (۱۰-۴پ-۱۰)$$

b= فاصلهٔ بین لبهٔ سوراخ تا لبهٔ تسمه در امتداد عمود بر راستای نیرو

۱۰-۲-۳-۷-۲ محدودیت‌های ابعادی تسمهٔ سرپهن

- ضخامت تسمه‌های سرپهن باید ثابت باشد و در ناحیهٔ 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 لبهٔ اتصال قسمت پهن به تسمه وجود دارد، نباید از قطر سر دایره‌ای شکل کوچک‌تر باشد.
- قطر پین نباید از $\frac{7}{8}$ پهنای تسمه کوچک‌تر باشد.
- قطر سوراخ نباید بیش از یک میلی‌متر بزرگ‌تر از قطر پین (خار مغزی) باشد.
- برای فولادهای پرمقاومت (با تنش تسلیم بیش از 485 مگاپاسکال)، قطر سوراخ نباید از پنج برابر ضخامت تسمه بیشتر باشد و پهنای تسمه باید متناسب با آن کاهش داده شود.
- در محاسبات، پهنای تسمه نباید بیشتر از هشت برابر ضخامت آن در نظر گرفته شود. ضخامت تسمه را نباید کمتر از 12 میلی‌متر در نظر گرفت، مگر حالتی که قلم اتصال دارای مهره باشد که با سفت کردن آن‌ها قطعات جمع و فشرده شوند. فاصلهٔ بین لبهٔ سوراخ تا لبهٔ تسمه در امتداد عمود بر راستای نیروی وارده نباید کمتر از $\frac{2}{3}$ و بیشتر از $\frac{3}{4}$ پهنای تسمه در نظر گرفته شود (حد بالای b فقط برای منظور طراحی است).

- کلیهٔ محدودیت‌های ابعادی تسمهٔ سرپهن در شکل ۱۰-پ۴-۲ نشان داده شده است.



(1) ضخامت در طول تسمه یکنواخت باشد و تسمه در ناحیهٔ سوراخ تقویت نشود

(2) $t \geq 12\ \text{mm}$

(3) $w \leq 8t$

(4) $d_p \geq \frac{7}{8}\text{w}$

(5) $d_h \leq d_p + 1\ \text{mm}$

(6) $r \geq D$

(7) $a = b$

(8) $\frac{2}{3}\ w \leq b \leq \frac{3}{4}\ w$

(9) $A_g = wt$

شکل ۱۰-پ۴-۲: محدودیت‌های ابعادی تسمه‌های سرپهن

inbr.ir

پیوست ۵
الزامات طراحی تیرهای لانه‌زنبوری با سوراخ‌های شش‌ضلعی

۱۰-پ۵-۱ دامنهٔ کاربرد

این پیوست به الزامات طراحی تیرهای لانه‌زنبوری با سوراخ‌های شش‌ضلعی می‌پردازد. کاربرد این نوع تیرها محدود به تیرهای باربر ثقلی و عموماً دو سر مفصل بوده که در سرتاسر طول خود دارای مهار جانبی کافی باشد. این نوع تیرها هم می‌تواند به‌صورت فولادی تنها و هم به‌صورت مختلط مورد استفاده قرار گیرد. استفاده از این نوع تیرها در سیستم باربر جانبی از نوع قاب خمشی (فولادی و مختلط)، در دهانه‌های مهاربندی‌شدهٔ همگرا و واگرا و در جزء افقی دیوارهای برشی فولادی مجاز نیست.

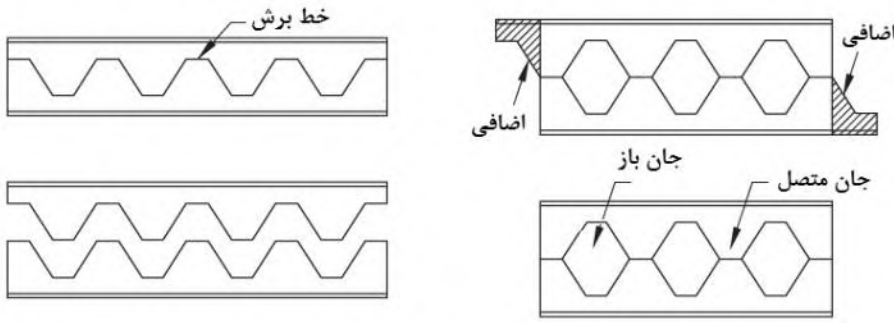
۱۰-پ۵-۲ نحوهٔ ساخت

مراحل ساخت این نوع تیرهای لانه‌زنبوری که باید از تیرهای نوردشده تولید شوند، مطابق شکل ۱۰-پ۵-۱ است.

۱۰-پ۵-۳ الزامات طراحی تیرهای لانه‌زنبوری

۱۰-پ۵-۳-۱ الزامات تحلیل

در تحلیل و مدل‌سازی تیرهای لانه‌زنبوری، برای در نظر گرفتن آثار حضور سوراخ‌های متوالی در طول تیر و نیز آثار تغییر شکل‌های برشی، مشخصات هندسی مقطع تیر باید براساس 90 درصد مشخصات مقطع سوراخ‌دار در نظر گرفته شود.



شکل ۱۰-پ۵-۱: مراحل ساخت تیرهای لانه‌زنبوری با سوراخ‌های شش‌ضلعی

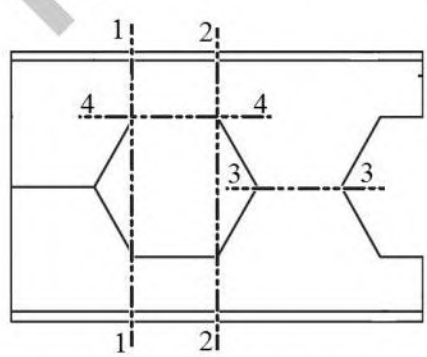
۱۰-پ۵-۳-۲ مقاومت‌های موردنیاز

الف) مقاومت محوری موردنیاز

مطابق شکل ۱۰-پ-۵-۲، در هر یک از سوراخ‌ها مقاومت موردنیاز (T_r و P_r) در مقاطع بحرانی 1 و 2 باید از طریق تبدیل لنگر خمشی تیر در آن مقاطع به یک زوج نیروی کششی و فشاری که باید در محل محور خنثی الاستیک دو بخش T شکل فوقانی و تحتانی قرار گیرد، تعیین می‌شود.

ب) مقاومت برشی موردنیاز

در هر یک از سوراخ‌ها مقاومت برشی موردنیاز هریک از مقاطع T شکل فوقانی و تحتانی (V_r) در وسط سوراخ (وسط مقاطع بحرانی 1 و 2 در شکل ۱۰-پ-۵-۲) برابر نصف مقاومت برشی موردنیاز کل در این مقطع خواهد بود.



شکل ۱۰-پ۵-۲: مقاطع بحرانی در محل سوراخ‌ها

inbr.ir

تبصره: درصورتی‌که مقاطع T شکل فوقانی و تحتانی دارای عمق متفاوتی باشند، مقاومت برشی موردنیاز هر یک از مقاطع T شکل باید متناسب با سختی آن‌ها تعیین شود.

پ) مقاومت خمشی ثانویهٔ موردنیاز

در هر یک از سوراخ‌ها، مقاومت خمشی ثانویهٔ موردنیاز در مقاطع بحرانی 1 و 2 از طریق حاصل‌ضرب مقاومت برشی موردنیاز مقاطع T شکل در نصف فاصلهٔ بین 1 و 2 تعیین می‌گردد $(m_r = V_r \times \frac{e}{2})$.

ت) مقاومت برشی افقی موردنیاز در جان (مقاومت برشی موردنیاز در مقطع 3-3)

در حدفاصل هر یک از سوراخ‌ها، مقاومت برشی موردنیاز افقی در مقطع 3-3 از طریق تفاضل مقاومت محوری موردنیاز دو سوراخ متوالی به دست می‌آید.

ث) مقاومت خمشی موردنیاز در جان (مقاومت خمشی موردنیاز در مقطع 4-4)

مقاومت خمشی موردنیاز در جان، از طریق حاصل‌ضرب مقاومت برشی افقی موردنیاز در مقطع 3-3 در فاصلهٔ عمودی مقاطع 3-3 و 4-4 تعیین می‌شود.

ج) مقاومت محوری موردنیاز در مقطع 3-3

مقاومت محوری موردنیاز در مقطع 3-3 باید برابر تفاضل نیروی برشی قائم مقاطع T شکل در دو سوراخ متوالی در نظر گرفته شود.

تبصره ۱: چنانچه سوراخ‌های متوالی به‌صورت دایره‌ای شکل باشند، مقاومت‌های موردنیاز باید براساس بحرانی‌ترین مقدار در فاصلهٔ بین مرکز سوراخ تا انتهای آن در حضور مقاومت‌های موجود در نظر گرفته شود.

تبصره ۲: چنانچه مقطع تیر لانه‌زنبوری از نوع مختلط با دال بتنی متکی بر تیر فولادی توأم با برشگیرهای کافی باشد، مقاومت محوری موردنیاز (موضوع بند الف) در مقاطع بحرانی 1 و 2 باید از طریق تبدیل لنگر خمشی تیر در آن مقاطع به یک زوج نیروی کششی و فشاری که باید در محل محور خنثی الاستیک مقطع تبدیل‌یافتهٔ فوقانی و محور خنثی الاستیک مقطع T شکل تحتانی قرار گیرد، تعیین می‌شود. سایر مقاومت‌های موردنیاز مشابه بندهای (ب) تا (ث) خواهد بود.

۱۰-پ۵-۳-۳ مقاومت‌های موجود

الف) مقاومت محوری موجود

مقاومت کششی موجود هر یک از قطعات T شکل به ترتیب باید براساس الزامات بخش‌های ۱۰-۲-۳ و ۱۰-۲-۴ تعیین شود.

ب) مقاومت برشی موجود

مقاومت برشی موجود هر یک از قطعات T شکل باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۶ برای تیرهای لانه‌زنبوری با مقطع فولادی تنها و براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۸ برای تیرهای لانه‌زنبوری با مقطع مختلط با دال بتنی متکی بر مقطع فولادی تعیین شود.

پ) مقاومت خمشی ثانویهٔ موجود

مقاومت خمشی موجود در هر یک از قطعات T شکل باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۵ تعیین شود.

ت) مقاومت برشی افقی موجود در جان (مقاومت برشی موجود در مقطع 3-3)

مقاومت برشی افقی موجود در جان باید مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۶ تعیین شود.

ث) مقاومت خمشی موجود در جان (مقاومت خمشی موجود در مقطع 4-4)

در این مقطع مقاومت خمشی موجود در جان باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۵ تعیین شود. در تعیین مقاومت‌های موجود این بخش علاوه بر تأمین الزامات فصل ۱۰-۲ این مبحث، رعایت الزامات تکمیلی راهنمای شمارهٔ 31 آیین‌نامهٔ AISC * نیز ضروری است.

۱۰-پ۵-۳-۴ اثر بار متمرکز

در صورت وجود بار متمرکز در محدودهٔ هر یک از سوراخ‌های موجود در جان، این سوراخ باید از طریق ورق پوشانده شود. همچنین در محل بار متمرکز کلیهٔ کنترل‌های مربوط به این بار، نظیر خمش موضعی بال، تسلیم موضعی جان، چروکیدگی موضعی جان و کمانش جانبی جان مطابق الزامات فصل ۱۰-۲ این مبحث الزامی است.

* AISC Design Guide 31: Castellated and Cellular Beam Design

پیوست ۶

حفاظت در برابر آتش

۱۰-پ۶-۱ کلیات

حفاظت ساختمان‌ها در برابر آتش باید مطابق با الزامات مبحث سوم مقررات ملی ساختمان صورت گیرد. درجه‌بندی مقاومت اعضای سازه‌های فولادی در برابر آتش برحسب نوع ساختار و نوع عضو سازه‌ای تابعی از مساحت، ارتفاع و تصرف با توجه به مقررات مبحث مذکور تعیین می‌گردد که در محدودهٔ 1 تا 3 ساعت است.

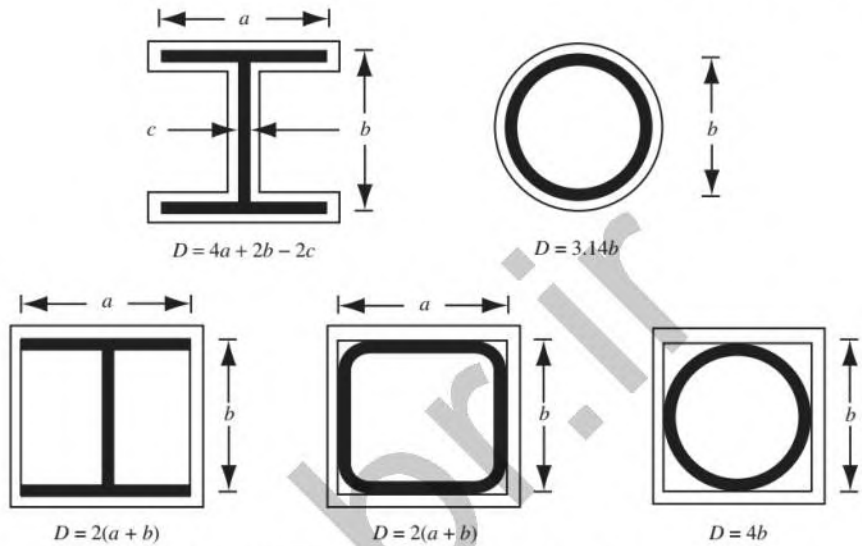
برای تأمین مقاومت در برابر آتش مورد نیاز اعضای سازه‌ای فولادی، علاوه بر روش‌های ذکر شده در این پیوست، روش‌های ارزیابی و طراحی مواد و سیستم‌های محافظت‌کننده در مقابل حریق مطابق مبحث سوم مقررات ملی ساختمان و مدارک فنی پشتیبان آن نیز مورد تائید و مجاز است.

۱۰-پ۶-۲ جزئیات حفاظت ستون‌های فولادی

در کلیهٔ روش‌های حفاظتی، مواد پوششی محافظت کننده در برابر آتش نباید هیچ‌گونه نقشی در باربری ستون داشته باشد.

در روش‌های حفاظتی در این بخش، درجه‌بندی مقاومت ستون در برابر آتش براساس ضخامت پوشش محافظت کننده در برابر آتش، جرم واحد طول ستون (M) و محیط در معرض گرمای ستون (D) ارائه می‌گردد که در آن مطابق شکل ۱۰-پ۶-۱ منظور از محیط در معرض گرما (D)، محیط داخلی پوشش محافظت کننده در برابر آتش است.

علاوه بر موارد ذکر شده در این بخش، استفاده از سایر انواع روش‌های حفاظتی تایید شده توسط مبحث سوم مقررات ملی ساختمان و مدارک فنی پشتیبان آن یا مرجع قانونی صدور گواهی‌نامه فنی (مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی) مانند رنگ‌های پف‌کننده، تخته‌های مقاوم در برابر حریق و ... مورد تائید و مجاز است.



شکل ۱۰-پ۶-۱: محیط در معرض گرمای ستون‌های با مقاطع مختلف (D)

۱۰-پ۶-۲-۱ حفاظت با استفاده از گچ برگ‌ها

گچ برگ‌های ضد آتش و روش نصب و اجرا باید تایید شده توسط مرجع قانونی صدور گواهی‌نامه فنی (مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی) باشد. در صورت وجود گواهینامه فنی معتبر، مقاومت در برابر آتش ستون‌های فولادی که با استفاده از گچ برگ‌های ضدآتش محافظت می‌شوند به شرح زیر می‌تواند تعیین گردد:

الف) برای $\frac{M}{D} \le 0.215$:

$$R = 1.6\left[\frac{h\left(\frac{M'}{D}\right)}{2}\right]^{0.75} \qquad (۱۰\text{-پ}۶\text{-}۱)$$

که در آن:

R= درجه‌بندی مقاومت در برابر آتش (ساعت)

h= ضخامت قطعهٔ گچی (میلی‌متر)

D= محیط در معرض گرمای ستون فولادی (میلی‌متر)

M'= مجموع جرم واحد طول ستون و گچ برگ (برحسب کیلوگرم بر متر) مطابق رابطهٔ زیر:

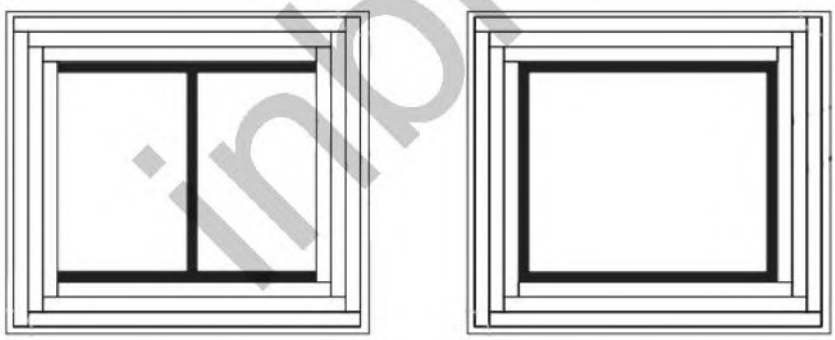
$$M' = M + 0.0008hD \qquad (۱۰-پ۶-۲)$$

M= جرم واحد طول ستون (کیلوگرم بر متر)

ب) برای $\frac{M}{D} > 0.215$:

در این حالت درجه‌بندی مقاومت در برابر آتش با فرض مقادیر زیر تعیین می‌شود:

$$\frac{M}{D} = 0.215 \quad و \quad M' = 347 + 1.2976h \qquad (۱۰-پ۶-۳)$$



شکل ۱۰-پ۶-۲: حفاظت ستون‌های فولادی با استفاده از گچ برگ‌ها

۱۰-پ۶-۲-۲ حفاظت با استفاده از مواد حفاظتی پایه معدنی پاششی

مواد حفاظتی پایه معدنی پاششی و روش اجرا باید تایید شده توسط مرجع قانونی صدور گواهی‌نامه فنی (مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی) باشد. در صورت وجود گواهینامه فنی معتبر مقاومت در برابر آتش ستون‌های فولادی که با استفاده از مواد حفاظتی پاششی محافظت می‌شوند، به شرح زیر

تعیین می‌شود:

$$R = \left[0.672C_1\left(\frac{M}{D}\right) + 0.039C_2\right]h \qquad (۱۰-پ۶-۴)$$

R = درجه‌بندی مقاومت در برابر آتش (ساعت)

h = ضخامت لایهٔ حفاظتی پاشیده شده (میلی‌متر)

D = محیط در معرض گرمای ستون (میلی‌متر)

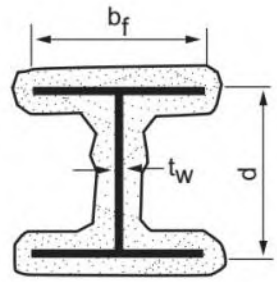
M = جرم واحد طول ستون (کیلوگرم بر متر)

C_1 و C_2 = ثابت‌های وابسته به نوع پوششی حفاظتی است. این ضرایب از طریق آزمون‌های استاندارد مطابق مراجع علمی معتبر و بر حسب نوع پوشش توسط مرجع صدور گواهینامه فنی تعیین می‌شود. در صورت عدم امکان آزمایش در مراحل اولیهٔ طراحی می‌توان از مقادیر زیر به عنوان تخمین اولیه و قاعدهٔ سرانگشتی استفاده نمود. بدیهی است کفایت پوشش حفاظتی در نهایت باید از طریق گواهینامهٔ فنی تأیید گردد.

- اگر مواد حفاظتی پاششی از نوع سیمانی سبک با جرم مخصوص 200 تا 240 کیلوگرم بر متر مکعب باشند، C_1=1.15 و C_2=0.52 در نظر گرفته شود.
- اگر مواد حفاظتی پاششی از نوع معدنی سبک با جرم مخصوص 200 تا 240 کیلوگرم بر متر مکعب باشند، C_1=1.05 و C_2=0.7 در نظر گرفته شود.
- اگر مواد حفاظتی پاششی از نوع معدنی، پرلیت یا ورمیکولیت با جرم مخصوص 300 تا 800 کیلوگرم بر مترمکعب باشند، C_2=0.5 و C_1 مطابق رابطهٔ ۱۰-پ۶-۵ تعیین می‌شود.
- اگر مواد حفاظتی پاششی از نوع سیمانی یا گچی با جرم مخصوص 300 تا 800 کیلوگرم بر متر مکعب باشند، C_2=1.2 و C_1 مطابق رابطهٔ ۱۰-پ۶-۵ تعیین می‌شود.

$$C_1 = \frac{320}{r} \qquad (۱۰-پ۶-۵)$$

r = جرم مخصوص مصالح (کیلوگرم بر متر مکعب)



شکل۱۰-پ۶-۳: حفاظت ستون‌های فولادی با استفاده از مواد حفاظتی پاششی

۱۰-پ۶-۲-۳ حفاظت با استفاده از بتن

مقاومت در برابر آتش ستون‌های فولادی که با بتن محافظت شده‌اند، از روابط زیر به دست می‌آید:

$$R = R_o\left(1 + 0.03\ m\right) \qquad (۱۰\text{-پ}۶\text{-}۶)$$

$$R_o = 1.22\left(\frac{M}{D}\right)^{0.7} + 0.00177\frac{h^{1.6}}{k_c^{0.2}} \times \left[1 + 31000\left(\frac{H}{\rho_c c_c h\left(L + h\right)}\right)^{0.8}\right] \qquad (۱۰\text{-پ}۶\text{-}۷)$$

در روابط فوق:

R= درجه‌بندی مقاومت در برابر آتش (ساعت)

R_o= درجه‌بندی مقاومت در برابر آتش (ساعت) برای بتن بدون رطوبت

m= میزان رطوبت بتن (درصد از حجم) مطابق جدول ۱۰-پ۶-۱

M= جرم واحد طول ستون (کیلوگرم بر متر)

D= محیط در معرض گرمای ستون (میلی‌متر)

h= ضخامت لایهٔ بتن حفاظتی (میلی‌متر). مطابق شکل ۱۰-پ۶-۴ هنگامی‌که ضخامت پوشش بتنی در تمام نواحی ثابت نباشد، از میانگین مقادیر h_1 و h_2 استفاده شود.

k_c= ضریب انتشار حرارت بتن در دمای محیط (W/m-K) مطابق جدول ۱۰-پ۶-۱

ρ_c= چگالی بتن (کیلوگرم بر متر مکعب) مطابق جدول ۱۰-پ۶-۱

c_c= گرمای ویژهٔ بتن در دمای محیط مطابق جدول ۱۰-پ۶-۱

L= اندازهٔ وجه داخلی لایهٔ محافظ بتنی (میلی‌متر). مطابق شکل ۱۰-پ۶-۴، هنگامی‌که ابعاد وجوه

داخلی پوشش بتنی برابر نباشد، L برابر میانگین دو مقدار L_1 و L_2 در نظر گرفته شود.

H= ظرفیت حرارتی ستون در دمای محیط (kJ/m.K) مطابق رابطهٔ زیر:

$$H = 0.46M \qquad (۱۰-پ۶-۸)$$

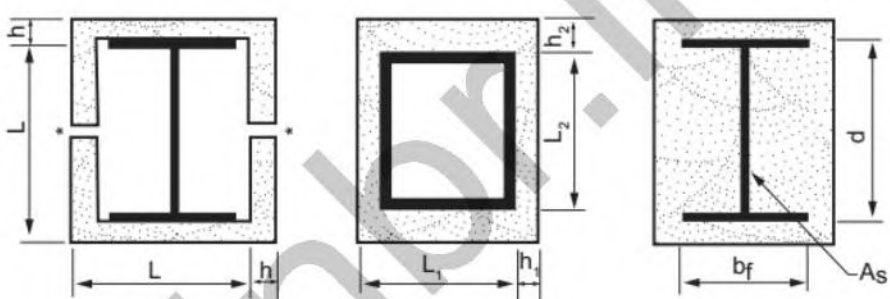
هنگامی‌که مطابق شکل ۱۰-پ۶-۴-پ فضای بین لبه‌های بال و جان ستون با بتن پر شده باشد و ستون کاملاً در بتن محصور شده باشد، ظرفیت حرارتی ستون باید مطابق رابطهٔ زیر افزایش داده شود:

$$H = 0.46M + \rho_c c_c \left(b_f d - A_s\right) \times 10^{-6} \qquad (۱۰-پ۶-۹)$$

b_f= عرض بال ستون (میلی‌متر)

d= ارتفاع ستون (میلی‌متر)

A_s= سطح مقطع ستون (میلی‌متر مربع)



شکل ۱۰-پ۶-۴: حفاظت ستون‌های فولادی با استفاده از بتن

جدول ۱۰-پ۶-۱: مشخصات بتن

	بتن معمولی	بتن سبک
ضریب انتشار حرارت بتن (k_c)	1.64 W/m.K	0.61 W/m.K
گرمای ویژهٔ بتن (c_c)	0.84 kJ/kg.K	0.84 kJ/kg.K
چگالی بتن (ρ_c)	2323 kg/m^3	1762 kg/m^3
میزان رطوبت بتن- درصد از حجم (m)	4	5

inbr.ir

۱۰-پ۶-۲-۴ حفاظت مقاطع توخالی پرشده با بتن

مقاومت در برابر آتش ستون‌های فولادی با مقاطع توخالی پرشده با بتن غیرمسلح، از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

$$R = a\frac{(f'_c + 20)}{60(KL - 1000)}D^2\left(\frac{D}{C}\right)^{0.5} \qquad (۱۰-پ۶-۱۰)$$

R= درجه‌بندی مقاومت در برابر آتش (ساعت)

a= ضریبی است که مقدار آن به شرح زیر تعیین می‌شود:

- برای ستون‌های با مقطع توخالی دایره‌ای‌شکل پرشده با بتن با سنگدانه سیلیکاتی = 0.07
- برای ستون‌های با مقطع توخالی دایره‌ای‌شکل پرشده با بتن با سنگدانه کربناتی = 0.08
- برای ستون‌های با مقاطع توخالی قوطی‌شکل پرشده با بتن با سنگدانه سیلیکاتی = 0.06
- برای ستون‌های با مقاطع توخالی قوطی‌شکل پرشده با بتن با سنگدانه کربناتی = 0.07

f_c= تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن (مگاپاسکال)

D= به شرح زیر تعیین می‌شود:

- قطر خارجی برای ستون‌های با مقطع دایره‌ای‌شکل (میلی‌متر)
- بعد خارجی برای ستون‌های با مقطع مربع (میلی‌متر)
- کوچک‌ترین بعد خارجی برای ستون‌های با مقطع مستطیل (میلی‌متر)

C= نیروی فشاری ناشی از بارهای مرده و زنده بدون ضریب (کیلو نیوتن)

KL= طول مؤثر ستون (میلی‌متر)

استفاده از رابطهٔ ۱۰-پ۶-۱۰ در صورتی مجاز است که تمامی محدودیت‌های زیر برآورده شوند:

۱) مدت‌زمان مقاومت در برابر آتش حداکثر برابر 2 ساعت باشد.

۲) تنش فشاری مشخصهٔ بتن حداقل برابر 20 MPa و حداکثر برابر 40 MPa باشد.

۳) ارتفاع مؤثر ستون حداقل 2 متر و حداکثر 4 متر باشد.

۴) بعد خارجی مقطع (D)، برای تمامی مقاطع حداقل برابر 140 میلی‌متر باشد. همچنین بعد مقاطع قوطی‌شکل (مربع یا مستطیل) حداکثر برابر 305 میلی‌متر و بعد مقاطع دایره‌ای‌شکل

inbr.ir

حداکثر برابر 410 میلی‌متر باشد.

۵) نیروی محوری فشاری (C) از مقاومت موجود هستهٔ بتنی بیشتر نباشد.

۱۰-پ۶-۲-۵ حفاظت با استفاده از بلوک‌های بنایی

مقاومت در برابر آتش ستون‌های فولادی محافظت‌شده با بلوک‌های بنایی از رابطهٔ زیر به دست می‌آید:

$$R = 1.22\left(\frac{M}{D}\right)^{0.7} + 0.00179\frac{T_e^{1.6}}{K^{0.2}} \times \left[1 + 392\left(\frac{A_s}{d_m T_e (0.25p + T_e)}\right)^{0.8}\right] \qquad (۱۰\text{-پ}۶\text{-}۱۱)$$

R= درجه‌بندی مقاومت در برابر آتش (ساعت)

M= جرم واحد طول ستون (کیلوگرم بر متر)

D= محیط در معرض گرمای ستون (میلی‌متر) مطابق شکل ۱۰-پ۶-۵

K= ضریب انتشار حرارت واحد بنایی بتنی یا سفالی مطابق جدول ۱۰-پ۶-۲

A_s= سطح مقطع ستون فولادی (میلی‌متر مربع)

d_m= چگالی واحد بنایی بتنی یا سفالی (کیلوگرم بر متر مکعب)

p= محیط داخلی واحدهای بنایی بتنی یا سفالی محافظ (میلی‌متر)

T_e= ضخامت معادل واحد بنایی بتنی یا سفالی (میلی‌متر) که از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود:

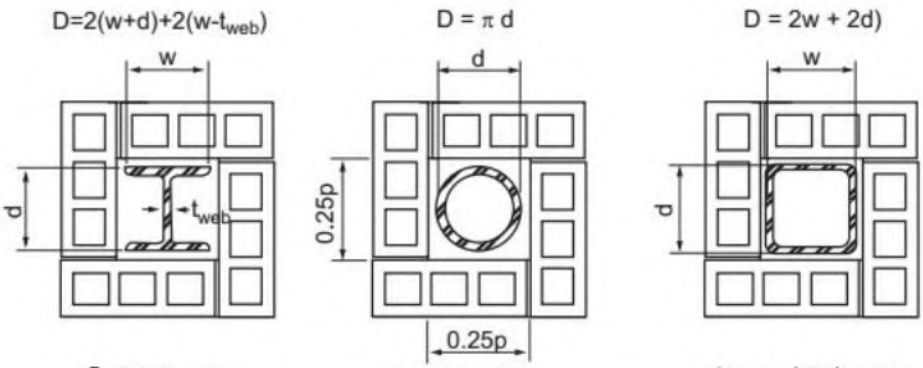
$$T_e = \frac{V_n}{LH} \qquad (۱۰\text{-پ}۶\text{-}۱۲)$$

V_n= حجم خالص واحد بنایی (میلی‌متر مکعب)

L= طول مشخصهٔ واحد بنایی (میلی‌متر)

H= ارتفاع مشخصهٔ واحد بنایی (میلی‌متر)

inbr.ir



شکل ۱۰-پ۶-۵: حفاظت ستون‌های فولادی با استفاده از بلوک‌های بنایی

جدول ۱۰-پ۶-۲: ضریب انتشار حرارت واحدهای بنایی

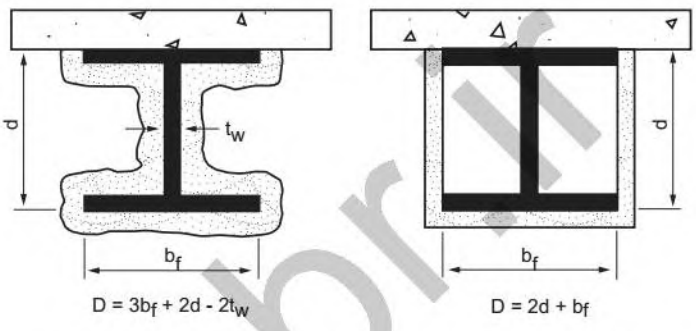
نوع واحد بنایی	چگالی واحد بنایی (kg/m^3)	ضریب انتشار حرارت - $\left(\frac{W}{m.K}\right)$
واحد بنایی بتنی	1280	0.36
	1360	0.39
	1440	0.44
	1520	0.48
	1600	0.53
	1680	0.59
	1760	0.65
	1840	0.72
	1920	0.79
	2000	0.88
	2080	0.97
	2160	1.07
	2240	1.19
	2320	1.31
	2400	1.45
واحد بنایی سفالی	1920	2.16
	2080	3.89

inbr.ir

۱۰-پ۶-۳ جزئیات حفاظت تیرهای فولادی

روش‌های حفاظتی مورد استفاده برای تیرهای فولادی باید تائید شده توسط مبحث سوم مقررات ملی ساختمان و مدارک فنی پشتیبان آن یا از طریق آزمون و ارزیابی دارای تائید از مرجع صدور گواهی‌نامه فنی (مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی) باشند.

در این بخش ضخامت پوشش حفاظتی برای تیرهای فولادی در معرض آتش براساس جرم واحد طول (M) و محیط در معرض گرمای تیر (D) ارائه می‌شود. منظور از محیط در معرض گرما (D)، محیط داخلی پوشش مقاوم در برابر آتش تیرهای فولادی بوده و مطابق شکل ۱۰-پ۶-۶ تعیین می‌شود.



شکل ۱۰-پ۶-۶: محیط در معرض گرمای تیرها با مقاطع مختلف (D)

روش ارائه‌شده در این بخش، برای تیرهای فولادی محافظت‌شده با مواد حفاظتی پایه معدنی پاششی قابل‌استفاده است. ضخامت پوشش برای تیرهای با مقاطع مختلف به تنهایی یا در مجموعه با سیستم کف، براساس نمونه‌های آزمایشی تأییدشدهٔ همان محصول تعیین می‌شود[۱].

ضخامت لایهٔ حفاظتی از رابطهٔ ۱۰-پ-۶-۱۳ به دست می‌آید:

$$h_2 = \left(\frac{\frac{M_1}{D_1} + 0.036}{\frac{M_2}{D_2} + 0.036} \right) h_1 \qquad (۱۰\text{-پ۶-}۱۳)$$

---

[۱] - مجموعه‌ای از نتایج آزمایشگاهی بر روی نمونه‌هایی با پیکربندی‌های مختلف در مراجع تأیید روش‌های حفاظتی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی قابل‌دسترسی است

h= ضخامت لایهٔ حفاظتی پاشیده‌شده (میلی‌متر)

M= جرم واحد طول تیر (کیلوگرم بر متر)

D= محیط در معرض گرمای تیر (میلی‌متر)

در رابطهٔ ۱۰-پ-۶-۱۳، زیرنویس ۱ مربوط به مشخصات نمونهٔ آزمایشی تأییدشده مشابه و زیرنویس ۲ مربوط به مشخصات تیر موردنظر است.

استفاده از رابطهٔ مذکور، در صورت برآورده شدن محدودیت‌های زیر مجاز است:

۱) نسبت $\frac{M_2}{D_2}$ تیر موردنظر حداقل 0.022 باشد.

۲) ضخامت لایهٔ حفاظتی (h_2) محاسبه‌شده، کمتر از 9.5 میلی‌متر نباشد.

۳) برای تیرهای مهارشده، مقطع تیر شرایط فشردگی را دارا باشد.

۱۰-پ۶-۴ جزئیات حفاظت خرپاهای فولادی

ضخامت پوشش محافظ اعضای خرپاهای فولادی می‌تواند مطابق بخش ۱۰-پ۶-۲-۱ به دست آید. مقدار نسبت $\frac{M}{D}$ اعضای خرپا به شرح زیر تعیین می‌شود:

- برای اعضای خرپا که از تمام وجوه در معرض آتش قرار دارند، نسبت $\frac{M}{D}$ مشابه ستون‌ها تعیین می‌گردد.
- برای اعضای خرپا که نگه‌دارنده کف یا سقف هستند، نسبت $\frac{M}{D}$ مشابه تیرها تعیین می‌شود.

۱۰-پ۶-۵ روابط محاسباتی باربری اعضای فولادی در معرض آتش و افزایش دما

این بخش به مشخصات مصالح در دماهای بالا و روش‌های محاسباتی جهت تعیین مقاومت اعضای فولادی در معرض آتش می‌پردازد.

۱۰-پ۶-۵-۱ ترکیبات بارگذاری مورد استفاده

مقاومت اعضای سازه که در معرض آتش و افزایش دما قرار گرفته‌اند، تحت ترکیبات بارگذاری مندرج در بخش حوادث غیرعادی مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین شود.

۱۰-پ۶-۵-۲ مشخصات مصالح در دماهای بالا

۱۰-پ۶-۵-۲-۱ انبساط حرارتی

مقدار ضریب انبساط حرارتی در دماهای بالا به شرح زیر تعیین می‌شود:

۱) فولاد ساختمانی و میلگردها: ضریب انبساط حرارتی در دماهای بالاتر از 66 درجه سلسیوس برابر 1.4×10^{-5} / °C در نظر گرفته شود.

۲) بتن معمولی: ضریب انبساط حرارتی در دماهای بالاتر از 66 درجه سلسیوس برابر 1.8×10^{-5} / °C در نظر گرفته شود.

۳) بتن سبک: ضریب انبساط حرارتی در دماهای بالاتر از 66 درجه سلسیوس برابر 0.79×10^{-5} / °C در نظر گرفته شود.

۱۰-پ۶-۵-۲-۲ مشخصات مکانیکی مصالح در دماهای بالا

مقاومت و سختی مصالح با افزایش دما کاهش می‌یابد که این تغییرات باید در تحلیل اعضای سازه به شرح زیر در نظر گرفته شود:

۱) برای اعضای فولادی مقادیر $E(T)$، $G(T)$، $F_p(T)$، $F_y(T)$ و $F_u(T)$ در دماهای بالا به‌صورت نسبتی از مقادیر آن‌ها در دمای محیط $(20°C)$ در جدول ۱۰-پ۶-۳ ارائه شده است. $F_p(T)$ حد خطی فولاد در دماهای بالا بوده که براساس نسبتی از تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد (F_y) بیان شده است.

۲) برای مصالح بتنی مقادیر $f_c(T)$، $E_c(T)$ و $\varepsilon_{cu}(T)$ در دماهای بالا به‌صورت نسبتی از مقادیر آن‌ها در دمای محیط $(20°C)$ در جدول ۱۰-پ۶-۴ ارائه شده است. برای بتن سبک مقدار $\varepsilon_{cu}(T)$ باید با توجه به نتایج آزمایشگاهی تعیین شود.

۳) برای پیچ‌های مقادیر $F_{nt}(T)$ و $F_{nv}(T)$ در دماهای بالا به‌صورت نسبی از مقادیر آن‌ها در دمای محیط $(20°C)$ در جدول ۱۰-پ۶-۵ ارائه شده است.

جدول ۱۰-پ۶-۳: مشخصات فولاد در دماهای بالا

$K_u = F_u(T)/F_y$	$K_y = F_y(T)/F_y$	$Kp = Fp(T)/F_y$	$K_E = E(T)/E$ $= G(T)/G$	دمای فولاد (°C)
*	*	1	1	20
*	*	1	1	93
*	*	0.8	0.9	200
*	*	0.58	0.78	320
1	1	0.42	0.7	400
0.94	0.94	0.4	0.67	430
0.66	0.66	0.29	0.49	540
0.35	0.35	0.13	0.22	650
0.16	0.16	0.06	0.11	760
0.07	0.07	0.04	0.07	870
0.04	0.04	0.03	0.05	980
0.02	0.02	0.01	0.02	1100
0	0	0	0	1200

* از مشخصات دمای متعارف محیط استفاده شود.

جدول ۱۰-پ۶-۴: مشخصات بتن در دماهای بالا

$\varepsilon_{cu}(T), \%$	$E_c(T) / E_c$	$k_c = f'_c(T) / f'_c$		دمای بتن (°C)
بتن معمولی		بتن سبک	بتن معمولی	
0.25	1	1	1	20
0.34	0.93	1	0.95	93
0.46	0.75	1	0.9	200
0.58	0.61	1	0.86	290
0.62	0.57	0.98	0.83	320
0.8	0.38	0.85	0.71	430
1.06	0.2	0.71	0.54	540
1.32	0.092	0.58	0.38	650
1.43	0.073	0.45	0.21	760
1.49	0.055	0.31	0.1	870
1.5	0.036	0.18	0.05	980
1.5	0.018	0.05	0.01	1100
0	0	0	0	1200

inbr.ir

جدول ۱۰-پ۶-۵: مشخصات پیچ‌های پرمقاومت در دماهای بالا

$F_{nt}(T) / F_{nt}$ یا $F_{nv}(T) / F_{nv}$	دمای پیچ، (°C)
1	20
0.97	93
0.95	150
0.93	200
0.88	320
0.71	430
0.59	480
0.42	540
0.16	650
0.08	760
0.04	870
0.01	980
0	1100

۱۰-پ۶-۵-۳ روش تفصیلی تحلیل و طراحی سازه در برابر آتش (تحلیل حرارتی-مکانیکی)

در این روش عملکرد کل اعضای سازه در معرض آتش مورد تحلیل قرار می‌گیرد. تحلیل سازه شامل پاسخ حرارتی و مکانیکی اعضای سازه است. پاسخ حرارتی سازه بیانگر تغییرات دمایی اعضای سازه تحت اثر سناریوی آتش‌سوزی موردنظر است. پاسخ مکانیکی سازه، بیانگر تغییرات نیروها و تغییرشکل‌های ایجادشده در اعضا ناشی از پاسخ حرارتی و بارهای موجود است.

اثرات ناشی از کاهش مقاومت و سختی در اثر افزایش دما، انبساط حرارتی، رفتار غیرخطی و بازتوزیع نیروها، تغییرشکل‌های بزرگ و تغییرات تابع زمان نظیر خزش و تغییر مشخصات مصالح با افزایش دما باید در تحلیل سازه و پاسخ مکانیکی اعضاء دیده شود.

نتایج تحلیل باید امکان ارزیابی تمامی حالت‌های حدی ممکن از قبیل تغییرشکل‌های بزرگ، گسیختگی اتصالات و کمانش‌های کلی و موضعی را فراهم نماید.

۱۰-پ۶-۵-۴ روش ساده‌شدهٔ تحلیل و طراحی سازه در برابر آتش

- روش‌های ارائه‌شده در این بخش، برای ارزیابی عملکرد یک عضو سازه‌ای منفرد در معرض آتش به‌کار می‌رود.
- شرایط مرزی (شامل شرایط تکیه‌گاهی و نیروهای ایجادشده در عضو) در دماهای بالا همانند شرایط عادی و بدون تغییر فرض گردد.
- پاسخ حرارتی اعضای فولادی و مختلط را می‌توان با استفاده از معادلهٔ انتقال حرارت یک‌بعدی تعیین کرد. برای اعضای خمشی، دمای فولاد باید به بال پایینی اعمال گردد.
- برای دماهای کمتر از $200^{\circ}C$ ، مقاومت موجود اعضا و اتصالات باید بدون در نظر گرفتن اثرات تغییرات دما تعیین شود.

پس از انجام تحلیل فوق، مقاومت‌های کششی، فشاری، خمشی و برشی اسمی عضو موردنظر در حضور حرارت باید به شرح زیر تعیین گردد:

الف) مقاومت کششی اسمی

مقاومت کششی اسمی عضو در دماهای بالا باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۳ و با فرض مصالح با مشخصات ارائه‌شده در بخش ۱۰-پ۶-۵-۲ تعیین شود. فرض می‌شود که دما در تمام سطح عضو به‌صورت یکنواخت به میزان حداکثر رسیده است.

ب) مقاومت فشاری اسمی

مقاومت فشاری اسمی عضو در دماهای بالا باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۴ و با فرض مصالح با مشخصات ارائه‌شده در بخش ۱۰۰-پ۶-۵-۲ و رابطهٔ زیر تعیین شود:

تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی در دماهای بالا از رابطهٔ زیر به دست می‌آید:

$$F_{cr}(T) = \left[0.42^{\sqrt{\frac{F_y(T)}{F_e(T)}}} \right] F_y(T) \qquad (۱۰-پ۶-۱۴)$$

$F_y(T)$ = تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد در دمای موردنظر

$F_e(T)$ = تنش کمانشی الاستیک با استفاده از رابطهٔ ۱۰-۲-۴-۴ و با فرض استفاده از $E(T)$ در دمای موردنظر

پ) مقاومت خمشی اسمی

برای تیرهای فولادی دما را در تمام عمق مقطع می‌توان ثابت و برابر با دمای محاسبه‌شده برای بال پایین در نظر گرفت. مقاومت خمشی اسمی مقاطع با دو محور تقارن براساس حالت حدی کمانش جانبی- پیچشی، در دماهای بالا براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۵ و با فرض مصالح با مشخصات ارائه‌شده در بخش ۱۰۰-پ۶-۵-۲، به شرح زیر تعیین می‌گردد:

۱) برای $L_b \le L_r(T)$:

$$M_n(T) = C_b\left\{M_r(T) + \left[M_p(T) - M_r(T)\right]\left[1 - \frac{L_b}{L_r(T)}\right]^{C_x}\right\} \le M_p(T) \qquad (۱۰\text{-پ}۶\text{-}۱۵)$$

۲) برای $L_b \ge L_r(T)$:

$$M_n(T) = F_{cr}(T)S_x \le M_p(T) \qquad (۱۰\text{-پ}۶\text{-}۱۶)$$

که در آن:

$$F_{cr}(T) = \frac{C_b\pi^2 E(T)}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}\sqrt{1 + 0.078\frac{Jc}{S_x h_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \qquad (۱۰\text{-پ}۶\text{-}۱۷)$$

$$L_r(T) = 1.95 r_{ts}\frac{E(T)}{F_L(T)}\sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{F_L(T)}{E(T)}\right)^2}} \qquad (۱۰\text{-پ}۶\text{-}۱۸)$$

$$M_r(T) = F_L(T)S_x \qquad (۱۰\text{-پ}۶\text{-}۱۹)$$

$$F_L(T) = F_y(K_p - 0.3K_y) \qquad (۱۰\text{-پ}۶\text{-}۲۰)$$

$$M_p(T) = F_y(T)Z_x \qquad (۱۰\text{-پ}۶\text{-}۲۱)$$

inbr.ir

$$C_x = 0.6 + \frac{T}{250} \le 3 \qquad (۱۰\text{-پ۶-۲۲})$$

T= دمای فولاد به علت قرار گرفتن در معرض آتش (درجه سلسیوس)

ت) مقاومت خمشی اسمی اعضای مختلط

در تیرهای مختلط فولادی، دما از بال پایین تا وسط ارتفاع جان مقطع به‌صورت ثابت در نظر گرفته شده و از آنجا تا بال فوقانی به‌صورت خطی و به میزان حداکثر 25 درصد کاهش یابد. مقاومت خمشی اسمی اعضای مختلط در دماهای بالا با استفاده از روابط بخش ۱۰-۲-۸ و با فرض مصالح با مشخصات ارائه‌شده در بخش ۱۰-پ۶-۵-۲ تعیین می‌گردد. همچنین مقاومت خمشی اسمی تیرهای مختلط فولادی در دماهای بالا را می‌توان از رابطهٔ زیر نیز به دست آورد. T دمای بال پایینی عضو است.

$$M_n(T) = r(T) M_n \qquad (۱۰\text{-پ۶-۲۳})$$

M_n= مقاومت خمشی اسمی عضو مختلط در دمای محیط

r(T)= ضریب حفظ مقاومت براساس دمای بال پایینی عضو (T) مطابق جدول ۱۰-پ۶-۶

جدول ۱۰-پ۶-۶: ضریب حفظ مقاومت برای مقاطع مختلط - r(T)

دمای بال پایینی تیر (°C)	r(T)
20	1
150	0.98
320	0.95
430	0.89
540	0.71
650	0.49
760	0.26
870	0.12
980	0.05
1100	0

inbr.ir

ث) مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی عضو در دماهای بالا باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۶ و با فرض مصالح با مشخصات ارائه‌شده در بخش ۱۰۰-پ۶-۵-۲ تعیین شود. فرض می‌شود که دما در کل مقطع به‌صورت ثابت باشد.

ج) مقاومت اسمی عضو برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی

مقاومت اسمی اعضا برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی حول یک یا دو محور، با یا بدون لنگر پیچشی باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۷ و با مقاومت محوری و خمشی ارائه‌شده در بندهای (الف) تا (ت) این بخش تعیین شود. مقاومت پیچشی اسمی عضو باید براساس الزامات بخش ۱۰-۲-۷ و با فرض مصالح با مشخصات ارائه‌شده در بخش ۱۰-پ۶-۵-۲ تعیین شود. دما در کل مقطع به‌صورت ثابت در نظر گرفته می‌شود.

inbr.ir