

مک کورمک



طراحی سازه‌های فولادی

به روش
ضریب بار و ضریب مقاومت
(LRFD)

چاپ دوم

ترجمه و اقتباس
دکتر فریدون ایرانی

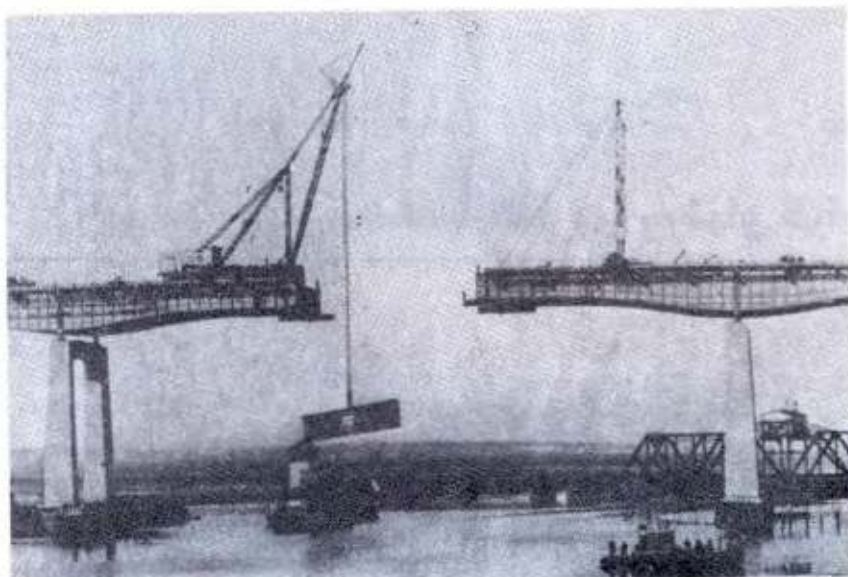
ضوابط و آیین‌نامه‌ها، بارگذاری و روشهای طراحی

۱-۲ ضوابط و آیین‌نامه‌ها

طراحی اغلب سازه‌ها توسط آیین‌نامه‌ها انجام می‌شود. حتی اگر طراحی سازه صددرصد بر اساس آیین‌نامه نباشد طراح از آیین‌نامه بعنوان راهنما استفاده می‌نماید. طراح هرچند که سازه‌های متعددی طرح کرده باشد نمی‌تواند با کلیه شرایط و حالات برخورد داشته باشد. استفاده از ضوابط بهترین اطلاعات را در اختیار طراح قرار می‌دهد. ضوابط مهندسی که توسط سازمانهای مختلف تهیه می‌شود گویای بهترین چکیده تحقیقات و نظریات کاربردی آنهاست.

کشورها با ضوابط مهندسی به کنترل و بررسی سازه‌های خود می‌پردازند. براساس این ضوابط بارهای طراحی، تنشهای طراحی، روشهای اجرای ساختمانها، کیفیت مصالح و سایر عوامل تعیین می‌شود. هرگونه ضابطه‌ای که از طرف مقامات کشوری تأیید نشده باشد نمی‌تواند ارزش قانونی داشته باشد. ضوابط AISC و AASHTO از جمله ضوابطی است که به ترتیب بر نحوه اجرای ساختمانها و پلها در ممالک متحده آمریکا حاکم است، این ضوابط بنوعی زیر بنای ضوابط کشوری ما را نیز تشکیل می‌دهد. برخی فکر می‌کنند که ضوابط مانع تفکر مهندسين می‌گردد آنها می‌گویند که مهندسين قدیمی که اهرام و پلهای عظیم رومی را ساختند از ضوابط مختصری پیروی می‌کردند که مطمئناً نیز درست می‌گویند. باید گفت که طی قرنهای تنها چند سازه انگشت شمار نظیر آنها و بدون توجه به هزینه مصالح، کارگر و سایر عوامل ساخته شده است. مطمئناً این سازه‌ها تنها براساس بصیرت و چند قاعده سرانگشتی موجود آن زمان احداث شده و سازه‌های ریخته و تخریب شده نیز در تاریخ ثبت نشده و بلکه آنچه پا برجا مانده است در معرض دید و قضاوت قرار دارد.

امروزه در هر زمان چندین سازه معتبر در جهان اجرا می‌شود که هر یک با مهمترین سازه زمان گذشته رقابت می‌کند. اگر قرار بود که هر مهندسی بر اساس بینش خود و بدون تکیه بر ضوابط به طراحی



نصب یک پل تیر ورقی

می‌پردازد. مطمئناً تعداد سازه‌های گسیخته عدد وحشتناکی بود. مطلب مهم در مورد ضوابط این است که آیین‌نامه‌ها به منظور محدود کردن مهندسين ایجاد نشده‌اند بلکه سبب می‌شوند که از مردم حفاظت شود. هر تعداد آیین‌نامه که تاکنون نوشته شده باشد باز هم ضوابط نمی‌تواند کلیه نکات طراحی و ایمنی سازه را دربرگیرد و نتیجتاً باید گفت که مسئولیت نهایی یک طرح ایمن در دست طراح سازه است.

۲-۲ بارگذاری

شاید مهمترین و مشکلترین وظیفه مهندس طراح تعیین میزان دقیق بارهای وارده بر سازه در طی عمر آن باشد. عملاً هر نوع باری که امکان اثر آن بر سازه وجود داشته باشد نمی‌تواند صرف‌نظر شود و پس از تعیین میزان هر یک از بارهای وارده باید ترکیب بدترین وضعیت بارهای وارده را معین کرد. به عنوان مثال باید از خود پرسید که در مورد یک پل شاهراه آیا امکان یخ‌زدگی و انباشته شدن برف در آن، همزمان با عبور تریلی با بار سنگین در کلیه خطهای عبوری پل به همراه وزش بادی با سرعت حدود 140km/H یا کمتر وجود دارد و یا باید به ترکیب دیگری اندیشید.

در مطالب بعدی این فصل به معرفی انواع بارهای موجود که مهندس سازه باید آنها را در نظر بگیرد خواهیم پرداخت. غرض این نیست که هر نوع بار را با جزئیات آن ذکر کنیم بلکه قصد ما این است که

احساس نحوه تأثیر بارها در سازه را در مهندس سازه ایجاد نماییم، خواهیم دید که بارها به بارهای زنده و مرده تقسیم شده‌اند.

۲-۳ بارهای مرده

بارهایی هستند که دارای مقدار ثابتی بوده و محل استقرار خود را نیز تغییر نمی‌دهند. این بارها شامل وزن اسکلت ساختمان و وزن قسمتهایی از ساختمان است که جزو لاینفک آن به حساب می‌آیند، در یک سازه فولادی بار مرده شامل وزن اسکلت فولادی، دیوارها، کفها، سقف، لوله کشی، اتصالات، تأسیسات بهداشتی و مشابه آن است.

برای طراحی سازه بار مرده ساختمان باید معین باشد تا بتوان به تحلیل آن پرداخت، بار مرده دقیق سازه زمانی معین خواهد شد که طراحی آن به اتمام رسیده و ابعاد قسمتهای مختلف ساختمان انتخاب شده باشد. لذا پس از اتمام طراحی اگر بارهای واقعی اعمالی با بارهای انتخابی برای تحلیل سازه متفاوت باشد بهتر است که تحلیل و طراحی سازه به منظور برآورد دقیقتر تکرار گردد.

تخمین بار مرده سازه می‌تواند بر اساس مراجعه به سازه‌های مشابه و یا روابط و جداول و جزئیات معماری در دسترس انجام گیرد. برای وزن مخصوص قسمتهای مختلف ساختمان می‌توان به نشریه ۵۱۹ مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران مراجعه کرد. یک طراح باتجربه معمولاً قادر به تخمین بار مرده با دقت بالایی است و می‌تواند با چنین تخمینی از تکرار محاسبات جلوگیری کند.

۲-۴ بارهای زنده

بار زنده به بارهایی اطلاق می‌شود که در طی بهره‌برداری از ساختمان امکان جابجایی و تغییر محل و مقدار آن بارها وجود دارد. به عبارت دیگر بارهایی که مرده نیستند در زمره بارهای زنده خواهند بود. بارهایی که بر اساس نیروی محرکه خود تغییر جا می‌دهند بارهای متحرک نامیده می‌شوند، وزن اشخاص، وسائط نقلیه و جرثقیلها از این جمله بارها می‌باشند. بارهای زنده دیگری هستند که خود متحرک نیستند، مبلمان، ساختمان، کالاهای انبار شده و برف از این جمله هستند. بارهای دیگری وجود دارند که از زمره دو نوع فوق نیز نمی‌باشند نظیر بارهای ضمن اجرا، اثر باد، اثر وزن آب انباشتگی، انفجار، فشار خاک و تأثیر درجه حرارت. ذیلاً شرح مختصری از بارهای فوق آمده است:

۱- بارهای کف: معمولاً حداقل بار زنده کف ساختمانها را می‌توان برحسب نوع ساختمان با مراجعه به نشریه ۵۱۹ مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران معین کرد. در جدول (۱-۲) برخی از مقادیر سربار ساختمانها ذکر شده است.

جدول ۱-۲ حداقل مقادیر بار کف‌ها برای طراحی ساختمانها

نشریه ۵۱۹ ایران	ضابطه AISI آمریکا	
		منازل مسکونی
200 kg/m ²	190 kg/m ²	آپارتمانها
500 kg/m ²	480 kg/m ²	اطاقهای عمومی
500 kg/m ²	480 kg/m ²	سالن‌های غذاخوری و رستورانها
500 kg/m ²	240 kg/m ²	نگارزها (برای سواری)
500 kg/m ²	480 kg/m ²	سالنهای ورزش، کف اصلی و بالکن‌ها
		اطاق ادارات
500 kg/m ²	480 kg/m ²	ورودی اصلی و هال
400 تا 200	240 kg/m ²	دفاتر کارمندان
		مدارس
350 kg/m ²	190 kg/m ²	کلاس درس
500 kg/m ²	480 kg/m ²	راهروی طبقه اول
500 kg/m ²	380 kg/m ²	راهروی طبقه‌های دیگر
		انبارهای کالا
1000 تا 750 kg/m ²	600 kg/m ²	انبار سبک
1500 kg/m ²	1200 kg/m ²	انبار سنگین
		فروشگاهها
	480 kg/m ²	طبقه اول
500 kg/m ²	360 kg/m ²	کف سایر طبقات

۲- برف و یخ: در مناطق سردسیر تأثیر برف و یخ قابل توجه است. معمولاً وزن یک متر برف برابر با 100kg/m² است ولی در محلهایی که امکان تراکم برف وجود داشته باشد وزن مخصوص برف بالا خواهد رفت. سر بار برف براساس محل استقرار ساختمان براساس ضوابط نشریه ۵۱۹ مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران معین خواهد شد. این نشریه مقدار سر بار برف را برحسب شیب ساختمان متفاوت معین کرده است. مقدار برف در بامهای شیب‌دار به دلیل لغزنده بودن پوششها مخصوصاً اگر از نوع فولادی باشد تقلیل خواهد یافت. امکان انباشتگی برف در بخشی از بام نیز وجود دارد. این انباشتگی امکان دارد به دلیل وزش باد باشد. در این حالت امکان دارد مقداری برف از روی بخشی از بام بر روی بخش دیگر انبار شود. طراحی پلها معمولاً برای بار برف انجام نمی‌گیرد زیرا که وزن برف در برابر وزن تریلر و سایر بارهای وارده بر پل ناچیز است. همچنین احتمال همزمانی حداکثر بار برف به همراه حداکثر بار عبور تریلرها بسیار ناچیز

است. گاهی اوقات امکان پوشش پلها و برجها با لایه ای از یخ وجود دارد، ضخامت این لایه می تواند از 2.5 cm تا 5 cm نیز باشد. در این حالت وزن یخ حاصل تا 50 kg/m^2 نیز خواهد رسید باید توجه داشت که این یخ زدگی ممکن است سطح در معرض بار سازه را افزایش دهد.

۳- باران: گرچه برای بامها بار برف تعیین کننده است، ولی امکان دارد انباشتگی آب باران به دلیل عدم تخلیه آن اتفاق افتد. در این حالت بار باران بیشتر از بار برف خواهد شد. در حالت آب انباشتگی کف مسطح شکل بشقابی گرفته و ظرفیت آب انباشتگی آن افزایش می یابد که خود باعث ایجاد خیز بیشتر و در نتیجه آب انباشتگی بیشتر می گردد. ادامه این عمل یا به تعادل رسید و یا باعث گسیختگی بام خواهد گردید. در کشورهایی که بارش باران شکل سیل آمیز دارد (نظیر ممالک متحده امریکا) مسأله آب انباشتگی و تخریب ساختمانها در اثر آن همه ساله پیش می آید ولی در کشور ایران چنین مسأله ای به صورت عمومی وجود ندارد و بلکه به صورت موردی باید مورد دقت قرار گیرد.

۴- بار ترافیک پلها: بار حاصل از عبور چرخ کامیونها و قطارها از روی پلها بصورت یک سری نیروهای متمرکز یا مقادیر متفاوت مشخص می شود.

۵- بارهای ضربه ای: بارهای ضربه ای در اثر تناوب بارها به وجود می آیند، واضح است که افتادن صندوقهای سنگین در اتبازها و یا پایین و بالا پریدن کامیون در کف ناهموار پلها سبب ایجاد بارهای بسیار سنگین در مقایسه با اثر تدریجی با آنها خواهد شد. بار حاصل از ضربه برابر با مابه التفاوت اثر بار در حالت سکون و بار ایجاد شده در حالت واقعی (با ضربه) است.

بر طبق بند A4.2 ضوابط LRFD اگر سازه ای تحت اثر بار دینامیکی قرار داشته باشد اثر استاتیکی، بار فوق برای در نظر گرفتن اثر ضربه باید به میزان زیر افزایش یابد:

100%	برای تکیه گاههای آسانسورها و دستگاه آسانسور
20%	برای تکیه گاههای ماشین آلات سبک که با میل لنگ و مشابه آن می گردند
50%	برای تکیه گاههای ماشین آلات رفت و برگشتی
33%	برای آویزهایی که کف و یا بالکن ها را نگهداری می کنند
25%	برای تکیه گاههای جراثقالهای کابین دار، تیرهای حمال آن و اتصالات
10%	برای تکیه گاههای جراثقالهایی که از زمین کنترل می شدند، تیرهای حمال آن و اتصالات

۶- بارهای جانبی: بارهای جانبی در دو نوع اصلی باد و زلزله هستند. آمار ۱۵۰ ساله مهندسی نشان می دهد که سازه های متعددی در اثر باد ویران شده اند. شاید دردناکترین آنها ریزش پل تای (Tay) در اسکاتلند باشد که در سال ۱۸۷۹ میلادی ۷۵ کشته برجای گذاشت. پل معلق تا کوما (Tacoma) در سال ۱۹۴۰ میلادی واژگون شد و ساختمان یونیون کار باید در شهر تورنتو کانادا در سال ۱۹۵۸ ویران گشت. باید اشاره کرد که اغلب ویرانی سازه ها در زمان نصب آنها بوده است.

الف - بار باد: مقالات فراوانی در سالهای اخیر به بررسی اثر باد اختصاص یافته است و چون اثر آنرا نمی‌توان به صورت دقیق معین کرد لذا این مقوله به تحقیقات بیشتری نیازمند است. شدت بار باد به موقعیت سازه، ارتفاع آن، نوع زمین اطراف آن و چندین عامل دیگر بستگی دارد.

معمولاً فرض می‌شود که بار باد به صورت یکنواخت به سطوح سمت بادگیر ساختمانها اثر کند و امکان وزش باد از هر جهت نیز ممکن باشد. فرضیات فوق آنچنان دقیق نیستند، زیرا فشار باد چندان در کل سطح یکسان نیست مثلاً شدت آن در حوالی گوشه‌های ساختمان بیشتر است. چون از نظر عملی در نظر گرفتن کلیه عوامل در محاسبات ممکن نیست لازم است که بر طبق قواعد آیین‌نامه‌ها عمل نماییم. امروزه آیین‌نامه‌ها در مورد اثر بار باد هر زمان به دقت ضوابط خود می‌افزایند.

اگر محاسبی در تعیین شدت بار باد برای ساختمانی کوتاه بر آورد ضعیفی داشته باشد مسأله آنچنان مهم نخواهد بود ولی اگر این خطا در مورد ساختمانی بلند و ظریف و یا پلی طول انجام گیرد مطمئناً قابل گذشت نخواهد بود. برخی از محاسبین هرگاه ارتفاع ساختمان کمتر از دو برابر کوچکترین بعد ساختمان باشد از محاسبه باد صرف‌نظر می‌کنند زیرا معتقد هستند که برای چنین ساختمانهایی عناصر سازه‌ای موجود قادر به مقاومت در برابر اثر باد می‌باشند. بهتر است که در هر صورت محاسبه ساختمان تحت اثر عوامل مؤثر انجام گیرد و اگر اثر باد در مقایسه با سایر عوامل ناچیز باشد از آن صرف‌نظر گردد. اگر کف ساختمان با مصالحی که چندان مقاومت مناسبی ندارد ساخته شود و یا ساختمان در ناحیه‌ای قرار گیرد که شدت باد بالا باشد (نظیر مناطق ساحلی) در هر صورت باید ساختمان در برابر باد محاسبه گردد.

آیین‌نامه‌ها معمولاً ضوابط خاصی را برای طراحی ساختمانها در مقابل طوفانهای شدید ندارند. زیرا طراحی ساختمانها در مقابل این طوفانها از نظر اقتصادی غیر قابل قبول است. البته این طرز تفکر در حال تغییر است. تحقیقات اخیر نشان می‌دهند با هزینه قابل قبولی می‌توان مقاومت ساختمانها در مقابل باد را به مقدار زیادی افزایش داد. این کار از طریق کلاف‌بندی سقف به دیوارها و پی و همچنین اتصال مناسب بین پنجره‌ها و دیوارها و سایر اجزاء ساختمان تأمین می‌شود.

اثر باد به صورت فشاری در سمت بادگیر و به صورت مکشی در سمت پشت بادگیر است، مکش در سقف امکان دارد سبب کنده شدن پوشش بامها گردد. مکش در بامها می‌تواند بسته به محل استقرار ساختمان شدت بالایی نیز داشته باشد.

به منظور محاسبه ساختمانها در برابر فشار باد در کشور ایران می‌توان به نشریه ۵۱۹ مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران مراجعه کرد.

در یک مدت زمانی چندین ساله کمیته تخصصی باد مؤسسه ASCE مطالعات جامعی در مورد اطلاعات مربوط به نیروی باد انجام داد و در سال ۱۹۶۱ میلادی این مطالعه از طرف کمیته فوق ارائه شد (Wind Forces on Structures) چنانچه در این گزارش نوشته شده است غرض از ارائه گزارش ارائه

اطلاعات جامعی به مهندس محاسب است. در این گزارش ضرایب فشار باد بر سازه های مستقر در محل های مختلف داده شده و اطلاعات ارزنده ای به منظور برآورد و تعیین دقیق و واقعی بار باد ذکر شده است.

فشار باد را می توان از طریق معادله زیر که در آن p شدت بار باد بر حسب kg/m^2 ، C_s ضریب شکل و V سرعت باد بر حسب m/s است معین کرد.

$$p = 0.0623 C_s V^2$$

در این رابطه ضریب C_s به شکل سازه و مخصوصاً بام آن بستگی دارد. اگر سازه به صورت جعبه ای باشد $C_s = 1.3$ است که 0.8 در سمت بادگیر 0.5 به صورت مکش در سمت پشت بادگیر است. همان گونه که بیان شد، تعیین دقیق بار بحرانی باد بر ساختمانها و یا پلها کار بسیار پرزحمتی است ولی در هر صورت امروزه با اطلاعات موجود می توان برآورد قابل قبولی برای این هدف به عمل آورد.

ب- بار زلزله: بعضی نواحی در دنیا در محل های زلزله خیز قرار دارند و برای محاسبه ساختمانها و پلهای واقع در این نواحی باید محاسبه در برابر بار زلزله به عمل آید. در طی زلزله سطح زمین شتاب پیدا می کند که بردار شتاب را می توان به دو مؤلفه قائم و موازی با افق تجزیه کرد. در عمل از مؤلفه قائم بر افق صرف نظر می شود ولی مؤلفه افقی مخرب بوده و باید در برابر اثر تخریبی آن اندیشه درست به کار رود.

اغلب ساختمانها را می توان با اضافه هزینه کمی در برابر زلزله مقاوم نمود و از طرف دیگر در سالهای اخیر بررسی زلزله ها نشان داده است که ساختمانهای متعارفی که در برابر زلزله بررسی نشده اند حتی در زمان وقوع زلزله با شدت نسبتاً کم به راحتی تخریب می گردند. روابط مختلفی برای جایگزینی شتاب زلزله با نیروی معادل استاتیکی آن ارائه شده است در این روابط نیروی معادل بستگی به جرم سازه دارد. نیروهای معادل برابر با درصدی از نیروی ثقل سازه و بر حسب موقعیت زلزله خیزی ناحیه، فرم سازه و سایر عوامل مؤثر تعیین شده اند. طراح سازه می تواند از روش تحلیل دینامیکی سازه نیز به این منظور استفاده کند.

برخی نیروی زلزله را ضریبی از بار باد در نظر می گیرند. که چنین تفکری صحیح نیست زیرا عملکرد بارهای زلزله متفاوت از عملکرد بار باد است. مقدار بار باد بستگی به سطح در معرض باد دارد در صورتی که بار زلزله به وزن ساختمان بستگی پیدا می کند.

اثر شتاب افقی زلزله با افزایش ارتفاع ساختمان از سطح زمین افزایش می یابد و براساس آن بارهای طراحی نیز متناسب با آن افزایش پیدا می کند، در این صورت واضح است که برجها، مخازن مرتفع مایعات و نظیر آن از نظر بررسی استحکام در برابر زلزله موقعیت خاص پیدا می کنند.

در ایران بررسی سازه ها در برابر زلزله بر طبق نشریه شماره ۸۲ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن تحت عنوان «آیین نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله» انجام خواهد گرفت.

۷- بارهای افقی: بارهای افقی از جمله بارهای مهمی هستند که در طراحی برخی از سازه ها باید در نظر گرفته شوند، هرگاه قطاری اقدام به ترمزگیری کند و یا کامیون سنگینی به ناگهان از حرکت بایستد

نیروی افقی قابل توجهی به سازه اعمال خواهد کرد. تصور کنید که یک کامیون سنگین ۴۰ تنی با سرعت ۱۰۰ کیلومتر در ساعت ناچار شود روی یک پل اقدام به ترمز ناگهانی کند. جراثقالها در ساختمانهای صنعتی نیز در اثر ترمز ایجاد نیروی افقی می‌نمایند.

۸- سایر بارهای زنده: از جمله بارهای زنده که مهندس محاسب ناچار به در نظر گرفتن آن است می‌توان به فشار خاک (حاصل از فشار خاک جانبی پی‌ها و دیوارهای حائل) فشار هیدرواستاتیکی (نظیر فشار آب در سدها، نیروی اینرسی حاصل از زلزله که از طریق آب اعمال می‌شود و نظیر آن). بار انفجار (حاصل از انفجارهای مختلف توسط اسلحه‌های ارتش) بارهای حرارتی (حاصل از تغییر درجه حرارت که سبب تغییر شکل و تغییر تنش می‌شود)، بارهای گریز از مرکز (که در پلهای خمیده و در اثر حرکت کامیونها، و یا قطارها به وجود می‌آید) و نظیر آن اشاره نمود.

۲-۵ انتخاب بارهای طراحی

برای اینکه مهندس محاسب بتواند تخمین درستی از میزان و انواع بارهای زنده مؤثر بر سازه داشته باشد، در طی سالیان متمادی مطالعات فراوانی انجام گرفته است و این مطالعات در قالب آیین‌نامه‌های ساختمانی ارائه شده است، در این آیین‌نامه‌ها تخمین‌های متعدد و محافظه کارانه از مقدار بارهای زنده در موقعیت‌های مختلف آنها بیان شده است، در کشور ایران چنانچه قبلاً نیز ذکر شد توصیه می‌شود:

۱- برای طراحی پلهای راه آهن تا زمان ارائه آیین‌نامه مناسب از ضوابط AREA ممالک متحده آمریکا استفاده شود.

۲- برای طراحی پلهای جاده‌ای تا زمان ارائه آیین‌نامه مناسب از ضوابط AASHTO ممالک متحده آمریکا استفاده شود.

۳- برای طراحی ساختمانها از نشریه ۵۱۹ مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران و نشریه شماره ۸۲ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن استفاده شود.

در این ضوابط نحوه اعمال بارهای زنده به سازه‌ها به صورت کامل ذکر شده است. اضافه بر آنچه در این ضوابط ذکر می‌شود، مهندس سازه باید با دقت به نوع سازه بارهای خاص سازه را پیش‌بینی نموده و سازه را در برابر آنها طراحی کند. در سالهای گذشته به دلیل آنکه تغییرات حاصل از تکنولوژی وسائط نقلیه در محاسبات پیش‌بینی نشده است، کشورها ناچار بوده‌اند به کرات به تقویت و یا تعریض ابنیه جاده‌ای اقدام کنند.

۶-۲ روشهای طراحی ارتجاعی و خمیری

تقریباً همه ساختمانهای فولادی موجود به روش ارتجاعی طراحی شده‌اند. در این روش طراح بارهای کاربردی را که بارهای مؤثر بر سازه طی استفاده از آن می‌باشد معین می‌کند و قطعات سازه را براساس تنشهای مجاز معین می‌نماید. تنشهای مجاز معمولاً درصدی از تنش تسلیم فولاد است. بسیاری از ضوابط آیین نامه مربوط به طرح ارتجاعی عملاً براساس عملکرد نهایی و خمیری فولاد معین شده است. شکل پذیری فولاد عاملی است که سبب می‌شود فولاد دارای ذخیره باربری بالایی باشد براساس این خاصیت طرح خمیری سازه‌های فولادی معین شده است. در این روش پس از تعیین بارهای سرویس آنها را در ضرایب بار و یا ضرایب اطمینان ضرب می‌کنند و قطعات سازه را بر اساس ظرفیت خرابی طراحی می‌نمایند. نام دیگر این روش طرح نهایی است collapse design.

طراحان می‌دانند که بخش اعظم از منحنی تنش- کرنش فولاد پس از نقطه تسلیم قرار دارد. از طرف دیگر آزمایشها نشان داده است که ظرفیت باربری تنش در فولاد پس از نقطه تسلیم بالا است و به این جهت در صورتی که سازه نامعینی تحت اضافه بار ناخواسته قرار گیرد بدون گسیختگی براساس خاصیت شکل پذیری و توزیع تنش، فولاد آنرا تحمل خواهد کرد. به این دلیل روشهای متعدد طرح خمیری فولاد در سالهای اخیر ارائه شده و معلوم شده است که روش طرح خمیری در مورد برخی از انواع سازه‌ها بر روش ارتجاعی فولاد مزیت قابل توجهی دارد.

۷-۲ روش ضریب بار و مقاومت

روش طراحی سازه‌های فولادی سریعاً به سمت روش ضریب بار و مقاومت حرکت می‌کند (LRFD). این روش بخش عمده از مفاهیم روش طرح نهایی، طرح خمیری، طرح حدی را در بر می‌گیرد. روش ضریب بار و مقاومت فلسفه حالات حدی را در بر می‌گیرد. لفظ حالات حدی زمانی اطلاق می‌شود که سازه یا بخشی از آن دیگر قادر به ایفای نقش خود نمی‌باشد.

حالات حدی استحکام براساس ظرفیت باربری سازه است و استحکام خمیری، کماتشی، تردشکنی خستگی، واژگونی و نظایر آن را در بر می‌گیرد.

حالات حدی کارایی به عملکرد سازه تحت اثر بارهای وارده بر سازه برمی‌گردد و به عواملی نظیر خیز بیش از حد، لغزش، ارتعاش، ترک خوردگی، و نظیر آن مربوط خواهد شد.

سازه نه تنها باید تحت بارهای طراحی و نهایی از خود استحکام نشان دهد بلکه بایستی تحت بارهای وارده شرایط مورد نیاز استفاده کنندگان را از نظر ارتعاش، خیز و مشابه آن تأمین نماید.

به عنوان مثال در یک آسمان خراش طراحی سازه باید به نحوی باشد که رانش drift (خیز جانبی) آن

به میزانی باشد که حین وزش طوفانهای رایج حالت ترس و وحشت در ساکنان آن ایجاد نکنند، و از نظر استحکام نیز سازه آن قادر به تحمل حداکثر طوفانی در محدوده ۵۰ ساله باشد. گرچه امکان دارد ساختمان در طی چنین طوفانی اندکی آسیب ببیند و یا ساکنان آن کمی احساس ناراحتی کنند.

روش LRFD بیشتر به تأمین استحکام سازه بر اساس حالات حدی می‌پردازد و قضاوت عملکرد سازه را در برابر حالات کارایی به مهندس سازه واگذار می‌کند. این به آن معنا نیست که حالات کارایی سازه از اهمیت اندکی برخوردار است بلکه تعیین حدود فوق به نحوه زندگی عموم مردم بستگی دارد. ضمناً امنیت و تأمین زندگی عموم به قضاوت طراح واگذار نمی‌شود.

در روش LRFD بارهای وارده (بارهای کاربردی) Q_i در ضرایب بار یا ضرایب اطمینان γ_i که معمولاً بزرگتر از واحد می‌باشند ضرب می‌شوند و به بارهای ضریب‌دار Factored loads تبدیل می‌شوند و از این بارها در طراحی سازه استفاده می‌شود. مقدار ضرایب بار متغیر است و بستگی به نوع ترکیب بارها با یکدیگر دارد ضرایب بار در بند (۸-۲) به تفصیل بیان شده است.

ابعاد سازه به نحوی تعیین می‌شود که دارای استحکام نهایی طراحی design ultimate strength باشد به نحوی که بتواند در برابر بارهای ضریب‌دار مقاومت کند. این استحکام برابر با استحکام اسمی یا نظری قطعه، R_n است که در ضریب مقاومت resistance factor ϕ ضرب شده است. ضریب مقاومت معمولاً کمتر از واحد است به کمک این ضریب طراح احتمال پایین بودن استحکام قطعه را که ناشی از جنس، ابعاد و اجرا است در نظر می‌گیرد. علاوه بر این، این ضرایب به نوعی تعیین شده‌اند که ضریب اطمینان یکنواختی در طراحی به وجود آید (بند ۲-۱۱). مقادیر ϕ برای حالات مختلف در بند (۲-۹) ذکر شده است. برای یک قطعه خاص، مطالب فوق را می‌توان در رابطه زیر خلاصه کرد.

(حاصل ضرب ضرایب مقاومت در استحکام اسمی) \leq (مجموع حاصل ضرب اثرات بارهای وارده در ضرایب آنها)

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

سمت چپ این رابطه بستگی به اثر بارها بر سازه دارد و سمت راست رابطه وابسته به ظرفیت و مقاومت قطعه است.

در کانادا سالهاست که از روش طراحی بر اساس حالات حدی که پایه آماری دارد استفاده می‌شود و در اروپا نیز پیشرفتهای زیادی به منظور یکنواخت کردن آیین‌نامه کشورهای مختلف انجام شده است. سعی می‌شود که در آینده از روش مشابهی در طراحی سازه‌های بتنی و چوبی در اروپا و آمریکا استفاده شود.

۸-۲ ضرایب بار

نقش ضرایب بار این است که بارها را تا حدی که عدم اطمینان از تخمین مقادیر بارهای مرده یا زنده و از بین برد افزایش دهد. به عنوان مثال «با چند درصد اطمینان شما می‌توانید شدت بدترین باد و یا بیشترین

بار برف را که امکان دارد بر ساختمان مسکونی شما اثر کند معین کنید؟»

مقادیر ضرایب بار برای بارهای مرده کوچکتر از مقادیر این ضرایب در مورد بارهای زنده است زیرا که مقادیر بارهای مرده را با دقت بالاتری می توان معین کرد. انتظار این است که روش LRFD بتواند بهتر از روش ارتجاعی تغییرات بارها را برای طراحان معین کند.

ضوابط LRFD ضرایب بار و یا ترکیب بارهایی را که توسط ضوابط ANSI به عنوان حداقل بارهای وارده بر سازه‌ها معین شده انتخاب کرده است.

بارگذاری عادی در روش LRFD توسط روابط A4-1 و A4-2 معرفی شده است. در این روابط D برای بار مرده، L برای بار زنده و L_r برای بار زنده بام، S بار برف و R بار یخ زدگی یا باران معین شده است. حرف U نشان دهنده بار نهایی است.

$$U = 1.4D \quad (\text{رابطه LRFD A4-1})$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) \quad (\text{رابطه LRFD A4-2})$$

بارهای ضربه‌ای تنها در رابطه دوم داخل خواهند شد. بارگذاری فوق العاده که شامل اثرات بار باد (W) و زلزله (E) نیز می‌شود، از طریق روابط زیر اعمال خواهد شد.

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + (0.5L \text{ یا } 0.8W) \quad (\text{رابطه LRFD A4-3})$$

$$U = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) \quad (\text{رابطه LRFD A4-4})$$

$$U = 1.2D + 1.5E + (0.5 \text{ یا } 0.2S) \quad (\text{رابطه LRFD A4-5})$$

بارهای ضربه‌ای را باید تنها در ترکیب A4-5 به کاربرد در ترکیبات A4-3، A4-4 و A4-5 اگر موارد گاراز، سالن اجتماعات و هر مکانی که بار زنده آن بیشتر از 500kg/m^2 مطرح باشد ضریب L برابر با واحد گرفته خواهد شد.

اگر حالت از جاکندگی مطرح باشد، ترکیب خاصی در LRFD به کار می‌رود. از این ترکیب در ساختمانهایی که واژگونی سازه می‌تواند امکان وقوع پیدا کند استفاده خواهد شد. در این ترکیب شدت بار مرده ۱۰ درصد تقلیل یافته است تا بتواند خطای اضافه تخمین بار مرده را جبران کند.

$$U = 0.9D - (1.3W \text{ یا } 1.5E) \quad (\text{رابطه LRFD A4-6})$$

مقادیر بارها و سربارها را باید از ضوابط قانونی استخراج کرد و البته اگر ضوابط فوق تقلیل سرباری را به دلایلی لازم می‌دانند آن موارد نیز باید اعمال گردد.

در مثال (۲-۱) محاسبه مختصری در مورد ترکیب بارگذاریها در LRFD انجام گرفته، بدیهی است که بیشترین مقدار باید در طراحی ستون مورد نظر به کار گرفته شود.

مثال ۱-۲

نیروی محوری یک ستون تحت اثر بارهای مختلف به شرح زیر محاسبه شده است. مطلوب است تعیین بار طراحی بحرانی این ستون $90 \text{ ton} = \text{بار مرده}$ $20 \text{ ton} = (\text{بار حاصل از سر بار بام، برف یا آب انباشتگی})$

$110 \text{ ton} = (\text{بار زنده کفها که براساس ضوابط لازم تقلیل یافته است})$ $35 \text{ ton} = \text{بار باد و}$
 $25 \text{ ton} = \text{بار زلزله}$

حل:

$$U = 1.4(90) = 126 \text{ ton} \quad \text{A4-1}$$

$$U = 1.2(90) + 1.6(110) + 0.5(20) = 294 \text{ ton} \quad \text{A4-2}$$

$$U = 1.2(90) + 1.6(20) + 0.5(110) = 195 \text{ ton} \quad \text{A4-3a}$$

$$U = 1.2(90) + 1.6(20) + 0.8(35) = 168 \text{ ton} \quad \text{A4-3b}$$

$$U = 1.2(90) + 1.3(35) + 0.5(110) + 0.5(20) = 218.5 \text{ ton} \quad \text{A4-4}$$

$$U = 1.2(90) + 1.5(25) + 0.5(110) = 200.5 \text{ ton} \quad \text{A4-5}$$

$$U = 0.9(90) - 1.3(35) = 35.5 \text{ ton} \quad \text{A4-6a}$$

$$U = 0.9(90) - 1.5(25) = 43.5 \text{ ton} \quad \text{A4-6b}$$

دیده می‌شود که بار طراحی بحرانی برابر با 294 ton و براساس رابطه A 4-2 ضوابط LRFD معین می‌شود، و همچنین دیده می‌شود که رابطه A 4-6 خطر از جا کنندگی را نشان نمی‌دهد.

۹-۲ ضرایب مقاومت

برای تخمین دقیق استحکام نهایی سازه لازم است که عدم اطمینان حاصل از استحکام مواد، اندازه ابعاد و دقت در اجرا در محاسبات ملحوظ گردد. براساس ضریب مقاومت طراح نشان می‌دهد که تعیین استحکام دقیق قطعات به دلیل نقص تنوری (مثلاً وجود فرضیات حاکم بر تحلیل قطعات)، تغییرات خواص مواد خطا در ابعاد قطعات ممکن نیست.

برای چنین مقصودی استحکام نهایی نظری (که استحکام اسمی خوانده می‌شود) قطعه در ضریب مقاومت ϕ که اغلب کمتر از واحد است ضرب می‌شود. مقدار این ضریب برای ستونها 0.85 و برای قطعات کششی 0.75 یا 0.90 و برای قطعات خمشی 0.90 می‌باشد.

مقادیر متعارف ضرایب مقاومت بر طبق ضوابط LRFD در جدول ۲-۲ ذکر شده است. سایر مقادیر

این ضریب (نظیر ضریب مربوط به جوش جناغی و گوشه، مقاومت برشی پیچها و لهیدگی جان و نظیر آن) در فصلهای بعدی این کتاب آورده خواهد شد.

جدول ۲-۲ مقادیر متعارف ضرایب مقاومت

ضرایب مقاومت ϕ	شرح
۱/۰	تماس (فشار) بین سوزنها و جدار سوراخ، جاری شدن جان تحت بار متمرکز، مقادیر برشی پیچها در اتصالات اصطکاکی
۰/۹۰	خمش و برش تیرها، تنش جوش گوشه در امتداد محور جوش، فلز مینای جوش جناغی
۰/۸۵	ستونها، لهیدگی جان، فاصله از لبه سوراخها و ظرفیت باربری تماس در سوراخها
۰/۸۰	برش در سطح مؤثر جوشهای با نفوذ کامل، کشش در جوشهای جناغی در سطح مؤثر جوشهای با نفوذ نسی
۰/۷۵	کشش پیچها، جوشهای کام و انگشتانه، گسیختگی در سطح خالص قطعات کششی
۰/۶۵	تماس (فشار) در پیچها (بجز پیچهای خام)
۰/۶۰	تماس (فشار) در پیچهای خام، فشار (تماس) در پی‌های بتنی

۲-۱۰ بحثی در مورد مقادیر بار و ضرایب مقاومت

بعضی از افراد ممکن است احساس کنند که طراحی ساختمان با این ضرایب افزایش بار و کاهش مقاومت غیراقتصادی باشد. باید دانست که این ضرایب حاصل تحقیقات شبانه‌روزی است که براساس عوامل ناشناخته به وجود آمده‌اند. برخی از عوامل فوق به شرح زیر هستند:

- ۱- استحکام مواد می‌تواند از مقادیر اسمی خود به اندازه کافی فاصله بگیرد برخی از عواملی که با گذشت زمان اثر می‌کند. خزش، فساد یا خوردگی و خستگی هستند.
- ۲- روشهای تحلیل همواره دارای خطای قابل ملاحظه‌اند.
- ۳- پیش‌بینی اثرات عواملی نظیر گردبار، زلزله و مشابه آن بسیار مشکل است.
- ۴- تنشهای حاصل از ساخت و نصب اغلب قابل ملاحظه هستند.

در کارگاه قطعات مورد ساخت را با عدم رعایت کافی تهیه می‌کنند، آنها را پرتاب می‌کنند، می‌کوبند و برای هم باد کردن سوراخهای پیچ آنها را به فشار می‌اندازند به نوعی که ممکن است تنشهای حین اجرا و نصب گاهی بیشتر از تنش مورد انتظار بارگذاری اصلی باشد. مثلاً تیرهای کف اطلاعاتی یک واحد مسکونی اگر برای سربار 200 kg/m^2 طراحی شود حین ساخت ممکن است پیمانکار با توده کردن آجرهای مورد نیاز برای ساخت طبقات دیگر بیش از 400 kg/m^2 کف

مزبور را تحت بارگذاری قرار دهد. البته اجرای ساختمان شاید نیاز به عملیات مشابهی داشته باشد لذا دانشجویان باید بدانند که در حین اجرا چه اتفاقاتی به وقوع می‌پیوندد. (احتمالاً اکثر قطعات فولادی در محلی از خود تحت بارگذاری فوق‌العاده قرار می‌گیرند ولی ندرتاً برخی از آنها گسیخته می‌شود، در اغلب حالات فوق‌خاصیت شکل‌پذیری فولادی قطعه را نجات می‌دهد).

۵- پیشرفت صنعت باعث ازدیاد بارگذاری ابنیه می‌شود. بارهای دائم‌التراژید ترافیک پلها یکی از این مثالهای قابل ذکر است. بار باد نیز به نظر می‌رسد که دائم در حال افزایش است و یا اینکه ضوابط ساختمانی همواره مقدار فشار باد را افزوده‌اند.

۶- اگر بتوان مقدار بار مرده را با دقت بالایی معین کرد، شدت سربارهای وارده را نمی‌توان با همان دقت معین نمود. این مطلب هرگاه ترکیبی از بارهای زنده موردنظر باشد بیشتر حقیقت پیدا می‌کند.

۷- سایر عوامل ناشناخته نظیر وجود تنش پس‌ماند، تمرکز تنش، تغییر ابعاد مقطع قطعه و نظیر آن می‌تواند مشکل ایجاد کند.

۲-۱۱ میزان اعتماد در ضوابط LRFD

غرض از میزان اعتماد تخمین درصد زمانهایی است که در طول عمر سازه (مثلاً ۵۰ سال) مقاومت آن بیشتر و یا مساوی حداکثر بارهای وارد بر آن است. در این بند سعی می‌شود که بیان شود چگونه:

۱- ارائه دهندگان LRFD روشی برای تخمین میزان اعتماد طرحهای مورد نظر تهیه کردند.

۲- آنها آنچه را که میزان اعتماد در وضعیت‌های مختلف گفته می‌شود معین کردند.

۳- قادر شدند که ضرایب مقاومت ϕ را معین کنند تا طراحان سازه فولادی به میزان اعتماد مورد نظر در بند ۲ دست پیدا کنند.

قبل از شروع مطلب باید کلمه گسیختگی failure را بنحوی که در این مبحث مورد نظر است تعریف نماییم. فرض کنید که طراحی ادعا کند که میزان اعتماد reliability در طرح او ۹۹/۷ درصد است (این رقم عدد به دست آمده در اغلب طرحهای مربوط به LRFD است). این بدان معناست که اگر این طراح بتواند یک هزار طرح اجرا کند احتمال دارد سه طرح او در طی یک دوران ۵۰ ساله تحت اضافه بار ناخواسته قرار گرفته و گسیخته شود. شاید خواننده فکر کند که چنین میزان به صورت غیر منطقی بالا باشد.

برای نگارنده در صد ۹۹/۷ به این معنا نیست که ۳ واحد از ۱۰۰۰ واحد فرو خواهند ریخت بلکه این سازه‌ها تحت بار وارده در حیطه خمیری فولاد و یا حتی به حیطه سختی مجدد کرنش خواهد رسید و لذا

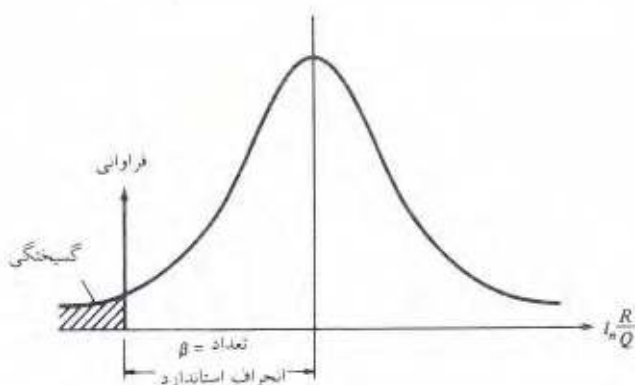
تغییر شکل قطعه در اثر اضافه بار بالا بوده و سازه در ناحیه‌ای از خود ممکن است آسیب ببیند. البته انتظار نمی‌رود که هیچ یک از این سازه‌ها کاملاً تخریب شوند (اگر کسی با علم آمار و احتمالات نا آشنا باشد شاید به دنبال میزان اطمینان صد درصد بگردد که چنین امری محال است).

برای بررسی مطلب فرض می‌شود که میزان اعتماد در سازه‌های طراحی شده توسط ضوابط AISC در طی سالیان قبل را بررسی کنیم، اگر استحکام با مقاومت R سازه را معین کرده و همچنین حداکثر بار وارده بر آن یعنی Q را تعیین نماییم، زمانی سازه مورد اعتماد خواهد بود که $R \geq Q$ باشد.

در حالت کلی مقادیر R و Q اعداد نامشخص هستند، هرگز با اطمینان صد درصد نمی‌توان گفت که R برای یک سازه معلوم همواره برابر یا بزرگتر از Q است. هر قدر هم سازه با دقت محاسبه و ساخته شده باشد باز هم امکان اندکی وجود دارد که Q بزرگتر از R شود. هدف طراحان LRFD این بوده است که این احتمال را در درصد بسیار پائینی تثبیت کنند.

چون هر دو مقدار مقاومت و بار اعداد نامشخصی هستند اگر منحنی R/Q را برای تعداد زیادی از سازه‌ها رسم کنیم منحنی زنگوله احتمالات با مقادیر متوسط R_m و Q_m و یک انحراف استاندارد به دست خواهد آمد. اگر به دلیلی $R < Q$ باشد استحکام سازه تهدید شده است.

به منظور تسهیل در درک مطلب منحنی فوق را در شکل (۱-۲) به صورت لگاریتمی رسم کرده‌ایم و چون لگاریتم واحد صفر است لذا اگر $\ln R/Q < 0$ استحکام سازه تهدید شده است. چنین ناحیه‌ای در شکل هاشور خورده است. هر قدر سطح قسمت هاشور خورده کوچکتر باشد میزان اعتماد در طراحی بالاتر است. روش دیگر بیان این میزان به این صورت است که هر قدر تعداد انحرافهای استاندارد از مقادیر متوسط تا قسمت هاشور خورده بیشتر باشد میزان اعتماد بالاتر خواهد بود.



شکل ۱-۲

حتی اگر مقادیر R و Q بخوبی معلوم نباشد رابطه‌ای برای محاسبه منطقی β وجود دارد. این رابطه به شرح زیر است:

$$\beta = \frac{\ln \frac{R_m}{Q_m}}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}}$$

در این عبارت R_m و Q_m به ترتیب متوسط مقاومت و متوسط بار مؤثر است و V_R و V_Q به ترتیب ضرایب تغییر آنهاست.

به این ترتیب می‌توان یک قطعه معلوم را برحسب یک نسخه معین از ضابطه AISC طراحی کرده و برحسب اطلاعات آماری مناسب مقدار β را برای طراحی تعیین نمود. این عمل را کالیبره کردن می‌گویند. calibration.

نتیجه مطالعه این سازه‌های فولادی نشان خواهد داد که درصد سازه‌هایی که برای آنها مقدار استحکام مساوی یا بیشتر از مقدار بارگذاری مورد انتظار است برطبق ضوابط طراحی سازه‌های مختلف متفاوت است و علاوه بر این محاسبات نشان خواهد داد که این میزان اعتماد برای طراحی هر یک از قطعات سازه‌ها (نظیر ستون یا تیر) در یک چاپ ضوابط AISC نیز متفاوت است. براساس محاسبات مربوط به میزان اعتماد سعی شده است که مقادیر β سازگاری را برای LRFD حفظ کنند. این مقادیر به شرح زیر است:

- ۱- مقدار $\beta = 3$ برای قطعات تحت بارگذاری ثقلی
 - ۲- مقدار $\beta = 4.5$ برای اتصالات (یعنی اتصالات باید همواره محکمتر از قطعات باشند)
 - ۳- مقدار $\beta = 2.5$ برای قطعات تحت بار ثقلی و باد (یعنی ضریب اطمینان نباید برای بارهای جانبی که به صورت موقت اثر می‌کنند به میزان ضریب اطمینان برای بارهای ثقلی باشد).
 - ۴- مقدار $\beta = 1.75$ برای قطعات تحت بار ثقلی و بار زلزله.
- به این ترتیب مقدار ϕ در قسمتهای مختلف ضوابط بنوعی تنظیم شده است که مقدار β موردنظر تأمین گردد. به این ترتیب هرگاه نسبت سربار به بار مرده ۳ باشد عملاً طرح ارائه شده توسط LRFD بر طرح براساس تنش مجاز منطبق می‌گردد.

۲-۱۲ مزایای LRFD

مردم عادی سؤال می‌کنند که آیا بر اساس LRFD هزینه تمام شده سازه کمتر از به کارگیری روش طرح ارتجاعی خواهد بود. پاسخ این است که شاید بلی مخصوصاً هرگاه نسبت بار زنده به بار مرده کم باشد. باید متذکر شد که ضوابط LRFD برای صرفه‌جویی یاری ابداع نشده است بلکه هدف آن بیشتر برای

ایجاد ضریب اعتمادی یکنواخت در کلیه سازه‌های فولادی با هر نوع باری بوده است. ضمناً به شکلی نوشته شده است که پیشرفت علم در سالهای آتی را نیز در طراحی تسهیل می‌بخشد.

با وجود این بهتر است کمی در مورد فولاد صرفه‌جویی شده بحث کنیم. در روش ارتجاعی ضریب اطمینان برای بار مرده و زنده یکی است ولی در LRFD مقدار ضریب بار برای بار مرده کمتر از ضریب بار زنده است لذا وزن فولاد به دست آمده در روش ارتجاعی و LRFD بستگی به نسبت بار مرده به زنده خواهد داشت.

در سازه‌های متعارف نسبت بار زنده به بار مرده تقریباً از ۰/۲۵ تا ۴ متغیر است. در ساختمانهای کوتاه این نسبت عمدتاً به عدد بزرگتر نزدیک است. در روش ارتجاعی متعارف که مقدار ضریب اطمینان یکسان است منتهی به سازه‌های سنگین‌تر خواهد شد و هر قدر نسبت بار زنده به مرده بیشتر باشد این مقدار تقلیل خواهد یافت.

می‌توان ثابت کرد که برای مقادیر کم نسبت L به D (یعنی کمتر از ۳) مقدار فولاد صرفه‌جویی شده توسط LRFD در قطعات کششی و ستونها تا $\frac{1}{4}$ نیز می‌رسد و در مورد تیر این نسبت به $\frac{1}{10}$ نیز خواهد رسید. از طرف دیگر اگر نسبت L به D بالا باشد ضوابط LRFD نسبت به روش متعارف ارتجاعی صرفه‌جویی در فولاد را نشان نخواهد داد.

تحلیل قطعات کششی

۱-۳ مقدمه

قطعات کششی، در خرپاهای پلها و سقف‌ها، برجهای مشبک، در دستگایهای بادبندی و در موارد دیگری به عنوان میل مهار یافت می‌شوند. انتخاب مقطع مناسب برای چنین قطعه‌ای از مسائل بسیار ساده طراحی است. چون در قطعات کششی مسأله کمناش وجود ندارد. در طرح آنها کافی است که طراح نیروی ضریبداری را که باید توسط قطعه تحمل شود به تنش طراحی تقسیم کند تا سطح مقطع مؤثر مورد نیاز به دست آید و براساس آن نیمرخ فولادی مناسب را انتخاب کند. این سادگی برای شروع آشنایی با نقطه‌نظرهای طراحی به روش LRFD مناسب است.

یکی از ساده‌ترین انتخابهای مقطع برای قطعات کششی میلگرد است ولی این نیمرخ معمولاً زمان اتصال به سازه، مشکل ایجاد می‌کند. در گذشته از این نیمرخ به وفور استفاده می‌شد ولی امروزه بندرت در بادبندی خرپاهای سبک و سازه‌های چوبی استفاده می‌شود. یکی از دلایلی که امروزه از میلگرد استفاده چندانی نمی‌شود این است که در گذشته به شکل نامناسبی از آن استفاده کرده‌اند، واضح است که اگر در طراحی و نصب آن نکات لازم رعایت شود می‌تواند مورد استفاده فراوانی قرار گیرد.

میلگردهای متعارف سختی خمشی اندکی دارند و به آن جهت براحتی تحت اثر وزن خود شکم می‌دهند و حداقل به شکل ظاهری سازه لطمه می‌زنند. میلگردهای رزوه شده در پلها اغلب پس از مدتی شل شده و شکم می‌دهند. یکی دیگر از معایب میلگردهای کششی مشکل بودن نصب آنها با اندازه دقیق مورد نیاز و مشکلات پس از نصب آنهاست.

زمانی که از میلگردها برای بادبند استفاده می‌شود بهتر است در آنها تنش کششی اولیه ایجاد شود تا سبب جلوگیری از شکم دادن و نوسان بادبند گردد. برای ایجاد چنین تنشی قطعات کششی را کوتاه‌تر از آنچه مورد نیاز است می‌سازند و با کشش آن را نصب می‌کنند. متداول است که به ازاء هر متر طول میلگرد

آن را $0.25/25 \text{ mm}$ کوتاهتر بسازند، در این صورت تنش کششی اولیه در میلگرد برابر با:

$$f = \epsilon E = \frac{0.25}{1000} \times (2 \times 10^6) = 500 \text{ kg/cm}^2(\text{bar})$$

خواهد شد. روش دیگری که برای نصب مناسب میلگرد پیشنهاد می شود استفاده از بست قورباغه turn buckle است.

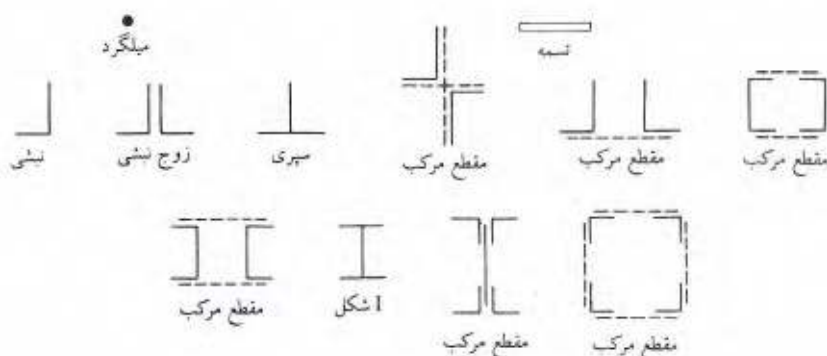
از آنچه گذشت فهمیده می شود که چرا نیمرخهای فولادی نظیر نبشی جایگزین استفاده از میلگرد شده است در سالهای اولیه استفاده از سازه های فولادی، قطعات کششی عمدتاً از میگرد، تسمه و کابل تشکیل می شد. امروزه گرچه استفاده از کابل در سازه های معلق رو به افزایش است ولی معمولاً قطعات کششی از نبشی تک، زوج نبشی، سپری، ناودانی، نیمرخهای I شکل و یا نیمرخهای مرکب تشکیل می شود. این قطعات از قطعات اولیه از نظر اتصال و سختی خمشی مناسبتر هستند، قطعات کششی در سازه هایی نظیر برجهای انتقال نیرو، پلهای عابر و سازه های مشابه آن از نوع تسمه و ورق استفاده می شود که به نظر بسیار مناسب می رسند. در خرپاهای سقف می توان برای قطعات کششی از تک نبشی با شماره $L60 \times 6$ استفاده کرد. انتخاب بهتر این است که از دو نبشی پشت به پشت با فاصله مناسب جهت اتصال به ورق گره خرپا استفاده شود. هرگاه از دو نیمرخ به صورت فوق استفاده شود آنها را باید در فواصلی حدود 1.2m یا 1.5m به منظور جلوگیری از لق خوردگی آنها مخصوصاً در پلها به یکدیگر متصل کرد استفاده از تک نبشی و زوج نبشی معمولاً متداولترین انتخاب برای قطعات کششی خرپاهاست. نیمرخ سپری که از دو نیم کردن نیمرخ I شکل به دست می آید می تواند مناسبترین انتخاب برای تخت کششی chord member خرپا باشد، زیرا امکان جوش شدن مستقیم قطعات را به تخت کششی ممکن می سازد.

در خرپاهای پلها و سقف های وسیع برای قطعات کششی می توان از نیمرخ ناودانی و یا I شکل و حتی از نیمرخهای مرکب استفاده کرد. از تک ناودانی گرچه خروج از مرکزیت مختصری دارد به شکل مناسب استفاده می شود زیرا گرچه نیمرخهای I شکل از نظر سختی خمشی مناسبتر هستند ولی مزیت سهولت اتصال ناودانی را ندارند.

گرچه استفاده از تک نیمرخ در مقایسه با نیمرخهای مرکب قدری اقتصادی تر است. ولی طراحان هرگاه نتوانند از نیمرخ ساده به دلیل عدم سختی خمشی و یا سطح مقطع مناسب استفاده کنند از نیمرخهای مرکب استفاده می نمایند. اگر از نیمرخهای مرکب استفاده شود، باید به این نکته مهم دقت داشت که برای اجرای اتصالات در محل و یا رنگ زدن نیمرخ فضای کافی پیش بینی گردد.

در نیمرخهای مرکب اتصال محکم اجزا به یکدیگر توسط تسمه، لقمه در فواصل مورد نیاز و یا با استفاده از ورقهای سوراخ دار ممکن می گردد. نقش دیگر این اتصالات توزیع مناسب نیرو بین اجزا نیمرخ است و از طرف دیگر لاغری هر یک از اجزا در حد فاصل دو اتصال در محدوده لازم نگهداشته شده و

امکان جابجایی سلهتر نیمرخ را مهیا می‌سازد. به عنوان مثال اگر جابجایی تک نبشی به دلیل خم‌شدگی آن مشکل باشد، هرگاه چهار نبشی مطابق شکل (۳-۱) به یکدیگر متصل شوند به دلیل بالا رفتن سختی خمشی آن به راحتی جابجا می‌شود. نباید تصور کرد که وجود پیوندها سبب بالا رفتن سطح مقطع مؤثر قطعات می‌شود.



شکل ۳-۱ انواع قطعات کششی

چون این قطعات به صورت نظری هیچ تنشی را که در امتداد محور اصلی وجود دارد تحمل نمی‌کنند ابعاد آنها معمولاً توسط آیین‌نامه‌ها و احیاناً بنوعی با قضاوت مهندسی طراح معین می‌شود. البته صفحات سوراخ‌دار شکل (۶-۱۰) به دلیل مؤثر بودن بخشی از سطح مقطع آنها در باربری تنش در امتداد محور اصلی از این قانون مستثنی است. برخی از انواع متعارف مقاطع قطعات کششی در شکل (۳-۱) نشان داده شده است. در این شکل پیوندهای افقی با خط چین نشان داده شده‌اند.

کابل‌های فولادی از فولاد آلیاژی مخصوصی به کمک کار سرد (حدیده کاری) تا رسیدن به مقطع مورد نیاز تولید می‌شوند این نوع فولادها که استحکام کششی آنها در محدوده 13800 تا $1700 \text{ kg/cm}^2 (\text{bar})$ است، برای پلهای معلق، سقفهای معلق و آسانسور آسمانخراشها و موارد استعمال مشابه به کار می‌روند. معمولاً هرگاه طرح کابل کششی مطرح باشد طراح از کاتالوگ سازنده استفاده می‌کند و از آن طریق تنش تسلیم فولاد و اندازه کابل مورد نیاز را برای نیروی وارده مشخص می‌کند، همچنین می‌تواند بست کابل یا سایر ابزار مورد نیاز را برای ایجاد اتصال کابل تعیین کند.

۳-۲ استحکام طراحی قطعات کششی

یک قطعه از فولاد نرم که در آن سوراخ بیج و پرچی وجود ندارد به دلیل سختی مجدد کرنش نیرویی بیش از حاصل ضرب تنش تسلیم در سطح مقطع خود را تحمل می‌کند ولی یک چنین قطعه کششی در این

حالت چنان تغییر شکل زیادی خواهد داد که عملاً آنرا غیر قابل مصرف می‌کند و حتی چنین تغییر شکلی می‌تواند سبب خرابی سازه‌ای گردد که این قطعه جزئی از آن محسوب می‌شود.

از طرف دیگر اگر این قطعه دارای سوراخ پیچ یا پرچ باشد امکان دارد از محل سوراخها و در مقطع خالص net section گسیخته گردد. در این حالت چنین نیرویی ممکن است بسیار کمتر از نیرویی باشد که سبب جاری شدن مقطع ناخالص قطعه می‌شود. می‌توان به راحتی درک کرد که قطعه در محدوده مقطع خالص خود بسیار کوتاه‌تر از بخشی از قطعه است که دارای مقطع ناخالص است لذا زمانی که قطعه در مقطع خالص خود سریعاً به گسیختگی می‌رسد تغییر شکل مقطع در زمان رسیدن تنش به تنش تسلیم در این بخش کوتاه از قطعه قابل صرف نظر خواهد بود.

با توجه به آنچه گذشت در ضوابط LRFD رابطه (D1) استحکام طراحی یا P_n یا $\phi_t P_n$ را کوچکترین مقدار به دست آمده از دو رابطه زیر می‌داند:

هرگاه حالت حادی مربوط به تسلیم در مقطع ناخالص مطرح باشد (که سبب جلوگیری از تغییر شکل بیش از حد می‌شود).

$$P_u = \phi_t F_y A_g \quad \phi_t = 0.9$$

هرگاه گسیختگی در مقطع خالص قطعه‌ای با سوراخ پیچ یا پرچ مطرح باشد.

$$P_u = \phi_t F_u A_e \quad \phi = 0.75$$

در رابطه اخیر F_u استحکام کششی فولاد و A_e سطح خالص مؤثر effective net area است که در مقطع سوراخ‌دار در برابر کشش مقاومت خواهد کرد. این مقطع به دلیل تمرکز تنش و سایر عواملی که در بند ۳-۵ ذکر شده است ممکن است کمتر از سطح خالص A_n باشد.

آنچه گفته شد شامل میلگردهای زروه شده و مفصل قطعات (با سوراخ مخصوص سوزن pin) نمی‌شود. این حالات را در بند ۴-۲ شرح داده‌ایم.

بنظر می‌رسد که نوسان تنش در اغلب سازه‌های قابی مسأله‌ای ایجاد نکند زیرا در این سازه‌ها تغییر بار معمولاً کم و اتفاقی است. بار باد و زلزله چون به صورت مستمر نمی‌باشد جزء بارهای خستگی آور نخواهند بود. در هر صورت اگر تغییرات بار شدید بوده و این تغییرات به شکل مستمر اتفاق افتد باید به خستگی قطعات توجه داشت. موضوع اخیر را در بند ۴-۴ شرح داده‌ایم.

۳-۳ سطح خالص

وجود سوراخ سبب افزایش تنش در قطعه کششی می‌شود حتی اگر سوراخ توسط پیچ یا پرچ پر شده باشد. (اگر از پیچ پر مقاومت استفاده شود مطلب فوق چندان صحیح نخواهد بود) سطح فولاد تحت تنش

تقلیل یافته و در لبه سوراخها قدری تمرکز تنش به وجود خواهد آمد.

فرض است که تنش در سطح خالص به صورت یکنواخت توزیع می‌شود گرچه مطالعات فوالاستیسته نشان می‌دهد که افزایش تنش قابل توجهی که در اغلب زمانها چندین برابر تنش در قطعه بدون سوراخ می‌باشد در اطراف سوراخ به وجود می‌آید. در مصالح نرم هرگاه مقدار تنش بیش از تنش تسلیم باشد توزیع یکنواخت تنش در مقطع منطقی است زیرا تارهای اطراف سوراخ پس از جاری شدن دیگر تنش بیش از تسلیم را تحمل نمی‌کنند و لذا سبب توزیع مجدد و تعادل تنش می‌شوند لذا در بار نهایی می‌توان توزیع یکنواخت تنش را منطقی دانست. اهمیت شکل‌پذیری ductility قطعه در استحکام قطعات پیچی و پرچی توسط آزمایش به اثبات رسیده است. قطعات کششی ساخته شده از فولاد نرم (که دارای سوراخهای پیچی یا پرچی هستند) در حدود $\frac{1}{8}$ تا $\frac{1}{6}$ قوی‌تر از قطعاتی بوده‌اند که با همان مقطع و همان استحکام کششی از فولاد ترد ساخته شده‌اند.

آنچه گفته شد تنها برای قطعات کششی تحت بار نسبتاً ایستا صادق است، اگر قطعه کششی عضوی از یک سازه تحت بار خستگی آور باشد باید به نکاتی که سبب تقلیل تمرکز تنش در قطعه می‌گردد نظیر اجتناب از تغییر یکباره مقطع و حذف گوشه‌های تیز در مقطع توجه فوق‌العاده نمود و علاوه بر آن چنانچه در بند ۴-۴ ذکر شده است شاید الزام به افزایش مقطع نیز وجود داشته باشد.

لفظ «سطح مقطع خالص» و یا «سطح خالص» به سطحی اطلاق می‌شود که از کسر سطح سوراخها، تیزی‌ها و یا تضرسها از سطح ناخالص مقطع به دست آید. در عمل معمولاً باید سطحی بیشتر از سطح موجود سوراخ را از مقطع ناخالص کسر کرد. به عنوان مثال در ساخت قطعه موردنظر معمولاً سوراخ را حدود 1.5mm بزرگتر از قطر پیچ می‌گیرند و علاوه بر آن عمل سوراخ‌زنی سبب خسارت دیدن حدود 1.5mm میلیمتر از جدار سوراخ می‌شود لذا سطح سوراخها به میزان 3mm بیشتر از قطر پیچها کسر می‌شود. سطحی که کسر می‌شود مستطیلی است که سطح آن برابر با حاصل ضرب قطر سوراخ در ضخامت ورق است.

در فولادهایی که ضخیمتر از قطر پیچها هستند سوراخ‌زنی یکباره ورقها ساده نیست. در این موارد ابتدا سوراخها را حدود 5mm کمتر از قطر نهایی مورد نیاز مته می‌کنند و پس از بهم چسباندن قطعات آنها را تا قطر نهایی تراش می‌دهند. در این حالت فولاد اطراف سوراخ عملاً خسارت نمی‌بیند و لذا نیازی به کم کردن 1.5mm فولاد خسارت دیده نیست. برخی از اوقات که قطعات مورد اتصال بسیار ضخیم هستند، این قطعات را به همراه هم توسط مته با قطری به میزان 0.8mm بزرگتر از قطر پیچ یا پرچ مته می‌کنند، یک چنین روشی بسیار گران تمام می‌شود و باید تا آنجا که مقدور است از به کارگیری آن خودداری کرد.

ممکن است با توجه به رواداری ابعاد قطعات که در زمان نصب، خود را نشان می‌دهد آزادی بیشتری جهت بزرگتر گرفتن قطر سوراخها قائل شد. در مورد پیچهای پر مقاومت اخذ قطر با 1.5mm بزرگتر از قطر

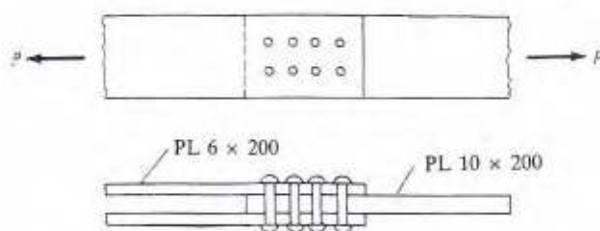
استاندارد می‌تواند بدون ایجاد مسأله‌ای در باربری کامل اتصال مجاز باشد. این‌گونه سوراخهای کوتاه لوبیایی short-slotted و یا بلند لوبیایی long-slotted در فصل ۱۲ دیده شده است.

مثال ۱-۳

سطح خالص تسمه $1 \times 20\text{cm}$ نشان داده شده در شکل ۲-۳ را معین کنید. این تسمه در انتهای خود با دو ردیف پیچ $\frac{3}{4}\text{ in}$ اتصال داده شده است.

حل:

$$\text{سطح خالص} = A_n = (1)(20) - 2\left(\frac{3}{4} \times 2.54 + 0.3\right)(1) = 15.6 \text{ cm}^2$$

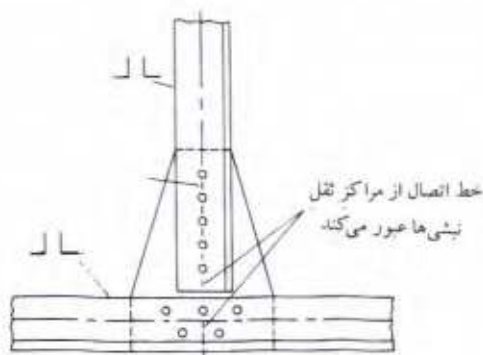


شکل ۲-۳

اتصالات قطعات کششی باید بنحوی باشد که سبب ایجاد خروج از مرکزیت نشود (برای برخی از اتصالات پیچی و جوشی بر طبق ضوابط AISC استثنایی وجود دارد که در فصل ۱۴ شرح داده شده است). اگر چنین باشد فرض می‌شود که توزیع تنش در مقطع خالص به صورت یکنواخت باشد. اگر اتصال دارای خروج از مرکزیت باشد، لنگرهای موجود سبب ایجاد تنشهای اضافی در اطراف اتصال خواهد شد. متأسفانه ایجاد اتصالات بدون خروج از مرکزیت اغلب بسیار مشکل است. گرچه ضوابط موجود برخی از انواع خروج از مرکزیتها را پوشش می‌دهد، طراح باید با اعمال دقت لازم برای برخی از حالات چاره‌اندیشی نماید.

فرض بر این است که محورهای نیرو در یک اتصال خرابایی با یکدیگر در یک نقطه تلاقی کنند اگرچنین نشود خروج از مرکزیت به وجود آمده و تنشهای ثانویه نیز ایجاد خواهد شد. فرض می‌شود که محور ثقل عضوهای یک خرپا همان محورهای نیرو در آن عضوها باشد. در عضوهای متقارن محور مرکزی آن بر مرکز ثقل آن منطبق است ولی در مورد عضوهای نامتقارن مطلب قدری پیچیده است، در این قطعات محور مرکزی بر مرکز ثقل منطبق نیست ولی معمول است که قطعات را بنوعی آرایش دهند که محور

پیچها gage lines بر یکدیگر منطبق باشند و اگر قطعه‌ای چند محور پیچ داشته باشد محوری که بر مرکز ثقل قطعه نزدیکتر است در طراحی قطعه به عنوان محور اصلی انتخاب خواهد شد. در شکل (۳-۳) یک اتصال خرابایی که در آن کلیه محور پیچها بر یک نقطه می‌گذرند نشان داده شده است.

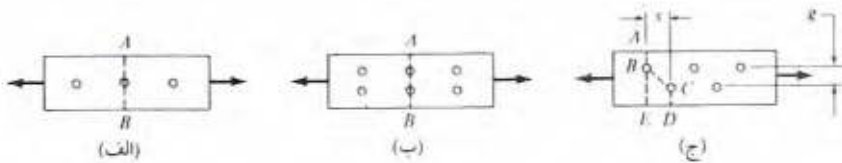


شکل ۳-۳

۴-۳ عملکرد سوراخهای نامنظم

هرگاه بیش از یک ردیف سوراخ پیچ یا پرچ در قطعه کششی باشد ترجیح داده می‌شود که نظم آنها به نحوی باشد که در هر مقطعی که تحت تأثیر بار وارده قرار دارد بیشترین سطح مقطع خالص به دست آید. در بند قبل فرض شد که گسیختگی قطعه مشابه گسیختگی در مقطع AB در هر یک از دو شکل (۳-۴ الف) و یا (۳-۴ ب) باشد. در شکل (۳-۴ ج) قطعه‌ای نشان داده شده است که در آن امکان گسیختگی متفاوتی وجود دارد، در این قطعه امکان گسیختگی در مقطع $ABCD$ نیز وجود دارد مگر اینکه سوراخها از یکدیگر فاصله زیادی داشته باشند.

برای اینکه سطح خالص بحرانی را در شکل (۳-۴ ج) معین کنیم ممکن است هر یک از دو مقطع AE با یک سوراخ و یا مقطع $ABCD$ را با دو سوراخ به این منظور بررسی کنیم. کمترین سطح مقطع معین شده در طول این دو مقطع، مقدار بحرانی را معین خواهد کرد. در طول خط مایل B تا C ترکیبی از تنش قائم و برشی عمل می‌کند و لذا سطح مقطع کوچکتری باید به کار رود. واضح است که استحکام مقطع در طول $ABCD$ مقداری بین استحکام مقطع خالص حاصل از حذف مقطع یک سوراخ از سطح مقطع قطعه و استحکام به دست آمده از حذف مقطع دو سوراخ از مقطع $ABCD$ خواهد بود.



شکل ۳-۴

آزمایشات متعدد نشان داده است که محاسبات نظری پیچیده برای بررسی حالت فوق چندان سودمند نبوده است بلکه حل مسأله از طریق روابط تجربی کارسازتر است. ضوابط LRFD در بند B2 و سایر آئین‌نامه‌ها از یک رابطه بسیار ساده برای تعیین عرض خالص قطعه کششی در یک مقطع با خطوط مایل استفاده می‌کنند. در این روش ابتدا عرض ناخالص قطعه را بدون توجه به مسیر مورد بررسی معین می‌نمایند و از این عرض قطر سوراخهای واقع در مسیر را کم می‌کنند و به ازاء هر خط مایل بین دو سوراخ مقدار $s^2/4g$ را به آن می‌افزایند.

در رابطه فوق s فاصله طولی بین دو سوراخ و g فاصله عرضی آنهاست. مقادیر s و g در شکل (۳-۴ ج) نشان داده شده است. در هر اتصال ممکن است چندین مسیر گسیختگی ممکن وجود داشته باشد، کلیه این مسیرها باید مورد بررسی قرار گیرد و مسیری که کمترین مقدار عرض خالص را معین می‌کند مسیر بحرانی خواهد بود. سطح مقطع خالص A_n از حاصل ضرب عرض خالص قطعه در ضخامت آن به دست می‌آید. در مثال (۳-۲) روش تعیین مقطع بحرانی قطعه‌ای با سه ردیف پیچ شرح داده شده است (در مورد نبشی‌ها اگر هر یک از پیچها روی یک ساق نبشی باشد، فاصله قائم دو پیچ از جمع فواصل سوراخها تا رأس نبشی و کسر ضخامت نبشی از حاصل جمع فوق به دست خواهد آمد).

محل سوراخ پیچها یا پرچها در نبشی‌ها بر طبق ضوابط خاصی معین می‌شود و محل تعبیه سوراخ بستگی به اندازه ساقهای نبشی و تعداد ردیف سوراخ مورد نظر دارد. کتاب راهنمای LRFD در بخش پنجم خود در جدولی با عنوان (Usual Gages for Angles) این مقادیر را معین کرده است. به طراحان توصیه می‌شود مگر در موارد استثنایی که شرایط خاصی ممکن است وجود داشته باشد از به کار بردن فواصلی غیر از آنچه در جدول فوق داده شده است اجتناب نمایند.

مثال ۳-۲

مطلوب است تعیین سطح مقطع خالص بحرانی ورقی به ضخامت 12mm که در شکل (۳-۵) نشان داده شده است از مندرجات بند B2 ضوابط LRFD استفاده شود. سوراخها برای پیچهای به قطر $\frac{3}{4}$ in تعبیه شده‌اند.

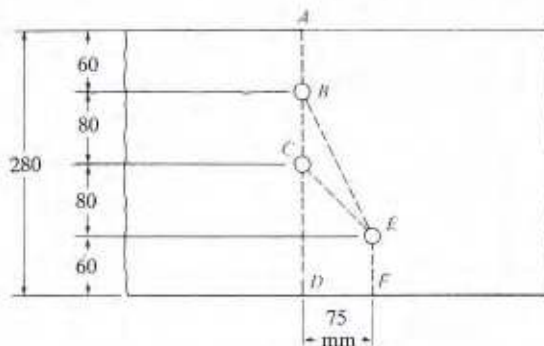
حل:

مقطع بحرانی از طریق یکی از سه مسیر $ABCD$ ، $ABCEF$ و $ABEF$ معین خواهد شد. قطر محاسباتی سوراخها باید $2.2\text{ cm} = \frac{3}{4}(2.54) + 0.3$ گرفته شود.

$$\text{مسیر } ABCD = 28 - 2(2.2) = 23.6 \text{ cm}$$

$$\text{مسیر } ABCEF = 28 - 3(2.2) + \frac{7.5^2}{4 \times 8} = 23.16 \text{ cm (تعیین کننده است)}$$

$$\text{مسیر } ABEF = 28 - 2(2.2) + \frac{7.5^2}{4 \times 16} = 24.48 \text{ cm}$$



شکل ۳-۵

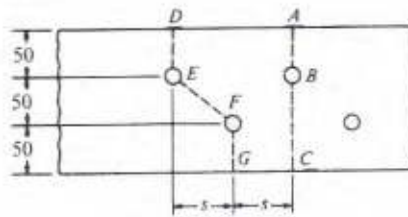
باید توجه داشت که بررسی مسیر $ABEF$ در این تسمه بیهوده است زیرا در هر مسیر $ABCD$ و $ABEF$ تنها دو سوراخ باید کسر شود و چون مسیر کوتاه‌تری است واضح است که $ABEF$ تعیین کننده نخواهد بود.

$$A_n = 23.16(1.2) = 27.79 \text{ cm}^2$$

در مثال ۳-۳ روش تعیین حداقل فاصله طولی دو پیچ، s ، (pitch) در مسیرهای زیرگذاشتی نشان داده شده است.

مثال ۳-۳

برای دو ردیف پیچ نشان داده شده در شکل (۳-۶) فاصله افقی دو پیچ، s ، را طوری معین کنید که سطح خالص مسیر $DEFG$ و ABC برابر شوند. سوراخها برای پیچهای $\frac{3}{4}$ in تعیین شده‌اند.



شکل ۳-۶

حل:

$$\text{مسیر } ABC = 15 - (1)(2.2) = 12.8 \text{ cm}$$

$$\text{مسیر } DEFG = 15 - (2)(2.2) + \frac{s^2}{4(5)} = 10.6 + \frac{s^2}{20}$$

$$ABC = DEFG$$

$$12.8 = 10.6 + \frac{s^2}{20}$$

$$s = 6.63 \text{ cm}$$

قاعده $s^2/4g$ روشی تقریبی برای ساده کردن معضل ناشی از تغییرات تنش در مقاطع با سوراخهای واقع در مسیرهای زیگزاگی است. ضوابط طراحی تنها به دادن حداقل اطلاعات قناعت می‌کنند و طراحان باید با استفاده از آن اطلاعات کلیه حالاتی را که امکان ذکر آنها در ضوابط مختصر طراحی ممکن نیست به شکل منطقی بررسی نمایند.

در بندهای بعد به شرح حالاتی از قاعده $s^2/4g$ که در ضوابط LRFD ذکر نشده است می‌پردازیم. ضوابط LRFD تنها به ذکر عرض خالص تسمه و نبشی می‌پردازد. در نیمرخهای U و I ضخامت بالها متفاوت از ضخامت جان نیمرخ است. در این حالت باید به جای عرض خالص به محاسبه سطح خالص اقدام کرد. اگر کلیه سوراخها در یک راستا قرار داشته باشند برای محاسبه سطح خالص کافی است که سطح سوراخها را از سطح ناخالص نیمرخ کم کنیم. در غیر این صورت و در مسیرهای زیگزاگی باید از قاعده $s^2/4g$ و ضخامت لازم استفاده شود. در مثال (۳-۴) پیچها تنها روی جان نیمرخ I شکل قرار دارند.

مثال ۳-۴

مطلوب است تعیین سطح خالص برای نیمرخ INP30 که در شکل (۳-۷) نشان داده شده است. سوراخها برای پیچهای 1 in تعبیه شده‌اند.

و سپس سطح خالص در مسیر $ABCDEF$ از کسر سطح سوراخها از سطح ناخالص ناودانی و اضافه کردن حاصل ضرب $s^2/4g$ به ازاء هر خط مایل در ضخامت مناسب به دست آمده است. در مورد خط مایل CD ، $s^2/4g$ در ضخامت جان ضرب شده ولی در خطوط مایل BC و DE که سوراخ واقع در جان را به سوراخ روی بال متصل می‌کند، $s^2/4g$ در ضخامت متوسط بال و جان ضرب شده است.

مثال ۵-۳

مطلوب است تعیین سطح خالص در مسیر $ABCDEF$ از ناودانی U32 در شکل (۸-۳) سوراخها برای پیچ به قطر $\frac{3}{4}$ in تعبیه شده‌اند.

حل:

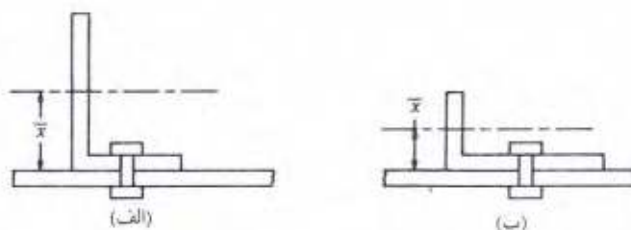
$$\begin{aligned} ABCDEF \text{ سطح خالص تقریبی در مسیر } &= 75.8 - 2(2.2)(1.75) \\ &\quad - 2(2.2)(1.4) \\ &\quad + \frac{7.5^2}{4 \times 16}(1.4) \\ &\quad + 2\left(\frac{7.5^2}{4 \times 11.92}\right)\left(\frac{1.75 + 1.4}{2}\right) = 66.89 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

۵-۳ سطوح خالص مؤثر

هرگاه قطعه‌ای به جز تسمه تحت کشش محوری قرار داشته باشد و کلیه اعضای تشکیل دهنده^{*} قطعه با گره اتصال در تماس نباشند، تنش گسیختگی قطعه احتمالاً کمتر از استحکام کششی نمونه کششی قطعه خواهد بود. دلیل این اختلاف تمرکز تنش برشی (shear lag) در محدوده اتصال است. در این حالت جریان تنش کششی از کل سطح مقطع قطعه به سطح مقطع اتصال یافته آن به صورت صد در صد نخواهد بود. بر طبق ضابطه بند B3 از LRFD سطح خالص مؤثر یک چنین قطعه از ضرب سطح خالص (در صورتی که دارای سوراخ باشد) یا سطح ناخالص قطعه (در صورتی که باجوش اتصال یافته باشد) در ضرب تقلیل U به دست می‌آید. استفاده از ضریب U ، توزیع غیر یکنواخت تنش در قطعه را به صورت ساده در نظر می‌گیرد. ذیلاً روش تعیین U شرح داده می‌شود.

در شکل (۹-۳ الف) نبشی با یک بال خود اتصال یافته است، به راحتی دیده می‌شود که سطح مؤثر برابر قطعه با تقلیل اندازه بال آزاد و افزایش بال در تماس نبشی افزایش می‌یابد (شکل ۹-۳ ب).

* طرح و محاسبه سازه‌های فولادی ترجمه فریدون ایرانی، جلد اول، بخش (۵-۳).



شکل ۹-۳

محققین نشان داده‌اند که سطح مؤثر قطعه‌ای نظیر نبشی با یک بال در تماس با \bar{x} که فاصله سطح خارجی صفحه اتصال تا مرکز ثقل نبشی را نشان می‌دهد متناسب است. هر قدر مقدار \bar{x} کمتر باشد سطح مؤثر بیشتر خواهد بود.

مقدار U در ضابطه B3 از LRFD از طریق رابطه تجربی $1 - \bar{x}/L$ که در آن L طول اتصال است معین شده است. این ضوابط در چنین اتصالاتی عملاً طول اتصال L را به اندازه کوچکتر L' مؤثر می‌داند در این حالت مقدار U برابر با L'/L و یا $1 - \bar{x}/L$ خواهد شد. در شکل (۳-۱۰) چند حالت از مقدار \bar{x} نشان داده شده است. مقداری که برای U در آیین‌نامه آورده شده است مقدار حداقل به دست آمده از رابطه $1 - \bar{x}/L$ برای حالات مختلف است.

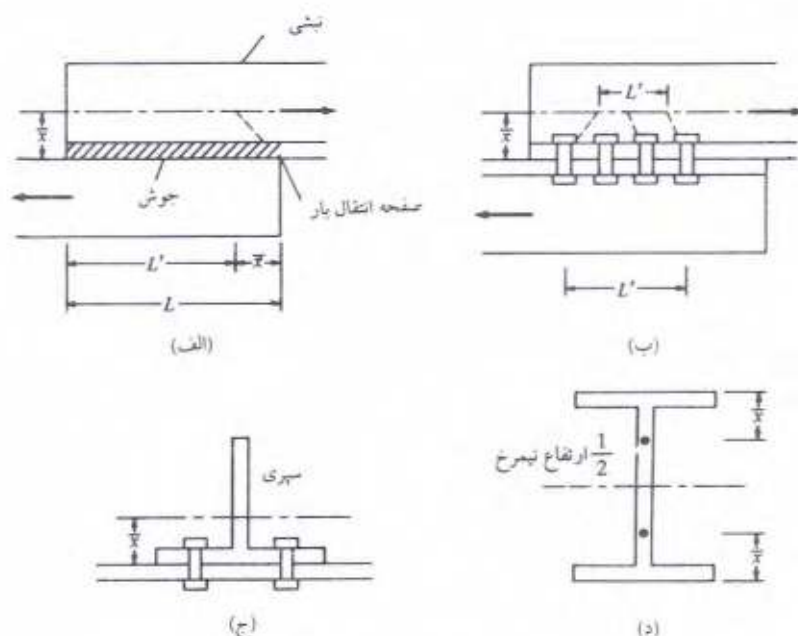
اگر بخواهیم برای نیم‌رخ‌ها با شکل I که توسط دو بال خود به گره اتصال یافته است مقدار \bar{x} را معین کنیم مانند آنچه در شکل (۳-۱۰) نشان داده شده است با فرض اینکه هر اتصال برای نیمی از نیم‌رخ باشد مقدار \bar{x} را از بر خارجی بال برای نیمی از مقطع نیم‌رخ معین می‌کنیم. یعنی \bar{x} نشان دهنده فاصله مرکز ثقل سپری حاصل از نیمی از نیم‌رخ از بر خارجی بال آن خواهد بود.

ضوابط LRFD در مورد قطعات کششی که تمام اجزاء آن اتصال ندارند به شرح زیر است:
کلیات: اگر نیروی کششی از طریق اتصالات مستقیماً به تک تک عناصر قطعه کششی منتقل شود، سطح خالص مؤثر قطعه A_e برابر با A_n خواهد بود.

قطعات با اتصال پیچی یا پرچی: اگر نیروی کششی از طریق پیچها یا پرچها به برخی از عناصر قطعه کششی (نه کلیه عناصر تشکیل دهنده آن) منتقل شود مقدار A_e باید به کمک رابطه زیر معین شود:

$$A_e = U A_n$$

مقدار محاسباتی U به شرح زیر خواهد بود مگر آنکه از طریق تئوری تأیید شده و یا آزمایش مقدار بیشتری معین گردد. از مقدار U دیده می‌شود که هر قدر تعداد پیچها یا پرچها در هر ردیف از اتصال بیشتر می‌شود اثر تمرکز برشی shear lag کمتر می‌گردد.



شکل ۳-۱۰

الف - در مورد نیم‌رخهای I شکل و سبیه‌های نهیه شده از این نیم‌رخها به شرط آنکه در هر ردیف کمتر از سه پیچ یا پرچ نباشد و اتصالات از طریق بال نیم‌رخها بوده و نسبت عرض بال به ارتفاع نیم‌رخ کمتر از $\frac{1}{3}$ نگردد.

$$U = 0.90$$

ب - در مورد نیم‌رخهای I شکل و سبیه‌های ساخته شده از این نیم‌رخها هرگاه فاقد شرط بند (الف) باشند و در مورد سایر نیم‌رخها و نیم‌رخهای مرکب به شرط آنکه در هر ردیف از اتصال دارای حداقل سه پیچ یا پرچ در امتداد نیرو باشند.

$$U = 0.85$$

ج - در مورد کلیه نیم‌رخها که توسط پیچ یا پرچ اتصال یافته و در هر ردیف از اتصال تنها دو پیچ در امتداد اثر نیرو باشند.

$$U = 0.75$$

مقاطع با اتصال جوشی:

۱- اگر بار کششی از طریق جوش به برخی از عناصر یک قطعه کششی منتقل شود، سطح خالص مؤثر قطعه باید از ضرب ضریب تقلیل U در سطح ناخالص قطعه به دست آید.

$$A_e = U A_g$$

مقدار U همان مقادیر قبلی است با این اختلاف که مقدار آن برای دو پیچ یا پرچ در این حالت معنا ندارد، ضمناً برای حالاتی که جوش شکل عرضی و یا طولی دارد باید نکات ذکر شده در بندهای ۲ و ۳ را مراعات کرد.

۲- اگر بارکشی تنها توسط جوش عرضی به نیمرخهای I شکل و سپریهای ساخته شده از این نیمرخها منتقل می‌شود، برای محاسبه A_e تنها باید سطح مقطع عناصری از نیمرخ را به حساب آورد که توسط جوش به آنها نیرو منتقل می‌شود.

۳- آزمایشات نشان می‌دهد که هرگاه تسمه‌ای توسط جوش گوشه (نواری) طولی اتصال یافته باشد امکان گسیختگی موضعی در لبه‌های تسمه به شرطی که جوشها از یکدیگر فاصله قابل توجهی داشته باشند وجود دارد. به این دلیل ضوابط LRFD برای چنین حالتی از اتصال الزام دارد که طول جوشها کمتر از عرض تسمه نباشد و سطح خالص مؤثر آن از رابطه $U A_g$ که در آن مقدار U از جدول زیر استخراج خواهد شد معین گردد.

$$\text{هرگاه } L > 2w \quad U = 1.0$$

$$\text{هرگاه } 2w > L > 1.5w \quad U = 0.87$$

$$\text{هرگاه } 1.5w > L > w \quad U = 0.75$$

در این روابط L : طول جوش بر حسب cm

w : عرض تسمه (فاصله بین دو جوش) بر حسب cm

در مثال ۳-۶ نحوه محاسبه سطح خالص مؤثر نیمرخهای I شکل با اتصال پیچی (از طریق بال نیمرخ) شرح داده شده است. ضمناً نیروی حداکثر مجاز قطعه نیز معین شده است.

مثال ۳-۶

مطلوب است محاسبه ظرفیت کشش یک نیمرخ بال پهن IPB 20 هرگاه این نیمرخ توسط دو ردیف پیچ به قطر $\frac{3}{4}$ in در هر بال خود به گره اتصال یافته باشد. فرض می‌شود که در هر ردیف حداقل سه پیچ وجود داشته باشد و پیچها روی مسیر زیگزاگی واقع شده باشند (از ضوابط LRFD استفاده شود).

حل:

$$\text{IPB 20 } (A_g = 78.1 \text{ cm}^2 \quad d = 20 \text{ cm} \quad b_f = 20 \text{ cm} \quad t_f = 15 \text{ mm})$$

$$P_u = \phi_t F_y A_g = (0.9)(2333)(78.1) = 164 \text{ ton} \quad (\text{الف})$$

$$A_n = 78.1 - (4)(1.9 + 0.3)(1.5) = 64.9 \text{ cm}^2 \quad (\text{ب})$$

چون $b_f > \frac{2}{3} d$ است.

$$U = 0.9$$

$$A_e = U A_n = 0.9(64.9) = 58.41$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e = (0.75)(3700)(58.41) = 162 \text{ ton}$$

۳-۶ ورقهای اتصال در قطعات کششی

هرگاه ورق وصله‌ای به صورت قطعه‌ای با نیروی کششی محوری مطرح باشد استحکام آنها از رابطه زیر (بند 5.2 J از ضوابط LRFD) معین می‌گردد.

هرگاه تسلیم ورقها با اتصال جوشی، پیچی و یا پرچی مطرح باشد.

$$\phi_t R_n = \phi_t A_g F_y \quad \text{با} \quad \phi_t = 0.9$$

هرگاه گسیختگی ورقها با اتصال پیچی و یا پرچی مطرح باشد.

$$\phi_t R_n = \phi_t A_n F_u \quad \text{با} \quad \phi_t = 0.75 \quad , \quad A_n \leq 0.85 A_g$$

در رابطه دوم مقدار A_n نباید بیشتر از ۸۵ درصد A_g گرفته شود. آزمایشات متعدد سازه‌های متمادی نشان داده است که حتی اگر سوراخ پیچ و پرچ در این نوع اتصالات درصد اندکی از سطح ناخالص قطعه را تشکیل دهد کارایی این نوع قطعات بیش از ۸۵ درصد باربری قطعه نیست. در مثال ۳-۷ استحکام دو تسمه اتصال کششی نشان داده شده است.

مثال ۳-۷

هرگاه قطعه کششی مذکور در شکل ۳-۶ توسط دو تسمه $PL\ 300 \times 10\text{ mm}$ مطابق شکل (۳-۱۱) اتصال یافته باشد و در اتصال از دو ردیف پیچ $\frac{3}{4}\text{ in}$ در هر تسمه استفاده شده باشد مطلوب است تعیین نیروی کششی نهایی که این قطعه کششی قادر به تحمل آن خواهد بود.

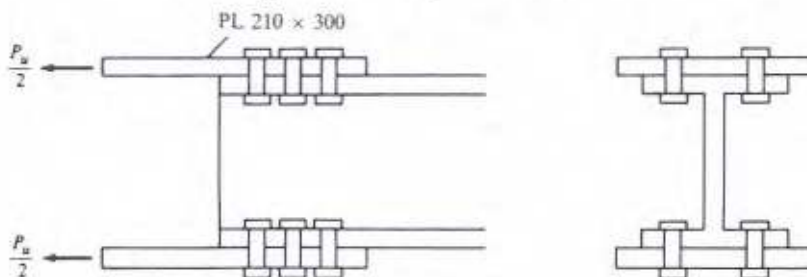
$$\text{حل:} \quad P_y = \phi_t F_y A_g = 0.9 \times 2333(2 \times 1 \times 30) = 125982\text{ kg}$$

$$A_n = (1 \times 30 - 2.2 \times 2 \times 1)(2) = 51.2\text{ cm}^2$$

$$A_n \leq 0.85 A_g = 0.85(2 \times 1 \times 30) = 51\text{ cm}^2$$

$$P_u = \phi_t F_u A_n = (0.75)(3700)(51) = 141525\text{ kg}$$

$$P_u = 125982\text{ kg} \sim 126\text{ ton}$$



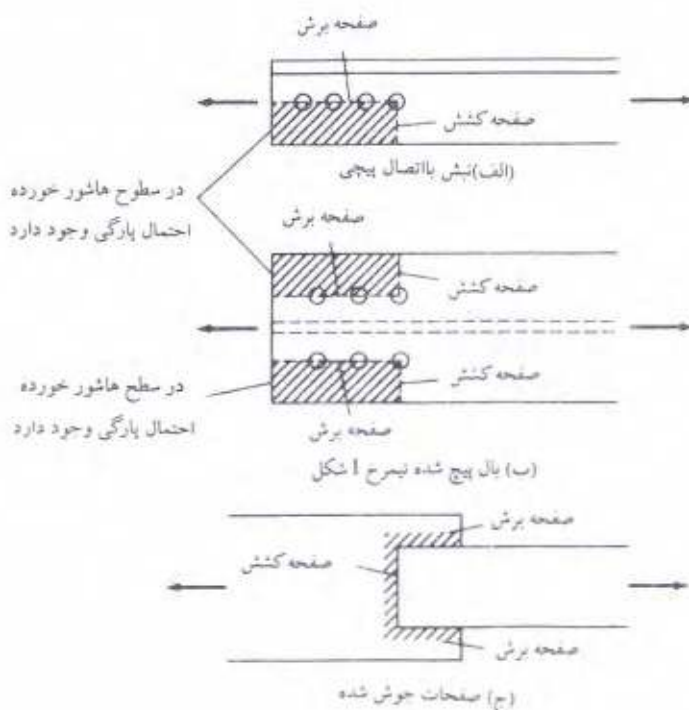
شکل ۳-۱۱

۷-۳ حوزه برشی block shear

استحکام طراحی یک قطعه کششی همواره براساس روابط $\phi_t F_u A_e$ یا $\phi_t F_y A_g$ و یا استحکام پیچها و یا جوشهای اتصال دهنده قطعه معین نمی‌شود بلکه ممکن است براساس استحکام حوزه برشی به صورتی که در ذیل شرح داده می‌شود معین گردد.

گسیختگی یک قطعه ممکن است مطابق آنچه در شکل (۳-۱۲) برای گسیختگیهای مختلف یک حوزه برشی نشان داده شده است به صورتی انجام گیرد که در سطحی از قطعه کشش و در سطح عمود بر آن برش حاکم باشد.

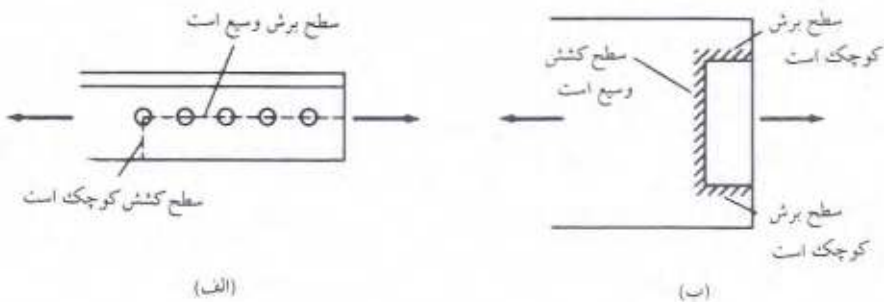
امکان اینکه در هر دو سطح (برشی و کششی) لحظه گسیختگی به صورت همزمان حادث گردد بسیار غیرمعمول است، بلکه منطقی این است که تصور شود در لحظه شکست قطعه، در سطحی تنش به تنش تسلیم رسیده و در سطح دیگر به تنش گسیختگی برسد؛ لذا منطقی نخواهد بود که برای تعیین استحکام نهایی (شکست) قطعه استحکام گسیختگی در یک سطح را بر استحکام گسیختگی در سطح دیگر بیفزاییم.



شکل ۳-۱۲

در قطعه شکل (۳-۱۳ الف) سطح برش بزرگ ولی سطح کشش کوچک است لذا عمده استحکام حوزه برشی مربوط به برش خواهد بود. بر طبق آنچه LRFD بیان می‌کند در این حالت منطقی آن است که گسیختگی برشی زمانی اتفاق افتد که سطح کششی به تنش تسلیم رسیده باشد.

در شکل (۳-۱۳ ب) قطعه‌ای نشان داده شده است که در حوزه برشی آن سطح کشش بزرگ و سطح برش کوچک است. بر طبق تصور LRFD در یک چنین حالتی عمده استحکام حوزه برشی مربوط به کشش خواهد بود و لذا گسیختگی حوزه برشی زمانی اتفاق می‌افتد که سطح کششی به تنش گسیختگی برسد. در این حالت منطقی است که تصور شود که لحظه گسیختگی سطح برشی به تنش تسلیم رسیده باشد.



شکل ۳-۱۳

بر طبق ضابطه c 5.2 J از LRFD استحکام طراحی حوزه برشی یک قطعه براساس (۱) جمع استحکام گسیختگی کششی قطعه در سطح خالص قطعه و استحکام تسلیم برشی در سطح ناخالص عمود بر سطح کششی و (۲) جمع استحکام گسیختگی برشی قطعه در سطح ناخالص و استحکام تسلیم کششی قطعه در سطح خالص عمود بر سطح برشی، معین خواهد شد. از دو مقدار فوق بزرگترین مقدار تعیین کننده استحکام حوزه برشی خواهد بود.

آزمایشات متعدد فلسفه فوق را تأیید کرده است، از طرف دیگر مطلب فوق با آنچه قبلاً در مورد استحکام قطعات کششی که بر اساس سطح ناخالص برای حالت تسلیم قطعه $(\phi_t F_y A_g)$ و سطح خالص برای حالت گسیختگی قطعه $(\phi_t F_u A_n)$ بیان شد سازگاری دارد. براساس تفسیر ضوابط LRFD در بند J4 استحکام حوزه برشی، P_{bs} ، باید بزرگترین مقدار از روابط زیر گرفته شود.

هرگاه گسیختگی کششی و تسلیم برشی مطرح باشد

$$P_{bs} = \phi (\text{استحکام تسلیم برشی} + \text{استحکام گسیختگی کششی})$$

$$= \phi (F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{vg})$$

ضابطه 4-1 C-J در LRFD

هرگاه گسیختگی برشی و تسلیم کششی مطرح باشد.

$$P_{bs} = \phi (\text{استحکام تسلیم کششی} + \text{استحکام گسیختگی برشی})$$

$$= \phi (F_y A_{tg} + 0.6 F_u A_{ns})$$

ضابطه 4-2 C-J در LRFD

$$\phi = 0.75$$

در روابط فوق

A_{vg} = سطح ناخالص تحت برش

A_{ns} = سطح خالص تحت برش

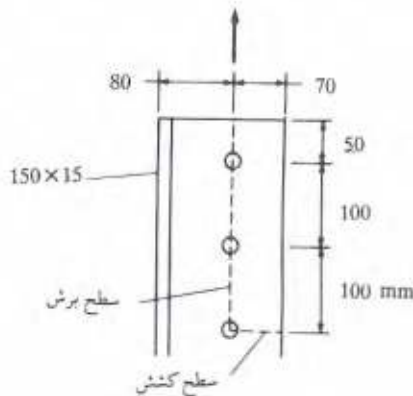
A_{nt} = سطح خالص تحت کشش

در مثالهای (۳-۸) و (۳-۹) استحکام حوزه برشی در دو قطعه معین شده است. در قسمت اتصالات بار

دیگر در مورد حوزه برشی صحبت خواهیم کرد.

مثال ۳-۸

در شکل (۳-۱۴) یک نبشی از فولاد نرمه که توسط سه پیچ به قطر $\frac{3}{4}$ in اتصال یافته نشان داده شده است. مطلوب است تعیین استحکام حوزه برشی و تعیین استحکام کششی قطعه.



شکل ۳-۱۴

حل:

تسلیم برشی + گسیختگی کششی

$$\begin{aligned} P_{bs} &= \phi (F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{vg}) \\ &= 0.75 [(3700)(1.5) \left(7 - \frac{1}{2} \times 2.2\right) + (0.6)(2333)(25)(1.5)] \\ &= 63928 \text{ kg} \approx 64 \text{ ton} \end{aligned}$$

تسلیم کششی + کسختگی برشی

$$P_{bs} = \phi(F_y A_{tg} + 0.6 F_u A_{ns})$$

باید دقت شود که در سطح خالص برشی مطابق شکل (۳-۱۲) مقدار ۲/۵ سوراخ در محاسبه داخل می‌شود.

$$= 0.75[(2333)(7)(1.5) + (0.6)(3700)(25 - 2.5 \times 2.2)(1.5)]$$

$$= 67073 \text{ kg} \approx 67 \text{ ton}$$

استحکام کششی نبشی

$$P_u = \phi_t F_y A_g = (0.9)(2333)(43) = 90287 \approx 90 \text{ ton} \quad (\text{الف})$$

$$A_n = 43 - (1)(2.2)(1.5) = 39.7 \text{ cm}^2 \quad (\text{ب})$$

$$U = 1 - \frac{4.25}{20} = 0.79 \quad (\text{در LRFD این مقدار } 0.85 \text{ ذکر شده است}).$$

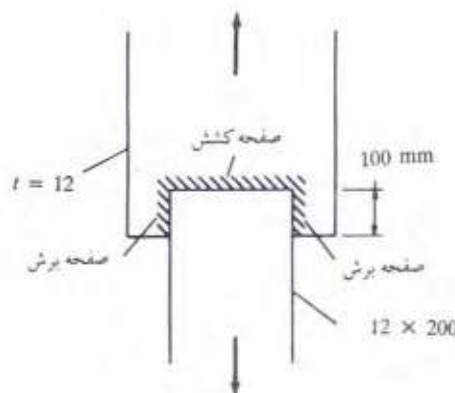
$$P_u = \phi_t F_u A_e = (0.75)(3700)(0.79 \times 43) = 94266 \approx 94 \text{ ton}$$

دیده می‌شود که P_u قطعه از مقایسه $P_{bs} = 67 \text{ ton}$ و استحکام کششی 90 ton قطعه به دست خواهد آمد که برابر با مقدار زیر است:

$$P_u = 67 \text{ ton}$$

مثال ۳-۹

مطلوب است تعیین استحکام حوزه برشی قطعه نشان داده شده در شکل (۳-۱۵)، نوع فولاد نرمه است،



شکل ۳-۱۵

حل:

گیختگی کششی و تسلیم برشی

$$P_{bs} = \phi(F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{vg})$$

$$= 0.75[(3700)(1.2 \times 20) + (0.6)(2333)(1.2 \times 20)] = 91796 \approx 91.8 \text{ ton}$$

گیختگی برشی و تسلیم کششی

$$P_{bs} = \phi(F_y A_{tg} + 0.6 F_u A_{ns})$$

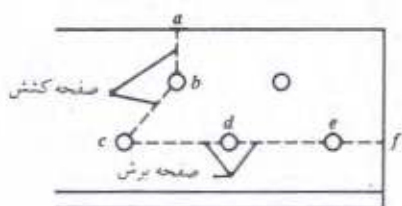
$$= 0.75[(2333)(1.2 \times 20) + (0.6)(3700)(1.2 \times 20)] = 81954 \approx 82 \text{ ton}$$

استحکام کششی ورق

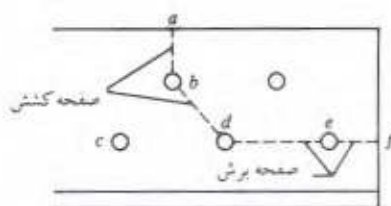
$$P_u = \phi_t F_y A_g = (0.9)(2333)(1.2 \times 20) = 50392 \approx 50 \text{ ton}$$

استحکام طراحی ورق = 50 ton

حالاتی وجود دارد که در آن حالات به راحتی نمی‌توان مقطعی را که برای محاسبات حوزه برشی لازم است انتخاب کرد. در این حالات طراح باید از شم مهندسی خود کمک گیرد. در شکل (۱۶-۳) حالتی از این نوع نشان داده شده است در شکل (۱۶-۳ الف) فرض شده است که پارگی جان در مسیر $abcdef$ باشد. نحوه دیگری از پارگی که در شکل (۱۶-۳ ب) نشان داده شده است پارگی جان در مسیر $abdef$ است. در این اتصال چون فرض می‌شود سهم باربری پیچها یکسان است لذا نیرویی که سبب پارگی در حالت (ب) می‌شود $\frac{4}{5} P_u$ خواهد بود زیرا یکی از پیچها در خارج سطح پارگی قرار دارد. برای محاسبه عرض سطوح کششی abd و abc در هر دو حالت فوق، بنظر می‌رسد که استفاده از رابطه $s^2/4g$ که در بخش (۴-۳) شرح آن داده شده است منطقی باشد.



(a)



(b)

مسائل

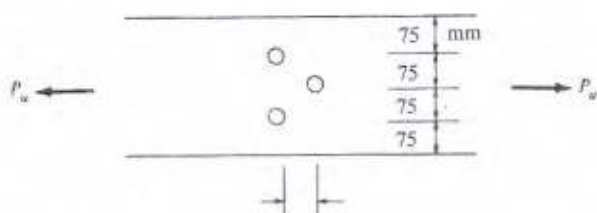
(برای تعیین قطر محاسباتی سوراخ پیچها در کلیه مسائل از اندازه استاندارد استفاده شود).

در مسائل ۱-۳ تا ۴-۳ سطح خالص قطعات داده شده را معین کنید.

- ۱-۳ نبشی $L 150 \times 15$ هرگاه روی هر بال یک ردیف سوراخ برای پیچ $\frac{3}{4}$ in تعبیه شده باشد.
 ۲-۳ نبشی $L 200 \times 20$ هرگاه دو ردیف سوراخ برای پیچ $\frac{7}{8}$ in روی یک بال و یک ردیف سوراخ روی بال دیگر باشد.

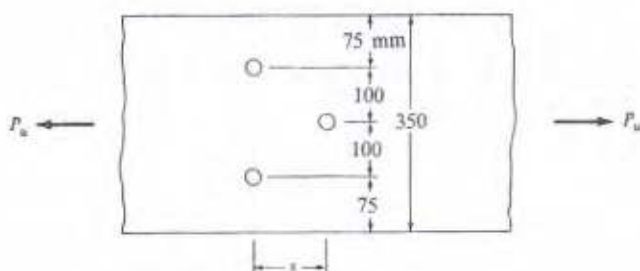
- ۳-۳ IPE 40 هرگاه دو ردیف سوراخ برای پیچ 1 in روی هر بال و یک ردیف سوراخ روی جان داشته باشد.

- ۴-۳ ورق $PL 300 \times 20$ مطابق شکل مربوطه هرگاه سوراخها برای پیچ $\frac{3}{4}$ in تعبیه شده باشد.



مسئله ۴-۳

- ۵-۳ در شکل مسأله (۵-۳) مقدار s را بنوعی معین کنید که در محاسبه سطح خالص تنها دو سوراخ پیچ دخالت داشته باشد، پیچها $\frac{7}{8}$ in می باشند.



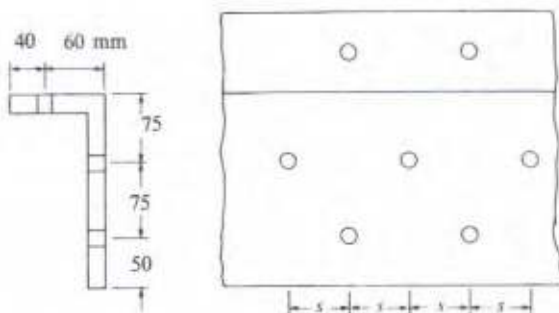
مسئله ۵-۳

- ۶-۳ در شکل مسأله (۵-۳) مقدار s را بنوعی معین کنید که تنها $2/5$ سوراخ پیچ در محاسبه سطح خالص مقطع دخالت داشته باشد.

- ۷-۳ از یک نبشی $L 200 \times 20$ برای قطعه کششی استفاده شده است، این قطعه روی هر بال خود یک ردیف پیچ $\frac{7}{8}$ in دارد. مقدار حداقل فواصل پیچها از یکدیگر چیست هرگاه در محاسبه سطح

خالص قطعه تنها سطح مقطع یک سوراخ دخالت داشته باشد. سطح خالص قطعه را هرگاه فاصله پیچها 5 cm باشد معین کنید.

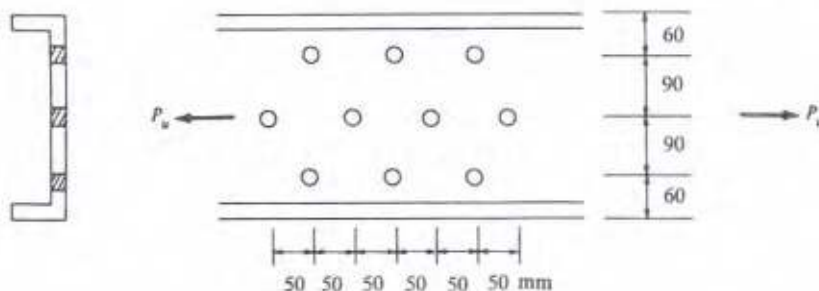
۸-۳ یک نبشی مطابق شکل و به ضخامت 20 mm برای پیچهایی به قطر $\frac{3}{8}$ in آماده شده است. مطلوب است تعیین مقدار حداقل s بنحوی که تنها دو پیچ در محاسبه سطح خالص قطعه دخالت داشته باشد.



مسئله ۸-۳

۹-۳ روی ساقهای یک نبشی ساخته شده از ورق $L 150 \times 100 \times 12$ یک ردیف سوراخ برای پیچ $\frac{3}{4}$ in آماده شده است. مطلوب است تعیین حداقل مقدار s بنحوی که در محاسبه سطح خالص نبشی تنها $1/5$ سوراخ دخالت داشته باشد.

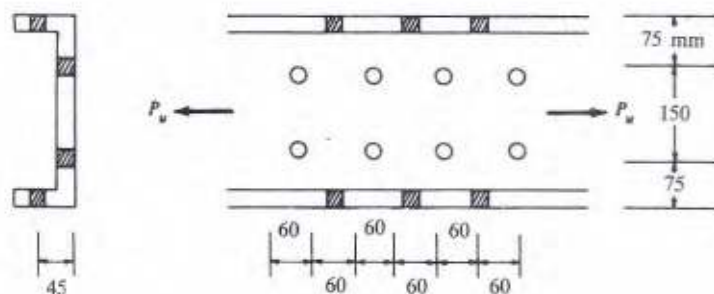
۱۰-۳ مطلوب است تعیین سطح خالص مؤثر ناودانی $U30$ که در شکل نشان داده شده است، سوراخها برای پیچ 1 in تعبیه شده است.



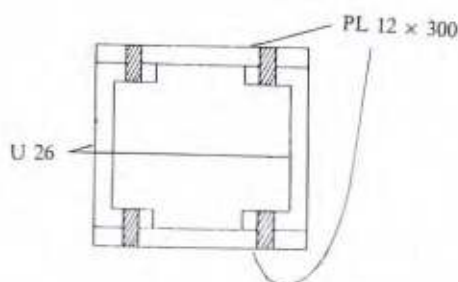
مسئله ۱۰-۳

۱۱-۳ مطلوب است تعیین سطح خالص مؤثر ناودانی $U30$ که در شکل نشان داده شده است. سوراخها برای پیچ $\frac{3}{4}$ in تعبیه شده‌اند.

۱۲-۳ مطلوب است تعیین سطح خالص مؤثر مقطع مرکب نشان داده شده در شکل هرگاه سوراخها برای پیچ $\frac{7}{8}$ in تعبیه شده باشند. فرض می‌شود که در هر ردیف حداقل ۳ پیچ وجود داشته باشد.



مسئله ۳-۱۱



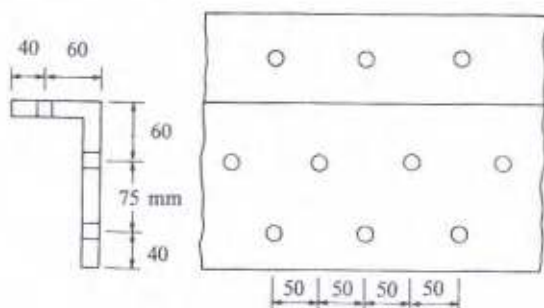
مسئله ۳-۱۲

۱۳-۳ جان یک ناودانی U 26 توسط سه ردیف پیچ اتصال یافته است، فاصله دو ردیف از یکدیگر 60 mm است، در هر ردیف فاصله پیچها 75 mm می باشد، اگر پیچهای ردیف وسط با دو ردیف دیگر در یک راستا نباشد مطلوب است تعیین سطح خالص مؤثر این ناودانی، فرض می شود که در هر ردیف حداقل سه پیچ موجود باشد.

۱۴-۳ نیمرخ بال پهن IPB 24 توسط دو ردیف پیچ $\frac{7}{8}$ in روی هر بال خود به سازه اتصال یافته است. مطلوب است تعیین استحکام کششی طراحی P_u برای این نیمرخ فرض می شود در هر ردیف حداقل سه پیچ وجود داشته و از استحکام حوزه کشش نیز صرف نظر شود.

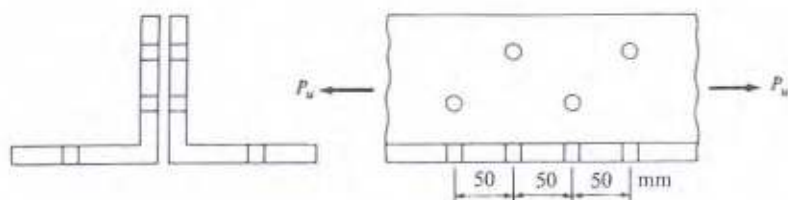
۱۵-۳ هرگاه روی هر بال نیمرخ بال پهن IPB 50 دو ردیف پیچ به قطر $\frac{3}{4}$ in وجود داشته باشد و در هر ردیف حداقل سه پیچ کار گذاشته باشیم مطلوب است تعیین استحکام کششی طراحی این نیمرخ، از عملکرد حوزه برشی صرف نظر می شود.

۱۶-۳ یک نبشی ساخته شده از ورق مطابق شکل دو ردیف پیچ روی ساق بلند خود و یک ردیف پیچ روی ساق کوتاه خود دارد، مطلوب است تعیین استحکام کششی طراحی این نبشی. سوراخها برای پیچ $\frac{3}{4}$ in تعبیه شده اند. از بررسی حوزه برشی صرف نظر می شود.



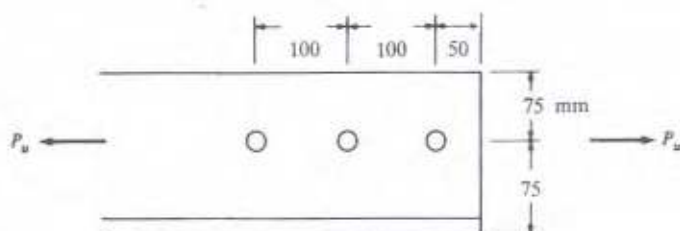
مسئله ۳-۱۶

۱۷-۳ دو نبشی $L 120 \times 12$ مطابق شکل توسط سه ردیف پیچ به قطعات بار بر متصل شده‌اند. پیچهای اتصال به قطر $\frac{3}{4}$ in هستند، هرگاه از عملکرد حوزه برشی صرف نظر کنیم مطلوب است تعیین استحکام کششی طراحی دو نبشی.



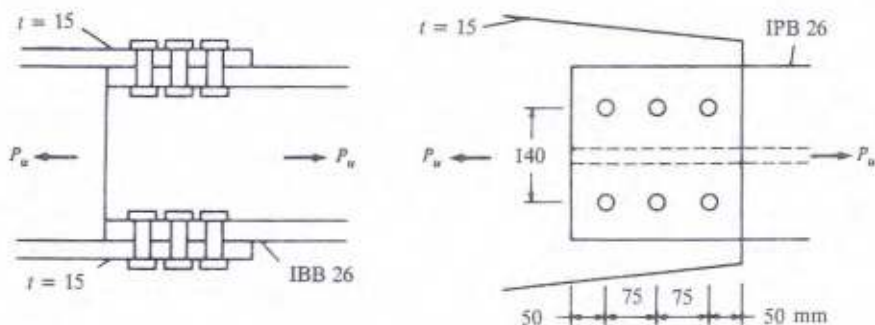
مسئله ۳-۱۷

۱۸-۳ نبشی $L 180 \times 100 \times 10$ که از ورق ساخته شده مطابق شکل دارای سوراخهایی برای پیچ $\frac{7}{8}$ in می‌باشد. مطلوب است تعیین استحکام حوزه برشی. استحکام کششی طراحی قطعه را با نتیجه به دست آمده مقایسه کنید.



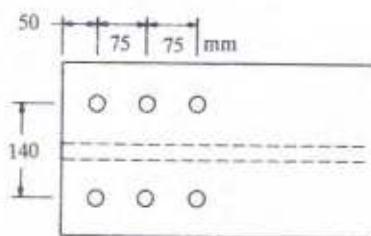
مسئله ۳-۱۸

۱۹-۳ یک بال پهن IPB 26 در دو انتهای خود مطابق شکل توسط تسمه به سازه متصل شده است. هرگاه پیچهای اتصالی به قطر $\frac{3}{4}$ in باشند مطلوب است استحکام حوزه برشی قطعه. مقدار استحکام کششی طراحی قطعه را با نتیجه به دست آمده مقایسه کنید. بررسی استحکام ورقها لزومی ندارد.



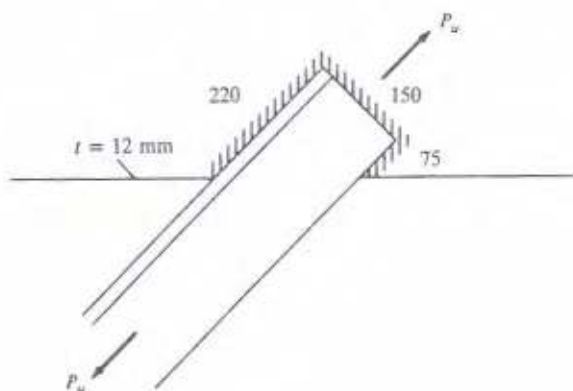
مسئله ۱۹-۳

۲۰-۳ در مسئله (۱۴-۳) اگر استحکام حوزه برشی نیز مورد نظر باشد مسئله را بررسی کنید.



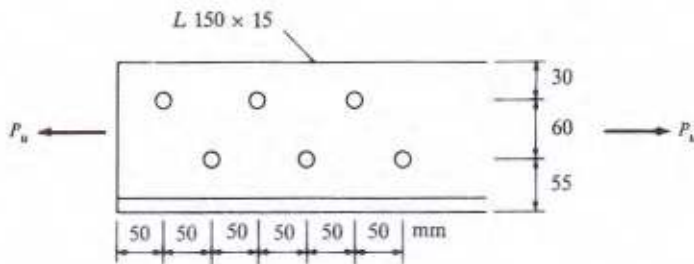
مسئله ۲۰-۳

۲۱-۳ مطلوب است تعیین استحکام طراحی نبشی 150×15 لکه در شکل نشان داده شده است، استحکام حوزه برشی نبشی و استحکام کششی آن را بررسی کنید. برای تعیین U فرض می شود که بال قائم نبش آزاد است.



مسئله ۲۱-۳

۲۲-۳ مطلوب است تعیین استحکام طراحی اتصال پیچی نشان داده شده در شکل. استحکام حوزه برشی و استحکام کششی نبشی را محاسبه کنید. قطر پیچها $\frac{3}{4}$ in است (نبشی $L 150 \times 15$ است).



مسئله ۲۲-۳

طراحی مقاطع کششی

۴-۱ تعیین مقطع

در فصل قبل تعیین استحکام طراحی انواع مقاطع کششی بیان شد، در این فصل انتخاب مقطع انواع مقاطع تحت بار کششی معلوم شرح داده می‌شود. گرچه طراحی در انتخاب مقطع آزادی عمل فراوانی دارد در هر صورت مقاطع انتخابی باید دارای خصوصیات زیر باشند: (الف) فشرده بودن، (ب) ابعاد قطعه به نوعی باشد که تناسب منطقی با ابعاد سایر مقاطع داشته باشد، (ج) حداکثر اجزای قطعه در اتصال شرکت داشته باشند تا میزان تمرکز تنش برشی در محدوده اتصال (shear lag) به حداقل برسد.

انتخاب نوع قطعه کششی معمولاً وابسته به نوع اتصالات سازه است. برخی از نیمرخهای فولادی برای اتصال پیچی یا پرچی به ورقهای اتصال مناسب نیستند در حالی که امکان دارد اتصال جوشی آنها بسیار مناسب باشد. هرگاه اتصال پیچی مطرح باشد ممکن است از نیمرخهای نبشی، ناودانی و یا I شکل استفاده کرد در حالی که از تسمه، ناودانی و یا سپری می‌توان برای اتصالات جوشی استفاده نمود.

در مثالهایی که آورده شده است هرگاه از پیچ جهت اتصال استفاده شود سوراخهای مناسبی در مقاطع در نظر گرفته شده است و اگر اتصال کلاً توسط جوش انجام گیرد برای تعیین سطح خالص سوراخ در نظر گرفته نشده است. اما باید دانست که گاهی از اوقات قبل از آنکه اتصال جوشی را در برخی از مقاطع انجام دهند ابتدا توسط پیچ آنها را نصب می‌نمایند که پس از جوشکاری می‌توان پیچها را باز کرد در یک چنین مقطعی ابعاد سوراخ در محاسبات مربوطه وارد خواهد شد. یادآور می‌شود که در رابطه 1-2 D ضوابط LRFD ($P_u = \phi_t F_u A_e$) مقدار A_e بسته به آرایش جوشها و بیرون زدگی اعضای مقاطع می‌تواند کمتر از A_g باشد.

ضریب لاغری یک قطعه نسبت طول آزاد قطعه به شعاع زیراسیون حداقل مقطع آن است. ضوابط سازه‌های فولادی در مقاطع کششی و فشاری مقادیر حداکثری برای ضرایب لاغری معین می‌کند. فلسفه

چنین محدودیتی در قطعات کششی اطمینان از سختی مناسب قطعه در برابر خیز جانبی و یا ارتعاش آن می‌باشد. اگرچه قطعات کششی تحت اثر کماتش واقع نمی‌شوند ولی امکان دارد در زمان نصب و یا حمل و نقل آن و یا در اثر باد و نیروهای مشابه تحت فشار واقع گردند. ضوابط طراحی توصیه می‌نماید که ضریب لاغری قطعه کمتر از مقدار حداکثر باشد تا امکان باریری نیروی فشاری حداقلی را داشته باشد. مقدار ضریب لاغری حداکثر قطعات کششی بر طبق ضوابط LRFD (قسمت ۶ و بخش B7) به جز در موارد میلگردها به عدد ۳۰۰ محدود می‌گردد. این چنین قطعانی قادر خواهند بود که نیروی فشاری حاصل از باد و یا زلزله را تحمل کنند. بر طبق ضوابط طراحی نیروی فشاری بوجود آمده نباید بیش از ۵۰ درصد استحکام طراحی فشاری قطعه باشد (بعدها خواهیم دید که هرگاه ضریب لاغری بیشتر از ۲۰۰ گردد تنش فشاری طراحی بسیار کوچک خواهد شد).

حداکثر ضریب لاغری توصیه شده توسط ضوابط بر قطعات کششی میلگرد اعمال نمی‌شود. مقدار ضریب لاغری حداکثر L/r میلگردها به قضاوت مهندس طراح گذاشته شده است. زیرا اگر مقدار ضریب لاغری ۳۰۰ برای آنها نیز توصیه می‌شد از آنجاکه شعاع ژیراسیون آنها بسیار کوچک است عملاً استفاده از آنها منتفی می‌گردد.

در مسائل طراحی استحکام طراحی P_u کوچکترین مقدار از دو رابطه زیر خواهد بود:

$$\phi_t F_y A_g \quad \text{الف} \quad \phi_t F_u A_e \quad \text{ب}$$

الف - برای اینکه رابطه اول تأمین گردد باید سطح ناخالص حداقل برابر با مقدار زیر باشد:

$$A_g \geq \frac{P_u}{\phi_t F_y} \quad (1)$$

ب - برای اینکه رابطه دوم تأمین گردد باید سطح خالص مؤثر حداقل برابر با مقدار زیر باشد:

$$A_e \geq \frac{P_u}{\phi_t F_u}$$

و چون $A_e = U A_n$ است لذا باید سطح خالص حداقل برابر با مقدار زیر باشد.

$$A_n \geq \frac{A_e}{U} = \frac{P_u}{\phi_t F_u U}$$

از آنجاکه مقدار حداقل A_g در رابطه (الف) باید برابر با مجموع حداقل A_n و سطوح سوراخها باشد

خواهیم داشت:

$$A_g \geq \frac{P_u}{\phi_t F_u U} + (\text{سطوح سوراخها}) \quad (2)$$

برای حدس اولیه قطعه می‌توان بیشترین مقدار به دست آمده از دو رابطه (۱) و (۲) را برای A_g

انتخاب کرد. بهتر است به خاطر داشته باشیم که حداکثر لاغری توصیه شده برای قطعات کششی ۳۰۰ است و

به این طریق می توان مقدار شعاع زیراسیون ۲ را بنحوی که لاغری قطعه را برابر با ۳۰۰ ارائه دهد معین کنیم بدیهی است مقطع انتخابی ما نمی تواند شعاع زیراسیون حداقلی کمتر از مقدار ۲ داشته باشد زیرا ضریب لاغری حداکثر توصیه شده ۳۰۰ است.

$$r = \frac{L}{300} \quad (۳)$$

در دو مثال اولیه دو نوع بارگذاری زیر که مربوط به بارگذاریهای ثقلی است بررسی شده است.

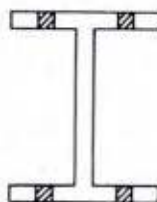
$$P_u = 1.4 D$$

$$P_u = 1.2 D + 1.6 L$$

ولی در مثالهای بعد چون تنها در حالتی که $D \geq 8 L$ باشد بارگذاری اول تعیین کننده خواهد شد تنها بارگذاری دوم ملاک طراحی قرار گرفته است.

مثال ۱-۴

مطلوبست طرح یک نیمرخ IPB به طول آزاد ۹ m که بارکشی مرده $P_D = 60 \text{ ton}$ و بارکشی زنده $P_L = 35 \text{ ton}$ را تحمل کند. بالهای این نیمرخ توسط پیچهایی به قطر $\frac{7}{8} \text{ in}$ و به تعداد حداقل ۳ پیچ در هر ردیف به تکیه گاه متصل خواهد شد (شکل ۱-۴)



شکل ۱-۴

حل:

اگر دو بارگذاری متعارف را در نظر بگیریم

$$P_u = 1.4 P_D = 1.4(60.0) = 84 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.2 P_D + 1.6 P_L = 1.2(60.0) + 1.6(35.0) = 128 \text{ ton}$$

مقدار حداقل A_g را معین می کنیم.

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_y} = \frac{128000}{0.9(2333)} = 61 \text{ cm}^2 \quad (۱)$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_u U} + (\text{کسر سطح سوراخها به صورت حدسی}) \quad (۲)$$

با فرض 61 cm^2 برای نیمرخ IPB 20 انتخاب خواهد شد و لذا داریم،

$$A_g = \frac{128000}{0.75(3700)(0.90)} + (2.5 \times 1.5 \times 4) = 66.25 \text{ cm}^2$$

$$r = \frac{L}{300} = \frac{900}{300} = 3 \text{ cm} \quad (۳)$$

IPB 180 بررسی می‌شود ($r_y = 4.57 \text{ cm}$ و $t_f = 1.4 \text{ cm}$ و $b_f = 20 \text{ cm}$ و $A_g = 65.3 \text{ cm}^2$)

$$P_u = \phi_t F_y A_g = (0.9)(2333)(65.3) = 137.1 \text{ ton} \quad (۱)$$

$$P_u = \phi_t F_u A_n U \quad (۲)$$

$$A_n = 65.3 - (4)(2.5 \times 1.4) = 51.3 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 0.75(3700)(51.3)(0.9) = 128.1 \text{ ton} > 128.0 \text{ ok.}$$

مقدار $U = 0.90$ به این دلیل انتخاب گردید که داریم:

$$\frac{b_f}{d} = \frac{18}{18} = 1 > \frac{2}{3}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{900}{4.57} = 197 < 300 \quad (۳)$$

مثال ۴-۲

مطلوبست طراحی یک نبشی کششی به طول 270 cm این نبشی بار مرده‌ای برابر با 13.5 ton و بار زنده‌ای برابر با 18 ton را تحمل خواهد کرد. اتصال این نبشی توسط یک ردیف پیچ به تعداد حداقل ۳ پیچ و هر یک به قطر 22 mm خواهد بود. فولاد پیچ از نوع نرمه است.

حل:

حالتهای بارگذاری

$$P_u = 1.4(13.5) = 18.9 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.2(13.5) + 1.6(18.0) = 45.0 \text{ ton}$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_y} = \frac{45000}{0.9 \times 2333} = 21.4 \text{ cm}^2 \quad (۱)$$

$$U = 0.85 \quad (۲)$$

$$A_n = \frac{P_u}{\phi_t F_u U} = \frac{45000}{0.75 \times 3700 \times 0.85} = 19.08 \text{ cm}^2$$

$$r = \frac{L}{300} = \frac{270}{300} = 0.9 \text{ cm} \quad (3)$$

لذا با توجه به جدول $L 110 \times 12$ بررسی می‌شود.

$$(A_g = 25.1 \text{ cm}^2 \quad r_{min} = 2.15 \text{ cm})$$

$$D = 2.2 + 0.3 = 2.5 \text{ cm}$$

$$A_n = A_g - t D = 25.1 - 2.5 \times 1.1 = 22.35 \text{ cm}^2 > 19.08 \text{ ok.}$$

در مثال ۳-۴ قطعه‌ای مرکب از دو ناودانی کششی که توسط پیوندهای افقی به یکدیگر متصل شده‌اند شرح داده شده است. در بخش D2 از ضوابط LRFD ذکر شده است که پیوندهای افقی و یا صفحات سوراخ‌دار در سمت باز مقاطع مرکب به کار خواهد رفت. ضوابط فوق نتایج تجربیات طولانی روی مقاطع مرکب کششی را به عنوان قواعد طراحی بیان کرده است.

در شکل ۲-۴ فاصله پیچ از بر خارجی ناودانی 45 mm معین شده است. در کتاب راهنمای LRFD تنها برای نبشی‌ها فواصل تعبیه سوراخ پیچها بیان شده است در مورد سایر نیمرخها مقداری ذکر نشده است، مقدار داده شده مقداری است که با بررسی امکانات لازم برای محکم نمودن پیچ انتخاب شده است.

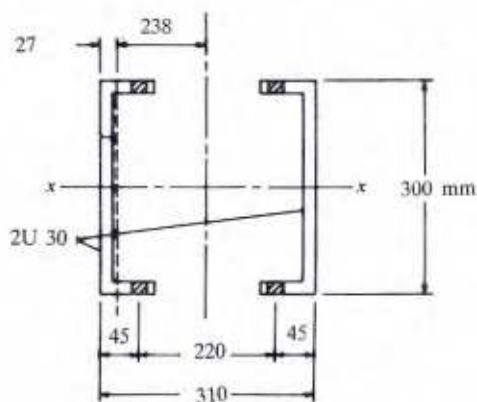
در شکل ۲-۴ فواصل دو ردیف پیچ از یکدیگر 22 cm ذکر شده است. بند D2 از ضوابط LRFD طول پیوندهای افقی (بعد پیوند در امتداد طول قطعه) را حداقل $\frac{2}{3}$ فواصل اتصالات ذکر می‌کند و همچنین ضخامت پیوند نیز نباید از $\frac{1}{5}$ این فاصله کمتر باشد.

عرض حداقل پیوند افقی (که در ضوابط ذکر از آن نشده است) مجموع فاصله پیچها و فاصله لازم پیچ از لبه ورق خواهد بود که این فاصله در این مثال 40 mm گرفته شده است (جزئیات لازم در مورد این انتخاب در فصل ۱۲ ذکر شده است). در حالت کلی ابعاد پیوندهای افقی باید براساس ابعاد اقتصادی به دست آمده از ورقهای ارائه شده توسط کارخانه هماهنگی داشته باشد، و از ارائه تسمه‌هایی با ابعاد و ضخامت نا آشنا خودداری کرد.

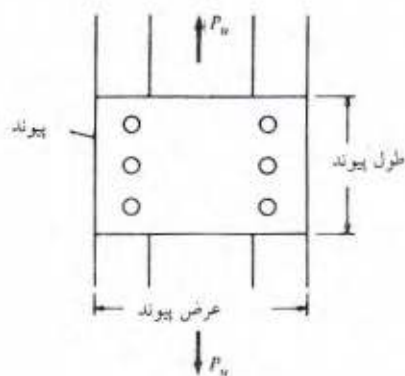
بر طبق بند D2 ضوابط LRFD حداکثر فاصله پیوندهای افقی به میزانی است که مقدار L/r هر یک از اعضای قطعه در آن فاصله از ۳۰۰ تجاوز نکند و به این ترتیب اگر در رابطه $L/r = 300$ به جای r شعاع ژیراسیون حداقل هر عضو را قرار دهیم مقدار L که مقدار حداکثر فاصله دو پیوند افقی در طول قطعه می‌باشد محاسبه خواهد شد.

مثال ۳-۴

دو ناودانی UNP 30 با پیوندهای افقی قطعه‌ای کششی به طول ۹/۰ متر را تشکیل داده‌اند که بار مرده‌ای برابر با 54 ton و بار زنده‌ای برابر با 110 ton را تحمل می‌کند. پیوندهای افقی توسط یک ردیف پیچ (با حداقل سه پیچ در هر ردیف) به هر یک از ناودانی‌ها متصل شده‌اند. قطر پیچها 22 mm است. اولاً مناسب بودن نیمرخها را بررسی کرده و ثانیاً پیوندهای افقی را طرح کنید. فاصله پیچها از پشت ناودانی 45 mm است.



(الف)



(ب)

شکل ۲-۴

حل:

$$\text{UNP 30} (A_g = 58.8 \text{ cm}^2 \quad t_f = 1.6 \text{ cm} \quad I_x = 8030 \text{ cm}^4 \quad I_y = 495 \text{ cm}^4)$$

$$e = 2.7 \text{ cm} \quad r_y = 2.9 \text{ cm}$$

باری که باید تحمل کند.

$$P_u = 1.2(54.0) + 1.6(110.0) = 240.8 \text{ ton}$$

استحکام طراحی

$$P_u = \phi_t F_y A_g = 0.9 \times 2333 \times (2 \times 58.8) = 246.9 > 240.8 \text{ ok.}$$

$$A_n = (58.8 - 2 \times 2.5 \times 1.6)(2) = 101.6 \text{ cm}^2$$

$$P_u = \phi_t F_u A_n U = 0.75(3700)(101.6) \times 0.85 = 239.6 \approx 240.8 \text{ ton}$$

ضریب لاغری

$$I_x = 2 \times 8030 = 16060 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \times 495 + 2 \times 58.8 \times 12.8^2 = 20258 > I_x$$

$$r_x = 11.7 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{900}{11.7} = 77 < 300 \text{ ok.}$$

طرح پیوندهای افقی (برطبق بخش D2 از قسمت ششم LRFD)

$$(\text{فاصله بین دو ردیف پیچها}) = 31 - 2 \times 4.5 = 22 \text{ cm}$$

$$(\text{طول حداقل پیوندها}) = \frac{2}{3}(22) = 14.67 \text{ cm}^2 \approx 15 \text{ cm}$$

$$(\text{ضخامت حداقل پیوندها}) = \frac{1}{50}(22) = 4.4 \text{ mm} \approx 5 \text{ mm}$$

$$(\text{عرض حداقل پیوندها}) = 22 + 2 \times 4 = 30 \text{ cm}$$

$$(\text{حداکثر فاصله پیوندها}) = L \geq 300 \times r_y = 300 \times 2.9 = 870 \text{ cm}$$

پس باید از صفحات $300 \times 150 \times 5 \text{ mm}$ PL و به فواصل 70 cm از یکدیگر استفاده کنیم.

۲-۴ میلگردها

هرگاه میلگردی به عنوان قطعه کششی به کار رود می توان محل اتصال آن را جوش داد و یا رزوه کرده و

توسط مهره محکم کرد. بر طبق ضوابط LRFD تنش طراحی کششی میلگردهای رزوه شده برابر با

$\phi 0.75 F_u$ است که این تنش در سطح مقطع ناخالص A_D قطعه محاسبه خواهد شد، غرض از سطح

ناخالص سطح مقطع بیرونی میلگرد است. به این ترتیب سطح مقطع مورد نیاز برای یک بار کششی مورد نظر

از رابطه زیر محاسبه خواهد شد:

$$A_D = \frac{P_u}{\phi 0.75 F_u} \quad \phi = 0.75 \quad \text{با}$$

برطبق بخش 1.5 J از قسمت ششم LRFD مقدار P_u برای طرح اتصال میلگردهای کششی بجز در مورد بادبندها و میل مهارهای سقف نباید از 500 kg کمتر گرفته شود.

مثال ۴-۴

مطلوبست تعیین میلگردهای از فولادی نرمه هرگاه بار مرده کششی 500 kg و بار زنده کششی 1.0 ton بر آن اثر کند.

حل:

$$P_u = 1.2 \times 0.5 + 1.6 \times 1.0 = 2.2 \text{ ton}$$

$$A_D = \frac{P_u}{\phi 0.75 F_u} = \frac{2200}{0.75 \times 0.75 \times 3700} = 1.06 \text{ cm}^2$$

می‌توان میلگردهای به قطر 12 mm انتخاب کرد. ($A_D = 1.13 \text{ cm}^2$)

گاهی در میلگردها بخش انتهایی میلگرد قطورتر ساخته می‌شود و همین قسمت قطورتر برای مهره کردن رزوه می‌گردد یک چنین میلگردهای اجازه می‌دهد که از کل سطح مقطع میلگرد استفاده شود. برطبق LRFD قسمت قطور میلگرد دارای ظرفیتی برابر با حاصل ضرب سطح مقطع قسمت قطورتر در $0.75 F_u$ خواهد بود. برای این که قطورسازی میلگرد جنبه اقتصادی داشته باشد باید ظرفیت فوق از حاصلضرب سطح مقطع متعارف میلگرد در F_y بیشتر باشد. بدیهی است در صورتی که حجم بالایی از میلگرد فوق مورد نیاز باشد جنبه اقتصادی بودن آن صحیح خواهد بود.

یکی از موارد مصرف میلگردها در سازه‌های صنعتی است. در این سازه‌ها برای پوشش سقف از لایه purlin استفاده می‌شود و معمولاً برای پوشش اطراف سازه از تیرهای جانبی بین ستونها استفاده می‌شود. در چنین حالاتی استفاده از میل مهار sag rod به منظور ایجاد تکیه گاه جانبی برای لایه‌ها و تیرهای جانبی مفید خواهد بود. معمولاً هرگاه شیب لایه‌ها بیشتر از یک به چهار باشد و از ناودانی نیز به عنوان لایه استفاده گردد به کاربردن میل مهار برای ایجاد تکیه گاه جانبی لازم خواهد بود. معمولاً از ناودانی برای لایه استفاده می‌شود، این نیمرخ حول محور ضعیف خود قادر به تحمل لنگر خمشی بالایی نیست و گرچه نیرویی که در امتداد شیب سقف سبب لنگر خمشی فوق می‌گردد ناچیز است ولی باز هم ناودانی بسیار بزرگی برای تحمل آن مورد نیاز خواهد بود و به این جهت استفاده از میل مهار سقف برای ایجاد تکیه گاه جانبی برای لایه‌های از نوع ناودانی کمک فراوانی به بالا بردن قدرت باربری این نوع نیمرخها خواهد نمود. هرگاه پوشش سقف

سبک باشد و دهانه لایه حدود ۶ متر باشد از دو میل مهار استفاده خواهد شد و در صورتی که دهانه لایه کمتر از ۶ متر باشد استفاده از یک میل مهار کافی خواهد بود. پوشش سبک زمانی است که از ورقهای موجدار (فلزی) استفاده شود. هرگاه از پوشش سنگین نظیر ورقه‌های سنگی، سیمانی و یا سرامیکی استفاده شود فواصل میل مهارها مطمئناً کمتر خواهد شد. در این حالت اگر دهانه لایه بیشتر از ۴ متر باشد از دو میل مهار و اگر کمتر از ۴ متر باشد از یک میل مهار استفاده می‌شود. عقیده برخی از طراحان براین است که مخصوصاً هرگاه از پوشش موجدار فلزی استفاده شود مؤلفه موازی با پوشش نیروی وارده توسط پوشش گرفته خواهد شد و نیازی به استفاده از میل مهار نیست، یک چنین عقیده‌ای نمی‌تواند بسیار صحیح باشد مخصوصاً هرگاه شیب سقف بالا باشد.

هرگاه قطعه‌ای کششی کاملاً مستقیم نباشد، استحکام آن قطعه تحت نیروی کششی چندان تغییر نخواهد کرد زیرا نیروی کششی به مستقیم شدن آن کمک می‌کند (یک چنین مطلبی در مورد قطعات فشاری صادق نیست). به این دلیل ضوابط LRFD در مورد قطعات کششی که تحت مختصر نیروی فشاری حاصل از بارهای غیردائمی نظیر باد و زلزله هستند آزادی عمل بیشتری را قائل است. همان‌گونه که در بخش (۴-۱) ضوابط LRFD ذکر شده است، چنین قطعاتی می‌توانند حداکثر تحت اثر ۵۰ درصد استحکام طراحی فشاری قطعه واقع گردند.

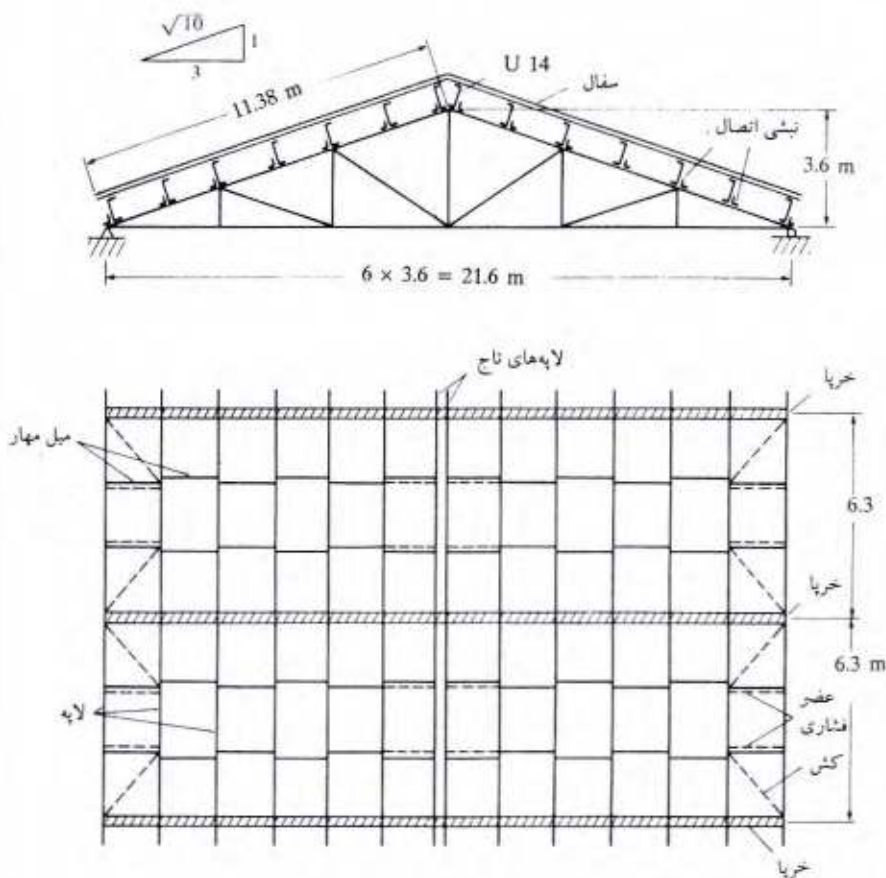
طراح سازه باید براساس قضاوت مهندسی خود ضریب لاغری میلگرد را معین کند؛ این مقدار می‌تواند چندین برابر ضریب لاغری قطعات کششی از نوع دیگر باشد. روش متداولی که برخی از طراحان انتخاب می‌کنند این است که به منظور ایجاد سختی مناسب در میلگرد قطر میلگرد را کمتر از $\frac{1}{5}$ طول آن انتخاب نمی‌کنند.

بهتر است حداقل قطر میل مهار سقف را به 12mm^(۱) محدود کنیم زیرا کمتر از این مقدار از نظر اجرایی مسأله برانگیز خواهد بود. در قطرهای کمتر هرگاه میل مهار بیشتر از حد معقول محکم شود (که عادت کارگران است) رزوه‌های آن آسیب خواهد دید. در مسأله (۴-۵) برای یک خرپای شیب‌دار میل مهار سقف به منظور تأمین تکیه‌گاه جانبی لایه تحت اثر بارهای ثقلی (وزن پوشش، لایه، برف و یخ) طراحی شده است. چون فرض می‌شود بار باد عمود بر سطح پوشش عمل می‌کند لذا تأثیری بر روی میل مهار سقف نخواهد داشت. بیشترین نیرو در میل مهار رأس خرپا ایجاد خواهد شد زیرا این میل مهار باید بار کلیه نیروهای تولید شده در سایر میل مهارهای رانیز تحمل کند. از نظر محاسباتی امکان انتخاب قطر کمتری برای میل مهارهای دیگر وجود دارد ولی یک چنین عملی ارزش اجرایی ندارد.

۱- این مقدار در کتاب 16mm است که عملاً مقدار بسیار بالایی است - م.

مثال ۴-۵

مطلوبست طراحی میل مهار سقف برای لایه‌های خرپای شکل (۳-۴)، این لایه‌ها در $\frac{1}{3}$ دهانه دارای میل مهار خواهند بود و قطر حداقل میل مهار 12 mm است. دهانه لایه‌ها 6.3 m انتخاب شده است. پوشش سقف از نوع ورقهای سرامیکی با وزن 77 kg/m^2 و شدت بار برف در منطقه 100 kg/m^2 است. جزییات اتصالات میل مهار سقف در شکلهای (۳-۴) و (۴-۴) نشان داده شده است. در این شکلها خطوط خط چین روش اجرایی استفاده از قطعات کششی و فشاری را به منظور بالا بردن استحکام باربری سازه نشان می‌دهد (حالتی که معمولاً هرگاه بار برف در یک سمت ساز به دلیل وزش باد انباشته گردد مورد نیاز خواهد بود).



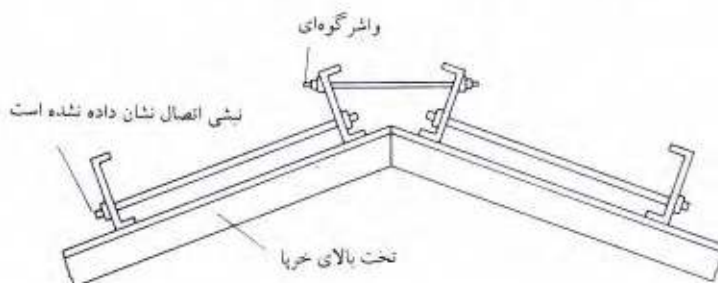
شکل ۴-۳ نقشه تیرریزی لایه‌ها

حل:

بارهای ثقلی وارد بر واحد مترمربع سقف به صورت شیب دار:

$$\text{لایه ها} = \frac{7 \times 16}{11.38} = 9.84 \text{ kg/m}^2 (\text{daN/m}^2)$$

$$\text{باربرف} = 100 \times \frac{3}{\sqrt{10}} = 94.9 \text{ kg/m}^2 (\text{daN/m}^2)$$



شکل ۴-۴ جزئیات اجرایی میل مهار

$$\text{سرامیک سقف} = 77 \text{ kg/m}^2 (\text{daN/m}^2)$$

$$w_u = 1.2(9.84 + 77) + 0.5(94.9) = 151.7 \text{ kg/m}^2$$

$$w_u = 1.2(9.84 + 77) + 1.6(94.9) = 256.0 \text{ kg/m}^2$$

$$(\text{مؤلفه موازی سقف بار وارده}) = \frac{1}{\sqrt{10}} (256) = 80.97 \text{ kg/m}^2$$

$$(\text{بار وارده بر میل مهار}) = 11.38 \left(\frac{6.3}{3} \right) (80.97) = 1935 = 1935 \text{ kg (daN)}$$

$$A_O = \frac{1935}{0.75(0.75)(3700)} = 0.93 \text{ cm}^2$$

می توان از میلگرد به قطر ۱۲ mm استفاده کرد.

$$A_D = 1.13 \text{ cm}^2$$

مقدار نیرو در میل مهار واقع شده در رأس خرپا:

$$T = \frac{\sqrt{10}}{3} (1935) = 2040 \text{ kg}$$

$$A_D = \frac{2040}{0.75(0.75)(3700)} = 0.98 \text{ cm}^2$$

می توان از میل مهار ۱۲ mm استفاده کرد.

۳-۴ تسمه‌های مفصل دار کششی

تا اوایل قرن بیستم کلیه پلها در ممالک متحده امریکا با اتصال سوزنی ساخته می‌شد ولی امروزه به دلیل پیشرفت فن اتصال پیچی و جوشی چنین پلهایی کمتر احداث می‌شود. نقص عمده چنان پلهایی سایدگی خارمیانی و لق شدن اتصال بود.

امروزه از تسمه‌های مفصل دار کششی گاهی در پلهایی با دهانه وسیع و سایر سازه‌هایی که معمولاً بار مرده بالایی را تحمل می‌کنند استفاده می‌شود در این حالت از لق خوردگی و سایدگی آنها تحت اثر بارهای زنده جلوگیری می‌شود.

تسمه‌های مفصل دار را توسط آهن‌گری تهیه نمی‌کنند بلکه آنها را به کمک مشعل از ورقهای فلزی برش می‌زنند. جزییات ابعادی تسمه‌های مفصل دار در بخش D3 از قسمت ششم ضوابط LRFD آورده شده است. این ابعاد حاصل سالها تجربه است. در این قسمت حالت‌های حدی مقاومت کششی، برشی و تماسی آنها نیز بیان شده است.

معلوم شده است که هرگاه تنش تسلیم فولاد تسمه مفصل دار بیشتر از $4900 \text{ kg/cm}^2 (\text{bar})$ باشد، امکان بشقابی شدن آن وجود دارد، به این جهت ضوابط LRFD در چنین مواردی پیش‌بینی لازم را به عمل آورده است.

۴-۴ طراحی در مقابل بارهای خستگی آور

به نظر نمی‌رسد که تنش خستگی در اغلب سازه‌های ساختمانی مسأله‌ای به وجود آورد زیرا تغییر بار در این نوع سازه‌ها بسیار اتفاقی و میزان تغییر تنش بسیار کم است. اگر تعداد تغییرات تنش زیاد و یا شدت تغییر بالا باشد باید به بررسی خستگی در سازه اقدام کرد. خستگی در سازه‌هایی که دارای جراثقال متحرک بوده و یا بادهای متناوب و یا ماشین آلات متحرک را تحمل می‌کنند قابل بررسی خواهد بود.

در قطعات فولادی که تحت اثر بارهای با شدت متغیر به تعداد هزاران بار می‌باشند ترک به وجود می‌آید و ممکن است ترک توسعه یافته و سبب گسیختگی حاصل از خستگی گردد. این گونه ترکها در محلهایی که دارای تمرکز تنش باشد نظیر اطراف سوراخها، لبه‌های مضرس و تغییر یافته و یا جوشهای ضعیف ایجاد می‌شود و البته چنین حالاتی بیشتر در قطعات کششی اتفاق می‌افتد.

در مندرجات پیوست K ضوابط LRFD برای بررسی بارهای متناوب راه حل طراحی ساده‌ای ارائه شده است. در این روش مقدار تغییر تنش، میزان تغییر تنش (یعنی اختلاف بین تنش حداکثر و تنش حداقل)، نوع و موقعیت قطعه معین می‌شود. براساس اطلاعات فوق میزان حداکثر تغییر تنش مجاز برای بارهای سرویس تعیین می‌گردد.

به عبارت دیگر حداکثر تنش محاسباتی قطعه بر طبق ضوابط LRFD نباید از تنش اسمی مبنای آن نوع قطعه تجاوز کند و همچنین میزان حداکثر تغییر تنش نباید از حداکثر تغییر تنش مجاز بر طبق پیوست K ضوابط فوق تجاوز نماید.

اگر تصور می‌رود که تعداد تغییر تنش کمتر از ۲۰۰۰۰ باشد بررسی خستگی قطعه لزومی ندارد. و اگر انتظار می‌رود که تعداد تغییر تنش بیشتر از ۲۰۰۰۰ باشد میزان حداکثر تغییر تنش مجاز به شرح زیر معین خواهد شد (آنچه ذیل ذکر می‌شود راهنمایی بر استفاده صحیح از پیوست K ضوابط LRFD است خواننده می‌تواند به پیوست این کتاب مراجعه نماید).

۱- بارگذاری از طریق جدول A-K 4.1 پیوست K ضوابط LRFD معین می‌شود. برای مثال اگر انتظار می‌رود که تغییر بار بیشتر از ۱۰۰۰۰۰ (یعنی حدود ۱۰ تغییر بار در مدت ۲۵ سال) و کمتر از ۵۰۰۰۰۰ بار باشد. از طریق جدول، نوع بارگذاری ۲ معین می‌شود.

۲- نوع و موقعیت ماده از طریق شکل A-K 4.1 پیوست معین می‌شود. اگر قطعه کششی از دو نبشی با جوش گوشه به تسمه تشکیل شده باشد مثال تشریحی ۱۷ روی شکل انتخاب خواهد شد. (جوش گوشه (یا نواری) در فصل ۱۴ تعریف خواهد شد، در چنین حالتی دو قطعه رویهم آمده و بهم جوش می‌شوند).

۳- از طریق جدول A-K 4.2 طبقه‌بندی تنش به صورت A, B, C, D, E, F معین می‌شود برای قطعه کششی با اتصال جوش گوشه که مثال تشریحی ۱۷ روی شکل است، طبقه E برای تنش معین می‌شود.

۴- بالاخره از طریق جدول A-K 4.3 پیوست، حداکثر تغییر تنش مجاز برای بارهای سرویس و طبقه E تنش و بارگذاری نوع ۲ برابر با $F_{sr} = 900 \text{ kg/cm}^2 (13 \text{ Ksi})$ معین می‌شود.

در مثال (۴-۶) طراحی دو نبشی کششی تحت اثر بار متناوب براساس پیوست K ضوابط LRFD تشریح شده است. نوسان تنش مسأله همه روزه سازه‌های پلهاست. بخش 10.3 ضوابط AASHTO مقدار محدوده تنش مجاز را به نحو مشابه ضوابط LRFD معین می‌کند.

مثال ۴-۶

قطعه‌ای به طول 540 cm از یک جفت نبشی با ساقهای برابر که توسط جوش گوشه اتصال یافته‌اند تشکیل شده است. نیروی حاصل از اعمال بار مرده برابر با 13.6 ton ولی نیروی حاصل از اعمال بار زنده که انتظار می‌رود به مقدار ۲۵۰۰۰۰ بار اعمال شود از 5.4 ton فشاری تا 29.5ton کششی تغییر می‌کند. مطلوبست تعیین دو نبشی با استفاده از ضوابط LRFD.

حل:

اگر به پیوست K ضوابط LRFD مراجعه شود، مشخصات زیر معین خواهد شد.

از جدول 4.1 A-K نوع بارگذاری ۲

از شکل 4.1 A-K و جدول 4.2 A-K مثال تشریحی ۱۷ و طبقه E تنش

لذا از جدول 4.3 A-K مقدار تنش مجاز 895 kg/cm^2 (13 Ksi) تعیین می‌شود.

محدوده P_u

برای حداکثر کشش

$$P_u = 1.2(13.6) + 1.6(29.5) = 63.5 \text{ ton}$$

برای فشار

$$P_u = 1.4(13.6) = 19.04 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.2(13.6) + 1.6(-5.4) = 7.68 \text{ ton}$$

لذا قطعه همواره کششی باقی می‌ماند.

حداقل مقطع

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_y} = \frac{63500}{0.9 \times 2333} = 30.25 \text{ cm}^2$$

لذا $9 \times 2L \ 90 \times 90$ (با $A = 31 \text{ cm}^2$, $r_x = 2.73 \text{ cm}$) بررسی می‌شود.

$$f_t = \frac{13600 + 29500}{31} = 1390 \text{ kg/cm}^2 \text{ (bar)}$$

$$f_t = \frac{13600 - 5400}{31} = 265 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 1390 - 265 = 1125 > 895 \text{ N.G.}$$

لذا $12 \times 2L \ 90 \times 90$ (با $A = 40.6$, $r_x = 2.70 \text{ cm}$) بررسی می‌شود.

$$f_t = \frac{13600 + 29500}{40.6} = 1062 \text{ kg/cm}^2 \text{ (bar)}$$

$$f_t = \frac{13600 - 5400}{40.6} = 202 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 1062 - 202 = 860 < 895 \text{ OK.}$$

مسائل

۱-۴) مطلوبست تعیین سبکترین پروفیل بال پهن به نوعی که بتواند بارهای $P_D = 900 \text{ kN}$ و

$P_L = 1000 \text{ kN}$ را تحمل کند. طول قطعه 7.5 m و اتصال قطعه توسط پیچهایی به قطر 1 in

خواهد بود. روی هر بال دو ردیف پیچ و هر ردیف به مقدار حداقل ۳ پیچ فرض می‌شود.

۲-۴ مطلوبست بررسی مسأله (۱-۴) هرگاه فولاد بال پهن از نوع اعلا ($F_y = 3600$ و $F_u = 5200$) باشد.

۳-۴ مطلوبست تعیین سبکترین بال پهن بنوعی که بتواند بار $P_u = 1300$ kN را تحمل کند، این نیمرخ توسط دو ردیف پیچ روی هر بال خود و به مقدار حداقل سه پیچ در هر ردیف اتصال یافته است. طول نیمرخ را 9.6 m بگیرید. پیچها به قطر $\frac{7}{8}$ in است.

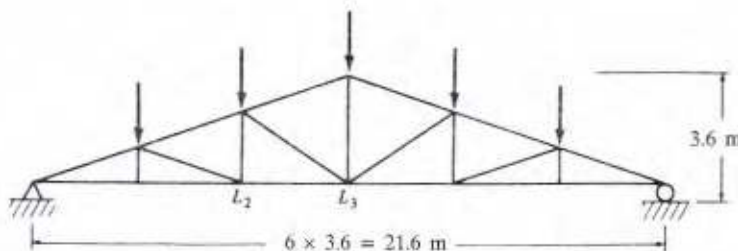
۴-۴ مطلوبست طرح سبکترین ناودانی از نوع UNP بنوعی که بتواند بارهای کششی $P_D = 340$ kN و $P_L = 540$ kN را تحمل کند، این ناودانی توسط یک ردیف پیچ روی هر بال به مقدار حداقل سه پیچ اتصال یافته است. قطر پیچها 1 in است. طول قطعه را 4.5 m بگیرید.

۵-۴ یک قطعه مرکب جوش شده کشش از دو ناودانی با فاصله پشت به پشت 30 cm تشکیل شده است و بار وارده بر آن $P_u = 280$ kN می باشد. هرگاه $U = 0.87$ بوده و طول قطعه 9 m باشد مطلوبست تعیین دو ناودانی.

۶-۴ مطلوبست تعیین یک نبشی با دو بال مساوی که توسط یک ردیف پیچ به قطر $\frac{7}{8}$ in و به تعداد حداقل سه پیچ روی یک بال اتصال یافته باشد، بار وارده بر نبشی $P_D = 360$ kN و $P_L = 410$ kN و طول قطعه 5.4 m است.

۷-۴ مسأله (۶-۴) را در حالتی که قطعه از دو نبشی که پشت به پشت چسبیده به هم تشکیل شده باشد بررسی کنید. فرض کنید که $U = 0.85$ است.

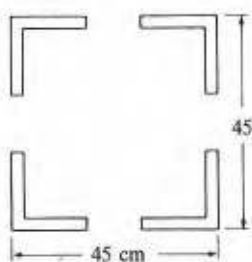
۸-۴ قطعه $L_2 L_3$ را در خرابای زیر طراحی کنید، فرض می شود قطعه از دو نبشی ساخته شده است که در دو انتها توسط صفحه اتصالی به ضخامت 10 mm از هم جدا شده و به آن متصل شده باشند و این اتصال توسط یک ردیف پیچ روی یک بال از هر نبشی باشد. بارها $P_D = 80$ kN و $P_r = 45$ kN (بار سقف) هستند.



مسأله ۸-۴

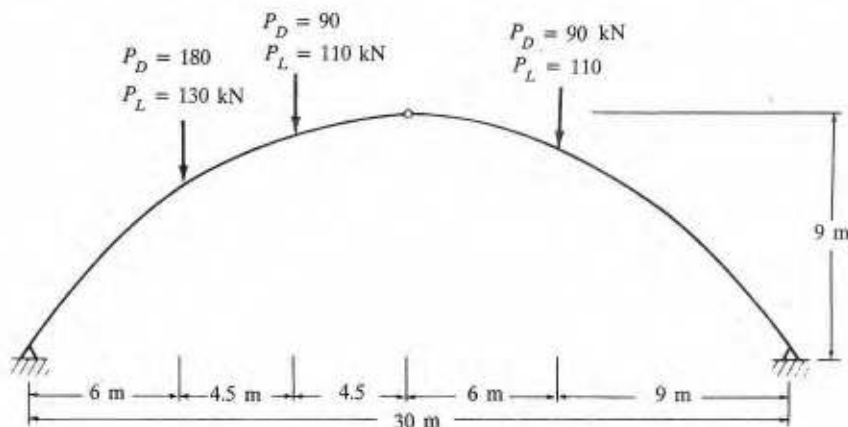
۹-۴ مطلوبست تعیین یک نبشی کششی که بارهای $P_D = 270$ kN و $P_L = 270$ kN را تحمل کند. این نبشی 4.5 m طول داشته و توسط یک ردیف پیچ به قطر $\frac{7}{8}$ in اتصال یافته است. تعداد پیچها حداقل سه عدد می باشد.

- ۱۰-۴ مسأله (۵-۴) را در حالتی که اتصال پیوندها توسط پیچهایی به قطر $\frac{7}{8}$ in و با تعداد حداقل سه پیچ در هر ردیف تأمین شده باشد بررسی کنید و پیوندها را نیز طراحی نمایید. فرض می‌شود فاصله مرکز پیچها از پشت ناودانی 5 cm باشد. مقدار U را از بخش B3 ضوابط LRDD معین کنید.
- ۱۱-۴ یک قطعه کششی از چهار نبشی با بالهای مساوی مطابق شکل تشکیل شده است. این قطعه بارهای $P_D = 900$ kN و $P_L = 1600$ kN را تحمل می‌کند. اگر طول قطعه 9 m و روی هر بال یک ردیف پیچ مرکب از حداقل سه پیچ به قطر $\frac{7}{8}$ in باشد مطلوبست طرح قطعه و طرح پیوندهای افقی آن.



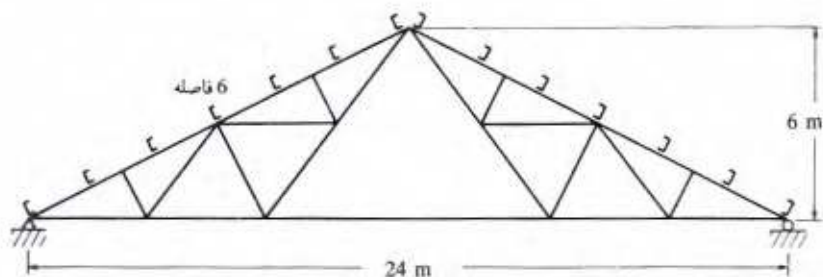
مسأله ۱۱-۴

- ۱۲-۴ مطلوبست تعیین میلگردی کششی و رزوه شده که بتواند بارهای $P_D = 30$ kN و $P_D = 36$ kN را تحمل کند. جنس فولاد میلگرد نرمه است.
- ۱۳-۴ اتصال افقی کششی دو تکیه گاه قاب سه مفصل زیر از میلگردی رزوه شده تشکیل خواهد شد. مطلوبست طرح این میلگرد کششی. نوع فولاد میلگرد نرمه است.



مسأله ۱۳-۴

۱۴-۴ یک سازه صنعتی از خرپاهایی مطابق شکل که به فاصله ۶.۳ m از یکدیگر قرار دارند تشکیل شده است. وزن پوشش خرپا 30 kg/m^2 و وزن معادل لایه‌ها 15 kg/m^2 فرض می‌شود. مطلوب است طرح میل مهار سقف. بار برف منطقه را 150 kg/m^2 بگیرید. از دو ردیف میل مهار در هر سمت خرپا استفاده خواهد شد.



مسئله ۱۴-۴

مقدمه‌ای بر قطعات فشاری

۵-۱ کلیات

قطعات فشاری شکلهای متعددی دارند، ستونها شناخته‌ترین قطعات فشاری هستند، تخت پایالی خرابها top chord، چپ و راستهای فشاری، بال فشاری تیرها و قطعات مرکب خمشی و قطعاتی که بطور همزمان تحت فشار و خمش قرار می‌گیرند سایر انواع قطعات فشاری را تشکیل می‌دهند. ستون معمولاً به قطعات قائم مستطیمی اطلاق می‌شود که طول آنها به مراتب بیشتر از عرض آنهاست. دو اختلاف فاحش بین قطعات فشاری و کششی وجود دارد که عبارتند از:

۱- بارهای کششی سعی در مستقیم نمودن قطعه دارند در حالی که بارهای فشاری تمایل به خم نمودن آنها می‌کنند.

۲- وجود پیچ یا پرچ در قطعات کششی سبب تقلیل سطح بار بر قطعه می‌شود ولی در قطعات فشاری فرض می‌شود که پیچها یا پرچها سوراخ خود را پر می‌کنند (گرچه در ابتدای اثر بار به میزان اندکی تغییر شکل برای تماس پیچ یا پرچ با جدار سوراخ لازم خواهد بود) و سطح کل ناخالص قطعه قادر به تحمل بار خواهد بود.

آزمایشات متعدد نشان داده است که بجز در ستونهای بسیار گوناوه قطعه فشاری تحت تنش P/A و در تنشی بسیار کمتر از حد ارتجاعی مصالح ستون به دلیل تمایل قطعه به کماتش و در رفتگی جانبی فرو می‌ریزند. به این دلیل تنشهای طراحی آنها به تناسب خطر کماتش قطعه تقلیل می‌یابد و هر قدر که تمایل به کماتش قطعه با سطح مقطع یکسان بیشتر باشد مقدار بار ممکن وارده بر قطعه بیشتر تقلیل می‌یابد. تمایل به کماتش قطعه معمولاً با ضریب لاغری آن معین می‌شود. ضریب لاغری را قبلاً با نسبت طول قطعه به شعاع زیراسیون حداقل آن معین کردیم. البته تمایل به کماتش قطعه با عواملی نظیر نوع تکیه گاههای آن، خروج از مرکزیت بار وارده، عدم تجانس ماده ستون، نقص اولیه ستون و تنش پس ماند در تیرمخ ستون ارتباط دارد.

بارهای وارده بر یک ستون از طریق ستون طبقه بالاتر و اتصالات تیرهای کف منتقل می‌شود. بهترین وضعیت بارگذاری ستون زمانی است که برآیند بارهای وارده بر ستون بر محور ستون منطبق گردد و علاوه بر آن بهتر است که ستون بدون عیب از ماده‌ای کاملاً همگن بوده و کاملاً نیز مستقیم ساخته شود که البته چنین وضعیتی برای ستون همواره دور از امکان است.

بارهایی که برآیند آنها بر محور ستون منطبق است به بارهای محوری موسوم هستند. بار مرده ساختمان ممکن است به صورت محوری اثر کند ولی اثر بارهای زنده هرگز به صورت محوری نخواهد بود. در ستونهای سطح بیرونی ساختمان هرگز حالت محوری بودن بارهای وارده عملی نیست زیرا کلیه بارهای وارده از یک سمت ستون به آن اثر می‌کنند و به عبارت دیگر در سازه‌های فولادی هرگز نمی‌توان ستونی یافت که به صورت کاملاً مطلوبی تحت تأثیر بار محوری قرار داشته باشد.

به دلیل نقص در ابعاد مقطع، وجود تنشهای پس‌ماند، سوراخهای ایجاد شده برای پیچها یا پرچها، تنشهای حاصل از عملیات نصب و وضعیت بارهای جانبی شرایط مطلوب عاری از این نقصها قابل دسترسی نمی‌باشد. در نظر گرفتن کلیه عوامل فوق در روابط محاسباتی نیز مشکل است.

وجود نقص‌های جزیی در قطعات کششی و تیرها را می‌توان با اطمینان خاطر نادیده گرفت ولی در مورد قطعات فشاری چنین امکانی وجود ندارد. ستونی که با کمی خمیدگی ساخته شده باشد پس از اجرا می‌تواند لنگر خمشی قابل توجهی را تحمل کند و از طرف دیگر چون اهمیت ستون از تیر و قطعات کششی بیشتر است وجود چنین نقایصی اثر دوچندان خواهد داشت. اختلاف اهمیت خمش اولیه را در یک خرپای پل می‌توان بررسی کرد. هرگاه قطعه‌ای از خرپا به دلیل برخورد کامیون خمیدگی پیدا کند، اگر قطعه کششی باشد، بدیهی است که نیروی کششی داخل قطعه تمایل به راست نمودن قطعه دارد، در حالی که اگر قطعه فشاری باشد نیروی فشاری تمایل به ازدیاد خمش وارده خواهد داشت.

از بحث فوق چنین نتیجه‌گیری می‌شود که خمش اولیه نیم‌رخ ستون تمایل به افزایش مقدار دارد و لذا طراح موظف است تنش حاصل از لنگر به وجود آمده را علاوه بر نیروهای محوری در نظر بگیرد. در فصول ۵ تا ۷ بحث قطعات با فشار محوری دنبال می‌شود و در فصل ۱۱ به بحث درباره قطعات فشاری خمشی یا تیر ستونها خواهیم پرداخت.

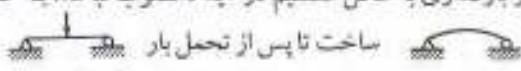
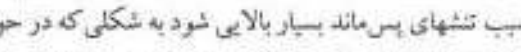
۲-۵ تنشهای پس‌ماند

تحقیقات نشان داده است که وجود تنشهای پس‌ماند residual stress و توزیع آنها عامل بسیار مهمی در استحکام ستونهای فولادی با بار محوری هستند. در ستونهای بالابر متوسط یعنی بالابری بین ۴۰ تا ۱۲۰ که عمده ستونهای متعارف ساختمانهای فولادی را تشکیل می‌دهند، وجود تنشهای پس‌ماند اهمیت

بسیار بالایی را ایفا می‌کند. علت اصلی به وجود آمدن این‌گونه تنش‌ها خنک‌شدن غیر یکپارچه اجزا مختلف نیرخ‌ها پس از نورد گرم می‌باشد. به عنوان نمونه نوک بال‌های نیرخ I شکل و وسط جان نیرخ پس از نورد گرم و قرار گرفتن در معرض هوا بسیار سریعتر از محل اتصال بال‌ها و جان نیرخ خنک می‌شوند. قسمتهای خنک شده اولیه جامد شده و دیگر تمایل به انقباض ندارند در حالی که سایر قسمتهای نیرخ به انقباض خود ادامه می‌دهند و در نتیجه قسمتهای خنک شده اولیه تحمل تنش فشاری و قسمتهای دیگر در خود تنش کششی خواهند داشت. شدت این نوع تنش بر طبق اندازه گیریهای انجام شده در حدود 700 kg/cm^2 تا 1000 kg/cm^2 و در حالات خاص 1400 kg/cm^2 تعیین شده است.

هرگاه نیرخهای فولادی با تنش پس ماند تحت آزمایش قرار گیرند حدخطی proportional limit آنها در تنش P/A کمی بالاتر از $\frac{1}{4}$ تنش تسلیم نیرخ واقع می‌شود و از نقطه حدخطی تا جاری شدن نیرخ منحنی تنش کرنش به شکل غیرخطی امتداد پیدا می‌کند. چون در برخی از نقاط مقطع ستونها تارهای آن زودتر از کل مقطع جاری می‌شوند لذا استحکام کماتشی ستون به شکل قابل توجهی نقصان پیدا می‌کند. این چنین نقصان در مورد ستونهای بالاغری ۷۰ تا ۹۰ بیشتر بوده و تا حدود ۲۵ درصد می‌رسد.

وجود تنشهای پس ماند فشاری سبب می‌شود که با افزایش بار فشاری تارهای آن قسمت از مقطع سریعتر جاری شده و خمیری شوند و به این سبب استحکام ستون پستیگی به سطح مقطع قسمتی از ستون خواهد داشت که هنوز در حوزه ارتجاعی قرار دارند و لذا عملکرد ستونی با تنش پس ماند مانند ستونی با مقطعی کوچکتر خواهد بود. بدیهی است سطح مقطع تقلیل یافته ستون و یا سطح مقطع ارتجاعی آن با تغییر تنشهای وارده تغییر خواهد کرد. بررسی کماتش ستونی با تنش پس ماند را می‌توان با تعیین لنگر لختی مؤثر آن که همان لنگر لختی بخش ارتجاعی ستون است و یا با استفاده از مدول مماسی tangent modulus انجام داد. برای نیرخهای متعارف برای ستونها هر دو روش نتایج بسیار نزدیکی خواهند داشت.

تنش پس ماند ممکن است حین اجرا و ساخت ستون و به علت اعوجاج و تصحیح اعوجاج حاصل از جوشکاری قطعه به وجود آید. ممکن است کوژ دادن cambering به قطعه با جوشکاری در جهتی که پس از بارگذاری به شکل مستقیم در آید نامطلوب نباشد. به عنوان مثال می‌توان تیری را به کوژ محدب  ساخت تا پس از تحمل بار  حدوداً مستقیم شود. جوشکاری ممکن است سبب تنشهای پس ماند بسیار بالایی شود به شکلی که در حوالی نقاط جوش شده فولاد را به تنش جاری شدن برساند. مطلب مهم دیگر این است که تحمل بار ستونی که پس از جوشکاری به میزان قابل توجهی خمیده شده است تا حد بالایی تغییر پیدا می‌کند.

۳-۵ نیم‌رخهای مناسب برای ستونها

به صورت نظری امکان انتخاب تعداد نامحدودی مقطع مناسب برای تحمل بارهای فشاری در سازه‌ها وجود دارد ولی از نظر عملی با توجه به نیم‌رخهای موجود، مسائل موجود در اتصالات و انواع سازه‌هایی که قطعات فشاری عضوی از آنها هستند تعداد مقاطع انتخابی بسیار محدود خواهند شد. در بند ذیل خلاصه‌ای از مقاطعی که تا کنون به عنوان مقاطع مناسب قطعات فشاری بکار رفته‌اند آورده شده است. این مقاطع در شکل ۵-۱ نشان داده شده‌اند.

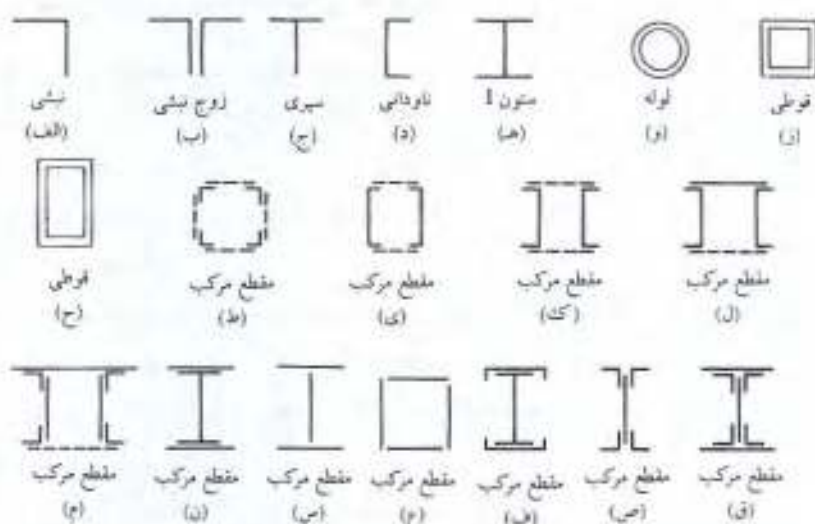
مقاطع قطعات فشاری با چند اختلاف مشابه مقاطع قطعات کششی است. این اختلاف حاصل از آن است که استحکام قطعات فشاری به نوعی نسبت معکوس با ضریب لاغری قطعات دارد. میلگردها و تسمه‌ها به تنهایی قطعات بسیار لاغری هستند و لذا مگر در شکل بسیار کوتاه خود استحکام فشاری مناسبی نخواهند داشت.

نیم‌رخ نبشی تک، شکل (۵-۱ الف) به عنوان بادبند و قطعات فشاری در خریاهای سبک می‌توانند انتخاب شوند و چون در نبشی‌های با ساقهای یکسان شعاع ژیراسیون حداقل با سطح مقطع یکسان بزرگتر از نبشی‌های با ساقهای متفاوت است لذا کاربرد آنها مقرون به صرفه خواهد بود. تحت بالای top chord خریای منقفا با اتصال بیچی می‌تواند از دو نبشی مانند شکل (۵-۱ ب) تشکیل شود. اغلب بین این دو نبشی فاصله‌ای جهت قرار دادن صفحه اتصال در گره خریا به منظور اتصال قطعه به سایر قطعات وجود دارد. محاسبه نشان خواهد داد که در این حالت اگر از دو نبشی با ساقهای متفاوت و با دو ساق بلند پشت به پشت استفاده شود، شعاع ژیراسیون r قطعه حول دو محور x و y صورت متعادل‌تری خواهد داشت.

اگر خریای سقف با اتصال جوشی باشد ممکن است از نیم‌رخ سپری (شکل ۵-۱ ج) برای تحت بالای آن استفاده کرد، در این حالت سایر قطعات خریا مستقیماً به جان سپری جوش خواهند شد. از نیم‌رخ تک ناودانی (شکل ۵-۱ د) در حالت کلی به شکل رضایت بخشی نمی‌توان به دلیل شعاع ژیراسیون اندک آن حول محور ضعیف مقطع در قطعات فشاری استفاده کرد. ولی اگر به طریقی بتوان ضعف حول محور ضعیف آن را مرتفع کرد برای این‌گونه قطعات مناسب خواهد شد. از نیم‌رخهای I شکل به صورت متعارف برای ستون ساختمانها و قطعات فشاری پلهای جاده استفاده می‌شود. اگرچه مقدار شعاع ژیراسیون r آنها حول دو محور مقطع با یکدیگر اختلاف دارد ولی مانند اختلاف آن در نیم‌رخهای ناودانی نیست.

در ساخت چند پل معروف مربوط به قرن نوزدهم از نیم‌رخهای توخالی tube section استفاده فراوانی شده است. استفاده از این مقاطع توخالی به دلیل مسائل ناشی از اتصال و هزینه ساخت تقلیل یافت ولی با توسعه ساخت نیم‌رخهای توخالی جوشی و اقتصادی (گرچه نیم‌رخهای توخالی امروزه هیچ شباهتی به نیم‌رخهای عظیم گذشته ندارد) بار دیگر استفاده از این نوع نیم‌رخها روزافزون شده است.

هرگاه بارهای با شدت متوسط مطرح باشد استفاده از نیم‌رخهای لوله‌ای (شکل ۵-۱ و) کاملاً



شکل ۵-۱ انواع مقاطع فشاری

رضایت بخش است. از این نیمرخها در ستونهای کوتاه انبارها و یا پارکینگ منازل مسکونی و نظیر آن استفاده می‌شود. ستونهای لوله‌ای چون در کلیه جهات به یک اندازه سختی دارند در حالتی که مقدار لنگر وارده قابل توجه نباشد کاملاً اقتصادی خواهند بود.

نیمرخهای توخالی قوطی شکل، (شکل ۵-۱ ز و ۵-۱ ح) در گذشته به صورت فعلی آن مورد استفاده نبوده است زیرا که طی سالیان دراز تنها تعداد اندکی از کارخانجات فولادسازی نیمرخ قوطی شکل ایجاد می‌نمودند. شاید دلیل عمده عدم استفاده از نیمرخهای قوطی شکل مشکل استفاده از این نیمرخها با اتصالات پرچی و یا پیچی بوده است که امروزه با پیشرفت فن جوشکاری مشکل فوق بخوبی مرتفع شده است. استفاده از این نوع نیمرخها توسط معماران به احتمال قوی در آینده به دلایل زیر افزایش خواهد یافت:

۱- مناسبترین قطعه فشاری قطعه‌ای است که مقدار شعاع ژیراسیون آن حول مرکز ثقل مقطع آن ثابت باشد، یک چنین خاصیتی تنها در نیمرخ لوله‌ای وجود دارد و نیمرخ قوطی مربع شکل در مرحله دوم قرار دارد.

۲- سطح مسطح نیمرخ امکان نقاشی راحتی را فراهم می‌کند.

۳- این نیمرخ دارای استحکام پیچشی بسیار عالی است.

۴- سطوح این نیمرخها از نظر زیبایی دلچسپ هستند.

۵- زیری و مقاومت نیمرخهای لوله‌ای در مقابل جریان باد برابر با دوسوم نیمرخهای با سطوح تخت و با عرض یکسان است.

تنها نقص این نیمرخها آن است که دو انتهای آنها باید به منظور جلوگیری از خوردگی درونی آن کاملاً مسدود کرد. اگر این نوع نیمرخها را برای تیر یکبار برندگرچه ممکن است از نظر زیبایی بسیار مناسب باشد ولی از نظر اقتصادی در مقایسه با یک نیمرخ اهم وزن آن جالب نخواهد بود زیرا نیمرخ I شکل لنگر لختی بسیار بالایی را نشان می‌دهد.

هرگاه قطعات فشاری سازه‌های بسیار سنگین مطرح باشد استفاده از نیمرخهای مرکب مورد توجه خواهد بود. از این نیمرخها زمانی که قطعه فشاری بلند بوده و بار سنگینی را تحمل کند و یا زمانی که اتصالات سازه ایجاد کند مورد انتخاب قرار می‌گیرند. در حالت کلی اگر بتوان از نیمرخ تک I شکل بجای نیمرخ مرکب استفاده کرد انتخاب فوق بسیار اقتصادی خواهد بود. مخصوصاً اگر امکان استفاده از نیمرخهای I شکل یا فولاد مقاومت بالا مقدور باشد.

وقتی از قطعات مرکب استفاده می‌شود، نیمرخها را در سمت باز مقطع باید توسط قیدهایی lattice bars بهم متصل کرد تا عملکرد نیمرخها به عنوان قطعه‌ای واحد ممکن گردد. انتهای قطعه مرکب را باید توسط صفحاتی (stay plates, batten plates) به یکدیگر محکم کرد. انواع مختلف اتصال نیمرخها را در قطعات مرکب در شکل (۶-۱۰) نشان داده‌ایم.

در شکل (۵-۱) خطوط خط چین نشان دهنده اتصال نیمرخها توسط قیدهای اتصال است و خطوط پر نشان دهنده اتصال تسمه سرتاسری است. گاهی از ترکیب چهار نبشی (شکل ۵-۱ ط) به منظور دستیابی به شعاع زیراسیون ۲ بالا استفاده می‌شود. این گونه قطعات را اغلب در ستون برجها و بوم boom جرثقیلها مشاهده می‌کنیم. از ترکیب دو ناودانی (شکل ۵-۱ ی) گاهی برای ستون ساختمانها و یا قطعات چان خرباهای عظیم استفاده می‌شود، دیده می‌شود که بهتر است ناودانی‌ها را بنوعی فاصله‌دار تا حداقل شعاع زیراسیون حول دو محور x و y قطعه یکسان گردد و گاهی ناودانیها را پشت به هم (شکل ۵-۱ ک) قرار می‌دهند.

قطعه‌ای که برای تخت بالای خرباها بیشتر مناسب است ترکیبی از دو ناودانی است که در بالای خود دارای تسمه سرتاسری (شکل ۵-۱ ل) و در سمت پایین خود دارای قیود اتصال است و در گره‌ها به راحتی می‌توان ورقهای اتصال را به چان نیمرخهای ناودانی در داخل قطعه اتصال داد. اگر بزرگترین ناودانی‌ها نتواند استحکام لازم تخت بالای خرباهای عظیم را تأمین کند از قطعه مرکبی مطابق شکل (۵-۱ م) استفاده می‌شود. وقتی نیمرخهای نورد شده استحکام کافی را برای بازهای وارده در ستونهای ساختمانها و یا پلهای عظیم تأمین نکند باید از اضافه کردن تسمه به بالهای نیمرخها (شکل ۵-۱ ن) استفاده کرد. در سالهای اخیر معلوم شده است که استفاده از قطعات ساخته شده نظیر شکل (۵-۱ س) به مراتب مناسبتر از استفاده قطعاتی نظیر شکل (۵-۱ ن) است. معلوم شده است که هرگاه لنگر خمشی وجود داشته باشد (مثلاً در محل اتصال صلب تیر به ستون) نیروی کششی بال کششی تیر سبب به بیرون کشیده شدن تسمه پوششی ستون مرکب

می‌شود. اگر بار ستون بسیار سنگین باشد قطعه ستونی مرکب از نوع جعبه‌ای (شکل ۵-۱ ع) کاملاً مناسب خواهد بود. سایر انواع قطعات مرکب در شکل‌های (۵-۱ ف) تا (۵-۱ ق) نشان داده شده است، قطعات مرکب نشان داده شده در شکل‌های (۵-۱ ن) تا (۵-۱ ق) نسبت به قطعات مرکب شکل‌های (۵-۱ ط) تا (۵-۱ م) این مزیت را دارند که هزینه اتصالات قیدها را ندارد. نیروهای برش جانبی در ستون‌های تشکیل شده از نیم‌رخ تک و یا از نیم‌رخ‌های به هم متصل شده بدون کمک قید اتصال ناچیز است ولی مطمئناً در مورد ستون‌های مرکب شده از نیم‌رخ‌های متصل شده توسط قیدهای اتصال ناچیز نخواهد بود.

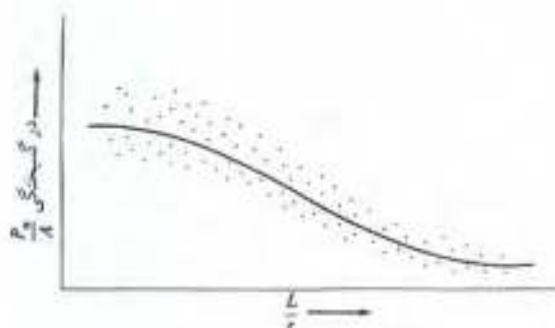
امروزه از ستون‌های مختلط به صورت روزافزونی استفاده می‌شود، این‌گونه ستونها معمولاً از نیم‌رخ‌های توخالی لوله‌ای یا قوطی شکل که با بتن پر می‌شوند و یا از نیم‌رخ‌های I شکل که توسط ضخامت مناسبی از بتن یا مقطع مربع یا مستطیل شکل پوشیده می‌شوند تشکیل می‌شوند. این‌گونه ستونها در فصل ۱۸ شرح داده شده‌اند.

۴-۵ بررسی روابط ستونها

استفاده از ستونها به قبل از تاریخ می‌رسد اما اولین بار در سال ۱۷۲۹ مقاله‌ای توسط یک ریاضی‌دان آلمانی با ارائه رابطه‌ای تجربی برای استحکام ستون‌های با مقطع مستطیلی چاپ شد. چند سال بعد در سال ۱۷۵۷ لئونارد اُلر (Euler) ریاضیدان سویی مقاله‌ی مهمی درباره کماتش ستونها چاپ کرد. احتمالاً او اولین کسی است که به معنای کماتش پی برده است. رابطه اُلر که معروفترین رابطه ستونهاست و در بخش ۵-۵ شرح داده می‌شود مطمئناً شروع مطالعات نظری و تجربی ستونها را باعث شده است.

در ادبیات مهندسی روابط بسیار زیادی جهت بررسی ستونها با شرایط تکیه گاهی ایده آل وجود دارد ولی این شرایط هرگز در عمل وجود ندارد و به این جهت طراحی ستونها ابتدا براساس روابطی انجام می‌گرفت که تا حد قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی سازگاری داشته باشد. منطبق حاکم بر این روش این است که استخراج مستقل روابط نظری نمی‌تواند منجر به نتایجی شود که با منحنیهای حاصل از نتایج آزمایشگاهی منطبق باشد.

آزمایش روی ستون‌های با لاغریهای مختلف منجر به مقادیری می‌شود که مطابق شکل (۵-۲) باند عریضی را می‌پوشاند. نقاط آزمایشی هرگز روی یک منحنی واحد قرار نمی‌گیرند، حتی اگر کلیه آزمایشها در یک آزمایشگاه واحد انجام شده باشد، دلیل آن اینست که عواملی نظیر عدم انطباق دقیق محور بار بر محور ستون، غیریکنواختی مصالح ستون، تغییر ابعاد ستون، وجود تنشهای پس ماند و شرایط غیر یکسان تکیه گاهی در نمونه‌های مختلف و نظیر آن همواره در نتایج دخالت دارد. روش عملی این است که رابطه‌ای که بتواند با تقریب مناسبی بیانگر متوسط نتایج آزمایشی باشد به دست آورد. البته باید دقت کرد که شرایط



شکل ۵-۲

آزمایشگاهی نمی‌تواند کاملاً بر شرایط کارگاهی متطبق باشد و لذا نتایج آزمایشگاهی مقادیر حدی استحکام ستونها را نشان خواهد داد.

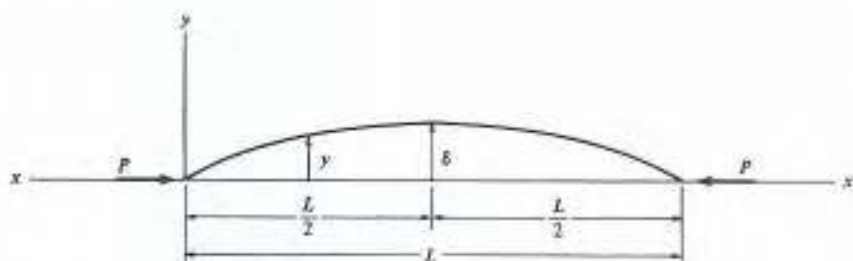
مقدار تنش تسلیم فولاد در ستونهای کوتاه بسیار مهم است زیرا که تنش گسیختگی در این نوع ستونها نزدیک به تنش تسلیم آنها خواهد بود ولی در ستونهای با لاغری متوسط تنشهای تسلیم از اهمیت کمتری برخوردار است و در ستونهای با لاغری بالا تنش تسلیم دخالتي در خرابی ستون ندارد. در ستونهای با لاغری متوسط تنشهای پس‌ماند در روی نتایج آزمایشی تأثیر قابل توجهی دارند و در ستونهای با لاغری بالا شرایط تکیه‌گاهی مؤثر می‌باشند. علاوه بر تأثیر تنش پس‌ماند و غیرهمگنی مواد ستون در نتایج آزمایشی باید به تأثیر قابل توجه انحراف از خط مستقیم محور ستون که حاصل از ساخت آن می‌باشد توجه کامل نمود.

۵-۵ استخراج رابطه آلر

در این بخش استخراج رابطه آلر برای ستونی مستقیم با بار محوری کامل و با مصالحی کاملاً همگن و با لاغری بالا و شرایط تکیه‌گاهی کاملاً مفصلی شرح داده می‌شود. فرض می‌شود که این ستون کاملاً ایده‌آل بنوعی مطابق شکل (۳-۵) خیز جانبی پیدا کند و البته اگر بار P حذف گردد بار دیگر به شکل کاملاً مستقیم خود برگردد.

موقعیت محورهای x و y در شکل نشان داده شده است، چون لنگر خمشی در هر مقطع ستون برابر با P_y است. معادله منحنی ارتجاعی را می‌توان به صورت زیر نوشت

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -Py$$



شکل ۳-۵

برای راحتی عمل دو طرف رابطه را در $2dy$ ضرب کرده و انتگرال‌گیری را انجام می‌دهیم.

$$EI2 \frac{dy}{dx} d \frac{dy}{dx} = -2 Py dy$$

$$EI \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 = -Py^2 + C_1$$

چون به ازاء δ $\frac{dy}{dx} = 0$ است لذا مقدار C_1 برابر با $P\delta^2$ خواهد بود.

$$EI \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 = -Py^2 + P\delta^2$$

رابطه فوق را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\left(\frac{dy}{dx} \right)^2 = \frac{P}{EI} (\delta^2 - y^2)$$

$$\frac{dy}{dx} = \sqrt{\frac{P}{EI}} \sqrt{\delta^2 - y^2}$$

$$\frac{dy}{\sqrt{\delta^2 - y^2}} = \sqrt{\frac{P}{EI}} dx$$

از انتگرال‌گیری رابطه فوق نتیجه زیر به دست می‌آید:

$$\arcsin \frac{y}{\delta} = \sqrt{\frac{P}{EI}} x + C_2$$

چون به ازای $x = 0$ و $y = 0$ است لذا $C_2 = 0$ خواهد بود و ستون با یک منحنی سینوسی و با معادله زیر خمیده خواهد شد.

$$\arcsin \frac{y}{\delta} = \sqrt{\frac{P}{EI}} x$$

و چون به ازای $x = \frac{L}{2}$ ، $y = \delta$ است داریم،

$$\frac{\pi}{2} = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

در این رابطه P که بار بحرانی است، بیشترین باری است که قبل از ناپایداری، ستون قادر به تحمل آن است. از این رابطه مقدار P به صورت زیر به دست می‌آید:

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

رابطه فوق را رابطه آلر می‌گویند که معمولاً با دخالت دادن لاغری قطعه به صورتی تقریباً متفاوت نشان می‌دهند چون $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ و $I = r^2 A$ است رابطه آلر به صورت زیر نیز نوشته می‌شود:

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = F_c$$

در کتاب راهنمای LRFD تنش آلر یا F_c نشان داده می‌شود.

دیده می‌شود که بار کماتشی از طریق معادله آلر مستقل از استحکام فولاد به دست می‌آید. این معادله تنها در حالتی که شرایط تکیه گاهی کاملاً تأمین شده باشد مفید است و نتایج حاصل از اعمال رابطه فوق بر مثالهای مختلف در مورد ستونهای با دو انتهای کاملاً مفصلی با بار محوری کامل و یا طول زیاد تطابق خوبی دارد. ستونهای واقعی به شکل فوق نیستند بلکه بجای آنکه دارای انتهای مفصلی باشند دو انتهای آنها به قطعات دیگر کاملاً پیچ یا پرچ و یا جوش شده است. سختی دو انتهای ستونها در برابر دوران از مقدار بسیار اندک تا سختی نسبتاً کامل متغیر است. در چنین حالتی که دو انتهای ستون کاملاً در برابر دوران آزاد نیست می‌توان با اخذ طولی متفاوت از طول ستون از طریق رابطه آلر به نتایج مناسبی رسید.

برای اینکه رابطه آلر برای ستونهای موجود جواب مناسبی داشته باشد باید مقدار L برابر با فاصله دو نقطه عطف منحنی کماتشی ستون اخذ شود. این طول را طول مؤثر effective length ستون می‌گویند. برای ستونی با دو انتهای مفصلی (حالتی که امکان دوران دو انتهای ستون موجود بوده ولی امکان جابجایی آن وجود ندارد) نقاط عطف و یا نقطه‌ای که لنگر خمشی در آن نقاط صفر است روی دو تکیه گاه واقع می‌شود و یا مقدار L برابر با ارتفاع ستون خواهد بود ولی اگر دو انتهای ستون غیر مفصلی باشد موضوع کاملاً متفاوت خواهد بود.



ستون فولادی با کف ستون جوشی و یچی

۵-۶ شرایط تکیه‌گاهی و طول مؤثر ستونها

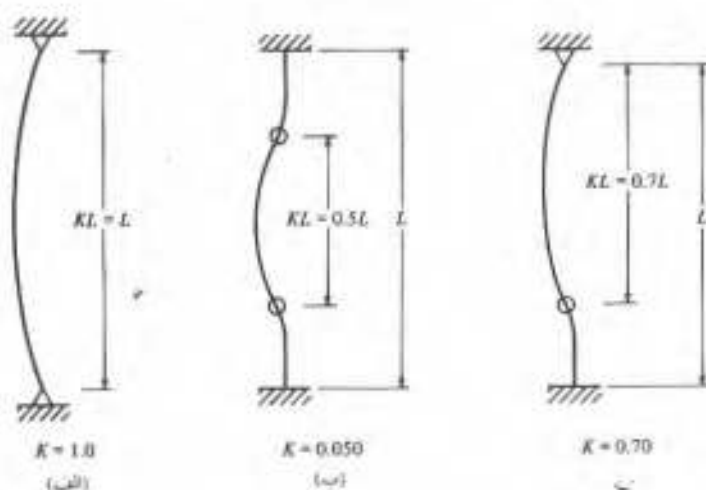
تأثیر شرایط تکیه‌گاهی بر روی باربری ستونها بسیار زیاد است به نوعی که ستونهایی که دارای گیرداری انتهایی هستند چند برابر ستونهایی با گیرداری اندک انتهایی بار تحمل می‌کنند. طول مؤثر ستون فاصله دو نقطه عطف منحنی کمانشی ستون می‌باشد. در ضوابط فولادی طول مؤثر ستون را با KL که در آن K ضریب طول مؤثر effective length factor گفته می‌شود نشان می‌دهند و K عددی است که از ضرب آن در طول ستون، طول مؤثر ستون به دست می‌آید. مقدار K بستگی به میزان گیرداری تکیه‌گاهها در برابر دوران و مقاومت آنها در برابر جابجایی دارد. مفهوم طول مؤثر ستون صرفاً یک روش ریاضی است که در آن ستون با هر نوع شرایط تکیه‌گاهی و جابجایی جانبی یا یک ستون معادل دوسر مفصل بدون جابجایی جانبی جایگزین می‌شود. برای تعیین تنش بحرانی یک ستون مشخص از یک قاب تراز به تحلیل کمانشی پیچیده قاب می‌باشد. مقدار ضریب K به صورتی که ستونی با طول مؤثر و دو انتهای مفصلی بتواند همان تنش بحرانی را ایجاد کند به دست خواهد

آمد. روش استفاده از ضریب K روشی ساده برای مسائل پیچیده کماتش قابهاست.

ستونهایی که دارای شرایط تکیه گاهی متفاوتی هستند طول مؤثر متفاوتی نیز خواهند داشت. ابتدا فرض می‌شود که امکان جابجایی افقی تکیه گاهها ممکن نباشد، غرض از عدم امکان جابجایی دو تکیه گاه این است که یک تکیه گاه نسبت به تکیه گاه دیگر نتواند جابجایی داشته باشد. اگر ستونی مانند شکل (۴-۵ الف) دارای دو تکیه گاه مفصلی بدون اصطکاک باشد، طول مؤثر آن برابر با طول واقعی ستون و ضریب K برابر واحد خواهد بود.

اگر دو انتهای ستون کاملاً گیردار بود، نقاط عطف (یا نقاط لنگر صفر) در یک چهارم قرار می‌گرفت و طول مؤثر آن برابر $L/2$ می‌شد شکل (۴-۵ ب) و در نتیجه مقدار K برابر با 0.5 می‌گردد. بدیهی است که هر قدر طول مؤثر کمتر باشد خطر کماتش ستون کمتر بوده و ظرفیت باربری ستون افزایش خواهد یافت. در شکل (۴-۵ ج) ستونی با یک انتهای مفصلی و یک انتهای گیردار نشان داده شده که مقدار K در آن برابر با 0.7 می‌گردد.

چون در عمل مفصل کامل و گیرداری کامل وجود ندارد لذا ستونهای موجود حالتی فی‌مابین خواهند داشت از این بحث نتیجه می‌شود که برای طول مؤثر ستونها مقدار مطلق حداقلی برابر با $L/2$ و مقدار مطلق حداکثر L وجود دارد که البته موارد استثنایی را نیز می‌توان نشان داد که نمونه‌ای از آن در شکل (۴-۵ الف) که یک قاب ساده است نشان داده‌ایم. ستونهای این قاب هر دو در یک انتها مفصلی بوده و در انتهای دیگر بنوعی در برابر دوران و جابجایی افقی آزاد است. ملاحظه شکل نشان می‌دهد که طول مؤثر از طول واقعی

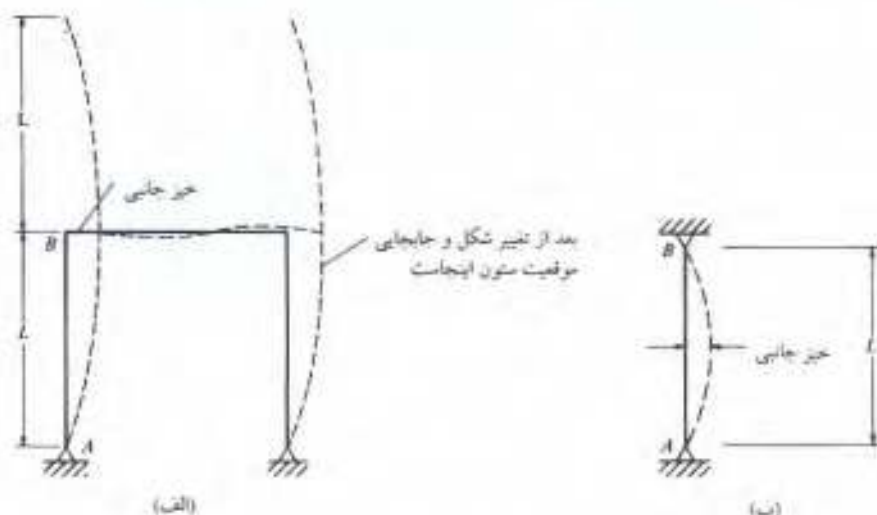


شکل ۴-۵ طول مؤثر ستونهای بدون امکان جابجایی

ستون بیشتر شده و منحنی ارتجاعی ستون، شکل کمانشی ستونی یا دو برابر ارتفاع ستون قاب را خواهد گرفت و لذا به صورت نظری مقدار K برابر با $2/0$ خواهد شد^{*} با توجه به شکل (۵-۵ب) ملاحظه می‌شود که اگر ستون AB با دو انتهای مفصلی ولی بدون امکان جابجایی افقی می‌بود تا چه حد خیز جانبی کمتری می‌داشت.

ستونهای فولادی بخشی از قابهای فولادی هستند و قابهای فولادی ممکن است مهار شده (braced) (بدون امکان جابجایی) و یا بدون مهار (با امکان جابجایی) unbraced باشند. قاب مهار شده به قابی گفته می‌شود که امکان جابجایی گرهای آن توسط یادبند، دیوار برشی و یا تکیه گاه جانبی ممکن نباشد در قابهای بدون مهار هیچ یک از موانع فوق وجود ندارد و سختی قطعات قاب تنها عامل جلوگیری از جابجایی جانبی گرهای آن است. در قابهای مهار شده مقدار K هرگز بیشتر از واحد نخواهد بود ولی در قابهای بدون مهار مقدار K همواره بیشتر از $1/0$ خواهد شد.

در جدول ۵-۱ که از ضمیمه ضوابط LRFD آورده شده است دو مقدار برای K ذکر شده است، یک عدد مقدار نظری K را بیان می‌کند و عدد دیگر مقدار توصیه شده ضوابط طراحی است که با در نظر گرفتن این واقعیت که شرایط مفصلی و گیرداری کامل ستونها عملاً حاصل نمی‌گردد معین شده است. در شکل (۵-۴ب) اگر دو انتهای ستون کاملاً گیردار نباشد دوران کمی برای انتهای ستون مقدور خواهد بود و



شکل ۵-۵

* این مطلب زمانی به صورت نظری صحیح خواهد بود که تیر قاب دارای سختی بی‌نهایت باشد و در این صورت تیر قاب تغییر شکلی نخواهد داشت و شکل (۵-۵الف) به صورت نشان داده شده اشتباه است. م

جدول ۵-۱ طول مؤثر در ستونها

	(الف)	(ب)	(ج)	(د)	(هـ)	(و)
شکل کمانه کرده ستون خط چین نشان داده شده است						
مقدار نظری K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
مقدار توصیه شده K برای طراحی سازه‌های فولادی	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
علامت شرایط حدهای						
	دوران و جابجایی غیرممکن	دوران ممکن و جابجایی غیرممکن	دوران غیرممکن و جابجایی آزاد	دوران و جابجایی آزاد		

در نقطه عطف از یکدیگر فاصله خواهند گرفت. مقدار توصیه شده K در این حالت بجای مقدار نظری ۰/۵ مقدار ۰/۶۵ است. طراح می‌تواند با قضاوت مهندسی خود برای هر نوع ستون مهار شده دیگری مقدار K را بر حسب شرایط تکیه گاهی بین واحد و ۰/۶۵ معین کند.

در اغلب ساختمانها جابجایی قابهای ساختمانی توسط مصالح بنایی امکان‌ناپذیر می‌گردد ولی در ساختمانهایی که دیوارها شکل تیغه‌بندی دارند و یا فواصل ستونها از یکدیگر زیاد است و فکری برای مهاربندی قاب نشده است تغییر مکان جانبی گرها قابل ملاحظه خواهد بود. یک چنین قابهایی را قابهای بدون مهاربندی گویند که در آنها سختی خمشی مقاطع قاب تکیه گاه جانبی گرها شمرده می‌شود. ملول مؤثر ستونها در یک چنین قابهایی بدلیل وجود امکان جابجایی گرها همواره بیشتر از واحد خواهد بود. بررسی چنین حالاتی را در فصل ۷ ادامه خواهیم داد.

۷-۵ عناصر تقویت شده و تقویت نشده

تا اینجا همواره از کمانش کلی قطعه صحبت شده است در حالی که ممکن است قبل از اینکه کمانش کلی قطعه ایجاد شود در صورتی که بال یا جان قطعه فشاری از حد معینی نازکتر باشد قطعه دچار کمانش موضعی local buckling گردد. اگر از ورقهای نازک برای تهیه قطعه فشاری استفاده شده باشد، عضو

نازک قطعه تمایل به کماتش حول محور ضعیف خود (که دارای لنگر لختی کمتری است) دارد. ضوابط LRFD در بخش B5 از قسمت ۶ خود برای اجزای مقاطع فشاری و یا اجزای فشاری قطعات خمشی حدود نسبت عرض به ضخامت را برای جلوگیری از کماتش موضعی معین کرده است. همگی به ضعف سختی ورق مقوا، حلی و یا پلاستیک در گوشه آزاد خود وافق می‌باشیم و اگر لبه آزاد هر یک از ورقهای فوق را کج کنیم سختی ورق به نحو قابل توجهی افزایش خواهد یافت؛ به این جهت در ضوابط LRFD دو نوع عضو جداگانه با نامهای عناصر تقویت شده *stiffened elements* و عناصر تقویت نشده *unstiffened elements* معرفی شده است.

جزء تقویت نشده به جزیی گفته می‌شود که در طول یک لبه موازی با جهت نیروی فشاری خود آزاد بوده و در طول لبه دیگر درگیر باشد و جزء تقویت شده جزیی است که در طول هر دو لبه موازی با جهت نیروی فشاری وارده درگیر باشد. این نوع اجزا در شکل (۵-۶) نشان داده شده‌اند. در هر مورد عرض b و ضخامت t جزء مورد نظر نشان داده شده است.

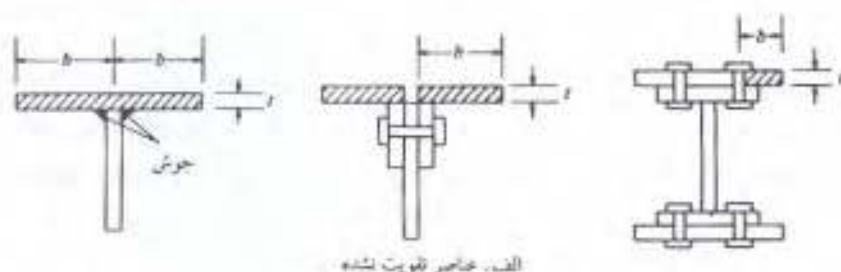
بر حسب آنکه نسبت عرض به ضخامت اجزای فشاری چه مقداری باشد و یا اینکه جزء فشاری تقویت شده و یا تقویت نشده باشد قطعه در تنش متفاوتی کمانه خواهد کرد.

برای بررسی نسبت عرض به ضخامت اجزاء فشاری ضوابط LRFD مقاطع فشاری را به سه نوع، مقاطع فشرده *compact*، مقاطع غیر فشرده *noncompact* و مقاطع لاغر *slender* تقسیم می‌کند. این تقسیم‌بندی که مطمئناً تنش طراحی مقاطع فشاری را تحت الشعاع قرار می‌دهد در بندهای زیر شرح داده می‌شود.

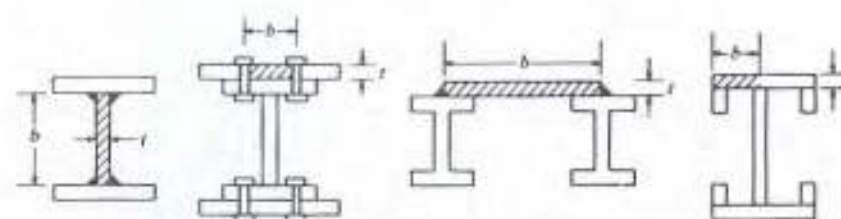
مقاطع فشرده: به مقاطعی اطلاق می‌شود که دارای چنان مشخصاتی باشد که امکان خمیری شدن کامل مقطع قبل از کماتش ممکن گردد. خمیری *plastic* شدن به معنای جاری شدن کلیه تارهای مقطع است و در فصل هشتم به تفسیر شرح داده می‌شود. برای اینکه قطعه‌ای فشاری فشرده باشد اولاً بالهای مقطع باید پیوستگی کامل با جان یا جاتهای مقطع داشته باشند و ثانیاً نسبت عرض به ضخامت عناصر تشکیل دهنده مقطع از نسبت λ_p که در جدول (۵-۱) از قسمت ۶ کتاب راهنمای LRFD ذکر شده است بیشتر باشد.

مقاطع غیر فشرده: به مقاطعی اطلاق می‌شود که دارای چنان مشخصاتی باشد که قبل از کماتش قطعه برخی از تارهای مقطع خمیری شده ولی سایر تارهای آن به خمیری نرسد در نتیجه تنش در کلیه تارهای مقطع به تنش خمیری (با جاری شدن) نخواهد رسید. در جدول (۵-۱) کتاب راهنمای LRFD (خواننده می‌تواند به پیوست این کتاب مراجعه نماید) مقاطعی غیر فشرده است که نسبت عرض به ضخامت اجزای آن بزرگتر از λ_p ولی کوچکتر از λ_r باشد.

مقاطع لاغر: به مقاطعی گفته می‌شود که نسبت عرض به ضخامت در اجزای آن بزرگتر از λ_r بوده و کماتش قطعه قبل از رسیدن تنش به تنش تسلیم اتفاق خواهد افتاد. در این قطعات تنش کماتش ارتجاعی تعیین کننده استحکام قطعه است.



الف. عناصر تقویت شده



ب. عناصر تقویت شده

شکل ۵-۶

۵-۸ ستونهای بلند، کوتاه و متوسط

هر ستونی که تحت نیروی فشاری قرار می‌گیرد در امتداد نیروی فشاری کوتاه می‌شود و اگر بار فشاری را افزایش دهیم تا کماتش ستون آغاز گردد کوتاه‌شدن ستون متوقف شده و ستون به یکباره خمیده شده و ممکن است همزمان نیز در جهت عمود بر محور طولی پیچش پیدا کند.

استحکام ستون و نحوه خرابی آن تا حد بالایی بستگی به طول مؤثر ستون دارد. اگر ضخامت اجزای ستون بالا باشد ممکن است بار وارده بر ستون تا خمیری شدن کامل تارهای ستون افزایش یابد و حتی تنش ستون به حیطه سختی مجدد کرنش نیز برسد و در نتیجه ستون بتواند باری فشاری برابر با استحکام کششی خود تحمل کند.

هر قدر طول کماتشی ستون افزایش یابد تنش کماتشی آن تقلیل خواهد یافت و اگر افزایش طول کماتشی از حد معینی تجاوز کند تنش کماتشی به کمتر از تنش حدخطی خواهد رسید. در این حالت گفته می‌شود که ستون به صورت ارتجاعی گسیخته می‌شود.

همان‌گونه که قبلاً نیز در بخش (۵-۵) ذکر شد ستونهای خیلی بلند تحت باری گسیخته می‌شوند که بستگی به سختی خمشی ستون (EI) دارد و مستقل از استحکام فولاد است. به عنوان مثال اگر ستونی لاغر از فولاد نرمه با تنش تسلیم 2333 kg/cm^2 و یا از فولاد اعلا با تنش تسلیم 3600 kg/cm^2 ساخته شود هر دو

ستون در بار بحرانی تقریباً یکسانی گسیخته خواهند شد.

ستونها راگاهی به صورت ستون بلند، کوتاه و متوسط تقسیم‌بندی می‌کنند که ذیلاً بحث مختصری در این مورد به عمل می‌آید.

ستونهای بلند: رابطه آلر استحکام کماتشی این نوع ستونها را به نحو بسیار دقیقی معین می‌کند و در این ستونها تنش کماتشی کمتر از تنش حدخطی خواهد بود، کماتش این نوع ستونها به صورت ارتجاعی است.

ستونهای کوتاه: در ستونهای بسیار کوتاه تنش خرابی، تنش تسلیم است و کماتشی اتفاق نمی‌افتد (چنین ستونهایی بسیار کوتاه هستند و لذا در عمل وجود خارجی ندارند).

ستونهای متوسط: بارگیختگی این ستونها زمانی اتفاق می‌افتد که برخی از تارهای مقطع ستون جاری شده و برخی دیگر به تنش جاری شدن نرسیده‌اند و خرابی ستون در اثر کماتش و جاری شدن توأم برخی از تارها اتفاق خواهد افتاد. رفتار این ستون غیرارتجاعی inelastic خواهد بود. (برای اینکه از رابطه آلر برای این حالت استفاده کنیم باید برطبق تفکر ضریب ارتجاعی تقلیل یافته و یا ضریب ارتجاعی معاسی تغییرات لازم را در آن اعمال کنیم تا اثر وجود تنش پس ماند در آن رابطه داخل شود).

در بخش (۹-۵) روابطی که برطبق آن ضوابط LRFD مقدار استحکام ستونها را برای هر سه نوع ستون فوق معین می‌کند شرح داده می‌شود.

۹-۵ روابط ستونها

ضوابط LRFD برای ستونهای بلند رابطه‌ای (معادله آلر) برای کماتش ارتجاعی و برای ستونهای متوسط و کوتاه معادله سهمی ارائه می‌دهد. از طریق این دو معادله تنش کماتشی یا بحرانی F_{cr} قطعه فشاری معین می‌شود. پس از تعیین تنش فوق از حاصل ضرب سطح مقطع قطعه و تنش خرابی استحکام اسمی nominal strenght معین می‌گردد و استحکام طراحی قطعه به صورت زیر محاسبه می‌شود

$$P_u = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad \phi_c = 0.85$$

از ضوابط LRFD یک رابطه برای مقدار F_{cr} در حوزه کماتش ارتجاعی و رابطه دیگری در حوزه کماتش غیرارتجاعی وجود دارد در هر دو رابطه مقدار λ_c مساوی با $\sqrt{\frac{F_y}{F_c}}$ که در آن $F_c = \pi^2 E / (KL/r)^2$ و تنش آلر است معین خواهد شد. به عبارت دیگر مقدار λ_c برابر با مقدار زیر است

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{رابطه 2-4 E در LRFD})$$

در هر دو رابطه F_{cr} ، اثرات تنشهای پس ماند و عیوب ساخت قطعه (کاملاً مستقیم نبودن آن) ملحوظ

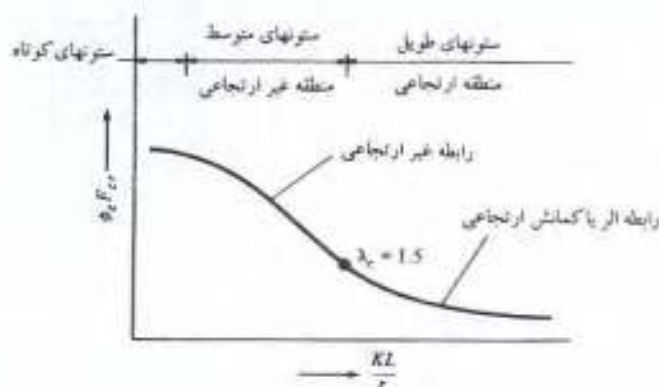
شده است. رابطه مربوط به کماتش غیرارنجاعی براساس نتایج آزمایشات حاصل شده و یک رابطه تجربی است.

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2} \right) F_y \quad \lambda_c \leq 1.5 \quad \text{هرگاه (رابطه E 2-2 در ضوابط LRFD)}$$

رابطه دیگر رابطه آشنای کماتش آلر است که به منظور ملحوظ کردن عیوب ساخت قطعه در ضریب ۰/۸۷۷ ضرب شده است.

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad \lambda_c > 1.50 \quad \text{هرگاه (رابطه E 2-3 در ضوابط LRFD)}$$

در شکل ۷-۵ هر دو رابطه فوق به صورت نمودار نشان داده شده است.



شکل ۷-۵

به صورت ظاهر به نظر می‌رسد که استفاده از این روابط به کمک ماشین حساب جیبی کاری خسته کننده باشد، در هر صورت می‌توان مقدار F_{cr} را برای فولاد نرمه $F_y = 2333 \text{ kg/cm}^2$ از طریق جدول (۷-۵) به دست آورد.

۱۰-۵ حداکثر ضریب لاغری

ضوابط LRFD در بخش B7 از قسمت ششم آن توصیه می‌کند که ضریب لاغری مقاطعات فشاری KL/r بیشتر از ۲۰۰ گرفته نشود و براین اساس کلیه جداول موجود که برای F_{cr} ذکر شده به لاغری ۲۰۰ ختم شده است و برای لاغریهایی بیشتر از ۲۰۰ مقدار F_{cr} بسیار کوچک خواهد شد و خواننده باید برای تعیین آن از روابط مذکور در بخش ۹-۵ استفاده کند.

جدول ۵-۲ تنش طراحی F_c برای فولاد نرمة با $F_y = ۳۳۳ \text{ kg/cm}^2$

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
0	1983	1983	1983	1982	1981	1981	1980	1978	1977	1975	0
10	1973	1971	1969	1967	1964	1961	1958	1955	1952	1948	10
20	1944	1940	1936	1932	1927	1923	1918	1913	1908	1902	20
30	1897	1891	1885	1879	1873	1866	1860	1853	1846	1839	30
40	1832	1825	1817	1810	1802	1794	1786	1778	1769	1761	40
50	1752	1744	1735	1726	1717	1707	1698	1689	1679	1669	50
60	1660	1650	1640	1630	1619	1609	1599	1588	1578	1567	60
70	1556	1545	1534	1524	1512	1501	1490	1479	1468	1456	70
80	1445	1433	1422	1410	1399	1387	1375	1364	1352	1340	80
90	1328	1317	1305	1293	1281	1269	1257	1245	1233	1221	90
100	1209	1197	1185	1173	1161	1149	1137	1126	1114	1102	100
110	1090	1078	1066	1054	1043	1031	1019	1007	996	984	110
120	973	961	950	938	927	915	904	893	882	871	120
130	860	848	838	827	816	805	794	784	773	762	130
140	751	740	730	720	710	700	690	681	672	663	140
150	654	645	637	629	620	612	605	597	589	582	150
160	575	568	561	554	547	540	534	528	521	515	160
170	509	503	497	492	486	480	475	470	464	459	170
180	454	449	444	439	435	430	425	421	416	412	180
190	408	403	399	395	391	387	383	379	375	372	190
200	368	364	361	357	354	350	347	343	340	337	200

۵-۱۱ چند مثال تشریحی

در این بخش سه مثال عددی تشریح شده است و در هر مورد استحکام طراحی ستون محاسبه شده است. در مثال ۵-۱ برای نبرخهای I شکل استحکام ستون معین شده است. مقدار K از روشی که در بخش (۵-۶) شرح داده شد معین شده و سپس طول مؤثر ستون معین شده و تنش طراحی F_c تعیین شده است.

مثال ۵-۱

با مراجعه به شکل (۸-۵) مطلوب است تعیین استحکام طراحی $(P_u = \phi_c P_n)$ ستون یک سر مفصل و یک سر گیردار زیر نوع فولاد ستون ترمه $(F_y = 2333 \text{ bar})$ و بار وارده محوری است.



حل:

با مراجعه به جدول (۱-۵) داریم:

$$K = 0.8$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.8(450)}{7.09} = 50.8$$

و با مراجعه به جدول (۲-۵) داریم:

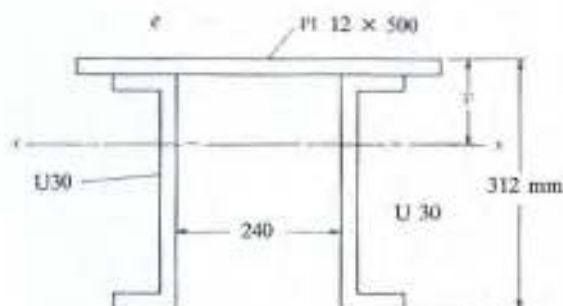
$$\phi_c F_{cr} = 1746 \text{ bar}(\text{kg/cm}^2)$$

$$\begin{aligned} P_u &= \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \\ &= 1.746(131.4) = 229 \text{ ton} \end{aligned}$$

در مثال (۲-۵) محاسبه مقاومت طراحی مقاطع مرکب فشاری شرح داده شده است. در فصل ششم برخی از الزامات مربوط به طراحی این گونه تیرها آورده شده است.

مثال ۲-۵

مطلوبست تعیین استحکام طراحی $\phi_c P_n$ ستونی با بار فشار محوری و مقطع شکل (۹-۵)، مقدار $KL = 5.7$ m و فولاد نیمرخ از نوع نرمه است.



شکل ۹-۵

حل:

$$A = (50)(1.2) + 2(58.8) = 177.6 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{2(58.8)(16.2) + (50)(1.2)(0.6)}{177.6} = 10.93 \text{ cm}$$

$$I_x = 2(8030) + 2(58.8)(5.27)^2 + (50)(1.2)(10.33)^2 + \frac{50}{12}(1.2)^3$$

$$= 25736 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2(492) + 2(58.8)(14.7)^2 + \frac{1.2}{12}(50)^3 = 38902 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{25736}{177.6}} = 12.04 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{570}{12.04} = 47.3$$

$$\phi_c F_c = 1775 \text{ bar(kg/cm}^2\text{)}$$

$$\phi_c P_n = P_u = 1.775(177.6) = 315 \text{ ton}$$

برای تعیین تنش طراحی فشاری یک ستون ظاهراً لازم است که هر دو لاغری $(KL/r)_y$ و $(KL/r)_x$ محاسبه شود. ولی ملاحظه می‌شود که برای اغلب نیمرخهای ستونی مقدار r_y کمتر از r_x است و لذا تنها

تعیین $(KL/r)_y$ برای محاسبه آنها کافی خواهد بود.

در برخی از حالات، خصوصاً در ستونهای طویل از مهارهای جانبی عمود بر محور ضعیف تیمرخ به منظور تقلیل ضریب لاغری و یا طول تحت کمانش ستون استفاده می‌شود. در این حالت تیرهای مهار را به جان ستون متصل می‌کنند و یا نظیر تیرهای جانبی و بیرونی ماسخمتانها بر سطح بیرونی ستونها متصل می‌شوند. در این حالت باید هر دو مقدار $(KL/r)_x$ و $(KL/r)_y$ را برای ستون محاسبه کرد و هر کدام بیشترین مقدار را نشان داد تعیین کننده تنش طراحی F_c خواهد بود.

مهارهای به کار رفته باید قادر به تحمل نیروی وارده باشند، نیرویی که بر این مهارها وارد می‌شود از نظر مقدار بسیار کم است و به صورت محافظه کارانه آن را برابر با ۰/۰۲ بار طراحی ستون می‌گیرند. مهارها را باید مانند مقاطع فشاری طراحی کرد. البته انتهای دیگر مهار باید به نقطه‌ای متصل باشد که از جابجایی جانبی ستون جلوگیری نماید.

اگر از میلگرد برای مهار ستون استفاده شود واضح است که چنین مهاری نمی‌تواند در مقابل کمانش پیچشی ستون مقاومت کند (به فصل ششم مراجعه شود) و چون بررسی کمانش پیچشی ساده نیست باید مهار بنوعی انتخاب گردد که از کمانش پیچشی ستون نیز ممانعت کند.

ستونهای فولادی ممکن است در داخل دیوار یا مصالح بنایی قرار گیرند از این نظر در جهت ضعیف خود مهار شده فرض می‌شوند. در هر صورت طراح باید بداند که دیوارهای با تماس ناقص به ستون و دیوارهای ضعیف نمی‌توانند مهار صد درصد برای ستون به حساب آیند. در مثال (۳-۵) بررسی ستونی با دو مهار جانبی شرح داده شده است.

مثال ۳-۵

مطلوبست تعیین استحکام طراحی $\phi_c P_n$ ستون شکل (۵-۱۰)، این ستون از IPB 32 بوده و در جهت ضعیف خود به دلیل ارتفاع بالای ستون در دو مقطع مطابق شکل مهار جانبی دارد. امکان دوران تیمرخ در محل مهار ممکن بوده ولی امکان جابجایی افقی تیمرخ در مقاطع مهار شده وجود ندارد.

حل:

$$\text{IPB 320 (A} = 161.3 \text{ cm}^2, r_x = 13.8 \text{ cm, } r_y = 7.57)$$

مشخصات تیمرخ

طولهای مؤثر

$$K_x L_x = (0.8)(960) = 768 \text{ cm}$$

$$K_y L_y = (1.0)(300) = 300 \text{ cm}$$

$$K_y L_y = (0.8)(360) = 288 \text{ cm}$$

ضرایب لاغری معین می‌شود،

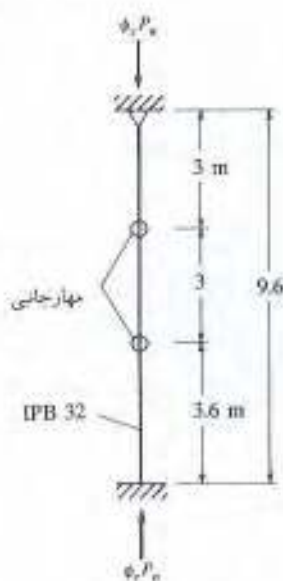
$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{768}{13.8} = 55.65$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{300}{7.57} = 39.63$$

با مراجعه به جدول (۵-۲) خواهیم داشت:

$$\frac{KL}{r} = 55.65 \quad \phi_c F_c = 1701 \text{ bar (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\phi_c P_n = (1701)(161.3) = 274 \text{ ton}$$



شکل (۵-۱۰)

مسائل

۱-۵) مطلوبست تعیین استحکام طراحی $\phi_c P_n$ برای هر یک از نیم‌رخهای زیر

الف - IPB 30 با $KL = 2.7 \text{ m}$

ب - IPB 26 با $KL = 5.1 \text{ m}$

ج - IPB 16 با $KL = 3 \text{ m}$

۲-۵) مطلوبست تعیین استحکام طراحی $\phi_c P_n$ برای هر یک از نیم‌رخهای زیر

الف - IPB 20 با دو انتهای گیردار $L = 5.0 \text{ m}$

ب - IPB 28 با یک انتهای گیردار و یک انتهای مفصلی و طول $L = 7 \text{ m}$

ج - IPB 26 با دو انتهای مفصلی و طول $L = 6 \text{ m}$

د - IPB 38 با دو انتهای گیردار و طول $L = 6.6 \text{ m}$

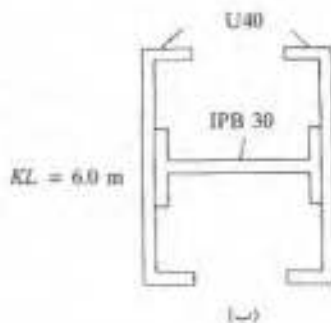
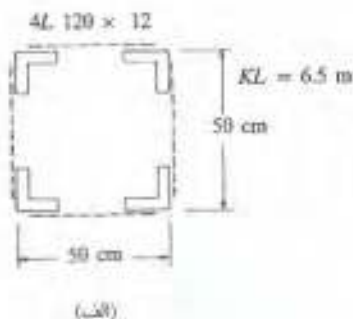
هـ - یک لوله 10 in (به قطر خارجی 10.75 in و قطر داخلی 10.02 in) و به طول $L = 6 \text{ m}$

و با دو انتهای مفصلی

و - دو نبشی پشت‌به‌پشت 20×200 L با فاصله 10 mm و با دو انتهای مفصلی و طول

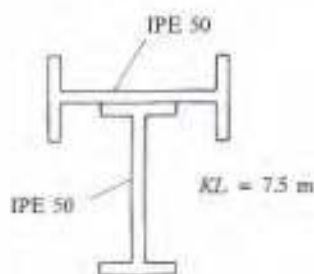
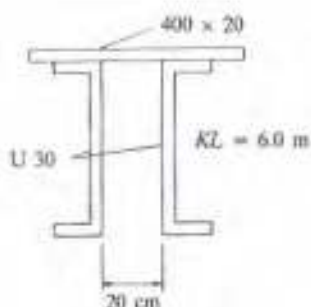
$$L = 7.2 \text{ m}$$

- ۳-۵ اگر به بالهای یک نیمرخ IPE 33 تسمه $PL\ 300 \times 20\ mm$ پیچ شده باشد و بتوانیم $KL = 5.4\ m$ فرض کنیم مطلوبست تعیین استحکام طراحی $\phi_c P_n$ این ستون
- ۴-۵ برای نیمرخهای شکل (۴-۵) مقدار استحکام طراحی $\phi_c P_n$ را معین کنید.



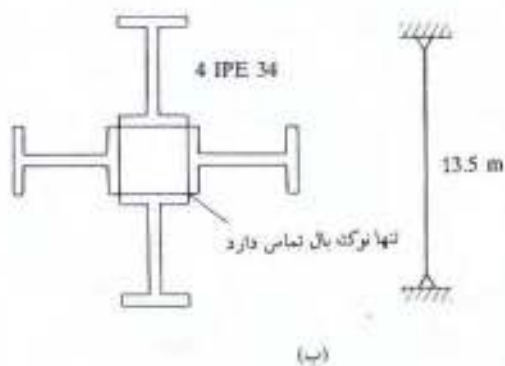
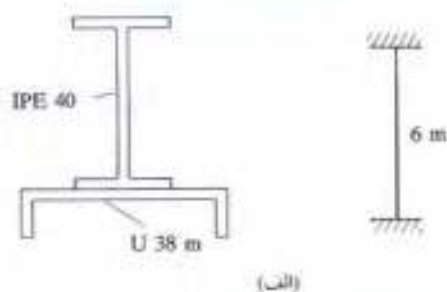
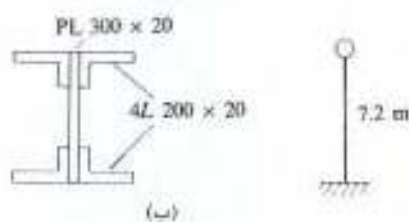
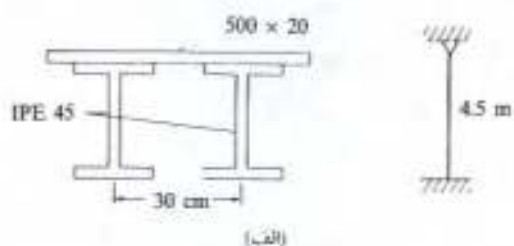
مسئله ۴-۵

- ۵-۵ اگر تنش تسلیم فولاد را $F_y = 3600\ bar$ بگیریم مطلوبست تعیین استحکام طراحی $\phi_c P_n$ ستونهای زیر.



مسئله ۵-۵

- ۶-۵ اگر تنش فولاد $F_y = 2333\ bar$ باشد استحکام طراحی $\phi_c P_n$ ستونهای شکل را معین کنید.
- ۷-۵ اگر تنش فولاد $F_y = 2333\ bar$ باشد استحکام طراحی $\phi_c P_n$ ستونهای شکل را معین کنید.
- ۸-۵ اگر ستونی از IPB 24 و فولاد نرمه به ارتفاع $8.0\ m$ در وسط ارتفاع خود و در جهت کمک به استحکام در جهت ضعیف مقطع دارای تکیه گاه جانبی باشد و بتوان مقدار ضریب طول مؤثر را در هر دو جهت برابر با واحد گرفت مطلوبست تعیین استحکام طراحی $\phi_c P_n$ این ستون.



مسئله ۵-۶

مسئله ۵-۷

طراحی ستونها تحت فشار محوری

۱-۶ مقدمه

در این فصل به طراحی ستونهای مختلف تحت اثر نیروی محوری پرداخته می‌شود. این ستونها گاهی از یک نیمرخ، نیمرخ آ شکل یا تسمه‌های تقویت و گاهی از نیمرخ مرکبی از دو ناودانی تشکیل شده است و یا از نیمرخهای مرکبی که در صفحات موازی با محورهای x و y خود دارای قیدهای اتصال با اشکال مختلف هستند. در این فصل از کمانش خمشی پیچشی نیمرخها نیز صحبت شده است.

طراحی ستونها یک عمل سعی و خطاست. مقدار تنش طراحی F_c تا نوع ستون معین نشده باشد معلوم نمی‌شود و برعکس. پس از انتخاب یک نیمرخ مقدار r آن معین شده و از طریق آن می‌توان تنش طراحی ستون را معین کرد. در مثالهای (۱-۶)، (۳-۶) و (۴-۶) این روش شرح داده می‌شود.

روش دیگر چنین است که طراح تنش طراحی را انتخاب می‌کند و از تقسیم آن بر بار ضریب دار ستون سطح مقطع اولیه ستون معین و مقطع ستون انتخاب می‌شود، و سپس تنش طراحی محاسبه می‌گردد و از محاسبه استحکام طراحی قطعه صحت انتخاب نیمرخ معین می‌گردد و در صورتی که نیاز به تعویض مقطع باشد نیمرخ دیگری انتخاب می‌شود. ممکن است تصور شود که انتخاب مناسب تنش طراحی اولیه نیاز به معلومات و تجربه کافی در مورد قطعات فشاری داشته باشد. در صورتی که اگر مطالب گفته شده به شکل دقیقی بازنگری شود و به آنچه در بندهای بعد ذکر می‌شود توجه گردد چنین عملی مشکل نخواهد بود.

ضریب لاغری مؤثر (KL/r) ستونهای متداول با طولهای 3 m تا 4.5 m معمولاً بین ۴۰ تا ۶۰ است؛ اگر برای (KL/r) مقداری در محدوده فوق انتخاب شود می‌توان مقدار قابل قبولی برای تخمین اولیه تنش طراحی بدست آورد.

در مثال (۱-۶) ستونی با طول مؤثر $KL = 3.0$ m در نظر گرفته شده که ضریب لاغری مؤثری آن برابر با ۵۰ انتخاب شده است و تنش طراحی برای لاغری ۵۰ از طریق جدول (۲-۵) معین شده است. از

تقسیم تنش به دست آمده به بار ضریب‌دار ستون سطح مقطع تخمینی ستون معین می‌شود. پس از تعیین مقطع فوق ضریب لاغری و براساس آن استحکام طراحی ستون محاسبه و در صورت نیاز مقطع جدیدی انتخاب می‌شود.

برای حدس اولیه اگر طول ستون بلندتر از 3 m تا 4.5 m باشد می‌توان از ضریب لاغری کمی بزرگتر از ۴۰ تا ۶۰ انتخاب کرد. اگر بار ضریب‌دار ستون بالا باشد قدر مسلم باید برای ستون مقطعی بزرگ با شعاع ژیراسیون بزرگ انتخاب کرد و لذا KL/r کوچک خواهد شد، برای قطعات مهار شده و تحت بار کم در سعی و خطای اولیه می‌توان از لاغری بالا شاید بیشتر از ۱۰۰ استفاده کرد.

مثال ۱-۶

برای بار سرویس $P_D = 45 \text{ ton}$ و $P_L = 70 \text{ ton}$ و $KL = 3 \text{ m}$ یک نیمرخ مناسب از نوع IBP انتخاب کنید
حل:

$$P_u = 1.2(45) + 1.6(70) = 166 \text{ ton}$$

$$\frac{KL}{r} = 50 \text{ فرض می‌شود}$$

مقدار ϕF_{cr} از طریق جدول (۵-۲) برابر با 1752 kg/cm^2 معین می‌شود.

IPB 24

$$A = \frac{166000}{1752} = 94.75 \text{ cm}^2$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{300}{6.08} = 49.34$$

$$\phi_c F_{cr} = 1758 \text{ bar (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\phi_c P_n = 1758(106) = 186 > 166 \text{ OK.}$$

۲-۶ چند مثال

مثال ۲-۶

الف - برای ستون مثال (۱-۶) سبکترین نیمرخ I شکل را معین کنید.

ب - برای بار حالت (الف) نیمرخ لوله‌ای معین کنید.

ج - برای بار حالت (الف) نیمرخ قوطی شکل معین کنید.

حل:

الف - نیمرخ INP 425 و IPE 50 بررسی می‌شوند:

$$\text{INP 425 } \frac{KL}{r} = \frac{300}{3.30} = 90.91 \Rightarrow \phi_c F_{cr} = 1318 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = 1318(132) = 174 \text{ ton}$$

$$\text{IPE 50 } \frac{KL}{r} = \frac{300}{4.31} = 69.6 \Rightarrow \phi_c F_{cr} = 1560 \text{ bar}$$

$$\phi_c P_n = 1560(11.6) = 181 \text{ ton}$$

دیده می‌شود که IPB سبکترین نیمرخ است و بعد از آن IPE و در مرحله آخر INP قرار دارد.

ب- لوله استاندارد به قطر خارجی 12.75 in و قطر داخلی 12.0 in انتخاب می‌شود.

$$\frac{KL}{r} = \frac{300}{11.13} = 26.96 \Rightarrow \phi_c F_{cr} = 1913 \text{ kg/cm}^2(\text{bar})$$

$$\phi_c P_n = 1913(94.19) = 180 \text{ ton}$$

ج- قوطی 10 × 10 in با ضخامت جدار 3/8 in انتخاب می‌شود.

$$\frac{KL}{r} = \frac{300}{9.86} = 30.44 \Rightarrow \phi_c F_{cr} = 1894 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = 1894(89) = 168.6 \text{ ton}$$

مثال ۳-۶

سبکترین نیمرخ IPB را برای ستونی با شرایط زیر معین کنید (شکل ۶-۱)

$$P_u = 200 \text{ ton} \quad K_x L_x = 6.0 \text{ m} \quad K_y L_y = 3.0 \text{ m}$$

حل:

فرض می‌شود،

$$\frac{KL}{r} = 50 \Rightarrow \phi_c F_{cr} = 1752 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \geq \frac{200000}{1752} = 114 \text{ cm}^2$$

IPB 26 بررسی می‌شود:

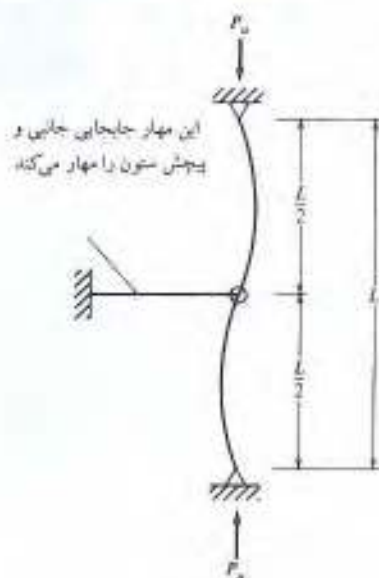
$$r_x = 11.2 \text{ cm} \quad r_y = 6.58 \text{ cm} \quad A = 118.4 \text{ cm}^2$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{600}{11.2} = 53.6$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{300}{6.58} = 45.6$$

$$\phi_c F_{cr} = 1720.6 \text{ kg/cm}^2(\text{bar})$$

$$\phi_c P_n = (1720.6)(118.4) = 203.7 \text{ ton OK.}$$



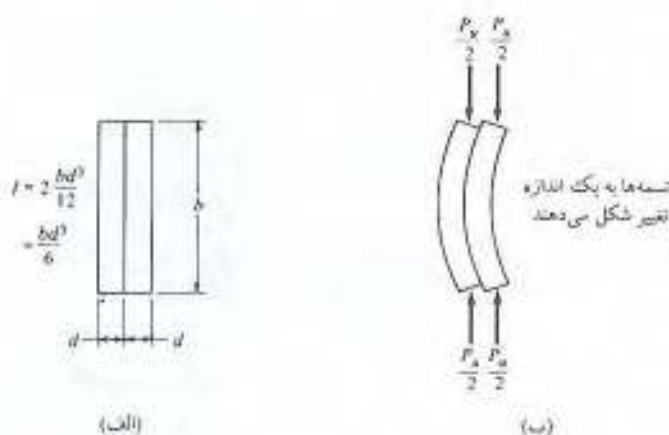
شکل ۶-۱ ستونی با مهار در جهت ضعیف مقطع

۳-۶ قطعات مرکب از چند نیم‌رخ با اتصال مستقیم

اگر ستونی از دو ورق جدا از یکدیگر (شکل ۶-۲) تشکیل شده باشد، هر یک از ورق‌ها مستقلاً تحمل بار کرده و به مقدار نیمی از بار وارده را تحمل خواهند کرد و به عبارت دیگر لنگر لختی ستون دو برابر لنگر لختی یک ورق خواهد بود. هر دو ستون (ورق) مشابه هم عمل کرده و مانند شکل (۶-۲ ب) دارای تغییر شکل مساوی خواهند بود.

اگر دو ورق با اتصالات کافی در برابر لغزش به یکدیگر متصل گردند مانند شکل (۶-۳) به عنوان یک قطعه واحد عمل خواهند کرد. لنگر لختی ستون باید برای کل مقطع مرکب محاسبه شود که چهار برابر لنگر ستون در شکل (۶-۲) که در آن حالت لغزش قطعات ممکن بود خواهد شد. ملاحظه می‌شود که ورق‌های ستون شکل (۶-۳) به مقدار متفاوتی تغییر شکل خواهند داد.

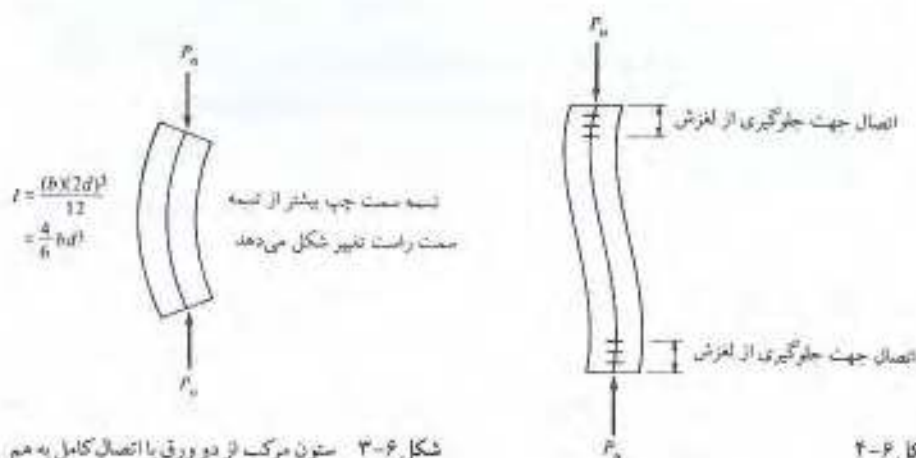
اگر اتصال ورق‌ها تنها در چند جا ممکن می‌بود دیده می‌شد که استحکام قطعه بین دو حالت فوق اندازه‌گیری می‌گردید.



شکل ۲-۶ ستون مرکب از دو ورق جدا از یکدیگر

با توجه به شکل (۲-۶ ب) دیده می‌شود که بیشترین جابجایی ورقها نسبت بهم در دو انتها و کمترین آن در مرکز ستون خواهد بود و در نتیجه اگر اتصالات لغزش گیر را در دو انتها قرار دهیم بیشترین اثر را داشته و اگر در مرکز قطعه قرار دهیم کمترین اثر را خواهند داشت (اتصالات لغزش گیر در فصل ۱۲ شرح داده شده‌اند).

اگر دو ورق را تنها در دو انتها توسط اتصالات لغزش گیر به یکدیگر متصل کنیم، ستون شکل (۲-۶) را بخود خواهد گرفت و چون دو قطعه تنها در دو انتها به یکدیگر متصل هستند ستون به شکل حرف S تغییر شکل خواهد داد.



شکل ۳-۶ ستون مرکب از دو ورق با اتصال کامل به هم

شکل ۲-۶

اگر ستون به صورت حرف S خمیده شود ضریب K آن به صورت نظری ۰/۵ خواهد بود و مقدار KL/r برابر با مقدار لاغری دو ورق با اتصال کامل (شکل ۳-۶) خواهد شد.

$$\text{برای ستون شکل (۳-۶)} \quad \frac{KL}{r} = \frac{(1)(L)}{\sqrt{\frac{4}{6}bd^3/2bd}} = 1.732L$$

$$\text{برای ستون شکل (۴-۶)} \quad \frac{KL}{r} = \frac{(0.5)(L)}{\sqrt{\frac{1}{6}bd^3/2bd}} = 1.732L$$

بنابراین تنش طراحی در هر دو حالت یکی بوده و ستونها به صورت نظری بار واحدی را تحمل خواهند کرد. آنچه گفته شد در حالت خاص فوق صادق است ولی در حالات متعارف موجود قطعات تمایل به کنده شدن از یکدیگر خواهند داشت.

۴-۶ ضوابط اتصال ستونهای مرکب با اتصال مستقیم

ضوابط متعددی برای ستونهای مرکب در بخش ۴ E ضوابط LRFD آورده شده است. هرگاه چنین ستونهایی در تماس یا یکدیگر باشند و برکف ستون و یا سطوح صاف قرار گیرند باید آنها را در انتهای خود توسط پیچ یا جوش بهم متصل کنند. اگر از جوش استفاده شود، طول جوش باید حداقل برابر با عرض حداکثر قطعه باشد و اگر از پیچ استفاده شود فواصل مرکز به مرکز پیچها در جهت طول قطعه نباید از چهار برابر قطر پیچ بیشتر بوده و طول اتصال نباید از $1\frac{1}{4}$ برابر بزرگترین عرض قطعه کوچکتر باشد.

اتصالات پیچی، پرچی و جوشی باید برای اتصال تشهای محاسباتی کافی باشند و در صورت لزوم باید فواصل عوامل اتصال را نزدیکتر از آنچه گفته شد به منظور تأمین استحکام لازم کاهش داد.

هرگاه ستون مرکب دارای تسمه باشد حداکثر فواصل عوامل اتصال توسط ضوابط LRFD معین شده است در این حالت فواصل انقطاع جوشها و یا فواصل پیچها و پرچها در امتداد طولی نباید بیشتر از $\frac{1065}{\sqrt{F_y}}$ بر حسب (kg/cm^2) برابر نازکترین ورق و کمتر از 30 cm باشد و اگر در طول اتصال، پیچها، پرچها و یا جوشها روبروی هم نباشند فواصل آزاد فوق‌الذکر نباید بیشتر از $\frac{1575}{\sqrt{F_y}}$ برابر نازکترین ورق و کمتر از 45cm گرفته شود.

در مباحث بعدی حرف a فاصله آزاد عوامل اتصال و r_1 شعاع ژایرسون حداقل نیمرخهای تشکیل دهنده ستون است. بر طبق نتایج آزمایشات اگر نسبت a/r_1 کوچکتر یا برابر با ۵۰ باشد عملکرد کلیه عناصر قطعه به صورت قطعه‌ای واحد ممکن خواهد بود و در صورتی که این مقدار بزرگتر از ۵۰ باشد بر طبق ضوابط LRFD برای تعیین تنش طراحی ستون بجای لاغری $(KL/r)_0$ که قطعه را با عملکرد واحدی

معین می‌کند باید از لاغری $(KL/r)_m$ تصحیح شده به صورت زیر استفاده شود.

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{q}{r_i} - 50\right)^2} \quad (\text{رابطه E4-2 ضوابط LRFD})$$

رابطه فوق تنها باید به جهتی اعمال شود که در کماتش حول آن محور عوامل اتصال تحمل برش کنند. باید یاد آور شد که اگر فواصل عوامل اتصال بنوعی باشد که عنصری از ستون قبل از کماتش کلی ستون به کماتش افتد استحکام طراحی ستون تقلیل خواهد یافت. از چنین اتفاقی زمانی می‌توان جلوگیری کرد که نسبت a/r_i کمتر یا برابر با نسبت تعیین کننده که در عمل کوچکترین مقدار از دو لاغری $(KL/r)_x$ و $(KL/r)_y$ خواهد بود نگهداشته شود.

در حالتی که عناصر ستون مرکب توسط پیچهای با اتصال برشی به یکدیگر متصل شده باشند (رابطه E4-2 برای حالاتی است که عناصر ستون توسط پیچهایی با اتصال اصطکاکی و یا جوش بهم متصل شده باشند) بر طبق ضوابط LRFD باید از رابطه زیر برای تصحیح شده ستون استفاده کرد.

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{q}{r_i}\right)^2} \quad (\text{رابطه E4-1 ضوابط LRFD})$$

در مثال (۴-۶) به شرح ستونی از یک نیمرخ IPB با دو تسمه که در دو انتها و وسط نیمرخ به آن متصل شده است پرداخته می‌شود، در این ستون $a/r_i \leq 50$ است. برای بررسی مسأله از روش سعی و خطا استفاده شده است، ابتدا برای KL/r انتخابی مقدار $\phi_c F_{cr}$ تعیین شده و از طریق آن سطح مقطع مورد نیاز معین گردیده است. سپس سطح مقطع تسمه‌های پوششی معین شده و مقدار $\phi_c P_n$ برای مقطع به دست آمده تعیین گردیده است و در نهایت سعی و خطای لازم برای تعیین نهایی تسمه‌های تقویتی انجام گرفته است.

مثال ۴-۶

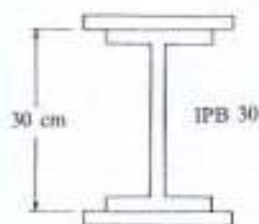
مطلوبست طرح ستونی برای بار $P_u = 400 \text{ ton}$ هرگاه $KL = 4.2 \text{ m}$ و الزام به استفاده از IPB 30 داشته باشیم. برای طرح ستون از دو تسمه مطابق شکل (۵-۶) بمنظور تقویت نیمرخ استفاده نمایند، اتصال تسمه سرتاسری را به نیمرخ بنوعی فرض کنید که بتوان $a/r_i \leq 50$ دانست.

حلی:

فرض می‌شود $KL/r = 40$ باشد.

$$\phi_c F_{cr} = 1832 \text{ bar (kg/cm}^2\text{)}$$

$$A \geq \frac{40000}{1832} = 218.34 \text{ cm}^2$$



شکل ۵-۶

$$\geq 218.34 - 149.1 = 69.24 \text{ cm}^2$$

بررسی می‌شود. $PL\ 340 \times 12 \text{ mm}$

$$A = 149.1 + 2(34 \times 1.2) = 230.7$$

$$I_x = 25170 + 19868 = 45038 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 8563 + 7861 = 16424 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{16424}{230.7}} = 8.44 \text{ cm} \quad \frac{KL}{r} = \frac{420}{8.44} = 49.78$$

$$\phi_c F_{cr} = 1754 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = (1754)(230.7) = 404.7 \text{ ton} > 400 \text{ OK.}$$

طرح ستون دیگری مرکب از دو ناودانی در مثال (۵-۶) آورده شده است

مثال ۵-۶

برای ستون شکل (۶-۶) از دو ناودانی استفاده می‌شود، فاصله پشت به پشت ناودانی‌ها ۲۵ cm می‌باشد.

حل:

فرض می‌شود $KL/r = 50$ باشد.

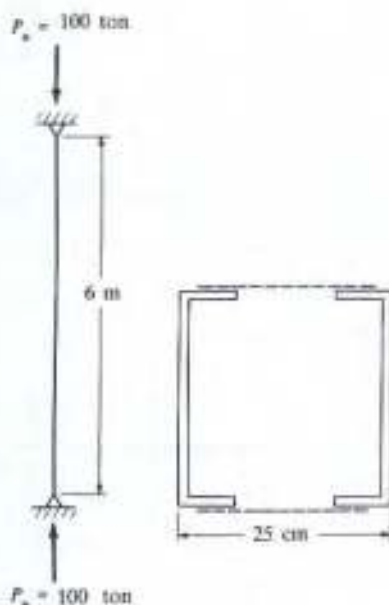
$$\phi_c F_{cr} = 1752 \text{ bar}$$

$$A_{\text{لازم}} \geq \frac{100000}{1752} = 57.05 \text{ cm}^2$$

دو ناودانی ۲۰ ۲۰ U بررسی می‌شود.

$$I_x = 2(1910) = 3820 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2(148) + 2(32.2)(10.49)^2 = 7383 \text{ cm}^4$$



شکل ۶-۶

$$r_x = \sqrt{\frac{3820}{2 \times 32.2}} = 7.70 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1)(450)}{7.7} = 58.43 \Rightarrow \phi_c F_{cr} = 1675 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = (1675)(2 \times 32.2) = 107.9 \text{ ton} > 100 \text{ ton OK.}$$

۵-۶ کمانش خمشی - پیچشی قطعات فشاری

قطعات تحت فشار محوری به صورت نظری به یکی از سه نوع زیر کمانه می‌نمایند: کمانش خمشی، کمانش پیچشی و یا کمانش خمشی پیچشی.

از کمانش خمشی که کمانش آلر نیز نامیده می‌شود تاکنون بحث گردیده است، در این حالت مقدار حداکثر لاغری ستون برای کمانش حول محور اصلی معین شده و براساس آن $\phi_c F_{cr}$ محاسبه می‌شود. ستونهایی که دارای دو محور تقارن می‌باشند (نظیر نیمرخهای I شکل) تنها تحت کمانش خمشی و کمانش پیچشی قرار دارند.

چون کماتش پیچشی می‌تواند بسیار پیچیده باشد بهتر است از وقوع آن جلوگیری شود. اگر در آرایش اجزاء مقطع دقت شود و از مهارهای لازم به منظور جلوگیری از جابجایی جانبی و پیچشی مقطع استفاده گردد و از تکیه گاههای لازم در دو انتها و در وسط مقطع استفاده شود قدر مسلم کماتش خمشی تعیین کننده خواهد بود.

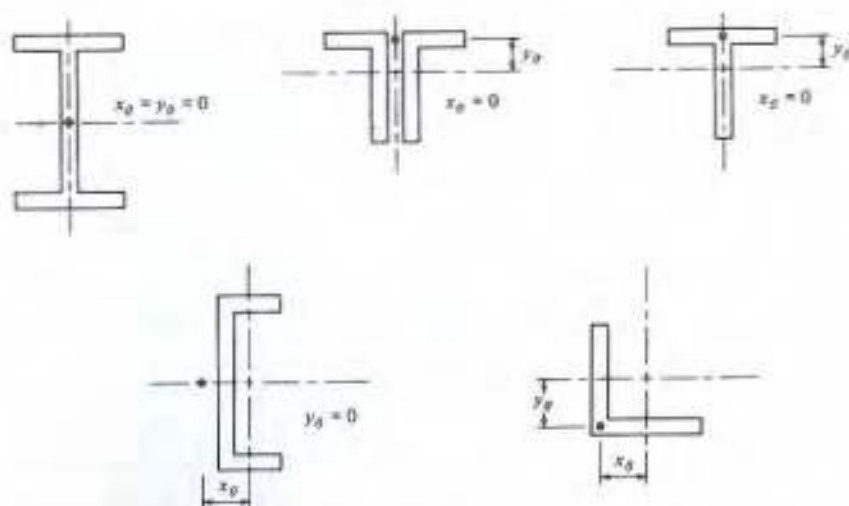
نیمرخهای باز نظیر نیمرخهای I شکل و ناودانی دارای استحکام پیچشی اندکی هستند و برعکس آنها نیمرخهای قوطی شکل استحکام پیچشی بسیار بالایی دارند و لذا اگر احتمال کماتش پیچشی وجود داشته باشد توصیه می‌شود از نیمرخهای قوطی استفاده گردد و یا اینکه به کمک ورقهایی نیمرخهای باز به نیمرخ بسته تبدیل شود (نظیر II)، روش دیگری که از پیچش نیمرخ جلوگیری می‌کند کوتاه کردن طول قطعانی است که در معرض پیچش قرار دارند.

در قطعات فشاری با یک محور تقارن نظیر سبیرها و مقاطع مرکب از دو نبشی، امکان کماتش آلر حول محورهای x و y وجود دارد و اگر قطعه از یک نبشی با دو ساق مساوی باشد کماتش حول محور اصلی عمود بر محور تقارن نیز ممکن است. در هر صورت برای چنین قطعانی کماتش خمشی - پیچشی از امکانات مسلم کماتش می‌باشد (در مورد تک نبشی با دو ساق نامساوی کماتش خمشی - پیچشی کنترل کننده است).

معمولاً برای ستونهای ساختمانها از نیمرخهای I شکل استفاده می‌شود، در این حالت اگر امتداد بار جانبی ستون از مرکز برش shear center نیمرخ عبور کند امکان وقوع پیچش وجود نخواهد داشت. مرکز برش نقطه‌ای از مقطع است که هرگاه بر آیند بارهای جانبی از آن نقطه عبور کند امکان پیچش نیمرخ وجود ندارد. (برای محاسبات لازم جهت تعیین مرکز برش قطعه به فصل ۱۰ مراجعه شود)، مرکز برش نیمرخهای یا دو محور تقارن بر مرکز ثقل قطعه منطبق است که البته چنین وضعی برای قطعات با یک محور تقارن نظیر ناودانی و نبشی وجود ندارد. محل مرکز برش برای چند نیمرخ در شکل (۶-۷) نشان داده شده است. در این شکل محل مرکز برش نسبت به مرکز ثقل با x_0 و y_0 معین شده است. از این مقادیر در روابط مربوط به خمش پیچشی در قسمتهای بعدی این بخش استفاده خواهد شد.

حتی اگر بار از مرکز برش نیمرخ ستون بگذرد باز هم امکان کماتش پیچشی وجود دارد. اگر بار از مرکز برش هر قطعه‌ای بگذرد در قطعه پیچش اتفاق نمی‌افتد ولی باید برای این قطعات استحکام به کماتش پیچشی محاسبه گردد و به عبارت دیگر بار کماتشی بستگی به بار محوری یا جانبی وارده بر قطعه ندارد بلکه بیشتر وابسته به مشخصات مقطع، طول ستون و شرایط تکیه گاهی است.

معمولاً طراحان متوسط کماتش پیچشی نیمرخهای متقارن و کماتش خمشی - پیچشی نیمرخهای نامتقارن را بررسی نمی‌کنند احساس آنها چنین است که چنین کماتشی برای ستون تعیین کننده نیست و با آنچنان تأثیری روی بارهای بحرانی ستون ندارد. ولی اگر نیمرخ نامتقارن و یا نیمرخ جدانازک و



شکل ۷-۶ محل مرکز برش برای چند نوع تیرمخ متداول ستونها

مقارن برای ستون انتخاب شود دیده می‌شود که چگونه کماتش پیچشی و یا کماتش خمشی - پیچشی می‌تواند سبب تقلیل بار مجاز ستون گردد.

در ضمیمه E ضوابط LRFD چندین رابطه برای محاسبه استحکام خمشی پیچشی ستونها آورده شده است.

در حالت خمشی پیچشی ستون $P_u = \phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr}$ که در آن $\phi_c = 0.85$ است و مقدار F_{cr} باید از طریق روابط زیر معین گردد. تعاریف مربوط به علامت به کار رفته در ادامه آورده شده است. اگر $\lambda_e \sqrt{Q} \leq 1.5$ باشد.

$$F_{cr} = Q \left(0.658^{Q\lambda_e^2} \right) F_y \quad (\text{A-E 3-2})$$

اگر $\lambda_e \sqrt{Q} > 1.5$ باشد.

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right) F_y \quad (\text{A-E 3-3})$$

برای مقاطعی که در مورد در آنها نسبت عرض به ضخامت λ_e در ضابطه B5.1 ضوابط LRFD صدق می‌کند $Q = 1$ و اگر چنین نباشد مقدار آن براساس ضمیمه E 3 و B 5.3 ضوابط LRFD معین می‌گردد.

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (\text{A-E 3-4})$$

F_e : تنش بحرانی کماتش ارتجاعی خمشی پیچشی که مقدار آن برای مقاطع با دو محور تقارن:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{A-E 3-5})$$

و برای مقاطع با یک محور تقارن:

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left[1 - \sqrt{\frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (\text{A-E 3-6})$$

و برای مقاطع بدون محور تقارن مقدار F_e کوچکترین ریشه معادله درجه سه زیر خواهد بود.

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey}) \left(\frac{x_0}{\bar{r}_0} \right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex}) \left(\frac{y_0}{\bar{r}_0} \right)^2 = 0 \quad (\text{A-E 3-7})$$

از طریق رابطه زیر نیز می‌توان مقدار F_e را معین کرد:

$$HF_e^3 + \left[\frac{1}{\bar{r}_0^2} (y_0^2 F_{ex} + x_0^2 F_{ey}) - (F_{ex} + F_{ey} + F_{ez}) \right] F_e^2 + (F_{ex}F_{ey} + F_{ex}F_{ez} + F_{ey}F_{ez}) F_e - F_{ex}F_{ey}F_{ez} = 0$$

در این روابط داریم:

K_z : ضریب مؤثر کماتش برای کماتش پیچشی

G : ضریب ارتجاعی برشی $\text{bar}(\text{kg}/\text{cm}^2)$

C_w : ضریب ثابت تابیدگی warping (cm^6)

J : ضریب ثابت پیچش (cm^4)

$$\bar{r}_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \quad (\text{A-E 3-8})$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_e} \right) \quad (\text{A-E 3-9})$$

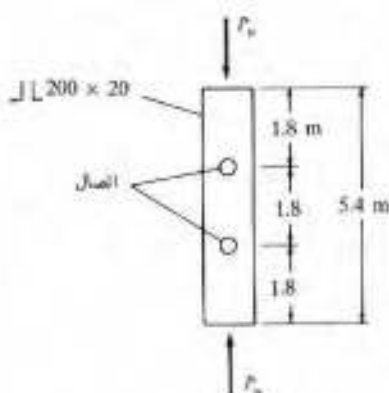
$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)_x^2} \quad (\text{A-E 3-10})$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)_y^2} \quad (\text{A-E 3-11})$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A \bar{r}_0^2} \quad (\text{A-E 3-12})$$

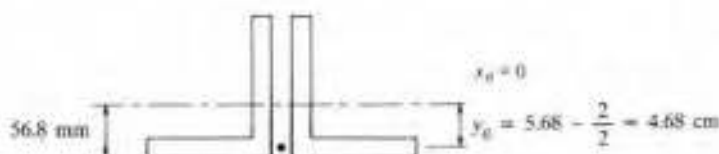
مقادیر C_w ، J و \bar{F}_0 و H را می‌توان در برخی از کتب راهنما برای نیمرخهای مختلف یافت. در مثال (۶-۶) به کمک کلیه روابط فوق استحکام ستونی مرکب از دو نبشی بررسی شده است و برای آن مقدار $\phi_c P_n$ (استحکام طراحی) تعیین گردیده است.

مثال ۶-۶



شکل ۸-۶

مطلوبست تعیین (الف) استحکام کماتش خمشی (ب) استحکام کماتش خمشی پیچشی ستونی به ارتفاع 5.4m و مرکب از دو نبشی 200×20 که به اندازه 10 mm جهت صفحه اتصال با یکدیگر فاصله دارند. این نبشی‌ها مطابق شکل (۸-۶) در فواصل 1.8 m توسط پیچهای مقاومت بالا به یکدیگر محکم شده‌اند مقطع این ستون در شکل (۹-۶) نشان داده شده است $K = 1$ و $G = 0.77 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۹-۶

حل:

الف - کماتش خمشی

$$r_y = 8.69 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{(1)(540)}{8.69} = 62$$

$$\phi_c F_{cr} = 1640 \text{ bar}$$

$$\phi_c P_n = (1640)(2 \times 76.3) = 250 \text{ ton}$$

ب - کماتش خمشی پیچشی

سایر مشخصات مقطع که برای این کماتش لازم است به شرح زیر است (برای یک نبشی):

$$J = 107 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 3556 \text{ cm}^6$$

$$\bar{r}_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2 = 0 + 4.68^2 + 6.11^2 + 8.69^2$$

$$\bar{r}_0 = 11.61 \text{ cm}$$

$$H = 1 - \left(\frac{0 + 4.68^2}{11.61^2} \right) = 0.84$$

تعیین مقادیر F_e و F_{cr} ، F_{cy}

$$\frac{a}{r_x} = \frac{180}{3.92} = 45.92 < 50 \quad \text{OK}$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{(1)(540)}{8.69} = 62.14$$

$$F_{cy} = \frac{\pi^2 (2 \times 10^6)}{(62.14)^2} = 5112 \text{ bar}$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 (2 \times 10^6) (2 \times 3556)}{(1 \times 540)^2} \right] + 0.77 \times 10^6 (2 \times 107) \frac{1}{(2 \times 76.3) (11.6)^2} = 8034 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \frac{5112 + 8034}{2 \times 0.84} \left[1 - \frac{4(5112)(8034)(0.84)}{(5112 + 8034)^2} \right] = 4312 \text{ kg/cm}^2 (\text{bar})$$

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2333}{4312}} = 0.74 < 1.5$$

$$\phi_c F_{cr} = (0.85)(1)(0.658^{0.74^2})(2333) = 1577 \text{ bar (kg/cm}^2)$$

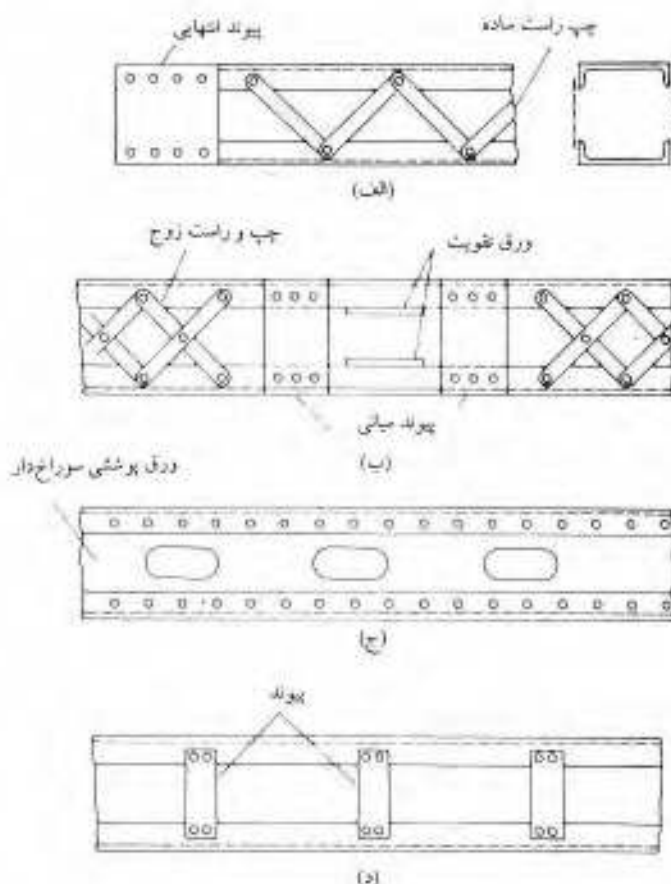
مقدار Q براساس مندرجات آیین‌نامه معین شده است.

$$\phi_c P_n = (1577)(2 \times 76.3) = 241 \text{ ton} < 250 \text{ ton}$$

۶-۶ چپ و راست و پیوندهای افقی

لرزم استفاده از قطعات مرکب فشاری در ساختمانهای مرتفع و پلها قبلاً در فصل ۵ ذکر شد. تیرخهای یک قطعه مرکب باید توسط چپ و راست و یا پیوندهای افقی در سمت باز مقطع به یکدیگر متصل شوند.

نقش این گونه اتصالات حفظ نیروهای مختلف قطعه به موازات یکدیگر و در فاصله یکنواخت از یکدیگر و توزیع یکسان تنش بین آنهاست. با مشاهده قطعات مرکب نظیر شکل (۵-۱) که از چهار نبشی تشکیل شده است لزوم وجود چپ و راست مشخص می شود. به دلیل وجود این نوع اتصالات از کماتش انفرادی هر یک از نیروهای مقطع جلوگیری شده و ستون به عنوان قطعه ای واحد تحت اثر بار وارده عمل می نماید. در حالتی که از چپ و راست استفاده می شود لازم است در انتهای قطعه و همچنین در محل تغییر آرایش چپ و راست از پیوندهای افقی و یا صفحات فولادی استفاده شود. در اشکال (الف) و (ب) شکل (۶-۱۰) آرایش پیوندها batten plates و چپ و راستها lacing نشان داده شده است و اشکال (ج) و (د) انواع دیگر این نوع اتصالات را نشان می دهد.



گسیختگی بسیاری از قطعات فشاری در گذشته به دلیل ضعف در اتصالات چپ و راست آنها بوده است؛ شاید مهمترین نمونه از این گسیختگی پل کبک (Quebec) در سال ۱۹۰۷ میلادی باشد که به نظر متخصصان به دلیل ضعف اتصالات چپ و راست در تخت فشاری پل بوده است.

ابعاد پیوندهای افقی و چپ و راست‌ها معمولاً توسط آیین‌نامه‌ها معین می‌شود. در بند ۹ از ضوابط LRFD گفته شده است که ضخامت پیوندها باید حداقل $\frac{1}{5}$ فاصله خطوط جوش و یا خطوط پیچ اتصال پیوند به نیمرخها باشد و طول پیوند حداقل برابر با این فاصله انتخاب شود.

چپ و راستها را معمولاً از تسمه انتخاب می‌کنند ولی گاهی می‌توان از نوع نبشی، صفحات سوراخ‌دار، ناودانی و سایر نیمرخهای نورد شده نیز استفاده کرد. اتصال چپ و راستها باید بنحوی باشد که در فاصله آزاد هر نیمرخ مقدار $L/2$ نیمرخ پیشتر از لاغری غالب قطعه مرکب نباشد (لاغری غالب، $KL/2$ قطعه می‌باشد).

انتظار این است که این اتصالات بتوانند حداقل دو درصد استحکام طراحی قطعه ϕP_n را تحمل کنند. روابط LRFD روش طراحی متعارف چپ و راست ستونها را بیان می‌کند. لاغری چپ و راست ساده ۱۴۰ و لاغری چپ و راست زوج به ۲۰۰ محدود شده است. اگر فاصله بین خطوط اتصال بیشتر از 38 cm (15 in) باشد باید از چپ و راست زوج و یا از چپ و راست فرد از نوع نبشی استفاده گردد.

به جای استفاده از چپ و راست و یا پیوندهای افقی می‌توان از تسمه یا ورق سرتاسری سوراخ‌دار در دو سمت باز قطعه مرکب استفاده کرد. در این نوع معمولاً از تمرکز تنش و تنشهای خمشی ثانویه صرف نظر می‌شود ولی مانند حالات قبل باید آنرا برای تحمل نیروهای برشی کنترل کرد. به دلیل محاسن زیر صفحات سوراخ‌دار می‌تواند مورد انتخاب طراحان باشد.

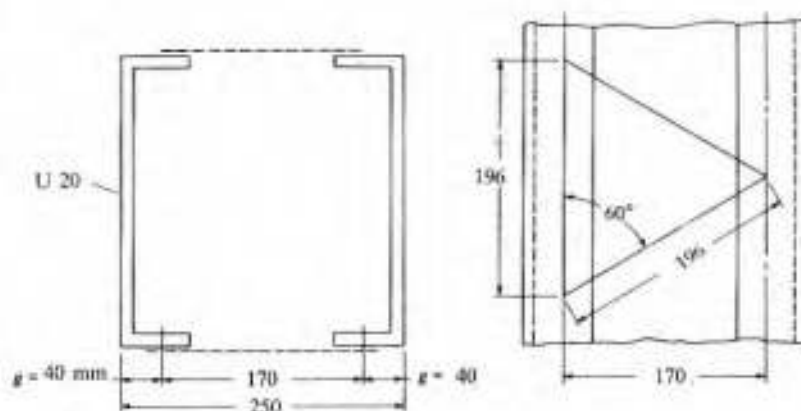
۱- ساخت آنها با استفاده از دستگاه برش ساده است.

۲- برخی از ضوابط سطح خالص ورق را در باربری مؤثر می‌دانند بشرطی که ایجاد سوراخ صفحات براساس ضوابط تجربی حاصل از تحقیقات گسترده باشد.

۳- رنگ آمیزی قطعه در مقایسه با سایر قطعات مرکب نظیر قطعات با چپ و راست ساده‌تر است. در مثال (۶-۷) طراحی چپ و راست ستون مثال (۶-۵) و طرح پیوند افقی آن آورده شده است، ضوابط پلسازی قدری متفاوت از LRFD عمل می‌کند ولی چهارچوب عملکردها چندان متفاوت نیست.

مثال ۶-۷

با توجه به شکل (۶-۱۱) مطلوبست طراحی چپ و راست با اتصال پیچی ستون مثال (۶-۵)، قطر پیچها $\frac{3}{4}$ in است.



شکل ۶-۱۱

حل:

چون فاصله بین خطوط اتصال $38 \text{ cm} < 17.0 \text{ cm}$ است لذا انتخاب چپ و راست ساده کافی است. با فرض اینکه چپ و راستها زاویه 60° تشکیل دهند طول ناودانی بین چپ و راست $17 + \cos 30^\circ = 19.6 \text{ cm}$ و مقدار L/r برای یک ناودانی پسین دو اتصال $58.43 < 19.6 \div 2.14 = 9.16$ خواهد بود که مقدار لاغری کل قطعه در مثال (۵-۶) محاسبه شده است.

نیرو در چپ و راست:

$V_u: 0.2$ استحکام فشاری طراحی قطعه که در مثال (۵-۶) معین شده است.

$$V_u = (0.02)(107.9 \text{ t}) = 2158 \text{ kg}$$

$$\frac{1}{2} V_u = 1079 \text{ kg} \quad \text{نیروی برش مؤثر بر هر صفحه از چپ و راست.}$$

$$= \left(\frac{19.6}{17} \right) (1079) = 1244 \text{ kg} \quad \text{نیرو در چپ و راست}$$

مشخصات ابعادی چپ و راست:

$$I = \frac{1}{12} b t^3 \quad A = b t \quad r = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} b t^3}{b t}} = 0.289 t$$

طراحی چپ و راست:

با فرض اینکه حداکثر لاغری L/r قطعه ۱۴۰ باشد.

$$\frac{19.6}{0.289 t} = 140 \quad t = 0.484 \text{ cm} \Rightarrow t = 0.5 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{19.6}{0.289(0.5)} = 136$$

$$\phi_c F_{cr} = 794 \text{ bar (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{سطح مقطع لازم} = \frac{1244}{794} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow (32 \times 5 \text{ mm})$$

فاصله لازم بین $\frac{3}{4}$ in از لبه ورق 32 mm است لذا:

$$\geq 19.6 + 2(3.2) = 26 \text{ cm}$$

انتخاب می‌شود PL 260 \times 32 \times 5 mm

طراحی صفحات انتهایی قطعه:

$$\text{حداقل طول} = 17 \text{ cm}$$

$$t \text{ حداقل صفحات} = \frac{1}{50} (17) = 3.4 \text{ mm}$$

$$\text{حداقل عرض} = 17 + 2(3.2) = 23.4 \text{ cm}$$

انتخاب می‌شود PL 240 \times 170 \times 4 mm

مسائل

کلیه ستونها در این مسائل با فرض عدم جابجایی دو سر نسبت به یکدیگر بررسی شوند.

۱-۶ مطلوبست انتخاب سبکترین نیمرخ IPB هرگاه ستون تحت بارهای $P_L = 48 \text{ ton}$ و بوده

و $P_D = 40 \text{ ton}$ مقدار $KL = 4.2 \text{ m}$ باشد.

۲-۶ مسأله (۱-۶) را در حالتی که بتوان فولاد IPB را از نوع فولاد اعلا با $F_y = 3600 \text{ bar}$ انتخاب نموده حل کنید.

۳-۶ ذیلاً وضعیت ستونهای مختلف یک ساختمان ارائه شده و قصد داریم کلیه ستونها را از نوع IPB انتخاب کنیم مطلوبست طرح ستونها.

الف - $L = 3.6 \text{ m}$ ، $P_u = 23 \text{ ton}$ با دو انتهای مفصلی

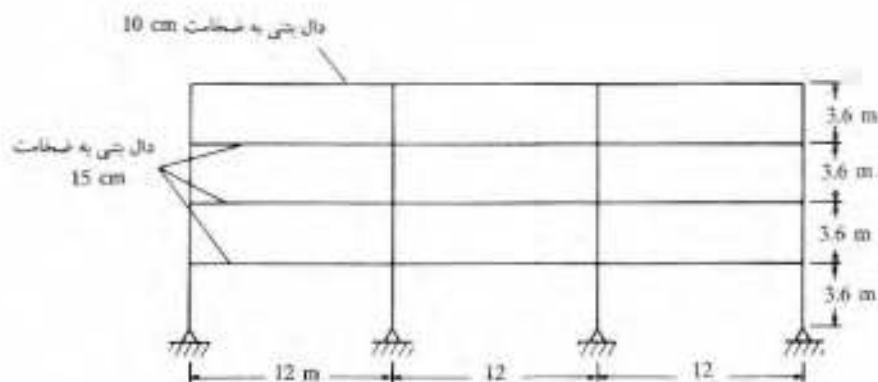
ب - $L = 4.2 \text{ m}$ ، $P_u = 20 \text{ ton}$ با دو انتهای گیردار

ج - $L = 4.8 \text{ m}$ ، $P_u = 30 \text{ ton}$ در یک انتها گیردار و در انتها دیگر سازه مفصلی

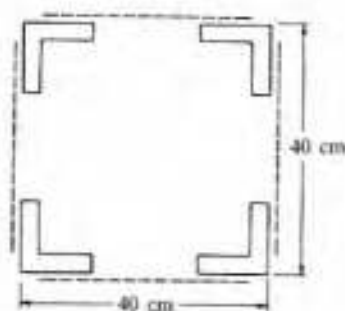
د - $L = 4.5 \text{ m}$ ، $P_u = 60 \text{ ton}$ با دو انتهای مفصلی

۴-۶ مطلوبست طرح ستونی از نیمرخ IPB به نوعی که بار $P_D = 15 \text{ ton}$ و $P_w = 20 \text{ ton}$ (حاصل از باد) باشد مقدار $KL = 4.2 \text{ m}$ است.

- ۵-۶ برای ستونی نیمرخ IPB انتخاب خواهد شد. این ستون بار $P_u = 70 \text{ ton}$ را تحمل کرده و طول آن 7.2 m خواهد بود. ستون در دو انتها مفصلی است و در وسط دهانه مقطع ضعیف خود دارای تکیه گاه جانبی است.
- ۶-۶ مسأله (۷-۶) را به شرطی که بتوان فولاد نیمرخ را از نوع اعلا با $F_y = 3600 \text{ bar}$ انتخاب نمود حل کنید.
- ۷-۶ مسأله (۷-۶) را در حالتی که بتوان تکیه گاه جانبی را در $\frac{1}{4}$ ارتفاع ستون قرار داد و طول ستون 9m باشد حل کنید.
- ۸-۶ ستونی در داخل دیوار و بتوعی که امکان کمناش حول محور ضعیف آن ممکن نباشد اجرا خواهد شد. مطلوبست طرح این ستون در حالتی که ارتفاع ستون 4.2 m و دو انتهای آن مفصلی و بار مؤثر آن $P_u = 110 \text{ ton}$ باشد.
- ۹-۶ مسأله (۱۰-۶) را در حالتی که بتوان ستون را از فولاد اعلا $F_y = 3600 \text{ bar}$ تهیه نمود حل کنید.
- ۱۰-۶ ستونی از نیمرخ IPB با دو انتهای گیردار برای تحمل بارهای $P_D = 80 \text{ ton}$ و $P_L = 120 \text{ ton}$ طراحی خواهد شد این ستون عمود بر محور $y-y$ خود در $\frac{1}{4}$ ارتفاع دارای تکیه گاه جانبی است. اگر طول ستون 9 m باشد این ستون را طرح کنید.
- ۱۱-۶ برای شرایط بارگذاری زیر ستونی مناسب از نوع IPB معین کنید.
الف - $P_u = 100 \text{ ton}$ و $L = 4.2 \text{ m}$ با دو انتهای مفصلی
ب - $P_u = 120 \text{ ton}$ و $L = 4.5 \text{ m}$ با دو انتهای گیردار
ج - $P_u = 150 \text{ ton}$ و $L = 6.0 \text{ m}$ با یک انتهای مفصلی و یک انتهای گیردار
- ۱۲-۶ برای ستونهای میانی قاب زیر نیمرخ مناسب از نوع IPB معین کنید. شماره نیمرخ در هر یک یا دو طبقه تغییر دهید. فاصله قابها از یکدیگر 9 m است و ستونها فقط بار محوری تحمل می کنند. سایر اطلاعات: وزن مخصوص بتن 2400 kg/m^3 ، بار زنده پست بام 150 kg/m^2 ، شیب بندی 30 kg/m^2 ، بار زنده طبقات 400 kg/m^2 ، نیغه بندی در طبقات میانی 75 kg/m^2
- ۱۳-۶ مطلوبست طراحی ستونی جهت تحمل بار $P_u = 200 \text{ ton}$ ، در حالتی که $KL = 3.6 \text{ m}$ است و باید از یک IPB 20 و تقویت تسمه روی بالهای این نیمرخ استفاده کنیم.
- ۱۴-۶ چهار نبشی مطابق شکل ستونی به ارتفاع 9 m را تشکیل می دهند، این ستون در دو انتها مفصلی است. مطلوبست تعیین استحکام فشاری ستون. پستهای ستون از نوع چپ و راست ساده است و اتصال آنها یک پیچ $\frac{3}{4} \text{ in}$ در هر انتها می باشد. صفحات انتهایی ستون را نیز طراحی کنید نبشی ها از نوع $4L100 \times 10 \text{ mm}$ هستند.

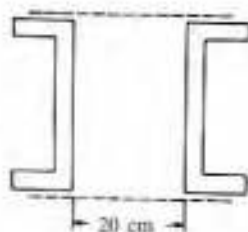


مسئله ۶-۱۲



مسئله ۶-۱۴

۱۵-۶. مطلوبیت انتخاب یک زوج ناودانی مطابق شکل برای تحمل بار $P_u = 200 \text{ ton}$. این قطعه دارای طول 7.2 m است. دو انتهای ستون مفصلی است. برای این ستون چپ و راست ساده با اتصال پیچی با قطر $\frac{3}{4} \text{ in}$ انتخاب کنید. فاصله بین چهار پایه اندازه 5 cm از پشت ناودانی فرض نمایند.



شکل ۶-۱۵

دنباله طراحی ستونها با فشار محوری

۷-۱ بحث دیگری در مورد طول مؤثر

در فصل ۵ بحثی در مورد طول مؤثر ستونها به عمل آمد و چند مقدار توصیه شده K نیز در جدول ۵-۱ داده شد. مقادیر ذکر شده برای ستونهایی صادق است که دارای شرایط انتهایی بخصوصی باشند که در عمل چنان شرایطی به سادگی وجود ندارد بلکه مقادیر ذکر شده در جدول برای طراحی اولیه ستونها و حالتی که از حرکت جانبی ستون جلوگیری شده است مناسب می باشد.

طول مؤثر یک ستون بستگی به مشخصات کلی سازه ای دارد که ستون جزئی از آن سازه است. در بسیاری از ساختمانها، دیوارهای بتانی تکیه گاه مناسبی برای جلوگیری از جابجایی جانبی ستونها به شمار می روند. بنحوی که می توان در آن ستونها مقدار $K = 1.0$ یا کمتر گرفت. ولی در اغلب سازه های مدرن مخصوصاً در ساختمانهای مرتفع، دیوارها شکل تیفه ای به خود گرفته اند که تکیه گاهی جانبی برای ستونها به حساب نمی آیند. در این گونه سازه ها مقدار K بیشتر از ۱ است مگر آنکه مهار جانبی مطمئنی به کار رفته باشد. اگر مهار جانبی در سازه وجود نداشته باشد مقاومت جانبی سازه تنها به کمک سختی خود قابل ممکن خواهد بود.

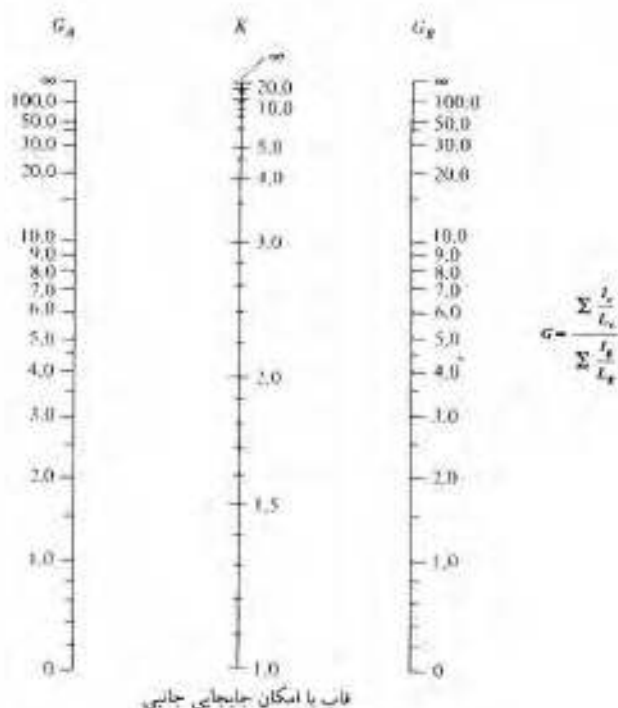
شاید ذکر نکاتی در مورد تغییر مکان جانبی مربوط به طول مؤثر ستونها در اینجا مفید باشد. در این مبحث غرض از تغییر مکان جانبی تغییر مکانی است که در کماتش قطعه دخالت دارد. این تغییر مکان نه تنها شامل تغییر مکان حاصل از تحلیل استاتیکی قابهای نامعین است (که در آنها تغییر مکان جانبی قابها تحت اثر بارهای جانبی و یا بارگذاری نامتقارن و یا تحت اثر سازه نامتقارن ممکن است) بلکه شامل ستونهایی نیز می گردد که اگر به بار بحرانی خود برسند انتهای آنها جابجا خواهد شد نیز می گردد.

به کمک روابط ریاضی می توان طول مؤثر ستون را در سازه های با امکان جابجایی معین کرد. ولی چنین روشی برای طراحان روش طولانی و مشکل است، روش متداول این است که با به کمک جدول

(۱-۵) و تجربه مهندسی طراحی مقدار طول مؤثر انتخاب شود و یا اینکه از جدول C-2.2 ضوابط LRFD (نمودار طول مؤثر ستونها در قابهای پیوسته) که در اینجا تحت شکل (۱-۷) نشان داده شده است، استفاده شود. از این نمودار زمانی استفاده می‌شود که استحکام جانی قاب تنها به کمک سختی قطعات قاب تأمین می‌شود. برای استفاده از آن باید مشخصات تیرها و ستونها قبل از استفاده از نمودار معین شده باشد و به عبارت دیگر باید ابتدا مشخصاتی برای اعضای قاب در نظر گرفته شود.

مؤسسه تحقیقاتی پایداری سازه‌ها توصیه‌های متعددی در مورد استفاده از این نمودارها دارد. یکی از این توصیه‌ها مربوط به تکیه گاههای ستونهاست که در شکل (۱-۷) نشان داده شده است. به عنوان مثال مقدار G (که نسبت مجموع سختی ستونهای منتهی به گره به مجموع سختی تیرهای منتهی به گره است) در تکیه گاه مفصلی ستون به صورت نظری بی‌نهایت است که عملاً مقدار آن را برابر با ۱۰ می‌گیرند. هرگاه تکیه گاه ستون صلب یا گیردار باشد مقدار نظری G به سمت صفر میل پیدا می‌کند که توصیه می‌شود مقدار آن را برابر با ۱/۱۰ بگیرند.

به منظور تصحیح مقدار G در نمودار فوق (SSRC) توصیه می‌کند که سختی تیرهایی که در انتهای



شکل ۱-۷ نمودار طول کمانشی در ستونهای قابهای پیوسته

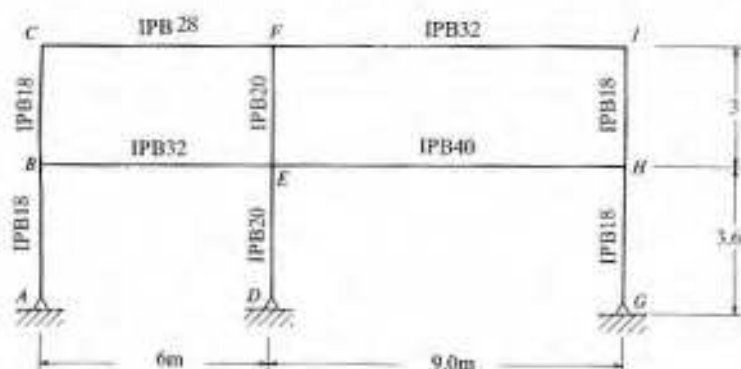
دیگر خود مفصلی هستند در اعداد اصلاحی ضرب شوند. مثلاً اگر امکان جابجایی جانبی برای انتهای ستون ممکن باشد و انتهای دیگر تیر مفصلی باشد سختی تیر در عدد $0/5$ ضرب خواهد شد.

طول کماتشی هر یک از ستونهای یک قاب مانند آنچه در مثال (۷-۱) ذکر شده است از طریق نمودار معین می‌گردد (هرگاه قاب یا امکان جابجایی باشد همواره مقدار طول مؤثر ستون بزرگتر از طول واقعی آن است و اگر قاب بدون امکان جابجایی باشد مقدار K همواره کمتر از $1/0$ خواهد بود) طراحی اولیه ابعاد اولیه هر یک از مقاطعات قاب را در مثال (۷-۱) معین کرده است و پس از تعیین طولهای مؤثر ستونها مقاطعات را می‌توان بار دیگر طراحی کرد و اگر ابعاد آنها به نحو قابل توجهی تغییر کند طول مؤثر جدیدی برای ستونها جستجو خواهد شد و طراحی ستونها بار دیگر تکرار خواهد شد.

مقادیر K_y و K_x باید به صورت مستقل از یکدیگر (در اغلب ساختمانها) تعیین گردد. زیرا امکان اینکه ساختمان در دو جهت عمود بر هم دارای شرایط و وضعیت متفاوت از یکدیگر باشد فراوان است. بسیاری از ساختمانها در یک جهت از قاب صلب تشکیل شده‌اند و در جهت دیگر توسط پادبند مهار شده‌اند و از طرف دیگر نقاط مهار جانبی قاب در دو صفحه می‌تواند در ترازهای مختلفی قرار داشته باشد.

مثال ۷-۱

مطلوبست تعیین طول مؤثر ستونها قاب نشان داده شده در شکل (۷-۲). از نمودار شکل (۷-۱) استفاده شود. مقاطع اولیه مقاطعات حاصل از طرح اولیه قاب در شکل معین شده است.



شکل ۷-۲

حل:

مقادیر سختی قطعات

قطعه	نیمرخ	I	L	I/L
AB	IPB18	3831cm ⁴	3.6m	10.6
BC	IPB18	3831	3.0	12.8
DE	IPB20	5696	3.6	15.8
EF	IPB20	5696	3.0	19.0
GH	IPB18	3831	3.6	10.6
HI	IPB18	3831	3.0	12.8
BE	IPB32	30820	6.0	51.4
CF	IPB28	19270	6.0	32.1
EH	IPB40	57680	9.0	64.1
FI	IPB32	30820	9.0	34.2

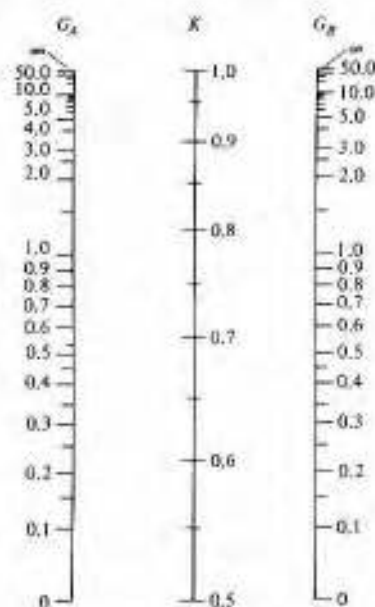
مقادیر G در هر گره

گره	$\Sigma(I_c/L_c)/\Sigma(I_g/L_g)$	G
A	انتهای مفصلی	10
B	$\frac{10.6 + 12.8}{51.4}$	0.46
C	$\frac{12.8}{32.1}$	0.4
D	انتهای مفصلی	10
E	$\frac{15.8 + 19.0}{51.4 + 64.1}$	0.3
F	$\frac{19}{32.1 + 34.2}$	0.29
G	انتهای مفصلی	10
H	$\frac{10.6 + 12.8}{64.1}$	0.37
I	$\frac{12.8}{34.2}$	0.37

مقادیر ضرایب K از طریق نمودار شکل ۷.۷

ستون	مقدار G در دو انتهای	K
AB	0.46	1.75
BC	0.4	1.15
DE	0.3	1.71
EF	0.29	1.1
GH	0.37	1.72
HI	0.37	1.11

کتاب راهنمای LRFD دو نمودار معرفی می‌کند، نمودار شکل (۷-۱) برای حالتی است که امکان جابجایی جانبی برای قاب ممکن باشد و نمودار شکل (۷-۳) برای حالتی است که امکان جابجایی ممکن نباشد. در حالت دوم مقدار K حداکثر برابر با ۱ خواهد بود. در این حالت نیز برای حالتی که انتهای دیگر تیر به تکیه گاه مفصلی یا گیردار ختم شود سختی تیر به ترتیب در اعداد ۱/۵ یا ۲/۰ ضرب خواهد شد.



جابجایی جانبی غیر ممکن است

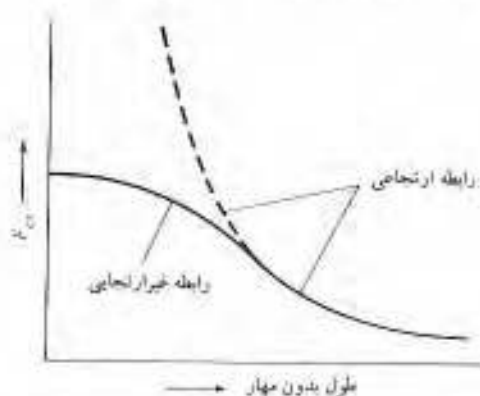
شکل ۷-۳ نمودار طول مؤثر ستونها در قابهای پیوسته

در نمودار شکل (۷-۱) حالتی که امکان جابجایی جانبی قاب ممکن است، مقدار $K \geq 1.0$ است در این حالت مقادیر متعارف K برابر با ۲/۰ و یا ۳/۰ است و حتی در شرایط استثنایی ممکن است بیشتر نیز باشد. البته از نظر برخی از طراحان این چنین مقداری غیر منطقی است. اگر در مواردی مقدار K بیشتر از مقادیر فوق باشد باید مقادیر استفاده شده در نمودار (یعنی مقادیر G) بار دیگر بررسی گردد. فرضیات به کار رفته در تهیه نمودارهای فوق در بندهای بعدی شرح داده می‌شود.

۲-۷ ضرایب تقلیل سختی

استخراج نمودارهای ضریب کماتشی براساس فرضیاتی تهیه شده است که بندرت در یک سازه واقعی می‌تواند تحقق یابد. لیست این فرضیات در کتاب راهنمای LRFD وجود دارد. برخی از این فرضیات به شرح زیر است: عملکرد ستونها کاملاً ارتجاعی است، کلیه ستونها همزمان کماتنه می‌کنند، سطح مقطع کلیه قطعات ثابت است و کلیه گره‌ها صلب است و نظیر آن.

اگر شرایط موجود سازه یا شرایط فوق متفاوت باشد مقدار به دست آمده K از طریق نمودارها، دست بالا بوده و طراحی سازه محافظه کارانه خواهد بود. از طرف دیگر اغلب ستونها در حوزه غیر ارتجاعی کماتنه می‌کنند در حالی که نمودار عملکرد ستونها را کاملاً ارتجاعی فرض می‌کند چنین وضعیتی که در فصل ۵ ذکر شد در شکل (۴-۷) نشان داده شده است. در چنین حالتی مقدار K بسیار محافظه کارانه است و باید مقدار آنرا به صورتی که در این فصل شرح داده می‌شود تصحیح کرد.



شکل ۴-۷

در حوزه ارتجاعی سختی ستون بستگی به EI دارد که در آن $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ است، در حوزه غیر ارتجاعی سختی ستون بستگی کامل به EI دارد که مقدار E در آن کمتر شده و برابر با ضریب مماسی tangent modulus است.

استحکام کماتشی ستونها در قابهای پیوسته بستگی به مقدار:

$$G = \frac{\text{سختی ستونها}}{\text{سختی تیرها}} = \frac{\sum(EI/L)}{\sum(EI/L)}$$

دارد.

اگر رفتار ستونها ارتجاعی باشد مقدار ضریب ارتجاعی از صورت و مخرج کسر G حذف می‌شود و

اگر رفتار ستون غیرارجاعی باشد (یا اینکه $\lambda < 1.5$ باشد) سختی ستون کمتر شده و برابر با E_T/I_L خواهد بود. در نتیجه مقدار G که از طریق آن ضرب کماتشی K معین می شود کمتر شده و مقدار K نیز تقلیل خواهد یافت.

اگرچه نمودارها برای عملکرد ارتجاعی ستونها تهیه شده اند، ضمناً از آنها می توان به شرط تصحیح مقدار G با ضرب کردن مقدار آن در ضریب تقلیل سختی $\text{stiffness reduction factor}$ برای عملکرد غیرارجاعی ستونها نیز استفاده کرد. مقدار ضریب تصحیح برابر با نسبت ضریب معناسی به ضریب ارتجاعی (E_T/E) است که تقریباً برابر با $(P_u/A)/F_{cr(\text{ارتجاعی})} = (P_u/A)/F_{cr(\text{غیرارجاعی})}$ است. مقادیر تصحیح لازم برای P_u/A مختلف در جدول (۷-۱) نشان داده شده است باید توجه شود که مقادیر درج شده در این جدول تنها برای نیمرخهای ساخته شده از فولاد نرمه معتبر است. روش برخورد با کماتش غیرارجاعی با گامهای زیر ممکن خواهد بود:

جدول ۷-۱ نسبت E_T/E (ضریب تقلیل) در فولاد نرمه

P_u/A	E_T/E	P_u/A	E_T/E	P_u/A	E_T/E
2333	0	1850	0.503	1350	0.863
2300	0.038	1800	0.543	1300	0.886
2250	0.096	1750	0.587	1250	0.912
2200	0.154	1700	0.629	1200	0.931
2150	0.203	1650	0.665	1150	0.950
2100	0.258	1600	0.703	1100	0.964
2050	0.311	1550	0.74	1050	0.978
2000	0.357	1500	0.775	1000	0.989
1950	0.407	1450	0.803	950	0.996
1900	0.456	1400	0.834	910	1.0

۱- مقدار P_u را معین کرده و نیمرخ برای ستون انتخاب کنید.

۲- مقدار P_u/A را محاسبه کرده و مقدار ضریب تقلیل را از جدول (۷-۱) معین کنید، اگر مقدار P_u/A کمتر از مقدار جدول باشد، عملکرد ستون ارتجاعی است و نیازی به تعیین ضریب تقلیل نیست.

۳- مقدار G_{elas} محاسبه شده و در ضریب تقلیل ضرب می شود و سپس مقدار K از نمودار معین می گردد.

۴- ضریب لاغری KL/r محاسبه شده و سپس $\phi_c F_{cr}$ معین می‌گردد و به این طریق مقدار P_u محاسبه می‌گردد و اگر این مقدار اختلاف فاحشی با مقدار P_u در گام (۱) داشته باشد تیسرخ دیگری برای ستون معین خواهد شد و بار دیگر محاسبه تکرار می‌شود.

در مثال (۲-۷) ستونی که عضو یک قاب با امکان جابجایی است با استفاده از روش گام به گام فوق طراحی شده است. باید دقت کرد که در این مثال تنها کمانش در صفحه قاب یعنی حول محور x مطرح می‌باشد و دیده می‌شود که به دلیل کمانش غیر ارتجاعی طول مؤثر تا چه اندازه تقلیل یافته است.

مثال ۲-۷

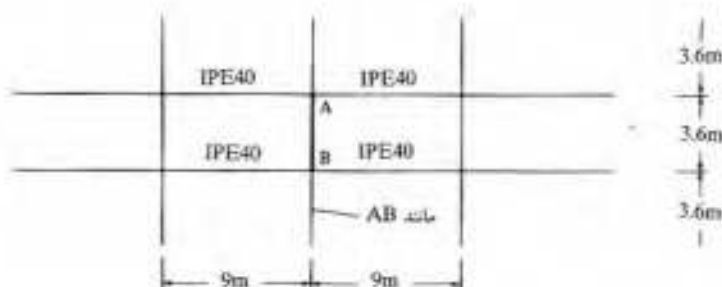
برای ستون AB تیسرخ از نوع IPB (شکل ۵-۷ الف) انتخاب کنید.

الف - کمانش ستون ارتجاعی در نظر گرفته شود،

ب - کمانش ستون غیر ارتجاعی در نظر گرفته شود.

$P_u = 200 \text{ ton}$ و نوع فولاد نرمه است. فرض می‌شود ستون بالا و پایین AB تقریباً همان

مقطع ستون AB را داشته باشد.



شکل ۵-۷

حل:

الف - اگر کمانش ستون ارتجاعی فرض شود.

IPB 26 $(A = 118.4, I_x = 14920 \text{ cm}^4, r_x = 11.2)$ انتخاب می‌شود،

$$G_A = G_B = \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_g / L_g)} = \frac{2 \left(\frac{14920}{360} \right)}{2 \left(\frac{23130}{900} \right)} = 1.61$$

$K = 1.5$ از شکل (۱-۷)

$$\frac{KL}{r} = 1.5 \frac{(360)}{11.2} = 48.2$$

$$\phi_c F_{cr} = 1767 \text{ bar(kg/cm}^2\text{)}$$

$$P_u = 118.4 \times 1767 = 209.2 \text{ ton OK.}$$

IPB 26 مناسب است.

ب- کماتش ستون غیر ارتجاعی است.

IPB 26 ($r_x = 11.2$, $I_x = 14920 \text{ cm}^6$, $A = 118.4 \text{ cm}^2$) بررسی می شود.

$$\frac{P_u}{A} = \frac{200000}{118.4} = 1689 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.637 = \text{ضریب تقلیل از جدول (۷-۱)}$$

و ستون در حیطه غیر ارتجاعی عمل می کند.

$$G_A = G_B = \frac{\Sigma(I_c/L_c)}{\Sigma(I_g/L_g)} \times (\text{ضریب تقلیل}) = 1.61 \times 0.637 = 1.03$$

$$K = 1.32$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.32 \times 360}{11.2} = 42.4$$

$$\phi_c F_{cr} = 1814 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 118.4 \times 1814 = 215 \text{ ton}$$

دیده می شود اگر این حالت سبب تقلیل نمره تیرخ به کار رفته نگردد باعث بالا رفتن باربری تیرخ خواهد شد.

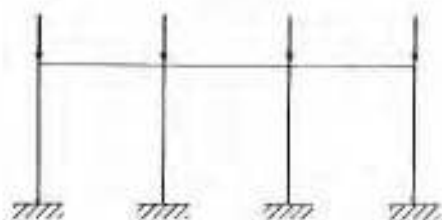
۳-۷ طراحی ستونهایی که به یکدیگر تکیه دارند

هرگاه طراحی قابی با امکان جابجایی جانبی مطرح است می توان با اطمینان کافی هر یک از ستونها را به تنهایی با امکان جابجایی فرض کرده و از نمودار مربوطه مقدار K را (که مطمئناً بیشتر از واحد خواهد بود) برای آن معین کرد، یک چنین عملکردی مطمئناً بسیار محافظه کارانه خواهد بود.

هرگز ستونی با امکان جابجایی قادر به کماتش نخواهد بود مگر اینکه کلیه ستونهای هم ردیف آن به وضعیت کماتش رسیده باشند و علی الاصول نمودار شکل (۷-۱) نیز با فرض کماتش همزمان کلیه ستونها انجام گرفته است اگر چنین فرضی صادق باشد ستونها نمی توانند یکدیگر را مهار کنند زیرا در لحظه کماتش همگی آماده کماتش خواهند بود.

اما گاهی بار بحرانی بعضی از ستونها بیشتر از سایر ستونها است. به عنوان مثال اگر در لحظه ای که ستونهای میانی در شکل ۷-۶ به بار بحرانی خود رسیده اند، هنوز ستونهای کناری به بار بحرانی خود نرسیده باشند کماتش قاب اتفاق نخواهد افتاد. در این حالت ستونهای میانی بر ستونهای کناری تکیه خواهند کرد و یا به عبارت دیگر ستونهای کناری ستونهای میانی را مهار خواهند نمود. در این حالت در ستونهای کناری

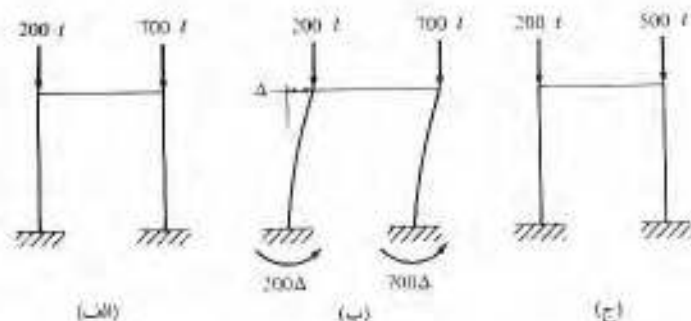
که از تمایل به حرکت جانبی قاب جلوگیری می‌نمایند مقاومت برشی بوجود می‌آید. در شرایط عملی مخصوصاً زمانی که ستونهای یک طبقه برای حالات بارگذاری مختلفی طراحی می‌شوند، برخی از ستونها با ظرفیت کماتشی بسیار بالاتر از سایرین طراحی می‌گردند. در این حالات گسیختگی قاب زمانی اتفاق می‌افتد که بارهای ثقلی به اندازه‌ای افزایش یابند که بر استحکام اضافی ستونهای کم بار شده غلبه پیدا کنند. در شکل (۷-۶) بار بحرانی ستونهای میانی افزایش یافته و با طول کماتشی آنها تقلیل می‌یابد و به عبارت دیگر ستونهای بیرونی سبب مهارشدن ستونهای درونی شده و ضریب K ستونهای درونی به عدد $1/0$ نزدیک خواهد شد. یورا (Yura) عقیده دارد که ضریب کماتشی برخی از ستونها در یک چنین حالتی می‌تواند به عدد $1/0$ تقلیل یابد هر چند در چنین حالتی ظاهراً مهار وجود ندارد. خلاصه مطلب فوق چنین است که کل بار ثقلی مؤثر بر یک قاب را که سبب کماتش آن می‌شود می‌توان بین تک تک ستونها به نوعی تقسیم نمود که بار حداکثر مؤثر بر یک ستون بیشتر از باری که آن را به صورت مهار شده یعنی با $K = 1$ به کماتش می‌رساند نباشد.



شکل ۷-۶

برای توضیح این بحث شکل (۷-۷ الف) را که یک قاب با امکان جابجایی است در نظر بگیرید. فرض می‌شود که برای هر دو ستون $K = 2.0$ باشد و ستونها تحت اثر بارهای نشان داده شده کماتش نمایند. در لحظه کماتش قاب مطابق شکل (۷-۷ ب) به یک سمت تمایل پیدا کرده و لنگر $PA\Delta$ به ترتیب برابر با 200Δ و 700Δ به وجود خواهد آمد.

فرض کنید که این بار ستون سمت راست را با 500Δ و ستون سمت چپ را با 200Δ بار کنیم (ستون سمت راست 200Δ کمتر از حالت اول). می‌دانیم که در این حالت (شکل ۷-۷ ج) تا زمانی که لنگر 700Δ در پی ستون سمت راست به وجود نیاید امکان کماتش با جابجایی جانبی برای ستونها نخواهد بود. زیرا ستون سمت راست می‌تواند لنگری اضافی برابر با 200Δ تحمل کند. یورا (Yura) بیان می‌کند که ستون سمت راست به دلیل دارا بودن استحکام اضافی می‌تواند سبب مهارشدن ستون سمت چپ شده و از جابجایی جانبی آن جلوگیری کند.



شکل ۷-۷

واضح است که ستون سمت چپ در این حالت بدون امکان جابجایی است و لذا باید برای مقدار ضریب K کوچکتر از ۲ طراحی شود و قادر است که ۲۰۰ t اضافه نیز که جمعاً سبب ۴۰۰ t بار می شود را تحمل کند. (این بار نباید پیشتر از بار کماتشی در حالت $K = 1$ باشد)، دیده می شود که در این حالت بار نهایی قاب برابر با ۹۰۰ t و یا برابر با بار نشان داده شده در شکل (۷-۷ الف) است.

مزایای عملکرد فوق الذکر قاب در مثال (۷-۳) تشریح شده است. در این مثال فرض شده است که ستونهای میانی به کمک ستونهای بیرونی در برابر جابجایی جانبی مهار شده اند. ستونهای درونی دارای ضریب K برابر با ۱/۰ خواهند بود. این ستونها برای بار ضریب داری برابر با ۲۱۰ t طراحی شده اند. سپس مقدار K برای ستونهای بیرونی به صورت با امکان جابجایی از طریق شکل (۷-۱) معین می گردد به نوعی که هر یک بتواند باری برابر با $140 + 210 = 350$ را تحمل کند.

مثال ۷-۳

در شکل (۷-۸) که یک قاب از فولاد سرنمه را نشان می دهد، ستونهای بیرونی به تیرها به صورت صلب متصل شده اند و لی سایر اتصالات ساده است. در صفحه عمود بر کاغذ ستونها در بالا و پایین مهار جانبی دارند و لذا در آن صفحه $K = 1$ است. امکان جابجایی جانبی در صفحه قاب ممکن است. طراحی ستونهای میانی با $K = 1$ و ستونهای کناری با مقدار K از نمودار و $P_u = 350$ انجام شده است. (در این حالت، ستونهای میانی به دلیل ناپایداری شدن تحت جابجایی جانبی قادر به تحمل باری نخواهند بود).

حل:

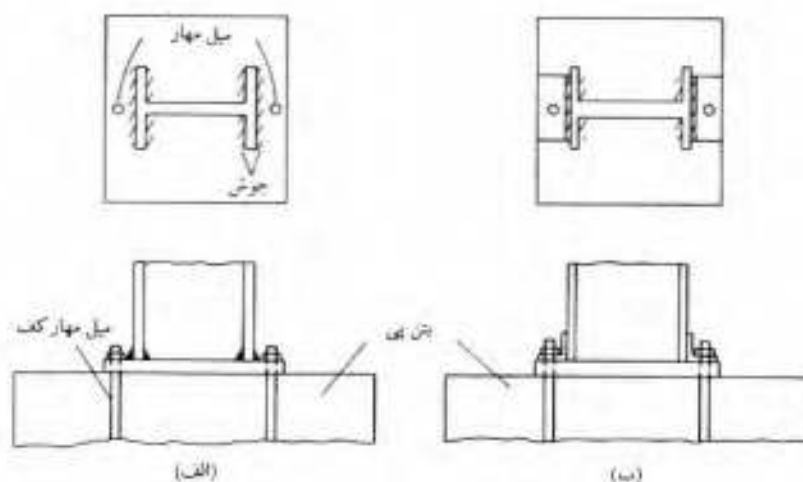
طراحی ستونهای میانی: فرض می شود $K = 1$ و

$$KL = 1 \times 450 = 450 \text{ cm}, \quad P_u = 210 \text{ ton.}$$

IPB 28 به کار برده شود.

نسبتاً وسیعی روی پی توزیع می‌شوند (باید توجه شود که پی نیز به شکلی مشابه بار را روی خاک بتنوعی توزیع می‌کند که تنش در خاک زیر پی از حد لازم تجاوز نکند).

کف ستون را می‌توان مستقیماً به ستون جوش کرد و یا به کمک نبشی و یا صفحه تقویتی جوش شده و یا پیچ شده به پایین ستون متصل نمود. در شکل (۷-۹) برخی از انواع اتصالات ستون به کف ستون نشان داده شده است. کف ستونی که مستقیماً به ستون جوش شده است در شکل (۷-۹ الف) نشان داده شده است. در ستونهای کوچک معمولاً این نوع کف ستونها را در کارخانه به ستون جوش کرده و به کارگاه حمل می‌کنند ولی در ستونهای بزرگتر کف ستونها و ستونها جداگانه به محل منتقل شده و در تراز لازم اجرا می‌شوند و سپس به کمک میل مهارها anchor bolts که از نبشی‌های اتصال و کف ستون می‌گیرند، ستون به پی متصل می‌شود باید اضافه کرد که اجرای نبشی‌های اتصال در کارخانه انجام می‌گیرد چنین اجرایی در شکل (۷-۹ ب) نشان داده شده است. برخی از طراحان ترجیح می‌دهند نبشی‌های اتصال (lug angles) را روی بالها و جان ستون توأماً به کار گیرند.



شکل ۷-۹ کف ستونها

عرض و طول کف ستونها معمولاً مضرب زوجی از سانتیمتر و ضخامت آن مضرب زوجی از میلیمتر گرفته می‌شود. برای اطمینان از توزیع یکنواخت بار ستون در کف ستون باید از اتصال محکم ستون و کف ستون مطمئن بود. به این منظور صفحات با ضخامت بیشتر از ۵ cm تا ۱۰ cm را باید توسط غلتک زدن و یا پرس صاف کنیم. و صفحات ضخیمتر از ۱۰ cm را باید در هر دو روی آن غلتک زد مگر اینکه اولاً سطح زیرین کف ستون با تدریج ملات سیمان تعامس کامل یا پی پیدا کند. در این صورت سطح زیرین کف ستون نیاز

به غلتک زدن و صاف نمودن ندارد و ثانیاً اگر تماس نیمرخ ستون با کف ستون به کمک جوش یا نفوذ کامل انجام گیرد در این صورت نیز غلتک زدن و صاف نمودن سطح فوقانی کف ستون نیازی نخواهد داشت. در اینجا روش طراحی کف ستون بر طبق کتاب راهنمای LRFD بیان می‌شود. برای طراحی کف ستون در شکل (۷-۱۰) فرض می‌شود که بار وارده کل به کف ستون P_u باشد که این بار از طریق کف ستون به پی فشاری برابر با P_u/A وارد می‌کند که در آن A سطح کف ستون است. عکس العمل پی روی کف ستون فشاری برابر با P_u/A خواهد بود که این فشار سبب خمیده شدن لبه‌های بیرونی کف ستون مطابق شکل خواهد شد. همچنین این فشار تمایل به بالا راندن سطح کف ستون واقع در بین بالهای ستون خواهد داشت.

کتاب راهنمای LRFD اعضاد دارد که بیشترین تنش در کف ستون مطابق شکل (۷-۱۰) در فواصل تقریبی b_f و $0.95d$ اتفاق می‌افتد.

لنگر حداکثر در فواصل فوق معین شده و ضخامت صفحه بر طبق آن معین می‌گردد. روش فوق تنها به صورت تقریبی ضخامت صفحه را معین می‌کند، زیرا وضعیت واقعی تنش در صفحه ترکیبی از خمش در دو جهت خواهد بود.

سطح کف ستون: استحکام طراحی بتن در حوزه تحمل کف ستون (زیر کف ستون) حداقل باید برابر با بار وارده باشد. اگر کف ستون کل سطح فوقانی پی را بپوشاند، استحکام بتن برابر با حاصل ضرب ϕ_c (که برابر با ۰/۶ برای بتن فوق خواهد بود) در استحکام اسمی nominal strength A_1 بتن $0.85f'_c$ می‌باشد (که f'_c استحکام فشاری ۲۸ روزه بتن بر حسب $\text{bar}(\text{kg}/\text{cm}^2)$ و A_1 سطح کف ستون است).

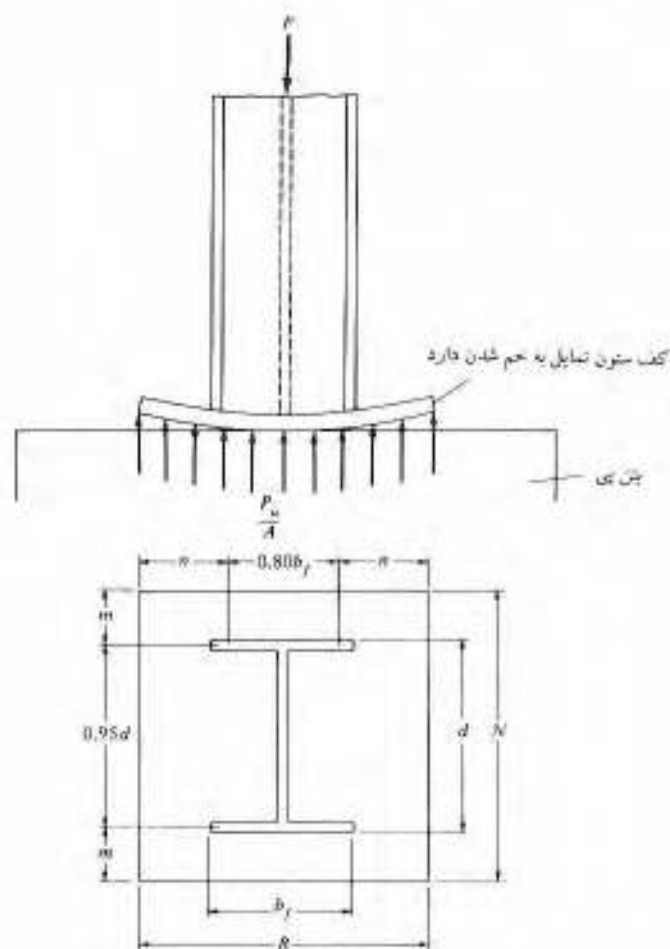
$$P_u = \phi_c (0.85 f'_c A_1)$$

اگر سطح کف ستون کل سطح فوقانی پی را نپوشاند بیرون زدگی بتن از کف ستون سبب بالا رفتن قدرت پایداری بتن شده و استحکام اسمی بتن براساس رابطه زیر که در آن A_2 سطح حداکثر تحمل کننده بار در بتن و به صورت هندسی برابر با سطح فوقانی پی خواهد بود معین می‌گردد.

$$P_u = \phi_c (0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi_c 1.7 f'_c A_1$$

ضخامت کف ستون: با مراجعه به شکل (۷-۱۰) اگر در هر یک از جهات با فرض اینکه صفحه در آن جهت به صورت طره‌ای با بعد m یا n عمل کند لنگرگیری کنیم، لنگرها به صورت زیر معین خواهد شد.

$$\frac{P_u}{A_1} (m)(B) \frac{m}{2} \quad \text{یا} \quad \frac{P_u}{A_1} (n)(A) \frac{n}{2}$$



شکل ۷-۱۰

دیده می شود که اگر بتوانیم دو مقدار m و n را برابر بگیریم مقدار دو لنگر مساوی شده و ضخامت صفحه به حداقل خواهد رسید و چنین حالتی زمانی مقدور خواهد بود که

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta$$

و

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.8b_f), \quad B = \frac{A_1}{N}$$

باشد.

بزرگترین لنگر فوق به عنوان لنگر خمشی تعیین کننده ضخامت t_p کف ستون انتخاب خواهد شد.

استحکام خمشی طراحی $(\phi_c F_y Z)$ در فصول ۸ و ۹ آورده شده است، مقدار t_p به صورت زیر معین می‌شود.

$$t_p = m \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y B N}}$$

$$t_p = n \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y B N}}$$

از روابط زیر سطح حداقل کف ستون معین می‌شود.

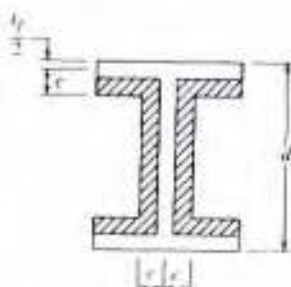
حداقل سطح کف ستون براساس حداکثر استحکام بتن خواهد شد:

$$A_1 = \frac{1}{A_2} \left[\frac{P_u}{0.6(0.85f'_c)} \right]^2 \quad \text{یا} \quad A_1 = \frac{P_u}{0.6(1.70f'_c)}$$

از طرف دیگر A_1 نباید کمتر از حاصل ضرب عمق ستون در عرض آن باشد و یا:

$$A_1 \geq b_f d$$

اگر ستون دارای بار کمی باشد، فرض می‌شود که بار در سطح هاشور خورده شکل (۷-۱۱) توزیع می‌شود. ضخامت کف ستون در این حالت با فرض اینکه سطح تحمل‌کننده بار سطح H شکل است و با لنگرگیری از کف ستون با فرض اینکه به بال و جان ستون گیردار شده است تعیین می‌گردد. طول طره با c معین می‌شود که در شکل (۷-۱۱) نشان داده شده است و مقدار آن از وسط ضخامت بال یا جان تعیین می‌شود.



شکل ۷-۱۱

کتاب راهنمای LRFD بار تحمل شده از بار کل P_u توسط سطح محاط شده توسط ستون $(b_f d)$ را نامیده و به صورت زیر تعیین می‌کند.

$$P_0 = \left(\frac{P_u}{BN} \right) (b_f d)$$

سطح H شکل با تقسیم P_0 بر فشار مجاز به صورت زیر معین می شود

$$A_H = \frac{P_0}{0.6 \times 0.85 \sqrt{A_2/b_f d f_c'}} \leq \frac{P_0}{0.6(1.70 f_c')}$$

با استفاده از ابعاد سطح H شکل، مقدار c بر حسب A_H به صورت زیر معین می شود:

$$c = \frac{1}{4} \left[d + b_f - t_f - \sqrt{(d + b_f - t_f)^2 - 4(A_H - t_f b_f)} \right]$$

در نهایت ضخامت کف ستون در این حالت با لنگرگیری از فشار وارده بر طره ای با طول c و با مساوی

قرار دادن آن با استحکام خمشی کف ستون با ضخامت t معین می شود. در نتیجه خواهیم داشت:

$$t_p = c \sqrt{\frac{2P_0}{0.9 F_y A_H}}$$

ضخامت کف ستون بیشترین مقدار از سه مقدار زیر خواهد بود:

$$t_p = m \sqrt{\frac{2P_u}{0.9 F_y BN}} \quad t_p = n \sqrt{\frac{2P_u}{0.9 F_y BN}} \quad t_p = c \sqrt{\frac{2P_0}{0.9 F_y A_H}}$$

در مثال زیر کف ستونی با استفاده از روابط فوق بررسی شده و مقادیر A_1 و t_p معین می شود.

مثال ۴-۷

مطلوبست طراحی یک کف ستون برای ستونی از شلیرخ IPB 30، بار مرده این ستون

60ton و بار زنده آن 80 ton است. استحکام فشاری ۲۸ روزه بتن پی 210 kg/cm^2 است. ابعاد

پی را برابر با $270 \times 270 \text{ cm}$ در نظر بگیرید ($A_2 = 2.70 \times 2.70 = 7.29 \text{ m}^2$)

حل:

$$P_u = 1.2(60) + 1.6(80) = 200 \text{ ton}$$

۱- سطح کف ستون

$$A_1 = \frac{1}{A_2} \left(\frac{P_u}{0.6 \times 0.85 f_c'} \right)^2 = \frac{1}{72900} \left(\frac{200 \times 10^3}{0.6 \times 0.85 \times 210} \right)^2 = 47.8 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{P_u}{0.6 \times 1.7 f_t} = \frac{200 \times 10^3}{0.6 \times 1.7 \times 210} = 934 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = db_f = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$\text{لذا: } A_1 \geq 934 \text{ cm}^2$$

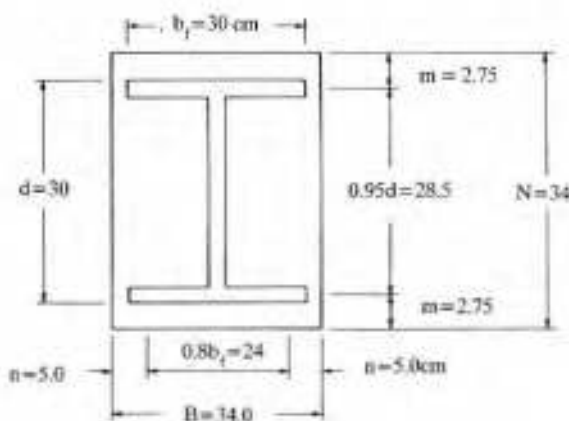
۲- طول و عرض کف ستون

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.80b_f) = 0.5(0.95 \times 30 - 0.8 \times 30) = 2.25 \text{ cm}$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{934} + 2.25 = 32.8 \text{ cm} \quad N = 34 \text{ cm}$$

$$B = \frac{A_1}{N} = \frac{934}{34} = 27.5 \quad B = 34 \text{ cm}$$

۳- رسم کف ستون



شکل ۷-۱۴

۴- محاسبه P_0 ، باری که توسط سطح محاط شدن توسط ستون تحمل می‌شود

$$P_0 = \frac{P_u}{B \times N} b_f d = \frac{200}{34 \times 34} (30)(30) = 155.7 \text{ ton}$$

۵- مقدار سطح H شکل

$$A_H = \frac{P_0}{0.6 \times 0.85 \sqrt{A_g / b_f d} \times f_c'} \leq \frac{P_0}{0.6 \times 1.7 f_c'}$$

$$A_H = \frac{155.7}{0.6 \times 0.85 \sqrt{72900 / (30 \times 30)} \times 0.21} = 161.5 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \frac{155.7}{0.6 \times 1.7 \times 0.21} = 726.9 \text{ cm}^2$$

۶- طول طره c

$$c = \frac{(d + b_f - t_f) - \sqrt{(d + b_f - t_f)^2 - 4(A_H - t_f b_f)}}{4}$$

$$c = \frac{(30 + 30 - 1.9) - \sqrt{(30 + 30 - 1.9)^2 - 4(161.5 - 1.9 \times 30)}}{4} = 0.93 \text{ cm}$$

۷- ضخامت کف ستون

$$t_p = n \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y B N}} = 5.0 \sqrt{\frac{2 \times 200000}{0.9 \times 2333 \times 30 \times 30}} = 2.3 \text{ cm}$$

$$t_p = c \sqrt{\frac{2P_0}{0.9F_y A_H}} = 0.93 \sqrt{\frac{2 \times 155700}{0.9 \times 2333 \times 161.5}} = 0.89 \text{ cm}$$

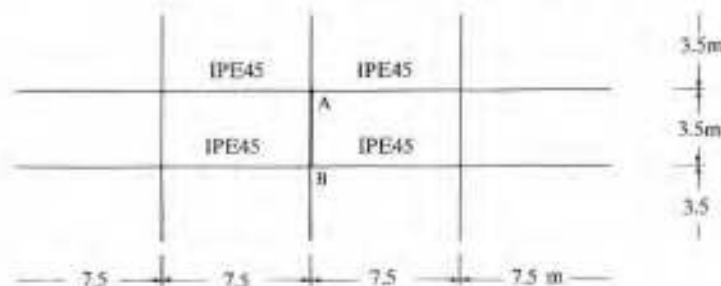
$$PL = 300 \times 300 \times 24$$

مسائل

۱-۷ مطلوبست تعیین یک نیمرخ IPB برای ستون AB در شکل، زیر $P_u = 250 \text{ ton}$ است. فرض می شود ستونهای بالا و پایین AB تقریباً هم اندازه AB باشند. عملکرد ستون را تنها در صفحه قاب بررسی کنید.

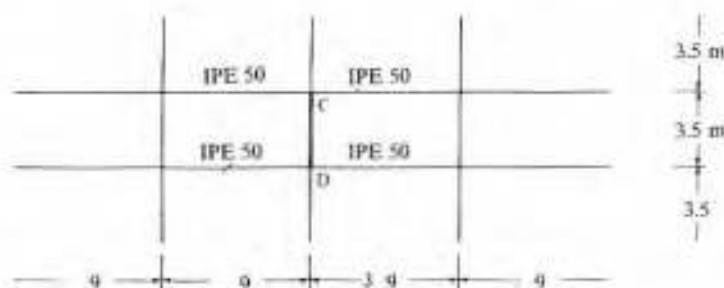
الف - فرض شود که عملکرد ستون ارتجاعی است.

ب - فرض شود عملکرد ستون غیر ارتجاعی است.



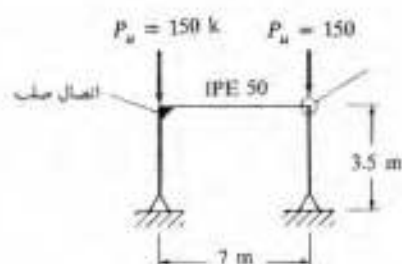
مسأله ۱-۷

۲-۷ مطلوبست تعیین یک نیمرخ IPB برای ستون CD در شکل مربوطه، نوع فولاد ترمه، $P_u = 200 \text{ ton}$ می باشد. فرض می شود ستونهای بالا و پایین CD هم اندازه ستون CD باشند. تنها عملکرد ستون در صفحه قاب مدنظر می باشد. الف - فرض می شود که عملکرد ستون تنها ارتجاعی است. ب - عملکرد ستون را با امکان غیر ارتجاعی بودن بررسی کنید.



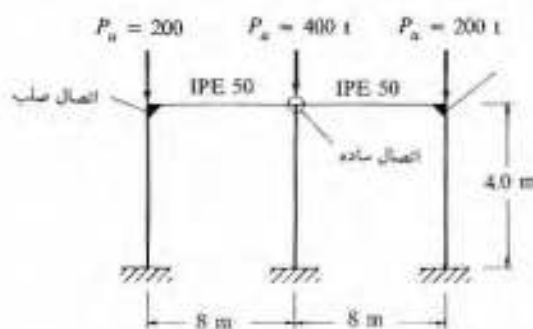
مسئله ۲-۷

۳-۷ مطلوب‌ست طراحی یک IPB برای قاب در شکل مربوطه. عملکرد ستون غیرارتجاعی است و ضریب کماتش K در صفحه عمود بر کاغذ برابر یا واحد است. در صفحه قاب امکان جابجایی ستون ممکن است. مقدار K را برای ستون سمت راست برابر $K = 1$ بگیرید ولی مقدار K را برای ستون سمت چپ براساس نمودار و بار $P_u = 300 \text{ ton}$ معین کنید. اتصال تیر به ستون سمت راست صلب ولی اتصال آن به ستون سمت راست مفصلی است.



مسئله ۳-۷

۴-۷ ستونهای نشان داده شده در شکل مربوطه در صفحه عمود بر قاب دارای مهار جانبی بوده لذا برای آنها $K = 1.0$ است. در صفحه قاب امکان جابجایی جانبی ستونها ممکن است، ستون میانی را با $K = 1.0$ و ستونهای کناری را با K مربوط به نمودار خود و بار $P_u = 400 \text{ ton}$ طراحی کنید. نوع فولاد نرمة است.



مسئله ۴-۷

مقدمه‌ای بر تیرها

۸-۱ انواع تیرها

معمولاً به قطعاتی که تحت اثر بارهای جانبی هستند تیر می‌گویند. انتظار این است که تیرها به شکل افقی قرار داشته و بارهای ثقلی را تحمل کنند ولی حالات استثنایی فراوانی نیز وجود دارد. تیرها انواع مختلفی دارند که از آن جمله تیرهای فرعی joist، تکی درگاهها lintel، تیرهای اصلی spandrel، تیرهای طولی stringer و تیرهای کف floor beams را می‌توان نام برد. تیرهای فرعی به تیرهایی گفته می‌شود که با فاصله کم از یکدیگر بار کفها یا سقفهای ساختمانها را تحمل می‌کنند، تیرهای تکی درگاه در قسمت باز شو دیوارها قرار گرفته و بار روی در و یا پنجره را تحمل می‌نمایند. تیرهای اصلی بار دیوارهای خارجی، بخشی از بار کف و یا ورودی ساختمان را تحمل می‌کنند. تیرهای طولی در پلها به موازات طول پل قرار داشته و بار عبورگاه پل را تحمل کرده که عمود بر این تیرها، تیرهای کف قرار دارند که بار عبورگاه را از تیرهای طولی به شاه تیرهای پل یا خرپاها منتقل می‌نمایند. شاه تیر girder در پلها به تیری گفته می‌شود که تیرهای دیگر به آن بار منتقل کنند و علی‌الاصول تیری با مقطع I شکل و ارتفاع بالا است. انواع تیرها در مباحث بعدی ذکر خواهد شد.

۸-۲ مقاطع متعارف در تیرها

از مقاطع I شکل مخصوصاً لیرخهای IPE و INP در تیرها استفاده می‌شود و ناودانی و یا بال پهن مصرف کمتری دارد. از تیرمخ ناودانی گاهی در تیرهایی که بار سبکی تحمل می‌کنند نظیر لایه‌ها purlin و یا زمانی که بال تیر باید کم عرض باشد استفاده می‌شود. معمولاً ناودانی‌ها استحکام کمی در برابر بارهای عمود بر جان خود دارند و نیاز است که از میل مهار sag rod جهت پایداری آنها استفاده شود (به فصل ۴

مراجعه شود). در تیرهای IPE به دلیل زیاد بودن جرم در بالهای تیر، لنگر لختی تیر مخ قابل ملاحظه است و لذا نسبت به سایر تیرها دارای راندمان مقاومتی (برابر $\frac{\text{اساس مقطع}}{\text{وزن واحد طول}}$) بیشتری می‌باشد. تیرهای INP نوع قدیمی تیر مخی است که برای تیرها نورد شده است و لذا در برابر تیر مخ IPE اقتصادی نخواهد بود. و امروزه مصرف آن نسبت به IPE کاملاً محدود شده است. از این تیرها بهتر است زمانی که عرض کم بال مطلوب باشد و یا نیروی برشی بالایی وجود داشته باشد و یا نیاز به ضخامت زیاد بال در مجاورت جان می‌باشد استفاده شود. (نظیر زمانی که لنگر جانبی حاصل از ریل جرأتقال نیاز به ضخامت بالایی در محل اتصال بال به جان دارد).

نوع دیگری از تیرها، تیرهای لانه زنبوری و تیرهای ساخته شده از میلگرد هستند که این گونه تیرها در فصل ۱۶ بحث شده‌اند. این گونه تیرها که برای پوشش سقفها و کفها به کار می‌روند، عملاً تیرهای کارخانه‌سازی هستند که شکل خربایی با دو بال chord موازی دارند. از این گونه تیرها معمولاً زمانی که دهانه تیر بالا بوده و بار وارده کم باشد استفاده می‌شود.

۸-۳ تنشهای خمشی

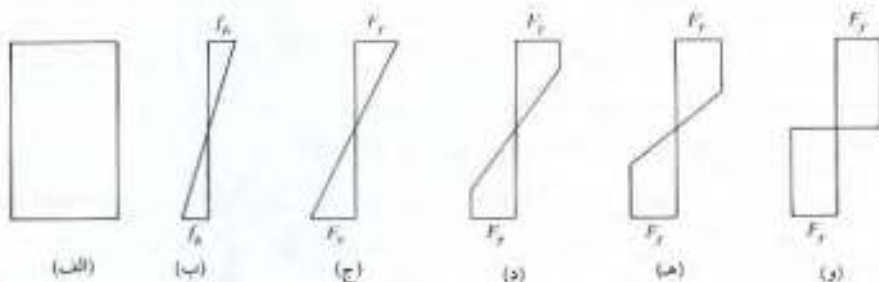
در ابتدا موضوع تنش خمشی را در تیری با مقطع مستطیلی نظیر آنچه در شکل (۸-۱) نشان داده شده است مورد بحث قرار می‌دهیم (در مقدمه فرض می‌شود که بال فشاری تیر دارای مهارهای جانبی کامل است. مهارهای جانبی تیرها را در فصل ۹ مورد بحث قرار خواهیم داد). اگر تیر تحت اثر لنگر خمشی قرار گیرد، مقدار تنش در تیر بر اساس رابطه متعارف خمشی $f_b = Mc/I$ محاسبه می‌شود. باید یاد آورد شد که رابطه فوق تنها زمانی صادق است که حداکثر تنش در تیر در حوزه ارتجاعی قرار داشته باشد. این رابطه بر اساس فرضیات اساسی تئوری ارتجاعی که شامل موارد زیر است استخراج شده است: نسبت تنش به کرنش ثابت است، هر مقطع سطح بعد از خمش نیز مسطح باقی می‌ماند و نظیر آن. نسبت I/c برای هر مقطعی ثابت بوده و اساس مقطع section modulus (S) خوانده می‌شود. لذا رابطه خمشی را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$f_b = \frac{M}{S}$$

در این رابطه $S = I/c$ ، اساس مقطع می‌باشد.

هرگاه تیر تحت لنگر خمشی قرار گیرد، تنش در تیر به صورت خطی از محور خنثی تا تار خارجی مقطع تغییر می‌کند. این حالت در شکل (۸-۱ ب) نشان داده شده است. این حالت تغییر تنش تا زمانی که تار خارجی به تنش تسلیم برسد (شکل ۸-۱ ج) برقرار خواهد بود. لنگر تسلیم yield moment به لنگری اطلاق می‌شود که تار خارجی مقطع را به تنش تسلیم برساند.

اگر تیری از فولاد نرمه تحت اثر لنگری بیشتر از لنگر تسلیم قرار گیرد، تارهای خارجی تیر که قبلاً به تنش



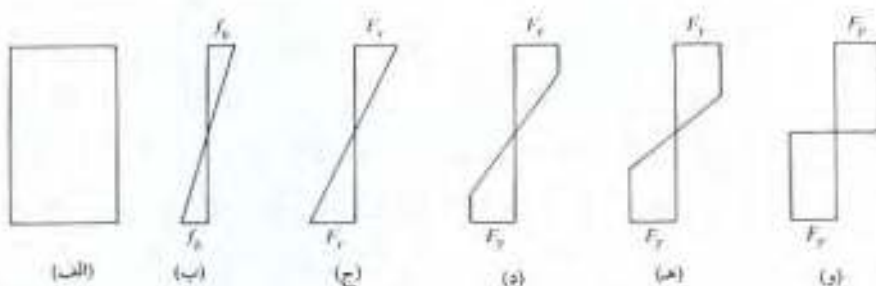
شکل ۱-۸

تسلیم رسیده‌اند در همان تنش باقی‌مانده ولی از دیاد طول پیدا خواهند کرد و تأمین لنگر اضافی مقاوم به نوبت به عهده تارهای دیگر مقطع خواهد بود. با افزایش لنگر تارهای بیشتری از مقطع جاری خواهند شد (شکل‌های ۱-۸ د و ۱-۸ ه) تا اینکه در نهایت کل مقطع جاری گردد (شکل ۱-۸ و). در این زمان گفته می‌شود که مفصل خمیری plastic hinge در تیر ایجاد شده است زیرا دیگر تیر قادر به تحمل لنگر اضافی نخواهد بود. در این حالت تیر تحت کوچکترین لنگر اضافی در مقطع مفصل خمیری دوران خواهد کرد.

۴-۸ مفصل خمیری

در این بند به شرح تشکیل مفصل خمیری در تیر ساده شکل (۲-۸) می‌پردازیم. بار به وسط تیر اثر می‌کند اگر مقدار این بار بتدریج افزایش یابد زمانی می‌رسد که لنگر خمشی به لنگر تسلیم می‌رسد و تنش خارجی مقطع تیر به تنش تسلیم خواهد رسید. هر قدر مقدار بار افزایش یابد، حوزه خمیری شدن مقطع تیر نیز افزایش خواهد یافت. خمیری شدن تیر به مقاطع دیگری بجز مقطع لنگر حداکثر مطابق شکل گسترش می‌یابد و طول ناحیه جاری شده مقطع بستگی به وضعیت بارگذاری و شکل نیمرخ دارد. اگر بار وارده متناظر بوده و شکل مقطع نیز مستطیلی شکل باشد، طول قسمت خمیری شده تیر به یک سوم دهانه تیر می‌رسد و اگر نیمرخ تیر IPE باشد طول قسمت خمیری شده تیر حدوداً $\frac{1}{8}$ دهانه تیر خواهد بود. در طی افزایش بار تارهای داخلی نیز در مقطع لنگر حداکثر بتدریج جاری می‌شوند تا زمانی که کل ارتفاع نیمرخ در آن مقطع جاری شده و مفصل خمیری مطابق شکل (۲-۸) ایجاد شود.

گرچه اثر مفصل خمیری در طولی از دهانه تیر گسترش می‌یابد ولی فرض می‌شود که این مفصل فقط در یک مقطع از تیر وجود داشته باشد. در محاسبه تغییر مکانها و طراحی مهارها طول ناحیه خمیری شده تیر بسیار مهم خواهد بود. زمانی که تیری را تا حد خرابی بار می‌کنند، نقاط تمرکز دور آنها (محل مفصل خمیری) برای هر ناظری قبل از خرابی تیر کاملاً مشهود می‌شود.



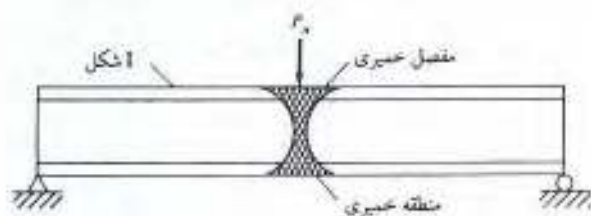
شکل ۸-۱

تسلیم رسیده‌اند در همان تنش باقی مانده ولی از دیاد طول پیدا خواهند کرد و تأمین لنگر اضافی مقاوم به نوبت به عهده تارهای دیگر مقطع خواهد بود. با افزایش لنگر تارهای بیشتری از مقطع جاری خواهند شد (شکلهای ۸-۱ و ۸-۲) تا اینکه در نهایت کل مقطع جاری گردد (شکل ۸-۳). در این زمان گفته می‌شود که مفصل خمیری plastic hinge در تیر ایجاد شده‌است زیرا دیگر تیر قادر به تحمل لنگر اضافی نخواهد بود. در این حالت تیر تحت کوچکترین لنگر اضافی در مقطع مفصل خمیری دوران خواهد کرد.

۴-۸ مفصل خمیری

در این بند به شرح تشکیل مفصل خمیری در تیر ساده شکل (۸-۲) می‌پردازیم. بار به وسط تیر اثر می‌کند اگر مقدار این بار بتدریج افزایش یابد زمانی می‌رسد که لنگر خمشی به لنگر تسلیم می‌رسد و تنش خارجی مقطع تیر به تنش تسلیم خواهد رسید. هر قدر مقدار بار افزایش یابد، حوزه خمیری شدن مقطع تیر نیز افزایش خواهد یافت. خمیری شدن تیر به مقاطع دیگری بجز مقطع لنگر حداکثر مطابق شکل گسترش می‌یابد و طول ناحیه جاری شده مقطع بستگی به وضعیت بارگذاری و شکل نیمرخ دارد. اگر بار وارده متشککله باشد و شکل مقطع نیز مستطیلی باشد، طول قسمت خمیری شده تیر به یک سوم دهانه تیر می‌رسد و اگر نیمرخ تیر IPE باشد طول قسمت خمیری شده تیر حدوداً $\frac{1}{8}$ دهانه تیر خواهد بود. در طی افزایش بار تارهای داخلی نیز در مقطع لنگر حداکثر بتدریج جاری می‌شوند تا زمانی که کل ارتفاع نیمرخ در آن مقطع جاری شده و مفصل خمیری مطابق شکل (۸-۲) ایجاد شود.

گرچه اثر مفصل خمیری در طولی از دهانه تیر گسترش می‌یابد ولی فرض می‌شود که این مفصل فقط در یک مقطع از تیر وجود داشته باشد. در محاسبه تغییر مکانها و طراحی مهارها طول ناحیه خمیری شده تیر بسیار مهم خواهد بود. زمانی که تیری را تا حد خرابی بار می‌کنند، نقاط تمرکز دور آنها (محل مفصل خمیری) برای هر ناظری قبل از خرابی تیر کاملاً مشهود می‌شود.



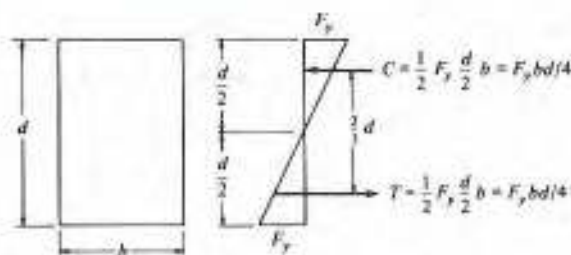
شکل ۸-۲

۸-۵ طرح ارتجاعی

تا سالهای اخیر تقریباً کلیه طراحی تیرها به روش ارتجاعی انجام می‌گرفت. در این طراحی حداکثر بار خرابی سازه باری است که در جایی از سازه سبب رسیدن تنش به تنش تسلیم مصالح به کار رفته سازه می‌گردد. قطعات به شکلی طراحی می‌شد که تنش خمشی محاسباتی تحت بارهای کاربردی از مقدار معینی که برابر با نسبت تنش تسلیم به ضریب اطمینان ($1/5$ تا 2) می‌باشد تجاوز نکند. سازه‌های مهندسی پلی سالبان مثعادی به این روش و به صورت رقابت بخشی طراحی می‌شد. در هر صورت معلوم شده است که مصالح شکل‌پذیر بعد از رسیدن اولین تار به تنش تسلیم تا زمانی که بخش عمده‌ای از مقطع جاری نگردد گسیخته نخواهند شد. به عبارت دیگر این گونه مصالح دارای محدوده اطمینان بزرگتر از آنی هستند که طرح ارتجاعی مشخص می‌کند.

۸-۶ اساس مقطع خمیری

لنگر تسلیم M_y از حاصل ضرب تنش تسلیم در اساس مقطع ارتجاعی به دست می‌آید. چون اساس مقطع ارتجاعی برابر با I/c و یا برای مقطع مستطیلی شکل برابر با $bd^2/6$ است لذا لنگر تسلیم برابر با $F_y \frac{bd^2}{6}$ خواهد بود.



شکل ۸-۳

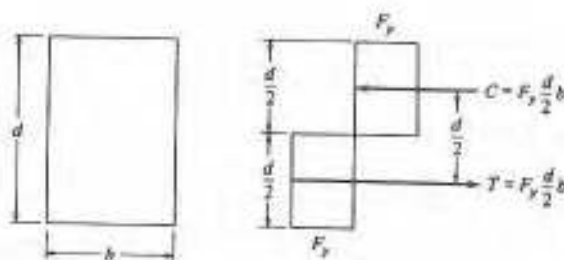
مقدار فوق را می‌توان از طریق محاسبه لنگر مقاوم در شکل (۸-۴) نیز به دست آورد. لنگر مقاوم برابر با حاصل ضرب C یا T در بازوی بین آن دو خواهد بود یا داریم:

$$M_y = \left(\frac{F_y bd}{4} \right) \left(\frac{2}{3} d \right) = \frac{F_y bd^2}{6}$$

بار دیگر دیده می‌شود که اساس مقطع ارتجاعی برای مقطع مستطیلی شکل برابر با $bd^2/6$ می‌شود. لنگر مقاوم را در مقطعی که کاملاً خمیری شده است به صورت مشابه فوق محاسبه می‌کنیم. این بار لنگر را لنگر خمیری M_p خواهیم نامید. لنگر فوق لنگر اسمی nominal M_n مقطع نیز خواهد بود. لنگر اسمی از حاصل ضرب C یا T در بازوی بین آن دو به دست می‌آید. برای یک مقطع مستطیلی شکل نظیر آنچه در شکل (۸-۴) دیده می‌شود این مقدار برابر خواهد شد با:

$$M_p = M_n = T \frac{d}{2} = C \frac{d}{2} = \left(F_y \frac{bd}{2} \right) \left(\frac{d}{2} \right) = F_y \frac{bd^2}{4}$$

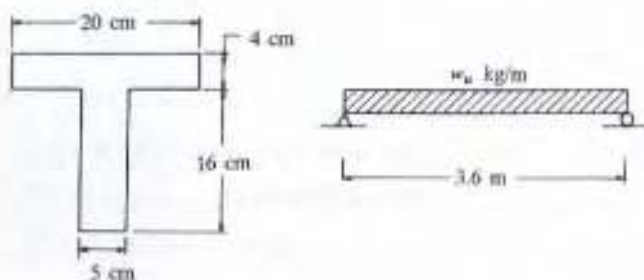
لنگر خمیری برابر با حاصل ضرب تنش تسلیم در اساس مقطع خمیری است. نظیر آنچه قبلاً دیده شد. برای یک مقطع مستطیلی اساس مقطع خمیری Z برابر با $bd^2/4$ خواهد شد. ضریب شکل shape factor که برابر با M_p/M_y و یا $F_y Z/F_y S$ و به عبارت دیگر Z/S است برابر با $(bd^2/4)/(bd^2/6) = 1.5$ می‌شود (برای مقطع مستطیلی). با کمی دقت دیده می‌شود که اساس مقطع خمیری برابر با جمع لنگر سطوح تحت کشش و فشار حول محور خنثی است. تنها در موردی که مقطع شکل قرینه داشته باشد محل تار خنثی در محدوده خمیری بر محل تار خنثی در محدوده ارتجاعی منطبق خواهد بود. برآیند فشاری باید برابر با برآیند کششی در مقطع باشد. و چون تنش در حوزه خمیری F_y است، لذا سطح تحت فشار باید برابر با سطح تحت کشش گردد. در مقاطعی که نامتقارن هستند، در حوزه ارتجاعی این تساوی وجود ندارد. در مثال ۸-۱، تعیین ضریب شکل برای یک تیر با مقطع T شرح داده شده و بار گسترده اسمی W_n که تیر فوق قادر به تحمل آن است تعیین شده است.



شکل ۸-۴

مثال ۸-۱

برای تیر فولادی شکل (۵-۸) مقادیر M_y ، M_z و Z را معین کنید و هرگاه دهانه تیر ۳.۶ m و تنش تسلیم فولاد $F_y = 2333 \text{ kg/cm}^2$ باشد. ضریب شکل و بار گسترده یکنواخت اسمی که تیر قادر به تحمل آن است معین شود.



شکل ۵-۸

حل:

طرح ارتجاعی:

$$A = 20 \times 4 + 16 \times 5 = 160 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{80 \times 2 + 80 \times 12.0}{160} = 7 \text{ cm}$$

از تار بالا

$$I = (20 \times 20^3/3 - 15 \times 16^3/3) - (20 - 7.0)^2(160) = 5813 \text{ cm}^4$$

$$S_{\min} = \frac{I}{c} = \frac{5813}{20 - 7} = 447 \text{ cm}^3$$

$$M_y = F_y S_{\min} = 2333 \times \frac{447}{100} = 10429 \text{ m kg}$$

طرح خمیری: تار خشی در تار پایین بال قرار دارد.

$$Z = 80 \times 2 + 80 \times 8 = 800 \text{ cm}^3$$

$$M_n = F_y Z = 2333 \times \frac{800}{100} = 18664 \text{ m kg}$$

$$\text{ضریب شکل} = \frac{M_n}{M_y} \text{ یا } \frac{Z}{S} = \frac{18664}{10429} = 1.79$$

$$M_n = \frac{w_n L^2}{8} =$$

$$w_n = \frac{8 \times 18664}{3.6^2} = 11520 \text{ kg/m}$$

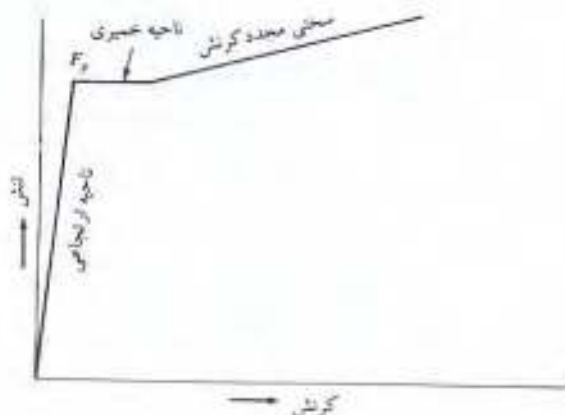
۷-۸ تنوری تحلیل خمیری

اصول تنوری خمیری نشان می‌دهد که پس از رسیدن تنش به تنش تسلیم در یک نقطه از سازه روند توزیع تنش کاملاً عوض می‌شود. این تنوری همچنان نشان می‌دهد که نقاطی که به تنش تسلیم می‌رسند قادر به تحمل تنش بیشتر نیستند و یا جاری شدن خود سبب می‌شوند که بار (یا تنش اضافی) به قسمتهای دیگری از سازه که در آن نقاط مقدار تنش زیر حد تسلیم است و در حوزه ارنجایی قرار دارند و لذا قادر هستند تنش بیشتری را تحمل کنند منتقل گردد. می‌توان گفت که در عملکرد خمیری تنشها در حالات اضافه بار به سمت تعادل پیش می‌روند.

در اوایل سال ۱۹۱۴ میلادی دکتر گابور کازینکزی (Gabor Kazinczy) مجارستانی دریافت که خاصیت نرمی فولاد سبب توزیع مجدد تنش در سازه‌های نامعین و در حالات بار اضافی می‌گردد و در ایالات متحده آمریکا پرفسور وان دن بروک (J.A. Van den Broek) تنوری خمیری را ارائه کرد و نام آن را طرح حدی limit design گذاشت. این تنوری در فوریه سال ۱۹۳۹ میلادی در مجله ASCE تحت عنوان «نظریه حد خمیری» چاپ شد.

در این بحث فرض می‌شود که نمودار تنش-کرنش فولاد به صورت مطلوب نشان داده شده در شکل (۶-۸) باشد در این نمودار نقطه تسلیم و حد خطی برهم منطبق بوده و در حوزه خمیری تغییر شکل کاملاً مستقیم‌الخط باشد.

پس از حوزه خمیری، حوزه سختی کرنش قرار دارد که به صورت نظری در این حوزه فولاد قادر به تحمل تنش بالاتر است ولی عملاً کرنش در این حوزه آنچنان بالاست که نمی‌تواند مورد استفاده عملی



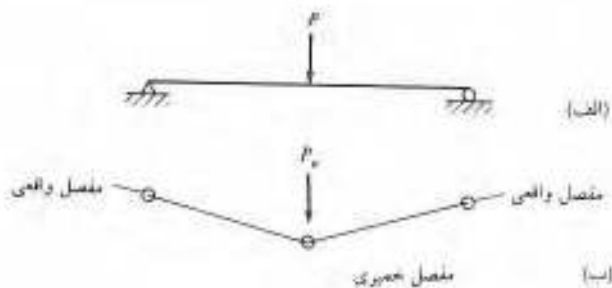
شکل ۶-۸

قرار گیرد، از طرف دیگر به دلیل کماتش غیرارجاعی قدرت باربری مقطع بیش از M_n نخواهد بود هر چند مقدار سختی کرنش قابل توجه باشد.

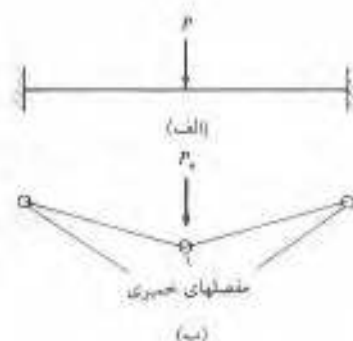
۸-۸ مکانیزم شکست

هر تیری که از نظر استاتیکی معین باشد با ایجاد یک مفصل خمیری گسسته می‌شود، برای فهم مطلب تیر ساده شکل (۸-۷ الف) را که بر وسط آن یک نیروی متمرکز اثر کرده است در نظر می‌گیریم، اگر مقدار نیرو افزایش یابد در مقطع لنگر جدا کتر (که در این حالت زیر محل بارگذاری است) مفصلی خمیری ایجاد شده و سازه‌ای ناپایدار مطابق شکل (۸-۷ ب) ایجاد خواهد شد و هر میزان افزایش مجدد بار باعث شکست سازه خواهد گردید. در اینجا P_u مقدار حداکثر بار اسمی یا حداکثر بار نظری است که تیر قادر به تحمل آن می‌باشد. در سازه‌های نامعین برای شکست سازه باید بیش از یک مفصل خمیری ایجاد شود. تعداد مفصلهای خمیری لازم جهت شکست سازه‌های نامعین بستگی به مشخصات سازه دارد ولی در هر صورت از دو مفصل کمتر نخواهد بود. در تیر دو سر گیردار شکل (۸-۸) نا زمانیه که سه مفصل خمیری ایجاد نگردد شکست اتفاق نخواهد افتاد.

در یک سازه نامعین پس از تشکیل یک مفصل خمیری متناسب با شکل هندسی سازه باز هم بدون شکست سازه امکان افزایش بار ممکن خواهد بود. در زمان افزایش بار مفصل خمیری تشکیل شده دقیقاً مانند مفصل واقعی عمل می‌کند و در طی آن چون مفصل قادر به تحمل لنگر اضافی نیست توزیع مجدد لنگر اتفاق می‌افتد. پس از آنکه مفصلهای خمیری بیشتری تشکیل شد و تعداد آنها به حد لازم رسید شکست سازه اتفاق می‌افتد. عملاً در این مرحله به دلیل رسیدن تنش به حوزه سختی کرنش ممکن است پس از تشکیل مفصلهای لازم باز هم امکان افزایش بار ممکن باشد ولی تغییر شکلهای ایجاد شده بسیار بالا بوده و غیر قابل قبول خواهد بود.



شکل ۸-۷

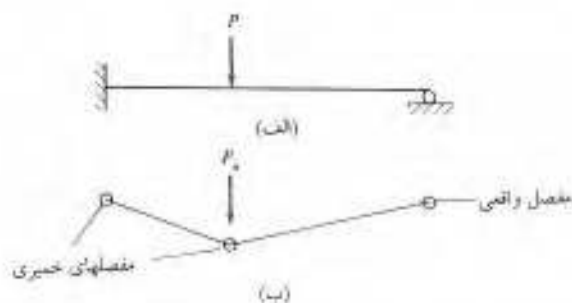


شکل ۸-۸

تیر نشان داده شده در شکل (۸-۹) مثالی از تیری است که با دو مفصل خمیری به شکست می‌رسد. در حقیقت برای شکست سازه به سه مفصل نیاز است که به دلیل وجود یک مفصل واقعی و دو مفصل خمیری کافی خواهد بود. در این تیر بزرگترین لنگر ارتجاعی ایجاد شده توسط بار منفرد در انتهای گیردار خواهد بود و با افزایش بار وارده مفصلی خمیری در تکیه گاه ایجاد می‌شود.

اگر مقدار بار وارده افزایش یابد در مقطعی دیگر لنگر خمشی تیر (در این حالت در مقطع زیر بار منفرد) به لنگر خمیری می‌رسد. در این حالت هر میزان افزایش بار سبب شکست تیر می‌شود. آرایش مفصل‌های واقعی و خمیری که سبب شکست سازه می‌شود مکانیزم mechanism نامیده می‌شود. اشکال (۸-۷ ب)، (۸-۸ ب) و (۸-۹ ب) مکانیزم‌های تیرهای مختلف را نشان می‌دهد.

پس از ملاحظه مثال‌های تیر دو سر گیردار و تیر یکسر گیردار و یکسر مفصل ممکن است دانشجویان تصور کنند که این تیرها را به کرات در عمل می‌توان مشاهده کرد ولی باید یادآور شد که وجود این



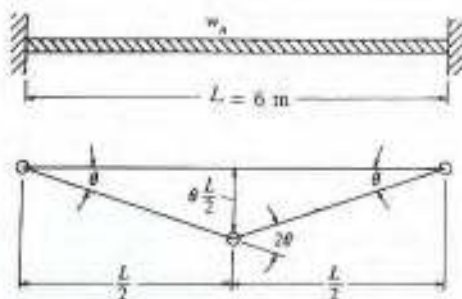
شکل ۸-۹

تیرها در عمل بسیار نادر است و اما برای توضیح و شرح تحلیل خمیری مخصوصاً قبل از آنکه به مبحث تیرهای سر تاسری و قابها بپردازیم بسیار مفید می‌باشد.

۹-۸ روش کار مجازی

یکی از روشهای بسیار مطلوب تحلیل خمیری روش کار مجازی virtual-work است. در این روش فرض می‌شود که تیر تحت ظرفیت اسمی خود M_n بار شده باشد و در اثر بار نهایی تغییر مکانی اضافی پیدا کند. کار بارهای خارجی در طی این تغییر مکان اضافی برابر با کار داخلی جذب شده توسط مفصلها خواهد بود. در این بحث از نظریهٔ زوایای کوچک استفاده می‌شود یعنی می‌توان مقدار زاویه را بر حسب رادیان برابر با سینوس و یا تانژانت آن دانست. در صفحات بعد مؤلف کتاب به دلیل فرض کوچک بودن تغییر مکانها از این مطلب استفاده خواهد کرد.

به عنوان اولین مثال تیر دوسرگیردار شکل (۸-۱۰) را در نظر بگیرید. به دلیل تقارن زوایای دوران در دوسرگیردار θ با یکدیگر برابر خواهد بود و لذا دوران در وسط مقطع برابر با 2θ می‌شود.



شکل ۸-۱۰

کار انجام شده توسط کل بار خارجی ($w_n L$) برابر با حاصلضرب $w_n L$ در متوسط تغییر مکان مکانیزم خواهد شد و متوسط تغییر مکان برابر با $\frac{1}{4}$ تغییر مکان در مفصل وسط می‌شود ($\frac{1}{2} \times \theta \times \frac{L}{2}$). کار خارجی برابر با کار داخلی جذب شده توسط مفصلها و یا برابر با مجموع حاصلضرب M_n در هر یک از مفصلهای خمیری در زاویه دوران در آن مفصل است. رابطه به دست آمده بر حسب M_n ، w_n به صورت زیر است:

$$M_n(\theta + 2\theta + \theta) = w_n L \left(\frac{1}{2} \times \theta \times \frac{L}{2} \right)$$

$$M_n = \frac{w_n L^2}{16}$$

$$w_n = \frac{16 M_n}{L^2}$$

برای تیر ۶/۰ متری شکل (۸-۱) خواهیم داشت

$$M_n = \frac{w_n (600)^2}{16} = 37.5 w_n$$

$$w_n = \frac{M_n}{37.5}$$

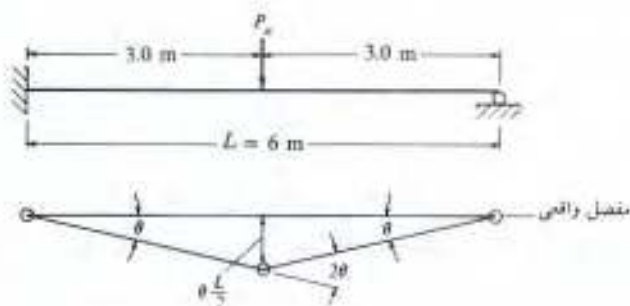
تحلیل خمیری را می‌توان به صورت مشابه برای تیر یکسر ساده و یکسرگیردار شکل (۸-۱۱) انجام داد. در شکل مکانیزم شکست نشان داده شده است و زوایای دوران انتهای (که در اینجا با یکدیگر برابرند) θ نامیده شده است.

کار انجام شده توسط بار خارجی P_n در طی تغییر مکان، $\theta L/2$ ، برابر با کار انجام شده توسط لنگرها در مفصلهاست با این واقعیت که در محل مفصل واقعی لنگری وجود ندارد.

$$M_n(\theta + 2\theta) = P_n \left(\theta \frac{L}{2} \right)$$

$$M_n = \frac{P_n L}{6} \quad (\text{و یا برای تیر ۶ متری برابر با } 100 P_n)$$

$$P_n = \frac{6 M_n}{L} \quad (0.01 M_n \text{ متری شکل } 6.0)$$



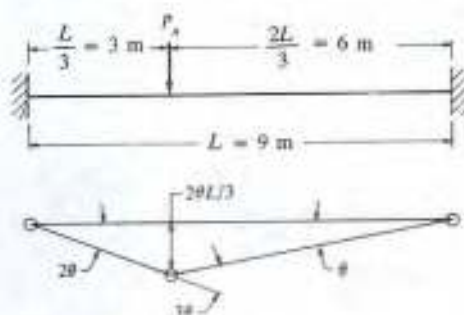
شکل ۸-۱۱

حال مطابق شکل (۸-۱۲) تیر دوسرگیردار را با مکانیزم شکست نشان داده شده مورد دقت قرار می‌دهیم با توجه به شکل مقدار M_n و P_n توسط روش کار مجازی به صورت زیر معین می‌شود:

$$M_n(2\theta + 3\theta + \theta) = P_n \left(2\theta \times \frac{L}{3} \right)$$

$$M_n = \frac{P_n L}{9} \quad (\text{و یا برای تیر 9 متری } P_n = 100)$$

$$P_n = \frac{9 M_n}{L} \quad (\text{و یا برای تیر 9 متری } M_n = 0.01)$$



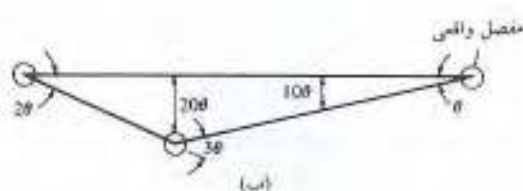
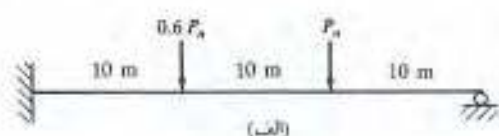
شکل ۸-۱۲

کسی که به تحلیل خمیری می‌پردازد باید همه مکانیزمهای شکست ممکن را بررسی نماید. چنین عملکردی زمانی که تحلیل سازه پیچیده‌ای مدنظر باشد لازم است. با این تفکر تحلیل سازه شکل (۸-۱۳) به روش کار مجازی انجام گرفته است. تیر فوق با دو بار متمرکز و چهار مکانیزم شکست ممکن، به همراه محاسبات آن نشان داده شده است. دیده می‌شود که مکانیزمهای (ب)، (د) و (ه) تعیین کننده نیست، ولی چنین حقیقتی قبل از انجام محاسبات واضح نبود. در مکانیزم (ه) فرض شده است که لنگرهای خمیری به شکل همزمان زیر دو بار منفرد اتفاق می‌افتد (حالتی که امکان آن همواره وجود دارد).

مکانیزم شکست صحیح به ازاء کمترین مقدار بار بر حسب M_n ایجاد می‌شود. (و یا بیشترین مقدار M_n بر حسب P_n). در این تیر در حالت دوم دومین مفصل خمیری زیر بار P_n زمانی که P_n برابر با $0.154 M_n$ باشد اتفاق می‌افتد.

۸-۱۰ محل مفصل خمیری در یک تیر با بار گسترده یکنواخت

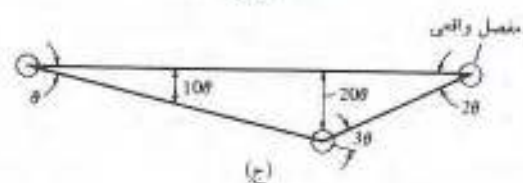
در تعیین محل مفصل خمیری تیر دوسرگیردار تحت بار گسترده یکنواخت مشکلی وجود نداشت ولی در تیر یکسر مفصل و یکسرگیردار و یا دو تیر سرتاسری تحت اثر بار گسترده تعیین محل مفصل خمیری مشکل خواهد بود. در اینجا تیر یکسرگیردار و یکسر مفصل با بار یکنواخت شکل (۸-۱۴ الف) را در نظر می‌گیریم.



$$M_n(5\theta) = 0.6 P_n(20\theta) + P_n(10\theta)$$

$$M_n = 4.4 P_n$$

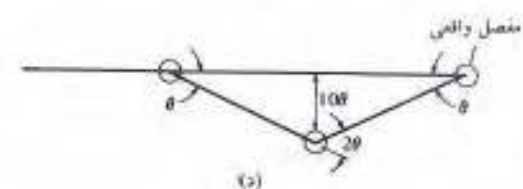
$$P_n = 0.227 M_n$$



$$M_n(4\theta) = 0.6 P_n(10\theta) + P_n(20\theta)$$

$$M_n = 6.5 P_n$$

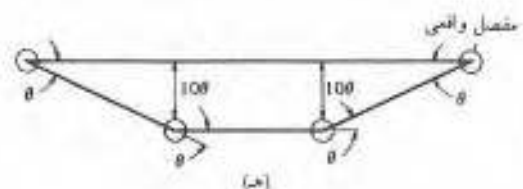
$$P_n = 0.154 M_n$$



$$M_n(3\theta) = P_n(10\theta)$$

$$M_n = 3.33 P_n$$

$$P_n = 0.3 M_n$$



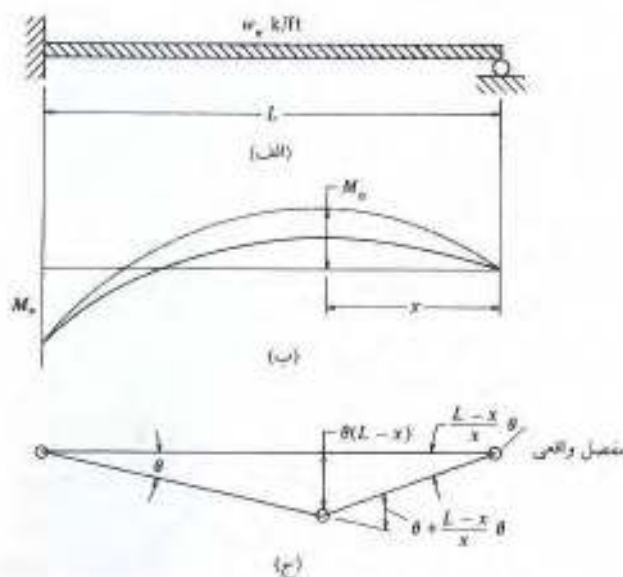
$$M_n(3\theta) = 0.6 P_n(10\theta) + P_n(10\theta)$$

$$M_n = 5.33 P_n$$

$$P_n = 0.1875 M_n$$

شکل ۸-۱۴

نمودار لنگر ارتجاعی این تیر در شکل (۸-۱۴ ب) نشان داده شده است. با افزایش بار یکنواخت ابتدا مفصلی خمیری در انتهای گیردار ایجاد می‌شود، در این حالت تیر به تیر دوسر ساده که در یک انتها به مفصل خمیری و در انتهای دیگر به مفصل واقعی ختم شده است تبدیل می‌گردد. با افزایش بعدی بار، تغییرات لنگر مطابق نمودار خط چین شکل (۸-۱۴ ب) خواهد شد. یک چنین روندی تا زمانی که لنگر خمشی در مقطعی به فاصله x از تکیه گاه سمت راست به M_n برسد و سبب مفصل خمیری دیگری گردد ادامه پیدا می‌کند.



شکل ۸-۱۴

رابطه کار مجازی در مکانیزم شکست این تیر که در شکل (۸-۱۴ ج) نشان داده شده است به صورت زیر نوشته می‌شود:

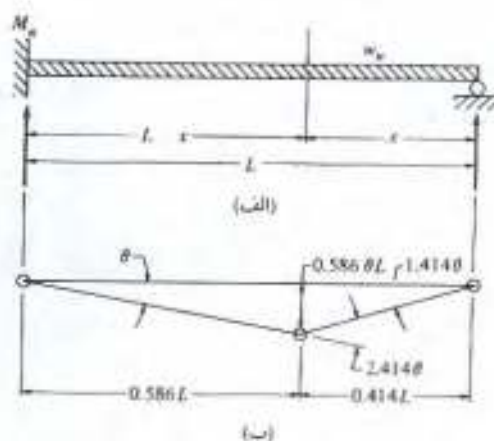
$$M_n \left(\theta + \theta + \frac{L-x}{x} \theta \right) = (w_n L)(\theta)(L-x) \left(\frac{1}{2} \right)$$

هرگاه این رابطه را نسبت به M_n حل کنیم و $dM_n/dx = 0$ قرار داده شود مقدار x برابر با $0.414 L$ معین خواهد شد. این مقدار برای دهانه آخر تیر سرتاسری یا بار یکپوخت که در بند بعد شرح داده می‌شود نیز صادق است.

مکانیزم شکست تیر بار دیگر در شکل (۸-۱۵) نشان داده شده است و با استفاده از روش کار مجازی رابطه تعیین لنگر خمیری به صورت زیر خواهد بود.

$$M_n(\theta + 2.414\theta) = (w_n L)(0.586 \theta L) \left(\frac{1}{2} \right)$$

$$M_n = 0.0858 w_n L^2$$



شکل ۸-۱۵

۸-۱۱ تیرهای یکسره

تیرهای یکسره در سازه‌های مهندسی بسیار متداول هستند، یکسره بودن آنها سبب می‌شود که تحلیل ارتجاعی تیرهای یکسره پیچیده گردد. علیرغم پیچیده بودن تحلیل ارتجاعی، توزیع تنش به اندازه‌ای که ارزش انجام محاسبات پیچیده را داشته باشد عملاً دقیق نیست.

اعمال تحلیل خمیری بر تیرهای یکسره مانند اعمال آن بر تیرهای یک دهانه است و نتایج به دست آمده تصور روشنی از استحکام نهایی تیر به دست می‌دهد. این نوع تیرها را می‌توان مانند تیرهای یک دهانه به روش کار مجازی بررسی کرده و لنگر خمیری آن را به دست آورد. به عنوان نمونه دو مثال ساده (۸-۲) و (۸-۳) شرح داده می‌شود.

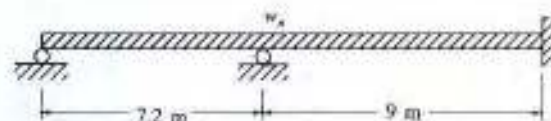
در اینجا فرض شده است که کلیه دهانه‌های تیر گسیخته گردد و سپس با روش کار مجازی روابط لازم برای هر دهانه نوشته شده است. از طریق روابط فوق مقدار بار نهایی که تیر قادر به تحمل آن خواهد بود محاسبه می‌گردد.

مثال ۸-۲

برای تیر شکل (۸-۱۶) یک IPE 40 انتخاب شده است، اگر تیر دارای تکیه گاههای ممتد جاتی باشد مطلوبیت تعیین w_n

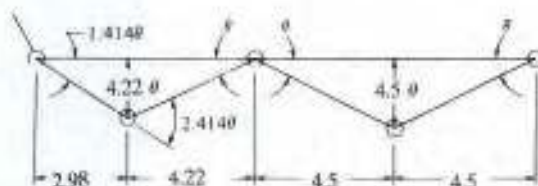
حل:

$$M_n = F_y Z = 2333(1308) 10^{-4} = 305 \text{ kN m}$$



شکل ۸-۱۶

اگر مکانیزم شکست را برای هر دو دهانه رسم کنیم خواهیم داشت



برای دهانه چپ

$$(M_n)(3.414 \theta) = (720 w_n) \left(\frac{1}{2} \right) (4.22 \theta)$$

$$w_n = 2.25 \times 10^{-5} M_n = 2.25 \times 10^{-5} (305 \times 10^4) = 68.6 \text{ kg/cm}$$

برای دهانه راست

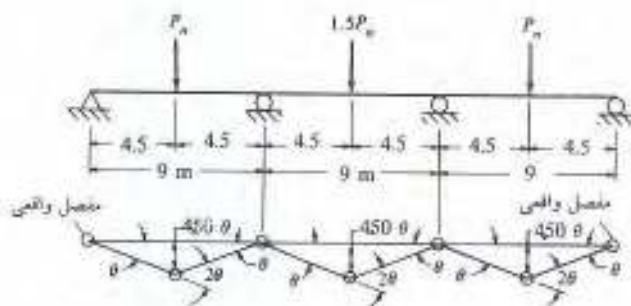
$$M_n(4 \theta) = (900 w_n) \left(\frac{1}{2} \right) (4.5 \theta)$$

$$w_n = 1.98 \times 10^{-5} M_n = 1.98 \times 10^{-5} (305 \times 10^4) = 60.4 \text{ kg/cm}$$

دهانه‌های اضافی آنچنان تأثیری روی مقدار کار در تحلیل خمیری ندارند که البته در طرح ارتجاعی چنین نیست در مثال (۸-۳) تیری پکسره که در هر دهانه تحت بار متمرکزی قرار دارد شرح داده شده است. از تحلیل ارتجاعی معین می‌شود که ابتدا در اولین تکیه گاه مبانی مفصل خمیری تشکیل می‌شود و سپس در مرکز دهانه‌های انتهایی مفصل تشکیل خواهد شد و همزمان در دهانه‌های کناری مکانیزم شکست تشکیل می‌گیرد.

مثال ۸-۳

با استفاده از یک نیمرخ IPE 36 ($Z = 1020 \text{ cm}^3$) مقدار P_n را در تیر شکل (۸-۱۷) معین کنید.



شکل ۸-۱۷

حل:

$$M_n = F_y Z = 2333 \times 1020 \times 10^{-4} = 238 \text{ kN m}$$

برای دهانه‌های اول و آخر

$$P_n(450 \theta) = M_n(3\theta)$$

$$P_n = \frac{3}{450} M_n = \frac{3}{450} (238 \times 10^2) = 158.7 \text{ kN}$$

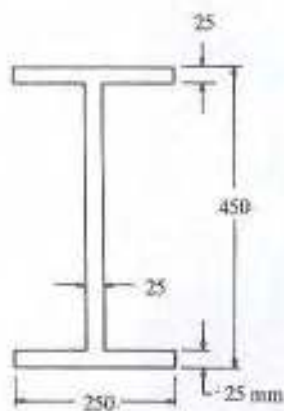
برای دهانه میانی

$$(1.5 P_n)(450 \theta) = M_n(4\theta)$$

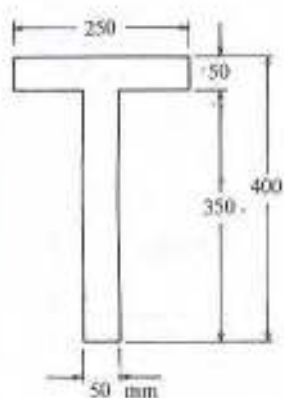
$$P_n = \frac{4}{675} M_n = \frac{4}{675} (238 \times 10^2) = 141.0 \text{ kN}$$

مسائل

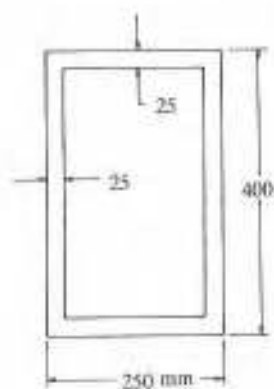
۸-۱ تا ۸-۱۰ در شکل‌های زیر مقادیر S و Z و ضریب شکل را حول محور x نمرخ معین کنید.



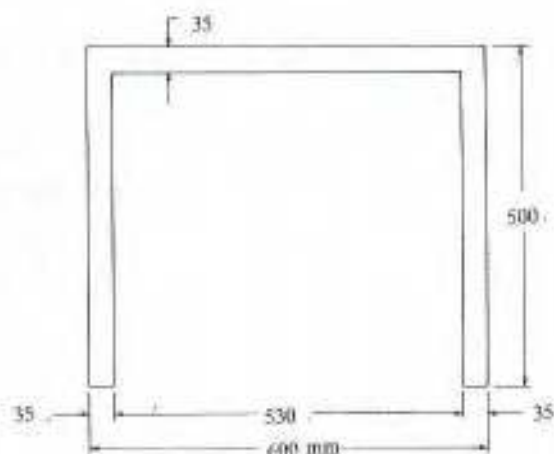
مسئله ۸-۱



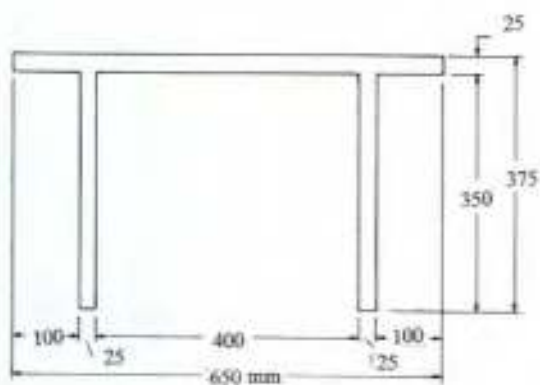
مسئله ۸-۲



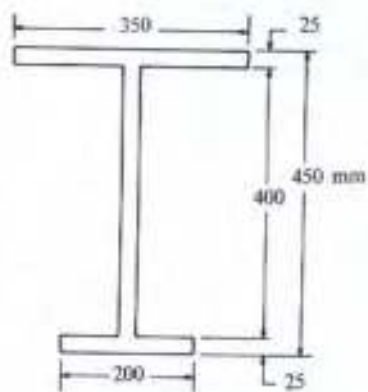
مسئله ۸-۳



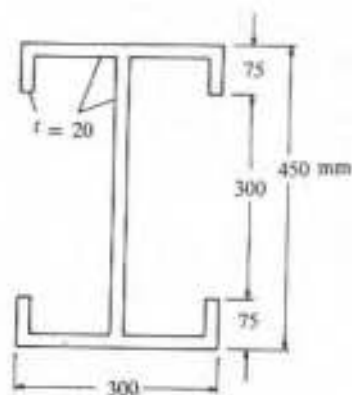
مسئله ۸-۴



مسئله ۵-۸



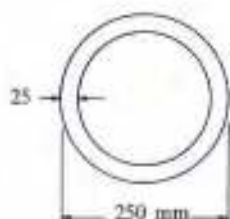
مسئله ۶-۸



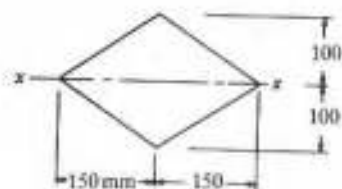
مسئله ۷-۸



مسئله ۸-۸



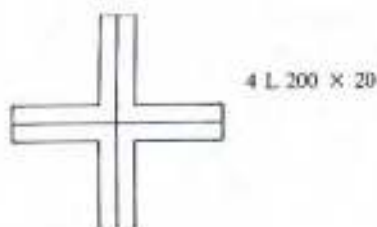
مسئله ۹-۸



مسئله ۱۰-۸

۱۱-۸ مسأله (۲-۸) را برای محور y حل کنید.

۱۲-۸ مقدار S و Z و ضریب شکل را برای چهار نبشی پشت به پشت مقابل معین کنید.



مسأله ۱۲-۸

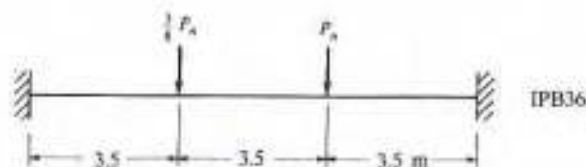
۱۳-۸ تا ۲۶-۸ هرگاه نیمرخهای به کار رفته از نوع فولاد نرم باشد مقدار P_n و w_n را بر حسب M_n معین کنید.



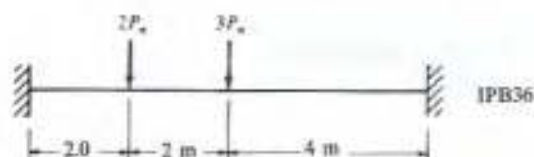
مسأله ۱۳-۸



مسأله ۱۴-۸



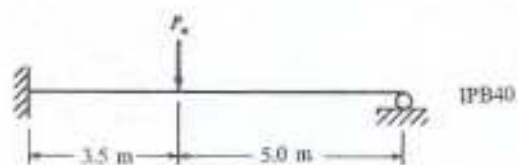
مسأله ۱۵-۸



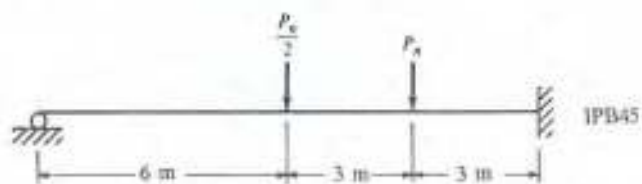
مسأله ۱۶-۸



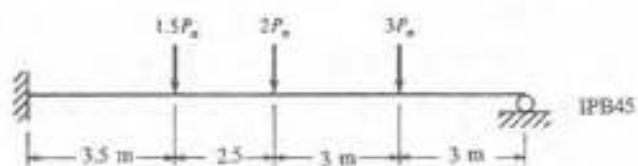
مسئله ۸-۱۷



مسئله ۸-۱۸



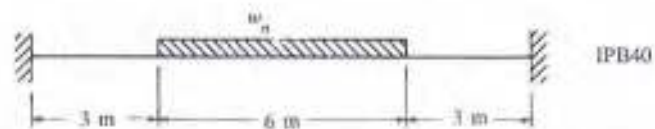
مسئله ۸-۱۹



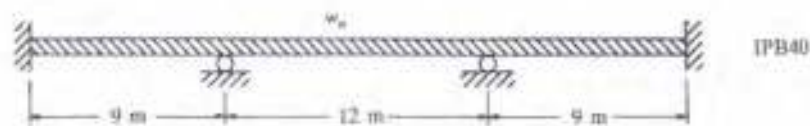
مسئله ۸-۲۰



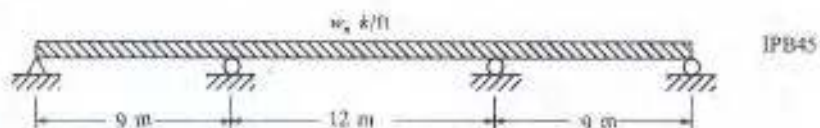
مسئله ۸-۲۱



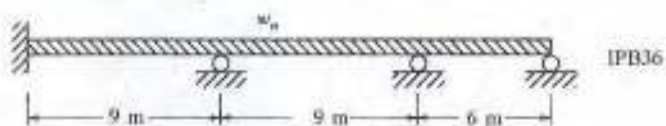
مسئله ۸-۲۲



مسئله ۸-۲۳



مسئله ۲۴-۸



مسئله ۲۵-۸



مسئله ۲۶-۸

طراحی تیرها برای اثر لنگر

۱-۹ مقدمه

در این فصل لنگر کماتشی مربوط به تیرمخهای فشرده Compact فولادی با فواصل مختلف مهار جانبی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱- ابتدا فرض می‌شود که بال فشاری تیرمخ دارای مهارهای ممتد جانبی است.

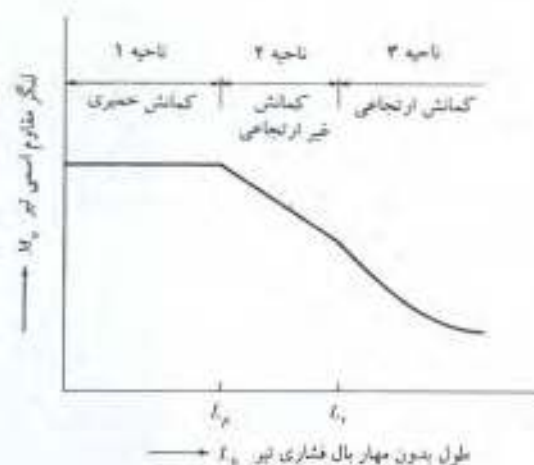
۲- سپس فرض می‌شود که فواصل مهارهای جانبی کم است.

۳- بالاخره فرض می‌شود که فواصل مهارهای جانبی بالاست.

در شکل (۱-۹) نمودار لنگر مقاوم اسمی یا لنگر کماتشی این گونه تیرها برحسب تغییرات طول مهار شده نشان داده شده است.

با دقت در شکل (۱-۹) دیده می‌شود که تیرها برحسب طول مهار شده دارای سه ناحیه متمایز کماتشی هستند. اگر تیر دارای تکیه‌گاههای ممتد جانبی باشد و یا فواصل کوتاه‌تر مهار داشته باشد در ناحیه کماتش خمیری که ناحیه ۱ خوانده می‌شود قرار می‌گیرد. هرگاه فواصل مهارها افزایش یابد تیرها تحت لنگری کوچکتر از پیش به صورت غیرارجاعی کماتش می‌کنند و لذا در ناحیه ۲ قرار می‌گیرند. و بالاخره اگر فواصل مهارها باز هم بیشتر شود کماتش تیرها به صورت ارجاعی شده و در ناحیه ۳ واقع خواهند شد. در این بند به صورت مختصر در مورد این سه نوع کماتش متفاوت بحث خواهد شد و در ادامه این فصل به بحث جامع به همراه مثالهای عددی در مورد هر یک از این سه نوع کماتش تیرها پرداخته شده است.

کوماتش خمیری (ناحیه ۱): اگر تیرمخی فشرده با تکیه‌گاه ممتد جانبی داشته باشیم خواهیم دید که می‌توان آن تیرمخ را تا تشکیل لنگر خمیری کامل M_p بار کنیم، پس از آن هر میزان بارگذاری اضافی سبب توزیع مجدد لنگر مطابق آنچه در فصل ۸ گفته شد می‌گردد. به عبارت دیگر در این تیر لنگر به M_p می‌رسد و سپس دوران در مقطع خمیری سبب توزیع مجدد لنگر می‌شود.



شکل ۹-۱

حال اگر نیم‌رخ فشرده را که دارای مهارهای جانبی با فواصل کم در بال فشاری است در نظر بگیریم خواهیم دید که این تیر نیز می‌تواند تا رسیدن به لنگر خمیری و سپس توزیع مجدد لنگر بارگذاری شود. به شرطی که مقدار فاصله مهارهای جانبی از مقدار معینی که l_p نامیده می‌شود تجاوز نکند (مقدار l_p بستگی به مشخصات مقطع تیر و تنش تسلیم آن دارد).

کمانش غیرارتجاعی (ناحیه ۲) حال اگر فواصل مهارهای جانبی بال فشاری را قدری افزایش دهیم خواهیم دید که می‌توان تیر را تا حدی که برخی از تارهای فشاری نه همه آنها به F_y برسند بارگذاری کنیم در این حالت ظرفیت مقطع در برابر دوران آن چنان بالا نیست که امکان توزیع مجدد کامل لنگر در تیر داده شود و لذا از تحلیل خمیری نیز نمی‌توان استفاده کرد. به عبارت دیگر در این ناحیه امکان اینکه برخی از تارهای فشاری مقطع قبل از کمانش به جاری شدن برسند وجود دارد ولی نمی‌توان کلیه تارهای مقطع را به حد جاری شدن رسانید و لذا در این حالت کمانش غیرارتجاعی بر مقطع حاکم خواهد شد.

اگر فواصل مهارهای جانبی را افزایش دهیم خواهیم دید که ظرفیت خمشی تقلیل می‌یابد و زمانی خواهد رسید که کمانش مقطع قبل از رسیدن تار از مقطع به حد تسلیم اتفاق می‌افتد. حداکثر فاصله بدون مهار مقطع به صورتی که تا آن فاصله تار از مقطع به تنش تسلیم برسد حد نهایی حوزه غیرارتجاعی خواهد بود. این مقدار در شکل (۹-۱) با l_p نشان داده شده است و مقدار آن به ابعاد مقطع تیر و تنش تسلیم فولاد و نحوه توزیع تنش پس ماند در مقطع تیر بستگی دارد. در این موقعیت به محض آنکه در مقطعی از تیر لنگر خمشی به حدی برسد که به صورت نظری سبب تسلیم تار از مقطع گردد (که عملاً به دلیل وجود تنش پس ماند کمتر از F_y است)، مقطع به کمانش خواهد افتاد.

کمانش ارتجاعی (ناحیه ۳): اگر فواصل مهارهای جانبی بزرگتر از L_p باشد مقطع قبل از رسیدن تنش به تنش تسلیم (در مقطعی از تیر) به صورت ارتجاعی کمانه خواهد کرد و هر قدر فاصله مهار شده افزایش یابد به همان میزان لنگر کمانشی تیر نیز کاهش خواهد یافت. هر میزان در چنین تیری لنگر افزایش یابد خیز جانبی تیر نیز افزایش خواهد یافت تا زمانی که مقدار لنگر خمشی به مقدار بحرانی M_{cr} برسد در این حالت مقطع تیر دوران یافته و بال فشاری آن حرکت جانبی خواهد کرد. مقدار M_{cr} حاصل از دو مقدار استحکام پیچشی و استحکام تابیدگی warping تیر است که در بند (۷-۹) به آن خواهیم پرداخت.

۹-۲ کمانش خمیری، ناحیه ۱

در این بخش و دو بخش بعد روابط مربوط به کمانش خمیری (ناحیه ۱) ذکر شده است و در بندهای (۵-۹) تا (۷-۹) روابط مربوط به کمانش غیر ارتجاعی (ناحیه ۲) و کمانش ارتجاعی (ناحیه ۳) ذکر می‌شود. پس از مشاهده این روابط ممکن است خواننده تصور کند که تا چه حدی استفاده از این روابط وقت‌گیر است. البته با استفاده از بعضی جداول و نمودارها می‌توان حجم محاسبات را کاهش داد. اگر فاصله مهارهای بال فشاری L_b در نیمرخهای I و U شکل کمتر از L_p (اگر تحلیل ارتجاعی مورد نظر باشد) و یا کمتر از L_{ph} (اگر تحلیل خمیری مدنظر است) باشد در این حالت استحکام خمشی تیر حول محور قوی آن از روابط زیر معین می‌شود

$$M_n = M_p = F_y Z$$



$$M_u = \phi_b M_n = \phi_b F_y Z \quad Q_b = 0.9 \quad \text{با}$$

در طرح ارتجاعی مقدار L_b نباید از مقدار L_p که در ذیل ذکر شده است تجاوز کند ($M_n = ZF_y$)

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}}$$

در طرح خمیری برای اینکه $M_n = F_y Z$ گردد مقدار L_b (طول بدون مهار بال فشاری در محل مفصلهای خمیری حاصل از مکاتبسم شکست است) نباید از مقدار L_{ph} تجاوز کند.

$$L_{ph} = \frac{248200 + 151700 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)}{F_y} r_y$$

در این رابطه M_1 لنگر کوچکتر در محل اتصال یک مهار است و نسبت M_1/M_2 زمانی مثبت خواهد بود که قطعه دارای دو انحنا () باشد و زمانی منفی است که قطعه در حد فاصل دو مهار دارای یک انحنا () گردد. تنها از فولادی باید استفاده شود که مقدار F_y آن F_y تنش تسلیم حداقل

بال فشاری است) بیشتر از 4500 kg/cm^2 نباشد و به عبارت دیگر فولاد باید از نوع شکل پذیر و دارای پله خمیری باشد.

در حالتی که از تیرهای یا مقطع مربع یا مذکور استفاده شود و یا از تیر I شکل با خمش حول محور ضعیف آن استفاده گردد حدی برای فواصل مهارهای جانبی وجود ندارد (در حالتی که تیری با شکل I حول محور ضعیف آن خم شود، این تیر تازمانی که کل مقطع خمیری نگردد ناپایدار نخواهد شد).

برای اینکه تیرخمهای I و U شکل فشرده compact تلقی شوند، نسبت عرض به ضخامت یال و جان آنها به مقادیر زیر محدود می شود:

$$\lambda_p = \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{540}{\sqrt{F_y}} \quad \text{در مورد بال}$$

$$\lambda_p = \frac{h_c}{t_w} \leq \frac{5300}{\sqrt{F_y}} \quad \text{در مورد جان}$$

در رابطه دوم مقدار h_c ارتفاع با ضخامت یکسان جان نیمرخ است.

۳-۹ طراحی تیرها، ناحیه ۱

در طراحی تیرها باید لنگر خمشی، تلاش برشی، خیز، لهدگی، فواصل مهارهای جانبی یال فشاری خستگی و موارد دیگر مدنظر باشد. در این طراحی معمولاً ابتدا نیمرخ مورد نظر برای تحمل لنگر خمشی ($\phi_b M_n$) طراحی می شود و سپس نسبت به سایر عوامل مؤثر کنترل خواهد شد.

با توجه به مقدار اساس مقطع خمیری، Z ، تیرخهای فولادی ظرفیت لنگر خمیری تیرخها معین می گردد که براساس آن نیمرخ مورد نظر معین خواهد شد. در انتخاب تیرخهای فولادی به دو نکته زیر باید دقت کرد:

۱- امروزه هزینه تولید نیمرخ فولادی بالاست و لذا باید دقت شود که سبکترین نیمرخ که دارای اساس مقطع خمیری مناسب باشد معین گردد. تیرخهای I شکل که به صورت IPE ، IPB و INP ساخته می شوند، در این انتخاب باید با یکدیگر مقایسه گردند. معمولاً تیرخهای بزرگتر انتخاب سبکتری نیز هستند و لذا باید چنین تیرخهایی انتخاب شوند مگر اینکه ارتفاع بلند آنها از نظر اجرایی مشکل ساز باشد تنها در این صورت ترجیح داده می شود که از نیمرخ با ارتفاع کمتر ولی سنگین تر استفاده شود.

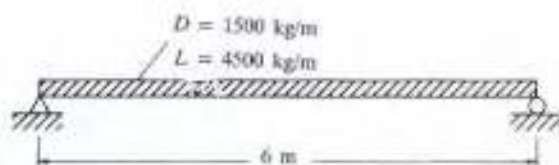
۲- مقدار اساس مقطع خمیری تیرخهای فولادی در حالت خمش حول محور قوی را می توان با دو برابر کردن مقدار Q در جداول پیوست معین کرد. اگر عرض مقدار اساس مقطع خمیری در حالت تخت و با خمش حول محور ضعیف نیمرخ باشد، می توان به صورت نسبتاً دقیق و با حذف استحکام خمیری جان و

در نظر گرفتن ابعاد پال به صورت مستطیلی مقدار اساس مقطع خمیری آن را معین کرد.
در مثالهای داده شده، تیعرخ از نوع فشرده است و پال فشاری آن دارای تکیه گاههای مستند جانبی است لذا امکان تشکیل لنگر خمیری وجود دارد.

تخمین وزن تیر: در هر یک از مثالهای بعد، وزن تیر در محاسبه لنگر خمشی به دلیل آنکه تیر باید علاوه بر بارهای خارجی وزن خود را نیز تحمل کند در نظر گرفته شده است. تخمین وزن تیرها در این مثالها با وزن واقعی تیر هماهنگی دارد زیرا مؤلف قبل از ذکر آن با محاسبه اولیه آنرا به دست آورده است. از یک دانشجوی تازه کار انتظار نمی‌رود که با نگاهی به وضعیت تیر وزن آنرا معین کند. روش ساده‌ای وجود دارد که براساس آن دانشجو می‌تواند به سرعت و دقت موفق به تعیین وزن تیر شود. برای این کار لنگر خمشی حداکثر تیر معین شده و سپس براساس آن لیمرخی معین می‌شود و وزن آن به عنوان وزن تیر تعیین می‌گردد. بدیهی است که چنین وزنی به وزن واقعی تیر بسیار نزدیک خواهد بود.

مثال ۹-۱

برای بارگذاری تیر شکل (۹-۲) لیمرخی معین کنید. فرض می‌شود که بتن کف ساختمان سبب تکیه گاه مستند و پیوسته جانبی پال فشاری گردد (یعنی $l_b = 0$). فولاد تیر نرمه و $F_y = 2333 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۹-۲

حل:

وزن تیر 95 kg/m تخمین زده می‌شود.

$$w_u = 1.2(1595) + 1.6(4500) = 9114 \text{ kg/m}$$

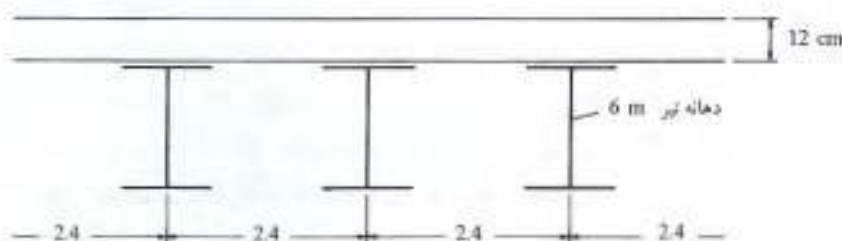
$$M_u = \frac{9114 \times 6^2}{8} = 41013 \text{ kg m}$$

$$\text{لازم } Z_x = \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{41013 \times 100}{0.9 \times 2333} = 1953 \text{ cm}^3$$

$$\text{IPE 50} \quad Z = 2Q = 2 \times 1100 = 2200$$

مثال ۲-۹

تاوهای به ضخامت 12 cm مطابق شکل (۳-۹) روی تیرهایی فولادی که به فواصل 2.4m از یکدیگر قرار دارند، تکیه می‌کند. این تیرها با دهانه 6.0 m روی تکیه گاههای ساده قرار گرفته‌اند. اگر فرض شود که تاو به پنی جهت تحمل بار زنده‌ای به شدت 500 kg/m^2 طراحی شده باشد، مطلوبست تعیین سبکترین نیمرخ I شکلی که این تاو را تحمل کند. فرض می‌شود که بال فشاری تیر به شکل پیوسته توسط تاو به پنی نگهداری شده است. وزن بتن را 2400 kg/m^3 و نوع فولاد را نرمه فرض کنید.



شکل ۳-۹

حل:

بار مرده:

$$\text{وزن تاو} = 0.12 \times 2400 \times 2.4 = 690 \text{ kg/m}$$

$$\text{وزن تخمینی تیر} = \frac{40 \text{ kg/m}}{}$$

$$\text{بار مرده کل} = 730 \text{ kg/m}$$

$$w_u = 1.2(730) + 1.6(2.4 \times 500) = 2796 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{2796 \times 6^2}{8} = 12582 \text{ m kg}$$

$$Z \text{ لازم} = \frac{12582 \times 100}{0.9 \times 2333} = 599 \text{ cm}^3$$

$$\text{IPE 30} \quad Z = 2Q = 2 \times 314 = 628 \text{ cm}^3$$

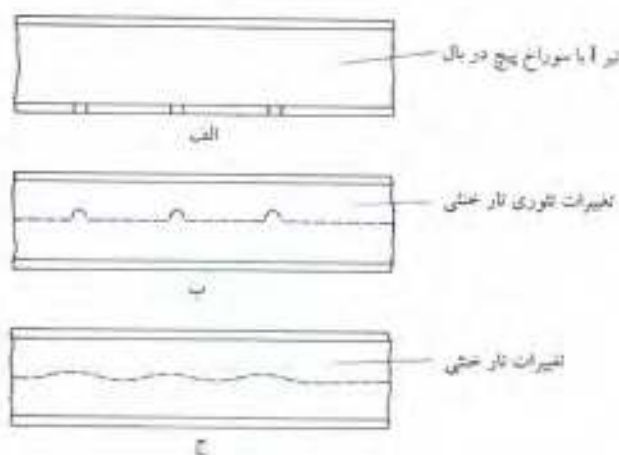
سوراخ در تیرها: اغلب لازم است که در تیرها سوراخهایی ایجاد شود، گاهی جهت اتصالات پیچی و زمانی جهت عبور دادن لوله، کانال و نظیر آن. البته باید در کلیه موارد غیر پیچی از ایجاد سوراخ

خودداری کرد و اگر الزام به عبور دادن لوله و نظیر آن داشته باشیم می‌توان در محل برش اندک، جان تیر را سوراخ نمود و اگر لنگر ناچیز باشد به سوراخ کردن پال اقدام کرد. ایجاد حفره در جان آنچنان به مقدار اساس مقطع تیر و در نتیجه به ظرفیت خمشی تیر لطمه نمی‌زند ولی چنانچه در بند (۲-۱۰) خواهیم دید تا میزان بالایی ظرفیت برشی آنرا تقلیل خواهد داد. زمانی که در جان سوراخ بزرگی ایجاد می‌شود معمولاً به منظور تقویت جان در برابر گمانش تسمه‌ای به پیرامون سوراخ جوش می‌شود.

بدیهی است که وجود سوراخ به هر شکل ممکن تیر را قوی‌تر نمی‌کند بلکه به نوعی آنرا ضعیف خواهد کرد. موضوع تأثیر سوراخ سالیان دراز است که مورد بحث می‌باشد و سؤالات «آیا وجود سوراخ سبب تغییر محل تار خشی می‌شود؟» و «آیا باید سطح مقطع سوراخ پال فشاری را که پیچها را در برگرفته است از سطح مقطع پال کسر نمود؟» همواره مطرح شده است.

اگر بگوییم که تار خشی باید از محل متعارف خود در محل حضور سوراخ جابجا شود مطلب درستی نخواهد بود آزمایشها نشان داده است که وجود سوراخ در پال فشاری تغییر قابل ملاحظه‌ای در محل تار خشی نمی‌دهد منطقی است که فرض شود محل تار خشی بر محل نظری آن که مطابق شکل (۴-۹ ب) معین می‌شود منطبق نخواهد بود. تغییرات محل تار خشی که بر طبق شکل (۴-۹ ج) و به صورت تدریجی پیشنهاد می‌شود بسیار منطقی‌تر خواهد بود.

جالب است که یادآوری شود بر طبق نتایج آزمایشها همواره گسیختگی خمشی تیر بر اساس استحکام پال فشاری آن معین می‌شود حتی اگر در پال کششی تیر سوراخ پیچ یا پرچ نیز وجود داشته باشد. لذا وجود چنین سوراخهایی مخصوصاً در مقایسه با سوراخ در قطعات کششی ساده نمی‌تواند جدی گرفته شود.



شکل ۴-۹

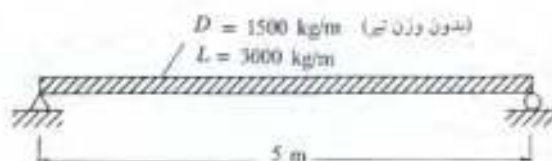
آزمایشها نشان می‌دهد که اختلاف قابل ملاحظه‌ای بین استحکام تیرهای بدون سوراخ و تیرهایی که تا ۱۵ درصد سطح ناخالص بال در آنها سوراخ تعبیه شده است وجود ندارد.

بر طبق بند B1 ضوابط LRFD هرگاه سطح مقطع سوراخ بال کمتر از ۱۵ درصد سطح ناخالص بال باشد، از وجود سوراخ در بال چشم‌پوشی می‌شود و تنها سطح مازاد بر ۱۵ درصد را در محاسبات ملحوظ می‌کنند و علاوه بر این ضوابط LRFD اختلافی بین سوراخ در بال کششی و در بال فشاری قائل نیست. گرچه وجود سوراخ در بال تا ۱۵ درصد توسط LRFD مجاز شمرده می‌شود برخی از ضوابط (نظیر ضوابط پلسازی) و بسیاری از طراحان از این نظریه پیروی نکرده و به صورت محافظه کارانه سطح مقطع سوراخ را از سطح مقطع بال کم می‌کنند.

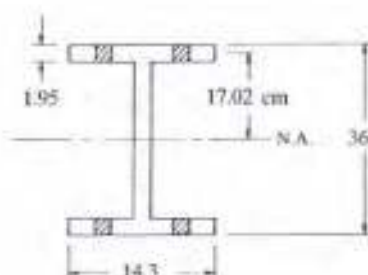
روش متعارف دیگر آن است که همان میزان سطح مقطع سوراخ را از سطح مقطع بال دیگر کسر نمایند. مثلاً اگر دو سوراخ در بال کششی وجود داشته باشد، مشخصات مقطع را براساس وجود دو سوراخ در بال کششی و در بال فشاری معین می‌کنند. در مثال (۳-۹) این روش شرح داده شده است.

مثال ۳-۹

مطلوبست تعیین سبکترین نیمرخ INP برای تیر شکل (۵-۹). قرار است در بال کششی این تیر و در محل لنگر خمشی حداکثر سوراخی برای دو پیچ به نظر ۱ اینچ تعبیه شود. نوع فولاد تیر نرمه و بالهای فشاری تیر دارای تکیه گاه ممتد جایی است.



شکل ۵-۹



شکل ۶-۹

حل:

تخمین وزن تیر:

$$140 \text{ kg/m}$$

$$w_u = 1.2(1500 + 140) + 1.6(3000) = 6768 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{6768 \times 5^2}{8} = 21150 \text{ m kg}$$

$$Z_{\text{لازم}} = \frac{21150 \times 100}{0.9 \times 2333} = 1007 \text{ cm}^3$$

به نظر می‌رسد که INP 36 مناسب باشد ($Z = 1276 \text{ cm}^3$)

حال مقدار Z را با احتساب دو سوراخ پیچ در هر بال محاسبه می‌کنیم. مقدار Z سوراخها معین می‌شود.

$$(Z = 1276 \text{ cm}^3) = Z(2.54 + 0.3)(1.95) = 11.08 \text{ cm}^2$$

$$(LRFD) = -0.15(1.95)(14.3) = -4.18 \text{ cm}^2$$

$$(Z_{\text{net}} = 11.08 - 4.18 = 6.9 \text{ cm}^2)$$

محاسبه Z_{net} با کسر سوراخهای بال

$$Z_{\text{net}} = 1276 - (6.9)(17.02)(2) = 1041 \text{ cm}^3 > 1007 \text{ OK}$$

پس INP 36 مناسب است.

اگر تنها یک سوراخ در یک سمت بال یک تیر I شکل وجود داشته باشد، واضح است که سطح خالص دارای محور تقارن نبوده و هر نوع محاسبه مشخصه مقطع بسیار پیچیده خواهد بود. برای چنین حالتی که آنچنان مهم نیست در محاسبات فرض شود که در بال تیر دو سوراخ نظیر هم قرار دارد.

۴-۹ تکیه‌گاه جانبی تیرها

احتمالاً اغلب تیرهای فولادی به نوعی مصرف می‌شوند که بالهای فشاری آنها در برابر کمانش جانبی مهار شوند. بال فوقانی تیرهای حمال کف پتئی ساختمانها و عبورگاه پلها با کف پتئی از آن جمله‌اند. در یک چنین حالانی که بال فشاری در برابر کمانش جانبی نگهداری شده است، عملکرد تیر کاملاً در ناحیه ۱ خواهد بود.

اگر بال فشاری تیر در فاصله‌ای دارای تکیه‌گاه جانبی نباشد وضعیت تنش در آن مشابه ستونها خواهد بود. همانگونه که در ستونها هر قدر ستونها لاغرتر و طولی‌تر باشند خطر کمانش آن در شرایط یکسان بارگذاری بیشتر خواهد بود. در یک تیر نیز بال فشاری تیر هر قدر لاغرتر باشد خطر کمانش جانبی تیر بیشتر

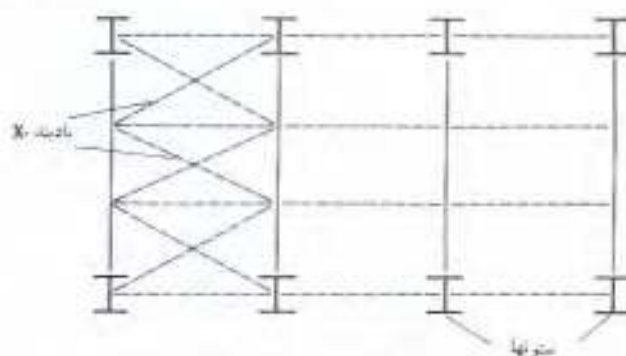
خواهد بود مگر اینکه از مهار جانبی کمک گرفته شود.

عوامل متعددی در مقدار تنش کماتشی بال فشاری تیر مؤثر هستند، برخی از این عوامل عبارتند از خواص مصالح، فاصله و انواع تکیه گاههای جانبی، تنش پس ماند در نیمرخ تیر، نوع تکیه گاههای انتهایی تیر، شرایط بارگذاری و نظیر آن.

کشش در بال دیگر تیر سبب می شود که آن بال مستقیم مانده و بال فشاری در برابر کماتش حاصل از فشار حفظ شود ولی هرگاه لرگر خمشی افزایش یابد تمایل به کماتش بال فشاری رو به شدت گذاشته و زمانی می رسد که بر حفاظت بال کششی غلبه نماید. هرگاه بال فشاری کماتنه کند، پیچش و دوران مقطع اتفاق می افتد و هر قدر استحکام مقطع به پیچش کمتر باشد واژگونی مقطع سریعتر خواهد بود، مقاطع I شکل و ناودانی که معمولاً برای تیرها به کار می روند استحکام قابل توجهی در برابر کماتش جانبی و پیچش حاصل از آن ندارند. برخی تیرهای دیگر نظیر قوطی ها استحکام بسیار بالایی در برابر پیچش دارند که چندین برابر بیشتر از استحکام نیمرخهای I شکل و ناودانی است. آزمایشها نشان می دهد که این نوع نیمرخها تا زمانی که کرنش در مقطع کاملاً در ناحیه خمیری نیافتد کماتش جانبی نخواهند کرد.

باید در مورد انتخاب عواملی که سبب ایجاد یک تکیه گاه جانبی مناسب برای یک تیر می شود اندیشید شاید متعارف ترین سؤال یک طراح این باشد که «تکیه گاه جانبی چیست؟». تیری که بال فشاری آن در بتن کف غرق است و تیر با بتن در باربری شرکت دارند مطمئناً تیری با تکیه گاه جانبی مطمئن است. هرگاه کف بتنی روی بال فشاری تیر قرار می گیرد باید مهندس طراح وضعیت تیر را قبل از آنکه روی اصطکاک بین بتن و فولاد به عنوان تکیه گاه جانبی ببیند مورد دقت قرار دهد. شاید اگر بارگذاری روی تیر کاملاً ثابت باشد بتوان به صورت منطقی تیر را با مهار جانبی کامل فرض کرد. ولی اگر بارهای وارده در حرکت بوده و ارتعاش کافی در وضعیت بارگذاری وجود داشته باشد، ممکن است اصطکاک بین بتن و فولاد تقلیل یافته و نتوان تیر را با تکیه گاه کامل جانبی فرض نمود؛ یک چنین حالتی در پلها تحت اثر بارهای وارده و در ساختمانهایی که تحت بارهای دینامیک نظیر دستگاه چاپ هستند اتفاق می افتد.

اگر امکان ایجاد تکیه گاه جانبی توسط ناوۀ کف ممکن نباشد، می توان چنین تکیه گاههایی را با اتصال تیرها و یا قطعات دیگر که به این منظور طراحی می شوند ایجاد کرد. اگر تیرهایی به بال فشاری تیر یا تیر ورق مورد نظر متصل شود معمولاً در محل اتصال، تکیه گاه مناسب جانبی ایجاد خواهد کرد ولی اگر این تیر به بال کششی متصل گردد آنچنان مهاری برای بال فشاری نخواهد بود. هرگاه از چنین روشی برای مهار جانبی استفاده شود طراح باید از عدم جابجایی جانبی تیر مهاری مطمئن باشد. در شکل (۹-۷) خط چین های افقی نشان دهنده تیرهای مهاری مورد نظر و خطوط پر، تیر یا تیر ورق مهار شده هستند. در چنین حالتی استفاده از چپ و راستهای x شکل در یکی از دهانه های کف مورد نیاز خواهد بود. در شکل (۹-۷) این نوع چپ و راست نشان داده شده است.



شکل ۹-۷

ورق‌های موج‌دار که به عنوان پوشش روی لایه‌ها قرار گرفته و توسط کربن به لایه‌ها متصل می‌شوند شاید مهار نسبی برای لایه‌ها به حساب آیند. یک چنین حالتی هرگاه که کف سازی چوبی به تیرهای فولادی بسته می‌شوند وجود دارد حال این سؤال پیش می‌آید که «اگر تنها بتوان از مهار نسبی استفاده کرد فواصل تکیه گاه‌های جانبی را چه مقدار باید گرفت؟» باید گفت در این حالت تنها باید از قضاوت شخصی استفاده کرد. به عنوان مثال اگر کف چوبی در فواصل یک متر به تیرهای فولادی حمال پیچ شده باشد در این نقاط اتصال تنها مهار جانبی نسبی ایجاد کرده است. پس از بررسی وضعیت شاید مهندس تصمیم بگیرد که تیر را با مهارهای کامل جانبی ولی در فواصل دومتری اختیار کند. بنظر می‌رسد چنین تصمیمی با روح ضوابط طراحی سازگاری داشته باشد.

۹-۵ مقدمه‌ای بر کمانش غیرار تجماعی، ناحیه ۲

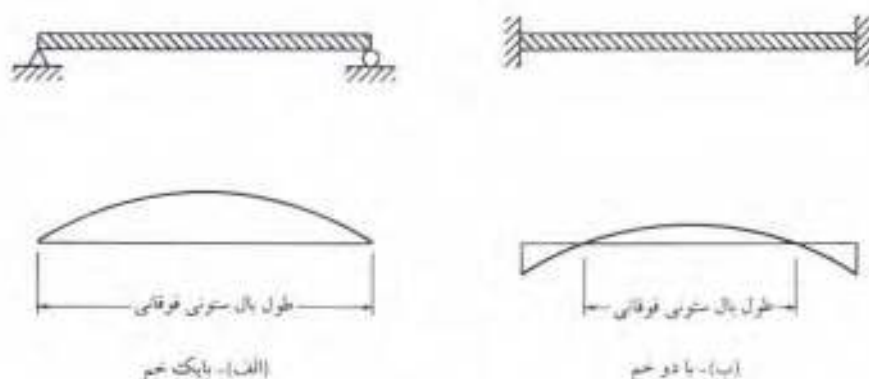
اگر بال فشاری تیر دارای تکیه گاه ممتد و پیوسته جانبی نباشد به نوعی که در زمان کمانش جانبی تیر برخی از تارهای فشاری مقطع نه کلیه آن تارها جاری شده باشد کمانش مقطع در ناحیه غیرار تجماعی خواهد بود. به عبارت دیگر مهارهای جانبی به اندازه‌ای که امکان خمیری شدن کل مقطع را مهیا سازند به یکدیگر نزدیک نیستند.

به دلیل وجود تنشهای پس ماند (که در بند ۵-۲ ذکر شده است) جاری شدن مقطع در تنشی برابر با $F_y - F_{yw}$ ایجاد می‌شود که در آن F_{yw} تنش تسلیم فولاد جان و F_y تنش پس ماند فشاری است که در مقاطع تورد شده برابر با 700 kg/cm^2 و در مقاطع جوش شده 1140 kg/cm^2 است. باید خاطر نشان کرد که مقدار لنگر خمیری $F_y Z$ مقطع در ناحیه ۱ بر اثر وجود تنش پس ماند تغییر نمی‌کند زیرا برآیند تنش فشاری پس ماند برابر برآیند تنش کششی پس ماند است و لذا تأثیر نظری آن برابر با صفر خواهد بود.

اگر فواصل مهارهای جانبی L_B برای یک نیمرخ I یا U شکل فشرده بزرگتر از L_p باشد کماتش جانبی تیر به صورت غیرارنجاعی خواهد بود مگر اینکه مقدار L_B بزرگتر از L_p شود که در این صورت کماتش تیر شکل ارنجاعی خواهد داشت و تنش هیچ تازی از نیمرخ تیر به F_y نخواهد رسید (گیختگی تیر در ناحیه ۳ خواهد بود).

ضوابط خمشی: در روابطی که در بندهای بعد و درباره کماتش غیرارنجاعی و ارنجاعی ذکر می شود از ضریب C_b استفاده می شود. این ضریب که ضریبی خمشی است به منظور در نظر گرفتن تغییرات لنگر خمشی روی کماتش جانبی پیچشی به کار می رود. به عبارت دیگر کماتش جانبی به مقدار زیادی بستگی به قیدهای تیر و نوع بارگذاری آن دارد.

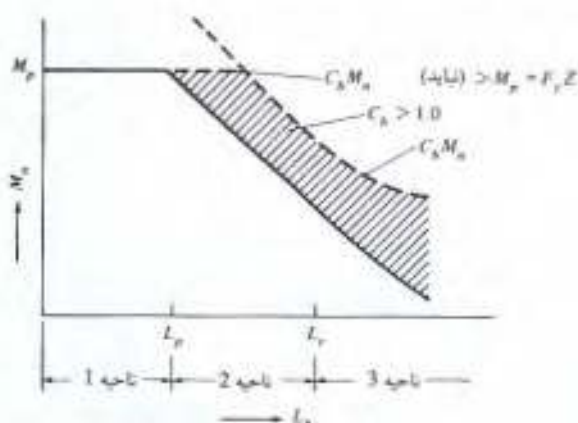
به عنوان مثال می توان ملاحظه کرد که تیر بدون مهار جانبی شکل (۸-۹ الف) در پال فشاری خود وضعیت بسیار بدتری از پال فشاری تیر شکل (۸-۹ ب) دارد. زیرا که پال فشاری تیر (الف) در کل طول خود تحت فشار است ولی در تیر (ب) پال فشاری در بخشی از طول تیر تحت فشار قرار می گیرد.



شکل ۸-۹

برای تیر دوسر ساده شکل (۸-۹ الف) مقدار C_b برابر واحد گرفته می شود ولی برای تیر شکل (۸-۹ ب) بزرگتر از واحد خواهد بود. روابط ظرفیت خمشی تیر در ناحیه ۲ و ۳ برای تیری بدون مهار جانبی و با یک انحنا و $C_b = 1$ تعیین شده اند. اغلب تیرها تحت لنگر خمشی با یک انحنا خمیده نمی شوند و در نتیجه عملاً تیرها قادر به تحمل لنگر خمشی بیشتری خواهند بود و این مطلب در شکل (۸-۹ ب) دیده می شود. در چنین حالتی ضوابط LRFD از ضریب لنگر C_b که بزرگتر از واحد خواهد بود و بایستی در مقادیر M_u ضرب شود استفاده می کند. نتیجه این عمل به ظرفیت بالای خمشی می انجامد. اگر طراح بگوید «در جهت اطمینان من از $C_b = 1$ استفاده می کنم» باید بداند که از صرفه جویی قابل

ملاحظه وزن فولاد مصرفی صرف نظر کرده است. هرگاه از ضریب C_b استفاده شود طراحی باید بداند که ظرفیت خمشی که از ضرب M_n در C_b به دست می‌آید نباید از لنگر خمیری M_p ناحیه ۱ که برابر با $F_y Z$ است بیشتر گردد. این وضعیت در شکل (۹-۹) نشان داده شده است.

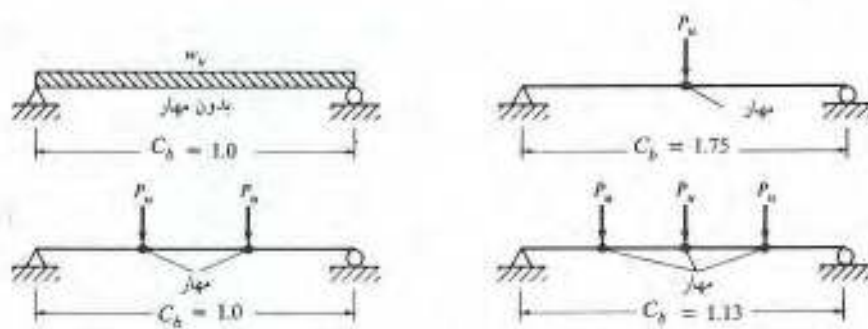


شکل ۹-۹

مقدار C_b از رابطه زیر به دست می‌آید که در آن M_1 لنگر کوچکتر و M_2 لنگر خمشی بزرگتر در هر یک از دو انتهای مهار شده می‌باشد که حول محور قوی نیمرخ تیر معین شده است. اگر در حدفاصل دو مهار مقدار لنگر خمشی بزرگتر از لنگرهای دو انتها (M_1 و M_2) باشد مقدار C_b برابر با واحد گرفته خواهد شد. نسبت M_1/M_2 در صورتی مثبت گرفته خواهد شد که هر دو لنگر M_1 و M_2 دارای یک علامت (تیر با دو انحنا خمیده شود) و در صورتی منفی گرفته خواهد شد که علامت آن دو مخالف یکدیگر باشد (تیر با یک انحنا خمیده شود).

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 < 2.3$$

مقدار C_b را برای تیر طره بدون مهار و برای تیرهایی که در طول قابل ملاحظه‌ای از قسمت بدون مهار خود دارای لنگری برابر یا بزرگتر از بزرگترین لنگر در محل مهار باشد برابر با واحد می‌گیرند. برخی از موارد متعارف مقادیر C_b در شکل (۹-۱۰) برای بارگذارهای مختلف نشان داده شده است.



شکل ۹-۱۰

۹-۶ ظرفیتهای لنگر خمشی، در ناحیه ۲

هر قدر طول بدون مهار بال فشاری تیر از L_p بیشتر تجاوز کند به همان میزان ظرفیت خمشی تیر کوچکتر و کوچکتر خواهد شد تا زمانی که این طول به L_r برسد که در این حالت به محض رسیدن تاری از مقطع به تنش تسلیم، کماتش ارتجاعی تیر به وقوع خواهد پیوست. به دلیل وجود تنش پس ماند به میزان F_r در تیرهای نورده شده تنش حداکثر ایجاد شده در اثر خمش به $F_{yw} - F_r$ خواهد رسید و لذا اگر $C_b = 1$ باشد، ظرفیت مجاز خمشی یک نیمرخ I یا U شکل حول محور x نیمرخ زمانی که $L_b = L_r$ شود برابر خواهد شد با:

$$M_u = \phi_b M_r = \phi_b S_x (F_{yw} - F_r)$$

مقدار L_r بستگی به عوامل متعددی نظیر سطح مقطع نیمرخ، ضریب ارتجاعی فولاد، تنش تسلیم، ضریب ثابت پیچش و ضریب ثابت تابیدگی مقطع دارد و برای تعیین آن از روابط پیچیده‌ای استفاده می‌شود که در این کتاب به ذکر آنها نمی‌پردازیم.

اگر طول بدون مهار بال فشاری کمتر از L_r باشد و مقدار آن به سمت L_p میل کند خواهیم دید که اگر به محض آنکه تاری از مقطع به تنش تسلیم برسد کماتش تیر اتفاق نمی‌افتد. در این حالت (ناحیه ۲) حوزه غیر ارتجاعی حاکم است و بخشی از سطح مقطع تیر به تنش تسلیم می‌رسند. در این حالت که طول مهار نشده تیر بین L_p و L_r است ظرفیت خمشی تیر تقریباً روی خط مستقیمی که بین $M_u = \phi_b F_y Z$ در L_p و $\phi_b S_x (F_{yw} - F_r)$ در L_r واقع شده است قرار می‌گیرد. به ازاء مقادیر متوسط فواصل مهارها ظرفیت لنگر خمشی تیر را می‌توان با نسبت‌گیری و یا با استفاده از رابطه زیر به دست آورد. اگر C_b بزرگتر از واحد باشد ظرفیت خمشی تیر بالا خواهد رفت ولی بیشتر از $\phi_b M_p = \phi_b F_y Z$ نخواهد بود.

$$\phi_b M_n = \phi_b C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi M_p$$

$$M_r = (F_{yw} - F_r) S_x$$

در مثال (۹-۴) ظرفیت خمشی تیر با فاصله بدون مهار L_b بین L_r و L_p معین شده است و در مثال (۹-۵) طراحی تیری به همان طول بدون مهار شرح داده می‌شود.

مثال ۹-۴

ظرفیت خمشی تیری از نیمرخ IPE 45 با تنش تسلیم $F_y = 2333 \text{ kg/cm}^2$ را معین کنید. اگر تنش تسلیم فولاد نیمرخ $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ بوده ظرفیت خمشی آن به چه میزان می‌رسد. $L_b = 6.0 \text{ m}$ است.

حل: اگر $F_y = 2333 \text{ kg/cm}^2$ باشد

در مورد تیرهای I شکل و U شکل که در امتداد محور ضعیف خود بار شده باشند مقادیر L_r و L_p بر طبق ضوابط LRFD به صورت زیر معین می‌شود

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_y f}} = \frac{2490 \times 4.12}{\sqrt{2333}} = 212 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yw} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yw} - F_r)^2}}$$

که در آن:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{1500} \sqrt{\frac{(2 \times 10^6)^2 \cdot 63.8 \times 98.8}{2.6 \times 2}} = 145800 \text{ kg/cm}^2$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = 4 \times \frac{791000}{1676} \left(\frac{1500}{769000 \times 63.8} \right)^2 = 1.76 \times 10^{-6} (\text{cm/kg})^2$$

$$L_r = \frac{4.12 X_1}{(2333 - 1140)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (2333 - 1140)^2}} = 854 \text{ cm}$$

لذا خواهیم داشت:

$$M_r = (F_{yw} - F_r) S_x = (2333 - 1140)(1500) \times 10^{-5} = 179 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = \phi_b C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

$$M_p = F_y Z = 2333(2 \times 849) \times 10^{-4} = 396 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 0.9 x_1 \left[396 - (396 - 179) \left(\frac{6 - 2.12}{8.54 - 2.12} \right) \right] = 238 \text{ kN.m}$$

و اگر $F_y = 3600 \text{ kg/cm}$ باشد

$$L_p = \frac{2490 \times 4.12}{\sqrt{3600}} = 171 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{4.12 X_1}{(3600 - 1140)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (3600 - 1140)^2}} = 513 \text{ cm}$$

$$M_r = (3600 - 1140)(1500 \times 10^{-4}) = 369 \text{ kN.m}$$

$$M_p = F_y Z = 3600(2 \times 849) \times 10^{-4} = 611 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = 0.9 \left[611 - (611 - 369) \left(\frac{6 - 1.71}{5.13 - 1.71} \right) \right] = 277 \text{ kN.m}$$

مثال ۵-۹

سبکترین نيمرخ IPE را برای لنگر $M_u = 10000 \text{ m kg}$ هرگاه $L_b = 3 \text{ m}$ باشد معین کنید $C_b = 1$.

حل:

پس از سعی و خطای لازم نيمرخ IPE 30 برای این تیر برزسی می شود

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 3.35}{\sqrt{2333}} = 172 \text{ cm}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{557} \sqrt{\frac{EG(19.47)(53.8)}{2}} = 16 \times 10^4$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = 4 \times \frac{125900}{604} \left(\frac{557}{G \times 19.47} \right)^2 = 1.15 \times 10^{-6}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yw} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yw} - F_r)^2}} = 728 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= ZF_y = (2 \times 314)(2333) = 1465000 \text{ kg cm} \\
 M_r &= (F_{yw} - F_r)S_x = (2333 - 1140)(557) = 664500 \text{ kg cm} \\
 M_n &= C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = \\
 M_n &= 1 \times \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{300 - 172}{728 - 172} \right) \right] = 128 \times 10^4 \text{ kg cm}
 \end{aligned}$$

۷-۹ کمانش ارتجاعی، ناحیه ۳

اگر فواصل مهارهای جانبی تیر از L بزرگتر شود، تیر قبل از آنکه تنش در مقطع به تنش تسلیم برسد به صورت ارتجاعی کمانه خواهد کرد. در بخش ۱.۴ F در ضوابط LRFD رابطه مربوط به تعیین لنگر بحرانی کمانشی در این حالت معین شده است. این لنگر که لنگر کمانش خمشی پیش‌بینی نامیده می‌شود از رابطه زیر معین شده است:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w}$$

(مقادیر J و C_w از جدول آخر این کتاب برای نیمرخهای مختلف معین می‌شود). از این رابطه برای نیمرخهای I شکل یا یک محور تقارن و یا دو محور تقارن و نیمرخهای U شکل که دارای یک محور تقارن بوده و در صفحه جان خود بار شده باشند می‌توان استفاده کرد. اگر نیمرخ شکل قوطی داشته باشد از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{39.3 \times 10^5 C_b \sqrt{JA}}{\frac{L_b}{r_y}} \text{ (kg.cm)}$$

اگر نیمرخ به شکل سپری و یا مرکب از دو تیشی باشد در صورتی که در صفحه تقارن خود بار شده باشد، لنگر بحرانی مقطع از رابطه زیر معین می‌شود:

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \frac{C_b \pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right] \leq M_p \\
 B &= \pm 2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}}
 \end{aligned}$$

(علامت مثبت برای حالتی است که ساق قطعه در کشش و علامت منفی برای حالتی است که ساق لبشی در فشار است).

در مثال (۶-۹) محاسبه M_{cr} و ϕ_b در حالت کماتش ارتجاعی معین شده است.

مثال ۹-۶

مقدار $M_u = \phi_b M_{cr}$ را برای IPE 40 که در آن $L_b = 10$ m است معین کنید. $C_b = 1$
حل:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{1160} \sqrt{\frac{EG(46.8)(84.5)}{2}} = 149000$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GI} \right)^2 = 4 \left(\frac{490000}{1318} \right) \left(\frac{1160}{G \times 46.8} \right)^2 = 1.54 \times 10^{-6}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yw} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yw} - F_r)^2}} = 824 \text{ cm} < L_b = 1000 \text{ cm}$$

پس داریم:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GI + \left(\frac{nE}{L_b} \right)^2 I_y C_w} = 1.09 \times 10^6 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = \phi_b M_{cr} = 0.9(1.09 \times 10^6) = 9.8 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

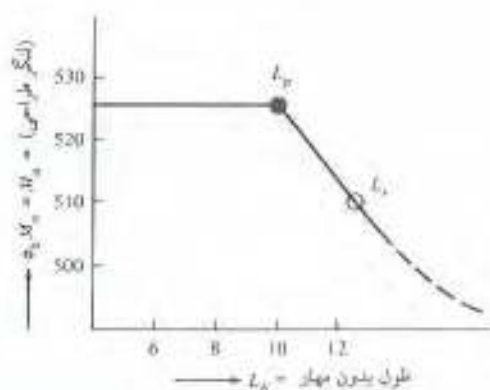
رابطه لنگر خمشی بحرانی مربوط به قطعات I شکل و U شکل را می‌توان به صورت زیر نشان داد:

$$M_{cr} = \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{\frac{L_b}{r_y}} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2 \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^2}}$$

که در آن مقادیر X_1 و X_2 همان مقادیری است که قبلاً نیز از آنها استفاده شده است.

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GI} \right)^2$$

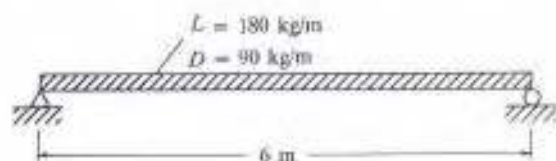
می‌توان برای هر نیم‌رخ یک منحنی نظیر منحنی (۹-۱۱) تهیه کرد که در آن لنگر خمشی طراحی برای هر فاصله مهارهای جانبی مشخص می‌شود. بدیهی است اگر مقدار C_b برابر یا واحد نباشد، مقادیر داده شده مشابه آنچه در شکل (۹-۹) نشان داده شده است افزایش پیدا خواهد کرد.



شکل ۹-۱۱

مثال ۹-۷

اگر در شکل (۹-۱۲) تکیه گاه‌های تیر تنها در دو انتها باشد، نیم‌رخ مناسبی از نوع IPE برای تیر معین کنید.



شکل ۹-۱۲

حل:

$$w_u = 1.2(90) + 1.6(180) = 396 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{396 \times 6^2}{8} = 1782 \text{ kg m}$$

$$\phi M_{cr} = M_u \quad M_{cr} = \frac{M_u}{\phi_b} = \frac{1782}{0.9} = 1980 \text{ kg m}$$

با سعی و خطا 20 IPE از نظر فواصل مهار و لنگر بحرانی بررسی می‌شود.

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 2.24}{\sqrt{2333}} = 115.5 \text{ cm} < L_b = 4.00 \text{ m}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} = 193000$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = 5.58 \times 10^{-7}$$

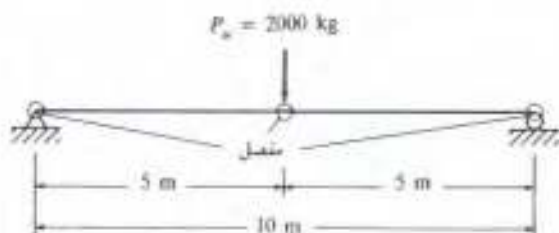
$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yw} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yw} - F_r)^2}} = 554 < L_b = 600 \text{ cm}$$

پس تیر در ناحیه ۳ قرار دارد.

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{nE}{L_b} \right)^2 I_y C_w} = 2103 \text{ kg m} > 1980 \text{ OK.}$$

مثال ۹-۸

در تیر زیر سبکترین پیرخ IPE ممکن را معین کنید، این تیر در دو انتها و در مرکز تیر دارای مهار جانبی است.



شکل ۹-۱۳

حل:

اگر وزن تیر ۲۵ kg/m فرض شود خواهیم داشت:

$$w_u = 1.2(25) = 30 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{2300 \times 10}{4} + \frac{30 \times 10^2}{8} = 5375 \text{ kg m}$$

IPE 16 از نظر مهار بررسی می شود.

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} = 21.3 \times 10^4$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = 3.74 \times 10^{-7}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yw} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yw} - F_r)^2}} = 491 \text{ cm} < L_b = 500$$

با این نیمرخ نیز در ناحیه ۳ قرار می‌گیرد پس خواهیم داشت:

$$\phi_b M_{cr} = M_u \quad M_{cr} = \frac{M_u}{\phi_b} = \frac{5375.0}{0.9} = 5972 \text{ kg m}$$

لنگر بحرانی را در ناحیه ۳ نیمرخ IPE 16 معین می‌کنیم

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 =$$

$$1.75 + 1.05 \left(\frac{0}{M_u} \right) + 0.3 \left(\frac{0}{M_u} \right)^2 = 1.75$$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{nE}{L_b} \right)^2 I_y C_w} = 2232 \text{ kgm} < 5972 \text{ kg m}$$

پس باید نیمرخ بزرگتری معین کرد، IPE 22 بررسی می‌شود.

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 2.48}{\sqrt{2333}} = 128 \text{ cm}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} = 188000$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = 6.05 \times 10^{-7}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yw} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yw} - F_r)^2}} = 601 > 500$$

$$M_r = (F_{yw} - F_r) S_x = 3006 \text{ kg m}$$

$$M_p = F_y Z = 2333(2 \times 143) = 6672 \text{ kg m} \quad C_b = 1.75$$

$$M_u = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 6630 > 5972 \text{ OK.}$$

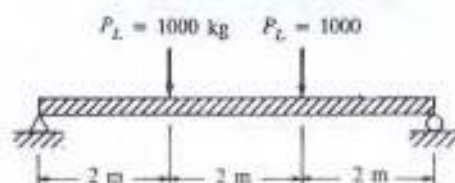
مسائل

در کلیه مسائل ۱-۹ تا ۱۴-۹ با فرض اینکه تیر دارای تکیه گاه ممتد جانبی باشد مسأله را بررسی کنید.

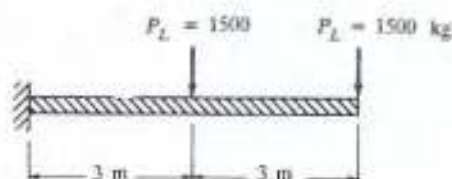
۱-۹ تا ۷-۹ تیر مخ مناسب را تعیین کنید (وزن تیر در محاسبات ملحوظ نشده است)



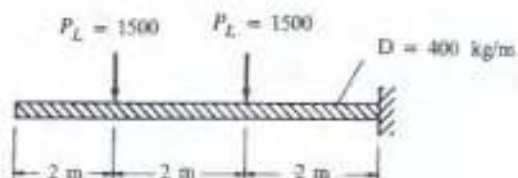
مسأله ۱-۹



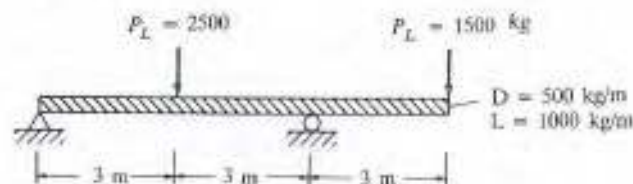
مسأله ۲-۹



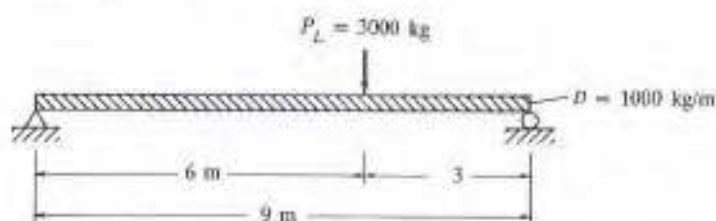
مسأله ۴-۹



مسأله ۵-۹

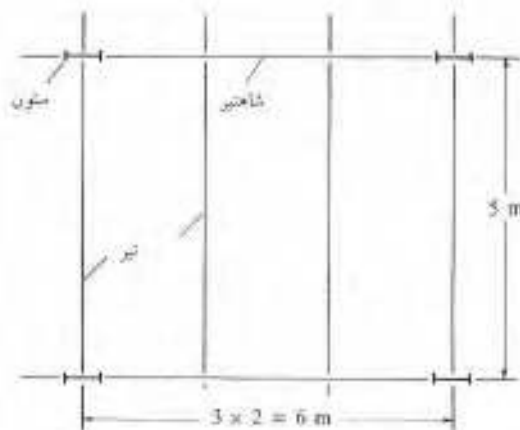


مسئله ۶-۹



مسئله ۷-۹

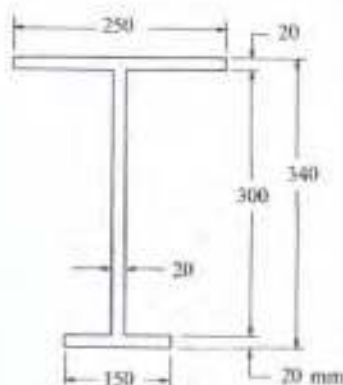
۸-۹ شکل مقابل سقف یک کارگاه صنعتی را نشان می‌دهد. اگر سقف بتنی کارگاه به ضخامت ۱۲ cm باشد و بار زنده موجود 400 kg/m^2 در نظر گرفته شود، و سقف بتنی تکیه گاه ممتد جانبی برای تیرها ایجاد کند، تیرهای مناسبی برای تیرها معین کنید. وزن مخصوص بتن را 2400 kg/m^3 بگیرید.



مسئله ۸-۹

۹-۹ اگر بالهای تیرمخ IPE 30 را با شسمه PL 120 x 8 mm تقویت کنیم، مطلوبست تعیین این تیرمخ در حالتی که دهانه ساده تیر 4.0 m باشد.

۱۰-۹ اگر تیرمخ شکل مقابل از فولاد نرم تشکیل شده باشد، باری را که به صورت یکنواخت و گسترده علاوه بر وزن تیر می‌توان بر آن وارد نمود معین کنید. دهانه تیر را 6 m بگیرید.

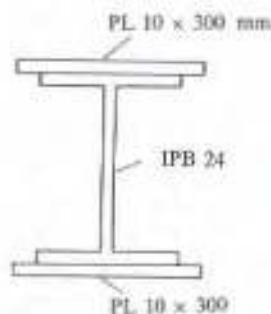


مسئله ۹-۱۰

۹-۱۱ تیری به دهانه 6m متر بار مرده بکخواختی به شدت 800 kg/m و بار گسترده بکخواخت زنده‌ای به شدت 1200 kg/m را تحمل می‌کند. این تیر با تکیه گاههای ساده در مقطع لنگر خمشی حداکثر روی هر پال خود دو سوراخ به قطر 20 mm دارد، مطلوبست تعیین نیمرخ مناسبی برای این تیر.

۹-۱۲ در مسئله (۹-۱۱) اگر در مقطع لنگر خمشی حداکثر نیمرخ، روی هر پال دو سوراخ به قطر 20 mm وجود داشته باشد، مسئله را بار دیگر حل کنید.

۹-۱۳ شکل مقابل نیمرخ یک تیر با دهانه 6 m را نشان می‌دهد، که بار گسترده‌ای علاوه بر وزن خود تحمل می‌کند اگر در مقطع لنگر خمشی حداکثر روی هر پال نیمرخ دو سوراخ به قطر 20 mm وجود داشته باشد مقدار W_{xx} را معین کنید.



مسئله ۹-۱۳

۹-۱۴ تیری به دهانه 6 m دوبار متمرکز متحرک هر یک برابر با 2 ton و به فاصله 2 m از یکدیگر را

تحمل می‌کند، اگر بار مرده وارده علاوه بر وزن تیر 100 kg/m باشد، نیمرخ مناسب تیر را تعیین کنید.

(در مسائل ۹-۱۵ تا ۹-۲۸ مقدار L_b در هر مسأله معین شده و وزن تیر نیز در محاسبات دخالت داده نشده است).

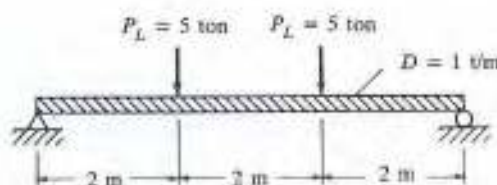
۹-۱۵ لنگر خمشی طراحی M_n ϕ_b نیمرخ IPE 20 برای دهانه‌های 1.5 m و 3.5 m و 6 m را هرگاه مهارهای جانبی بال فشاری تیر تنها در دو انتهای آن باشد معین کنید.

۹-۱۶ در شکل زیر اگر تنها در دو انتهای تیر تکیه گاه جانبی داشته باشیم یک نیمرخ مناسب IPB برای تیر تعیین کنید.



مسأله ۹-۱۶

۹-۱۷ در شکل زیر اگر نوع فولاد نرمه باشد سبکترین نیمرخ I شکل را برای تیر معین کنید، مهارها تنها در دو انتها است.



مسأله ۹-۱۷

۹-۱۸ مسأله (۹-۱۷) را در حالتی که در محل تأثیر بارها نیز تیر دارای مهار باشد حل کنید.

۹-۱۹ اگر تیری با نیمرخ IPE 30 با دهانه 6 m تنها بار مرده حاصل از وزن خود را تحمل کند، مقدار حداکثر بار زنده مؤثر بر تیر را اگر به صورت بار متمرکز بر وسط تیر اثر کند معین کنید.

۹-۲۰ مسأله (۹-۱۹) را در حالتی که مهار جانبی در وسط تیر و در محل تأثیر بار زنده متمرکز باشد نیز حل کنید.

۹-۲۱ در شکل زیر سبکترین نیمرخ I شکل را برای تیر معین کنید، مهار جانبی تنها در انتهای آزاد تیر است.



شکل ۹-۲۱

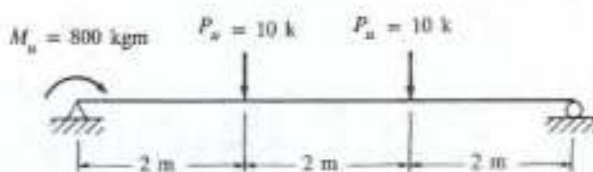
۲۲-۹ تیری با دهانه 6 m و مرکب از نیمرخ IPE 30 روی دو تکیه گاه ساده موجود است. اگر (الف) بال فشاری دارای تکیه گاه ممتد جانبی باشد (ب) اگر بال فشاری تنها در دو انتها دارای مهار جانبی باشد حداکثر شدت بار زنده مؤثر بر تیر را معین کنید.

۲۳-۹ حداکثر شدت بار زنده را که به صورت گسترده اثر می کند معین کنید، تیر 30 IPE با دو تکیه گاه جانبی در دو انتهایست، دهانه تیر 6 m و بار مرده وارده علاوه بر وزن تیر 100 kg/m است.

۲۴-۹ تیری با نیمرخ IPE 30 مطابق شکل زیر بار شده است، اگر از وزن تیر صرف نظر شود، وضعیت بارگذاری تیر را در دو حالت زیر بررسی کنید.

الف - تیر با تکیه ممتد جانبی است

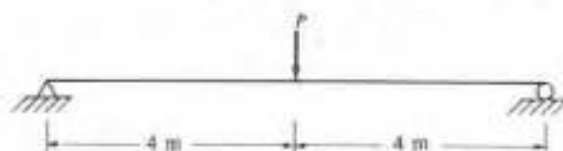
ب - تکیه گاههای جانبی تنها در دو انتهایست



شکل ۹-۲۲

۲۵-۹ مسأله (۲۴-۹) را در حالتی که تیر در دو انتها و در محل تأثیر بارهای متمرکز دارای مهار جانبی باشد حل کنید.

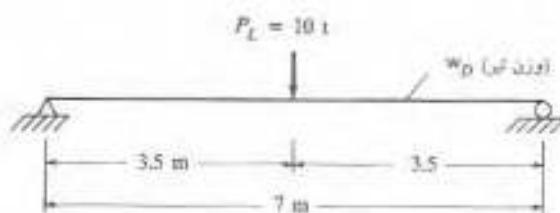
۲۶-۹ در مسأله زیر اگر تیر در محل تأثیر بار متمرکز و دو انتها دارای مهار جانبی باشد و تیر از نیمرخ IPE 27 تشکیل شده باشد مقدار حداکثر P را معین کنید.



شکل ۹-۲۶

۲۷-۹ مسأله (۲۶-۹) را در حالتی که یار مرده گسترده‌ای به شدت 100 kg/m بر آن تأثیر کند و تیر در دو انتها و محل تأثیر بار متمرکز دارای مهار باشد بار دیگر حل کنید.

۲۸-۹ در شکل مقابل اگر تیر در دو انتها و محل تأثیر بار متمرکز دارای مهار باشد نیمرخ مناسب I شکلی برای آن معین کنید.



شکل ۲۸-۹

۲۹-۹ برای تیری نیمرخ IPE 30 لازم است به دلیل فقدان این نیمرخ از IPE 27 و ورق به عنوان تقویت استفاده خواهد شد اگر تیر دارای مهار ممند جانبی باشد مشخصات ورق جایگزین را معین کنید.

۳۰-۹ اگر برای تیری IPB 28 طرح شده باشد ولی به اشتباه آنرا از IPB 26 ساخته باشند به شرط دارا بودن تکیه گاه ممند جانبی ورق تقویت لازم را برای این تیر معین کنید.

۳۱-۹ مسأله (۲۹-۹) را در حالتی که نوع فولاد تیر اصلی یا $F_y = 3600 \text{ bar}$ بوده باشد ولی تیر جایگزین $F_y = 2333 \text{ bar}$ باشد، ورقهای تقویت را معین کنید.

۳۲-۹ تیری را با حداکثر ارتفاع 30 cm برای تحمل شدت بار گسترده‌ای برابر با $w_D = 1500 \text{ kg/m}$ و بادها ته‌ای برابر با 6 m و تکیه گاه ممند جانبی از ورق طرح کنید.

۱-۱۰ طراحی تیرهای یکسره

بند A5 ضوابط LRFD طراحی تیرها را براساس فلسفه تحلیل ارتجاعی با بارهای ضریب‌دار و با براساس تحلیل خمیری یا همان بارهای نهایی مجاز می‌نماید. تحلیل خمیری تنها برای مقاطعی مجاز شمرده شده است که تنش تسلیم فولاد آنها از 4500 kg/cm^2 تجاوز نکند.

آزمایشات نشان داده‌اند اگر تیرها از فولاد نرمه ساخته شده باشند و ابعاد مقاطع آنها شرایط فشرده‌گی را دارا باشد و بالهای فشاری آنها تکیه گاههای مناسب جانبی داشته باشد، امکان توزیع مجدد لنگر خمشی حاصل از بارهای اضافی وارده را خواهند داشت. در طرح خمیری چنین مزیتی عملاً در تحلیل آن ملحوظ شده است.

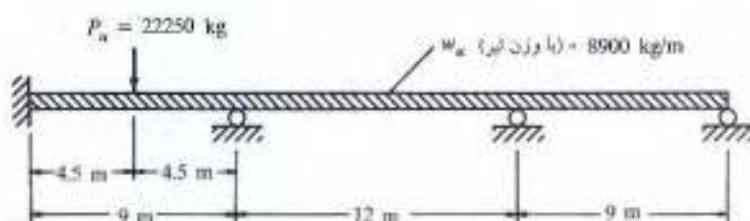
در تحلیل ارتجاعی ضوابط LRFD توزیع مجدد لنگر خمشی را توسط قاعده‌ای ساده به‌نوعی که عملکرد خمیری را دنبال کند تأمین می‌کند. بند A5 ضوابط LRFD می‌گوید، که در تیرهای یکسره که دارای مقاطع فشرده compact sections هستند، طراحی را می‌توان براساس $1/9$ لنگر منفی حداکثر که توسط بارهای ثقلی و در محل تکیه گاهها ایجاد می‌شود انجام داد. در این حالت لنگر مثبت دهانه را باید به اندازه متوسط $1/9$ لنگر منفی تکیه گاههای طرفین افزایش داد (ضریب $1/9$ تنها در حالت اعمال بارهای ثقلی به کار می‌رود و در مورد بارهای جانبی نظیر بار یا دو زلزله به کار نخواهد رفت). این ضریب را می‌توان در ستونهایی که بار محوری کمتر از $0.15 F_y$ دارند نیز به کار برد. ضریب تقلیل را نمی‌توان در مورد فولادهایی که پله خمیری ندارند، تیر ورقهای دوگانه و در لنگرهای حاصل از تیرهای طره به کار برد.

در مثال (۱-۱۰) طراحی تیر سه دهانه را که توسط (الف) روش ارتجاعی (ب) روش خمیری تحلیل

شده است نشان داده‌ایم.

مثال ۱۰-۱

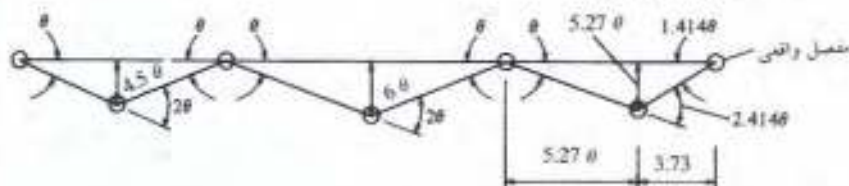
تیر شکل (۱۰-۱) از فولاد نرمة است. (الف) سیکترین نیمرخ I شکل را با اعمال تحلیل خمیری بر تیر برای آن معین کنید. تیر را با تکیه گاههای ممتد جانبی بگیرید. (ب) این تیر را به روش تحلیل ارتجاعی با بارهای ضریب دار طراحی کنید و از قانون ۰/۹ لنگر منفی استفاده نمایید. بالهای این تیر را با تکیه گاه ممتد جانبی بگیرید. (ج) با استفاده از تحلیل ارتجاعی و ضرایب بار و قانون ۰/۹ لنگر منفی تکیه گاهی و با فرض تکیه گاه ممتد جانبی بال فوقانی و تنها با تکیه گاه جانبی در محل تکیه گاهها در بال تحتانی طراحی کنید.



شکل ۱۰-۱

حل:

الف - تحلیل و طرح خمیری



$$\text{دهانه اول} \left\{ \begin{array}{l} M_u \ 4\theta = (9 w_u) \left(\frac{1}{2} \right) (4.5 \theta) + P_u (4.5 \theta) \\ M_u = 5.063 w_u + 1.125 P_u \\ M_u = 5.063 (8900) + 1.125 (22250) \\ M_u = 70092 \text{ kg m} \end{array} \right.$$

$$\text{دهانه دوم} \left\{ \begin{array}{l} M_u \ (4\theta) = (12 w_u) \left(\frac{1}{2} \right) (6\theta) \\ M_u = 9 w_u = 9 (8900) \\ M_u = 80100 \text{ kg m} \end{array} \right.$$

۱۰-۲ برش

برای این بحث شکل (۱۰-۳ الف) را در نظر می‌گیریم. به محض این که قطعه خمیده شود به دلیل تغییر طول تارهای تیر معمولاً در قطعه تنش برشی ایجاد می‌شود، در لنگر خمشی مثبت تارهای تحتانی تیر کشیده شده و تارهای فوقانی آن فشرده می‌شود و در ارتفاع تیر تارهایی وجود دارد که تغییر طول نمی‌دهند و امتداد آنها امتداد محور خشی را تشکیل می‌دهد. به دلیل تغییر طول تارها معمولاً هر تار ی تمایل به لغزش روی تارهای فوقانی یا تحتانی خود دارد.

اگر چند تخته چوب را بدون اتصال به هم روی یکدیگر قرار دهیم واضح است که پس از خمش تمایل به تغییر شکلی مطابق شکل (۱۰-۳ ب) خواهند یافت.

آنچه گفته شد ممکن است این تصور اشتباه را سبب شود که تنش برشی افقی متفاوت از تنش برشی قائم است، در حالی که باید خاطر نشان کرد که هر دو یک ماهیت دارند و علی‌الاصول وجود یکی بدون وجود دیگری ممکن نیست.

باید ذکر کرد که برش در تیرهای نورد شده معمولاً مسأله‌ای ایجاد نمی‌کند زیرا جان این تیرها قادر است که نیروی برشی بالایی را تحمل کند، لذا بهتر است حالانی را که امکان دارد برش مقدار قابل توجهی پیدا کند بیان شود:

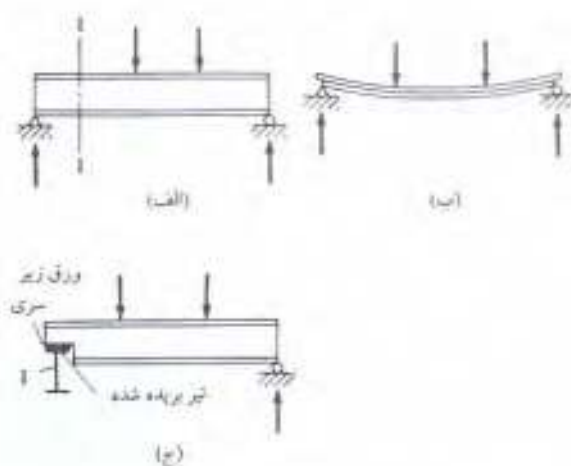
۱- اگر نیروی قابل ملاحظه متمرکزی در نزدیکی تکیه گاه تیر بر آن اثر کند، چنین نیرویی عملاً بدون این که خمش قابل توجهی را سبب شود تلاش برشی بالایی را ایجاد خواهد کرد. یک چنین حالتی زمانی اتفاق می‌افتد که ستون طبقه فوقانی به دلیل خروج از مرکزیت روی ستون تحتانی قرار نگیرد و روی تیر متصل به ستون واقع شود. در یک چنین حالتی اگر تعداد طبقات بالا زیاد باشد چنین برش بالایی ایجاد خواهد شد.

۲- معمولاً متعارف‌ترین وضعیت مسأله برشی زمانی اتفاق می‌افتد که اتصال تیر به ستون به شکل صلب باشد در این حالت جان دو قطعه در راستای یکدیگر است. این حالت در قابهای صلب اتفاق می‌افتد.

۳- اگر تیری مطابق شکل (۱۰-۳ ج) بریده شود برش در آن مسأله ایجاد می‌کند. در این حالت تنش برشی با عمق جان باقیمانده محاسبه می‌شود. مسأله مشابه زمانی است که در جان تیرها برای عبور کانالها سوراخهای بزرگ ایجاد می‌شود.

۴- به لحاظ نظری در تیرهای کوتاه تحت بارهای خیلی زیاد ممکن است مسأله برش ایجاد شود. دو عمل چنین مسأله‌ای مگر به صورتی که در حالت (۱) بیان شد ایجاد نخواهد شد.

۵- برش می‌تواند در تیرهای با جان نازک نظیر تیر ورقها و تیرهای جدار نازک تحت اثر بارهای معمولی مسأله‌انگیز باشد که باید مورد توجه قرار گیرد.



شکل ۳-۱۰

در مقاومت مصالح رابطه تنش برشی به صورت $f_v = \frac{VQ}{Ib}$ که در آن V تلاش برشی، Q لنگر سطح واقع شده در بالا یا پایین تار مورد نظر، f_v تنش برشی در تار و b عرض مقطع در محل تار می باشد، بیان می شود.

در شکل (۴-۱۰ الف) نمودار تغییرات تنش برشی در ارتفاع یک مقطع I شکل و در شکل (۴-۱۰ ب) نمودار تغییرات تنش برشی در ارتفاع یک مقطع مستطیل شکل نشان داده شده است. از نمودار شکل (۴-۱۰ الف) دیده می شود که قسمت اعظم برش توسط جان تیر تحمل می شود.

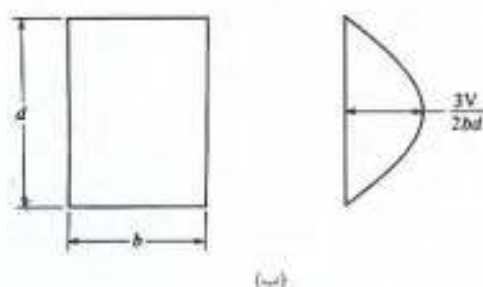
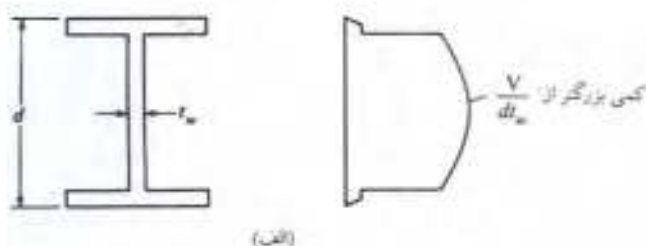
اگر بار وارده بر تیر مخ I شکل افزایش یابد تا جایی که تنش خمشی در بال تیر به تنش تسلیم برسد، دیگر بال تیر قادر به تحمل تنش برشی نخواهد بود و اگر لنگر خمشی باز هم افزایش یابد، حالت تسلیم به جان تیر نیز نفوذ خواهد کرد و مقطعی از جان که قادر به تحمل تنش برشی گردد باز هم تقلیل می یابد. ضوابط LRFD به جای این که بخشی از جان را در مقابل تنش برشی قرار دهد، کل مقطع جان را در برابر تنش تقلیل یافته برشی می گذارد. سطح مقطع جان A_w برابر با حاصلضرب ارتفاع کل تیر h در ضخامت جان t_w است. در روابط مقاومت برشی زیر F_{vw} حداقل تنش تسلیم فولاد جان تیر مخ و k ضریب کماتش ورق جان و $\phi_v = 0.9$ می باشد.

مقدار k در مورد جان تیرها از رابطه زیر معین می شود

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

در این رابطه a فواصل ورقهای تقویت جان است. هرگاه جان تیر تقویت نداشته باشد و یا a/h بزرگتر

از ۳/۰ باشد $k = 5$ گرفته می شود.



شکل ۱۰-۴

در روابط زیر مقاومت برشی در محدوده خمیری، غیرارتجاعی و ارتجاعی به ازاء مقادیر مختلف $\frac{h}{t_w}$ نشان داده شده است.

۱- جاری شدن جان. کلیه نیمرخهای نورد شده I و U شکل در این محدوده قرار می‌گیرند.

$$\left(\frac{h}{t_w} \leq 72 \right) \text{ اگر } \frac{h}{t_w} \leq 1560 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \text{ باشد (برای فولاد نرم } \frac{h}{t_w} \leq 72 \text{)}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_{yw} A_w = 1260 dt_w \text{ (بر حسب kg)}$$

۲- کمانش غیرارتجاعی جان

$$1560 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1950 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \text{ برای فولاد نرم}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_{yw} A_w \frac{1560 \sqrt{k/F_{yw}}}{h/t_w} = 842.4 F_{yw} A_w \frac{\sqrt{k/F_{yw}}}{h/t_w}$$

۳- کمانش ارتجاعی جان

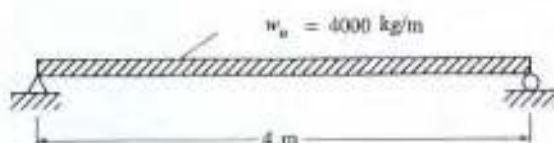
$$\left(\frac{h}{t_w} > 90 \right) \text{ اگر } \frac{h}{t_w} > 1950 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \text{ باشد (برای فولاد نرم } \frac{h}{t_w} > 90 \text{)}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v A_w \frac{1.82 \times 10^6 \text{ k}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} = \frac{1.64 \times 10^6 \text{ k} A_w}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$$

در مثال (۲-۱۰) استحکام برشی یک تیر بررسی شده است.

مثال ۲-۱۰

برای تیر زیر از IPE 30 استفاده شده است، مطلوب است بررسی برش در تیر



شکل ۵-۱۰

حل:

$$V_u = 4000(2) = 8000 \text{ kg.}$$

$$\phi_v V_n = 1260 dt_w = 1260(30)(0.71) 10^{-3} = 26.8 > 8 \text{ ton OK.}$$

۳-۱۰ خیز

خیز تیرهای فولادی معمولاً به مقادیر حداکثر معینی محدود می‌شود. برخی از دلایل اصلی محدودیت خیز به شرح زیر است:

۱- خیز بیش از حد تیرها معمولاً به مصالح چسبیده به تیرها صدمه می‌زند. مثلاً سبب ترک خوردگی در گچ کاری سقف‌ها می‌شود.

۲- ظاهر ساختمان اغلب در اثر خیز بالا آسیب می‌بیند.

۳- اگر خیز ساختمان بالا باشد، برای ساکنان آن احساس امنیت وجود نخواهد داشت. هرچند از نظر استحکام، ساختمان کاملاً مطمئن باشد.

۴- لازم است که تیرهای زیر یک سقف واحد همگی دارای خیز یکسانی باشند.

بر اساس ضوابط متعارف خیز حاصل از بار زنده بهره‌برداری به $\frac{1}{360}$ دهانه تیر محدود می‌شود. این

مقدار عملاً بیشترین خیزی است که به ازاء آن گنج‌کاری زیر سقف ترک نمی‌خورد. در عمل مقدار $\frac{1}{360}$ یکی از معیارهای حداکثر موجود است. مهندسین در موارد مختلف از معیارهای متفاوت دیگری استفاده می‌کنند. اگر سقف ماشین‌آلات حساسی را تحمل کند حداکثر خیز به $\frac{1}{1500}$ یا $\frac{1}{2000}$ دهانه تیر نیز محدود می‌شود. در ضوابط AASHTO محدودیت خیز تیرها و شاه‌تیرها تحت اثر بار زنده به $\frac{1}{800}$ دهانه محدود می‌شود (در پل‌های شهری که از آن توسط پیاده‌ها نیز استفاده می‌شود ضوابط AASHTO حداکثر خیز دهانه را $\frac{1}{1000}$ محدود می‌کند).

ضوابط LRFD ضابطه خاصی برای حداکثر خیز مجاز معین نمی‌کند. زیرا به دلیل تنوع مصالح و موقعیت‌های استقرار تیرها و انواع سازه‌ها و انواع بارهای وارده نمی‌توان از یک محدودیت قابل قبول برای کلیه حالات استفاده کرد. چنین محدودیت‌هایی بستگی به قضاوت مهندس طراح دارد که تا با بررسی موقعیت خاص قطعه میزان مناسبی را برای خیز آن انتخاب کند.

بدیهی است قبل از استفاده کورکورانه از روابط خیز، باید روشهای محاسبه خیز توسط دانشجویان درک گردد. این روش‌ها که شامل سطح لنگر، تیرهای مزدوج و کار مجازی است در روش نظری مقاومت مصالح و تحلیل سازه‌ها آموخته می‌شود. رابطه زیر برای بار گسترده و یکنواخت تیری با دو تکیه‌گاه ساده معین می‌شود.

$$\Delta = \frac{5 w L^4}{384 EI}$$

در مثال (۳-۱۰) روش استفاده از رابطه فوق شرح داده شده است.

مثال ۳-۱۰

در مثال (۱-۹) از IPE 50 برای تحمل بار مرده سرویس 1500 kg/m و بار زنده کاربردی 4500 kg/m استفاده شد. در این جا حداکثر خیز تیر با رابطه فوق مقایسه می‌شود.

حل:

$$\Delta_c = \frac{5 w L^4}{384 EI} = \frac{5(45 \text{ kg/cm}) \times 600^4}{384(2 \times 10^6)(48200)} = 0.79 \text{ cm}$$

$$< \left(\frac{1}{360}\right)(600) = 1.67 \text{ cm}$$

ضوابط LRFD از رابطه زیر برای محاسبه خیز تیرها استفاده می‌کند. در این رابطه مقدار C_1 در شکل

(۶-۱۰) معین شده است.

$$\Delta = \frac{ML^2}{C_1 I_x}$$

در رابطه فوق L دهانه تیر بر حسب cm ، M لنگر حداکثر تیر بر حسب $kg.cm$ و I_x لنگر لختی تیر است (cm^4).

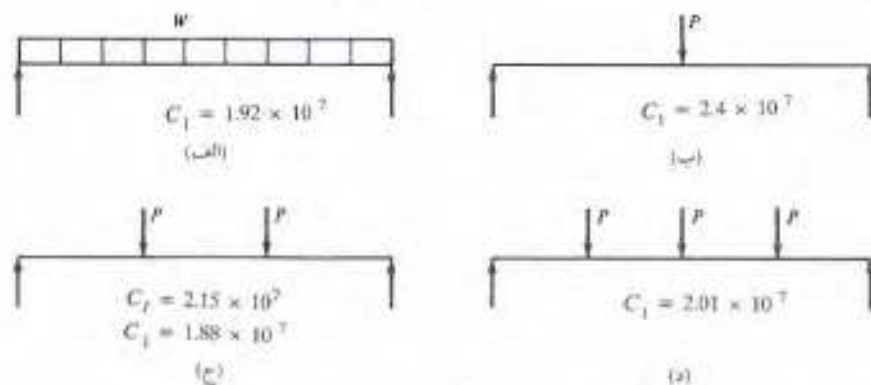
اگر بخواهیم مثال (۳-۱۰) را به کمک این رابطه بررسی کنیم، لنگر خمشی در مرکز تیر برابر با $\frac{45 \times 600^2}{8} = 2025000 \text{ (kg/cm)}$ خواهد شد و از طریق شکل (۳-۱۰ الف) مقدار $C = 1.92 \times 10^7$ معین می‌شود.

$$\Delta_c = \frac{2025000 \times 600^2}{1.92 \times 10^7 \times 48200} = 0.79 \text{ cm}$$

برخی از آئین‌نامه‌ها ضوابط کنترل خیز تیرها را براساس نسبت ارتفاع تیر به دهانه آن معین می‌کنند. تیرهای فولادی را می‌توان به اندازه خیز حاصل از بار مرده و یا برابر با خیز حاصل از بار مرده و چند درصد از بار زنده آن در جهت خلاف خیز کوژ camber داد. حدود ۲۵ درصد این کوژ اولیه که شکل اونجایی دارد پس از اتمام عملیات برخواهد گشت. باید یادآور شد تیری که به سمت بالا کوژ داده شده است بسیار قوی‌تر از تیری که به همان میزان به سمت پایین خم شده نشان می‌دهد.

اقتصادی‌تر آن است که به جای کوژ معکوس تیرها از تیمرخی با لنگر لختی بالاتر استفاده شود. زیرا عملیات کوژدهی تیر عملی مطلوب برای فولاد نیست و می‌تواند مسائل دیگری را ایجاد کند. کوژ دادن تیرها مشکلاتی را در نصب و اتصال قطعات به یکدیگر نیز بوجود می‌آورد که این نیز بر هزینه اضافی کوژدهی می‌افزاید. لذا اقتصادی‌ترین است که از مقطع با لنگر لختی بزرگتر استفاده شود. از طرف دیگر اگر از قطعات فولادی با فولاد اعلا استفاده شود می‌توان قطعه را با فولاد نرمه انتخاب کرد و به این وسیله لنگر لختی آن را بالا برد.

اغلب در تیرهایی که محدودیت خیز وجود دارد و در تیرهای طولی، خیز تیر تعیین‌کننده مقطع تیر است. در مثال (۳-۱۰) طراحی تیری که خیز آن تعیین‌کننده مقطع آن است شرح داده شده است.



شکل ۳-۱۰

مثال ۴-۱۰

تیری با دهانه ۷م بار مرده گسترده‌ای به شدت ۱۲۰۰ kg/m و بار زنده گسترده‌ای به شدت ۳۰۰۰ kg/m را تحمل می‌کند. اگر بال فشاری این تیر دارای تکیه گاه مسند جانبی باشد و حداکثر خیز بار وارده به $\frac{1}{1500}$ محدود شود، مقطع مناسبی برای این تیر معین کنید. این تیر روی تکیه گاه ساده است.

حل:

اگر وزن تیر را ۱۰۰ kg/m بگیریم، خواهیم داشت:

$$w_u = 1.2(1200 + 100) + 1.6(3000) = 6360 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{6360 \times 7^2}{8} = 38955 \text{ kg/m}$$

$$Z \geq \frac{3895500}{0.9 \times 2333} = 1855 \text{ cm}^3$$

$$\text{IPE } 50 \quad Z = 2200 \text{ cm}^3$$

$$\Delta = \left(\frac{1}{1500} \right) (700) = 0.47 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CL} = \frac{ML^2}{C_1 I_x} = \frac{\frac{43 \times 700^2}{8} (700)^2}{1.92 \times 10^7 (48200)} = 1.39 \text{ cm} > 0.47 \text{ cm}$$

لنگر لختی لازم جهت کنترل خیز خواهد شد،

$$I_x > \frac{1.39}{0.47} (48200) = 143000 \text{ cm}^4$$

IPB 26 انتخاب شد.

آب انباشتگی

اگر افزایش آب در یک بام مسطح بیش از تخلیه آب باشد، آب انبار شده موجب خیز کاسه مانند بام شده و سبب می‌شود که گنجایش آب بام بیشتر شود که به دنبال آب خیز بیشتر تیرهای سقف را سبب می‌گردد. این فرایند تا زمانی که به تعادل برسد و یا سبب گسیختگی شود ادامه می‌یابد. مسأله آب انباشتگی می‌تواند مسأله‌ای بسیار جدی در کشورهای با بارندگی بالا باشد.

آب انباشتگی در اغلب سقفهای مسطح تا حدی اتفاق می‌افتد. بهترین روش جلوگیری از آب انباشتگی انتخاب شیب مناسب برای بام است. (به میزان ۴ درصد یا بیشتر در صورت لزوم) که باید

همراه با تخلیه مناسب باشد.

هرگاه سطح بام وسیع باشد از آنجا که آب تابستگی در بارندگی شدید همراه باد شدید اتفاق می افتد، ممکن است آب فراوانی در یک سمت بام اتبار شود که در این حالت در مناطق یا بارندگی و طوفان شدید کشور می توان از سوراخهای بزرگ که تخلیه سریع آب را از دیوار اطراف بام ممکن می کنند استفاده کرد. محاسبه نظری عناصر تشکیل دهنده یک بام تحت اثر آب تابستگی پیچیده است و از آن جا که چنین خطری در کشور ایران امکان وقوع بسیار اندکی دارد از ذکر آن صرف نظر می شود.

۴-۱۰ جان و بال تیر تحت بار متمرکز

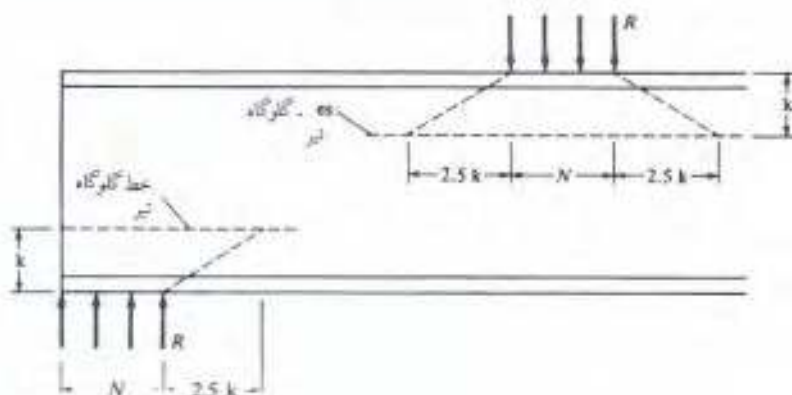
هرگاه بر بال تیرها بارهای متمرکزی وارد شود، باید جان و بال تیر در محل خمش بال دارای استحکام طراحی کافی برای مقابله با خمش بال، جاری شدن، خمیدگی و کمانش جانبی جان باشند. اگر بر هر دو بال بار متمرکز در امتداد یکدیگر اثر کند باید استحکام طراحی جان در برابر تسلیم، لهیدگی و کمانش ستونی تضمین شده باشد. در این بند روابطی جهت تعیین این نوع استحکام ارائه می شود.

خمش موضعی بال: بار کششی اسمی nominal tensile load مؤثر بر بال یک نیمرخ آ شکل که می تواند از طریق جوش یک ورق به بال اعمال شود توسط رابطه زیر معین می شود که در آن F_{yf} تنش تسلیم حداقل بال و t_f ضخامت بال است.

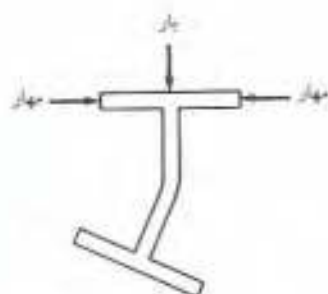
$$R_n = 6.25 t_f^2 F_{yf}$$

$$\phi = 0.9 \quad (\text{رابطه K 1-1 ضوابط LRFD})$$

اگر عرض پار شده بال نیمرخ کمتر از $0.15 b_f$ باشد، بررسی فوق نیازی ندارد.



شکل ۴-۱۰ جاری شدن موضعی جان



شکل ۸-۱۰ کمانش جانبی جان

جاری شدن موضعی جان: استحکام اسمی nominal strenght جان پکت تیر در مقطع گلوگاه تیر اگر بار یا عکس‌العملی بر تیر اعمال شود از طریق یکی از دو رابطه زیر که در آنها k فاصله سطح خارجی بال از خط گلوگاه تیر است و N طول بار شده و F_{yw} تنش تسلیم حداقل جان تیر و t_w ضخامت جان می‌باشد معین خواهد شد.

اگر بار متمرکز خارجی یا عکس‌العمل سبب فشار یا کشش در فاصله‌ای بیشتر از ارتفاع نیم‌رخ از انتهای آن اثر کند خواهیم داشت:

$$R_n = (5k + N)F_{yw} t_w$$

$$\phi = 1.0 \quad (\text{رابطه K 1-2 ضوابط LRFD})$$

اگر بار یا عکس‌العمل نزدیک و یا در انتهای تیر اثر کند داریم:

$$R_n = (2.5k + N)F_{yw} t_w$$

$$\phi = 1.0 \quad (\text{رابطه K 1-3 ضوابط LRFD})$$

با مراجعه به شکل (۷-۱۰) به راحتی نحوه استخراج این روابط معین می‌شود. استحکام اسمی R_n برابر با حاصل ضرب تنش تسلیم جان در سطحی است که پس از توزیع تیر و در خط گلوگاه تیر (محلی که ضخامت یکسان جان شروع می‌شود) به دست می‌آید.

لهیدگی جان: اگر بار متمرکزی بر نیم‌رخ که دارای جان بدون تقویت است وارد شود استحکام لهیدگی جان (nominal web crippling strenght) نیم‌رخ از طریق یکی از دو رابطه زیر (که در آن d ارتفاع نیم‌رخ است) معین خواهد شد. اگر جان نیم‌رخ دارای تقویت باشد و این تقویت‌ها حداقل به ارتفاع نصف جان برسند، بررسی لهیدگی جان موردی ندارد.

اگر بار متمرکز در فاصله بیشتر از $\frac{d}{2}$ از انتهای نیمرخ اثر کند:

$$R_n = 1120 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (\text{kg})$$

$\phi = 0.75$ (رابطه K 1-4 ضوابط LRFD)

اگر بار متمرکز در فاصله کمتر از $\frac{d}{2}$ از انتهای نیمرخ اثر کند:

$$R_n = 565 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (\text{kg})$$

$\phi = 0.75$ (رابطه K 1-5 ضوابط LRFD)

کمانش جانبی جان: اگر بار متمرکز بر بال فشاری مهار شده تیری اثر کند، جان تیر به فشار می‌افتد و بال کششی نظیر شکل (۸-۱۰) کمانه خواهد کرد.

معلوم شده است که اگر بالهای تیر در برابر دوران مهار شده باشند و داشته باشیم $(d/t_w)/(l/b_f) > 2.3$ و یا اگر مهار نشده باشند و داشته باشیم $(d/t_w)/(l/b_f) > 1.7$ کمانش جانبی جان اتفاق نخواهد افتاد. در روابط فوق d ارتفاع یا ضخامت یکسان جان است. یعنی برابر با $d-2k$ و L فاصله مهارهای بال در محل اعمال بار است.

بدراحتی می‌توان از کمانش جانبی جان در محل اعمال نیرو با تقویت جان و با استفاده از مهار جانبی جلوگیری کرد. برطبق ضوابط LRFD مهارها را باید برای یک درصد از مقدار بار متمرکز وارده طراحی نمود. اگر قرار باشد از تقویت استفاده شود، ارتفاع تقویت باید از محل اعمال نیرو تا حداقل $\frac{1}{4}$ ارتفاع نیمرخ امتداد یابد و برای باریکی کل نیرو طراحی شده باشد. برای مؤثر بودن تقویت‌ها باید از دوران بال جلوگیری شود.

اگر از حرکت جانبی تیر به کمک مهار جانبی و یا تقویت نیمرخ جلوگیری نشود و تیر تحت اثر بار فشاری قرار داشته باشد، استحکام آن به کمک روابط زیر معین خواهد شد.

اگر از دوران بال بار شده جلوگیری نشده باشد و $(d/t_w)/(l/b_f) < 2.3$ باشد،

$$R_n = \frac{8.28 \times 10^5 t_w^3}{h} \left[1 + 0.4 \left(\frac{d/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right] \quad (\text{kg})$$

$\phi = 0.85$ (رابطه K 1-6 ضوابط LRFD)

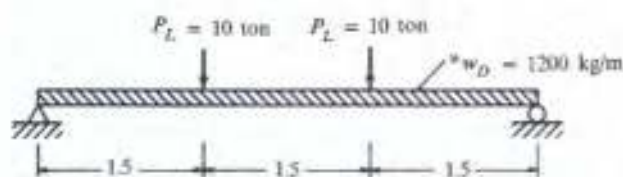
اگر از دوران بال بار شده جلوگیری نشده باشد و $(d/t_w)/(l/b_f) < 1.7$ باشد.

$$R_n = \frac{8.28 \times 10^5 t_w^3}{h} \left[0.4 \left(\frac{d_r}{t_w} \right)^3 \right] \quad (\text{kg})$$

$$\phi = 0.85 \quad (\text{رابطه K 1-7 LRFD})$$

مثال ۱۰-۵

برای تیر نشان داده شده در شکل (۹-۱۰) نیم‌رخ I شکل از نوع IPE معین کنید. مهارهای جانبی در محل تکیه گاهها و محل اثر بار قائم می‌باشد. حداقل تکیه گاه را برای شروع جاری شدن جان و لهدنگی جان معین کنید. بارهای کاربردی روی شکل نشان داده شده است.



شکل ۹-۱۰

حل:

اگر وزن تیر 60 kg/m فرض شود.

$$M_u = \frac{1.2(1260)(4.5)^2}{8} + 1.6(10000)(1.5) = 27827 \text{ kg/m}$$

$$\text{لازم } Z \geq \frac{2782700}{0.9 \times 2333} = 1325 \quad \text{IPE 45} \quad Z = 1698 \text{ cm}^3$$

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 4.12}{\sqrt{2333}} = 212 > 150 \text{ cm OK.}$$

حداقل طول بار شده به منظور جلوگیری از جاری شدن جان خواهد شد (در تکیه گاه):

$$R_u = 1.2(1260) \left(\frac{4.5}{2} \right) + 1.6(10000) = 19402 \text{ kg}$$

$$R_n = \frac{R_u}{\phi} = \frac{19402}{1} = 19402 \text{ kg}$$

$$R_n = (2.5 k + N) F_{yw} t_w$$

$$19402 = (2.5 \times 3.55 + N)(2333)(0.94)$$

$$N = 0.0 \text{ cm}$$

حداقل طول بار شده به منظور جلوگیری از لهدنگی جان در تکیه گاه

$$R_n = \frac{R_u}{\phi} = \frac{19402}{0.75} = 25869 \text{ kg}$$

$$25869 = 565 (0.94)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{45} \right) \left(\frac{0.94}{1.46} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2333 \times 1.46}{0.94}}$$

$$N = 0.0 \text{ cm}$$

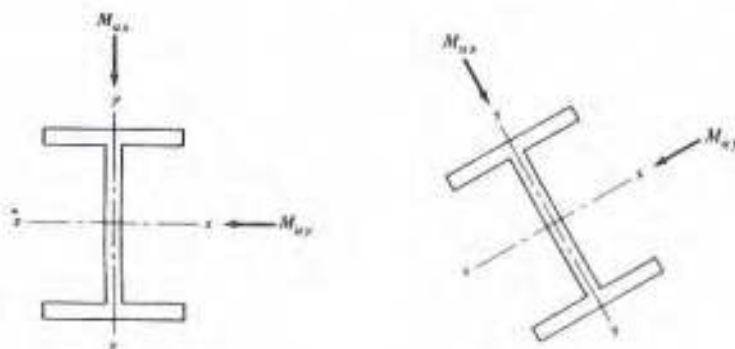
۱۰-۵ خمش نامتقارن

می‌دانیم که سطح مقطع هر تیرخی دارای دو محور اصلی است که نسبت به آن دو محور حاصل ضرب لختی product of inertia برابر یا صفر است. اگر خمش تیر حول هر محوری بجز محورهای اصلی تیر اتفاق افتد خمش نامتقارن گفته می‌شود. هرگاه بارهای خارجی در هیچ‌کدام از صفحات محورهای اصلی واقع نشود و یا بارها در دو یا چند امتداد اثر کنند خمش نامتقارن اتفاق می‌افتد.

اگر باری در امتداد هیچ یک از محورهای اصلی نباشد می‌توان آن بار را روی محورهای اصلی تصویر کرد و در این صورت لنگرهای خمشی حاصل از هر یک از مؤلفه‌ها مطابق شکل (۱۰-۱۰) M_{uy} و M_{ux} خواهند بود.

هرگاه مقطعی دارای یک محور تقارن باشد آن محور تقارن یکی از محورهای اصلی خواهد بود. لذا محاسبه لنگرهای خمشی ساده خواهد بود. به این دلیل هرگاه مقاطع I شکل و L شکل مطرح باشد بررسی خمشی نامتقارن مشکل نخواهد بود. زیرا این مقاطع حداقل دارای یک محور تقارن هستند و محاسبات خمشی در مورد آنها بسیار کوتاه خواهد بود.

عامل دیگر تسهیل‌کننده محاسبات این است که معمولاً بارها از نوع ثقلی است و احتمالاً عمود بر x می‌باشند.



شکل ۱۰-۱۰

در زمره تیرهایی که تحت خمش نامتقارن می‌باشند، تیر حمل جراثقالها در ساختمانهای صنعتی و لایه‌ها در پوشش خراباها و سقفهای شیبدار است. محور x ها در لایه‌ها به موازات بام شیبدار است و حداکثر بار وارده بر آن بار ثقلی است. چون هیچ یک از بارهای وارده در امتداد محورهای اصلی تیرمخ نیستند لذا سبب خمش نامتقارن خواهند شد. بار یاد چون عمود بر پشت‌بام عمل می‌کند لذا عمود بر محور x لایه خواهد بود و سبب خمش نامتقارن لایه خواهد شد. محور x تیرهای حمل جراثقالها معمولاً افقی است ولی این‌گونه تیرها تحت اثر بارهای جانبی رانشی حاصل از حرکت جراثقال و بارهای ثقلی قرار دارند.

برای بررسی بارهای خمشی که به صورت همزمان در امتداد دو محور اصلی عمل می‌کنند، بر طبق ضوابط LRFD رابطه زیر برای خمش و بار محوری (فشار یا کشش) داده شده است. اگر $P_u / \phi P_n < 0.2$ باشد،

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{رابطه H1-1b ضوابط LRFD})$$

در این جا چون P_u برابر با صفر است لذا رابطه فوق به صورت زیر خلاصه می‌شود:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

رابطه فوق یک رابطه متقابل یا درصدی است مثلاً اگر M_{ux} حدود ۷۵ درصد استحکام خمشی حول محور x یعنی $\phi_b M_{nx}$ باشد مقدار M_{uy} نباید بیشتر از ۲۵ درصد لنگری باشد که حول محور y (یعنی $\phi_b M_{ny}$) می‌تواند اعمال کند.

در مثالهای (۶-۱۰) و (۷-۱۰) روش طراحی تیر تحت خمش نامتقارن شرح داده می‌شود. این‌گونه مسائل از نوعی است که نیاز به سعی و خطا دارد و ضمناً باید به‌مسأله مهار جانبی دقت شود و اگر نوع مهار به‌نوعی باشد که حالت مشکوک داشته باشد طراح باید لنگر طراحی را براساس یکی از روابطی که قبلاً داده شد تقلیل دهد.

مثال ۶-۱۰

تیری لنگری خمشی حول محور x برابر با $M_{ux} = 11 \text{ tm}$ و حول محور y لنگری خمشی برابر با $M_{uy} = 2.5 \text{ tm}$ را تحمل می‌کند. برای این تیر نیم‌رخ ۱ شکل معین کنید. فرض می‌شود که این تیر دارای مهار جانبی ممتد در بال فشاری خود می‌باشد.

حل:

IPB 20 بررسی می‌شود،

$$\phi_b M_p = \phi_b M_{nx} = 0.9 F_y Z_x = 0.9(2333)(642) = 13.48 \text{ tm}$$

$$\phi_b M_{ny} = 0.9 F_y Z_y = 0.9(2333) \left(\frac{3 \times 20^2}{4} \right) = 6.3 \text{ tm}$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{11}{13.48} + \frac{2.5}{6.3} = 1.21 \quad \text{N.G.}$$

IPB 22 بررسی می‌شود،

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b M_p = 0.9 F_y Z_x = 0.9(2333)(828) = 17.39 \text{ tm}$$

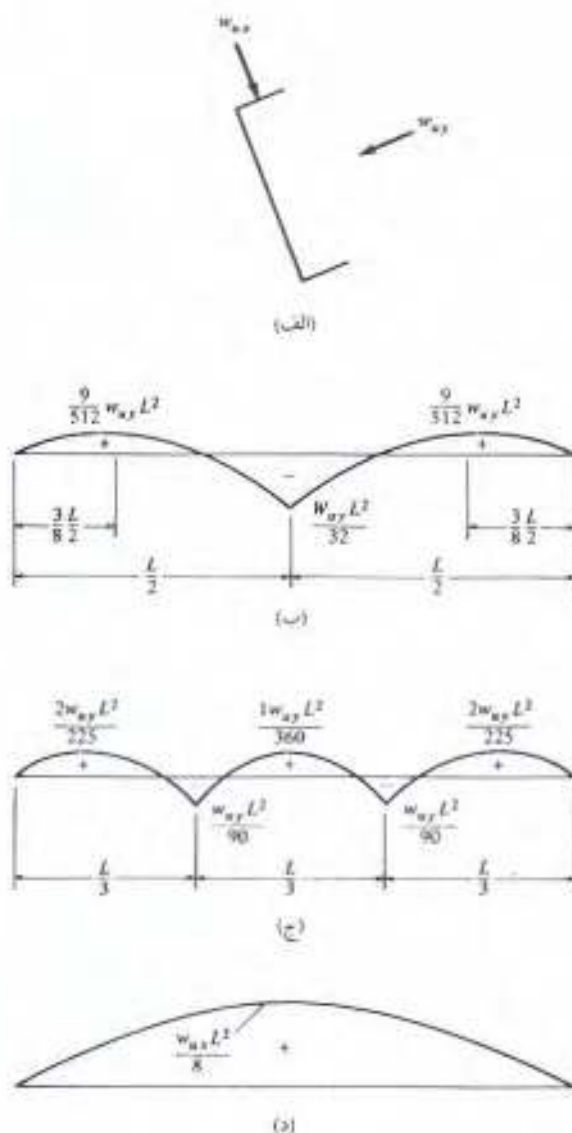
$$\phi_b M_{ny} = \phi_b M_p = 0.9 F_y Z_y = 0.9(2333) \left(\frac{3.2 \times 22^2}{4} \right) = 8.13 \text{ tm}$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{11}{17.39} + \frac{2.5}{8.13} = 0.94 < 1. \quad \text{OK.}$$

۱۰-۶ طراحی لایه‌ها

برای این که تحت بالای خرپا به خمش نیفتند، باید لایه‌ها روی گره‌های فوقانی خرپا قرار گیرند. در خرپاهای یا دهانه وسیع دیگر نمی‌توان لایه‌ها را تنها روی گره‌ها قرار داد زیرا در این صورت ابعاد لایه‌ها آنقدر افزایش می‌یابد که عملاً غیراقتصادی خواهد بود. اگر بین گره‌های خرپا لایه قرار دهیم، تحت بالای خرپا تحت اثر خمش و بار محوری خواهد بود. طراحی چنین قطعات در فصل ۱۱ ذکر می‌شود. لایه‌ها معمولاً به فاصله ۶۰ cm تا ۱۸۰ cm از یکدیگر قرار می‌گیرند و معمولاً نسبت ارتفاع به دهانه آنها در حدود $\frac{1}{4}$ است. برای لایه‌ها معمولاً از ناودانی استفاده می‌شود ولی گاهی نیز از نیم‌رخهای دیگر (در ایران معمولاً از نیم‌رخ Z استفاده می‌شود) استفاده می‌کنند.

همان‌گونه که در فصل ۴ گفته شد، ناودانی‌ها حول محور جان خود بسیار ضعیف هستند و از میل مهارها برای تقویت و به عبارت دیگر تقلیل دهانه در خمش حول آن محورها استفاده می‌کنند. میل مهارها سبب می‌شوند که خمش حول محور ضعیف به صورت تیر یکسره عمل کند و لذا مقدار لنگر بسیار تقلیل می‌یابد (به شکل ۱۰-۱۱ مراجعه شود). نمودار لنگرهای خمشی با این فرض رسم شده است که تغییر طول مهارها ناچیز باشد و ضمناً فرض می‌شود که لایه‌ها در محل اتصال به خرپا دارای تکیه گاه ساده هستند. چنین فرضی در جهت اطمینان است زیرا که لایه‌ها معمولاً روی دو یا چند خرپا به صورت یکسره عمل می‌کنند و اتصالات آنها روی خرپا سبب می‌شود که به صورت قابل توجهی با یکدیگر پیوستگی داشته باشند. تحلیل تیر باید با استفاده از روشهای تحلیل نظیر توزیع لنگر به عمل آید. در این نمودار L فاصله بین خرپاها w_{ux} مؤلفه قائم بر جان تیر و w_{ux} مؤلفه در امتداد جان تیر می‌باشد.



شکل ۱۰-۱۱ (الف) لایه از نیم رخ I_x ، (ب) لنگر خمشی حول محور جان با یک میل مهار در وسط، (ج) لنگر خمشی حول محور جان با دو میل مهار، (د) لنگر خمشی حول محور x لایه

اگر میل مهار به کار نرود لنگر خمشی حول محور جان لایه برابر با $w_{wy} L^2/8$ خواهد بود و اگر یک میل مهار در وسط لایه به کار رود لنگر خمشی به $w_{wy} L^2/32$ تقلیل می‌یابد (یا ۷۵ درصد تقلیل) و اگر از میل مهار در فواصل $\frac{1}{3}$ دهانه استفاده شود لنگر خمشی به $w_{wy} L^2/90$ (۹۱ درصد تقلیل) کاهش می‌یابد. در

مثال (۷-۱۰) فرض شده است که تنها میل مهار در وسط لایه قرار دارد. و لذا لایه برای لنگر خمشی $\frac{w_{ux} l^2}{8}$ حول محور عمود بر جان و برای لنگر $\frac{w_{ux} l^2}{32}$ حول محور موازی با جان طراحی خواهد شد. میل مهار ها نه تنها لنگر خمشی حول محور جان را تقلیل می دهند، بلکه سبب می شوند که پال لایه دارای مهار جانبی بوده و از طرف دیگر لایه قبل از نصب پوشش سقف شکل مستقیمی داشته باشد. بدیهی است بعد از نصب پوشش و محکم شدن آن به لایه، لایه شکل نهایی و مستقیم کامل خود را خواهد یافت.

مثال ۷-۱۰

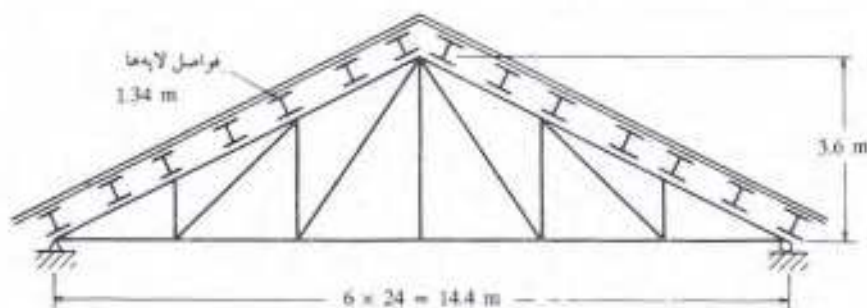
مطلوبست تعیین بک نیمرخ IPE برای پوشش سقف خرابای شکل (۱۲-۱۰)، از یک میل مهار در وسط دهانه استفاده خواهد شد و فواصل خراباها ۴/۵ متر است. فرض می شود که بعد از نصب پوشش بتوان پال فوقانی لایه را با مهار ممتد جانبی گرفت و از امکان پیچش لایه صرف نظر می شود، بارهای وارده بر لایه به شرح زیر خواهد بود:

بار برفه: 150 kg/m^2

وزن پوشش: 30 kg/m^2

وزن تقریبی لایه ها: 15 kg/m^2

بار یاد که عمود بر سقف خواهد بود: 75 kg/m^2



شکل ۱۲-۱۰

حل:

مقدار w_{ux} که توسط لایه ها که به فاصله ۱.۳۴ m از یکدیگر قرار دارند تحمل می شود معین می شود.

$$w_{ux} = 1.2 D + 1.6 S + 0.8 W$$

$$= 1.2(30 + 15)(1.34) \left(\frac{2}{\sqrt{5}} \right) + 1.6(150)(1.34) \left(\frac{2}{\sqrt{5}} \right) +$$

$$+ 0.8(75)(1.34) = 433 \text{ kg/m}$$

$$w_{ux} = 1.2 D + 1.3 W + 0.5 S$$

$$= 1.2(30 + 15)(1.34) \left(\frac{2}{\sqrt{5}} \right) + 1.3(75)(1.34) +$$

$$+ 0.5(150)(1.34) \left(\frac{2}{\sqrt{5}} \right) = 285 \text{ kg/m}$$

$$w_{uy} = (1.2 D + 1.6 S) \frac{1}{\sqrt{5}}$$

$$= [1.2(30 + 15)(1.34) + 1.6(150)(1.34)] \frac{1}{\sqrt{5}} = 176 \text{ kg/m}$$

$$M_{ux} = \frac{433 \times 4.5^2}{8} = 1096 \text{ kg/m}$$

$$M_{uy} = \frac{176 \times 4.5^2}{32} = 111.4 \text{ kg/m}$$

IPE 14 بررسی می‌شود:

$$\phi_b M_{ux} = \phi_b M_{px} = 0.9(2333)(88.4) = 1856 \text{ kg/m}$$

$$\phi_b M_{uy} = \phi_b M_{py} = 0.9(2333) \left(\frac{1.38 \times 7.3^2}{4} \right) = 386 \text{ kg/m}$$

چون $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$ است لذا:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{uy}} \leq 1.0$$

$$\frac{1096}{1856} + \frac{111.4}{386} = 0.88 < 1 \quad \text{OK.}$$

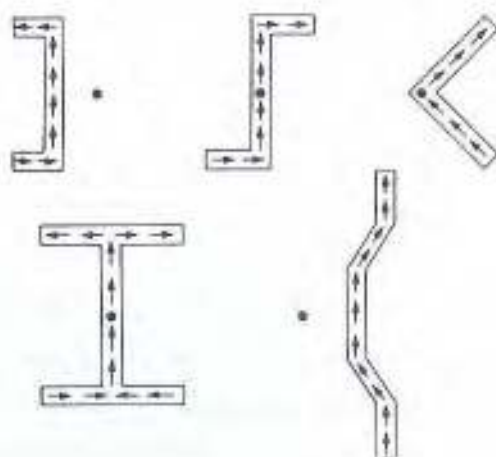
۷-۱۰ مرکز برش

مرکز برش نقطه‌ای از مقطع تیر است که اگر برآیند نیروهای خارجی عرضی از آن نقطه عبور کنند، تنشها را می‌توان براساس تئوری خمش خالص و برش عرضی محاسبه کرد. اگر امتداد نیروها از این نقطه عبور کند دیگر قطعه به لنگر پیچشی تحلیل نخواهد شد. اگر مقطع تیر دارای دو محور تقارن باشد محل تقاطع دو محور مرکز برش بوده، لذا مرکز برش بر مرکز ثقل منطبق خواهد شد ولی اگر مقطع تیر دارای یک

محور تقارن باشند، مرکز برش روی آن محور واقع شده ولی الزاماً بر مرکز ثقل متعلق نخواهد شد. باید گفت که به منظور جلوگیری از پیچش امتداد تیرها در برخی از تیرها نباید از مرکز ثقل قطعه عبور کند.

مرکز برش در تیرهایی که دارای جدار نازک بوده و سختی خمشی قابل توجهی داشته ولی از سختی پیچشی اندکی برخوردار هستند اهمیت ویژه‌ای دارد. اغلب نیمرخهای I شکل، U شکل، نبشی و در شکل‌های دیگر که از جدار نازک ساخته می‌شوند (تظیر آنچه در هواپیماسازی از آنها استفاده می‌شود) در این گروه از قطعات قرار دارند.

محل مرکز برش در چند نیمرخ یا مقطع باز در شکل (۱۰-۱۳) نشان داده شده است. در مقاطع فوق و مقاطع مشابه سختی پیچشی بسیار اندک بوده و محل عبور برآیند نیروهای خارجی اهمیت خاصی دارد. مطالعات نشان می‌دهد که اضافه کردن یک و یا چند جان به این نیمرخها به صورتی که آنها را به شکل جعبه‌ای در آورده به میزان بسیار بالایی استحکام پیچشی مقاطع فوق را افزایش خواهد داد.

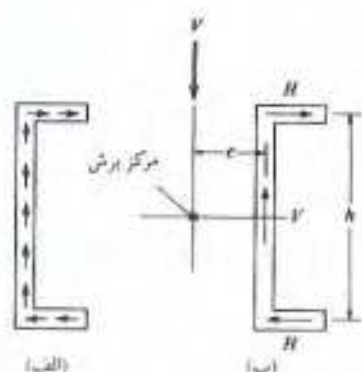


شکل ۱۰-۱۳

در شرایط معمولی طراحی احتمالاً مایل به صرف وقت جهت تعیین محل مرکز برش و محاسبه اثر پیچش در مقطع نخواهد بود و معمولاً با اثر پیچش صرف‌نظر می‌کند و یا با تکیه بر تخمین ذهنی اثر پیچش را در تنش‌های خمشی ملحوظ می‌نماید. تخمین بسیار ضعیفی که گاهی به کار می‌رود این است که مقدار M_{xy} را به میزان ۵۰ درصد در محاسباتی که به روابط متقابل می‌انجامد تقلیل دهیم.

مرکز برش نیمرخهای باز به راحتی معین می‌شود ولی مرکز برش سایر نیمرخها یا محاسباتی پیچیده

معین می‌گردد. هرگاه از قطعات جدار نازک صحبت می‌شود از لفظ جریان برش shear flow استفاده می‌گردد گرچه عملاً جریانی وجود ندارد و تنها مقدار برش در واحد طول را نشان می‌دهد و عملاً از ضرب تنش برشی در ضخامت جدار به دست می‌آید. (مقدار تنش برشی از رابطه VQ/Ib معین می‌شود و جریان برش نیز با فرض اینکه تنش برشی در ضخامت جدار یکسان باشد از رابطه $\frac{VQ}{I}$ تعیین خواهد شد). اعتداد جریان برش به موازات جدار نیمرخ خواهد بود.



شکل ۱۰-۱۴

مقطع ناودانی شکل (۱۰-۱۴ الف) را در نظر می‌گیریم. در شکل (الف) جریان برش با پیکانهای کوچک نشان داده شده و برآیند برش در قسمتی از نیمرخ با H و V معین شده است (شکل ب). دو مقدار H به صورت افقی با یکدیگر در تعادل هستند و مقدار قائم V با برش خارجی متعادل خواهد شد. گرچه تعادل افقی و قائم نیروها برقرار است ولی تعادل لنگری نیروها تنها زمانی برقرار خواهد شد که برآیند نیروهای خارجی از نقطه‌ای که مرکز برش خوانده می‌شود بگذرد. نیروهای افقی H در شکل (ب) یک زوج نیرو را تشکیل می‌دهند و لذا اثر لنگری این زوج نیرو زمانی خنثی می‌گردد که توسط زوج نیروی دیگری (نیروهای V) به همان میزان لنگر ولی در جهت مخالف ایجاد شود.

تعیین محل مرکز برش یک مسئله تعادل است. لذا لنگرگیری از نیروها باید نسبت به نقطه‌ای انجام گیرد که اکثر نیروها در صورت امکان در این لنگرگیری داخل نشوند.

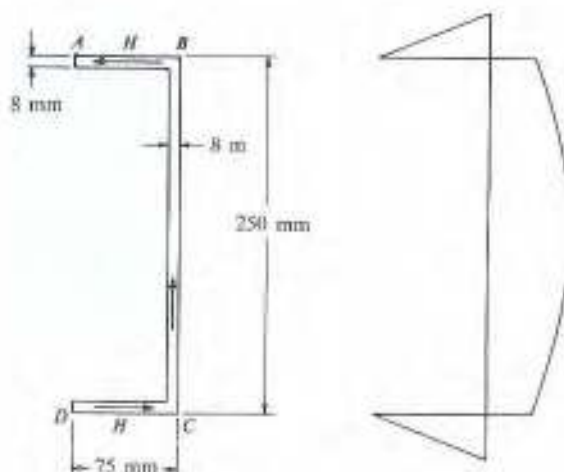
با این اطلاعات می‌توان از رابطه زیر محل مرکز برش را به دست آورد.

$$Ve = Hh \quad (\text{لنگرگیری نسبت به مرکز جان انجام گرفته است})$$

در مثالهای (۸-۱۰) و (۹-۱۰) محاسبات مربوط به تعیین مرکز برش در دو نیمرخ شرح داده شده است. ملاحظه می‌شود که محل مرکز برش به میزان نیروی برشی خارجی بستگی ندارد.

مثال ۸-۱۰

ناودانی شکل (۱۵-۱۰ الف) تحت بار خارجی V قرار دارد. محل مرکز برش را معین کنید.



شکل ۱۵-۱۰

حلی:

مشخصات مقطع:

$$I_x = \frac{1}{12}(7.5)(25^3) - \frac{1}{12}(6.7)(23.4)^3 = 2612 \text{ cm}^4$$

$$\text{در } B \quad f_v = \frac{V(7.1 \times 0.8 \times 12.1)}{2612} = 0.0263 \text{ V نیرو/cm}$$

$$\text{برآیند } H = \frac{1}{2}(7.1)(0.0263 \text{ V}) = 0.0934 \text{ V}$$

محل مرکز برش:

$$Ve = Hh$$

$$Ve = (0.0934 \text{ V})(24.2) = 2.26 \text{ V}$$

$$e = 2.26 \text{ cm}$$

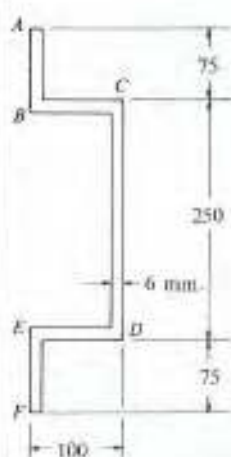
فاصله از محور جان

باید توجه شود که تغییرات تنش برشی را در گوشه‌ها، جایی که جان با بال نیمرخ تلافی می‌کند

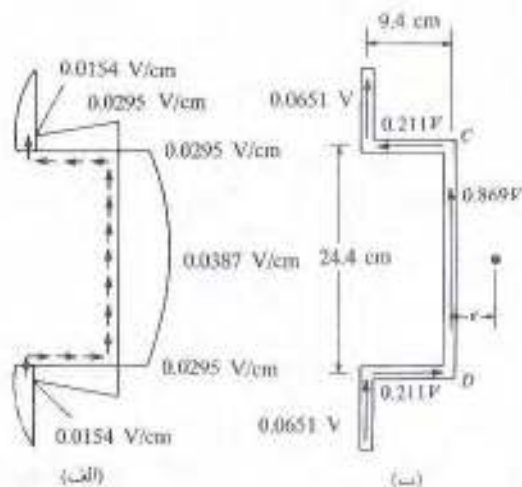
نمی‌توان به کمک روابط مقاومت مصالح (مانند $\frac{VQ}{Ib}$ یا $\frac{VQ}{I}$ برای جریان برش) به خوبی معین کرد و حتی با کمک تئوری ارتجاعی هم نمی‌توان مقدار دقیق آن را تعیین نمود. در این جا فرض شده است که تغییرات تنش در کل طول بال و جان آهنگ یکسان دارد (تغییرات خطی در مورد بال و تغییرات سهموی در امتداد جان) و این نحوه تغییر تا محل تلاقی بال و جان حفظ می‌شود. مقدار Q براساس ابعاد مقطع محاسبه می‌شود.

مثال ۱۰-۹

لیمرخ باز شکل (۱۰-۱۶) تحت تلاشی برشی خارجی V قرار دارد. محل مرکز برش را معین کنید.



(شکل ۱۰-۱۶)



(شکل ۱۰-۱۷)

حل:

مشخصات مقطع:

$$I_x = \frac{1}{12} (0.6)(40)^3 + 2(9.4 \times 0.6)(12.2)^2 = 4879 \text{ cm}^4$$

مقدار جریان برش q :

$$q_A = 0$$

$$q_B = \frac{V(7.8 \times 0.6 \times 16.1)}{4879} = 0.0154 \text{ V/cm نیرو}$$

$$q_C = q_B + \frac{V(9.4 \times 0.6 \times 12.2)}{4879} = 0.0295 \text{ V/cm}$$

$$q_{cl} = q_c + \frac{V(12.2 \times 0.6 \times 6.1)}{4879} = 0.0387 \text{ V/cm}$$

جریانهای برشی فوق در شکل (۱۷-۱۰ الف) نشان داده شده و برآیند برش قسمتهای مختلف مقطع در شکل (۱۷-۱۰ ب) منعکس گردیده است. با لنگرگیری حول مرکز خط CD خواهیم داشت:

$$-(0.211 \text{ V})(24.4) + 2(0.0651 \text{ V})(9.4) + V_e = 0$$

$$e = 3.92 \text{ cm}$$

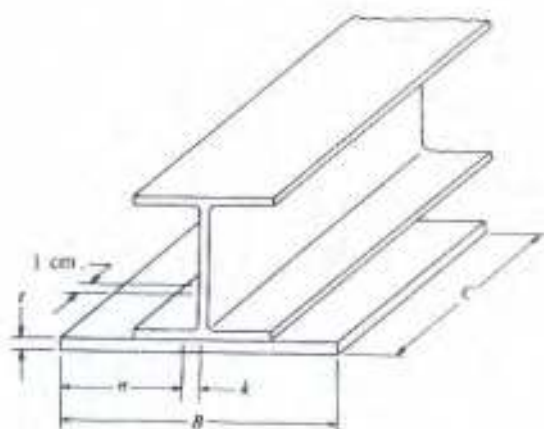
تنوری مرکز برش تنوری بسیار مفیدی در طراحی است ولی حدود کاربرد آن باید کاملاً درک گردد. به عنوان مثال تحلیل تقریبی فوق‌الذکر تنها برای مقاطع با جدار نازک صادق است. علاوه بر این معمولاً مقاطع تیرها در طول دهانه آنها تغییر می‌کند. لذا مرکز برش در طول دهانه روی یک خط مستقیم قرار نمی‌گیرد. نتیجه این است که اگر در مقطعی از تیر برآیند بارهای وارده از مرکز برش بگذرد امکان دارد در مقاطع دیگر چنین حالتی صادق نباشد.

هرگاه طراحان با مسأله اعمال نیرو بر قطعات جدار نازک مواجه می‌شوند به نوعی که این نیروها سبب پیچش مقطع گردد سعی می‌کنند به نوعی پیچش وارده را مهار نمایند، مثلاً از مهار قطعه در فواصل نزدیک بهم استفاده می‌کنند و یا آنها را به دستگاه پوشش سقف یا کف متصل می‌نمایند و یا از روشی مشابه سود می‌برند. اگر نتوانند به هیچ شکلی به ثبوت استحکام پیچشی قطعه بپردازند از مقطعی با سختی پیچشی بالاتر استفاده می‌کنند.

۸-۱۰ ورق زیرسری تیرها

هرگاه انتهای تیر روی بتن و یا مصالح بنایی قرار گیرد معمول است که از ورق زیرسری جهت توزیع عکس‌العمل تیر روی تکیه‌گاه استفاده می‌کنند. فرض می‌شود که عکس‌العمل به شکل یکنواخت از طریق ورق زیرسری به مصالح بنایی منتقل می‌شود و مصالح بنایی نیز به صورت یکنواخت و گسترده در سطح زیرین ورق زیرسری، A_1 نیرویی معادل R_u (عکس‌العمل) به ورق وارد می‌کنند. فشار از پایین به بالا سعی خواهد کرد که ورق و بال تحتانی تیر را خم کند. ضوابط LRFD توصیه می‌کند که فرض شود، فشار فوق‌کلاً توسط ورق زیرسری تحمل می‌شود و این ورق تحت فشار خمیده شده و مقطع بحرانی خمش به

فاصله k از محور مرکزی تیر قرار گیرد (به شکل ۱۸-۱۰ مراجعه شود). k بیان کننده فاصله خط گلوگاه تیر از بر خارجی نیمرخ تیر است (که برابر با مجموع ضخامت بال و شعاع ماهیچه انتهایی جان نیمرخ است).



شکل ۱۸-۱۰

تعیین نحوه توزیع فشار زیر ورق زیرسری تیر مسأله ساده‌ای نیست و به این دلیل معمولاً فرض بر توزیع یکنواخت و گسترده فشار است. چنین فرضی در جهت اطمینان طراحی نیز هست زیرا شدت فشار در مرکز صفحه بیشتر از سطح محیطی آن است. نحوه خمش ورق به شکلی است که لبه‌های ورق تمایل به تغییر شکل به سمت بالا دارند ولی مرکز ورق تمایل به فرو رفتن در مصالح پیدا می‌کند و یک چنین تغییر شکلی سبب بالا رفتن شدت تنش در مرکز ورق خواهد شد.

برای تعیین ضخامت نواری به عرض واحد از ورق زیرسری به صورت زیر عمل می‌شود:

$$M_u = \frac{R_u}{A_1} n \frac{n}{2} = \frac{R_u n^2}{2A_1}$$

$$(1) \left(\frac{t}{2}\right) \left(\frac{t}{4}\right) (2) = \frac{t^2}{4} \quad (\text{مقدار } Z \text{ برای ورقی به عرض واحد و ضخامت } t)$$

$$M_u = \phi_b F_y Z \quad \phi_b = 0.9 \quad \text{با}$$

$$\frac{R_u n^2}{2A_1} = 0.9 F_y \left(\frac{t^2}{4}\right)$$

$$t = \sqrt{\frac{2.22 R_u n^2}{A_1 F_y}}$$

اگر تیر روی کل عرض دیوار قرار نگیرد، سطح A_1 از تقسیم عکس‌العمل به فشار مجاز نهایی permissible ultimate pressure بتن و یا مصالح بنایی زیر ورق به دست خواهد آمد. برای بتن این مقدار معمولاً برابر با $0.85 f'_c \phi$ است که در آن ϕ ضریب فشار مستقیم بر بتن و برابر با ۰.۶۰ است. f'_c استحکام فشاری نمونه ۲۸ روزه بتن است.

$$A_1 = \frac{R_u}{\phi_c 0.85 f'_c}$$

اگر تیر روی کل عرض دیوار قرار نگیرد، مقدار A_1 براساس رابطه زیر که از بند J9 ضوابط LRFD استخراج شده است معین خواهد شد. در این رابطه A_2 سطحی از سطح فوقانی دیوار است که می‌تواند حداکثر سطح مشابه با A_1 که سطح بار شده است داشته باشد.

$$A_1 = \frac{1}{A_2} \left(\frac{R_u}{\phi_c 0.85 f'_c} \right)^2$$

پس از تعیین A_1 ، طول و عرض ورق معین می‌شود. طول ورق نباید از N کمتر باشد تا از جاری شدن و لهیدگی جان تیر جلوگیری گردد. ضمناً طول ورق به دلایل عملی کمتر از ۱۰ cm و بزرگتر از عرض دیوار و یا پی انتخاب نمی‌شود تا از بیرون زدگی آن جلوگیری شود.

در مثال (۱۰-۱۰) محاسبات مربوط به طراحی پک ورق زیر سری نشان داده شده است. دیده می‌شود که ابعاد ورق به صورتی گرفته شده است که از نظر عملی نیز اجرایی باشد.

مثال ۱۰-۱۰

نکته گاه انتهایی تیری با تیرسرخ 40 INP دیواری بتنی به عرض 20 cm است. مطلوبست طراحی ورق زیر سری برای این تیر، فولاد مصرفی از نوع نرمه و مقدار عکس‌العمل تیر $R_u = 50 \text{ ton}$ و $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ است.

حل:

$$\text{مسطح لازم ورق} = A_1 = \frac{R_u}{\phi_c 0.85 f'_c} = \frac{50000}{0.6(0.85)(210)} = 467 \text{ cm}^2$$

حداقل طول ورق به منظور جلوگیری از جاری شدن تیر به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$R_n = \frac{R_u}{\phi} = \frac{50000}{1} = 50000 \text{ kg}$$

$$50000 \leq (2.5 \times 3.85 + N)(2333) (1.44)$$

$$N \geq 5.25 \text{ cm}$$

حداقل طول ورق به منظور جلوگیری از لهیدگی جان تیر خواهد شد.

$$R_n = \frac{R_u}{\phi} = \frac{5000}{0.75} = 66667 \text{ kg}$$

$$66667 = 565 (1.44)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{40} \right) \left(\frac{1.44}{2.16} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2333 \times 2.16}{1.44}}$$

$N \leq 0$ امکان لهیدگی وجود ندارد.

از ورق 20×24 cm استفاده می‌شود.

$$n = 12 - 3.85 = 8.15 \text{ cm}$$

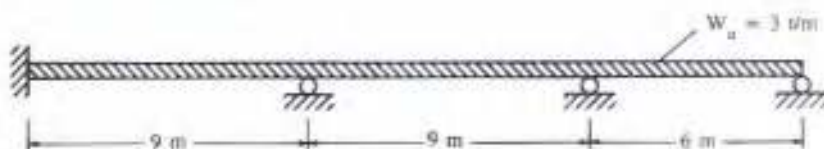
$$t \geq \sqrt{\frac{2.22 R_u n^2}{A_f F_y}} = \sqrt{\frac{2.22 \times 50000 \times 8.15^2}{(20 \times 24)(2333)}} = 2.57 \text{ cm}$$

پس $200 \times 240 \times 25$ PL استفاده خواهد شد.

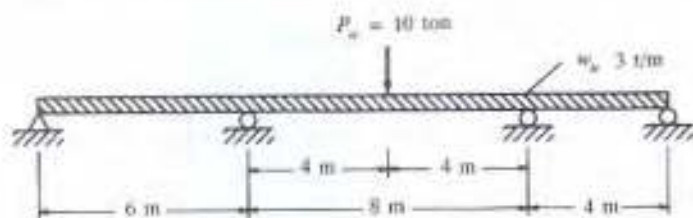
گاهی بال تیرها به تنهایی می‌تواند تکیه‌گاه لازم را جهت تیر ایجاد کند. با وجود این استفاده از ورق زیرسری به منظور تسهیل در نصب تیر توصیه می‌شود. ورق زیرسری را به صورت جداگانه و با دقت در ترازبندی آن قبلاً نصب می‌کنند و سپس تیر را روی آن قرار می‌دهند و به منظور جلوگیری از جابجایی تیر روی ورق آن دو را بهم جوش می‌کنند و گاهی از میل‌گردی که تیرها را در امتداد دیوار به یکدیگر می‌بندد استفاده می‌شود و گاهی نیز از جوش نبشی به جان تیر به منظور جلوگیری از جابجایی تیر استفاده می‌شود. در این حالت انتهای تیر در بتن یا مصالح دفن می‌شود. اگر امکان بار محوری زیادی در امتداد تیر وجود داشته باشد می‌توان از میل مهار جهت محکم کردن انتهای تیر در دیوار استفاده کرد.

مسائل

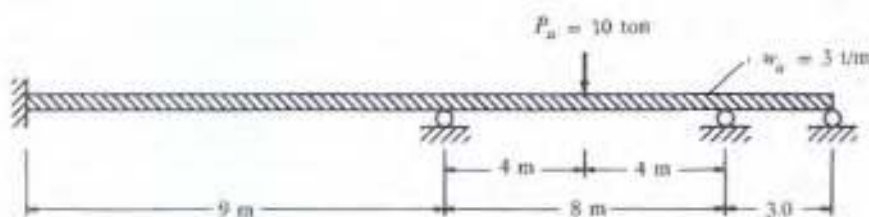
۱۰-۱ تا ۱۰-۵ در این مسائل تنها اثر لنگر خمشی را در نظر بگیرید و فرض کنید که بال فشاری تیر دارای مهار کامل جانبی است و بارهای نشان داده شده وزن تیر را در بر می‌گیرند، از روش ارتجاعی، بارهای ضریب‌دار و قانون ۰.۹ استفاده شود.



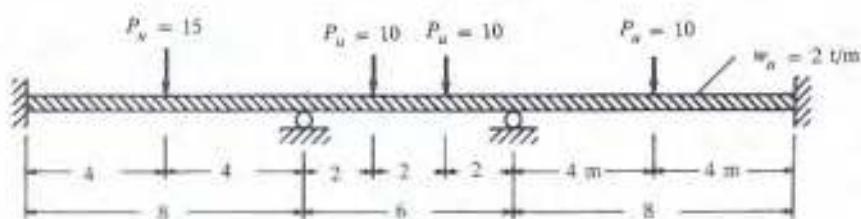
مسئله ۱۰-۱



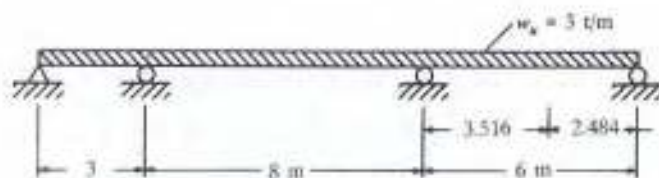
مسئله ۲-۱۰



مسئله ۳-۱۰



مسئله ۴-۱۰



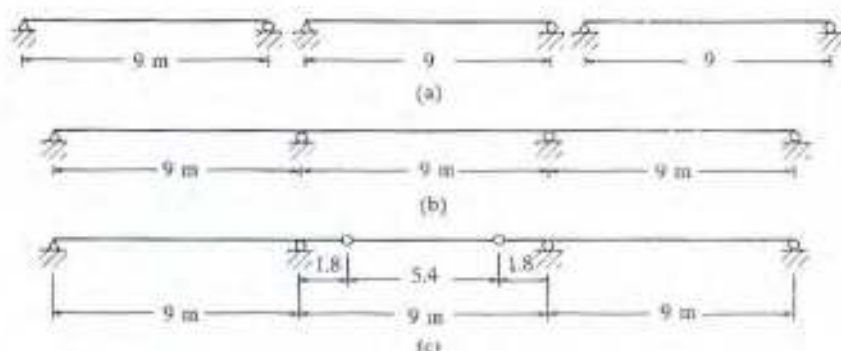
مسئله ۵-۱۰

۶-۱۰. مسئله (۱-۱۰) را به روش خمیری حل کنید.

۷-۱۰. مسئله (۳-۱۰) را به روش خمیری حل کنید.

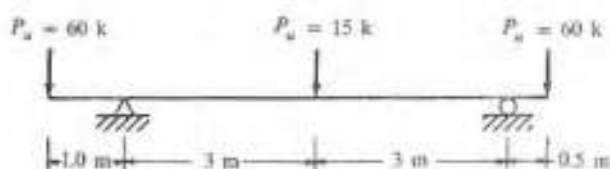
۸-۱۰. مسئله (۵-۱۰) را به روش خمیری حل کنید.

۹-۱۰ در ذیل سه حالت پوشش سقف سازه‌ای نشان داده شده است. با استفاده از تحلیل ارتجاعی و با فرض تکیه گاه کامل جانبی برای بال فشاری تیرها، سبکترین نیمرخ I شکل را برای آنها معین کنید. بار مرده 900 kg/m و بار زنده 1000 kg/m است. تنها اثر لنگر خمشی را در نظر بگیرید.



مسئله ۹-۱۰

۱۰-۱۰ سبکترین نیمرخ I شکل را برای تیر زیر پیدا کنید. تنها لنگر خمشی و برشی را در نظر بگیرید و از وزن تیر صرف نظر کنید. فرض می‌شود تیر دارای تکیه گاه کامل ممند جانبی است.



مسئله ۱۰-۱۰

۱۱-۱۰ تیری با نیمرخ IPE 30 روی دو تکیه گاه ساده و با دهانه 2 m قرار دارد، مقدار حداکثر بار گسترده و یکپوخت w_u تیر را که علاوه بر وزن خود می‌تواند تحمل کند معین کنید. از تحلیل ارتجاعی استفاده شود، تنها لنگر خمشی و برشی را در نظر بگیرید.

۱۲-۱۰ تیری با نیمرخ IPE 40 روی دو تکیه گاه ساده و با دهانه 1.8 m قرار دارد، مقدار حداکثر بار گسترده و یکپوخت w_u تیر را که علاوه بر وزن خود می‌تواند تحمل کند معین کنید. از تحلیل ارتجاعی استفاده شود، تنها لنگر خمشی و برشی را در نظر بگیرید.

۱۳-۱۰ تیری با نیمرخ IPB 24 روی دو تکیه گاه ساده و با دهانه 4 m قرار دارد، حداکثر بار گسترده و

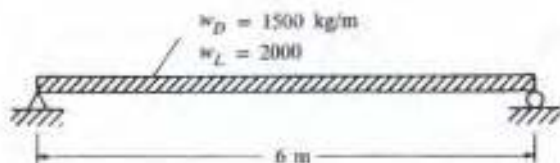
یکخواست w_D را که این تیر علاوه بر وزن خود می‌تواند تحمل کند معین کنید. از تحلیل ارتجاعی استفاده شود. تنها لنگر خمشی و برشی در محاسبات ملحوظ گردد.

۱۴-۱۰ تیری به دهانه 6 m بار متحرک و متمرکزی برابر با $P_H = 15 \text{ ton}$ را در وسط دهانه تحمل می‌کند. سبکترین نیمرخ I شکل را برای این تیر معین کنید. تنها اثر لنگر خمشی و تلاش برشی را در نظر بگیرید. از وزن تیر صرف‌نظر کرده و از تحلیل ارتجاعی استفاده کنید.

۱۵-۱۰ تیری با دهانه 8 m بار زنده و متمرکزی برابر با $P_L = 10 \text{ ton}$ را در وسط دهانه خود تحمل می‌کند اگر این تیر تنها در دو تکیه‌گاه و مقطع میانی دارای مهار جانبی باشد و حداکثر خیز مجاز آن $\frac{1}{1000}$ باشد سبکترین نیمرخ I شکل را برای این تیر معین کنید. تنها اثر لنگر خمشی و برشی و خیز را در نظر بگیرید. از وزن تیر صرف‌نظر شود.

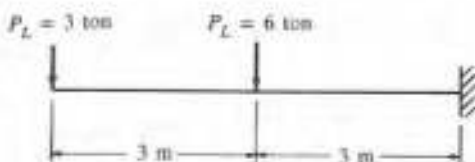
۱۶-۱۰ مطلوبست طراحی تیری با نیمرخ I شکل که تحت بار مرده سرویس $w_D = 1000 \text{ kg/m}$ و بار زنده‌ای برابر با $w_L = 1500 \text{ kg/m}$ قرار دارد. حداکثر خیز مجاز زیر اثر بار سرویس $\frac{1}{1200}$ دهانه است. اگر تنها کنترل لنگر خمشی، برشی و خیز مطرح باشد و تیر دارای مهارهای کامل جانبی باشد اقتصادی‌ترین نیمرخ را معین کنید.

۱۷-۱۰ مطلوبست تعیین اقتصادی‌ترین نیمرخ I شکل برای تیر شکل زیر. این تیر دارای تکیه‌گاه ممند جانبی است، و اثر لنگر خمشی، تلاش برشی و خیز در نظر گرفته خواهد شد. حداکثر تیر مجاز تحت اثر بار سرویس $\frac{1}{1500}$ دهانه است.



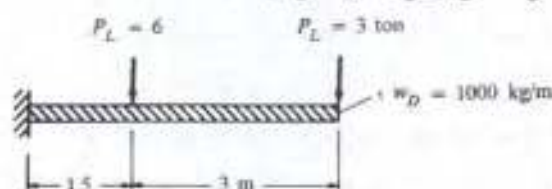
مسئله ۱۷-۱۰

۱۸-۱۰ اگر در تیر نشان داده شده $F_y = 3600 \text{ bar}$ باشد، سبکترین نیمرخ ممکن را برای تیر زیر معین کنید. خیز مجاز $\frac{1}{800}$ دهانه و تیر دارای تکیه‌گاههای ممند جانبی است. از وزن تیر صرف‌نظر می‌شود.



مسئله ۱۸-۱۰

۱۹-۱۰ برای تیر زیر که دارای مهارهای ممتد جانبی است، حداکثر خیز مجاز $\frac{1}{1200}$ دهانه است. سبکترین نیمرخ I شکل را با بررسی لنگر خمشی، تلاش برشی و خیز معین کنید.



مسئله ۱۹-۱۰

۲۰-۱۰ سبکترین نیمرخ I شکل مجاز را برای تیر زیر نشان دهید. بارهای وارده بار زنده است و خیز مجاز حداکثر $\frac{1}{1500}$ دهانه تیر است. تیر دارای تکیه گاههای جانبی در فواصل 3 m است. اثر لنگر خمشی، تلاش برشی و خیز را بررسی کنید. از وزن تیر صرف نظر می‌شود.



مسئله ۲۰-۱۰

۲۱-۱۰ مطلوبست تعیین نیمرخ I شکل مناسبی برای تحمل لنگرهای خمشی حاصل از بار ثقلی $M_{ux} = 20 \text{ tm}$ و $M_{uy} = 5 \text{ tm}$ فرض می‌شود که تیر دارای مهار ممتد جانبی است.

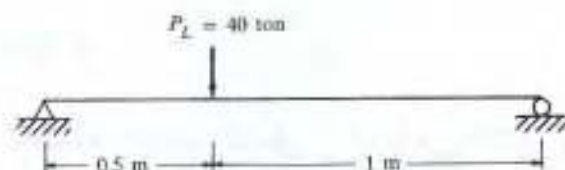
۲۲-۱۰ تیر شکل زیر که تحت بارهای ثقلی گسترده مرده 1200 kg/m و زنده 2000 kg/m قرار دارد دارای دهانه‌ای برابر با 6 m می‌باشد. فرض می‌شود بارهای وارده از مرکز ثقل تیر عبور می‌کنند، سبکترین نیمرخ I شکل را برای این تیر معین کنید.



مسئله ۲۲-۱۰

۲۳-۱۰ تیر زیر که پیک IPE 40 است بار زنده‌ای برابر با 40 ton را تحمل می‌کند. اگر طول ورق زیر سری در تکیه گاه‌ها برابر با 15 cm و زیر بار متمرکز میانی 25 cm باشد، تیر را برای برش، جاری شدن و

لهیدگی جان کنترل کنید.



مسئله ۱۰-۲۳

۱۰-۲۴ تیری به دهانه ۸ m بار سرویس برابر با ۱۰ ton را تحمل می‌کند، سبکترین نیمرخ I شکل ممکن را برای این تیر معین کنید. برای تیر بررسیهای برشی انجام گیرد. طول ورق زیرسری را برای جلوگیری از جاری شدن جان و لهیدگی جان معین کنید.

۱۰-۲۵ ورق زیرسری را برای تیری با نیمرخ IPE 40 معین کنید، عکس العمل تیر $R_u = 30$ ton است. این تیر روی دیوار بتنی با $f'_c = 280$ bar تکیه خواهد کرد. طول ورق زیرسری نمی‌تواند بیشتر از ۲۰ cm باشد.

۱۰-۲۶ مطلوبست طراحی ورقسری زیرسری برای تیری با نیمرخ IPE 40 عکس العمل تیر $R_u = 40$ ton و برای بتن $f'_c = 210$ bar (kg/cm^2) عرض ورق روی دیوار را ۱۶ cm بپذیرد.

۱۰-۲۷ اگر فرض شود که تنش تسلیم نیمرخ $F_y = 3600$ bar (kg/cm^2) باشد، بار دیگر مسئله (۱۰-۲۶) را حل کنید.

قطعات تحت خمش و بیرونی محوری

۱-۱۱ مقدمه

در سازه‌های فولادی تعدّد قطعاتی که تحت اثر ترکیبی از خمش و نیروی محوری قرار دارند به مراتب بیشتر از تصور متعارف است و لذا در این فصل تنها به ذکر حالاتی که بیشتر متعارف است می‌پردازیم. ستونهای قابهای فولادی باید تقریباً در بیشتر از موارد لنگر خمشی قابل توجهی علاوه بر نیروی محوری تحمل کنند. دیده می‌شود که در آزمایشگاه نیز وارد نمودن نیرو بر مرکز ثقل یک ستون تقریباً غیرممکن است واضح است که در اجرا و نصب قابها چنین امکانی وجود نخواهد داشت و حتی اگر در یک لحظه بتوان نیروی وارده را بر مرکز ستون وارد کرد در زمان دیگر چنین امکانی وجود نخواهد داشت. از طرف دیگر امکان این که نیروی از ابتدا بدون نقص ساخته شود بسیار بعید است. نحوه اتصال تیرها به ستونها در شکل ساده خود به کمک تکیه گاه نبشی یا سگدست bracket خواهد بود که عملاً بار را با خروج از مرکزیت به ستون منتقل می‌کند و این چنین اتصالاتی سبب ایجاد لنگر خمشی در ستون خواهند شد. اثر بار باد و سایر بارهای جانبی سبب می‌شوند که ستونها تحت خمش قرار گیرند و در قابهای صلب به دلیل اتصال صلب ستون که در قاب ستونها حتی در قابی که تحت اثر بارهای ثقلی قرار دارند تحت لنگر خمشی قرار می‌گیرند. اعضای قاب پرتال پلها نیز مانند قاب صلب ساختمانات تحت اثر بارهای ترکیبی قرار دارند. فشار جانبی بادهای شدید، بار ترافیک روی پل و فشار خروج از مرکزیت عبور وسائط نقلیه را می‌توان علل ایجاد بارهای ترکیبی دانست.

تصور دانشجویان اغلب چنین است که خرابها تنها بارهای محوری تحمل می‌کنند در حالی که اغلب لایه‌ها در وسط گرما روی میله‌های خرابا قرار می‌گیرند و سبب می‌شوند که تخت بالای خرابا خمیده شود و حتی تخت پایین خرابا نیز در اثر آویزان نمودن ابزار سبک و سقف کاذب تحت خمش قرار می‌گیرند. در هر صورت کلیه قطعات خرابا در اثر وزن خود تحت خمش قرار دارند و اضافه بر آن به دلیل آنکه اتصال

قطعات خرپا به یکدیگر به صورت مفصلی نیست لنگر خمشی ثانویه بر کلیه میله‌های خرپا اثر می‌کند. این نوع لنگر خمشی به دلیل محل اتصال میله‌ها دقیقاً بر گره خرپا منطبق نمی‌شود و در موارد نظیر آن تشدید می‌شود.

اثر لنگر خمشی در قطعات با نیروی محوری کششی مانند اثر آن در قطعات با نیروی محوری فشاری جدی نیست. زیرا نیروی محوری کششی تمایل به کم کردن خیز قطعه خمشی دارد ولی نیروی فشاری سبب بالارفتن خیز قطعه می‌شود که هر قدر خیز قطعه بالا رود لنگر خمشی در قطعه نیز بیشتر افزایش خواهد یافت. انتظار این است که در قطعات خمشی با نیروی محوری فشاری سختی خمشی قطعه به حدی باشد که بتواند لنگر خمشی اضافی را بدون مسأله تحمل کند.

۱۱-۲ قطعات تحت لنگر خمشی و نیروی محوری کششی

در بند H1 از ضوابط LRFD معادلات اندرکنش زیر برای قطعات خمشی با نیروی محوری کششی و یا نیمرخ مقارن داده شده است. البته از این روابط می‌توان برای قطعات خمشی با نیروی محوری فشاری نیز استفاده کرد.

$$\text{اگر } \frac{P_u}{\phi_t P_n} \geq 0.2 \text{ باشد}$$

$$\left(\frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \right) \leq 1.0 \text{ (رابطه H1-1a ضوابط LRFD)}$$

$$\text{اگر } P_u / \phi_t P_n < 0.2 \text{ باشد}$$

$$\left(\frac{P_u}{2\phi_t P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \right) \leq 1.0 \text{ (رابطه H1-1b ضوابط LRFD)}$$

در این روابط P_u و M_u به ترتیب استحکام لازم کششی و خمشی، P_n ، M_n استحکام اسمی کششی و خمشی است و ضرایب ϕ_t و ϕ_b ضرایب مقاومت است که مطابق آنچه قبلاً گفته شده است معین خواهند شد. معمولاً از تحلیل مرتبه اول برای تعیین قطعات تحت خمشی و کشش استفاده می‌شود ولی بهتر این است که تحلیل گر از تحلیل مرتبه دوم استفاده کرده و از نتایج آن در طراحی خود سود جوید. در مثالهای (۱۱-۱) و (۱۱-۲) کاربرد روابط اندرکنش فوق را در مورد قطعات خمشی و کششی شرح داده ایم.

مثال ۱۱-۱

یک نیمرخ IPE 30 یا فولاد نرمه تحت اثر نیروی کششی $P_u = 20 \text{ ton}$ و لنگر خمشی $M_{uy} = 2 \text{ tm}$ قرار دارد. آیا این قطعه برای چنین باری کافی است؟

حل:

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 0.9(2333)(53.8) \times 10^{-3} = 112.96 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} = \frac{20}{112.96} = 0.177 < 0.2$$

پس از رابطه H1-1b ضوابط LRFD استفاده خواهد شد.

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b F_y Z_y = 0.9(2333)(120.4) \times 10^{-5} = 2.53 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{2\phi_t P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \\ = \frac{20}{2 \times 112.96} + \left(0 + \frac{2}{2.53} \right) = 0.88 < 1 \text{ OK.} \end{aligned}$$

مثال ۱۱-۲

یک نیمرخ IPE 24 با فولاد نرمه با $L_b = 3.0 \text{ m}$ تحت بار $P_u = 30 \text{ ton}$ و $M_{ux} = 6.8 \text{ tm}$ و $M_{uy} = 0$ قرار دارند. اگر $C_b = 1.0$ باشد، آیا این قطعه برای بار وارده کافی است.

حل:

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 0.9(2333)(39.1) \times 10^{-3} = 82.1 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} = \frac{3.0}{82.1} = 0.365 > 0.2$$

پس از رابطه H1-1a ضوابط LRFD استفاده خواهد شد.

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 2.69}{\sqrt{2333}} = 138.7 \text{ cm} < L_b = 300$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} = 18.1 \times 10^4$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G J} \right)^2 = 6.94 \times 10^{-7}$$

$$L_r = 4 \frac{r_y X_1}{(F_{yw} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yw} - F_r)^2}} = 634 > L_b = 300 \text{ cm}$$

$$M_r = (F_{yw} - F_r)S_x = (2333 - 1140)(324) \times 10^{-5} = 3.86 \text{ tm}$$

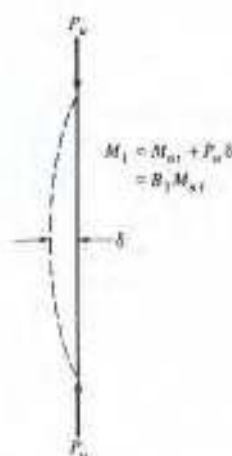
$$M_p = ZF_y = 366(2333) \times 10^{-5} = 8.54 \text{ tm}$$

$$\phi_b M_n = \phi_b C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 6.31 \text{ tm}$$

$$\frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = \frac{30}{82.1} + \frac{8}{9} \left(\frac{6.8}{6.31} + 0 \right) = 1.32 > 1 \text{ N.G.}$$

۱۱-۳ لنگر خمشی مرتبه اول و مرتبه دوم

اگر قطعه‌ای تحت اثر لنگر خمشی و نیروی فشاری باشد، اثر این دو بر قطعه افزایش لنگر خمشی و افزایش خیز قطعه است. وقتی ما قطعه‌ای را به کمک روشهای متعارف ارتجاعی تحلیل می‌کنیم، خط نیرو و لنگرهای خمشی مرتبه اول به دست می‌آیند. حتی اگر قطعه از دوسر دارای مهار باشد خیز جانبی ستون سبب به وجود آمدن لنگر خمشی ثانویه خواهد شد. در شکل (۱۱-۱) ستون در دو انتها دارای مهار جانبی است. خیز جانبی ستون δ سبب بوجود آمدن لنگر خمشی ثانویه $P_u \delta$ خواهد شد. یک چنین لنگری سبب افزایش خیز جانبی شده که آن هم به نوبه خود سبب بالا رفتن لنگر خمشی تا زمان تعادل خمشی قطعه خواهد شد.



شکل ۱۱-۱ ستون در قایی بدون امکان جانبجایی

در ضوابط LRFD لنگر M_1 برابر با مجموع لنگر خمشی M_{nu} (لنگر خمشی حاصل از بارهای خارجی) و لنگر خمشی حاصل از خیز جانبی $P_u \delta$ است. برای این که بتوان مجموع این دو لنگر را حدس زد ضوابط LRFD ضریب افزایشی magnification factor مساوی با $B_1 \geq 1$ را جهت ضرب در M_{nu} (روابط B_1 در بند ۴-۱۱ معین شده است) معرفی می‌کند.

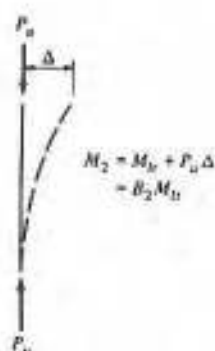
اگر قاب یا امکان جابجایی باشد، امکان جابجایی یک‌سر ستون نسبت به سر دیگر آن ممکن است و این عمل سبب به وجود آمدن لنگر خمشی ثانویه مضاعفی خواهد شد. در شکل (۲-۱۱) لنگر خمشی ثانویه حاصل از جابجایی انتهای ستون برابر با $P_u \Delta$ نشان داده شده است.

لنگر M_2 برطبق ضوابط LRFD از مجموع لنگر خمشی M_{nu} (که حاصل از بارهای جانبی است) به اضافه لنگر خمشی حاصل از $P_u \Delta$ به دست می‌آید. برطبق ضوابط LRFD مقدار $B_2 > 1.0$ که باید در M_{nu} ضرب شود تا بتوان لنگر خمشی حاصل از دو نوع لنگر را حدس زد برطبق رابطه‌ای (به بند ۴-۱۱ مراجعه شود) معین شده است.

به این ترتیب برای حدس لنگر خمشی نهایی حاصل از مرتبه اول و مرتبه دوم تحلیل، رابطه زیر به دست می‌آید:

$$M_u = B_1 M_{nu} + B_2 M_{u1}$$

به جای این که طراح از روشهای تقریبی آیین نامه جهت تحلیل مرتبه دوم استفاده کند، بهتر است از روشهای دقیق به شرط آن که نتایج حاصله با ضوابط آیین نامه وفق دهد استفاده نماید. این ضوابط تغییرشکلهای محوری، حداکثر بار مجاز محوری در قطعات، مهاربندی قابها، ضرایب K و نظیر آن را در بر می‌گیرد.



شکل ۲-۱۱ ستون در قابی با امکان جابجایی

۴-۱۱ ضرایب تشدید

به ضرایب B_1 و B_2 ضرایب تشدید گویند، به کمک B_1 تحلیل گر مقدار $P_u \delta$ را در ستونی که در قابی یا و یا بدون امکان جابجایی قرار دارد محاسبه می‌کند و به کمک B_2 می‌تواند اثر $P_u \Delta$ را در قابهای یا امکان جابجایی معین نماید.

این چنین روش مجلس لنگر خمشی تنها زمانی به کار خواهد رفت که اتصالات قاب به صورت کامل صلب و یا ساده باشد. بر طبق ضوابط LRFD تخمین لنگرهای خمشی ثانویه در قابی که دارای اتصالات نیمه گیردار است به کمک روابط آیین نامه ممکن نیست. اتصالات صلب کامل نیمه گیردار با شرح کافی در فصل ۱۵ آورده شده‌اند.

در رابطه زیر برای B_1 مقدار C_m در بند (۵-۱۱) داده شده است. P_u استحکام لازم محوری ستون، P_e استحکام کماتشی آلر و برابر با F_y / λ_c^2 است که خود تابعی از KL در صفحه خمشی قطعه است به طوری که $\lambda_c = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$ باید اضافه کرد که مقدار B_1 نمی‌تواند کمتر از واحد باشد.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/P_e} \geq 1.0$$

طراح می‌تواند از هر یک از دو رابطه LRFD برای محاسبه B_2 استفاده کند. در رابطه اول ΣP_u برابر با مجموع استحکام لازم محوری کلیه ستونهای کف مورد نظر است، Δ_{0H}/L شاخص رانش drift index طبقه است، و ΣH مجموع کلیه نیروهای افقی طبقه است که سبب Δ_{0H} گردیده‌اند.

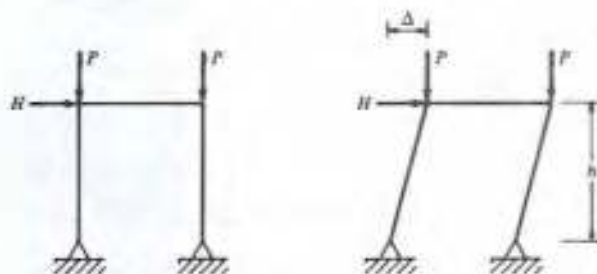
$$B_2 = \frac{1}{1 - \Sigma P_u (\Delta_{0H}/\Sigma HL)} \quad (\text{رابطه H1-5 ضوابط LRFD})$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \Sigma P_u / \Sigma P_e} \quad (\text{رابطه H1-6 ضوابط LRFD})$$

در عمل برای محاسبه ΣP_u و ΣP_e ممکن است فقط ستونهای یک قاب یا یک ردیف ستونهای در جهت عمود بر باد در نظر گرفته شوند.

خیز افقی یک ساختمان طبقاتی که تحت اثر بار باد یا زلزله به وجود می‌آید را رانش drift گویند که در شکل (۴-۱۱) با Δ نشان داده شده است.

رانش را با شاخص رانش Δ/h معین می‌کنند که در آن Δ خیز و h ارتفاع طبقه زیرینی است. به منظور تأمین حس ایمنی و امنیت در ساکنین ساختمان، شاخص فوق معمولاً تحت اثر بارهای کاربردی به مقداری بین ۰/۰۰۱۵ و ۰/۰۰۳ و تحت اثر بارهای نهایی به حدود ۰/۰۰۴ محدود می‌شود.



شکل ۳-۱۱

از بین دو رابطه فوق برای B_2 رابطه اول که بر حسب مقادیر رانش است ترجیح دارد. اگر مقادیر رانش را مطابق آنچه داده شده بگیریم مطمئناً در سمت ایمن سازه خواهیم بود به عبارت دیگر سازه واقعی هرگز آن میزان رانش نخواهد داشت.

۵-۱۱ ضرایب C_m

در بندهای (۳-۱۱) و (۴-۱۱) مقدار افزایش لنگر حاصل از خیزهای جانبی به کمک ضرایب B_1 و B_2 داده شده که به آن روش می‌توان مقدار لنگر افزوده شده را تخمین زد. در رابطه B_1 عبارت C_m که ضریب اصلاح modification factor خوانده می‌شود وجود دارد. فلسفه وجود C_m تغییر یا اصلاح مقدار B_1 در مواردی است که امکان افزایش بیش از اندازه B_1 وجود دارد.

اگر ستونی تحت لنگرهای انتهایی به نوعی قرار گیرد که در یک جهت () خمیده شود وضعیت خیز جانبی ستون به مراتب بدتر از زمانی خواهد شد که همان ستون در دو جهت () و تحت همان لنگرها خمیده شود. در حالت دوم همواره نقطه عطفی در وسط ستون وجود دارد و در صورت تساوی دو لنگر دو انتها، مقدار رانش برابر با صفر خواهد شد. در این حالت خیز جانبی بسیار بزرگ نیست و در نتیجه لنگر خمشی ثانویه نیز نمی‌تواند قابل توجه باشد. لذا اگر مقدار C_m در رابطه ملحوظ نشود مقدار B_1 برای هر دو حالت فوق یکی خواهد شد.

به منظور در نظر گرفتن حالتهای مشابه آنچه ذکر شد ضوابط LRFD مقدار C_m را در رابطه B_1 ملحوظ کرده است. ضرایب اصلاح براساس گیرداری دورانی دو انتهای قطعه و تغییرات لنگر در طول قطعه معین می‌شوند. بند (H1-2a) ضوابط LRFD مطابق آنچه گفته خواهد شد دو گروه C_m معرفی می‌کند. در گروه ۱ قطعتهایی قرار دارند که امکان جابجایی جانبی یک انتهای آنها نسبت به انتهای دیگر آنها وجود ندارد و در حد فاصل دو انتهای قطعه تحت اثر بار جانبی قرار ندارند. در این قطعات مقدار ضریب

اصلاح از رابطه زیر معین خواهد شد:

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

در این رابطه M_1/M_2 نسبت لنگر خمشی کوچکتر به لنگر خمشی بزرگتر در دو انتهای طول مهارنشده و در صفحه خمشی موردنظر است. نسبت فوق را منفی خواهیم گرفت هرگاه در آن حدفاصل قطعه با یک خم خمیده شود و مثبت خواهد بود اگر در همان حدفاصل قطعه با دو خم خمیده شود. همانگونه که گفته شد قطعه‌ای که با یک خم خمیده شود خیز جانبی بیشتری خواهد داشت و در این حالت لنگر خمشی حاصل از نیروی محوری نیز بزرگتر خواهد بود.

در گروه ۲ قطعاتی قرار دارند که امکان جابجایی یک سر آنها نسبت به سر دیگر وجود ندارد و در حد فاصل دو انتهای خود مستقیماً تحت اثر بار جانبی قرار دارند. عضو تحت فوقانی یک خرپا که بین دو گروه تحت بار قائم لایه قرار دارد مثال بارز این حالت است. بر طبق ضوابط LRFD در این حالت می‌توان مقدار C_m را مطابق با مقادیر زیر گرفت:

الف - اگر انتهای قطعه به گره صلب ختم شود $C_m = 0.8$

ب - اگر دو انتهای قطعه به گره ساده ختم شود $C_m = 1.0$

به جای استفاده از مقادیر فوق می‌توان از مقادیر جدول (۱۱-۱) که از ضوابط ضوابط LRFD تصویر شده است برای تعیین مقدار C_m استفاده کرد. در جدول فوق f_c تنش موجود فشاری در قطعه و F'_c تنش کمانشی آگر با در نظر گرفتن ضریب اطمینان $\frac{23}{17}$ و به عبارت دیگر تنش مجاز آگر است و یا:

$$F'_c = \frac{12 \pi^2 E}{23 (KL_b/r_b)^2}$$

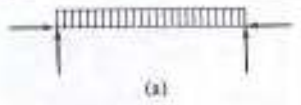
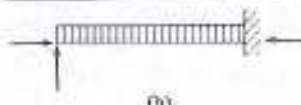
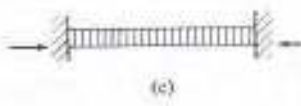
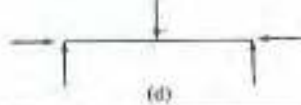
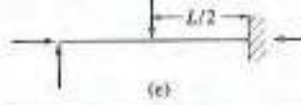
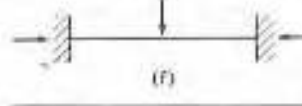
در این رابطه L_b و r_b به ترتیب طول مهار نشده قطعه و شعاع زیراسیون قطعه در صفحه خمشی است.

۱۱-۶ معادلات اندرکنش در قطعات خمشی با نیروی محوری فشاری

در این حالت نیز از همان معادلات متقابلی که برای قطعات خمشی با نیروی محوری کششی استفاده شد، استفاده خواهد شد و تنها تعریف برخی از علائم به کار رفته به نوعی متفاوت خواهد بود. به عنوان مثال P_u و P_n مربوط به نیروهای فشاری خواهد بود و نه نیروهای کششی. مقدار ϕ برای نیروی فشار محوری برابر با ۰/۸۵ و مقدار ϕ برای خمش برابر با ۰/۹ خواهد بود.

در تحلیل یک تیر ستون و یا یک قطعه که تحت اثر توأم لنگر خمشی و نیروی فشاری محوری قرار دارد باید اثرات مرتبه اول و دوم تحلیل به منظور تعیین لنگر خمشی مؤثر در نظر گرفته شوند. تحلیل مرتبه

جدول ۱-۱۱

Case	ψ	C_m
 (a)	0	1.0
 (b)	-0.4	$1 - 0.4 \frac{f_a}{F_r}$
 (c)	-0.4	$1 - 0.4 \frac{f_a}{F_r}$
 (d)	-0.2	$1 - 0.2 \frac{f_a}{F_r}$
 (e)	-0.3	$1 - 0.3 \frac{f_a}{F_r}$
 (f)	-0.2	$1 - 0.2 \frac{f_a}{F_r}$

اول معمولاً به کمک تحلیل ارتجاعی و به منظور تعیین M_{H1} (که لنگر خمشی حاصل از بارهای ثقلی است) و لنگر خمشی M_{H2} (که لنگر حاصل از بارهای جانبی و به عبارت دیگر لنگر حاصل از انتقال افقی است) انجام می‌گیرد.

به صورت نظری اگر قاب و بارهای وارده متقارن باشند مقدار M_{H1} برابر با صفر خواهد شد و همچنین اگر قاب مهار شده باشد نیز مقدار M_{H2} برابر با صفر می‌گردد. ولی عملاً در قابهای مرتفع اگر تقارن قاب و بار نیز وجود داشته باشد امکان خیز جانبی قاب وجود دارد و در هر صورت اگر ساختمان با کمتر از ۲۰ طبقه باشد احتمالاً می‌توان از این خیز جانبی نیز صرف‌نظر کرد و تنها در ساختمانهای مرتفع تراز ۲۰ طبقه آنرا در نظر گرفت.

در مثالهای ۱۱-۳ و ۱۱-۴ نحوه اعمال روابط متقابل به تیر ستونها نشان داده شده است

مثال ۱۱-۳

ستونی به ارتفاع ۳.۵ m از تیمرخ IPB 28 تشکیل شده است، این ستون عضوی از یک قاب بدون امکان جابجایی است و تحت بارهای $P_u = 100$ ton و $M_{ux} = 10$ tm و $M_{uy} = 5$ tm قرار دارد. اگر این ستون با دو اتحنا در هر دو جهت خم شده باشد آیا تیمرخ آن مناسب است. حل:

چون قاب مهار شده است، $K = 1$ است.

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1 \times 350}{12.1} = 28.9$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1 \times 350}{7.09} = 49.4$$

$$\phi_c F_{cr} = 0.85 \times 2077 = 1765 \text{ bar(kg/cm}^2\text{)}$$

$$\phi_c P_n = 1765(131.4) \times 10^{-3} = 231.92 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{100}{231.92} = 0.43 > 0.2$$

از رابطه H1-1a ضوابط LRFD باید استفاده شود.

چون قاب بدون امکان جابجایی است لذا:

$$M_b = 0$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4(+1) = 0.2$$

$$\lambda_x = \frac{KL}{r_x} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \lambda_{cx} = 0.314 \quad P_{cx} = A_g \frac{F_y}{\lambda_{cx}^2} = 3105 \text{ ton}$$

$$\lambda_{cy} = 0.537 \quad P_{cy} = A_g \frac{F_y}{\lambda_{cy}^2} = 1062.8 \text{ ton}$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - P_u/P_{cx}} = \frac{0.2}{1 - 100/3105} = 0.21 < 1 \Rightarrow B_{1x} = 1$$

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - P_u/P_{cy}} = \frac{0.2}{1 - 100/1062.8} = 0.22 < 1 \Rightarrow B_{1y} = 1$$

چون قاب بدون امکان جابجایی است $B_{2x} = B_{2y} = 0$

$$M_{ux} = B_1 M_{nux} + B_2 M_{lxx} = 1(10) + 0 = 10 \text{ tm}$$

$$M_{uy} = B_1 M_{nux} + B_2 M_{lyy} = 1(5) + 0 = 5 \text{ tm}$$

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 7.09}{\sqrt{2333}} = 365 > L_b = 350 \text{ cm}$$

$$\phi_b M_{rx} = \phi_b M_p = 0.9(2333)(1534) \times 10^{-5} = 32.21 \text{ tm}$$

$$\phi_b M_{ry} = \phi_b M_p = 0.9(2333)(705.6) \times 10^{-5} = 14.81 \text{ tm}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ry}} \right) = \frac{100}{230.94} + \frac{8}{9} \left(\frac{10}{32.21} + \frac{5}{14.81} \right) = 1.01 - 1 \text{ OK}$$

مثال ۴-۱۱

ستونی در یک قاب از نیمرخ IPB 30 تشکیل شده، قاب فوق از نوع قرینه است و بار محوری ستون $P_u = 100 \text{ ton}$ می‌باشد. لنگر خمشی حاصل از باد که بر ستون اثر می‌کند $M_x = 12 \text{ tm}$ است. اگر $L_x = L_y = 3.8 \text{ m}$ و $K = 1.05$ و شاخص رانش $\Delta_{0H}/L = 0.0025$ و $\Sigma H = 80 \text{ ton}$ باشد، امکان باربری ستون را بررسی کنید.

حل:

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.05 \times 380}{13} = 30.8$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.05 \times 380}{7.58} = 52.8$$

$$\phi_c F_{cr} = 0.85 \times 2032 = 1728 \text{ bar (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\phi_c P_n = 1728(149.1) \times 10^{-3} = 257.6 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{100}{257.6} = 0.388 > 0.2$$

لذا از رابطه H1-1a ضوابط LRFD استفاده خواهد شد.

چون: $M_{nux} = M_{nuy} = M_{lyy} = 0$ است داریم،

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma H} \times \frac{\Delta_{0H}}{L}} = \frac{1}{1 - \frac{2500}{80}(0.0025)} = 1.085$$


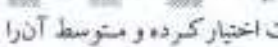
$$M_{ux} = B_1 M_{ntx} + B_2 M_{ltx} = 0 + 1.085(12) = 13.02 \text{ tm}$$

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 7.58}{\sqrt{2333}} = 390 > L_b = 380 \text{ cm}$$

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b F_y Z = 0.9(2333)(1868) = 39.2 \text{ tm}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = \frac{100}{257.6} + \frac{8}{9} \left(\frac{13.02}{34.2} + 0 \right) = 0.683 < 1.0 \text{ OK.}$$

معمولاً وقتی مهندسین کم تجربه به طراحی سازه‌های حقیقی می‌پردازند از این که آنچه در عمل وجود دارد عیناً در کتب درسی آنها نیست ناراحت هستند به عنوان مثال همواره ناچارند بین ارقامی که در کلاس آموخته‌اند عددی فرض کنند و پایه درون‌یابی بپردازند. مثلاً از خود می‌پرسند که آیا این اتصال ساده است و یا گیردار و یا چیزی فی‌مابین؟ و آنچه آنها اختیار می‌کنند در هر صورت تأثیر بسیاری روی مقادیر لنگر خمشی، C_m ، K و نظیر آن دارد.

مثال (۱۱-۵) از جمله مواردی است که در عمل با آن مواجه می‌شویم. در این مثال مؤلف کتاب فرض کرده است که شرایط حدی قطعه چیزی بین  و  است و به این طریق مقادیر لنگر خمشی و C_m را برای هر یک از دو حالت اختیار کرده و متوسط آن را برگزیده است. چنین طرز فکری با تفکر آئین نامه LRFD نیز هماهنگی دارد.

مثال ۱۱-۵

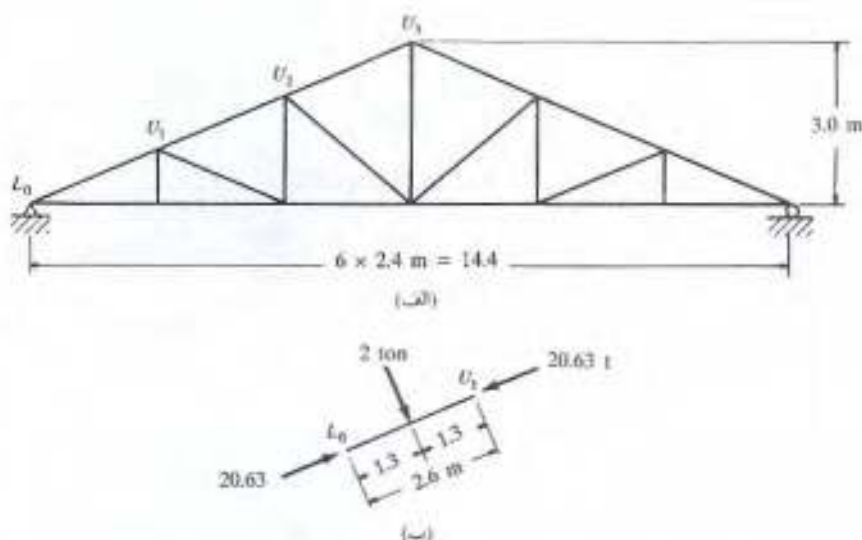
در شکل (۱۱-۴ الف) یک تیرمخ ۱۴ IPB برای تحت بالای خرپا از گره L_0 شاگرد U_3 انتخاب شده است و اگر باز حاصل از لایه که در شکل (۱۱-۴ ب) نشان داده شده بر این میله اثر کند، مناسب بودن انتخاب فوق را بررسی کنید، شکل (۱۱-۴ ب) بخشی از تحت بالا را بین دو گره L_0 و U_1 نشان می‌دهد و بار ۲ ton اثر لایه بر آن است. فرض می‌شود که در کلیه گره‌ها خرپای فوق دارای مهار جانبی است.

حل:

چون در کلیه گره‌ها مهار جانبی وجود دارد در هر صورت $K = 1$ است.

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1(260)}{5.93} = 43.9$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1(130)}{3.58} = 36.3$$



شکل ۱۱-۲

$$\phi_c F_{cr} = 0.85(2121) = 1803 \text{ bar(kg/cm}^2\text{)}$$

$$\phi_c P_n = 1803(43) \times 10^{-3} = 77.50 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{20.63}{77.50} = 0.266 > 0.2$$

پس از رابطه H1-1a ضوابط LRFD باید استفاده شود.

$$f_d = \frac{20630}{43} = 480 \text{ bar}$$

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23 \left(\frac{K_1 L_1}{r_x} \right)^2} = \frac{12\pi^2 (2 \times 10^6)}{23(43.9)^2} = 5344 \text{ bar}$$

با استفاده از جدول (۱-۱۱) داریم:

$$C_m = 1 - 0.2 \left(\frac{480}{5344} \right) = 0.982$$

$$C_m = 1 - 0.3 \left(\frac{480}{5344} \right) = 0.973$$

برای

برای

پس $C_m = 0.978$

$$M_u = \frac{2000 \times 260}{4} = 1.3 \text{ tm}$$

برای

$$M_u = \frac{3(2000)(260)}{16} = 0.975 \text{ tm}$$



برای

$$M_u = \frac{1.3 + 0.975}{2} = 113750 \text{ kg cm}$$

پس

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = 43.9 \quad \lambda_{cx} = \frac{KL}{r_x} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.477 \quad P_{ex} = A_g \frac{F_y}{\lambda_{cx}^2} = 43 \left(\frac{2333}{0.228} \right) \times 10^{-5} = 440 \text{ ton}$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - P_u/P_{ex}} = \frac{0.978}{1 - 20.63/440} = 1.026$$

$$M_u = B_1 M_{ux} + B_2 M_{ux} = 1.026(113750) = 116720 \text{ kg cm}$$

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{2490 \times 3.58}{\sqrt{2333}} = 185 \text{ cm}$$

چون $L_p > L_b = 130 \text{ cm}$ است لذا

$$\phi_b M_{rx} = \phi_b M_p = 0.9(2333)(246) \times 10^{-5} = 5.165 \text{ tm}$$

اگر رابطه H1-1a ضوابط LRFD را به کار ببریم داریم:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = \frac{20.630}{91.2} + \frac{8}{9} \left(\frac{1.1672}{5.162} + 0 \right) = 0.467 < 1 \quad \text{OK.}$$

۷-۱۱ طراحی تیر ستونها

طراحی تیر ستونها توسط سعی و خطا انجام می‌گیرد. ابتدا مقطعی انتخاب می‌شود و سپس مناسب بودن آن انتخاب با روابط اندرکنش بررسی می‌گردد. اگر مقطع ضعیف باشد و یا این که بیش از اندازه قوی باشد مقطع دیگری انتخاب و بار دیگر روابط اندرکنش با مقطع جدید بررسی می‌شود. البته تلاش طراح این است که مقطع مناسبی حدس بزند تا بیش از یک بار نیاز به استفاده از روابط اندرکنش نباشد. بدیهی است که می‌توان در ابتدا تخمین مناسبی انجام داد در این قسمت به چگونگی انجام این تخمین می‌پردازیم.

روش متعارف انتخاب مقطع بنوعی که بتواند لنگر خمشی و نیروی محوری را به صورت توأم تحمل کند روش نیروی محوری مؤثر یا معادل است. در این روش نیروی محوری P_u و لنگر خمشی M_{ux} و یا M_{uy} با نیروی محوری مجازی P_{ueff} که معادل مجموع نیروی محوری طراحی و لنگر خمشی باشد جایگزین می‌شود.

در این بحث می‌خواهیم اقتصادی‌ترین نیرمخی را که بتواند لنگر خمشی و نیروی محوری را تحمل کند تعیین کنیم. بدیهی است که با سعی و خطا می‌توانیم این عمل را انجام دهیم. از طرف دیگر می‌توان نیروی محوری پیدا کرد که برای آن همان مقطعی که برای لنگر خمشی و نیروی محوری است لازم باشد. این نیروی محوری مجازی را نیروی محوری معادل و یا نیروی محوری مؤثر P_{ueff} می‌گوییم.

معمولاً از روابط حاکم استفاده می‌کنند تا بتوانند لنگر خمشی را به نیروی معادل خود P_u تبدیل کنند و سپس آن را به نیروی محوری P_u اضافه می‌نمایند. در این حالت مجموع $P_u + P_{ue}$ نیروی محوری مؤثر P_{ueff} خواهد بود. سپس می‌توان با استفاده از این نیروی محوری با سعی و خطای ساده‌تری مقطعی برای قطعه معین کرد.

ضوابط LRFD از جداول آماده‌ای برای این کار استفاده می‌کنند. مترجم کتاب ترجیح می‌دهد که از رابطه آقای پورا (Yura) که به صورت زیر ارائه شده است استفاده نماید.

$$P_{ueff} = P_u + M_x \left(\frac{2}{d} \right) + M_y \left(\frac{7.5}{b_f} \right)$$

در این رابطه d : ارتفاع مقطع b_f : عرض پال M_x : لنگر ضریب‌دار حول محور x (که برای قاب بدون امکان جابجایی برابر با $B_1 M_{nt}$ و برای قاب یا امکان جابجایی برابر با $B_2 M_{nt} + B_1 M_{nt}$ خواهد بود) و M_y : لنگر خمشی ضریب‌دار حول محور y است.

بدیهی است که در نهایت لازم است که ستون انتخاب شده با روابط اصلی ضوابط LRFD یعنی (H1-1a) و (H1-1b) بررسی شوند. معمولاً روابط مربوط به نیروی معادل مقاطع بزرگتر از نیاز به دست می‌دهد و به این جهت معمولاً پس از بررسی نهایی مقطع انتخاب شده یک یا دو شماره کوچکتر می‌شود که باید تصحیح نهایی انجام گیرد تا از نظر فولاد بتوان به مقطعی اقتصادی دست یافت.

در مثالهای (۶-۱۱) و (۷-۱۱) با استفاده از روش بار معادل به بررسی قطعات تیر ستون می‌پردازیم:

مثال ۶-۱۱

مطلوبست تعیین یک نیرمخ IPB به‌نوعی که بتواند نیروی محوری $P_u = 100 \text{ ton}$ و $M_{ntx} = 10 \text{ mt}$ و $M_{nty} = 5 \text{ mt}$ را تحمل کند. این تیر ستون عضوی از یک قاب بدون امکان جابجایی است و لذا $M_{ltx} = M_{lty} = 0$ خواهد بود و $K_x L_x = K_y L_y = 3.5 \text{ m}$ و $C_m = 0.85$ است.

حل:

IPB 28 برای تخمین انتخاب می‌شود که در آن $A_g = 131.4 \text{ cm}^2$ است

$$P_{ueff} = P_u + M_x \left(\frac{2}{d} \right) + M_y \left(\frac{7.5}{b_f} \right) = 100 + 1000 \left(\frac{2}{28} \right) + 500 \left(\frac{7.5}{28} \right) = 305.4 \text{ ton}$$

اگر تنش فشاری مناسب را حدود 2000 kg/cm^2 بگیریم

$$A_g = \frac{305.4}{2.0} = 152 \text{ cm}^2 > 131.4 \text{ cm}^2 \text{ لازم}$$

پس 30 IPB بررسی می شود ($A_g = 149.1 \text{ cm}^2$)

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{350}{13} = 26.9$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{350}{7.58} = 46.2$$

$$\lambda_{cx} = \frac{KL}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{26.9}{\pi} \sqrt{\frac{2333}{E}} = 0.292$$

$$\lambda_{cy} = \frac{46.2}{\pi} \sqrt{\frac{2333}{E}} = 0.502$$

$$P_{ex} = \frac{A_g F_y}{\lambda_{cx}^2} = \frac{149.1(2333) \times 10^{-3}}{0.292^2} = 4079 \text{ ton}$$

$$P_{ey} = \frac{149.1(2333)}{0.5^2} = 1379 \text{ ton}$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - P_u/P_{ex}} = \frac{0.85}{1 - 100/4079} = 0.87 < 1 \quad B_{1x} = 1$$

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - P_u/P_{ey}} = \frac{0.85}{1 - 100/1379} = 0.92 < 1 \quad B_{1y} = 1$$

$$M_{ux} = B_{1x} M_{ux} = 1 \times 10 = 10 \text{ tm}$$

$$M_{uy} = B_{1y} M_{uy} = 1 \times 5 = 5 \text{ tm}$$

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 7.58}{\sqrt{2333}} = 391 > L_b = 350$$

$$\phi_b M_{ux} = 0.9 Z_x F_y = 0.9 \times 1868(2333) \times 10^{-5} = 39.22 \text{ tm}$$

$$\phi_b M_{uy} = 0.9 Z_y F_y = 0.9 \times 855(2333) \times 10^{-5} = 17.95 \text{ tm}$$

$$\lambda_{cy} = 0.50 \quad \phi_c F_{cr} = 0.85(2099) = 1784 \text{ bar}$$

$$\phi_c P_n = 1784(149.1) = 266 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{100}{266} = 0.376 > 0.2$$

از ضابطه H1-1a استفاده خواهد شد.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ry}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{100}{266} + \frac{8}{9} \left(\frac{10}{39.22} + \frac{5}{17.95} \right) = 0.85 < 1$$

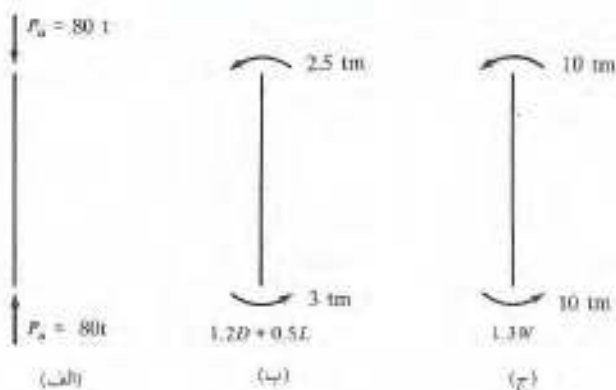
اگر IPB 28 بررسی شود به رابطه زیر خواهیم رسید:

$$\frac{100}{230} + \frac{8}{9} \left(\frac{10}{32.21} + \frac{5}{14.82} \right) = 1.01 \sim 1$$

دیده می‌شود که قابل قبول است.

مثال ۱۱-۷

مطلوبست تعیین لیمرخ IPB برای ستونی به ارتفاع 3.2 m، این ستون در یک صفحه با امکان جابجایی و در صفحه دیگر بدون امکان جابجایی است لذا $K_y = 1$ و $K_x = 1.5$ تخمین زده می‌شود. نتیجه تحلیل مرتبه اول روی شکل معین شده است. فرض می‌شود که بارگذاری $1.2 D + 0.5 L + 1.3 W$ تعیین‌کننده باشد.



شکل ۱۱-۵

حل:

لیمرخ IPB 24 بررسی می‌شود:

$$P_{uef} = P_u + M_x \left(\frac{2}{d} \right) + M_y \left(\frac{7.5}{b_f} \right) = 80 + (300 + 1000) \left(\frac{2}{24} \right) = 188 \text{ t}$$

$$A_g = \frac{188}{2.0} = 94 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{IPB 24}$$

برای محاسبه B_1 با مهار جانی محاسبه می‌شود.

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1 \times 320}{10.3} = 31.07$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.5 \times 320}{10.3} = 46.60$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 320}{6.08} = 52.63$$

$$\phi_c F_{cr} = 0.85 \times 2034 = 1729 \text{ bar (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\phi_c P_n = 1729(106) \times 10^{-3} = 183 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{80}{183} = 0.437 > 0.2$$

محاسبه ضرایب تشدید لنگر خمشی

$$\lambda_{cx} = \frac{KL}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{31.07}{\pi} \sqrt{\frac{2333}{E}} = 0.338$$

$$\lambda_{cy} = \frac{52.63}{\pi} \sqrt{\frac{2333}{E}} = 0.572$$

$$B_1 \text{ برای محاسبه } P_{cx} = \frac{A_g F_y}{\lambda_{cx}^2} = \frac{106 \times 2333 \times 10^{-3}}{0.338^2} = 2165 \text{ ton}$$

$$P_{cy} = \frac{106 \times 2333 \times 10^{-3}}{0.572^2} = 755.8 \text{ ton}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(+ \frac{2.5}{3} \right) = 0.267$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} = \frac{0.267}{1 - \frac{80}{2165}} = 0.277 < 1 \quad B_1 = 1.0$$

اگر فرض شود کلبه ستونهای قاب از نظر بارگذاری و ابعاد شکل مشابه داشته باشند، مقدار B_2

به صورت زیر معین می‌شود:

$$B_2 \text{ برای محاسبه } \lambda_{cx} = \frac{KL}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{46.6}{\pi} \sqrt{\frac{2333}{E}} = 0.507$$

$$P_{ex} = \frac{106 \times 2333 \times 10^{-3}}{0.507^2} = 963 \text{ ton}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_e}} = \frac{1}{1 - \frac{m \times 80}{m \times 963}} = 1.09$$

$$M_{ux} = B_1 M_{nt} + B_2 M_u = 1(3) + 1.09(10) = 13.91 \text{ tm}$$

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 6.08}{\sqrt{2333}} = 313 \approx 320$$

$$\phi M_{nx} = 0.9(2333)(1054) \times 10^{-5} = 22.13 \text{ tm}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = \frac{80}{183} + \frac{8}{9} \left(\frac{13.91}{22.13} + 0 \right) = 0.996 < 1 \text{ OK.}$$

مسائل

۱-۱۱ نیمرخ IPE 27 قطعه‌ای کششی خمشی را تشکیل می‌دهد. بار محوری کششی ضریب‌دار $P_u = 10 \text{ ton}$ و لنگر خمشی ضریب‌دار $M_{ux} = 2.5 \text{ tm}$ است. اگر $L_b = 1.2 \text{ m}$ و $C_b = 1$ باشد آیا مقطع مناسب است؟

۲-۱۱ نیمرخ IPB 24 قطعه‌ای کششی و خمشی است. بار محوری ضریب‌دار $P_u = 20 \text{ ton}$ و لنگر خمشی ضریب‌دار $M_{ux} = 3.5 \text{ mt}$ است. اگر $L_b = 2 \text{ m}$ و $C_b = 1$ باشد آیا مقطع مناسب است.

۳-۱۱ مسأله ۲-۱۱ را در حالتی که لنگر خمشی ضریب‌دار $M_{uy} = 1 \text{ tm}$ نیز بر آن اثر کند حل کنید.

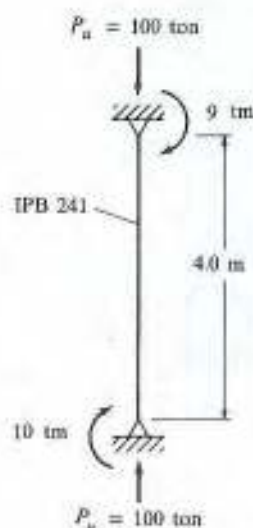
۴-۱۱ سبکترین نیمرخ I شکلی را که نیروی کششی ضریب‌دار $P_u = 10 \text{ t}$ و لنگر خمشی ضریب‌دار $M_{uy} = 2 \text{ mt}$ را تحمل کند معین کنید.

۵-۱۱ سبکترین نیمرخ I شکلی را که نیروی کششی ضریب‌دار $P_u = 30 \text{ ton}$ و لنگر خمشی ضریب‌دار $M_{ux} = 5 \text{ mt}$ را تحمل کند تعیین نمایید. $L_b = 2 \text{ m}$ و $C_b = 1$ است.

۶-۱۱ یک IPB 24 که در دو انتها مفصلی است تیر ستونی را تشکیل می‌دهد که طول آن 3.0 m است. اگر بر این ستون نیروی ضریب‌دار محوری $P_u = 60 \text{ ton}$ با خروج از مرکزیتی عمود بر امتداد محوری و برابر با 5 cm وارد شود، مناسب بودن تیر ستون را بررسی کنید. این قاب به نوعی است که دارای مشخصات زیر است:

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85 \text{ و } C_b = 1 \text{ اگر } K_x = 1.45 \text{ و } K_y = 1.0 \text{ و } M_{nt} = M_{ly} = 0 \text{ و}$$

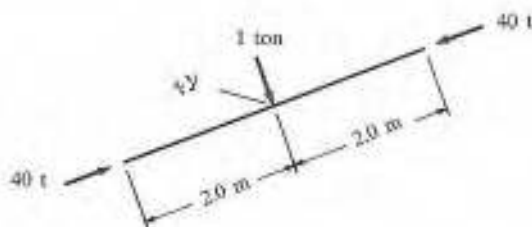
- ۷-۱۱ در تیر ستون مقابل جابجایی گره‌ها مهار شده است. اگر خمش حول محور قوی نیمرخ ستون باشد،
 مطلوبست بررسی ستون با شرایط زیر $K_x = K_y = 1.0$



مسأله ۷-۱۱

- ۸-۱۱ از یک نیمرخ IPB 24 برای تیر ستون استفاده شده است. اگر امکان تغییر مکان جانبی در امتداد محور x ممکن باشد و بر این ستون بار $P_u = 70 \text{ ton}$ با خروج از مرکزیت 6 cm اثر کند. به نوعی که یک لنگر خمشی یکسان در طول تیر ستون به آن اثر می‌کند آیا نیمرخ فوق مناسب است. طول تیر ستون 3.5 m و $K_x = 1.4$ ، $K_y = 1$ و $M_{ux} = M_{uy} = 0$ است.

- ۹-۱۱ تخت بالای یک خرپا IPB 14 تشکیل می‌دهد، یک میله از این خرپا در شکل مقابل نشان داده شده است، گره‌های خرپا در جهت x و y گیردار است و فرض می‌شود که لایه نیز تکیه گاه مفصلی در جهت y و در وسط میله ایجاد کند، مطلوبست بررسی مناسب بودن نیمرخ انتخابی تخت بالای خرپا.



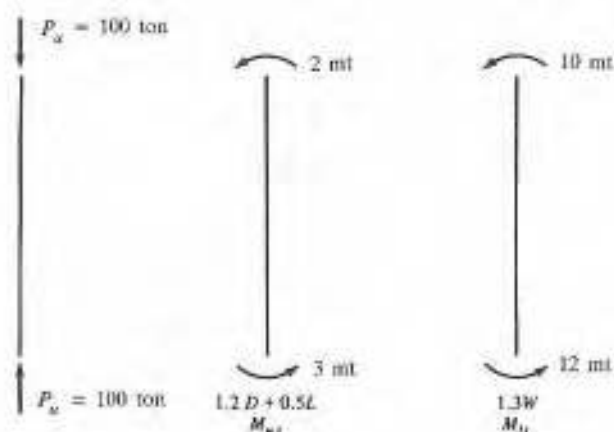
مسأله ۹-۱۱

۱۰-۱۱ مسأله ۹-۱۱ را در حالتی که فرض می‌شود، میله در دو انتها و در جهت y مفصلی است بررسی کنید.

۱۱-۱۱ یک تیر ستون از نیمرخ IPB 24 نیروی محوری ضریب‌داری برابر با $P_u = 100 \text{ ton}$ و لنگرهای ضریب‌داری برابر با $M_{ux} = 7 \text{ tm}$ و $M_{uy} = 3 \text{ tm}$ را تحمل می‌کند، اگر طول این تیر ستون 4m و $K_x = K_y = 1$ و $M_{ux} = M_{uy} = 0$ و $C_m = 0.85$ باشد، مناسب بودن نیمرخ فوق را بررسی کنید.

۱۲-۱۱ مسأله (۱۱-۱۱) در حالتی فرض شود که فولاد نیمرخ از نوع اعلا باشد ($F_y = 3600 \text{ bar}$) بار دیگر بررسی کنید.

۱۳-۱۱ یک تیر ستون از IPB 28 و به ارتفاع 4 m در یک قاب با امکان جابجایی و در صفحه عمود بر آن دارای مهار است (ولدا $K_y = 1.0$) تخمین می‌شود که $K_x = 1.4$ باشد. تحلیل قاب با بارهای ضریب‌دار مقادیر روی شکل را معین کرده است. مناسب بودن نیمرخ را بررسی کنید.



مسأله ۱۳-۱۱

۱۴-۱۱ مسأله (۱۳-۱۱) را در حالتی که جهات لنگر به نوعی باشد که تیر ستون را با یک خم خمش دهد نیز بررسی کنید.

۱۵-۱۱ اگر در مسأله (۱۳-۱۱) نوع نیمرخ IPB 24 ولی فولاد آن از نوع اعلا باشد ($F_y = 3600 \text{ bar}$) مسأله را بار دیگر بررسی کنید.

۱-۱۲ مقدمه

سالیان متمادی پرچ وسیله مناسب اتصال قطعات فولادی بوده است ولی در چند دهه گذشته اتصالات پیچی و جوشی مناسبترین و رایجترین وسیله برای سازه‌های فولادی شمرده شده و تقریباً از پرچ استفاده‌ای نشده است. در این فصل و فصل بعد عمدتاً به بحث در مورد اتصالات پیچی پرداخته خواهد شد و تنها در انتهای آن مختصری از پرچ سخن گفته خواهد شد.

اتصال با پیچ سریعترین روش نصب سازه به شمار می‌رود که در آن نیازی به کارگر ماهر نظیر اجرای اتصالات پرچی و جوشی نیست. لذا در محلهایی که سرعت و ارزانی کارگر مطرح باشد بهترین روش نصب به شمار می‌رود. گرچه قیمت پیچهای پر مقاومت پایین نیست ولی در مقایسه با پرچ که نیاز به کارگر ماهر و تجهیزات گران قیمت دارد ارزاتر تمام می‌شود مخصوصاً به دلیل بالا بودن مقاومت پیچ نسبت به پرچ تعداد پیچها نیز کمتر خواهد بود.

۲-۱۲ انواع پیچها

از چندین نوع پیچ در سازه‌های فولادی استفاده می‌شود که انواع آنها ذیل شرح داده می‌شود:

پیچهای خام Unfinished bolts: به این پیچها، پیچ معمولی نیز گفته می‌شود. بر طبق ASTM این نوع پیچها A 307 نامیده می‌شوند و فولاد آنها مشابه فولاد کربنی نرم است. ضوابط سازه‌های فولادی ایران نیز مشابه آنرا معرفی می‌کند.

این پیچها معمولاً با سر مربعی شکل و گاهی شش ضلعی هستند. انواع شش ضلعی به راحتی باز و بست می‌شوند و ظاهر مناسبتری نیز دارند. چون انحراف ساخت در این پیچها بالا است لذا از پرچ و یا پیچ پر مقاومت هم قطر خود استحکام کمتری دارند. از این پیچها در اتصالات درجه دوم و سازه‌های سبک و

تحت بارهای استاتیکی استفاده می‌شود.

اگر در جایی که استفاده از پیچ خام ممکن است از پیچهای پرمقاومت استفاده شود جنبه اقتصادی و منطقی عمل رعایت نشده است. طراحی و محاسبه پیچهای خام مشابه پرچ می‌باشد و تنها تنش مجاز در آنها متفاوت است.

پیچهای پرمقاومت High-Strength bolts: این پیچها از فولاد با کربن متوسط و عملیات حرارتی و فولاد آلیاژی ساخته می‌شوند و مقاومت کششی آنها دو یا چند برابر مقاومت فولاد متعارف است. دو نوع پیچ پرمقاومت وجود دارد، نوع اول پیچهای A 325 است که از فولاد با کربن متوسط و عملیات حرارتی تهیه می‌شود و نوع دوم پیچهای A 490 است که از فولاد آلیاژی و عملیات حرارتی تهیه می‌گردد. ضوابط سازه‌های فولادی ایران نیز از این پیچها و مشابه آن سخن می‌گوید. از پیچهای پرمقاومت در انواع سازه‌های فولادی کوچک، آسمان خراش و پل استفاده می‌شود. در پیچهای پرمقاومت ضعف پرچها برطرف شده است زیرا در تنه پرچها کشش قابل توجهی به وجود نمی‌آید و نمی‌تواند تحت بارهای بزرگ و متناوب استقامت نشان دهد و در اثر این گونه بارها لق شده و می‌باید جایگزین گردند. پیچهای پرمقاومت را می‌توان آنچنان محکم نمود که صفحات بین سربچ و مهره آن کاملاً به یکدیگر فشرده شده و انتقال نیرو از طریق نیروی اصطکاک بین صفحات انجام گیرد.



پیچ پرمقاومت

گاهی پیچهای پرمقاومت از فولاد A 449 آمریکایی و در قطرهایی بزرگتر از $1\frac{1}{2}$ in ساخته می‌شود، از این پیچها نیز در موارد مختلف استفاده می‌شود.

۳-۱۲ تاریخچه پیچهای پرمقاومت

اتصالاتی که در آنها از پیچهای پرمقاومت استفاده شده است از نظر کارایی و صرفه‌جویی بر اتصالات پرچی ارجحیت داشته و عملاً بهترین نوع اتصال قطعات مختلف فولادی به یکدیگر است، در سال ۱۹۴۷ میلادی مؤسسه (RCRBSJEF) تحقیقات در اتصالات پرچی و پیچی سازه‌ها تأسیس شد و اولین مجله این مؤسسه در سال ۱۹۵۱ منتشر شده و در آن پیچهای پرمقاومت برای استفاده در ساختمان و پل و تحت اثر بارهای استاتیکی و دینامیک توصیه گردید بدزودی نه تنها از اتصالات پیچی به عنوان بهترین نوع اتصالات نصب قطعات در کارگاه استفاده شد بلکه برای اتصال قطعات در کارخانه نیز کاربرد فراوانی پیدا کرد، در

اجرای پل مکی ناک میشیگان (Mackinac) بیش از یک میلیون پیچ پر مقاومت به کار گرفته شد. اتصالاتی که قبلاً توسط پیچهای معمولی اجرا می شد تحت بارهای متناوب عملکرد مناسبی نداشت زیرا که این پیچها معمولاً باز و لق می شدند و طی سالیان دراز مسأله فوق گریز انگیز مهندسين بود و از وسایل قفل کننده بهره استفاده می کردند تا اینکه استفاده از پیچهای پر مقاومت راه حل نهایی را ارائه داد.

۱۲-۴ مزایای پیچهای پر مقاومت

- از بین مزایای متعدد پیچهای پر مقاومت می توان به مزایای اصلی آن در ذیل اشاره کرد:
 - ۱- در مقایسه با پرچ به گروه نصاب کوچکی نیاز است. دو گروه دوفنری نصاب به راحتی می تواند بسیار بیشتر از گروه استاندارد چهارفنری پرچ پیچ نصب کند و در نتیجه سرعت نصب سازه بالا خواهد رفت.
 - ۲- در مقایسه با پرچ برای رسیدن به استحکام برابر به تعداد پیچ کمتری نیاز است.
 - ۳- ایجاد اتصال مناسب پیچی نیاز به تجربه زیادی ندارد در حالی که ایجاد اتصال صحیح جوشی و یا پرچی توسط افراد با تجربه زیاد لازم است. برای آموزش افراد در اتصال پیچی چند ساعت آموزش کفایت خواهد کرد.
 - ۴- مانند اتصالات جوشی نیاز به پیچهای نصب موقت نمی باشد.
 - ۵- از نظر ایجاد صدا انجام یک اتصال پیچی ابداً با انجام یک اتصال پرچی قابل مقایسه نیست.
 - ۶- برای انجام یک اتصال پیچی تجهیزات کم هزینه ای لازم است.
 - ۷- مانند اتصالات پرچی خطر آتش گیری و یا پرتاب پرچ داغ وجود ندارد.
 - ۸- آزمایشات انجام شده روی اتصال پرچی و اتصال با پیچ پر مقاومت پیش تنیده نشان داده است که استحکام خستگی پیچ پر مقاومت کاملاً بالاتر است و حتی استحکام خستگی پیچهای پر مقاومت عملاً بیشتر و یا حداقل برابر با اتصال حاصل از جوش است.
 - ۹- هرگاه جداسازی یک سازه فولادی مورد نیاز باشد واضح است در اتصالات پیچی سهولت عمل بسیار چشم گیر است.

۱۲-۵ پیچهای پیش تنیده و غیر پیش تنیده

بر طبق ضوابط LRFD نیاز به پیش تنیدگی کامل کلیه پیچهای پر مقاومت نیست. زیرا پیش تنیدگی کلیه پیچها هزینه بر است و به این جهت پیچهایی که پیش تنیدگی آنها الزامی است، باید روی نقشه معین شوند. پیچهایی که تحت کشش مستقیم قرار دارند و یا لغزش اتصال آنها مسأله برانگیز است از جمله پیچهایی

هستند که الزام به پیش‌تندگی دارند. اتصالات تحت اثر بارهای خستگی آور نیز از این نوع پیچها هستند. ضوابط LRFD اتصالاتی را که پیش‌تندگی پیچها در آنها الزامی است معین کرده است از آن جمله می‌توان به اتصالات تکیه گاهی ماشین آلات متحرک و یا تیرهای حمال آنها و تکیه گاه هر نوع بار زنده‌ای که ایجاد تنش ضربه‌ای و یا نوسانی می‌کند و وصله ستونهای ساختمانهای مرتفع تر از ۶۰ متر و اتصال کلیه تیرها و شاه‌تیرها به ستونها و یا سایر تیرها و شاه‌تیرها هرگاه ستونها دارای یادبند باشند و سازه از تفاعلی بلندتر از ۴۰ متر باشد اشاره کرد.

لازم نیست که سایر پیچها تا پیش‌تندگی کامل محکم شوند. در حالت متعارف کلیه صفحات مورد اتصال کاملاً به یکدیگر فشرده می‌شوند حالت متعارف زمانی حاصل می‌شود که یک کارگر با نیروی کامل خود به کمک یک آچار متعارف پیچ را محکم کند و یا به کمک آچار بادی چندین ضربه به پیچ وارد نماید. بدیهی است در یک چنین حالتی میزان محکم شدن پیچها با حالت پیش‌تندگی متفاوت خواهد بود و به این جهت پیچهای با چنین محکم‌شدنی باید روی نقشه‌های طراحی و نصب معین شوند.

در جدول (۱۲-۱) نیروی لازم پیش‌تندگی که بار دوام آنها گفته می‌شود و برای پیچهای اصطکاکی و پیچهایی که مستقیماً تحت اثر کشش قرار دارند الزامی است ذکر شده است. در این حالت کلیه پیچهای A325 و A490 تا ۷۰ درصد استحکام کششی حداقل فولاد پیچها پیش‌تیده می‌شوند. چون کیفیت پیچهای A449 مانند پیچهای A490 و A325 نیست لذا از پیچهای A449 برای اتصالات اصطکاکی استفاده نخواهد شد.

جدول ۱۲-۱ بار دوام پیچها که برای اتصالات اصطکاکی و کششی لازم است.

پیچهای A490	پیچهای A325	ظرفیت به اینچ
۶۷kN	۵۳kN	$\frac{1}{4}$
۱۰۷	۸۵	$\frac{5}{8}$
۱۵۶	۱۲۵	$\frac{7}{4}$
۲۱۸	۱۷۳	$\frac{7}{8}$
۲۸۵	۲۲۷	۱
۳۵۶	۲۴۹	$1\frac{1}{8}$
۴۵۴	۳۱۶	$1\frac{1}{4}$
۵۳۸	۳۷۸	$1\frac{3}{8}$
۶۵۸	۴۵۸	$1\frac{1}{2}$

نگر چه تصور برخی از مهندسين اين است كه در مقايسه با پرچ اتصالات پیچهای پرمقاومت اندكی لغزش خواهند داشت؛ آزمایشات نشان می دهد كه میزان لغزندگی در اتصالات با پیچهای پرمقاومت تحت بار مشابه كمتر از لغزش در اتصالات پرچی است.

ذكر اين مطلب جالب است كه بدانیم برای جلوگیری از شل شدن مهره در پیچهای پرمقاومت پیش تنیده نیازی به پیش بینی خاصی نیست. اگر با پیچاندن لازم مهره پیش تنیدگی كامل در پیچ ایجاد شود، هرگز مهره پیچ تمایلی به شل شدن نخواهد داشت. در هر صورت ممكن است اگر ارتعاش نیرو بالا باشد مهره پیچ شل شود در این صورت، گاهی با استفاده از دو مهره بجای يك مهره و گاهی با جوش مهره به پیچ مشكل را حل می كنند باید گفت در هر دو راه حل فوق نتیجه به دست آمده موفقیت آمیز است.

۱۲-۶ روشهای پیش تنیدگی كامل پیچها

قبلاً روش پیچاندن متعارف پیچهای پرمقاومت را ذکر کردیم. برای اینکه بتوان به پیش تنیدگی كامل پیچ رسید ضوابط LRFD روشهای زیر را مجاز می داند.

روش پیچاندن اضافی: در این روش ابتدا پیچ را به صورت متعارف محكم می كنند (snug-tight condition) سپس با توجه به طول تنه پیچ و شیب سطوح خارجی قطعات مورد اتصال با كمك اهرم مهره پیچ را از $\frac{1}{4}$ تا يك دور كامل اضافه تر می پیچانند.

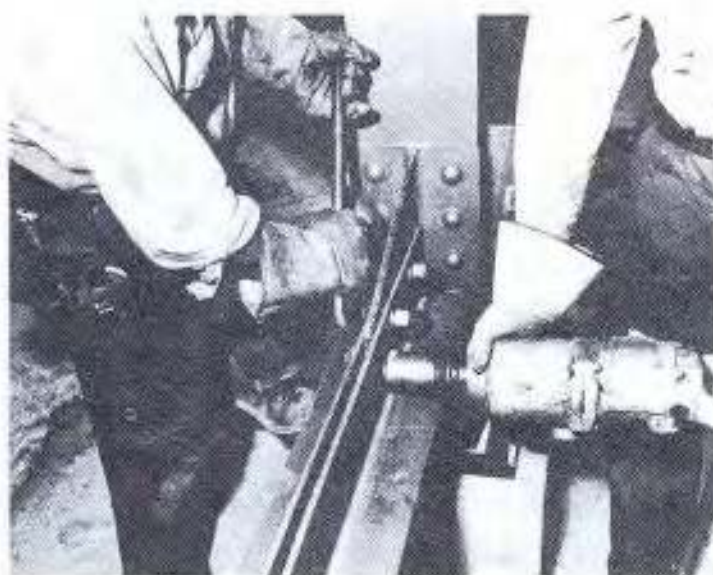
روش آچار مدرج: در این روش آچار طوری تنظیم شده است كه لنگر پیچنی مشخصی را جهت ایجاد پیش تنیدگی لازم در پیچ بوجود می آورد. آچار باید بطور روزانه تنظیم شده و از واشرهای سخت شده استفاده شود. پیچها باید در كارگاه در مقابل گر دو خاك و رطوبت حفاظت شوند.

روش واشر نشان دهنده: در این روش از واشری كه يك سطح آن دارای تفرسی به صورت قوسهای كوچك است استفاده می شود. هرگاه پیش تنیدگی لازم در پیچ ایجاد شود تفرس خارجی مهره كم می شود. میزان صاف شدن سطح واشر نشان دهنده نیروی درون تنه پیچ است. در زمان پیش تنیدگی كامل پیچ سطح واشر باید دارای تفرسی حدود 0.4mm و یا كمتر باشد.

برای هیچ يك از روشهای فوق یار كششی حداكثر پیچ معین نشده است. لذا می توان تا زمانی كه پیچ نبریده باشد به آن نیرو وارد كرد. اگر احیاناً پیچ ببرد، كافی است كه از پیچ دیگری استفاده شود. باید توجه شود كه استحكام مهره بالاتر از استحكام نهایی پیچ است به این دلیل همواره قبل از هر زدن مهره پیچ خواهد برید.

هرگاه بار وارد بر اتصال از نوع بار خستگی آور باشد، باید از اتصال اصطكاکی پیچها استفاده شود. در این حالت مقدار نیروی وارده بر اتصال كمتر از نیروی اصطكاکی بوجود آمده است لذا صفحات روی يكدیگر نخواهند لغزید و چون نیرویی بر پیچها وارد نمی شود چگونه می توان انتظار داشت كه پیچها در اثر

خستگی گسیخته شوند. مقاومت اصطکاکی اتصالات یک حالت حدی بهره‌برداری براساس بارهای کاربردی است. در این اتصالات بارهای مجاز وارده بر اتصال نباید بیشتر از نیروی اصطکاکی بین قطعات گردد. وضعیت دیگری که استفاده از اتصالات اصطکاکی ارجحیت دارد، زمانی است که سوراخ پیچ بزرگتر از اندازه تنه پیچ است (نظیر سوراخهای لوبیایی) و یا اتصال تحت بارهای نوسانی شدید قرار دارد و یا پیچ و جوش به صورت مشترک تحمل نیرو خواهند کرد.



نصب پیچ بر مقاومت

۷-۱۲ اتصالات اصطکاکی و اتصالات اتکایی (برشی)

هرگاه پیچهای بر مقاومت به پیش تنبیدی کامل برسند، قطعات اتصال یافته را یکدیگر خواهند فشرد و در نتیجه نیروی قابل ملاحظه‌ای برای لغزش قطعات روی یکدیگر لازم خواهد بود. نیروی مقاوم به لغزندگی در اتصال برابر با حاصل ضرب نیروی پیش تنبیدی پیچها در ضریب اصطکاکی اتصال خواهد بود.

اگر مقدار بار وارده از مقدار نیروی مجاز اصطکاکی کمتر باشد، اتصال بدون لغزش باقی خواهد ماند و اگر مقدار بار از نیروی اصطکاکی بیشتر شود، قطعات روی یکدیگر لغزیده مانند شکل (۱۲-۱) تعادل به برش پیچها خواهند داشت.

سطوح اتصال و محل استقرار پیچها باید عاری از هر گونه آلودگی، روغن، زنگزدگی و نظیر آن باشد تا بتوان از اتصال کامل قطعات به یکدیگر مطمئن بود. سطوح خارجی قطعات مورد اتصال، نباید نسبت به هم شبیهی بیشتر از ۱ به ۲۰ داشته باشند مگر این که از واشرهای گوه‌ای استفاده شود.

اگر سطوح در تماس گالوانیزه شده باشند، ضریب اصطکاک به حدود $\frac{1}{4}$ ضریب اصطکاک سطوح فولادی لخت تقلیل خواهد یافت. مقدار ضریب اصطکاک را می‌توان با پرس زدن سطوح مورد تماس و بهتر از آن با تمیز کردن سطوح توسط دستگاه ماسه پاش بهبود بخشید.

بر طبق ضوابط AASHTO - 83 اگر قرار باشد سطوح گالوانیزه شده قبل از نصب یا پرس سیمی و یا دستگاه ماسه پاش تمیز شوند باید عمق گالوانیزه شدن بالا باشد.

ضوابط ASTM گالوانیزه کردن پیچهای پر مقاومت A490 را مجاز نمی‌داند زیرا تصور می‌رود که خطر تردشکنی برخی از انواع آنها پس از گالوانیزه شدن وجود داشته باشد.

اگر از تمیزکاری خاص جهت بالا بردن ضریب اصطکاک سطوح در تماس استفاده شود می‌توان بر طبق ضوابط LRFD میزان ضریب اصطکاک اتصال را بالا برد.

۸-۱۲ اتصالات مختلط

پیچها را می‌توان در برخی از موارد همراه جوش و یا پرچ به کار برد. در ضوابط LRFD برای این حالات قواعدی ذکر شده است.

اختلاط جوش و پیچ: در کارهای جدید اگر از پیچهای متعارف نظیر A 307 و یا از پیچهای پر مقاومت ولی به منظور اتصال اتکایی (برشی) استفاده شده باشد، این نوع اتصالها را نمی‌توان با جوش مخلوط کرد. زیرا قبل از اینکه اتصال به پارهایی خود برسد لغزش در پیچها باعث خواهد شد قسمت اعظم بار به جوش وارد شود. در این صورت جوش را باید برای ظرفیت باربری کامل اتصال طراحی نمود.

اختلاط پیچهای پر مقاومت و پرچ: پیچهای پر مقاومت را می‌توان در باربری مشترک اتصالات جدید پرچی و یا قدیم پرچی دخالت داد (به دلیل شکل پذیری پرچها امکان عملکرد توأم آنها با یکدیگر ممکن است).

۹-۱۲ اندازه سوراخ پیچها و پرچها

علاوه بر سوراخهای استاندارد برای پیچها و پرچها که عملاً 1.5mm بزرگتر از قطر پیچها یا پرچها گرفته می‌شود، سه نوع دیگر سوراخ که سوراخهای بزرگ شده، سوراخهای لوبیایی کوتاه و سوراخهای لوبیایی بلند نامیده می‌شوند نیز توسط کتاب راهنمای LRFD معرفی شده است که در جدول ۱۲-۲ ذکر شده است.

جدول ۱۲-۲ ابعاد اسمی سوراخها

قطر پیچ mm	ابعاد سوراخ (mm)		
	قطر استاندارد	قطر بزرگ شده	لوبیایی کوتاه (طول × عرض)
	$d+1.5$	$d+7$	لوبیایی بلند (طول × عرض)
			$(d+1.5) (d+10)$
			$(d+1.5) (2.5d)$

موارد استفاده از سوراخهای مختلف ذیل ذکر می‌شود.

سوراخهای بزرگ شده: از این سوراخها در اتصالات اصطکاکی استفاده خواهد شد. استفاده از آنها در نوع اتکایی (یا برشی) مجاز نیست. باید از واشرهای تغییر شکل پذیر که در سطح خارجی ورقهای مورد اتصال قرار می‌گیرد خودداری شود.

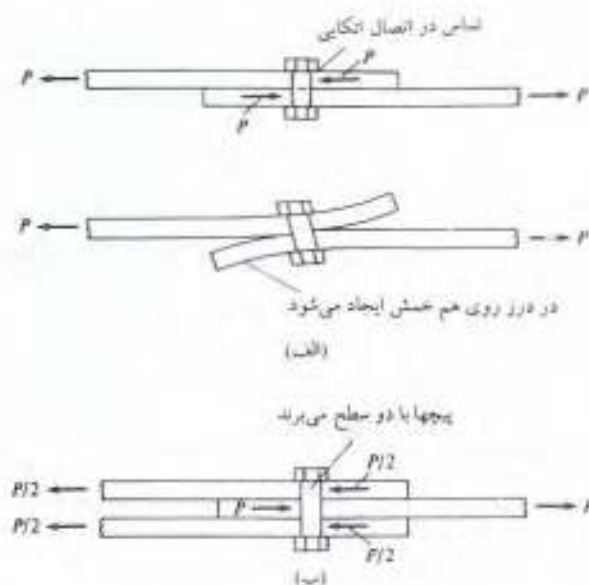
سوراخهای لوبیایی کوتاه: در حالتی که اتصال به صورت اصطکاکی باشد (امکان لغزش قطعات مورد اتصال وجود نداشته باشد) می‌توان در هر جهت به اتصال نیرو وارد کرد ولی استفاده از آن به صورت اتصال اتکایی زمانی ممکن است که امتداد نیرو در حدود عمود بر قطر بلند سوراخ قرار داشته باشد.

سوراخهای لوبیایی بلند: استفاده از آن فقط در یکی از صفحات اتصال مجاز است. مانند حالت قبل اعمال نیرو در اتصال اصطکاکی در هر جهتی ممکن است ولی اعمال نیرو به سوراخ در حالت اتکایی تنها در جهت عمود بر امتداد قطر بزرگ سوراخ مجاز می‌باشد. اگر سوراخ لوبیایی در قطعه بیرونی باشد، در هر دو نوع سوراخ لوبیایی کاربرد واشری که سوراخ را پر کند و تغییر شکل ندهد الزامی است. اگر واشر از نوع فولاد ساختمانی باشد نباید دارای ضخامتی کمتر از 8mm باشد.

۱۲-۱۰ انتقال نیرو و انواع درزها

با توجه به شکل (۱۲-۱ الف) فرض می‌شود که در این اتصال از چند پیچ که به صورت متعارف محکم شده‌اند (یعنی نیروی پیش تنیدگی لازم در تنه پیچها به وجود نیامده است) استفاده شده باشد. چون نیروی اصطکاکی کمی بین ورقها ایجاد خواهد شد. ورقهای مورد اتصال با اعمال نیرو خواهند لغزید و نیروی اعمال شده تمایل به بریدن پیچها در امتداد سطح تماس ورقها خواهد داشت. در این حالت اتصال از نوع اتکایی است و پیچها باید استحکام مناسب در مقابل نیروی اعمالی را داشته باشند و قطعات نیز استحکام لازم جهت جلوگیری از پارگی از محل اتصال را از خود نشان دهند.

اگر به جای پیچها از پرچ استفاده شود وضعیت متفاوت خواهد شد زیرا پرچ داغ پس از سرد شدن سبب فشردگی قطعات به یکدیگر خواهد شد و به آن دلیل نیروی اصطکاکی قابل توجهی بین قطعات مورد اتصال به وجود خواهد آمد. لذا بخش عمده انتقال نیرو بین قطعات توسط نیروی اصطکاکی خواهد بود. البته باید ذکر



شکل ۱-۱۲ الف) درز روی هم، ب) درز لب

شود که ضوابط طراحی از نیروی اصطکاکی حاصل از فشردگی قطعات پرچ شده صرف نظر می کنند و پرچها را به شکل اتکایی مورد محاسبه قرار می دهند. با پیچهای خام (مشابه A 307) نیز برخوردی نظیر پرچها انجام می گیرد زیرا که این پیچها نیز تا حدی که پیش تیدگی قابل ملاحظه در تنه آنها ایجاد شود محکم نمی شوند. پیچهای پرمقاومت با پیش تیدگی کامل عملکرد متفاوتی دارند. با اعمال پیش تیدگی کامل در پیچها به نحوی که قبلاً ذکر شد در اثر کشش قابل ملاحظه در تنه پیچها نیروی فشردگی قابل ملاحظه ای بین قطعات مورد اتصال ایجاد می شود که در اثر آن نیروی اصطکاکی بالایی بین قطعات به وجود خواهد آمد. تا زمانی که مقدار نیروی اعمال بر اتصال بیشتر از نیروی اصطکاکی بین قطعات نشود هیچ نوع لغزشی بین قطعات ایجاد نشده و تماسی بین تنه پیچها و سوراخ به وجود نخواهد آمد تا سبب بریدن پیچها شود. اگر نیروی اعمالی بیشتر از نیروی اصطکاکی فوق باشد در اثر لغزش قطعات پیچها در موقعیت برش قرار خواهند گرفت.

درز روی هم

درز نشان داده شده در شکل (۱-۱۲ الف) درز روی هم است؛ عیب این نوع درز در آن است که مرکز ثقل نیرو در یک قطعه بر مرکز ثقل نیرو در قطعه دیگر منطبق نیست. لذا در این اتصال لنگر نامطلوبی مطابق آنچه در شکل نشان داده شده است، ایجاد می شود. به این جهت از درز روی هم که از آن در اتصالات درجه دوم استفاده می شود باید حداقل از دو پیچ در امتداد طولی قطعه استفاده شود تا از گسیختگی خمشی تا حد امکان بکاهد.

درز لب

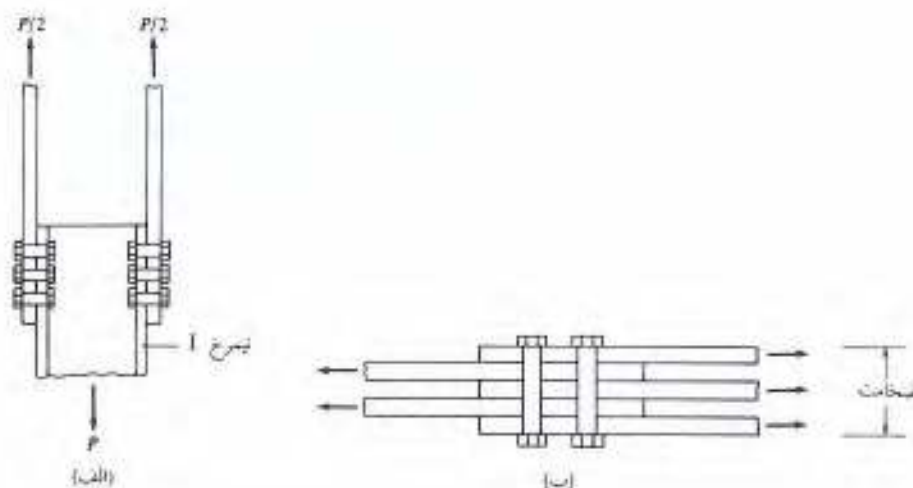
درز لب زمانی ایجاد می‌شود که قطعات مطابق شکل (۱۲-۱) ب) به هم متصل شده باشند. اگر نیروی اصطکاکی در این اتصال کم باشد سبب می‌شود که پیچها به صورت برشی در دو سطح برش و به صورت همزمان گسیخته شوند. در این حالت پیچها به بدنه سوراخ تکیه کرده و در حالت برش زوج قرار گیرند. درز لب به دو دلیل عمده زیر بر درز رویهم برتری دارد:

۱- آرایش پیچها به صورتی است که نیروی مؤثر P به دو قسمت تقسیم می‌شود تا در دو سطح برش پیچها را تحت تأثیر قرار دهد. لذا در هر سطح برش نیرویی برابر با $\frac{1}{2}P$ آنچه اگر به صورت درز رویهم عمل می‌نمود ایجاد خواهد کرد. از نظر نیرو و انتقال بار نیز باید گفت که به صورت نظری قابلیت انتقال نیروی دو برابر را در مقایسه با همان تعداد پیچ در درز رویهم دارد.

۲- انتقال نیرو شکل متقارن دارد (البته حالت تقارن زمانی صحت خواهد داشت که صفحات بیرونی دارای یک ضخامت باشند که در این حالت لنگر خمشی درز رویهم وجود نخواهد داشت).

اتصال زوج Double-plane Connections

در این اتصال پیچها در یک سطح بریده می‌شوند ولی از ایجاد خمش در اتصال جلوگیری می‌شود. در این اتصال که در شکل (۱۲-۲ الف) نشان داده شده است. پیچها در یک سطح ولی در دو صفحه متفاوت تحت برش قرار خواهند گرفت.



شکل ۱۲-۲ الف) اتصالات زوج، ب) پیچها در چند سطح برش

سایر موارد

اتصالات پیچی یا به صورت روبهم و یا به صورت لب است ولی امکان دارد حالات دیگری نیز وجود داشته باشد. مثلاً مطابق شکل (۱۲-۲ ب). ممکن است که چندین صفحه روی هم قرار داشته باشند و پیچها در چندین سطح برش بریده شوند. معمولاً پیچها را در بیش از دو سطح برش محاسبه نمی کنند. زیرا عملاً امکان بریده شدن پیچها به صورت همزمان در بیش از دو سطح برش وجود ندارد. موارد دیگری از اتصال پیچی از جمله حالتی که پیچها تحت کشش قرار داشته باشند و یا تحت برش و کشش قرار داشته باشند در این فصل مورد بحث قرار خواهند گرفت.

۱۱-۱۲ گسیختگی در اتصالات پیچی

در شکل (۱۲-۳) انواع گسیختگیهای ممکن در اتصالات پیچی نشان داده شده است. یک طرح خوب زمانی ممکن خواهد بود که انواع گسیختگیهای نشان داده شده در نظر گرفته شوند. این گسیختگیها به شرح زیر می باشند:

- ۱- امکان گسیختگی در درز روبهم بر اثر برش پیچ در امتداد سطح تماس دو ورق، مانند (۱۲-۳ الف).
- ۲- امکان گسیختگی ورق مشابه شکل (۱۲-۳ ب) در امتداد برشی که از سوراخ پیچ نیز می گذرد.
- ۳- امکان گسیختگی ورق یا پیچ در اثر فشار وارده از یکی به دیگری (شکل ۱۲-۳ ج).
- ۴- در شکل (۱۲-۳ د) صورت دیگری از گسیختگی برشی قطعه نشان داده شده است.
- ۵- در درز لب (شکل ۱۲-۳ هـ) امکان برش پیچها در دو سطح برش ممکن است.

۱۲-۱۲ فواصل پیچها از یکدیگر و از لبه قطعه

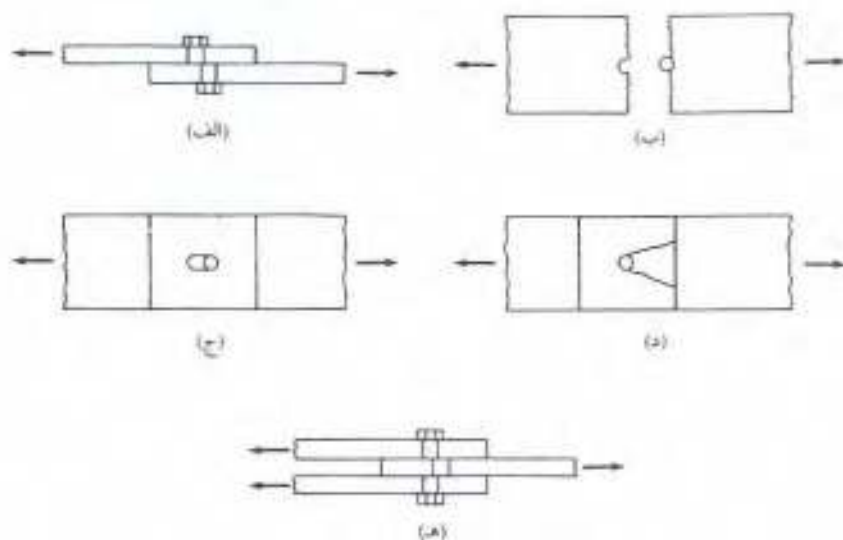
در شکل (۱۲-۴) فواصل پیچها را که در یک امتداد با p و در امتداد دیگر با g نشان داده شده است نمایش داده ایم.

حداقل فواصل

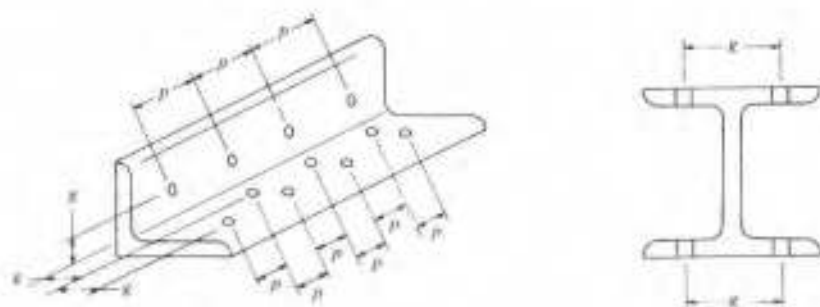
حداقل فواصل پیچها، فاصله ای است که امکان نصب آسان پیچ را ممکن ساخته و امکان گسیختگی کششی ورق را از بین ببرد. ضوابط LRFD این میزان حداقل را برای کلیه انواع سوراخها (استاندارد، بزرگ شده، لوبیایی) برابر با $\frac{2}{3}$ قطر پیچ (ترجیحاً ۳ برابر قطر) معین می کنند. اگر فواصل پیچها در امتداد نیرو مورد نظر باشد، مقدار فاصله باید افزایش یابد. در این حالت فاصله در صورتی که استحکام تماسی R_n توسط یکی از دو رابطه $2.4 dt F_u$ یا $2.0 dt F_u$ محاسبه شود نباید کمتر از $3d$ گرفته شود، ضمناً فواصل حداقل مرکز به مرکز سوراخهای استاندارد باید از طریق رابطه زیر معین شود که در آن P

نیروی مورد انتقال توسط یک پیچ است. مقدار ϕ برابر با ۰/۷۵ ضخامت حداقل اتصال t و قطر سوراخ استاندارد d_H است:

$$\text{حداقل فاصله مرکز به مرکز سوراخ} = \frac{P}{\phi F_u t} + \frac{d_H}{2}$$



شکل ۴-۱۲ (الف) گسیختگی پیچ در یک سطح برش، (ب) گسیختگی کنشی ورق، (ج) لهیدگی قطعه در اثر فشار پیچ، (د) گسیختگی برشی قطعه در پشت پیچ، (ه) برش در دو سطح برش پیچ در اتصال لب.



شکل ۴-۱۲

حداقل فاصله پیچ تا لبه قطعه

پیچها نباید نزدیک لبه قطعه قرار گیرند زیرا در این صورت ممکن است اولاً تعبیه سوراخ پیچ سبب ترک خوردن قطعه شده و ثانیاً امکان دارد پیچ سبب بریدن سوراخ گردد. معمولاً پیچ را در قطعاتی که استحکام برشی فولاد آنها حداقل برابر با استحکام برشی پیچها باشد، به فاصله $1/5$ تا 2 برابر قطر پیچ از لبه قطعه قرار می دهند. بر طبق ضوابط LRFD حداقل فاصله مرکز پیچ از لبه قطعه باید از مقدار جدول (۴-۱۲) تبعیت کند و همچنین از مقدار محاسباتی زیر کمتر نشود.

در امتداد اثر نیرو، هرگاه مقدار استحکام تماسی R_n به کمک یکی از دو مقدار $2.4dt F_u$ یا $2.0dt F_u$ معین شود فاصله سوراخ از لبه قطعه نباید از $1\frac{1}{2}d$ کمتر باشد. ضمناً حداقل فاصله سوراخ از لبه ورق نباید کمتر از مقدار زیر باشد.

$$\text{حداقل فاصله سوراخ از لبه ورق در امتداد نیرو} = \frac{P}{\phi F_u} \quad (\phi = 0.75)$$

برای سوراخهای بزرگ شده و لوبیایی بهتر است به متن ضوابط LRFD مراجعه شود.

جدول ۴-۱۲ حداقل لبه سوراخ از مرکز پیچ در سوراخهای استاندارد

در لبه های تورد شده یا بریده شده توسط گاز *	در لبه های بریده شده	قطر اسمی پیچ یا پرچ
$\frac{3}{8}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{1}{4}$
$\frac{7}{8}$	$1\frac{1}{8}$	$\frac{5}{8}$
۱	$1\frac{1}{4}$	$\frac{3}{4}$
$1\frac{1}{8}$	$1\frac{1}{4} C$	$\frac{7}{8}$
$1\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{4} C$	۱
$1\frac{1}{2}$	۲	$1\frac{1}{8}$
$1\frac{5}{8}$	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{4}$
قطر $\geq 1\frac{1}{4}$	قطر $\geq 1\frac{3}{4}$	$> 1\frac{1}{4}$

* اگر تنش در محل سوراخ کمتر از ۲۵ درصد استحکام طراحی باشد مقدار این ستون را باید 3mm تقلیل داد.

حداکثر فاصله پیچ تا لبه قطعه

بر طبق ضوابط LRFD حداکثر فاصله پیچ از لبه ورق برابر یا ۱۲ برابر ضخامت قطعه است به شرطی که بیشتر از 15cm نباشد. اگر فاصله پیچ از لبه ورق بالا رود، ممکن است دو قطعه در آن قسمت از هم جدا شوند. حداکثر فاصله بین پیچها را می‌توان در قطعات فشاری بر اساس عدم امکان کمانش قطعه در حد فاصل پیچها نیز معین کرد.

سوراخهای پیچ را نمی‌توان در نزدیکی محل اتصال بال و جان نیمرخها بدون استفاده از مته و به کمک دستگاه سوراخ‌زن ایجاد نمود. حتی اگر سوراخها به کمک مته در آن محلها ایجاد شود محکم کردن آنها با اشکال انجام خواهد گرفت.

۱۲-۱۳ اتصالات اتکایی - امتداد نیرو از مرکز ثقل اتصال می‌گذرد

استحکام برشی: در اتصالات اتکایی فرض بر این است که بار وارده بر نیروی اصطکاک بین قطعات غلبه می‌کند. لذا قطعات با لغزش اندکی روی یکدیگر پیچها را در وضعیت برش قرار می‌دهند. استحکام طراحی پیچی که با یک سطح برش در معرض برش قرار دارد برابر با حاصل ضرب ϕ در استحکام اسمی برشی پیچ است که در سطح مقطع آن ضرب شده است. بر طبق ضوابط LRFD مقدار ϕ برای پیچهای پرمقاومت و پرچها برابر با ۰/۶۵ و برای پیچهای سیاه (از نوع مشابه A 307) ۰/۶ معین شده است. ضوابط LRFD استحکام اسمی برشی پیچهای A325 و A490 این مقدار بر سه ترتیب برابر با 4600 kg/cm^2 و 6200 kg/cm^2 است. اگر پیچی برابر با $3700 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ و اگر سطح برش از قسمت دندانه‌دار نگذرد برابر با $5000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ معین می‌کند برای پیچهای A 490 این مقدار بر سه ترتیب برابر با 4600 kg/cm^2 و 6200 kg/cm^2 است. اگر پیچی با دو سطح برش عمل کند این مقادیر برای پیچ در دو ضرب خواهد شد.

اگر از پیچهای متعارف پرمقاومت استفاده شود و قطعات نیز دارای ضخامت متعارف باشند معمولاً سطح برش خارج از قسمت دندانه‌دار واقع خواهد شد.

استحکام تماسی Bearing Strength: استحکام طراحی پیچ در حالت تماسی برابر است با حاصل ضرب ϕ در استحکام اسمی تماسی پیچ در قطر پیچ و در ضخامت قطعه در محل تماس. اگر فاصله L از لبه ورق و در امتداد اثر نیرو کمتر از $\frac{1}{4}$ قطر پیچ نباشد و اگر فاصله دو پیچ در امتداد اثر نیرو کمتر از $\frac{3}{4}d$ نباشد (در پیچهای متعارف و با قطر بزرگ شده) و در اتصال از دو پیچ یا بیشتر در خط موازی یا امتداد نیرو استفاده شده باشد استحکام تماسی پیچ برابر با مقادیر زیر خواهد بود:

$$\phi = 0.75 \quad \phi R_n = \phi 2.4 d t F_u \quad \text{برای سوراخهای استاندارد و یا لوبیایی کوتاه.}$$

$$\phi = 0.75 \quad \phi R_n = \phi 2.0 d t F_u \quad \text{برای سوراخهای لوبیایی بلند هرگاه نیرو در امتداد}$$

عمود بر قطر بزرگ سوراخ است.

استحکام تماسی طراحی یک پیچ که به فاصله کمی از لبه قطعه قرار دارد کمتر از مقدار متعارف است لذا اگر این فاصله کمتر از $\frac{1}{2}d$ باشد استحکام طراحی پیچ از رابطه زیر معین می شود:

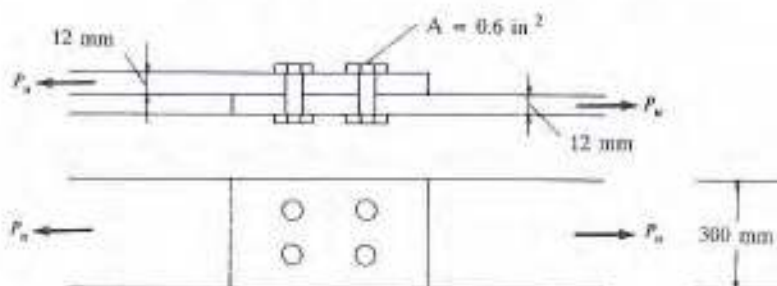
$$\phi R_n = \phi L_t F_u \quad \phi = 0.75$$

آزمایشها نشان می دهند که هیچ یک از پیچها و قطعات در اثر تنش تماسی گسیخته نمی شوند ولی کارایی اتصال به مقدار تنش تماسی بستگی دارد. مقادیر ذکر شده فوق بر طبق نظر LRFD مقادیری هستند که اگر مقدار موجود بیش از آنها شود کارایی اتصال لطمه خواهد دید. زیرا سوراخها تغییر شکل داده و سبب معیوب شدن اتصال خواهد شد.

حداقل استحکام اتصال: بر طبق ضوابط LRFD حداقل استحکام طراحی یک اتصال 4.5ton برای بارهای ضریب دار است. اتصال پادبندها، میل مهار سقف و اتصال تیرهای جاتی قاپها مستثنی هستند.

مثال ۱۲-۱

در اتصال زیر استحکام طراحی P_u اتصال اتکایی را معین کنید. نوع فولاد نرمه و نوع پیچ A 325 به قطر $\frac{7}{8}$ است. سطح برش بر قسمت دندانه دار نمی گذرد و فاصله پیچها از لبه ورق بزرگتر از $\frac{1}{2}d$ و فاصله مرکز به مرکز سوراخ از یکدیگر بزرگتر از $3d$ است.



شکل ۱۲-۵

حل: استحکام طراحی ورقها

$$A_g = 1.2 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 36 - 2(1.2)(2.2 + 0.3) = 30 \text{ cm}^2$$

$$P_u = \phi_t F_y A_g = 0.9(2333)(36) \times 10^{-3} = 75.6 \text{ ton}$$

$$P_u = \phi_t F_u A_n = 0.75(3700)(30) \times 10^{-3} = 83.2 \text{ ton}$$

استحکام پیچها با یک سطح برش و تماس با ورق به ضخامت ۱۲ mm

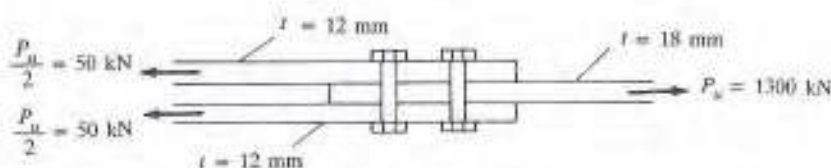
$$P_u = \phi(3.88)(5000)(4) = 0.65(3.88)(5000)(4) \times 10^{-3} = 50.4 \text{ ton}$$

$$P_u = \phi 2.4 dt F_u = 0.75(2.4)(2.2)(1.2)(3700)(4) \times 10^{-3} = 70.3 \text{ ton}$$

$$P_u \text{ طراحی} = 50.4 \text{ ton}$$

مثال ۱۲-۲

در اتصال زیر تعداد پیچهای لازم معین شود، نوع پیچها A 325 قطر آنها $\frac{3}{4}$ in و شکل سوراخها استاندارد است سطح برش خارج از قسمت دندانه‌دار پیچ واقع می‌شود و فاصله سوراخ پیچ تا لبه ورق بزرگتر از $1\frac{1}{2}d$ و فاصله مرکز به مرکز پیچها بزرگتر از $3d$ است. نوع فولاد اتصال نرمه است.



شکل ۱۲-۶

حل:

پیچها با دو سطح برش عمل می‌کنند و در ضخامت 18 mm با ورق در تماس هستند.

$$\text{استحکام برشی طراحی هر پیچ} = 0.65(2 \times 2.85)(5000) \times 10^{-3} = 18.5 \text{ ton}$$

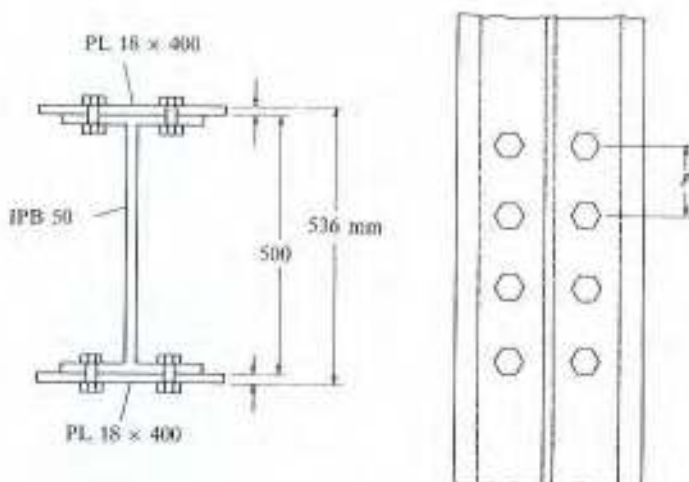
$$\text{استحکام تماسی طراحی هر پیچ} = 0.75(2.4)(1.9)(1.8)(3700) \times 10^{-3} = 22.8 \text{ ton}$$

$$\text{تعداد پیچهای مورد نیاز} = \frac{1300}{185} = 7.03$$

بهر است از ۸ یا ۹ پیچ با توجه به آرایش پیچها استفاده شود.

هرگاه تیر I شکلی توسط تسمه تقویت شود، پیچهای اتصال باید قادر به تحمل برش موجود بین ورق و بال تیر باشند. با مراجعه به شکل (۷-۱۲) تنش برشی در سطح تماس ورق و نیمرخ از رابطه $f_v = \frac{VQ}{Ib}$ محاسبه خواهد شد که به ازاء واحد طول تیر برابر با $\frac{VQ}{I} = \frac{VQ}{Ib} \times 1 \times b$ می‌شود.

بر طبق ضوابط LRFD فواصل پیچها در ورقهای تقویت نیمرخ نباید از حاصل ضرب کمترین ضخامت ورق در $\sqrt{F_y}$ و یا 30 cm بیشتر باشد. در شکل (۷-۱۲) فاصله پیچها را می‌توان از حاصل تقسیم استحکام طراحی دو پیچ و نیروی برشی در هر واحد طول تیر معین کرد.



شکل ۱۲-۷

مثال ۱۲-۳

در یک مقطع مطابق شکل (۷-۱۲) برش با ضریب V_u برابر با ۱۲۰ ton است اگر پیچهای به کار رفته به قطر $\frac{7}{8}$ in و از نوع A ۳۲۵ باشد. و اتصال والز نوع انکابی بگیریم فواصل پیچها را از یکدیگر معین کنید فرض می شود فاصله پیچها از لبه ورق بزرگتر از $\frac{1}{2}d$ و از یکدیگر بزرگتر از $3d$ باشد. سطح برش خارج قسمت دندانه دار پیچ است.

حل:

$$I_x = 107180 + 2(40 \times 1.8)(25.9)^2 = 203776 \text{ cm}^4$$

$$\text{برش با ضریب در واحد طول} = \frac{VQ}{I} = \frac{120000(40 \times 1.8 \times 25.9)}{203776} = 1098 \text{ kg/cm}$$

پیچها با یک سطح برش و در تماس با ضخامت ۱۸ mm

$$\text{استحکام برشی طراحی برای دو پیچ} = 2(0.65)(3.88)(5000) \times 10^{-3} = 25.2 \text{ ton}$$

$$\text{استحکام تماسی طراحی برای دو پیچ} = 2(0.75)(2.4)(2.2)(1.8)(3700) \times 10^{-3} = 52.7 \text{ ton}$$

$$p = \frac{252}{10.98} = 22.95 \text{ cm} \quad \text{یا} \quad 22 \text{ cm}$$

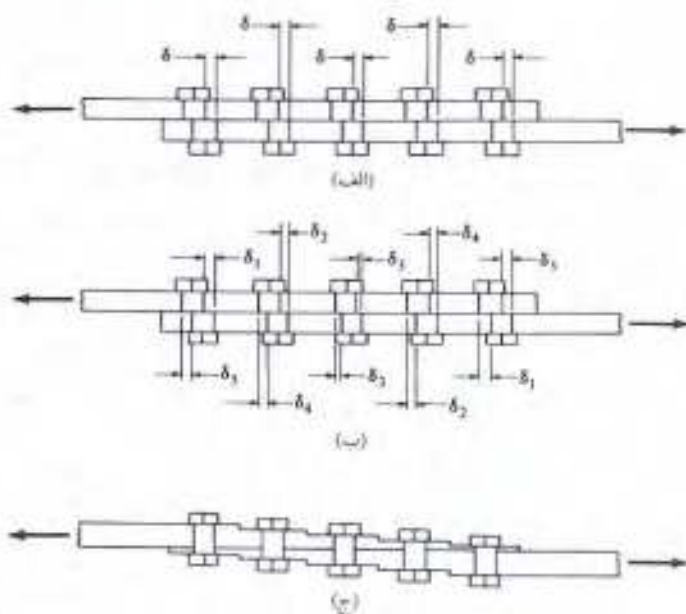
$$\text{حدا کثر} \quad p = 1.8 \left(\frac{1050}{\sqrt{F_y}} \right) = 39 \text{ cm} \quad , \quad 30 \text{ cm.}$$

لذا فاصله پیچها از یکدیگر برابر با $p = 22 \text{ cm}$ انتخاب می شود.

در اتصالات انکابی فرض می‌شود که سهم باربری پیچها با یکدیگر برابر است. این فرض در صورتی صحت دارد که اولاً قطعات مورد اتصال کاملاً صلب بوده و ثانیاً پیچها کاملاً ارتجاعی باشند. در عمل قطعات نیز ارتجاعی هستند و در نتیجه دارای تغییر شکل لازم خواهند بود که این تغییر شکل مقدار تنش مؤثر بر پیچها را تحت تأثیر قرار می‌دهد اگر تغییر شکل ارتجاعی قطعات را نیز در نظر بگیریم توزیع نیرو بین پیچها شکل بسیار پیچیده‌ای خواهد گرفت.

اگر قطعات کاملاً صلب و غیر قابل تغییر شکل باشند؛ کلیه پیچها مانند شکل (۱۲-۸ الف) به یک مقدار تغییر شکل خواهند داد. در عمل بار وارده بر پیچهای واقع روی یک خط اگر تعداد آنها از دو بیشتر باشد یکسان نخواهد بود. اگر فرض شود که قطعات شکل پذیر باشند به دلیل تغییر تنش در قطعات در طول اتصال مقدار تغییر شکل آنها از یک سمت به سمت دیگر اتصال تغییر خواهد یافت (شکل ۱۲-۸ ب). به عبارت دیگر پرتنش ترین قسمت قطعه فوقانی در برابر کم تنش ترین قسمت ورق تحتانی قرار خواهد گرفت و برعکس. و یا لغزش در دو کنار اتصال بیشترین و در وسط اتصال کمترین مقدار خود را خواهد داشت. لذا پیچهای واقع در کنار اتصال بیشتر از پیچهای واقع در وسط اتصال تحت نیرو قرار خواهند گرفت.

هر قدر فاصله پیچها از یکدیگر بیشتر باشد اختلاف تغییر شکل ورقها در آن ناحیه بیشتر شده و اختلاف تنش در پیچها افزایش خواهد یافت. لذا توصیه می‌شود که تا حد امکان از آرایش فشرده پیچها



شکل ۱۲-۸

به منظور تقلیل اختلاف تنش در پیچها استفاده شود. اگر به صورت نظری بخواهیم اختلاف تغییر شکل ورقها را از بین ببریم باید از ورقهایی با تغییر ضخامت پله‌ای مطابق شکل (۱۲-۸ ج) استفاده شود.

دخالت اختلاف تغییر شکل ورقها در سهم باربری پیچها محاسبه‌ای خسته کننده دارد و لذا از آن در دفاتر طراحی استفاده نمی‌شود. از طرف دیگر طراحی خمیری پیچها بسیار ساده است. در این تحلیل فرض می‌شود که پیچ انتهایی به تنش تسلیم برسد و لذا در برابر تغییر شکل بیشتر بدون افزایش تنش تغییر شکل دهد و اجازه دهد پیچهای دیگر تا حد تنش تسلیم اضافه بار را تحمل کنند و به این طریق زمانی خواهد رسید که کلیه پیچها به تنش تسلیم و یا باربری یکسان خواهند رسید.

هرگاه تعداد پیچهای واقع روی یک خط اتصال اندک باشد، توزیع نیرو مطابق تنوری خمیری به درستی انجام می‌گیرد. ولی اگر تعداد پیچها بالا باشد آزمایشها نشان می‌دهد که وضعیت متفاوت است و پیچهای کناری قبل از توزیع کامل نیرو گسیخته می‌شوند.

ضوابط طراحی معمولاً تعداد حداقل دو پاسه پیچ را برای یک اتصال لازم می‌دانند زیرا معتقدند یک پیچ ممکن است به دلیل نصب غیر فنی، ضعف مصالح و نظیر آن تحت نیروی کمتر از طراحی گسیخته شود. ولی اگر از چند پیچ استفاده شود چنین وضعی برای کلیه آنها ممکن نخواهد بود.

۱۲-۱۴ اتصالات اصطکاکی - امتداد نیرو از مرکز ثقل اتصال می‌گذرد

حالاتی که استفاده از پیچهای اصطکاکی برای آنها مناسب می‌باشد، در بند ۱۲-۵ ذکر شد. باید گفت که این نوع اتصال عمدتاً برای حالت بارگذاری خستگی آور که حاصل از نوسان مداوم شدت بار است بسیار مناسب است. اتصالات اصطکاکی باید تحت بار کاربردی و بار ضربه‌دار کنترل شوند.

(۱) مقاومت طراحی به لغزش باید حداقل برابر یا نیروی لغزش حاصل از بارهای کاربردی باشد.

(۲) استحکام اتکایی اتصال باید حداقل برابر یا نیروی ضربه‌دار وارده بر اتصال باشد.

اگر پیچها را با حد مناسب برای اتصال اصطکاکی محکم کنیم امکان این که پیچها به صورت تماس با ورقهای مورد اتصال، نیرو مبادله کنند بسیار کم است. آزمایشها نشان می‌دهد که امکان لغزش اتصال بسیار کم است مگر اینکه نیروی برشی وارده حداقل ۵۰ درصد نیروی پیش‌تنیدگی پیچها شود و این به آن معناست که در اتصال اصطکاکی هیچ‌یک از پیچها به برش نمی‌افتند. با وجود این ضوابط LRFD در این نوع اتصال نیز استحکام مجاز برشی (که در حقیقت نیروی اصطکاکی مجاز در سطوح تماس هستند) معین می‌کند تا طراح دقیقاً محاسبات را مشابه اتصالات اتکایی انجام دهد. ضوابط LRFD فرض می‌کند که این‌گونه پیچها به برش عمل می‌کنند ولی به تنش تماسی عمل نمی‌کنند استحکام برشی اسمی پیچهای بر مقاومت در جدول ۱۲-۶ ذکر شده است. مقدار $\phi = 1$ است و در سوراخهای لویایی که امتداد نیرو در امتداد قطر بزرگ است $\phi = 0.85$ گرفته خواهد شد.

جدول ۹-۶: استحکام برشی اسمی در اتصال اصطکاکی پیچهای پرمقاومت (bar یا kg/cm^2)

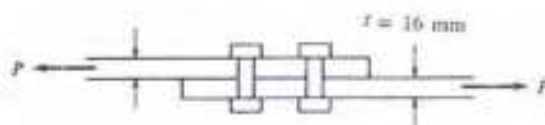
استحکام برشی اسمی			
نوع پیچ	سوراخ استاندارد	سوراخ بزرگ شده و لویایی کوتاه	سوراخ لویایی بلند*
A325 و مشابه	۱۱۷۰	۱۰۳۰	۸۲۰
A490 و مشابه	۱۴۵۰	۱۲۴۰	۱۰۳۰

* حالت ذکر شده برای زمانی است که ابعاد اثر نیرو عود بر قطر بزرگ سوراخ باشد در طبراین صورت مقدار ذکر شده باید از ۰/۸۵ ضرب شود.

آنچه در مورد اتصال اصطکاکی گفته شد، همه جوانب این نوع اتصالها را نمی‌پوشاند. در عمل ممکن است پیچها هنگام نصب به دلیل وزن قطعات در تماس با بدنه سوراخ قرار گیرند. لذا پس از محکم شدن کامل هم در موقعیت برشی و فشار تماسی قرار گیرند.

مثال ۹-۱۲

تعداد پیچها را برای اتصال اصطکاکی زیر (شکل ۹-۱۲) معین کنید. در این اتصال بارهای کاربردی $P_D = 13 \text{ ton}$ و $P_L = 22 \text{ ton}$ و پیچها از نوع A 325 به قطر 1 in هستند. سطح برش خارج از قسمت دندانه دار پیچهاست و $L > 1\frac{1}{2}d$ بوده و فاصله مرکز به مرکز پیچها بزرگتر از $3d$ است.



شکل ۹-۱۲

حل:

طرح اصطکاکی (بارهای کاربردی)

پیچها با یک سطح برش هستند و تماسی بین پیچ و ورق وجود ندارد.

$$\text{استحکام یک پیچ "SS"} = \phi(5.07)(1170) = 1 \times 5.07 \times 1170 \times 10^{-3} = 5.93 \text{ ton}$$

$$\text{تعداد پیچ مورد نیاز} = \frac{35}{5.93} = 5.9$$

طرح اتکایی با بارهای ضریبار

$$P_u = 1.2 \times 13 + 1.6 \times 22 = 50.8 \text{ ton}$$

پیچها دارای یک سطح برش هستند و در ضخامت 16 mm در تماس با ورق می‌توانند باشند.

$$\text{استحکام یک پیچ "SS"} = 0.65(5.07)(5000) \times 10^{-3} = 16.5 \text{ ton}$$

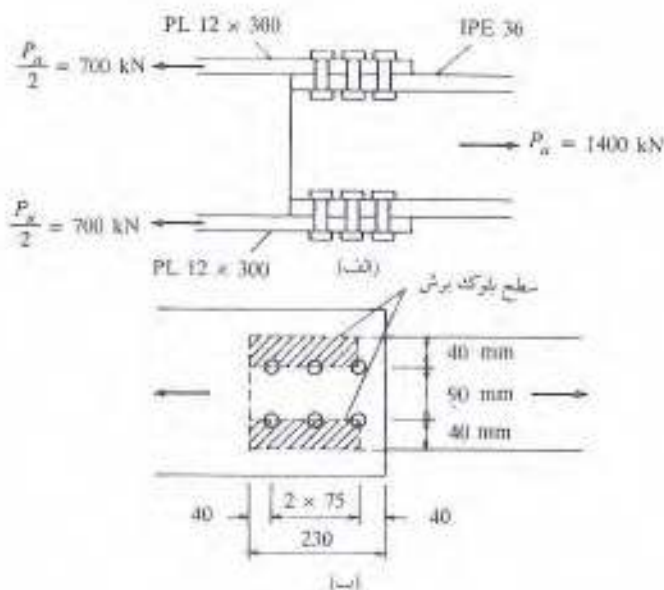
$$\text{استحکام تماسی یک پیچ} = 0.75(2.4)(2.54)(1.6)(3700) \times 10^{-3} = 27.0 \text{ ton}$$

$$\text{تعداد پیچ مورد نیاز} = \frac{50.8}{16.5} = 3.08$$

۶ پیچ به کار رود.

مثال ۱۲-۵

در اتصال نشان داده شده شکل (۱۲-۱۰) از پیچهای A 325 به قطر $\frac{7}{8}$ in در نوع تماسی (اتکایی) استفاده شده است. اندازه سوراخها، استاندارد و سطح برش هر قسمت دندانه‌دار نمی‌گردد. فولاد قطعات از نوع نرمه است. مطلوبست بررسی موارد زیر: (الف) استحکام کششی نیمرخ IPE 36 و ورقهای اتصال (ب) استحکام پیچها در برش و فشار تماسی (ج) استحکام برشی قسمت هاشور خورده از نیمرخ که در شکل (۱۲-۱۰ ب) نشان داده شده است.



شکل ۱۲-۱۰

حل

الف - استحکام کششی تیغ IPE 36

$$P_u = \phi F_y A_g = 0.9(2333)(72.7) \times 10^{-3} = 152.6 \text{ ton} > 140.0 \text{ ton}$$

$$A_n = 72.7 - 4(2.2 + 0.3)(1.27) = 60 \text{ cm}^2$$

$$b_f < \frac{2}{3} d \text{ چون } U = 0.85$$

$$A_e = 0.85(60) = 51 \text{ cm}^2$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e = 0.75(3700)(51) \times 10^{-3} = 141.5 > 140.0 \text{ ton}$$

استحکام کششی ورقهای اتصال

$$P_u = \phi_t F_y A_g = 0.9(2333)(1.2 \times 30)(2) \times 10^{-3} = 151.2 \text{ ton} > 140.0 \text{ OK}$$

$$A_u = (1.2 \times 30 - 2 \times 2.5 \times 1.2)(2) = 60 \text{ cm}^2$$

$$0.85 A_g = 0.85(1.2 \times 30)(2) = 61.2 > 60$$

$$P_u = \phi_t F_u A_u = 0.75(3700)(60) \times 10^{-3} = 166.5 \text{ ton} > 140.0$$

ب - پیچها با یک سطح برش و تماس در ضخامت 12 mm

$$= 0.65(3.88)(5000)(12) \times 10^{-3} = 151.3 \text{ ton} > 140.0$$

$$= 0.75(2.4)(2.2)(1.2)(3700)(12) \times 10^{-3} = 211.0 \text{ ton} > 140.0$$

ج - استحکام برشی بولک در تیغ IPE

گسیختگی کششی و جاری شدن برشی

$$P_{tn} = \phi [F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{vg}]$$

$$= 0.75[3700(1.27) \left(4 - \frac{1}{2} \times 2.5\right) + 0.6(2333)(1.27)(23 - 4)](4) \times 10^{-3} = 140.1 \text{ OK}$$

گسیختگی برشی و جاری شدن کششی

$$P_{tn} = \phi [F_y A_{vg} + 0.6 F_u A_{nt}]$$

دقت شود که سطح برشی $\frac{1}{4}$ سوراخ مطابق شکل (۱۲-۱۰) قرار دارد.

$$= 0.75[2333(4)(1.27) + 0.6(3700)[(23 - 4) - 2.5(2.5)] \times 1.27]$$

$$\times (4) \times 10^{-3} = 143.4 > 140.0 \text{ ton OK}$$

محاسبه اتصالات برچی و یا پیچی از نوع پیچ متعارف مشابه A 307 دقیقاً مانند اتصالات اتکایی

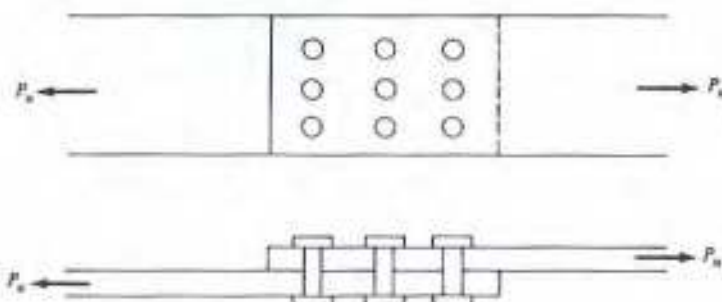
پیچهای پرمقاومت انجام می‌گیرد. تنها اختلاف در این است که مقدار استحکام برشی در این اتصالات

بسیار کمتر است و ضریب ϕ برای پیچهای A 307 بجای ۰/۶۵ برای پیچهای پرمقاومت و پرچ برابر با ۰/۶۰ است. بر طبق ضوابط LRFD از پرچها و پیچهای متعارف نمی توان برای اتصال اصطکاکی استفاده کرد.

مسائل

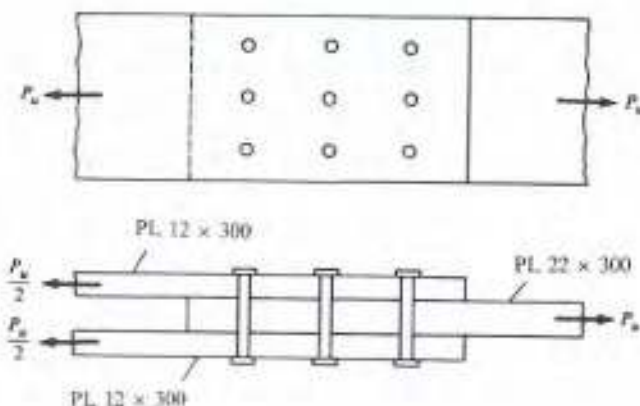
در کلیه مسائل زیر فرض می شود که موارد زیر برقرار است مگر غیر از آن در متن مسأله ذکر شود. (الف) از ضوابط LRFD استفاده می شود. (ب) سوراخها از نوع استاندارد است. (ج) سطح برش خارج قسمت دندانه دار پیچ است. (د) قطعات کاملاً صاف و بدون پوسته کارخانه اند. (ه) فواصل سوراخ از لبه ورق بزرگتر از $1\frac{1}{2}d$ و فاصله مرکز به مرکز سوراخها بزرگتر از $3d$ است.

۱-۱۲ در اتصال رویهم زیر، ابعاد ورقها 12×300 mm است و نوع فولاد آنها نرمه است. اگر قطر پیچها $\frac{3}{4}$ اینچ و از نوع A325 باشند، مقدار P_u را در حالت اتصال انکابی معین کنید.



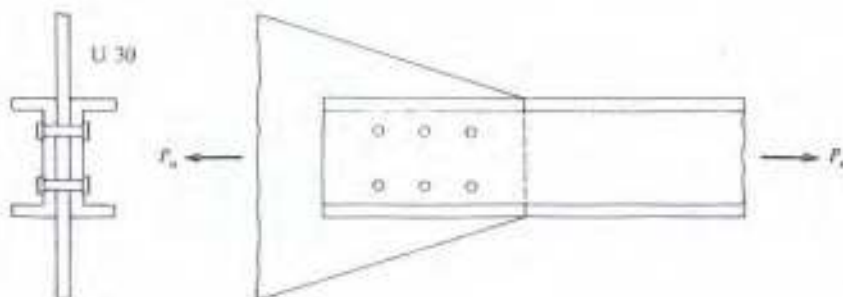
مسأله ۱-۱۲

۲-۱۲ مسأله (۱-۱۲) را در حالتی که نوع پیچها A 490 و قطر آنها $\frac{1}{2}$ اینچ باشد حل کنید.
 ۳-۱۲ در شکل زیر اگر قطر پیچها $\frac{7}{8}$ اینچ و نوع آنها A 325 باشد و نوع اتصال نیز انکابی فرض شود ظرفیت کششی طراحی آنرا معین کنید، نوع فولاد نرمه است.



مسأله ۳-۱۲

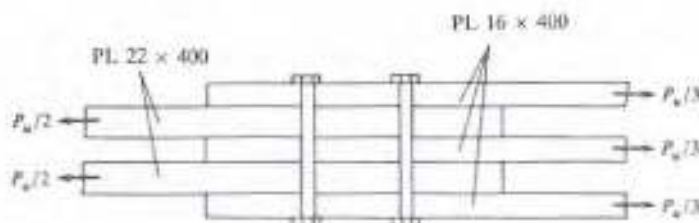
۴-۱۲ در شکل زیر که یک اتصال خربایی را نشان می‌دهد. اگر نوع فولاد نرمه باشد و ضخامت صفحه ۲۴ میلی‌متر مطلوبست تعیین تعداد پیچهای A 325 به قطر $\frac{V}{8}$ اینچ که بتواند ظرفیت کششی طراحی نیمرخ را تأمین کند. نوع اتصال اتکایی است.



مسئله ۴-۱۲

۵-۱۲ مسأله (۴-۱۲) را در حالتی که نوع فولاد مقاطع اعلا باشد و پیچ به کار گرفته شده A 490 به قطر 1in باشد حل کنید.

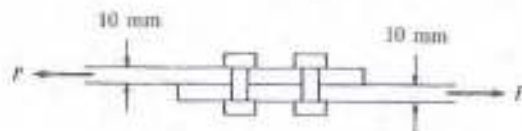
۶-۱۲ در اتصال زیر مقدار $P_u = 3000 \text{ kN}$ است. مطلوبست تعیین تعداد پیچهای A 325 به قطر 1in که با اتصال اتکایی قادر به انتقال بار خواهند بود. نوع فولاد را نرمه بگیرید.



مسئله ۶-۱۲

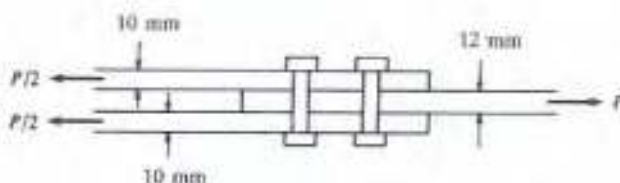
۷-۱۲ مسأله (۶-۱۲) را در حالتی که نوع پیچها A490 به قطر $\frac{V}{8}$ اینچ باشد بار دیگر حل کنید.

۸-۱۲ در شکل زیر تعداد پیچهای لازم جهت انتقال نیرو را معین کنید. بار سرویس وارده $P_D = 200 \text{ kN}$ و $P_L = 360 \text{ kN}$ است نوع پیچها A 325 به قطر $\frac{V}{8}$ اینچ است. فولاد به کار رفته از نوع نرمه است.



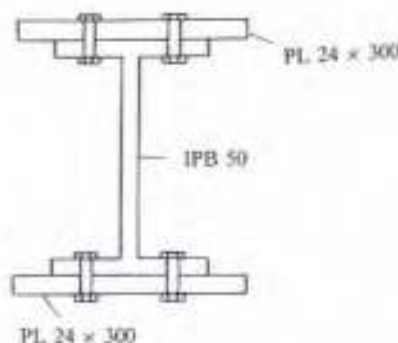
مسئله ۸-۱۲

- ۹-۱۲ مسأله (۸-۱۲) را در حالتی که سطح برش در قسمت دندانه دار واقع شده باشد حل کنید.
- ۱۰-۱۲ تعداد پیچهای A 325 به قطر $\frac{3}{4}$ اینچ لازم را برای اتصال اصطکاکی زیر معین کنید. $P_D = 400 \text{ kN}$ و $P_L = 320 \text{ kN}$ است. نوع فولاد مصرفی نرمه است.



مسأله ۱۰-۱۲

- ۱۱-۱۲ مسأله (۶-۱۲) را در حالتی که $P_D = 520 \text{ kN}$ و $P_L = 640 \text{ kN}$ بوده و نوع پیچها A 325 به قطر 1 in و نوع اتصال اصطکاکی باشد، معین کنید. فولاد مصرفی نرمه است.
- ۱۲-۱۲ در نیمرخ زیر فواصل لازم پیچهای به قطر $\frac{5}{8}$ اینچ از نوع A 325 در مقطعی که در آن برش $V_u = 900 \text{ kN}$ است چیست؟ نوع اتصال را انتخاب کنید. فولاد مصرفی نرمه است.



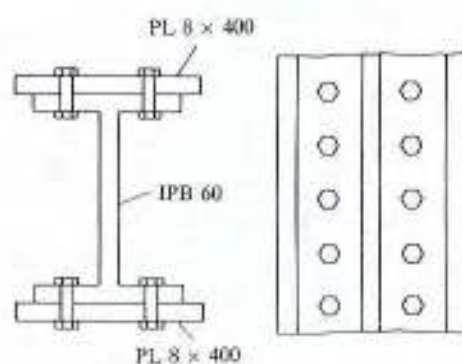
مسأله ۱۲-۱۲

- ۱۳-۱۲ تیر با تسمه تقویت زیر بار گسترده یکنواخت $W_D = 140 \text{ kN/m}$ که شامل وزن تیر نیز هست به همراه بار زنده یکنواخت $W_L = 200 \text{ kN/m}$ تحمل می‌کند. اگر از پیچهای A 325 به قطر $\frac{7}{8}$ in در نوع اصطکاکی آن استفاده نشده باشد، مقادیر فواصل پیچها را در کل دهانه معین کنید. نوع فولاد مصرفی نرمه است.

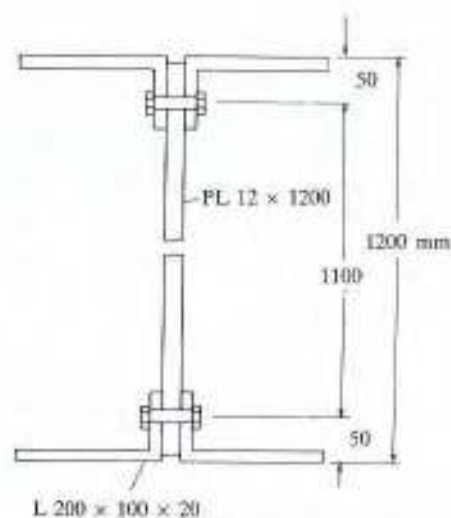
- ۱۴-۱۲ در شکل مقابل فواصل پیچهای A 490 به قطر $\frac{3}{4}$ in را معین کنید. نوع اتصال اصطکاکی است و فولاد به کار رفته اعلاست. نبشی‌ها را از تا کردن ورق ساخته‌اند.

- ۱۵-۱۲ در شکل زیر که یک نیمرخ مرکب است، فواصل پیچهای A 325 به قطر $\frac{3}{4}$ in را معین کنید. نوع

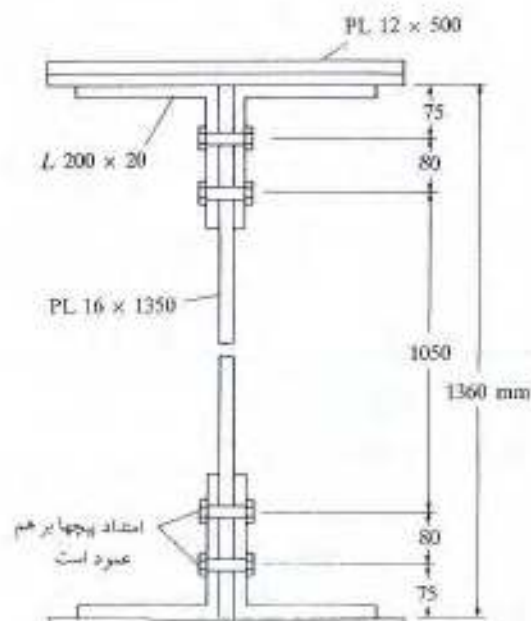
اتصال اتکایی و تلاش برشی وارده $V_u = 3600 \text{ kN}$ است. پیچها در جان نیمرخ مرکب واقع شده‌اند.



مسئله ۱۲-۱۳



مسئله ۱۲-۱۴



مسئله ۱۲-۱۵

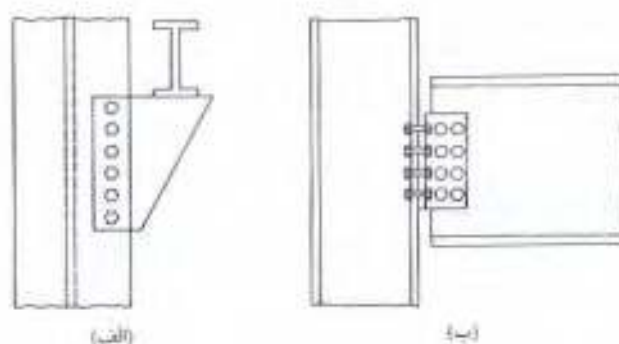
۱۳-۱ اتصال خارج از مرکز پیچها

مجموعه پیچها در اتصالات خارج از مرکز تحت برش و لنگر قرار می گیرند. امکان دارد تصور شود که چنین حالتی نادر است. ولی باید گفت که عملاً تعداد آنها از آنچه تصور می شود بیشتر است. به عنوان مثال در یک اتصال خریا انتظار این است که محور ماز بر مرکز نقل قطعه از مرکز نقل پیچهای اتصال بگذرد. واقعیت این است که چنین عملی از نظر اجرایی معمولاً مشکل است و اتصالات به صورت خارج از مرکز عمل می کنند. در شکل (۱۳-۱ الف) که در آن تیری توسط یک ورق به ستون متصل شده است، خروج از مرکزیت اتصال کاملاً محرز است و در شکل (۱۳-۱ ب) نیز که اتصال تیری را با نبشی جان به ستون نشان می دهد معلوم است که این اتصال به دلیل عدم تطبیق مرکز نقل بار وارده از تیر بر عکس العمل ستون لنگری تحمل می نماید.

ضوابط LRFD برای استحکام طراحی هر پیچ یا پرچ مقدار معین می کند ولی روشی برای محاسبه نیروها در اتصالات با خروج از مرکزیت معین نکرده است. در نتیجه روش تحلیل به عهده طراح گذاشته شده است.

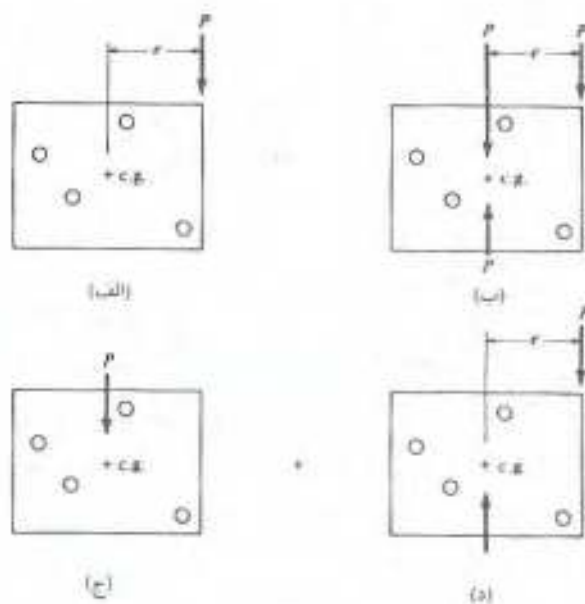
در طی سالیان گذشته سه روش برای تحلیل اتصالات پیچی یا پرچی خارج از مرکز متداول شده است. اولین روش که بسیار محافظه کارانه است و مبتنی بر عملکرد ارتجاعی پیچها است از مقاومت اصطکاکی بین قطعات متصل شده صرف نظر می کند و علاوه بر آن قطعات مورد اتصال را کاملاً صلب فرض می نماید. این روش تحلیل حداقل از سال ۱۸۷۰ میلادی مرسوم است.

آزمایشها نشان داده اند که روش ارتجاعی فوق بسیار محافظه کارانه است و به دنبال آن روشهای مختلفی تحت عنوان «روشهای خروج از مرکز موثر یا تقلیل یافته» ابداع شده است. تحلیل روشهای اخیر کاملاً مشابه روش تحلیلی قبلی است و تنها از مقدار خروج از مرکزیت کمتری که منجر به لنگر کوچکتری می شود استفاده می شود.



شکل ۱۳-۱

روش سوم که به «روش استحکام نهایی» موسوم است در مقایسه با نتایج آزمایشها منجر به نتیجه بسیار واقعی‌تری می‌شود ولی استفاده از آن حداقل به کمک ماشین حساب دستی بسیار خسته کننده است. کتاب راهنمای LRFD برای حالات مقارن پیچها جداولی در جهت تسهیل محاسبات ارائه کرده است. تحلیل ارتجاعی: مجموعه پیچهای شکل (۱۳-۲ الف) را که بر آن نیروی P با خروج از مرکزیت e از مرکز ثقل مجموعه اثر می‌کند در نظر می‌گیریم. برای درک وضعیت بارگذاری پیچها، دو نیروی برابر با



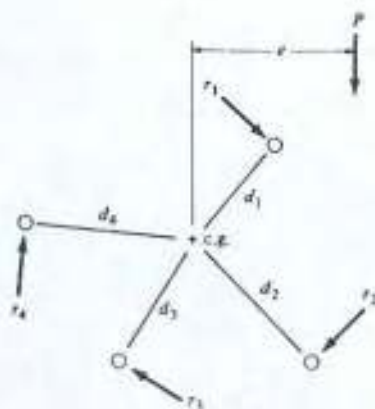
شکل ۱۳-۲



عملیات نصب پل فولادی

P ولی در جهت مخالف یکدیگر مطابق شکل (۲-۱۳ ب) به آن وارد می‌کنیم. چنین نیروی اضافی وضعیت نیروی وارده بر پیچها را تغییر نخواهد داد. هر پیچ نیرویی برابر با حاصل تقسیم نیروی P بر تعداد پیچها (شکل ۲-۱۳ ج) و نیروی حاصل از لنگر پیچشی (شکل ۲-۱۳ د) را تحمل خواهد کرد.

مقدار نیروی حاصل از اثر لنگر پیچشی Pc بر هر پیچ مورد بررسی قرار می‌گیرد. فاصله هر پیچ از مرکز ثقل مجموعه با d_1 و d_2 و نظیر آن نشان داده می‌شود (شکل ۱۳-۳). فرض می‌شود که زوج نیرو و سبب شود که ورق اتصال حول مرکز ثقل پیچها دوران کند تا در هر پیچ کرنشی متناسب با فاصله آن پیچ از مرکز ثقل ایجاد نماید (فرض می‌شود که صفحه کاملاً صلب و پیچها کاملاً ارتجاعی هستند). در پیچی که به فاصله دورتر از مرکز ثقل قرار دارد بیشترین کرنش و در نتیجه بیشترین تنش در ناحیه ارتجاعی ایجاد خواهد شد.



شکل ۱۳-۳

اگر بر اثر دوران صفحه در پیچها نیروهایی به ترتیب برابر با r_1 ، r_2 ، r_3 و r_4 (مطابق شکل) ایجاد شود، لنگر پیچشی مقاوم که با لنگر پیچشی وارده برابری می‌کند به صورت زیر معین می‌شود:

$$M_{cg} = Pc = r_1 d_1 + r_2 d_2 + r_3 d_3 + r_4 d_4 \quad (۱)$$

چون نیرو در هر پیچ متناسب با فاصله آن پیچ از مرکز ثقل است، می‌توان رابطه زیر را نوشت:

$$\frac{r_1}{d_1} = \frac{r_2}{d_2} = \frac{r_3}{d_3} = \frac{r_4}{d_4}$$

اگر هر یک از نیروهای r را بر حسب d_1 و r_1 بنویسیم خواهیم داشت:

$$r_1 = \frac{r_1 d_1}{d_1} \quad r_2 = \frac{r_1 d_2}{d_1} \quad r_3 = \frac{r_1 d_3}{d_1} \quad r_4 = \frac{r_1 d_4}{d_1}$$

حال اگر این مقادیر را در رابطه (۱) قرار دهیم رابطه زیر به دست می‌آید:

$$M = \frac{r_1 d_1^2}{d_1} + \frac{r_1 d_2^2}{d_1} + \frac{r_1 d_3^2}{d_1} + \frac{r_1 d_4^2}{d_1} = \frac{r_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2)$$

بنابراین داریم:

$$M = \frac{r_1 \Sigma d^2}{d_1}$$

به این ترتیب نیروی وارده بر هر پیچ را می توان از روابط زیر به دست آورد:

$$r_1 = \frac{Md_1}{\Sigma d^2} \quad r_2 = \frac{d_2}{d_1} r_1 = \frac{Md_2}{\Sigma d^2} \quad r_3 = \frac{Md_3}{\Sigma d^2} \quad r_4 = \frac{Md_4}{\Sigma d^2}$$

امتداد هر نیروی r عمود بر خطی است که پیچ را به مرکز ثقل مجموعه وصل می کند، معمول بر این است که این نیرو را با مؤلفه های قائم و افقی آن معین می کنند (شکل ۴-۱۳).

اگر تصاویر قائم و افقی d_1 را با v و h نشان دهیم، مؤلفه های قائم و افقی نیرو به ترتیب با V و H معین خواهد شد. حال می توان نسبت زیر را به منظور تعیین مقدار H نوشت:

$$\frac{r_1}{d_1} = \frac{H}{v}$$

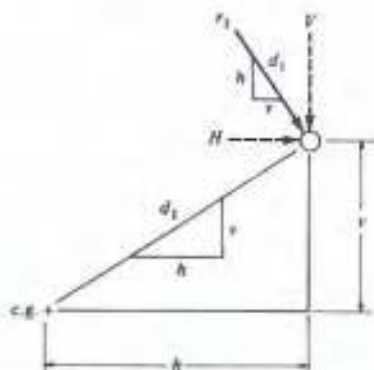
$$H = \frac{r_1 v}{d_1} = \left(\frac{Md_1}{\Sigma d^2} \right) \left(\frac{v}{d_1} \right)$$

بنابراین

$$H = \frac{Mv}{\Sigma d^2}$$

به نحو مشابه می توان مؤلفه V را نیز برابر با مقدار زیر به دست آورد:

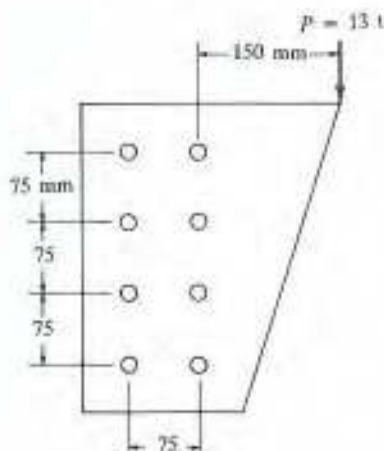
$$V = \frac{Mh}{\Sigma d^2}$$



شکل ۴-۱۳

مثال ۱۳-۱

در شکل (۵-۱۳)، مقدار نیرو را در بحرانی‌ترین پیچ اتصال با استفاده از روش ارتجاعی معین کنید.



شکل ۵-۱۳

حل:

تصویری از هر پیچ و نیروهای مؤثر بر آن که شامل نیروی برشی و لنگر پیچشی است در شکل (۶-۱۳) نشان داده شده است. در این تصویر دیده می‌شود که دو پیچ گوشه راست بالا و گوشه راست پایین بحرانی‌ترین پیچها هستند و دارای تنشهای یکسانی نیز می‌باشند.

$$e = 15 + \frac{7.5}{2} = 18.75 \text{ cm}$$

$$M = Pe = (13)(18.75) = 243.75 \text{ t-cm}$$

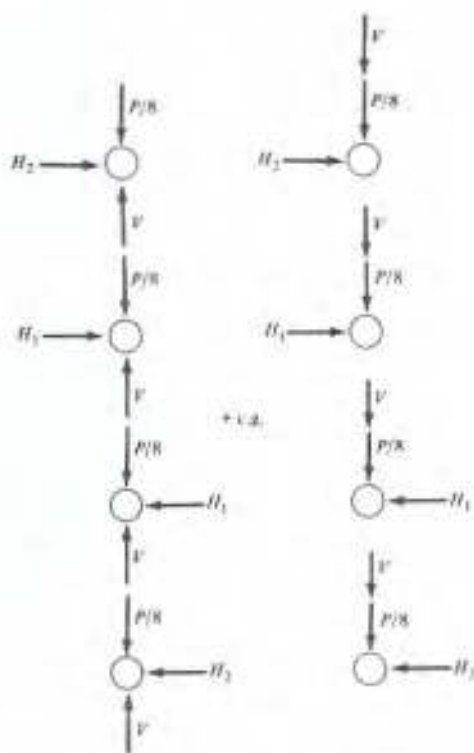
$$\Sigma d^2 = \Sigma h^2 + \Sigma v^2$$

$$\Sigma d^2 = 8 \left(\frac{7.5}{2} \right)^2 + 4 \left[\left(\frac{7.5}{2} \right)^2 + 11.25^2 \right] = 675$$

$$H = \frac{Mv}{\Sigma d^2} = \frac{243750 \times 11.25}{675} = 4062 \text{ kg}$$

$$V = \frac{Mh}{\Sigma d^2} = \frac{243750 \times 3.75}{675} = 1354 \text{ kg}$$

$$\frac{P}{8} = \frac{13000}{8} = 1625 \text{ kg}$$



شکل ۱۳-۶

نیروی مؤثر بر پیچ گوشه راست پایین (که برابر با نیروی مؤثر بر پیچ گوشه راست بالاست)، به صورت زیر معین می شود:

$$r = \sqrt{(4062)^2 + (1354 + 1625)^2} = 5037 \text{ kg}$$

اگر بار وارده به صورت مایل وارد شود، می توان آن را به دو مؤلفه قائم و افقی تجزیه نمود و لنگر پیچشی هر یک را حول مرکز ثقل مجموعه پیچها معین کرد. روابط متعددی می توان برای طراحی اتصالات یا خروج از مرکزیت به دست آورد و برای آرایش مختلف پیچها نسبت به تعیین مقدار و یا تنش آنها اقدام نمود. روش تقلیل خروج از مرکزیت: در روش ارتجاعی نیروی حاصل از لنگر بیش از واقعیت است. چندین پیشنهاد ملی سالیان گذشته ارائه شده است که در آنها از خروج از مرکزیت مؤثر استفاده می شود و

به عبارت دیگر مقاومت اصطکاکی بین صفحات به حساب می‌آید. مقداری که به عنوان خروج از مرکزیت تقلیل یافته مدتی است که به کار می‌رود به شرح زیر هستند:

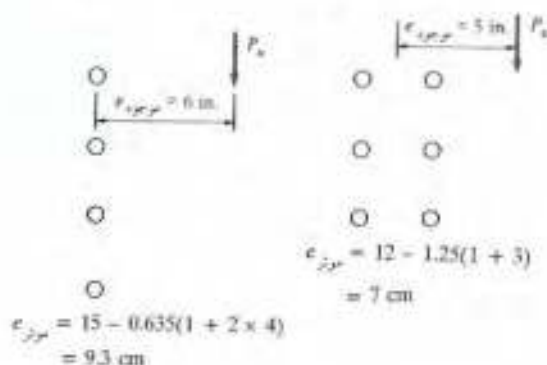
۱- اگر اتصال از یک ستون قائم پیچ به تعداد n تشکیل شده باشد داریم:

$$e_{\text{مؤثر}} = e_{\text{موجود}} - 0.635(1 + 2n) \quad (\text{بر حسب cm})$$

۲- اگر اتصال از دو یا چند ستون قائم پیچ به تعداد n پیچ در هر ستون تشکیل شده باشد خواهیم داشت:

$$e_{\text{مؤثر}} = e_{\text{موجود}} - 1.25(1 + n) \quad (\text{بر حسب cm})$$

مقادیر خروج از مرکزیت مؤثر برای دو نوع آرایش پیچها در شکل (۷-۱۳) نشان داده می‌شود.

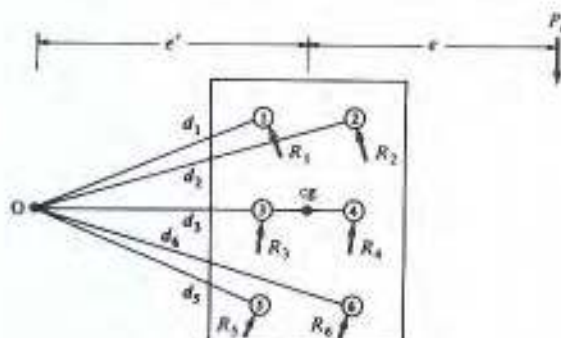


شکل ۷-۱۳

روش استحکام نهایی: هر دو روش ارتجاعی و روش خروج از مرکزیت تقلیل یافته با این فرض که عملکرد پیچها ارتجاعی است به تحلیل اتصالات با خروج از مرکزیت می‌پردازند. روش منطقی‌تر بررسی این گونه اتصالات، روش استحکام نهایی است که به شرح آن می‌پردازیم:

اگر دورترین پیچ با پرچ در یک اتصال با خروج از مرکزیت شروع به لغزش یا تسلیم نماید، اتصال گسیخته نخواهد شد. تنها بار حاصل از خروج از مرکزیت بار بر روی سایر پیچها یا پرچهای داخلی افزایش خواهد یافت و گسیختگی زمانی حاصل خواهد شد که کلیه پیچها یا پرچها لغزیده و یا جاری شوند.

بار خارج از مرکز تمایل به دوران و انتقال تسیی قطعات متصل شده دارد. که در حقیقت جمعاً منجر به دوران تسیی قطعات حول مرکزی که مرکز آنی دوران نامیده می‌شود می‌گردد. در شکل (۸-۱۳) یک اتصال با خروج از مرکزیت و مرکز آنی دوران آن با نقطه O معین شده است. این مرکز از مرکز ثقل پیچها به فاصله e' قرار دارد.



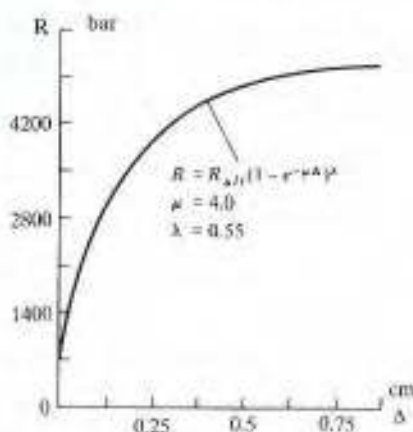
شکل ۱۳-۸

فرض می‌شود که تغییر شکل پیچها متناسب با فاصله آنها از مرکز آبی دوران باشد. نیروی برشی نهایی که یکی از پیچها می‌تواند تحمل کند برابر با نیروی برشی خالصی که آن پیچ بتواند تحمل کند به تحمل است نمی‌باشد بلکه بستگی به رابطه بار - تغییر شکل پیچ دارد.

آقایان کرافورد (Crawford) و کولاک (Kulak) نشان دادند که این نیرو را می‌توان تقریباً با رابطه زیر نشان داد:

$$R = R_{ult}(1 - e^{-4\Delta})^{0.55}$$

در این رابطه R_{ult} بار برشی نهایی یک پیچ است. e پایه لگاریتم طبیعی ($e = 2.718$) و Δ برابر با کل تغییر شکل یک پیچ است که به صورت آزمایشی برابر با 0.186 سانتیمتر معین شده است. ضرایب 0.55 و 0.55 به کمک آزمایش معین شده‌اند. در شکل (۱۳-۹) این رابطه به صورت منحنی نشان داده شده است.

شکل ۱۳-۹ نیروی برشی نهایی R در یک پیچ در تغییر شکلهای مختلف

این رابطه نشان می‌دهد که بار برشی نهایی یک پیچ در یک مجموعه از پیچها تحت بار خارج از مرکز به تغییر شکل آن بستگی دارد. لذا بار وارده بر یک پیچ خاص بسته به موقعیت آن در اتصال به فاصله آن از مرکز آنی بستگی خواهد داشت.

نیروهای مؤثر بر هر پیچ در اتصال شکل (۱۳-۸) با R_1 ، R_2 و R_3 و نظیر آن معین شده است. امتداد هر یک از این پیچها عمود بر خطی است که از مرکز آنی دوران به مرکز پیچ رسم شده است. در این اتصال متقارن مرکز آنی دوران روی خط افقی مازر بر مرکز نقل قرار خواهد گرفت. زیرا که بر آیند مؤلفه‌های افقی نیروهای R و لنگر حاصل از نیروهای R و نیروی وارده بر اتصال حول مرکز آنی دوران باید برابر یا صفر گردد. موقعیت نقطه O روی خط افقی را می‌توان به کمک روش سعی و خطا معین کرد.

با توجه به شکل (۱۳-۸) لنگر نیروی خارج از مرکز حول نقطه O باید برابر با مجموع لنگرهای نیروهای R حول همان مرکز باشد. اگر محل مرکز آنی معین باشد می‌توان مقدار R را با کمک رابطه کرافورد-کولاک معین کرده و مقدار P_u را محاسبه کرد.

$$P_u(e' + e) = \Sigma R d$$

$$P_u = \frac{\Sigma R d}{e' + e}$$

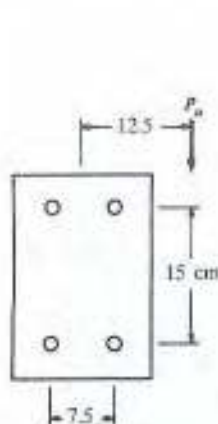
چون محل مرکز آنی معلوم نیست، می‌توان محلی برای آن حدس زد و مقدار R را معین نمود و در نهایت P_u را محاسبه کرد. معلوم است که مقدار P_u باید برابر با مجموع مؤلفه‌های قائم (ΣR_v) نیروهای R باشد. اگر چنین بود معلوم است که محل مرکز آنی صحیح است. در غیر این صورت باید محل دیگری را آزمایش کرد.

در مثال (۱۲-۲) به کمک روش سعی و خطا برای یک اتصال متقارن با چهار پیچ محل مرکز آنی دوران معین شده و استحکام طراحی P_u اتصال محاسبه شده است.

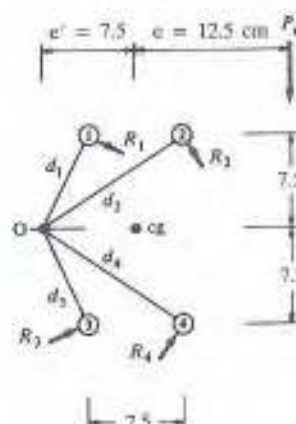
در عمل بهتر است که با کمک جدولی مطابق آنچه نشان داده شده است به حل مسأله بپردازیم. در این جدول h و v تصاویر افقی و قائم فاصله d است. برای پیچی که بیشترین فاصله را از O دارد مقدار Δ برابر با 0.86 cm معین شده است و مقدار Δ برای سایر پیچها به تناسب فاصله پیچ از مرکز O معین شده است و در نهایت با کمک Δ مقدار R برای پیچها معین شده است.

مثال ۱۳-۲

برای پیچهای A325 به قطر $\frac{7}{8}$ in که در اتصال شکل (۱۳-۱۰) به کار رفته است استحکام برشی طراحی برابر با $R_u = 0.65 (3.88)(5000) = 12.6 \text{ ton}$ است. با استفاده از روش سعی و خطا مرکز آنی دوران اتصال را معین کرده و مقدار P_u را تعیین کنید.



شکل ۱۰-۱۳



شکل ۱۱-۱۳

حل:

برای اولین سعی مقدار $e' = 7.5 \text{ cm}$ مطابق شکل (۱۱-۱۳) حدس زده می شود.

شماره پیچ	h cm	v cm	d cm	Δ cm	R kN	R_v kN	Rd cm-kN
1	3.75	7.5	8.39	0.53	117.4	52.5	985
2	11.25	7.5	13.52	0.86	123.8	103	1674
3	3.75	7.5	8.39	0.53	117.4	52.5	985
4	11.25	7.5	13.52	0.86	123.8	103	1674
					$\Sigma=511$		$\Sigma=5318$

$$P_u = \frac{\Sigma Rd}{e' + e} = \frac{5318}{20} = 265.9 \text{ kN} \text{ که برابر با ۳۱۱ نیست.}$$

پس از چند سعی و خطا مقدار $e' = 6 \text{ cm}$ انتخاب می شود.

شماره پیچ	h cm	v cm	d cm	Δ cm	R kN	R_v kN	Rd cm-kN
1	2.25	7.5	7.83	0.55	118	33.9	924
2	9.75	7.5	12.3	0.86	123.8	98.1	1206.6
3	2.25	7.5	7.83	0.55	118	33.9	924
4	9.75	7.5	12.3	0.86	123.8	98.1	1206.6
					$\Sigma=264$		$\Sigma=4261.2$

$$P_u = \frac{4261.2}{18.5} = 230 \text{ kN}$$

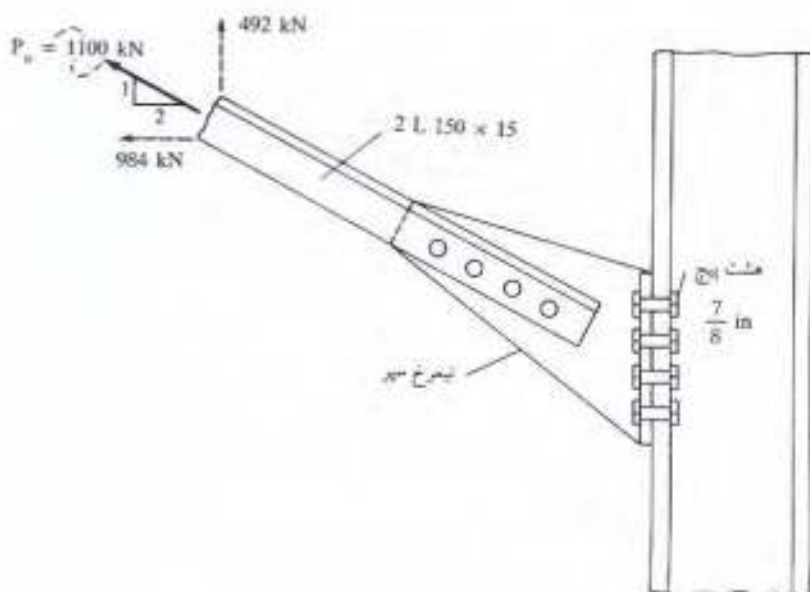
که چندان دور تر از 264 kN نیست ولی بهتر است سعی و خطای دیگری انجام داد.

گرچه در شرح این روش تنها از اتصال نوع اتکایی صحبت شده، ولی بررسی نظری و آزمایشی نشان داده است که از این روش می‌توان برای اتصال اصطکاکی نیز استفاده کرد. از روش استحکام نهایی می‌توان برای حالتی که امتداد بار مایل است نیز استفاده کرد. ولی واضح است که در این حالت روش سعی و خطا بسیار طولانی خواهد بود.

۱۳-۲ اثر همزمان برش و کشش در پیچها

پیچها در اکثر اتصالات سازه‌ها تحت اثر ترکیبی از برش و کشش قرار دارند. در شکل (۱۳-۱۲) حالت متعارفی نشان داده شده است که در آن یک بادبند قطری به ستون ساختمان متصل شده است. مؤلفه 492 kN سعی می‌کند که پیچها را در سطح بیرونی ستون ببرد و مؤلفه 984 kN سعی دارد که با کشش آنها را از ستون جدا کند.

آزمایشها روی پیچهای با اتصال اتکایی نشان می‌دهد که هرگاه این پیچها تحت ترکیب برش و کشش باشند، استحکام نهایی آنها را می‌توان مطابق شکل (۱۳-۱۳) با منحنی بیضی شکل معین کرد. در این شکل F_t حداکثر تنش کششی است هرگاه برش وجود نداشته باشد و F_v نیز حداکثر تنش برشی با عدم حضور کشش است.



شکل ۱۳-۱۲ اتصال تحت اثر ترکیب برش و کشش

سه خط چین نشان داده شده در شکل (۱۳-۱۳) با کمی تقریب همان مقادیر منحنی را نشان می‌دهند. جدول (۱-۱۳) براساس این خط تنظیم شده است. در این جدول f_v و f_t به ترتیب تنشهای موجود برشی و کششی حاصل از بار ضریب دار در پیچ است. مقادیر حداکثر در جدول (مانند 4700 kg/cm^2 برای پیچهای A 325 با سطح برش خارج قسمت دنداندار) برابر است با حاصل ضرب ϕ (که برابر با ۰/۷۵ است) در استحکام اسمی پیچ در حالتی که پیچ تنها تحت کشش قرار داشته باشد.



شکل ۱۳-۱۳ پیچ در اتصال اتکایی تحت برش و کشش

در مثال (۱۳-۱۳) بررسی محاسباتی لازم برای پیچی که به صورت اتکایی عمل می‌کند و تحت اثر نیرویی مرکب از برش و کشش قرار دارد انجام گرفته است.

جدول ۱-۱۳ حد تنش کششی F_t بر حسب kg/cm^2 در پیچهای با اتصال اتکایی

نوع پیچ یا پرچ	سطح برش بر قسمت دنداندار می‌گذرد	سطح برش خارج قسمت دنداندار است
پیچهای سیاه A307 یا مشابه	$2690 - 1.8f_v \leq 2070$	
پیچهای A325 یا مشابه	$5860 - 1.8f_v \leq 4690$	$5860 - 1.4f_v \leq 4690$
پیچهای A490 یا مشابه	$7310 - 1.8f_v \leq 5790$	$7310 - 1.4f_v \leq 5790$
پیچهای A449 یا مشابه به قطر بیشتر از $\frac{1}{2}$ اینچ	$0.73F_u - 1.8f_v \leq 0.56 F_u$	$0.73F_u - 1.4f_v \leq 0.56 F_u$
پرچ A502 درجه یک یا مشابه	$3030 - 1.3f_v \leq 2340$	
پرچ A502 درجه دو یا مشابه	$4070 - 1.3f_v \leq 3100$	

مثال ۱۳-۳

در شکل (۱۲-۱۳) قطعه کششی به کمک ۸ پیچ A325 به قطر $\frac{7}{8}$ in به صورت اتصال اتکایی به ستون متصل شده است. سطح برش خارج قسمت دندانه‌دار پیچ بوده و سوراخها به صورت استاندارد هستند. مطلوبیت تعیین کفایت این تعداد پیچ برای این اتصال:

حل:

$$f_v = \frac{49200}{8 \times 3.88} = 1585 \text{ kg/cm}^2 \text{ (bar)}$$

$$f_t = \frac{98400}{8 \times 3.88} = 3170 \text{ (bar)}$$

$$F_t = 5860 - 1.4(1585) = 3641 > 3170 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK.}$$

اگر بر یک اتصال اصطکاکی نیروی کشش وارد شود، نیروی ایجادکننده اصطکاک تقلیل یافته و در نتیجه استحکام برشی طراحی باید به نحوی متناسب پیش تنیدگی از دست رفته تقلیل پیدا کند. بر طبق ضوابط LRFD استحکام برشی اسمی در اتصال اصطکاکی مندرج در جدول (۱۲-۶) باید به ضرب T/T_b ضرب شود در این رابطه T بار کاربردی کششی مؤثر بر پیچ است و T_b بار دوام پیچ مندرج در جدول (۱۲-۱) می باشد. در این حالت $\phi = 1$ است مگر این که در سوراخ لوبیایی امتداد نیرو منطبق بر امتداد قطر بزرگتر سوراخ باشد. در این حالت $\phi = 0.85$ گرفته می شود.

در اتصال اتکایی و سوراخ استاندارد، استحکام برشی اسمی در بار کاربردی به صورت زیر معین می شود:

$$\leq \left(1 - \frac{T}{T_b}\right)(1170) \text{ برای پیچ A325}$$

$$\leq \left(1 - \frac{T}{T_b}\right)(1450) \text{ برای پیچ A490}$$

مثال ۱۴-۱۳

مثال (۱۳-۳) را در حالتی که اتصال اصطکاکی باشد بررسی کنید. در این حالت بار کاربردی $P_D = 33 \text{ ton}$ و $P_L = 40.0 \text{ ton}$ فرض شود.

$$P = 33.0 + 40.0 = 73 \text{ ton}$$

$$P_v = \left(\frac{1}{\sqrt{5}}\right)(73.0) = 32.65 \text{ ton}$$

$$P_h = \left(\frac{2}{\sqrt{5}} \right) (73.0) = 65.3 \text{ ton}$$

$$f_v = \frac{32650}{8 \times 3.88} = 1052 \text{ kg/cm}^2 \text{ (bar)}$$

$$f_t = \frac{65300}{8 \times 3.88} = 2104 \text{ kg/cm}^2$$

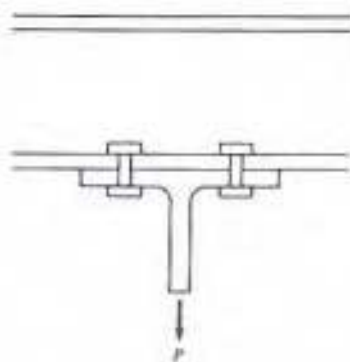
$$\text{حد استحکام برشی} = \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) (1170) = \left(1 - \frac{\frac{653}{8}}{173} \right) (1170) = 618 < 1052 \text{ N.G}$$

اتصال برای نوع اصطکاک مناسب نیست

۱۳-۳ بار کششی در اتصالات پیچی

در گذشته طراحان همواره سعی داشتند از اعمال بار کششی خالص بر اتصالات پیچی و پرچی اجتناب کنند. یکی از مواردی که ناچار به استفاده از آن بودند، اتصال بادی‌ها و ساختمانهای مرتفع بوده است. البته موارد دیگری نظیر اتصال آویزهای کششی پلها، اتصالات فلنجی لوله‌ها و مشابه آن از حالاتی بوده است که تحت کشش خالص طراحی شده‌اند. در شکل (۱۳-۱۴) یک اتصال کششی نشان داده شده است؛

پرچها و پیچهای پر مقاومت با پیش تنیدگی کامل معمولاً تغییر طول کششی نمی‌دهند؛ زیرا حین اجرا تحت کشش بالایی قرار گرفته‌اند. مقدار پیش تنیدگی آنها به حدود تنش تسلیم پیچ می‌رسد و به این جهت



شکل ۱۳-۱۴

طراحان از این که کشش اضافی سبب گسیختگی اتصال گردد، وحشت دارند و چنین عملی را صحیح نمی‌دانند. واقعیت این است که در اثر بار کششی خارجی، تنش این نوع پیچ یا پرچ تغییر بسیار اندکی خواهد کرد.

پرچ پس از خنک شدن و پیچ پر مقاومت در اثر اعمال نیروی پیش تنیدگی در تنه خود نیروی کششی قابل ملاحظه‌ای دارند که به کمک آن قطعات مورد اتصال را بهم خواهند فشرد. اگر نیروی کششی به اتصال اعمال شود، این نیرو تا زمانی که کرنش اضافی به پیچها یا پرچها اعمال نکند قادر به افزایش تنش در تنه آنها نخواهد بود و چنین عملی ممکن نخواهد بود؛ مگر قطعات مورد اتصال در اثر نیرو تمایل به ضخیم تر شدن نمایند و چنین عملی ممکن نیست مگر نیروی وارده بر هر پیچ بیش از نیروی پیش تنیدگی باشد. به عبارت دیگر قطعات در اثر نیروی پیش تنیدگی پیچها به شدت به یکدیگر فشرده شده‌اند.

به عبارت دیگر اگر نیروی کششی P (شکل ۱۳-۱۴) به اتصال وارد شود، این نیرو تمایل به تقلیل ضخامت ورقها خواهد داشت و از طرف دیگر چون نیروی پیش تنیدگی پیچ نیز تقلیل می‌یابد لذا این تقلیل سبب بالا رفتن ضخامت ورقها خواهد شد و به صورت نظری می‌توان نتیجه گرفت که چون تغییری در ضخامت ورق نخواهد بود، لذا تغییری نیز در نیروی پیش تنیدگی پیش نخواهد آمد. این حالت تا زمانی که P برابر با نیروی پیش تنیدگی نباشد ادامه خواهد یافت.

اگر باری به سطوح خارجی اتصال وارد شود، سبب تغییر فوری کرنش در پیچ خواهد شد. این افزایش به همراه انبساط ورقها خواهد بود حتی اگر نیروی وارده بیش از نیروی پیش تنیدگی نباشد. البته تغییر نیروی پیش تنیدگی چندان بالا نخواهد بود زیرا نیروی وارده تقریباً متناسب با سختی صفحه و پیچها بین آنها توزیع خواهد شد. لذا صفحه بیشترین سهم نیرو را به خود اختصاص خواهد داد. می‌توان رابطه‌ای بین تغییر طول پیچ بر اساس سطح مقطع آن و سطح مقطع مؤثر در اتصال ورق نوشت. اگر چنین کنیم خواهیم دید که تا زمانی که P بیشتر از نیروی پیش تنیدگی نشود افزایش تنش در حدود ۱۰ درصد خواهد بود و اگر نیروی P بیش از نیروی پیش تنیدگی شود تنش در پیچ به شدت افزایش خواهد یافت.

از بحث نسبتاً طولانی فوق این نتیجه گرفته می‌شود که نیروی متعارف کششی، نمی‌تواند یک اتصال پرچی یا پیچی از نوع پر مقاومت را چندان متأثر نماید.

ضوابط LRFD مقدار استحکام کششی طراحی پیچها و پرچها را با رابطه زیر که مستقل از نیروی پیش تنیدگی اولیه است معین می‌کند.

$$P_u = \phi F_t A_g$$

زمانی که پیچها یا پرچها تحت کشش قرار می‌گیرند آنها تحت خمش اندکی نیز قرار می‌گیرند و به این جهت مقدار ϕ در این عبارت کم (برابر با ۰/۷۵) گرفته می‌شود. در جدول (۱۳-۲) استحکام طراحی پیچها و پرچها ذکر شده است.

جدول ۱۳-۲ استحکام طراحی پیچها و پرچها (بر حسب $\text{kg/cm}^2 = \text{bar}$)

نوع پیچ یا پرچ		استحکام کششی		استحکام برشی در اتصال انکابی	
		ضریب مقاومت ϕ	استحکام اسمی	ضریب مقاومت ϕ	استحکام اسمی
پیچهای سیاه A307 یا مشابه		0.75	3100	0.6	1860
پیچهای A325 سطح برش بر قسمت دندانه دار می گذرد			6200	0.65	3720
پیچهای A325 سطح برش بر قسمت دندانه دار نمی گذرد			6200		4960
پیچهای A490 سطح برش بر قسمت دندانه دار می گذرد			7760		4650
پیچهای A490 سطح برش بر قسمت دندانه دار نمی گذرد			7760		6200
قطعات رزوه شده اگر سطح برش بر قسمت دندانه دار بگذرد		$0.75 F_u$		$0.45 F_u$	
قطعات رزوه شده اگر سطح برش بر قسمت دندانه دار نگذرد		$0.75 F_u$		$0.6 F_u$	
پرچ A502 یا مشابه درجه 1			3100		2480
پرچ A502 یا مشابه درجه 2			4140		3310

در رابطه فوق P_u سطح مقطع اسمی پرچ یا پیچ در قسمت بدون رزوه است و شامل میلگردهای با رزوه چاق نمی شود (شکل ۱۳-۱۵).



شکل ۱۳-۱۵ میلگرد با رزوه چاق

میلگردهای با رزوه چاق چندان مورد مصرفی ندارند و اقتصادی نیز نمی باشند.

مثال ۱۳-۵

مطلوبست تعیین استحکام کششی طراحی پیچهای اتصال شکل (۱۳-۱۴) هرگاه از هشت پیچ $\frac{7}{8}$ in از نوع A 490 استفاده شده باشد.

حل:

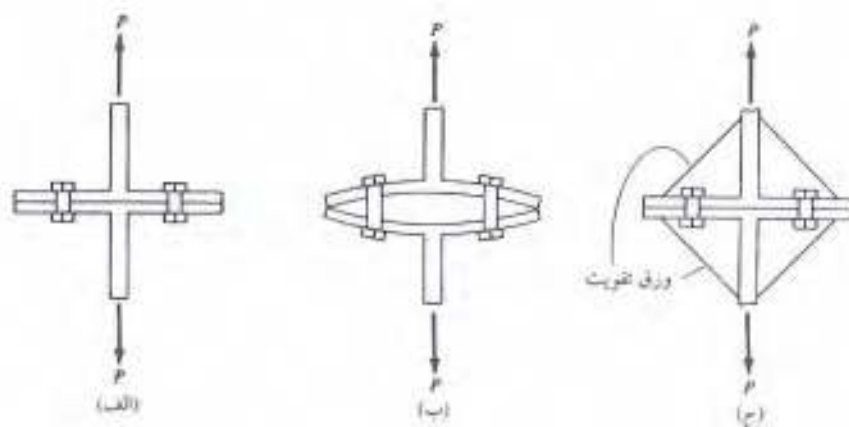
$$P_u = 0.75(8)(3.88)(7760) = 180.65 \text{ kN}$$

نیروی وارده بر هر اتصال کششی مجموع کل بار کششی خارجی ضریب دار و نیروی کششی حاصل از عمل اهرمی است.

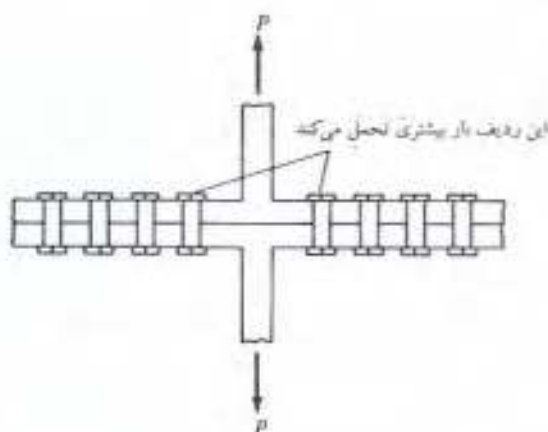
۴-۱۳ عمل اهرمی prying action

در اتصالات کششی باید به امکان ایجاد عمل اهرمی نیز توجه شود. یک اتصال کششی در شکل (۱۶-۱۳ الف) نشان داده شده است. در این اتصال همان‌گونه که در شکل (۱۶-۱۳ ب) نشان داده شده است. عمل اهرمی ایجاد می‌شود. اگر بالهای قطعه قوی بوده و یا از ورق تقویت مطابق شکل (۱۶-۱۳ ج) استفاده شود شاید بتوان از عمل اهرمی صرف‌نظر نمود. در غیر این صورت این نیرو را باید ملحوظ داشت. معمول بر این است که تعداد ردیف پیچها را در یک قطعه کششی محدود نمایند مخصوصاً که درصد بیشتری از بار توسط ردیفهای داخلی اتصال خصوصاً زمانی که بالهای تیر انعطاف پذیر باشد. حتی در بار نهایی تحمل می‌شود. در شکل (۱۶-۱۳) یک چنین اتصالی نشان داده شده است. هرگاه بالهای متصل شده انعطاف پذیر باشد، عمل اهرمی سبب می‌شود که پیچهای ردیف داخل سهم بسیار بالایی از بار را تحمل کنند. اگر اتصالی تنها تحت کشش قرار دارد باید میزان بار ناشی از عمل اهرمی برآورد گردد. و به نیروی کششی و مؤثر خارجی اضافه شود، تعیین مقدار واقعی نیروی اهرمی پیچیده است و در حال حاضر نیز تحقیق در مورد آن ادامه دارد. چندین رابطه تجربی در این رابطه وجود دارد. ضوابط LRFD نیز روابطی را معرفی می‌کند البته باید گفت که هنوز حقایق زیادی در مورد عمل اهرمی ناشناخته است و روابط ارائه شده هر ساله تغییر می‌کند.

در پیچهایی که تحت کشش خالص قرار دارند حتماً باید پیش تنیدگی کامل ایجاد شود. باید اضافه شود که در اتصالاتی که تحت بار خستگی آور و بار کشش خالص و عمل اهرمی قرار دارند و یا به صورت اصطکاکی عمل می‌کنند. باید پیش تنیدگی کامل در پیچهای اتصال ایجاد شود. در غیر این صورت اگر پیچها



شکل ۱۶-۱۳



شکل ۱۳-۱۷

به صورت متعارف محکم شده باشند، کشش وارده بلافاصله سبب ازدیاد کشش در پیچ خواهد شد. آویزها و سایر اتصالات کششی باید طوری طرح شوند که تغییر شکل زیادی نداشته باشند. البته باید گفت که استفاده از بالهای صلب در این نوع اتصالات اهمیت ویژه‌ای دارد وضعیت اتصال نیز عامل مهمی به حساب می‌آید برای چنین اتصالاتی اندازه b تا حد امکان باید تقلیل یابد (شکل ۱۳-۱۸) و این فاصله باید به اندازه لازم برای عمل پیچاندن پیچ توسط آچار محدود شود.

در این جا به ذکر یک مثال با توجه به آنچه در کتاب راهنمای LRFD آورده شده است قناعت می‌شود. با توجه به شکل‌های (۱۳-۱۸) و (۱۳-۱۹) حروف به کار رفته معانی زیر را دارند.

B = استحکام کششی طراحی هر پیچ

T = نیروی کششی مؤثر بر هر پیچ بدون در نظر گرفتن عمل اهرمی

(این نیرو تا زمانی که نیروی کششی بیش از نیروی پیش تنیدگی نباشد، نیرویی فرضی است)

$b = \frac{g}{2} - \frac{t_w}{2}$ که در آن g فاصله دو پیچ مطابق شکل (۱۳-۱۸)، باید برای محکم کردن توسط آچار کافی باشد.

a = فاصله از مرکز پیچ تا لبه بال سبری یا اتصال که نباید بزرگتر از $1.25b$ باشد.

$b' = b - \frac{d}{2}$ که در آن d قطر پیچ است.

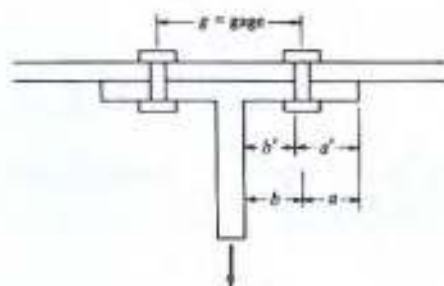
$$a' = a + \frac{d}{2}$$

p = طولی از اتصال که سهم هر پیچ می‌باشد.

d' = عرض سوراخ پیچ در امتداد تنه سبری.

δ = نسبت سطح خالص در طول پیچها به سطح ناخالص در سطح خارجی سبری $1 - \frac{d'}{p}$

$$p = \frac{b'}{a}$$



شکل ۱۳-۱۸

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left[\frac{T/B}{(t_f/t_c)^2} - 1 \right]$$

t_c = ضخامتی از پال که برای تأمین نیروی B در هر پیچ بدون ایجاد عمل اهرمی لازم است

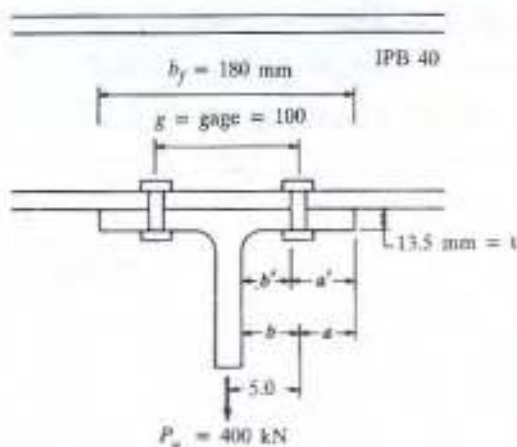
$$\sqrt{\frac{4.44 B b}{\rho F_y}}$$

Q = نیروی ضربه‌دار اهرمی هر پیچ = $B \delta \alpha (t_f/t_c)^2$

B_c = نیروی مؤثر بر هر پیچ با در نظر گرفتن عمل اهرمی = $T + Q$

مثال ۱۳-۶

یک سبزی ساخته شده از IPE 40 به طول 25 cm مطابق شکل (۱۳-۱۹) توسط چهار پیچ A 325 به قطر $\frac{7}{8}$ in به نیمرخ IPB 40 متصل شده است با در نظر گرفتن عمل اهرمی کافی بودن پیچها را معین کنید.



شکل ۱۳-۱۹

حل .

$$B = (0.75)(3.88)(6200) = 18042 \text{ kg}$$

$$T = \frac{400}{4} = 100 \text{ kN } (= 10 \text{ ton})$$

مقادیر b ، a ، b' ، ρ ، d' ، δ و p را برای استفاده در روابط بعدی معین می‌کنیم:

$$b = 5 - \frac{t_w}{2} = 5 - \frac{0.86}{2} = 4.57 \text{ cm} > 3.5 \text{ cm}$$

که برای محکم کردن توسط پیچ لازم خواهد بود.

$$a = \frac{b_f}{2} - 5 = \frac{18}{2} - 5 = 4 \text{ cm}$$

چون $b = 4.57$ است لذا $b = 1.25(4.57) = 5.71 > 4 \text{ cm}$ گرفته می‌شود.

$$b' = b - \frac{d}{2} = 4.57 - \frac{2.22}{2} = 3.46 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

$$d' = 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 1 - \frac{d'}{\rho} = 1 - \frac{2.5}{12.5} = 0.8$$

$$p = \frac{b'}{a} = \frac{3.46}{4} = 0.865$$

مقادیر α ، t_c ، Q و B_c را معین می‌کنیم.

$$t_c = \sqrt{\frac{4.44(18042)(3.46)}{12.5(2333)}} = 3.08 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{0.8} \left[\frac{\frac{10000}{18042}}{\left(\frac{1.35}{3.08}\right)^2} - 1 \right] = 2.36$$

$$Q = (18042)(0.8)(2.36)(0.865) \left(\frac{1.35}{3.08}\right)^2 = 5661 \text{ kg}$$

$$B_c = 100 + 56.61 = 157 \text{ kN} < 180 \text{ kN OK.}$$

اتصال مورد قبول است.

۱۳-۵ تاریخچه پرچ

در یک دوره طولانی پرچ روش رایج اتصال قطعات سازه‌های فولادی بوده است. ولی امروزه به عنوان روش اقتصادی اتصال در سازه به حساب نمی‌آید و تنها گاهی از آن استفاده می‌شود و اکثر سازندگان حاضر به استفاده از آن نیستند. در هر صورت یک مهندس سازه باید با طرح و اجرای پرچ آشنا باشد، هرچند که نسبت به اجرای آن اقدام نکند، ممکن است زمانی ناچار باشد که سازه موجود با اتصال پرچی را تحلیل کند و یا آنرا بدلیلی توسعه دهد. در این بخش نیت این است که به صورت مختصر تحلیل و طراحی اتصال پرچی دیده شود.

معمولاً پرچ راز فولادی نرم می‌ساختند تا حین گرمادهی و کوبیدن آن که به کمک تپانچه بادی انجام می‌گرفت تردشکنی پیدا نکند. پرچ معمولی استوانه‌ای فولادی با یک سر مدور است. آنرا در کوره و در کارگاه تا جایی که به رنگ قرمز آلبالویی در آید حرارت می‌دادند و سپس آنرا در سوراخ تعبیه شده قلی قرار داده و با پرچ کوب بادی می‌کوبیدند.

در کارخانه نیز احتمالاً به نحو مشابه عمل می‌شد و کوبیدن پرچ با نیروی بالا (در حدود ۴۵ تا ۷۰ ton) سبب می‌شد که پرچ داغ شده به نحو کاملاً مطلوبی سوراخ خود را پر کند. در کارخانه معمولاً از دستگاههایی که پرچ را می‌فشرد استفاده می‌شد.

پس از خنک شدن پرچ منقبض شده و قطعات مورد اتصال را به هم می‌فشرد. یک چنین فشردگی سبب می‌شود که عمده نیروی مورد انتقال به صورت اصطکاکی منتقل گردد. ولی آئین‌نامه اجازه نمی‌دهد. که از این نیروی اصطکاکی در اتصالات پرچی استفاده شود. پرچ در قطر خود نیز منقبض می‌شود و عملاً کمی کوچکتر از قطر سوراخی می‌گردد که تصور می‌رود آنرا پر کرده است.

گاهی در کارخانه پرچ را بدون حرارت دادن نیز کوبیده‌اند، واضح است که چنین روشی برای پرچهای با قطر کوچک به سادگی انجام می‌گرفت. گرچه پرچهای با قطر بزرگ را نیز به همین روش کوبیده‌اند. روش کوبیدن سرد بهتر از روش کوبیدن داغ است. زیرا سوراخ پرچ کاملاً پر می‌شود و فولاد پرچ نیز به دلیل کار سرد قوی‌تر از نوع گرم کوبیده آن است. البته فشردگی قطعات مورد اتصال بهم به دلیل آنکه دیگر پرچ انقباض پیدا نمی‌کند کمتر خواهد بود.

۱۳-۶ انواع پرچ

پرچهایی که در سازه‌های متعارف به کار می‌رفت دارای قطری در حدود $\frac{3}{4}$ in یا $\frac{7}{8}$ in بوده است ولی واضح است که امکان استفاده از پرچ در قطرهای دیگر از $\frac{1}{2}$ in تا $1\frac{1}{2}$ in وجود داشته است. معمولاً از یک نوع پرچ در کل سازه استفاده می‌شد زیرا استفاده از قطرهای مختلف در یک نوع کار نه تنها در ساخت آن مشکل‌افزا بوده است. بلکه در اجرا و نصب آن نیز غیرعملی به شمار می‌رفت البته زمانی ممکن بوده که

به ناچار از دو قطر پرچ در یک کار استفاده شود ولی همواره سعی بر این بود که از چنین عملی اجتناب گردد. سر پرچها معمولاً مذکور بود ولی سمت دیگری که کوبیده می شد می توانست به شکلهای مختلف اجرا شود (شکل ۱۳-۲۰).

پرچ با سر تخت از نظر استحکام بر نوع بی سر آن ارجحیت دارد ولی اگر سطح دیگر سازه به صورت صاف مورد نیاز باشد استفاده از پرچ با نوع بی سر آن الزامی خواهد بود. نوع پرچ بی سر بسیار گرانتر از انواع دیگر آن بوده است از نظر استحکام نیز پرچی ضعیف به شمار می رفت و تنها زمانی از آن استفاده می شد که اجباری در کار باشد.

بر طبق طبقه بندی ASTM برای سازه های فولادی سه نوع پرچ وجود دارد که ذیلاً شرح داده می شود:

پرچ A502 درجه ۱ بر طبق ASTM

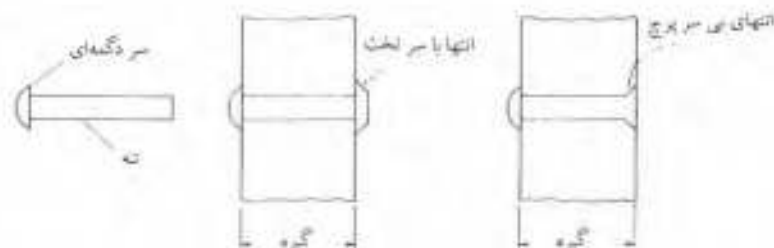
این نوع پرچها در اغلب سازه های فولادی به کار می رفت. از فولاد با کربن کم (حدود ۰/۸ درصد) ساخته می شد و از فولاد ساده (کربنی) مقاومت کمتری داشت. ولی از شکل پذیری بالانتری برخوردار بود. چون این پرچها ساده تر از پرچهای با استحکام بالانتر کوبیده می شد هر زمان نیاز به پرچ بود از پرچ A502 درجه ۱ بدون توجه به نوع فولاد به کار رفته در سازه استفاده می شد.

پرچ A502 درجه ۲ بر طبق ASTM

این پرچها از فولادی با کربن - منگنز ساخته می شد و دارای استحکام بالانتر از پرچ درجه ۱ بود و برای سازه هایی که در آنها از فولاد با مقاومت بالا استفاده می شد مصرف می گردید. چون استحکام این پرچها بالا بود لذا از تعداد پرچ کمتری استفاده شده و ورقهای اتصال از ابعاد کوچکتری ساخته می شدند.

پرچ A502 درجه ۳ ASTM

این نوع پرچها از نظر استحکام هم مقاومت پرچهای درجه ۲ بودند. ولی از مقاومت بالایی در برابر عوارض جوی برخوردار بودند و تقریباً چهار برابر بهتر از فولاد ساده در برابر خوردگی و فساد مقاومت می کردند.



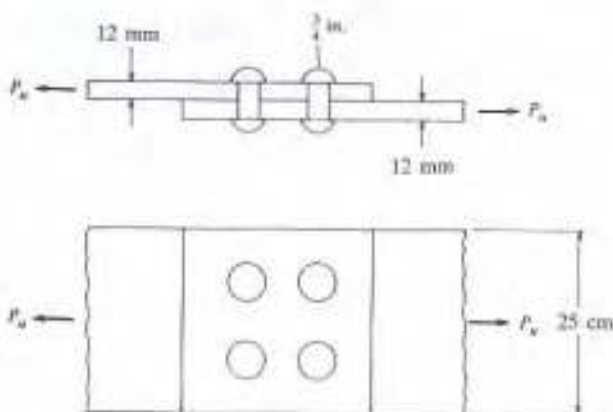
شکل ۱۳-۲۰

۷-۱۳ استحکام اتصالات پرچی - برش پرچها

عواملی که در استحکام پرچ مؤثرند عبارتند از درجه آن، قطر پرچ و ضخامت قطعات مورد اتصال. چگونگی توزیع تنش در جدار سوراخ پرچ معلوم نیست. در هر صورت فرض می‌شود که توزیع تنش در سطحی مستطیلی برابر با حاصل ضرب قطر پرچ در ضخامت ورق به صورت یکنواخت انجام گیرد. استحکام پرچ در اتصال اتکایی آن برابر با حاصل ضرب تنش طراحی پرچ در قطر پرچ و در ضخامت قطعاتی است که به پرچ به صورت تماسی نیرو وارد می‌کنند. استحکام پرچ در یک سطح برش برابر با حاصل ضرب استحکام برشی آن در سطح مقطع تنه پرچ است. اگر پرچی با دو سطح برش بریده شود، استحکام برشی آن دو برابر استحکام با یک سطح برش در نظر گرفته می‌شود. استحکام برشی و کششی پرچها و پیچهای A307 و مشابه آن که تنها در مورد بارهای ایستا (استاتیک) به کار خواهند رفت در جدول (۷-۱۳) آورده شده است. یادآور می‌شود که استحکام برشی اسمی پیچهای A307 اگر سطح برش در قسمت دندانه‌دار پیچ قرار گیرد تغییری نخواهد کرد.

مثال ۷-۱۳

استحکام طراحی P_u را در اتصال اتکایی شکل (۷-۱۳) تعیین کنید. نوع فولاد نرمه و پرچ به کار رفته از نوع A502 درجه ۱ است. فرض می‌شود که از سوراخ با قطر استاندارد استفاده شده باشد و فواصل مرکز پرچ تالیه ورق و یا مرکز به مرکز پرچها به ترتیب بزرگتر از d و $1\frac{1}{2}d$ و $3d$ باشد.



شکل ۷-۱۳

حل:

نیروی کششی طراحی مؤثر بر ورقهای اتصال یافته

$$A_g = 1.2(25) = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_n = [1.2(25) - 2(1.9 + 0.3)(1.2)] = 24.72 \text{ cm}^2 = A_e$$

$$P_u = \phi_t F_y A_g = 0.90(2.333)(30) = 63 \text{ ton}$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e = 0.75(3.700)(24.72) = 68.6 \text{ ton}$$

برش پرچها و استحکام تماسی آنها

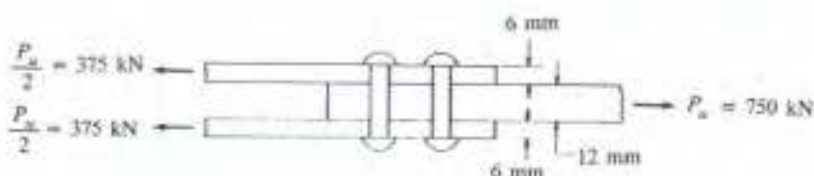
$$\text{استحکام اتکایی (برشی) طراحی پرچها} = 0.65(2.85)(2.333)(4) = 17.3 \text{ ton}$$

$$\text{استحکام تماسی طراحی پرچها} = 0.75(2.4)(1.9)(1.2)(3.700)(4) = 60.7 \text{ ton}$$

دیده می شود که $P_u = 17.3 \text{ ton}$ تعیین کننده است.

مثال ۱۳-۸

تعداد پرچهای به قطر $\frac{7}{8}$ in از نوع A502 درجه ۱ را برای اتصال شکل (۱۳-۲۲) معین کنید. فرض می شود که فولاد قطعات از نوع نرمه، قطر سوراخها استاندارد بوده و فاصله مرکز پرچ از لبه سوراخ و یا فاصله مرکز به مرکز پرچها به ترتیب بزرگتر از $1\frac{1}{2}d$ و $3d$ باشد.



شکل ۱۳-۲۲

حل:

پرچها با دو سطح برش و در حالت تماس با ورق به ضخامت 12 mm

$$\text{استحکام اتکایی طراحی یک پرچ} = 0.75(2 \times 3.88)(2.333) = 13.6 \text{ ton}$$

$$\text{استحکام تماسی طراحی یک پرچ} = 0.75(2.4)(2.2)(1.2)(3.700) = 17.6 \text{ ton}$$

$$\text{تعداد پرچ لازم} = \frac{750}{136} = 5.5$$

پس از شش پرچ استفاده خواهد شد.

مثال ۱۳-۹

مثال (۸-۱۳) را با پیچ A307 بار دیگر بررسی کنید.

حل:

پیچها با دو سطح برش و تماس با ورق به ضخامت 12 mm

$$\text{استحکام برشی طراحی یک پیچ} = 0.6(2 \times 3.88)(1.860) = 8.66 \text{ ton}$$

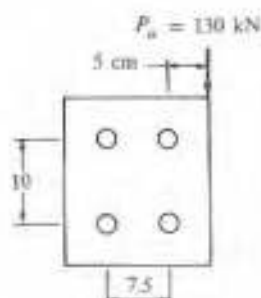
$$\text{استحکام تماسی طراحی یک پیچ} = 0.75(2.4)(2.2)(1.2)(3.700) = 17.6 \text{ ton}$$

$$\text{تعداد پیچ لازم} = \frac{750}{86.6} = 8.66$$

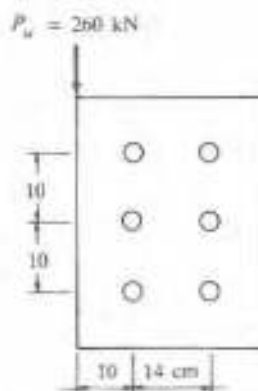
تعداد ۹ یا ۱۰ پیچ A307 به قطر $\frac{7}{8}$ in لازم خواهد بود.

مسائل

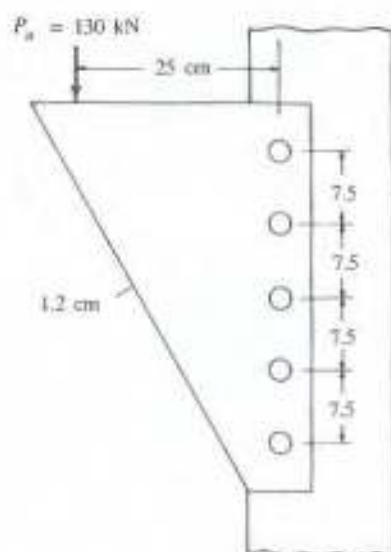
در کلیه مسائل، از اطلاعات زیر استفاده شود مگر در متن مسئله اطلاعات دیگری داده شود. (الف) - نوع فولاد نرمه است (ب) - سوراخها به صورت استاندارد می‌باشند (ج)، فاصله وسط پیچها تا لبه ورق و یا مرکز به مرکز آنها به ترتیب بیشتر از $\frac{1}{2}d$ و $3d$ گرفته شود (د)، سطح برش خارج قسمت دندانه‌دار پیچ است. ۱-۱۳ تا ۷-۱۳ با استفاده از روش ارتجاعی برآیند نیرو را در بحرانی‌ترین پیچ اتصال معین کنید.



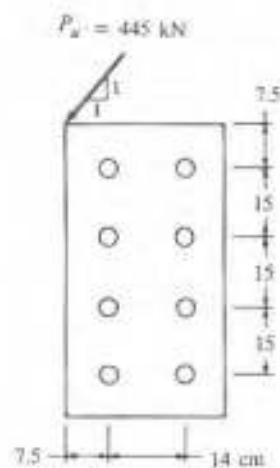
مسئله ۱-۱۳



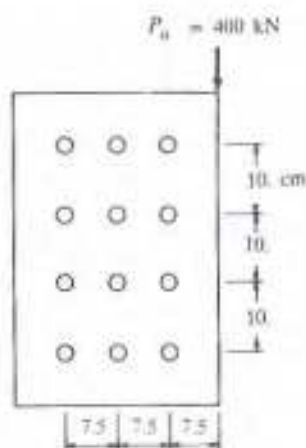
مسئله ۲-۱۳



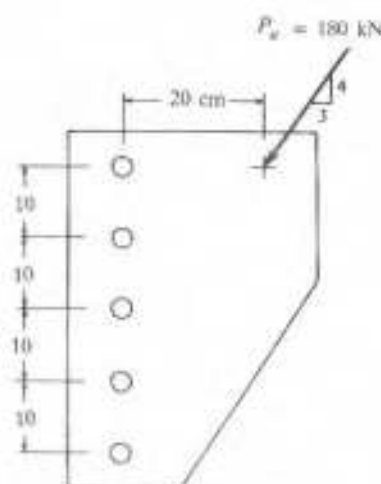
شکل ۱۳-۳



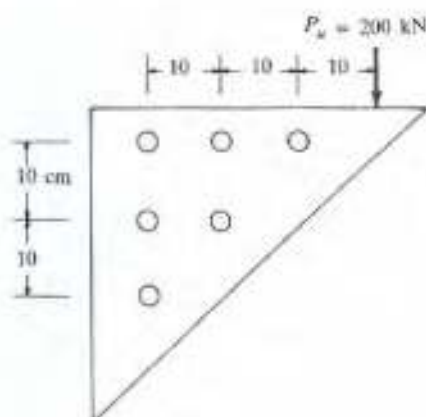
شکل ۱۳-۴



شکل ۱۳-۵



شکل ۱۳-۶



مسئله ۷-۱۳

۸-۱۳ مسئله (۳-۱۳) با روش خروج از مرکزیت تقلیل یافته حل کنید.

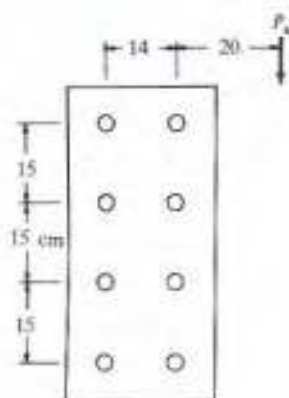
۹-۱۳ در شکل زیر با استفاده از روش ارتجاعی استحکام طراحی اتصال اتکایی را معین کنید. پیچها

A325 به قطر $\frac{7}{8}$ in و با پک سطح برش هستند و سطح تماس پیچ با ورق 12mm بررسی شود.

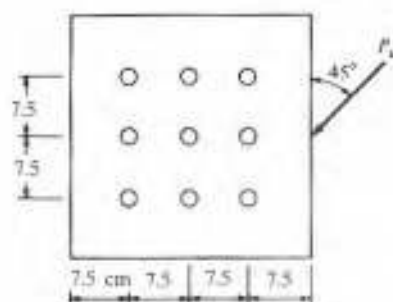
۱۰-۱۳ در شکل مقدار P_u را به روش ارتجاعی معین کنید. اتصال از نوع اصطکاکی است. پیچها A325 به قطر $\frac{3}{4}$ in و با دو سطح برش هستند.

۱۱-۱۳ مسئله (۹-۱۳) را به روش استحکام نهایی حل کنید.

۱۲-۱۳ مسئله (۱۰-۱۳) را به روش استحکام نهایی حل کنید.

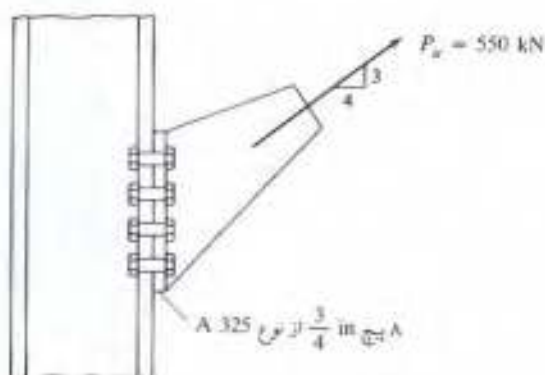


مسئله ۹-۱۳



مسئله ۱۰-۱۳

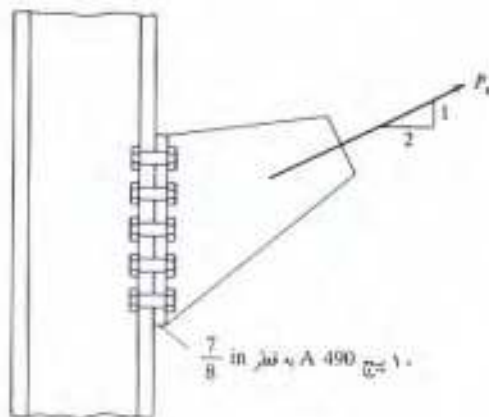
۱۳-۱۳ در شکل مربوط به مسأله اگر ابعاد نیرو از مرکز ثقل مجموعه پیچها بگذرد و پیچها از نوع آنکایی باشند آیا تعداد پیچها کافی برای تحمل نیرو می باشد.



مسأله ۱۳-۱۳

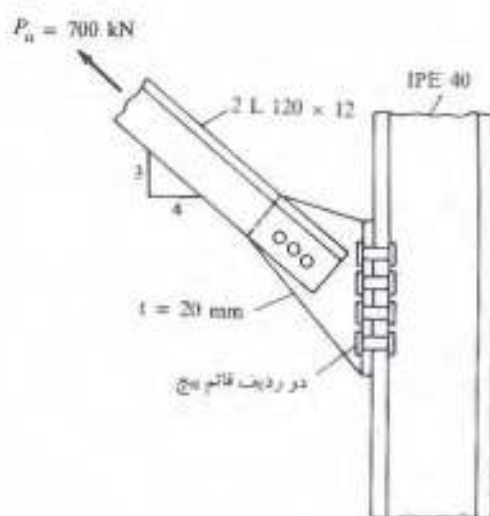
۱۴-۱۳ مسأله (۱۳-۱۳) را در حالتی که پیچها به صورت متعارف محکم شده باشند و $P_D = 240 \text{ kN}$ و $P_L = 170 \text{ kN}$ باشد حل کنید.

۱۵-۱۳ اگر نیروی وارده در شکل مسأله از مرکز ثقل مجموعه پیچها بگذرد و اتصال از نوع آنکایی باشد، حداکثر مقدار نیرو را معین کنید.



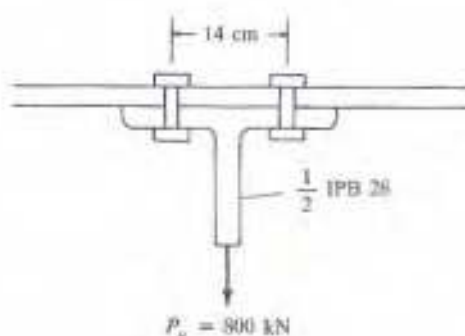
مسأله ۱۵-۱۳

۱۶-۱۳ مسأله (۱۵-۱۳) را در حالتی که پیچها A325 باشند معین کنید.
 ۱۷-۱۳ تعداد پیچهای A325 به قطر $\frac{3}{4}$ in را برای اتصال نبشی و اتصال به نیمرخ IPE 40 معین کنید.
 اتصال از نوع اتکایی است.

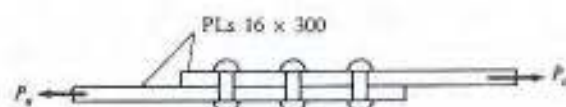
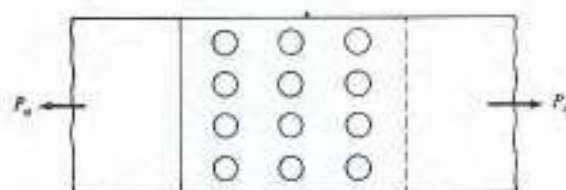


مسأله ۱۷-۱۳

۱۸-۱۳ در این آویز که به طول 40 cm است. آیا تعداد ۸ پیچ A 325 به قطر $\frac{7}{8}$ in با فاصله 10 cm از یکدیگر با در نظر گرفتن عمل اهرمی کفایت می‌کند.
 ۱۹-۱۳ اگر در شکل مربوط به مسأله از پیرچ A502 درجه ۱ (به قطر $\frac{7}{8}$ in) استفاده شده باشد، استحکام طراحی P_u را معین کنید.

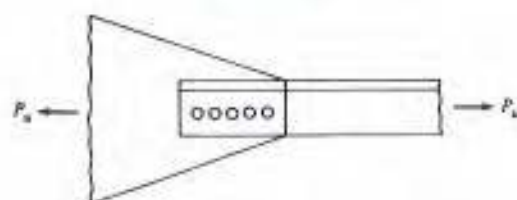


مسأله ۱۸-۱۳



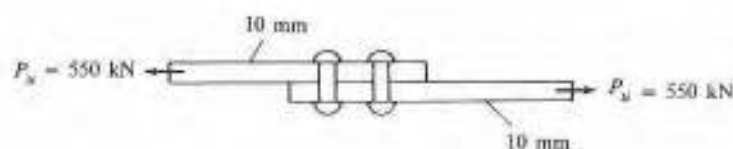
مسأله (۱۳-۱۹)

۱۳-۲۰ در یک اتصال خرپایی، نبشی $L 120 \times 12$ توسط یک ورق به ضخامت ۱۲ mm و به کمک پیچ پرچ از نوع A502 درجه ۱ متصل شده است. مقدار P_u را معین کنید.



مسأله (۱۳-۲۰)

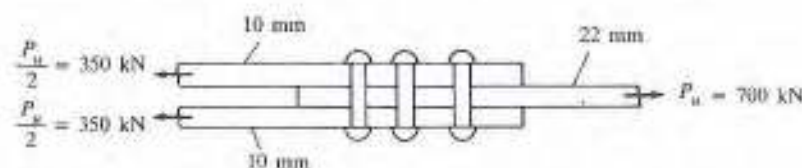
۱۳-۲۱ با توجه به شکل تعداد پرچهای A502 درجه ۱ و به قطر $\frac{3}{4}$ in را معین کنید.



مسأله (۱۳-۲۱)

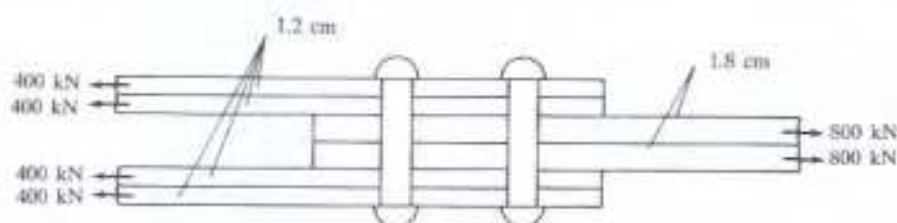
۱۳-۲۲ مسأله (۱۳-۲۱) را با استفاده از پیچهای A307 حل کنید.

۱۳-۲۳ در اتصال لب نشان داده شده تعداد پرچ A502 درجه ۱ به قطر 1 in را معین کنید.



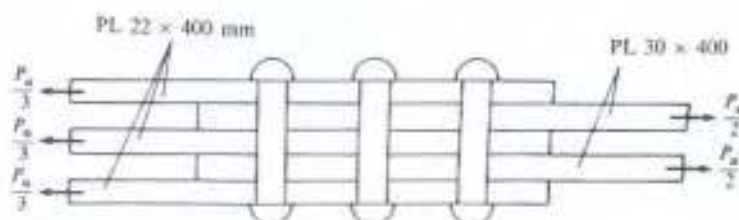
مسأله (۱۳-۲۳)

۲۴-۱۳ تعداد پرچهای A307 به قطر $\frac{7}{8}$ in در شکل مربوطه معین کنید. بارهای ضریب دار نشان داده شده‌اند.



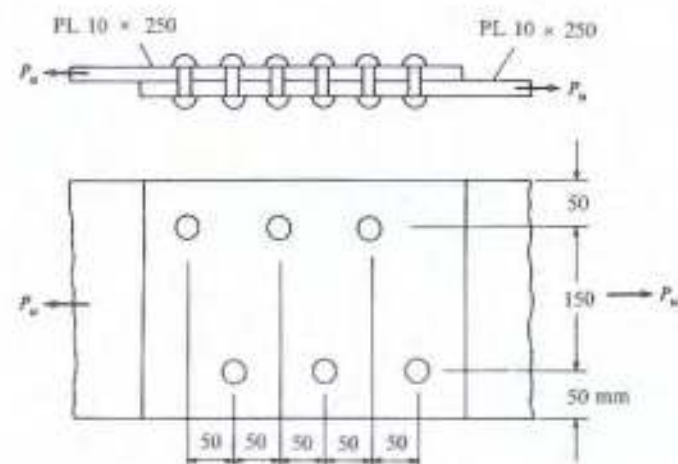
مسئله (۲۴-۱۳)

۲۵-۱۳ در اتصال نشان داده شده در شکل اگر $P_u = 2800$ kN باشد تعداد پرچهای A 502 درجه ۲ به قطر $\frac{7}{8}$ in مورد نیاز را معین کنید.



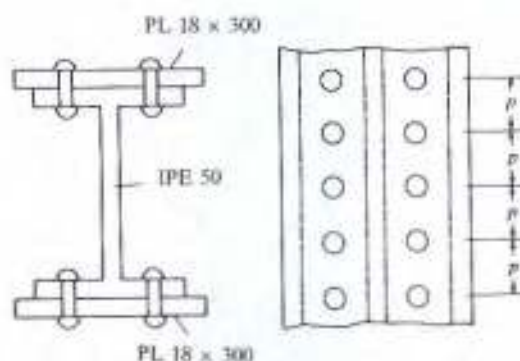
مسئله (۲۵-۱۳)

۲۶-۱۳ مقدار استحکام طراحی P_u را در اتصال نشان داده شده معین کنید. پرچهای به کار رفته A502 درجه ۲ و قطر آنها 1 in است.



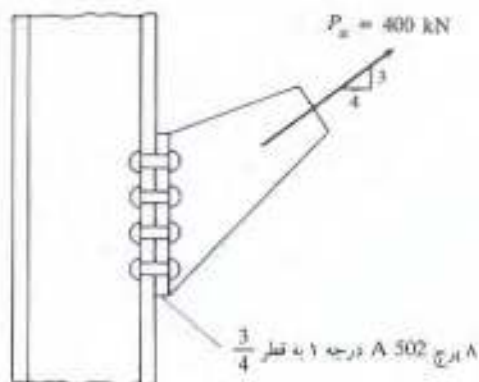
مسئله (۲۶-۱۳)

۱۳-۲۷ در شکل نشان داده شده، فاصله پیچهای A307 به قطر $\frac{3}{4}$ in را معین کنید، مقدار $V_u = 700$ kN است.



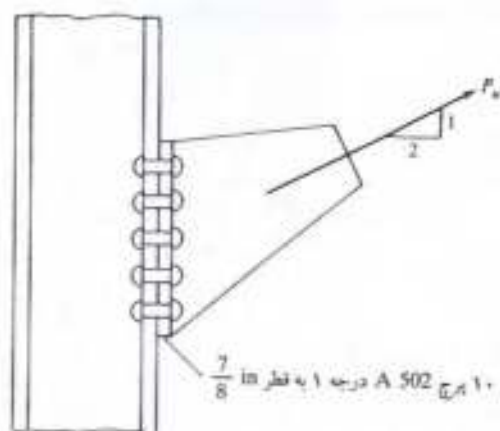
مسئله ۱۳-۲۷

۱۳-۲۸ آیا اتصال نشان داده شده می تواند بار $P_u = 400$ kN را تحمل کند. امتداد این نیرو از مرکز ثقل مجموعه پرچها خواهد گذشت.



مسئله ۱۳-۲۸

۱۳-۲۹ اگر امتداد نیروی نشان داده شده از مرکز ثقل مجموعه پرچها بگذرد، حداکثر تعداد آنرا معین کنید.



۱-۱۴ مقدمه

به عملی که در طی آن قطعات فلزی به کمک حرارت شکل خمیری یا مذاب گرفته و بهم متصل می‌شوند و با یکدیگر کار می‌کنند جوشکاری گویند. زمان آغاز جوشکاری معین نیست ولی فلزکاری و از جمله جوشکاری به صورت کار هنری به یونان باستان و به حداقل ۳۰۰۰ سال قبل بر می‌گردد. بدون شک بالا رفتن کیفیت جوشکاری به قرون اخیر می‌رسد. جوشکاری باستان ظاهراً به صورت کوبیدن قطعات خمیری شده روی یکدیگر انجام می‌شده است.

گرچه سالهای زیادی است که امکانات جوشکاری مدرن فراهم بوده است ولی امکان استفاده از آن در امر صنایع ساختمانی و پل در چند دهه اخیر و آن هم بصورت تدریجی ممکن گردیده است. زیرا عده‌ای از مهندسين معتقد بوده‌اند که جوشکاری دارای دو عیب زیر است:

(۱) استحکام قطعات جوشی در خستگی نسبت به اتصالات پرچی و پیچی پایین است.

(۲) امکان اطمینان از کیفیت مطلوب جوش بدون استفاده از کنترل پرهزینه آن ممکن نیست.

این برداشت منفی علیرغم آنکه آزمایشها آنرا تأیید نمی‌کرد سبب شد استفاده از جوشکاری بسیار بطنی صورت گیرد و مخصوصاً در پلسازی و عمدتاً در پلهای راه آهن با تأخیر قابل توجهی به کار رود. امروزه اکثر مهندسين معتقدند که اتصالات جوشی دارای استحکام قابل ملاحظه‌ای در خستگی هستند و همچنین می‌دانند که قواعد حاکم بر مهارت جوشکاران، تکنولوژی بالا در جوشکاری و اعمال ضوابط حاکم بر جوشکاری (نظیر ضوابط AWS) کنترل کیفیت جوشکاری را از شکل مشکل آن رها کرده است. امروزه جوشکاری تقریباً برای کلیه سازه‌ها اعم از پل و ساختمان یک فن مطلوب به حساب می‌آید و تنها گاهی در پلسازی از آن اجتناب می‌شود.

در مورد ترس استفاده از جوش در سازه‌ها باید به صنعت کشتی‌سازی توجه شود. کشتی‌سازان با

موفقیت کامل به استفاده از آن در کشتی می‌پردازند در حالی که پیش‌بینی بارهای وارده بر کشتی بسیار مشکل است. همچنین در صنعت هواپیماسازی نیز از جوش استفاده می‌شود و تاکنون بسیار موفق بوده است. تنها در ساخت پلهای رادآهن استفاده از جوش سرعت لازم را پیدا نکرده است. زیرا در راه آهن بارهای وارده شدت بسیار بالایی دارد و شکل ارتعاش آن نیز شدید است ولی آیا می‌توان پذیرفت که امکان پیش‌بینی آنها مشکل‌تر از آنی است که در صنعت هواپیماسازی و کشتی‌سازی وجود دارد.

۱۴-۲ محاسن جوشکاری

امروزه از مزایای متعدد جوشکاری استفاده می‌شود و این در حالی است که ترس از عدم مناسب بودن آن در خستگی و پرمزینه بودن کنترل کیفیت جوش تا حد زیادی مرتفع شده است. ذیلاً به ذکر چند حسن عمده جوشکاری می‌پردازیم:

۱- از نظر اقتصادی جوشکاری سبب می‌شود ورقهای بزرگ و متعدد اتصالات پرچی و پیچی یا حذف شده و یا جای خود را به قطعات کوچک‌تر بدهند و به این ترتیب از نظر وزنی حجم قابل توجهی از مصرف فولاد کاسته شود بطوری که در برخی از خرپاهای پلسازی این صرفه‌جویی تا ۱۵ درصد و یا بیشتر نیز می‌رسد. ضمناً در جوشکاری نسبت به پرچکاری از تعداد کارگر کمتری نیز استفاده می‌شود زیرا یک کارگر جوشکار جایگزین چهار کارگر استاندارد پرچکاری می‌گردد.

۲- حیطه کاربرد جوش بسیار وسیع‌تر از پرچ یا پیچ است. به عنوان مثال یک لوله را که به عنوان قطعه فشاری به کار می‌رود در نظر بگیرید، امکان اتصال لوله توسط پرچ یا پیچ به سهولت ممکن نیست ولی به کمک جوشکاری این عمل با سهولت کامل انجام می‌گیرد. لذا ممکن است اتصال توسط پیچ و یا پرچ غیرممکن باشد ولی توسط جوش امکان‌پذیر.

۳- سازه‌های جوشی صلب‌تر هستند زیرا اغلب اتصال مستقیم قطعات به هم ممکن است. در حالی که اتصالات پیچی معمولاً به کمک نبشی‌های واسطه انجام می‌گیرد که خود در اثر بار تغییر شکل می‌دهند و کل سازه را انعطاف‌پذیرتر می‌سازند. از طرف دیگر گاهی ممکن است که صلیبیت زیاد لازم نباشد در این صورت طراحان مخصوصاً در اتصالات ساده با لنگر خمشی اندک باید مراقب نحوه جوشکاری قطعات باشند.

۴- جوشکاری این امکان را می‌دهد که سازه کاملاً پیوسته باشد و تبدیل به یک قطعه واحد شود زیرا استحکام اتصالات جوشی حداقل به اندازه استحکام فولاد به کار رفته است. این پیوستگی این امکان را داده است که از قابهای زیبا و ظریف فولادی در کل جهان استفاده شود. برای اینکه بتوان حداقل به مقایسه ظاهری اتصالات جوشی و اتصالات پیچی و پرچی پرداخت می‌توان ظرافت

- اتصالات جوشی را با اتصالات پیچی که در شکل (۱۵-۴) نشان داده‌ایم مقایسه کرد.
- ۵- امکان تغییر طراحی حین نصب هرگاه از جوش استفاده شود وجود دارد، در جنگهای گذشته مهندسی نظامی همواره به تعمیر ادوات جنگی در شرایط جنگی با موفقیت پرداخته است.
- ۶- حسن دیگر جوشکاری سکوت نسبی عملیات اجرایی آن است. تصور شود اگر در نزدیکی بیمارستان و یا مدرسه اجرای کار الزامی باشد و یا اگر توسعه ساختمانی موجود موردنظر باشد تا چه حد چنین سکوتی با اهمیت خواهد بود.
- ۷- با جوشکاری تعداد نسبی قطعات کمتر است و لذا از نظر طرح، ساخت و نصب کارگاهی مناسب‌تر خواهد بود.

۱۴-۳ انواع جوش

اگرچه جوشکاری هم با قوس الکتریکی و هم با گاز قابل انجام است ولی تقریباً جوشکاری تمام سازه‌ها توسط قوس الکتریک انجام می‌گیرد. در سال ۱۸۰۱ میلادی سرهمفری دیوی (Sir Humphry Davy) قوس الکتریک را به کمک ولتاژ بالا بین دو قطب ایجاد کرد و امکان توسعه جوشکاری مدرن را فراهم نمود با وجود این بعد از چندین سال که از آن گذشت جوشکاری با قوس الکتریک عملاً به کار گرفته شد، در چندین کشور اروپایی جوش با قوس الکتریک به روشهای مختلف در سالهای ۱۸۸۰ میلادی انجام گرفت و در ممالک متحده آمریکا اولین جوش با قوس الکتریک به آقای چارلز کافن (Charles Coffin) در سال ۱۸۸۹ نسبت داده می‌شود.

در شکلهای این فصل دیده می‌شود که برای ایجاد یک جوش دلبذر به تغذیه فولادی اضافه در محل جوشکاری نیاز است در جوش با قوس الکتریک میله‌ای فولادی که یکی از دو قطب را نیز تشکیل می‌دهد و به آن الکترود گفته می‌شود در طول جوشکاری ذوب شده و به محل اتصال ریخته می‌شود و در جوش با گاز نیز از یک میلگرد فولادی که به آن میلگرد جوش گفته می‌شود به همین منظور استفاده می‌شود.

در جوشکاری با گاز، مخلوط گاز اکسیژن و یک گاز مناسب دیگر در سر مشعل جوشکاری که توسط جوشکار هدایت می‌شود و یا به صورت خودکار حرکت می‌نماید می‌سوزد. گازی که در صنعت جوشکاری ساختمان از آن استفاده می‌شود گاز استیلن و نوع جوشکاری اکسی استیلن خوانده می‌شود. از شعله ایجاد شده بجای جوشکاری برای برش قطعات نیز استفاده می‌شود. جوشکاری توسط اسباب فوق ساده‌تر و دستگاههای به کار رفته در آن نیز نسبتاً ارزانتر است، چون سرعت جوشکاری با این روش کنند است لذا از آن بجای استفاده در ساخت و نصب قطعات در سطح وسیع تنها در تعمیر و نگهداری ماشین آلات و نظیر آن استفاده می‌شود.

در جوش با قوس الکتریکی، قوس الکتریکی بین الکترود و قطعات مورد جوش ایجاد می‌شود و الکترود که در داخل الکترودگیر قرار دارد توسط کارگر جوشکار و یا دستگاه خودکار در طول خط جوش حرکت می‌نماید، قوس الکتریکی پس از ایجاد سبب ذوب الکترود و قطعات مورد جوش می‌شود. مقاومت هوا یا گاز بین الکترود و قطعات مورد جوش سبب تبدیل انرژی الکتریکی به حرارت می‌شود و درجه حرارت را تا حدود 3500°C و 5500°C در قوس الکتریک بالا می‌برد. پس از ذوب الکترود فلز الکترود با مذاب قطعات مورد جوش مخلوط شده و تا عمقی از قطعه مورد جوش بهم آمیخته می‌شوند. عمق نفوذ جوش را می‌توان با مقدار جریان کنترل کرد. چون قطرات ذوب شده الکترود به سمت جوش جذب می‌شوند از قوس الکتریکی می‌توان با موفقیت کامل برای جوش بالای سر استفاده کرد.

فولاد مذاب جوش که در مجاورت هوا قرار دارد اگر محافظت نشود می‌تواند به سادگی با اکسیژن و ازت هوا ترکیب شود و پس از خنک شدن هوای محلول در مذاب سبب تخلخل آن شود، چنین جوشی بسیار شکننده بوده و در مقابل فساد بسیار ناپایدار است. جوش را می‌توان به کمک پوشش الکترود که از مواد معدنی تشکیل می‌شود حفاظت کرد. پوشش الکترود تولیدگازی می‌نماید که این گاز از مجاورت هوا (اکسیژن و ازت) با فلز مذاب جلوگیری می‌کند و در حین خنک شدن نیز به کمک اجزایی که سبکتر از فلز مذاب است و لذا بر سطح جوش می‌نشینند از تأثیر نامطلوب هوا بر جوش جلوگیری کند. پس از سرد شدن کامل جوش این پوشش ایجاد شده را می‌توان به کمک ضربه از روی جوش پاک کرد. در شکل (۴۱-۱) عناصر جوشکاری دستی نشان داده شده‌اند.

نوع الکترود بسیار مهم است زیرا که فولاد آن خواص شکل‌پذیری، استحکام و فسادپذیری corrosion جوش را شدیداً متأثر می‌کند. انواع مختلف الکترود به منظور استفاده در موارد مختلف کاری که بستگی به نوع فولاد مورد جوش، حجم جوش و وضعیت جوشکاری دارد ساخته و در اختیار جوشکاران قرار می‌گیرد. الکترودها را می‌توان در دو بخش با پوشش نازک و یا پوشش ضخیم دسته‌بندی کرد.

الکترودهای با پوشش ضخیم در جوشکاری سازه‌های فولادی به کار می‌رود زیرا که از خود گاز محافظ و سرباره ضخیم مناسبی جهت ایجاد جوشی مستحکم بر جای می‌گذارد. جوشی که به این ترتیب ایجاد می‌شود در مقایسه با جوش با پوشش نازک مستحکمتر، شکل‌پذیرتر و در برابر فساد مقاومتر است. وقتی از الکترود با پوشش نازک استفاده می‌شود عملاً سرباره‌ای حفاظتی جوش وجود ندارد و از عملکرد اکسیژن هوا نیز محافظت نمی‌شود و پوشش نازک الکترود تنها به منظور ایجاد قوس الکتریکی پایدار به کار می‌رود.

نوع دیگر جوشکاری، جوش غوطه‌ور است submerged، در این جوش قوس الکتریک توسط حجم بالایی از پودر محافظ و ذوب‌پذیر حفاظت شده و لذا دیده نمی‌شود. الکترود بدون پوششی نیز از

یک فرقه به محل جوش تغذیه می‌شود تا حجم فلز مذاب را کامل کند. جوشی که به این طریق ایجاد می‌شود دارای کیفیت و استحکام بالا مخصوصاً در برابر ضربه و فسادپذیری است و از شکل پذیری بالایی نیز برخوردار است. علاوه بر این عمق جوش بالا بوده و در نتیجه سطح مؤثر جوش در برابر بارهای وارده وسیعتر خواهد بود. معمولاً اغلب قطعات پل را به کمک جوش غوطه‌ور تهیه می‌کنند. در این روش اگر از یک الکتروود استفاده شود ابعاد جوش تک‌پاس محدود خواهد بود ولی اگر از چند الکتروود استفاده شود محدودیتی برای بعد جوش نخواهد بود. از جوش غوطه‌ور در وضعیت تخت و افقی استفاده می‌شود.

۴-۱۴ بازرسی جوش

برای اطمینان از یک جوش خوب سه گام زیر باید برداشته شود:

(۱) استفاده از روش مناسب جوشکاری (۲) استفاده از جوشکاران با کیفیت (۳) استفاده از بازرسی

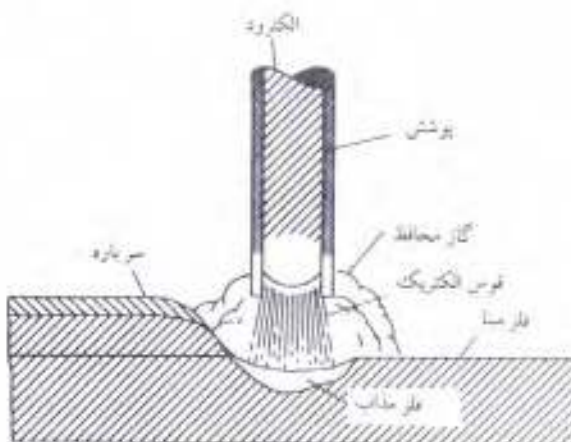
مغرب جوشکاری.

اگر از دستورات توصیه شده جوشکاری استفاده شود (مثلاً از آنچه توسط AWS مؤسسه جوشکاری آمریکا تدوین شده استفاده شود) و از جوشکارانی که قبلاً مهارت جوشکاری خود را ثابت کرده‌اند استفاده گردد احتمالاً نتیجه کار مثبت خواهد بود و اگر بخواهیم از صحت کار کاملاً مطمئن باشیم می‌توانیم به بازرسی جوش توسط بازرسان مغرب پردازیم.

یک جوش خوب با انتخاب الکتروود مناسب، جریان برق مناسب، ولتاژ مناسب که بستگی به فلز بنا و الکتروود وضعیت جوشکاری دارد به وجود می‌آید. روش معمول در کارهای بزرگ استفاده از جوشکارانی است که دارای گواهی درجه‌بندی شغلی که نشان دهنده کیفیت کار آنهاست می‌باشد. خوب است که هر جوشکار مؤلف باشد علامت مخصوص خود را روی جوش بگذارد تا کسانی که از کیفیت نامطلوبی برخوردار هستند معلوم شوند و به این ترتیب کیفیت کلی کار ارتقاء یابد.

بازرسی چشمی

عامل دیگری که می‌تواند سبب شود جوشکاران کار مطلوبتری ارائه دهند استفاده از بازرسی است که همه مطمئن باشند با دیدن جوش می‌تواند جوش خوب را از بد تشخیص دهد. یک بازرس خوب جوشکاری است که عمده وقت خود را در کنار جوشکاران با کیفیت بالا گذرانده است و با این تجربه قادر است تشخیص دهد که آیا جوشکار بخوبی مخلوط مذاب فلز را ایجاد می‌نماید یا خیر. او می‌تواند با توجه به شکل، اندازه و ظاهر جوش، خویی و بدی آنرا تشخیص دهد. به عنوان مثال فلز در یک جوش خوب پس از خنک شدن تقریباً همان رنگ قبل خود را پیدا می‌کند. بازرس می‌تواند از شاپلن‌های مختلف برای تعیین اندازه و شکل جوش استفاده کند.



شکل ۱۴-۱ عناصر تشکیل دهنده جوش یا قوس الکتریکی

بازدید چشمی یک بازرس مجرب گرچه می‌تواند تأییدکننده یک جوش خوب باشد ولی بدلیل عدم دسترسی به وضعیت داخلی جوش نتیجه کاملی نخواهد داد. روشهای متعددی برای تعیین کیفیت کامل جوش وجود دارد که عبارتند از روش مایع نفوذی، ذرات مغناطیسی، آرمایش ماوراء صوت و رادیوگرافی. با این روشها می‌توان عیوب داخلی جوش نظیر وجود خلل و فرج، عمق جوش و وجود سرباره در جوش را معین کرد.

روش مایع نفوذی

رنگهای متعددی وجود دارند که پس از پاشیدن روی جوش به داخل ترک جوش نفوذ می‌کنند. پس از نفوذ مایع به داخل ترک مازاد آن از روی جوش پاک می‌شود و از پودر مکنده‌ای که محل ترک را معین می‌کند برای پاشیدن روی جوش استفاده می‌شود و به این ترتیب مسیر ترک روی پودر با چشم معین می‌شود. به شکلهای گوناگونی از این روش استفاده می‌شود یکی از آنها استفاده از مواد رنگی شش‌دار است که پس از میکیده شدن رنگ از ترک، مسیر ترک در تاریکی خواهد درخشید.

روش ذرات مغناطیسی

در این روش، جوش مورد بازرسی را به کمک الکتریسته به آهن‌ریا تبدیل می‌کنند، در این حالت هر سمت از ترک سطحی جوش تبدیل به یک قطب (قطب شمال و قطب جنوب) می‌گردد. پودر خشک آهن یا مایعی که دارای مواد مغلفی است روی جوش قرار داده می‌شود، ذرات روی جوش در دو قطب آهن‌ریای ایجاد شده تجمع کرده و شکل و محل ترک را نمایش می‌دهند.

روش آزمایش ماوراءصوت

در سالهای اخیر صنعت فولاد از ماوراءصوت در ساخت فولاد بهره‌مند شده است. گرچه ابزار ماوراءصوت پرهزینه است ولی در بررسی کیفیت جوش بسیار مفید است. موجهای صوتی از یک سمت مصالح مورد آزمایش فرستاده می‌شود و پس از برخورد به سمت دیگر منعکس می‌گردد نتیجه کار در لوله کاتودی نشان داده می‌شود. اگر جوش دارای نقص باشد این نقص روی زمان انعکاس تأثیر می‌گذارد و با ملاحظه تصویر منعکس شده در لوله می‌توان محل نقص و شدت نقص را دریافت.

روش رادیوگرافی

از روش پرهزینه رادیوگرافی می‌توان به صورت موردی به بررسی جوشها پرداخت. با این روشها می‌توان به میزان و درصد جوش مناسب در سازه‌های برده، استفاده از دستگاه قابل حمل رادیوگرافی عکس برداری از جوش را ساده می‌کند و استفاده از رادیوم و پاکبالت برای تهیه عکس بسیار عالی ولی پرهزینه است. این روش برای جوش لب بسیار مناسب ولی برای جوش گوشه به دلیل مشکل بودن خواندن عکس چندان مناسب نیست. عیب دیگر این روش استفاده از مواد رادیواکتیو است و لذا باید از احتیاط کامل جهت ایمن کردن افراد و کارگران شاغل در پروژه استفاده نمود و حتی شاید لازم باشد عمل رادیوگرافی را به شب منتقل نمود تا کارگران کمتری درگیر خطر مواد رادیواکتیو گردند.

یک اتصال جوشی خوب می‌تواند ۱/۵ تا دو برابر قوی‌تر از ورقهای مورد اتصال باشد و به این جهت استحکام واقعی بسیار بالاتر از استحکام مورد نیاز ضوابط است. دلایل استحکام بالاتر به شرح زیر است:

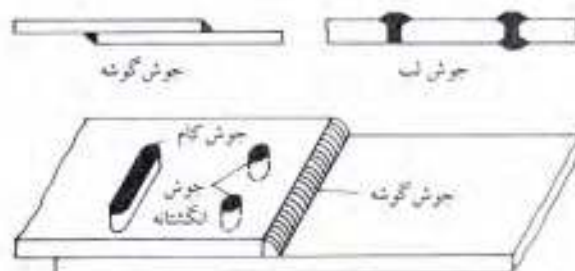
فولاد الکترودها قویتر از فولاد مورد جوش انتخاب می‌شود، نرخ خنک شدن جوش معمولاً سریعتر از نرخ خنک شدن فولاد قطعات مورد اتصال در حین ساخت است و لذا جوش خنک شده مستحکمتر خواهد شد. به این دلایل امکان ایجاد جوشی ضعیفتر از مقاومت طراحی نادر خواهد بود.

۱۴-۵ طبقه‌بندی جوشها

جوشها به سه دسته متفاوت بشرح زیر طبقه‌بندی می‌شوند، این طبقه‌بندی براساس انواع جوش، موقعیت جوش و انواع درزها انجام گرفته است.

انواع جوش

انواع عمده جوشها عبارتند از جوش گوشه و جوش لب، علاوه بر اینها دو نوع جوش انگشتانه و کام‌نیز وجود دارند که چندان کاربردی در سازه‌های فولادی ندارند. انواع جوش در شکل (۱۴-۲) نشان داده شده است. جوش گوشه ضعیفتر از جوش لب است ولی ۸۰ درصد جوشهای سازه‌ای را جوش گوشه تشکیل می‌دهد. هرکسی که در ساخت و اجرای سازه‌های فولادی تجربه داشته باشد دلیل کاربرد زیاد جوش گوشه



شکل ۲-۱۴

را می‌داند. از جوش لب زمانی استفاده می‌شود که دو قطعه مورد اتصال حتماً باید در یک سطح قرار داشته باشند. اگر قرار باشد در کلیه قطعات از جوش لب استفاده شود باید کلیه برشها و اندازه‌ها دقیق باشد که متأسفانه معمولاً قطعات سازه‌ها این مقدار دقت را ندارند. اگر بتوان دو قطعه مورد اتصال را رو به هم قرار داده و جوش داد، خطای مجاز بالا رفته و جوش مناسب جوش گوشه خواهد بود. البته در برخی از موارد نظیر اتصال وصله ستونها، اتصال مستقیم بال تیرها به ستونها، جوش انتخابی جوش لب خواهد بود که حدود ۱۵ درصد موارد جوشکاری را تشکیل می‌دهد.

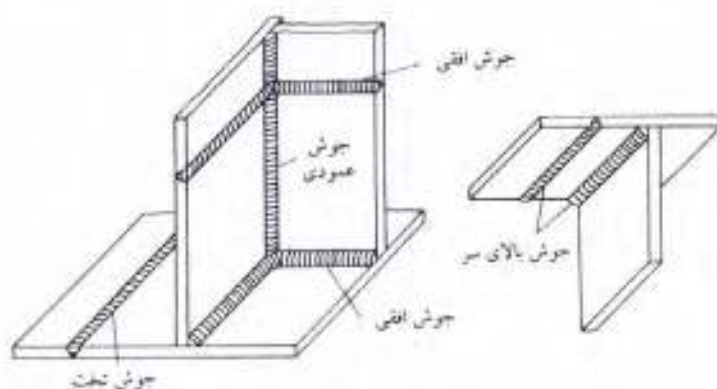
جوش انگشانه، جوش مدوری است که با برگردن سوراخ از پیش ایجاد شده یک قطعه روی قطعه دیگر به وجود می‌آید. جوش کام، جوش طولی است که به همان صورت جوش انگشانه ایجاد می‌شود، در این جوش گاهی لازم است که کل ضخامت سوراخ ایجاد شده (ضخامت قطعه فوقانی) با جوش پر شود و گاهی چنین نیست، این دو نوع جوش پرهزینه تنها زمانی به کار می‌روند که دو قطعه رو به هم آمده با استفاده از جوش گوشه به استحکام اتصالی لازم نرسند و گاهی نیز به منظور یکی کردن قطعات مرکب از چند قطعه به کار برده می‌شود. معمولاً جوش انگشانه و کام برای انتقال نیروی کششی عمود بر سطح جوش مناسب نیستند، زیرا که عمق نفوذ جوش در قطعه تحتانی چندان بالا نخواهد بود.

اغلب طراحان سازه تمایل به استفاده از جوش انگشانه و کام به منظور تحمل برش نیز ندارند و تنها آنها را برای چسباندن قطعات مختلف به یکدیگر مناسب می‌دانند. آنها معتقدند که نفوذ جوش به قطعه تحتانی چندان مورد اعتماد نیست و از طرف دیگر اگر در جوش خلل و فرجی وجود داشته باشد قابل تشخیص با چشم نخواهد بود.

وضعیت جوشکاری

جوش را می‌توان به صورت تحت، افقی، عمودی و بالای سر اجرا کرد. که بر تیب هزینه اجرای آنها اضافه می‌شود، بطوری که جوش تحت اقتصادی‌ترین و جوش بالای سر پرهزینه‌ترین جوشهاست. یک

جوشکار متوسط قادر است که جوش تخت مناسبی ارائه دهد ولی برای جوش بالاسر جوشکار بسیار ماهر لازم است. گرچه جوش تخت را می توان به سادگی به صورت خودکار انجام داد ولی عمده جوشها به صورت دستی انجام می گیرد. قبلاً گفته شد که همبازی نیروی ثقل لازمه یک جوش خوب نیست ولی سرعت جوشکاری را افزایش می دهد. در عمل گویچه های الکتروود مذاب در یک جوش بالاسر در جهت عکس نیروی ثقل جذب جوش مذاب می شوند و می توان جوش خوبی ایجاد کرد ولی سرعت کار پایین و لذا هزینه بالاست و باید تا حد امکان از چنین جوشی اجتناب کرد. در شکل (۱۴-۳) انواع جوش نشان داده شده است.



شکل ۱۴-۳

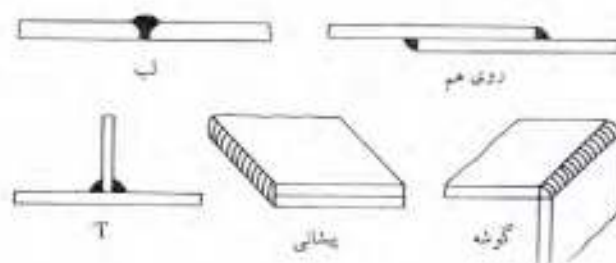
انواع درز اتصال

جوش را می توان بر اساس انواع درز که قبلاً در مورد آنها صحبت شد نیز طبقه بندی کرد که انواع آن به قرار زیر است:

درز لب، درز رویهم، درز T، درز پیشانی و درز گوشه: انواع درزهای فوق در شکل (۱۴-۴) نشان داده شده است.

۱۴-۶ علائم جوشکاری

شکل (۱۴-۵) روش علامت گذاری جوشکاری را که توسط مؤسسه آمریکایی جوشکاری (AWS) ابداع شده است نشان می دهد. به کمک این علائم ساده مشکل انتقال افکار طراحی به سازنده سازه در حد بسیار بالایی حل می شود و دیگر لازم نیست دست نوشته های طولانی در شرح نحوه جوشکاری قطعات



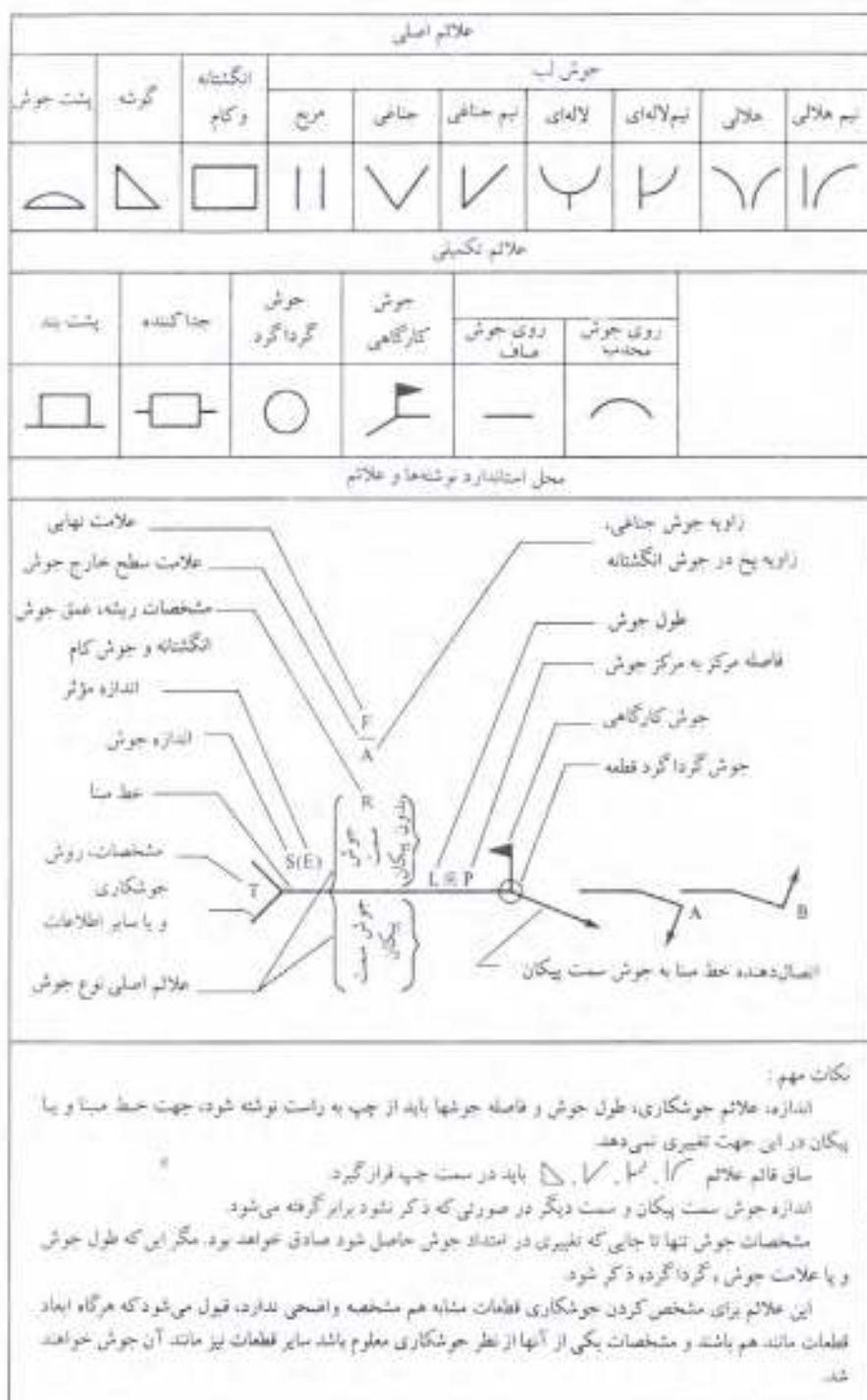
شکل ۱۴-۴

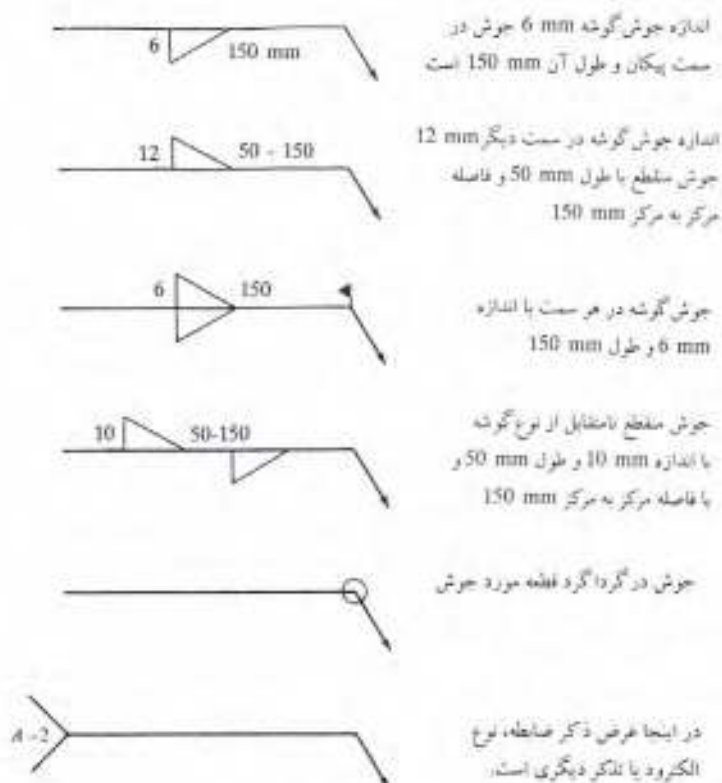
آورده شود. نقشه کشها و طراحان سازه‌های فولادی بهترین راه را در این خواهند یافت که از این علائم استفاده کنند. البته اگر قرار باشد کلیه جوشهای مربوط به نقشه‌ای یا یک اندازه و مشخصات انجام گیرد می‌توان با ذکر یادداشت کوچکی استفاده نموده و از علائم جوشکاری در نقشه صرف‌نظر کرد. هدف این نیست که در این قسمت نکات ریز علامت‌گذاری شرح داده شود بلکه هدف توضیح کلی مطلب است. در نگاه نخست علائم شکل (۵-۱۴) گیج‌کننده به نظر می‌رسد و به این جهت در شکل (۶-۱۴) با کمک چند شکل سعی شده است به توضیح برخی از نکات شکل (۵-۱۴) بپردازیم.

۷-۱۴ جوش لب

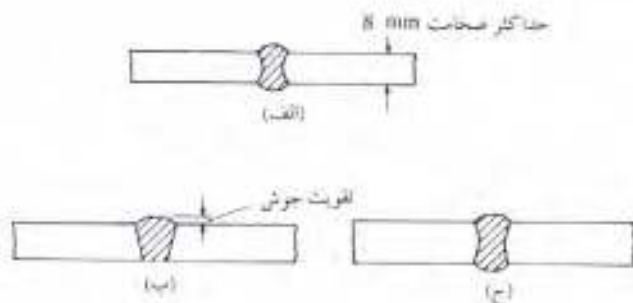
هرگاه نیروی کششی یا فشاری محوری به جوش لب با نفوذ کامل وارد شود تنش در جوش برابر با حاصل تقسیم نیرو بر سطح خالص جوش خواهد بود. سه نوع از جوش لب در شکل (۷-۱۴) نشان داده شده است. در شکل (۷-۱۴ الف) جوش مربع که برای ورقهای نسبتاً نازک یعنی ۸ میلیمتر به کار می‌رود نشان داده شده است. هر قدر ضخامت ورقهای اتصال بالاتر رود باید به ترتیب از جوش جناغی و سپس از جوش جناغی دو طرفه که در شکل‌های (۷-۱۴ ب) و (۷-۱۴ ج) نشان داده شده‌اند استفاده شود. در این جوشها قبل از جوشکاری لبه‌های قطعات مورد اتصال به صورت شیب‌دار آماده می‌شود.

در جوش لب ورق در قسمت جوش شده تقویت می‌شود به عبارت دیگر ضخامت ورق در این قسمت بیشتر از ضخامت متعارف ورق است. این نوع تقویت سبب می‌شود که: (۱) در قسمت جوش شده قدری استحکام قطعات جوش شده بیشتر شود، چنین افزایش استحکام می‌تواند کمبود استحکام حاصل از نقائص احتمالی جوش را در ناحیه جوش شده جبران کند (۲) جوشکار می‌تواند پراحشی این افزایش ضخامت را ایجاد کند اگر قرار باشد که ناحیه جوش شده کاملاً صاف باشد چنین اجرای جوشی بسیار مشکل خواهد بود.





شکل ۱۴-۶

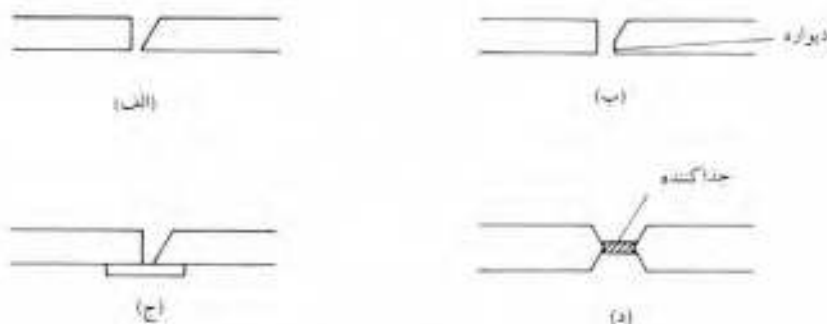


شکل ۱۴-۷

واضح است که تقویت ناحیه جوش شده در جوش لب سبب استحکام بالاتر جوش در برابر بارهای ایستا (استاتیک) می‌گردد ولی در برابر بارهای خستگی آور به دلیل تمرکز تنش و به هم خوردن توزیع پکنواخت تنش چنین نخواهد بود و لذا سبب گسیختگی زودرس قطعه می‌گردد. در یک چنین حالتی روش متداول این است که اضافه ضخامت موجود را از بین برده و آنرا کاملاً صاف می‌کنند.

در شکل (۸-۱۴) برخی از انواع آماده‌سازی لب‌ها برای جوش لب نشان داده شده است. شکل (۸-۱۴الف) آماده‌سازی لازم را برای جوش نیم جناغی نشان می‌دهد، دیده می‌شود که یکی از ورق‌ها تیز گردیده است، در این حالت امکان ذوب شدن لبه تیز شده وجود دارد و به منظور جلوگیری از آن از دیواره (شکل ۸-۱۴ب) و یا پشت‌بند (شکل ۸-۱۴ج) استفاده می‌شود. ورق پشت‌بند به ضخامت تقریبی 6mm است و جنس آن از مس خواهد بود. مس به دلیل آنکه به جوش نمی‌چسبد به راحتی جدا می‌شود و از طرف دیگر بدلیل قابلیت هدایت کامل گرما که سبب خارج شدن گرمای اضافی می‌شود از اعوجاج بیش از اندازه جلوگیری می‌کند. گاهی از پشت‌بند جوش بنوعی استفاده می‌شود که جزیی از جوش شود و اتصال باقی بماند. دیواره جوش به همراه پشت‌بند استفاده نخواهد شد زیرا احتمال جمع شدن گاز در ریشه جوش وجود دارد و جوش نفوذ کامل خود را نخواهد داشت. هرگاه از جوش جناغی دوطرفه استفاده شود گاهی از جداکننده (شکل ۸-۱۴د) استفاده می‌شود که پس از جوشکاری یک سمت آنرا باید برداشت.

از نظر استحکام، مقاومت به خستگی و ضربه و همچنین حجم فلز جوش به کار رفته جوش لب بر جوش گوشه ارجحیت دارد، از سایر جهات ترجیح داده می‌شود که از جوش گوشه استفاده شود، در جوش لب تنش پس ماند شدت بالاتری دارد و آماده‌سازی لب‌های ورق پرهزینه است ولی شاید عیب بزرگ جوش لب در آن باشد که قطعات را نمی‌توان به سادگی در کارگاه با یکدیگر تنظیم کرد. در حالی که قطعات یا جوش گوشه چنین مشکلی ندارند و به این جهت اغلب از جوش لب در کارگاه اجتناب می‌شود. مگر در کارهای کوچکی که از نظر زمانی مشکلی نباشد و بتوان قطعات را با دقت کافی به اندازه لازم در کارگاه برید.



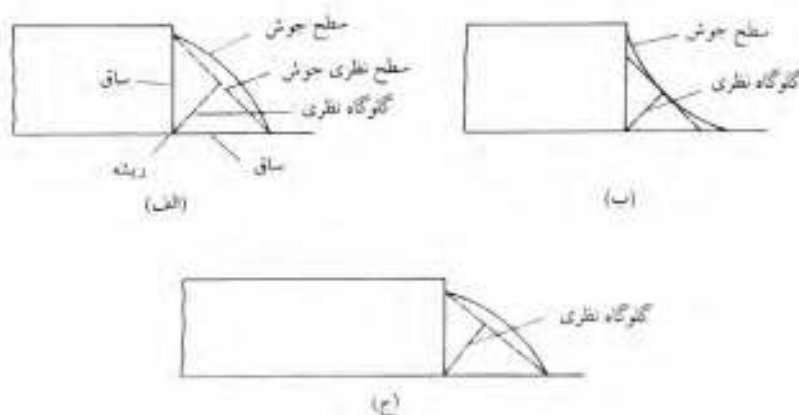
شکل ۸-۱۴

گاهی از نظر باربری قطعه نیازی به نفوذ کامل جوش لب در اتصال نیست به این گونه جوشها، جوش با نفوذ نسبی گفته می‌شود.

۸-۱۴ جوش گوشه

آزمایشها نشان داده‌اند که جوش گوشه تحت بار فشاری و کششی قویتر از بار برشی عمل می‌کند و به این جهت است که در ضوابط مختلف این جوش برای بار برشی بررسی می‌شود. البته اگر از نظر اجرایی ممکن باشد بهتر است آنرا به نحوی طراحی کنند که تحت ترکیب برش و کشش قرار نگیرد و تنها تحت اثر برش واقع شود.

آزمایش نشان می‌دهد که جوش گوشه تحت برش در سطحی حدود 45° درجه و در امتداد خط گلوگاه یا ضخامت مؤثر خود گسیخته می‌شود، و به این جهت استحکام آنرا برابر با حاصل ضرب تنش مجاز برشی در سطح گلوگاهی آن می‌دانند. در شکل (۹-۱۴) موقعیت نظری گلوگاه چند جوش گوشه نشان داده شده است. سطح گلوگاهی برابر با حاصل ضرب گلوگاه تیر در طول جوش است. در این شکلها ریشه جوش نقطه تلاقی سطوح اولیه قطعات مورد جوش است و گلوگاه تیر کوچکترین فاصله‌ای است که بین ریشه جوش و سطح نظری خارج ایجاد می‌شود.



شکل ۹-۱۴

اگر ساقهای جوش یکسان باشند، زاویه سطح گلوگاهی جوش 45° است. و مقدار آن برابر با 0.707 برابر ساق جوش خواهد بود ولی اگر ساقهای جوش یکسان نباشند چنین نیست. بهترین سطح خارجی

جوش اینست که مسطح و یا قدری محدب باشد. اگر چه تحدب موجود در محاسبات داخل نمی شود. با نگاه اول می توان پذیرفت که جوش با تحدب اندک می تواند بهترین شکل جوش باشد و اجازه دهد که جریان تنش به نرمی بین قطعات مورد اتصال اتفاق افتد. سالها تجربه نشان داده است که سطح خارجی مقعر جوش پس از خنک شدن تمایل به ترک دارد و این مطلب بسیار مهمتر از انتقال نرم تنش بین قطعات است.



وقتی مسطحی مقعر منقبض می شود، این سطح به کشش می افتد و تمایل به ترک پیدا می کند در حالی که سطح محدب در صورت انقباض نه تنها به کشش نمی افتد بلکه به فشار خواهد افتاد.

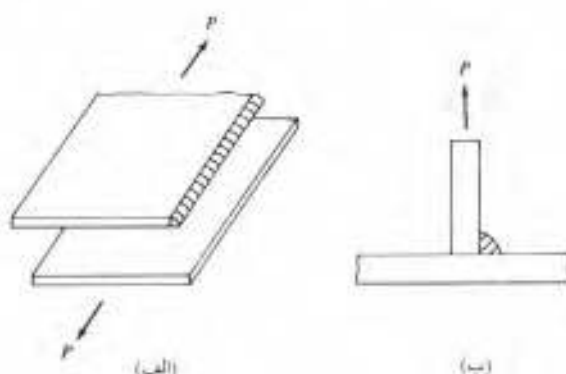


مطلب دیگر در مورد شکل جوش گوشه اینست که اگر ساقهای جوش با یکدیگر برابر باشند، زاویه گلوگاه جوش یا ساق جوش 45° خواهد بود و در غیر اینصورت چنین نیست، از نظر اقتصادی توصیه این است که از ساقهای یکسان جوش استفاده شود.

اگر از جوش غوطه ور استفاده شود به دلیل اینکه در این حالت نفوذ جوش بالاتر است ضوابط LRFD اجازه می دهد که که هرگاه اندازه ساق جوش برابر یا کمتر از 15mm باشد، ضخامت مؤثر جوش را برابر با اندازه جوش (اندازه ساق جوش) گرفت، در صورتی که از این مقدار بزرگتر باشد ضخامت مؤثر آنرا 3mm بزرگتر از ضخامت مؤثر نظری فرض کرد.

۹-۱۴ استحکام جوشها

همانگونه که قبلاً ذکر شد، تنش در جوش از تقسیم نیروی P بر سطح مؤثر جوش بدون در نظر گرفتن امتداد بار به دست می آید شکل (۱۴-۱۰). آزمایشها نشان می دهد که جوش عرضی مستحکمتر از جوش طولی است. ولی این اختلاف در ضوابط مختلف به منظور تسهیل در محاسبات ملحوظ نمی شود. دلیل اول آنکه جوش عرضی مستحکمتر است در این است که در این حالت توزیع تنش در طول جوش یکنواخت است ولی در جوش طولی شکل توزیع تنش متناسب با تغییر شکل طولی جوش تغییر می کند. دلیل دوم در این است که بر طبق آنچه آزمایشها نشان می دهند سطح گسیختگی در جوش عرضی زاویه 45° با ساق جوش نمی سازد و در نتیجه سطح گسیختگی وسیعتر از سطح مؤثر خواهد بود.



شکل ۱۴-۱۰

۱۴-۱۰ الزامات ضوابط LRFD

در جوشکاری الکتروود جوشکاری باید با فلز مبنا (قطعات اتصال) مطابقت داشته باشد. در جدول (۱۴-۱) استحکام اسمی انواع مختلف جوش از جمله جوش گوشه، جوش لب با نفوذ کامل و با نفوذ نسبی، جوش انگشتانه و جوش کام ذکر شده است.

استحکام طراحی جوش کوچکترین مقدار از دو مقدار ϕF_w (استحکام اسمی جوش) و ϕF_{BM} (استحکام اسمی فلز مبنا) خواهد بود.

در جوش گوشه استحکام اسمی برای تنش در سطح مؤثر جوش برابر است با $0.6 F_{EXX}$ (استحکام فلز جوش) و $\phi = 0.75$ خواهد بود. اگر نیرو از نوع کشش و فشار و در امتداد جوش باشد، استحکام اسمی فلز مبنا F_y و $\phi = 0.9$ است. استحکام برشی طراحی قطعات مورد اتصال برابر با $\phi F_u A_{ns}$ است که در آن $\phi = 0.75$ و $F_u = 0.6 F_u$ و A_{ns} سطح خالص تحت برش خواهد بود. الکترودهای دستی با $E 60 XX$ ، $E 70 XX$ و نظیر آن معین می‌شوند. در این علامت‌گذاری حرف E نشان‌دهنده الکتروود و اعداد ۶۰ یا ۷۰ استحکام حداقل کششی سیم الکتروود بر حسب ksi است. دو رقم دیگر وضعیت، شدت جریان و سایر اطلاعات الکتروود را معین می‌کند.

علاوه بر تنشهای اسمی مندرج در جدول (۱۴-۱)، سایر الزامات مهم ضوابط LRFD به شرح زیر است:

- ۱- حداقل طول جوش گوشه به چهار برابر اندازه جوش محدود می‌شود، اگر احیاناً طول جوش کمتر از این مقدار حداقل شود اندازه مؤثر جوش به $\frac{1}{4}$ طول جوش تقلیل می‌یابد.
- ۲- حداکثر اندازه جوش گوشه در لب قطعات به ضخامت کمتر یا مساوی ۶ mm برابر با ضخامت ورق

جدول ۱۴-۱ استحکام طراحی جوشها

نوع جوش و تنش	فلز مینا یا الکتروود	ضریب مقاومت ϕ	استحکام اسمی F_w یا F_{BM}
جوش لب با نفوذ کامل			
کشش عمود بر سطح مؤثر جوش	فلز مادر	0.9	F_y
فشار عمود بر سطح مؤثر جوش	فلز مادر	0.9	F_y
کشش یا فشار در امتداد محور جوش	فلز مادر	0.9	$0.6 F_y$
برش در سطح مؤثر	فلز الکتروود	0.8	$0.6 F_{EXX}$
جوش لب با نفوذ نسبی			
فشار عمود بر سطح مؤثر	فلز مادر	0.9	F_y
فشار یا کشش در امتداد محور جوش	فلز مادر	0.9	F_y
برش در امتداد محور جوش	فلز الکتروود	0.75	$0.6 F_{EXX}$
کشش عمود بر سطح مؤثر	فلز مادر	0.9	F_y
	فلز الکتروود	0.8	$0.6 F_{EXX}$
جوش گوشه			
تنش در سطح مؤثر	فلز مادر	0.75	$0.6 F_{EXX}$
کشش یا فشار موازی با محور جوش	فلز مادر	0.9	F_y
جوش انگشتانه یا کام			
برش در امتداد سطح تماس در قطعه	فلز مادر	0.75	$0.6 F_{EXX}$
فلز الکتروود			
بر طبق ضوابط ایران، الکتروود برای فلزهای مختلف به صورت زیر انتخاب می‌شود.			
استحکام کششی فلز الکتروود		تنش تسلیم فلز مادر	
~ 4140 kg/cm ² E 60		تا 2950 kg/cm ²	
~ 4830 kg/cm ² E 70		تا 3860 kg/cm ²	
~ 5520 kg/cm ² E 80		تا 4570 kg/cm ²	

گرفته می‌شود. در صورتی که ضخامت ورق بیشتر گردد اندازه حداکثر جوش 1.5mm کمتر از ضخامت ورق گرفته می‌شود. مگر اینکه جوش کل ضخامت ورق مورد نیاز باشد. اگر در ورق‌های ضخیم اندازه جوش کمتر از ضخامت ورق گرفته شود خط لب جوش واضح تر بوده و اندازه گیری جوش بهتر انجام خواهد گرفت.

۳- حداقل اندازه جوش گوشه در جدول (۲-۱۴) آورده شده است. کمترین اندازه جوش از نظر عملی 3mm است و شاید اقتصادی ترین اندازه آن ۶ یا ۸ میلیمتر باشد. ۸ میلیمتر اندازه حداکثری است که با یک گذر جوش می‌توان ایجاد کرد. این مقدار در جوش غوطه‌ور به 12mm افزایش می‌یابد.

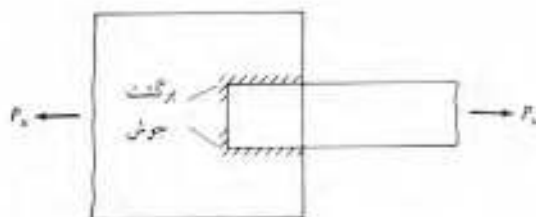
جدول ۱۴-۲ حداقل اندازه جوش گوشه

ضخامت ضخیمترین فلز مورد اتصال	اندازه حداقل جوش
6 mm تا	3mm
از 6 mm تا 12mm	5mm
از 12mm تا 19mm	6mm
بیشتر از 19mm	8mm

اندازه‌های حداقل جوش براساس این واقعیت است که فلزهای ضخیم خاصیت خنک‌کنندگی بالایی دارند و اگر بتوانند به سرعت جوش را خنک کنند شکل پذیری جوش مورد سؤال قرار می‌گیرد. و از طرف دیگر فلز ضخیم در مقابل انقباض جوش ایستادگی می‌کند و امکان دارد موجب ایجاد ترک در جوش گردد.

۴- در عمل جوش گوشه باید مطابق شکل (۱۴-۱۱) دارای قسمت برگشت جوش باشد. مقدار حداقل برگشت جوش به دو برابر اندازه جوش محدود می‌شود. اگر برگشت جوش به کار نرود برخی از طراحان طول مؤثر جوش را به اندازه دو برابر اندازه جوش کم می‌گیرند. جوش برگشتی در تقابل تمرکز بالای تنش که در انتهای جوشها اتفاق می‌افتد بسیار مهم است مخصوصاً اگر اتصالاتی تحت تنش ارتعاشی قرار داشته باشد. بر طبق ضوابط LRFD طول مؤثر جوش شامل طول جوش برگشتی نیز می‌گردد.

۵- هرگاه در اتصالات تسمه‌ها میلگردها دو جوش گوشه به موازات هم اجرا شود، طول جوش نباید کمتر از فاصله عمودی دو جوش از یکدیگر باشد تا از تمرکز برشی shear lag اجتناب نگردد. علاوه بر این فاصله دو خط جوش در انتهای عضو نباید بیش از ۲۰ سانتیمتر باشد مگر اینکه در طراحی عضو مطابق بخش B3 ضوابط LRFD از سطح مقطع مؤثر استفاده شود.



شکل ۱۴-۱۱

۶- در درز رویهم حداقل رویهم آمدگی قطعات ۵ برابر ضخامت نازکترین ورق اتصال است که در هر صورت نباید از ۲/۵ سانتیمتر کمتر شود. این ضابطه به این دلیل ایجاد شده است تا از دوران بیش از حد قطعات در زمان باربری آنها جلوگیری شود (به شکل ۱۲-۱۱ الف) مراجعه شود.

۱۴-۱۱ طراحی اتصالات ساده جوش گوشه

مثالهای (۱-۱۴) تا (۳-۱۴) به محاسبه استحکام اتصالات با جوش گوشه پرداخته است. در مثال (۴-۱۴) به طراحی اتصال پرداخته می شود. در کلیه مثالها و مسائل طول جوشها برحسب سانتیمتر کامل گرفته شده اند.

مثال ۱۴-۱

استحکام طراحی جوش گوشه ای را به طول ۲/۵ سانتیمتر و اندازه ۸mm در دو حالت زیر معین کنید الف - جوش به صورت دستی اجرا می شود ب - جوش از نوع غوطه ور است. از الکترود E 70 استفاده می شود.

حل:

الف - جوش دستی

$$\text{ضخامت مؤثر جوش} = 0.707 \times 0.8 = 0.57 \text{ cm}$$

$$\text{استحکام طراحی} = \phi F_w = 0.75(0.6 \times 4830)(0.57)(2.5) = 3.08 \text{ ton}$$

ب - جوش غوطه ور

برطبق بند (۸-۱۴) ضخامت مؤثر جوش ۸ mm خواهد بود

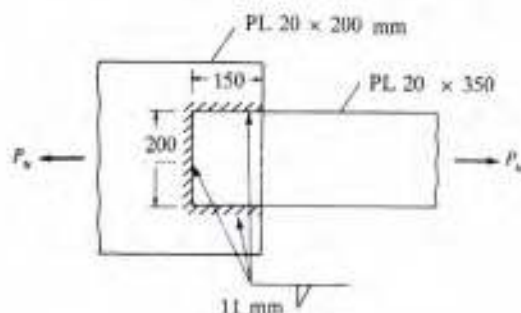
$$\text{استحکام طراحی} = 0.75(0.6 \times 4830)(0.8)(2.5) = 4.35 \text{ ton}$$

جوش گوشه را نمی‌توان بر طبق تنشی که بزرگتر از تنش طراحی قطعات در مجاورت اتصال است طراحی نمود. اگر نیروی خارجی مؤثر (کششی یا فشاری) به موازات محور جوش باشد، استحکام طراحی نباید بیشتر از استحکام طراحی محوری قطعه گرفته شود.

در مثالهای (۲-۱۴) و (۳-۱۴) استحکام طراحی تسمه‌هایی که توسط جوش گوشه و به روشهای دسبی و غوطه‌ور جوش شده‌اند را معین می‌کنند. در این مثالها استحکام برشی جوش از ضرب طول جوش در استحکام برشی واحد طول آن به دست آمده است.

مثال ۲-۱۴

در شکل (۱۲-۱۴) استحکام طراحی اتصال را معین کنید، نوع فولاد نرمه و الکتروود E 70 است. از جوش گوشه به اندازه 11mm که توسط دست اجرا خواهد شد استفاده می‌شود.



شکل ۱۲-۱۴

حل:

$$\text{ضخامت مؤثر} = 0.707(1.1) = 0.78 \text{ cm}$$

$$\text{ظرفیت جوش در واحد طول} = \phi F_w = 0.75(0.6 \times 4830) \times (0.78)(1) = 1.7 \text{ ton}$$

$$\text{ظرفیت کل جوش} = 17(50) = 84.8 \text{ ton}$$

$$\text{استحکام طراحی ورق} = \phi F_y A_g = 0.9(2333)(2 \times 25) = 105 \text{ ton}$$

$$\text{ظرفیت طراحی} = 84.8 \text{ ton}$$

مثال ۳-۱۴

مثال (۲-۱۴) را در حالتی که از جوش غوطه‌ور استفاده شده باشد بار دیگر حل کنید.

حل:

$$\text{ضخامت مؤثر جوش} = 0.707(1.1) + 0.3 = 1.08 \text{ cm}$$

$$\text{ظرفیت واحد طول جوش} = \phi F_w = 0.75(0.6 \times 4830)(1.08)(1) = 2.35 \text{ ton}$$

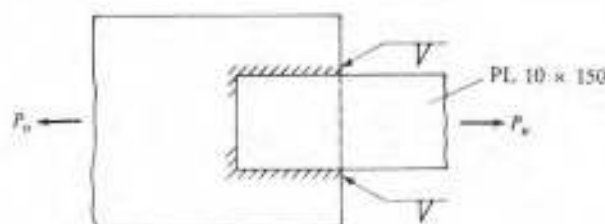
$$\text{ظرفیت کل جوش} = 2.35 \times 50 = 117.37 \text{ ton}$$

$$\text{استحکام طراحی ورق} = \phi F_y A_g = 0.9(2333)(2 \times 25) = 105.0 \text{ ton}$$

$$\text{ظرفیت طراحی} = 105.0 \text{ ton}$$

مثال ۴-۱۴

با استفاده از فولاد نرمه و الکتروود E 70 به کمک جوشکاری دستی، جوش گوشه لازم را برای حفظ ظرفیت کامل تسمه $10 \times 150 \text{ mm}$ را که در شکل (۱۴-۱۳) نشان داده شده است معین کنید.



شکل ۱۴-۱۳

حل:

$$P_u = \phi F_y A_g = 0.9(2333) \times (1 \times 15) = 31.5 \text{ ton}$$

$$\text{حداکثر اندازه جوش} = 10 - 1.5 = 8.5 \text{ mm}$$

$$\text{حداقل اندازه جوش} = 5 \text{ mm}$$

$$\text{اندازه جوش انتخابی} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{ضخامت مؤثر جوش} = 0.707 \times 0.8 = 0.57 \text{ cm}$$

$$\text{ظرفیت واحد طول جوش} = \phi F_w = 0.75(0.6 \times 4830)(0.57)(1) = 1.239 \text{ ton}$$

$$\text{طول جوش لازم} = \frac{31.5}{1.239} = 25.4 \text{ cm}$$

$$\text{استفاده از جوش برگشتی} = 2 \times 0.8 = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow 2 \text{ cm}$$

$$\text{طول جوش بعد از حذف برگشت جوش} = 25.4 - 2 \times 2 = 21.4 \Rightarrow 2 \times 11 \text{ cm}$$

در هر صورت باید بر طبق ضوابط LRFD طول جوش هر طرف حداقل برابر یا 15 cm گردد

لذا با در نظر گرفتن برگشت جوش در هر طرف باید 13cm دیگر جوش داده شود.

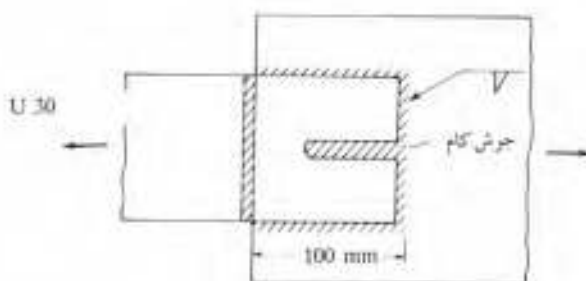
در برخی از مواقع طول موجود جوش گوشه کافی برای تأمین ظرفیت باربری لازم نیست، در یک چنین حالتی مانند آنچه در شکل (۱۴-۱۴) نشان داده شده است ممکن است با جوش کردن پشت ناودانی و در موازات لبه ورق اتصال به تأمین کمبود ظرفیت لازم پرداخت. در این شکل خطوط هاشور زده نشان‌دهنده جوش فوق است.

همچنین می‌توان از جوش کام به نحوی که در مثال (۱۴-۵) شرح داده شده است استفاده کرد. ضوابط LRFD نکاتی را در این مورد ذکر می‌کند که باید در اینجا یاد آور شویم. بر طبق ضوابط عرض جوش کام نباید کمتر از ضخامت قطعه به اضافه 8 mm و بزرگتر از ۲/۲۵ برابر ضخامت جوش باشد. در مورد قطعاتی که دارای ضخامت 16 mm و کمتر می‌باشند ضخامت جوش برابر با ضخامت ورق خواهد بود در غیر این صورت ضخامت جوش نباید کمتر از نصف ضخامت ورق و یا 16 mm باشد. طول حداکثر جوش کام به ده برابر ضخامت جوش محدود می‌شود.

ابعاد حداکثر جوش کام و انگشانه که در اینجا آورده شده است عمدتاً به دلیل نیروهای انقباضی است که در صورت افزایش ابعاد امکان وقوع نامتعادل پدید می‌آید. اگر ابعاد سوراخ مدور و یا کشیده بیشتر از ابعاد ذکر شده بالا باشد بجای جوش انگشانه و کام که به پرکردن سوراخ ایجاد شده از فلز جوش می‌پردازد می‌توان به ایجاد جوش گوشه در اطراف سوراخ پرداخت. استفاده از جوش کام و انگشانه معمولاً در تکمیل ظرفیت باربری جوش گوشه است. گاهی سوراخ پیچهای موقت نصب را به کمک جوش پر می‌کنند که شکل جوش انگشانه دارد که در این حالات نباید در محاسبات باربری قطعه به حساب آیند.

استحکام یک جوش انگشانه یا کام برابر با حاصلضرب تنش طراحی ϕP_n در سطح اسمی تحت برش است. این سطح برابر با سطح چسبندگی جوش کام یا انگشانه به ورق تحتانی است. در این حالت طول جوش کام از رابطه زیر تعیین خواهد شد.

$$L_s = \frac{\text{بار}}{(\text{تنش طراحی}) (\text{عرض جوش})}$$



شکل ۱۴-۱۴

در مثال (۵-۱۴) طراحی جوش لازم برای اتصال ناودانی شکل (۱۴-۱۴) نشان داده شده است. محاسبات بیانگر آن است که جوش متعارف برای اتصال کامل قطعه به دلیل محدودیت رویهم آمدگی قطعات کافی نیست و لذا از جوش کام برای تأمین حداقل ظرفیت لازم استفاده شده است.

مثال ۱۴-۵

مطلوبست طراحی جوش لازم به منظور اتصال ناودانی U30 در شکل (۱۴-۱۴) بار وارده بر قطعه 80 ton است. از الکترود E 70 استفاده شده و نوع جوش دستی است. مقدار رویهم آمدگی حداکثر ناودانی و تسمه اتصال 10cm است. برای جوش پشت ناودانی به تسمه محل لازم وجود ندارد. حل:

به دلیل نبود جا به صورت زیر عمل کنید.

$$\text{حداکثر اندازه جوش} = t_w - 1.5 = 10 - 1.5 = 8.5 \text{ mm}$$

$$\text{ضخامت مؤثر جوش} = 0.707 \times 0.85 = 0.6 \text{ cm}$$

$$\text{ظرفیت باربری واحد طول جوش} = \phi F_w = 0.75(0.6 \times 4830)(0.6) (1) = 1.304 \text{ ton}$$

$$\text{طول لازم جوش گوشه} = \frac{800}{13.04} = 61.3 \text{ cm} > 2 \times 10 + 30 = 50 \text{ cm}$$

از جوش کام استفاده می شود.

$$\text{حداقل عرض جوش کام} = t_w + 8 = 10 + 8 = 18 \text{ mm}$$

$$\text{حداکثر عرض} = 2.25(\text{ضخامت جوش}) = 2.25(10) = 22.5 \text{ mm}$$

پس با توجه به امکان ایجاد جوش کام عرض جوش 20mm گرفته می شود.

$$\text{طول مؤثر موجود جوش گوشه} = 10 + 10 + 30 - 2.0 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{ظرفیت باربری جوش گوشه} = 1.304(48) = 62.6 \text{ ton}$$

$$\text{ظرفیت باربری لازم جوش کام} = 80.0 - 62.6 = 17.4 \text{ ton}$$

$$\text{طول لازم جوش کام} = \frac{17400}{2(0.75)(0.6 \times 4830)} = 4 \text{ cm}$$

$$\text{حداکثر طول مجاز جوش کام} = 10(1.0) = 10 \text{ cm} > 4 \text{ cm OK.}$$

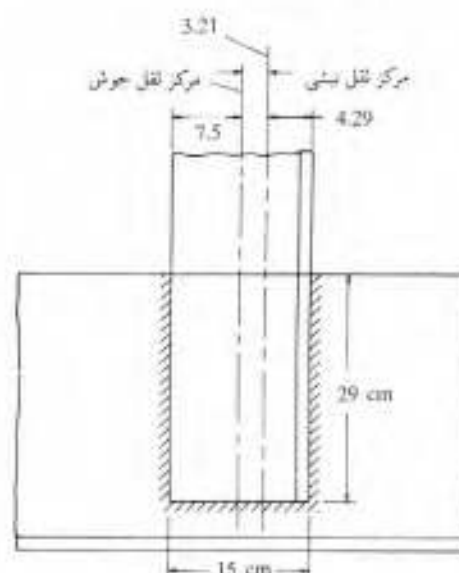
اگر می توانستیم پشت ناودانی را جوش دهیم و اندازه جوش همان 0.85 cm اخذ می شد ظرفیت باربری جوش گوشه در پشت ناودانی برابر با $1.304 \times 30 = 39.1 \text{ ton}$ می گردید که به مراتب بزرگتر از 17.4 ton است و نیازی به جوش کام نبود.

۱۲-۱۴ طراحی جوش گوشه در اتصالات خرپایی

اگر قطعات یک خرپا از نبشی تک یا زوج و نیم‌رخ مشابه دیگری تشکیل گردد و این عضو تحت اثر بار محوری استاتیکی باشد بر طبق ضوابط LRFD طراحی اتصال این قطعه به همان طریقی که قبلاً ذکر شد انجام خواهد شد. طراح می‌تواند اندازه جوش را معین کرده و طول لازم جوش را محاسبه کند و بعد به‌نحو معقولی که لازم می‌بیند در طول طرفین نبشی آنرا توزیع کند (بدیهی است که همه جوش را در یک طرف نباید قرار دهد). در مثال (۱۴-۶) این حالت شرح داده می‌شود.

مثال ۱۴-۶

مطلوبست تعیین جوش گوشه از الکتروود E 70 برای اتصال نبشی $L 150 \times 15$ هرگاه نوع جوش دستی بوده و ظرفیت کامل کششی نبشی مورد نظر باشد، بار را استاتیکی فرض کنید.



شکل ۱۴-۱۵

حل:

$$\phi_t F_y A_g = 0.9 \times 2333 \times 43 = 90.29 \text{ ton}$$

$$\text{جدول (۱۴-۲)} \quad \text{حداقل اندازه جوش} = 6 \text{ mm}$$

$$\text{حداکثر اندازه جوش} = 15 - 1.5 = 13.5 \text{ mm}$$

اندازه جوش 8 mm انتخاب می‌شود تا بتوان یا یک پاس آنرا ایجاد کرد.

$$\text{ضخامت مؤثر جوش} = 0.707 \times 0.8 = 0.57 \text{ cm}$$

$$\text{استحکام طراحی جوش در واحد طول} = \phi F_w = 0.75(0.6 \times 4830) \times 0.57 \times 1 = 1.24 \text{ ton}$$

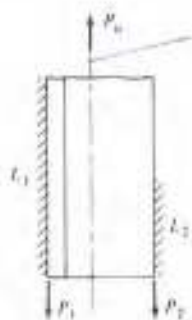
$$\text{طول لازم جوش} = \frac{90.29}{1.24} = 72.9 \text{ cm}$$

جوش را مطابق شکل (۱۴-۱۵) انتخاب می‌کنیم.

دیده می‌شود که مرکز ثقل جوش و مرکز ثقل نبشی تحت بار در مثال (۱۴-۶) بر یکدیگر منطبق نیستند. اگر اتصالی تحت اثر بارهای دینامیکی نظیر آنچه در قطعات پلها اتفاق می‌افتد قرار داشته باشد ترجیح داده می‌شود که مرکز ثقل قطعه بر مرکز ثقل جوش منطبق باشد (به عبارت دیگر پیچش موجود در محاسبات دخالت داده می‌شود). اگر قطعه متقارن باشد جوش نیز متقارن خواهد بود ولی اگر قطعه متقارن نباشد، جوش نیز شکل متقارن نخواهد داشت.

اگر فرض شود نیروی نشان داده شده در شکل (۱۴-۱۶) بر مرکز ثقل نبشی بگذرد و قرار باشد مرکز ثقل جوش بر مرکز ثقل قطعه منطبق گردد، جوش نامتقارن خواهد بود و در این حالت طول L_1 باید بزرگتر از طول L_2 گردد. (هرگاه اتصال توسط پیچ یا پرچ انجام گیرد، معمولاً خروج از مرکزیت ناحیه باقی می‌ماند ولی در اتصال با جوش می‌توان این خروج از مرکزیت را کاملاً از بین برد). اطلاعات لازم به منظور طرح چنین جوشی را می‌توان در قالب معادلات نشان داد. در اینجا تنها به تئوری آن می‌پردازیم.

در شکل (۱۴-۱۶) می‌توان نیروی مؤثر بر جوش L_2 (که P_2 نام دارد) را از لنگرگیری حول L_1 به دست آورد و به همین طریق نیروی مؤثر بر جوش L_1 را با لنگرگیری حول L_2 به دست آورد و یا از رابطه $\Sigma V = 0$ استفاده کرد. در مثال (۱۴-۷) طراحی این اتصال شرح داده می‌شود. در مثال (۱۴-۸) طراحی اتصال مشابهی شرح داده می‌شود با این اختلاف که در آن انتهای بال نبشی نیز جوش می‌گردد و لذا اتصال کوتاه‌تر خواهد بود.

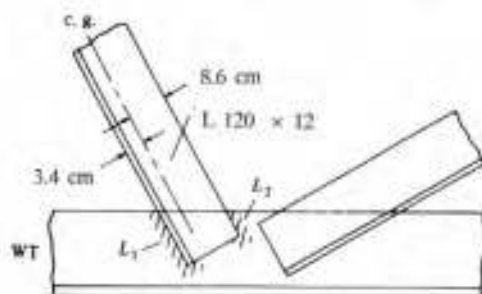


شکل ۱۴-۱۶

روش طراحی دیگری که می‌توان به کار برد این است که اگر در امتداد لبه بال محدودیت اندازه جوش وجود داشته باشد ولی در امتداد بال بیرون‌زده نبشی محدودیت اندازه وجود نداشته باشد می‌توان اندازه جوش را بنوعی تغییر داد که طول دو جوش یکسان گردد. ولی در عمل سعی می‌شود که اندازه جوش در کل اتصال یکسان گرفته شود تا از نظر اجرایی جوشکار بتواند با سهولت و سرعت کار خود را به پایان رساند. در فصل ۴ از خستگی صحبت شد و باید یادآوری کرد که هرگاه تعداد دفعات تغییر تنش در عمر سازه بیش از ۲۰۰۰۰ شود باید مقدار حداکثر تنش قابل قبول بر قطعه را یا مراجعه به ضوابط LRFD معین کرد.

مثال ۱۴-۷

با توجه به شکل (۱۴-۱۷) و با استفاده از الکتروود E 70 که به روش دستی به کار برده خواهد شد اتصال نبشی $L 120 \times 12$ را بنوعی تأمین کنید که ظرفیت کامل باربری قطعه تأمین گردد. فرض می‌شود قطعه تحت اثر بار دینامیکی قرار دارد و اتصال نباید دارای خروج از مرکزیت باشد. استحکام حوزه برشی block shear را نیز بررسی کنید.



شکل ۱۴-۱۷

حل:

ظرفیت کششی نبشی

$$P_u = \phi_t F_y A_g = 0.9(2333)(27.5) = 57.7 \text{ ton}$$

یا

$$P_u = \phi_t F_u A_g U \quad U = 0.87 \text{ با فرض}$$

$$= 0.75(3700)(27.5)(0.87) = 66.4 \text{ ton}$$

$$\text{حداکثر اندازه جوش} = 12 - 1.5 = 10.5 \text{ mm}$$

اندازه جوش برابر با 8 mm انتخاب می‌شود.

$$\text{ضخامت مؤثر جوش} = 0.707 \times 0.8 = 0.57 \text{ cm}$$

$$\phi F_w = 0.75(0.6 \times 4.830)(0.57)(1) = 1.24 \text{ t/cm (cm)}$$

$$\text{طول مورد نیاز جوش} = \frac{57.7}{1.24} = 46.5 \text{ cm}$$

$$56.7(3.4) - 12P_2 = 0 \quad \text{اگر طول } L_1 \text{ لنگرگیری شود تا } P_2 \text{ به دست آید}$$

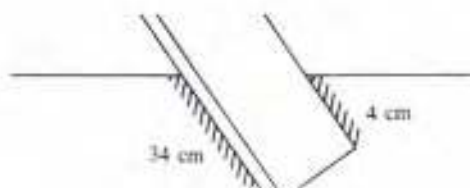
$$P_2 = 16.35 \text{ ton}$$

$$P_1 = P - P_2 = 57.7 - 16.35 = 41.35 \text{ ton}$$

$$L_1 = \frac{41.35}{1.24} = 33.4 \quad 34 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{16.35}{1.24} = 13.2 \quad 14 \text{ cm}$$

اگر جوش برگشتی را برابر با 1.5 cm (یا ۲×۰/۸) بگیریم می توان این مقدار را از طولهای محاسبه شده کم کرد. با ابعاد نشان داده شده در شکل استحکام حوزه برشی را معین می کنیم.



$$P_{bs} = \phi[F_u A_{nt} + 0.6F_y A_{vg}]$$

$$= 0.75[3700(12 \times 1.2) + 0.6(2333)(48 \times 1.2)] = 100.4 \text{ t} > 57.7 \text{ t OK}$$

$$P_{bs} = \phi[F_y A_{vg} + 0.6F_u A_{nt}] = 0.75[2333(12 \times 1.2) + 0.6(3700)(48 \times 1.2)]$$

$$= 121.1 > 57.7 \text{ t OK}$$

مثال ۸-۱۴

مثال (۷-۱۴) را بار دیگر به صورتی که لبه انتهایی نبشی را نیز جوش کنیم حل کنید.

حل:

اگر اندازه جوش را 8 mm بگیریم (نظیر مثال ۷-۱۴)

$$\text{ظرفیت جوش} = 1.24 \text{ t/cm}$$

$$\text{استحکام طراحی جوش انتهایی} = 12 \times 1.24 = 14.88 \text{ t}$$

با لنگرگیری طول L_1 مقدار P_2 به دست می آید

$$57.7(3.4) - \left(\frac{12}{2}\right)(14.88) - 12 P_2 = 0$$

$$P_2 = 8.91 \text{ t}$$

$$P_1 = 57.7 - 14.88 - 8.91 = 33.910 \text{ t}$$

$$L_1 = \frac{33.910}{1.24} = 27.35 \text{ cm} \Rightarrow 28 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{8.910}{1.24} = 7.19 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ cm}$$

محاسبه استحکام جوش گوشه با اندازه 1 cm در تسهیل محاسبات مربوط به اتصالات بسیار مفید است.

$$\phi F_w = 0.75(0.707 \times 1 \times 1)(0.6 F_{EXX}) = 0.32 F_{EXX}$$

برای الکتروود E 70 این مقدار برابر با $0.32 \times 4830 = 1.54 \text{ ton/cm}$ خواهد شد. اگر قرار است به عنوان مثال باری با ضریبی برابر با 1.2 ton/cm تحمل شود، اندازه جوش به صورت زیر معین می‌شود.

$$\frac{1.2}{1.54} = 0.78 \text{ cm} \Rightarrow 8 \text{ mm}$$

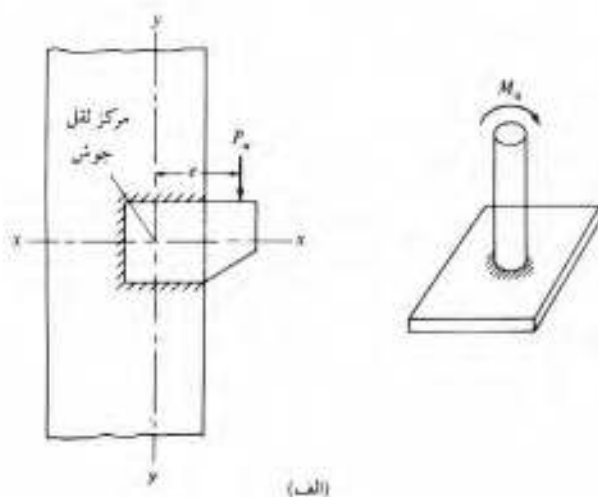
۱۳-۱۴ برش و پیچش

جوش گوشه اغلب تحت بارگذاری با خروج از مرکز قرار دارد که در نتیجه آن جوش تحت اثر برش و پیچش و یا برش و خمش قرار می‌گیرد. در شکل (۱۴-۱۸) می‌توان به اختلاف این دو نوع بارگذاری پی برد. در شکل (۱۴-۱۸ الف) حالت برش و پیچش نشان داده شده است و در شکل (۱۴-۱۸ ب) برش و خمش دیده می‌شود که از آن در بندهای (۱۴-۱۴) و (۱۵-۸) بحث خواهیم کرد.

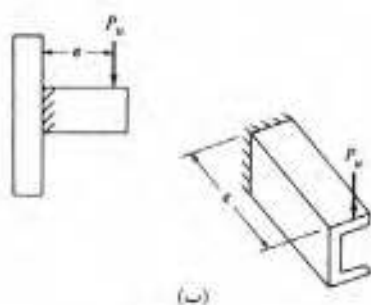
همان‌گونه که در بند (۱۳-۱) در مورد مجموعه پیچهای تحت بار با خروج از مرکزیت بحث شد ضوابط LRFD استحکام مجاز طراحی جوش را تعیین نموده است ولی روش خاصی را برای تحلیل جوش تحت بار خارج از مرکز مشخص نکرده است. انتخاب روش تحلیل برعهده مهندس طراح می‌باشد. روش ارتجاعی: در این روش محافظه کارانه از اصطکاک یا مقاومت در برابر لغزش بین قطعات اتصال یافته صرف‌نظر می‌شود و فرض می‌شود که این قطعات کاملاً صلب هستند.

در اینجا به بحث در مورد براکت شکل (۱۴-۱۸ الف) می‌پردازیم. قطعات مورد اتصال مانند آنچه در اتصالات پیچی گفته شد کاملاً صلب هستند. با چنین فرضی کل تغییر شکل در جوش اتفاق می‌افتد و جوش تحت اثر برش و پیچش مانند آنچه در بند (۱۳-۱) گفته شد قرار می‌گیرد. نیروی حاصل از پیچش را می‌توان از رابطه آشنای زیر معین کرد.

$$F = \frac{TD}{J}$$



(الف)



(ب)

شکل ۱۴-۱۸

در این رابطه T لنگر پیچش، d فاصله مرکز ثقل اتصال جوش مورد بررسی و I لنگر لختی قطبی جوش است. معمولاً بهتر است که نیرو را به دو مؤلفه قائم و افقی آن تجزیه کنیم، در این صورت اگر h و v به ترتیب مؤلفه‌های افقی و قائم d باشند خواهیم داشت:

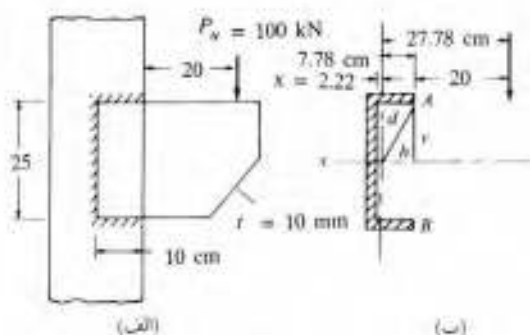
$$f_h = \frac{Tv}{J} \quad f_v = \frac{Th}{J}$$

مؤلفه‌های فوق با تنش برشی ساده که از تقسیم عکس‌العمل بر کل طول جوش به دست می‌آید ترکیب می‌شوند. معمول بر این است که ابتدا اندازه جوش را برابر با ۱ cm فرض کرده و تنش آنرا معین می‌کنیم سپس با متعادل کردن تنش (اگر بزرگتر از مجاز و یا کوچکتر از مجاز باشد) اندازه جوش لازم را محاسبه می‌نماییم.

باید توجه کرد که چنین روشی به سهولت محاسبات منجر می‌شود و اگر قرار باشد محاسبه را برای اندازه‌ای بجز واحد انجام دهیم واضح است که محاسبه از حالت عادی خود خارج شده و دقت خاصی را خواهد طلبید. از طرف دیگر فرض می‌کنیم که جوش در لبه قطعه قرار دارد و در نتیجه مرکز ثقل ضخامت مؤثر آن در لبه قطعه واقع است. و چون اندازه جوش معمولاً نسبت به ابعاد طولی آن کوچک است چنین فرضی دقت محاسبات را تقلیل نمی‌دهد. در مثال (۹-۱۴) محاسبه اندازه جوش یک براکت که تحت برش و بیجش قرار دارد شرح داده می‌شود.

مثال ۹-۱۴

در براکت شکل (۱۹-۱۴ الف) اندازه جوش گوشه را با فرض الکتروود $E 70$ معین کنید. ضوابط طراحی LRFD و نوع اجرای جوش دمنی است.



شکل ۱۹-۱۴

حل:

مانند شکل (۱۹-۱۴ ب) اندازه جوش را برابر با ۱ cm می‌گیریم.

$$A = 45 \text{ cm}^2$$

$$\bar{x} = \frac{10 \times 5 \times 2}{45} = 2.22 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1 \times 25^3}{12} + 2 \times 12.5^2 \times 10 = 4427 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \times \frac{1 \times 10^3}{12} + 2 \times 10(5 - 2.22)^2 + 25 \times 1 \times 2.22^2 = 444.5 \text{ cm}^4$$

$$J = 4427 + 444.5 = 4871.5 \text{ cm}^4$$

بحرانی‌ترین نقطه جوش بیشترین فاصله را از مرکز ثقل جوش دارد (نقطه A و B)

$$f_h = \frac{T_v}{J} = \frac{(10000 \times 27.78) \times 12.5}{4871.5} = 712.8 \text{ bar (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_v = \frac{Th}{J} = \frac{(10000 \times 27.78) \times 7.78}{4871.5} = 443.7 \text{ kg/cm}^2\text{(bar)}$$

$$f_s = f_{\text{برشی}} = \frac{10000}{45} = 222.2 \text{ bar}$$

$$f_r = f_{\text{برآیند}} = \sqrt{(222.2 + 443.7)^2 + 712.8^2} = 975.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ظرفیت طراحی جوش} = \phi F_w = 0.75(0.6 \times 4.830)(0.707 \times 1)(1) = 1.54 \text{ ton/cm}$$

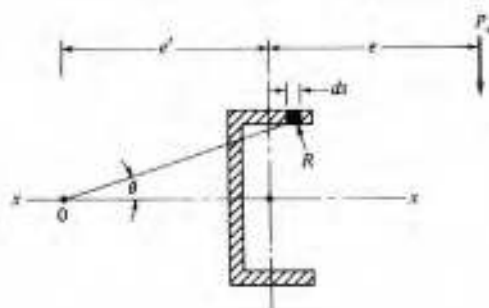
گوشه با اندازه 1 cm (الکتروود E 70)

$$\text{یا} = 0.32 F_{EXX} = 0.32 \times 4.830 = 1.546 \text{ t/cm}$$

$$\text{اندازه جوش مورد نیاز} = \frac{975.5}{1546} = 0.63 \text{ cm}$$

از جوش به اندازه 7 mm استفاده خواهد شد.

روش استحکام نهایی: تحلیل به روش استحکام نهایی را بسیار منطقی تر از تحلیل به روش محافظه کارانه ارتجاعی می دانند. جهت شرح روش استحکام نهایی شکل (۱۴-۲۰) مورد توجه قرار می گیرد. مانند آنچه برای مجموعه پیچها گفته شد بار وارده سبب دوران و انتقال قطعات مورد اتصال می شود.



شکل ۱۴-۲۰

حتی اگر بار وارده سبب شود که جوش در محل پر تنش ترین خود تسلیم گردد بدیهی است که جوش کل اتصال جاری نخواهد شد و با ازدیاد بار محل های کم تنش جوش مقاومت کرده و گسیختگی تنها زمانی ممکن خواهد شد که کل جوش جاری شود و در این لحظه جوش حول مرکز آبی دوران خود خواهد

چرخید. محل مرکز آنی دوران (O در شکل ۱۴-۲۰) بستگی به محل اثر بار خارجی شکل هندسی جوش و اجزاء مختلف تشکیل دهنده جوش دارد.

اگر بار وارده P_u قائم باشد و جوش نسبت به محور افقی گذشته از مرکز ثقل تقارن داشته باشد، مرکز آنی دوران روی محور تقارن جوش واقع خواهد شد. هر جزء از جوش مقاومتی برابر با نیروی R که در راستای عمود بر خط مآز از مرکز جزء جوش و مرکز آنی می‌باشد از خود نشان می‌دهد. مجموع لنگرهای نیروهای مقاوم R کلیه اجزاء جوش حول مرکز O باید با لنگر بار خارجی حول همان مرکز برابری کند.

$$P_u(e' + e) = \Sigma(R ds)(d)$$

$$P_u = \frac{\Sigma(R ds)d}{e' + e}$$

مطالعه زیادی به منظور تعیین حداکثر نیروی برشی که جوش در اتصال با خروج از مرکزیت می‌تواند تحمل کند انجام گرفته است. نتایج مطالعه که می‌تواند براساس رابطه بار - تغییر شکل اجزاء جوش نشان داده شود به صورت منحنی و یا به صورت معادله وجود دارد. شکل پذیری کل جوش بستگی به حداکثر تغییر شکل جزء جوش در ناحیه‌ای دارد که جوش در آنجا ابتدا به حد تحمل خود می‌رسد (شاید جایی باشد که جزء جوش بیشترین فاصله را از مرکز آنی دوران دارد) در رابطه زیر R نیروی نهایی برشی جزء جوش (F_w) است که تحت برش با خروج از مرکزیت است و R_{br} برش خالص نهایی یک جزء جوش است.

$$R = R_{br} \left[1 - e^{\left[-k_1 \frac{\Delta}{\Delta_0} \right]} \right]^{k_2}$$

عناصر دیگر این رابطه به شرح زیر است:

$$k_1 = 8.274 e^{0.0114\theta}$$

ضرایب تجربی

$$k_2 = 0.4 e^{0.0146\theta}$$

$$\Delta_{\max} = \Delta_0 \left(\frac{\theta}{5} + 1 \right)^{-0.47}$$

$$\Delta = \frac{d}{d_{\max}} \Delta_{\max}$$

تغییر شکل جزء جوش

$$\Delta_0 = 0.28 \text{ cm}$$

حداکثر تغییر شکل به ازاء $\theta = 0^\circ$

$$e = 2.7183$$

مبنای لگاریتم طبیعی

برطبق ضوابط LRFD استحکام طراحی جوش گوشه به $0.6 F_{EXX}$ محدود شده است و لذا مقدار

حداکثر R در رابطه فوق به این مقدار محدود می‌شود.

برای استفاده از این روش باید نقطه‌ای را برای مرکز آنی دوران در نظر گرفت و مقادیر R را برای

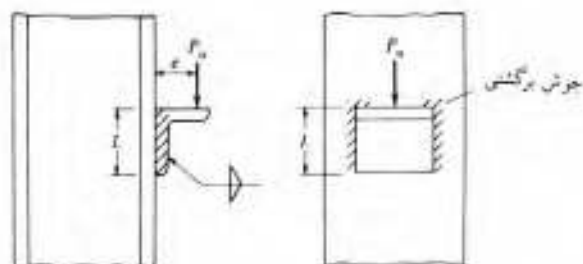
اجزاء مختلف جوش معین کرد و مقدار P_u را از رابطه داده شده تعیین نمود. اگر مقدار P_u برابر با برآیند مؤلفه‌های قائم R نگردد باید نقطه دیگری را برای مرکز آنی دوران در نظر گرفت و محاسبات تا حصول نتیجه تکرار خواهد شد.

۱۴-۱۴ برش و خمش

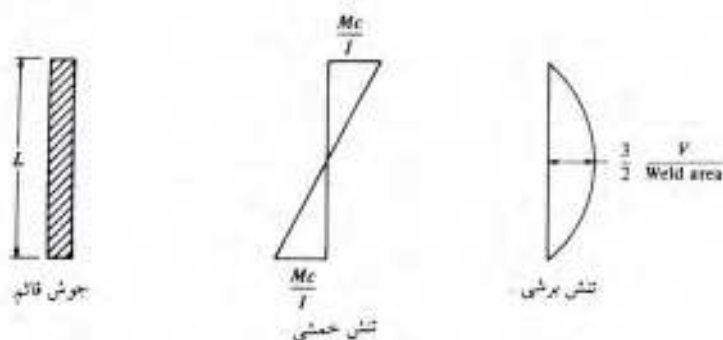
کلیه جوشهای مذکور در شکل‌های (۱۴-۱۸ ب) و (۱۴-۲۱) تحت برش و خمش قرار دارند. معمول بر این است در این‌گونه جوشها فرض می‌شود که تغییرات تنش برشی جوش یکنواخت است. گرچه اگر تنش خمشی براساس رابطه خمش معین گردد، تغییرات تنش برشی شکل سهمی پیدا می‌کند و مقدار حداکثر آن $1/5$ برابر مقدار متوسط آن خواهد بود. همان‌گونه که در شکل (۱۴-۲۲) نشان داده شده است باید دقت شود که حداکثر تنش برشی و حداکثر تنش خمشی در محل‌های مختلف اثر می‌کنند و لذا احتمالاً اگر جوش بتواند تنش حاصل از خمش و برش را به صورت مستقل از هم و در بدترین وضعیت ممکن تحمل کند، اتصال می‌تواند بدون مسأله قابل قبول باشد. در هر صورت در مثال (۱۴-۱۰) اتصال خمشی برشی به روش متعارف و با فرض توزیع یکنواخت تنش حاصل از برش بررسی شده است و ترکیب تنش را در نقطه بحرانی مدنظر بوده است.

مثال ۱۴-۱۰

با استفاده از الکترود $E 70$ و روش جوشکاری دستی، اتصال شکل (۱۴-۲۱) را برطبق ضوابط LRFD بررسی نموده و اندازه جوش گوشه لازم را معین کنید. $P_u = 20.0 \text{ ton}$ و $e = 6 \text{ cm}$ و $L = 20 \text{ cm}$ است.



شکل ۱۴-۲۱



شکل ۱۴-۲۲

حل:

$$F_x = \frac{20000}{2 \times 20} = 500 \text{ kg/cm}$$

$$f = \frac{(20000 \times 6) \times 10}{2 \times (1 \times 20^3)/12} = 900 \text{ kg/cm}$$

$$f_r = \sqrt{500^2 + 900^2} = 1030 \text{ kg/cm}$$

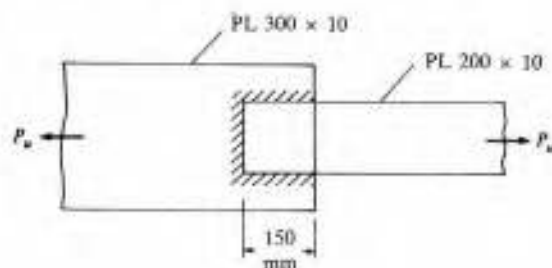
$$\text{اندازه جوش لازم} = \frac{1030}{(0.707)(1)(0.75)(0.6 \times 4830)} = 0.67 \text{ cm}$$

می‌توان از جوش با اندازه ۷ mm استفاده کرد.

حالت برش و خمشی در اتصالات موجود بسیار اتفاق می‌افتد و به این جهت همین مطلب در بند (۱۰-۱۵) دنبال می‌شود.

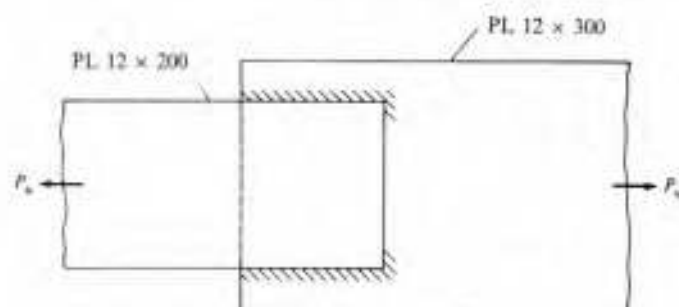
مسائل

۱-۱۴ در شکل مربوط به مسأله اگر اندازه جوش ۸ mm باشد و از الکتروود E 70 به روش جوشکاری دستی نیز استفاده شده باشد، حداکثر بار طراحی P_u را بر طبق ضوابط LRFD معین کنید. نوع فولاد ترمه است.



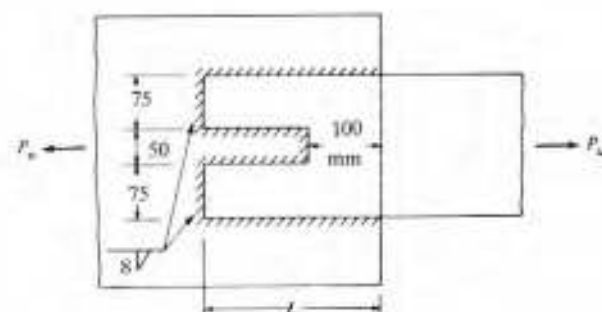
مسأله ۱-۱۴

- ۲-۱۴ مسأله (۱-۱۴) را در حالتی که از جوش غوطه‌ور استفاده شده باشد بار دیگر حل کنید.
- ۳-۱۴ مسأله (۱-۱۴) را در حالتی که فولاد بکار رفته اعلا و الکتروود مصرفی $E 80$ باشد بار دیگر حل کنید.
- ۴-۱۴ حداکثر اندازه جوش را برای تأمین استحکام کامل اتصال (به شکل مراجعه شود) معین کنید، نوع فولاد نرمه و نوع الکتروود $E 70$ و روش جوشکاری دستی است.



مسأله ۲-۱۴

- ۵-۱۴ مسأله (۴-۱۴) را با جوش غوطه‌ور بار دیگر حل کنید.
- ۶-۱۴ مسأله (۴-۱۴) را با استفاده از جوش در امتداد نیرو و در انتهای ورق $12 \times 200 \text{ mm}$ بار دیگر حل کنید.
- ۷-۱۴ مسأله (۶-۱۴) را بار دیگر در حالتی که نوع فولاد اعلا و الکتروود مصرفی $E 80$ باشد حل کنید.
- ۸-۱۴ تسمه‌ای از ورق $200 \times 16 \text{ mm}$ مطابق شکل به ورق اتصال جوش شده است، نوع فولاد مصرفی نرمه و از روش جوشکاری دستی نیز استفاده شده است. ضخامت صفحه اتصال 8 mm است، مقدار L را بنوعی تعیین کنید که استحکام کامل تسمه حاصل شود، الکتروود مصرفی $E 70$ است.



مسأله ۸-۱۴

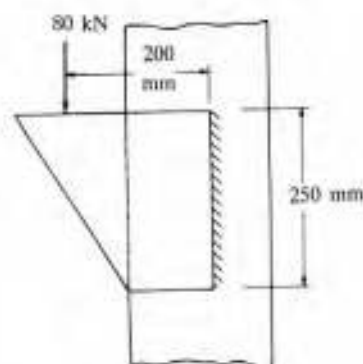
- ۹-۱۴ مطلوبست طراحی جوش گوشه از الکتروود E 70 که به روش دستی اجرا شده باشد و توسط این جوش نبشی $15 \times L150$ را که تحت بار دینامیک است به صفحه اتصال متصل نماید. ابعاد جوش را براساس استحکام کامل کششی نبشی مشخص کنید (از جوش تنها در امتداد نیرو استفاده شود).
- ۱۰-۱۴ مسأله (۹-۱۴) را در حالتی که انتهای نبشی نیز جوش شده باشد بار دیگر حل کنید.
- ۱۱-۱۴ مسأله (۱۰-۱۴) را در حالتی که نوع فولاد نبشی اعلا باشد و از الکتروود E 80 استفاده شود بار دیگر حل کنید.

۱۲-۱۴ اگر قرار باشد نبشی $20 \times L200$ در امتداد یک لبه طولی و انتهای آن به صفحه اتصال متصل شود و امتداد نیرو در راستای مرکز ثقل نبشی باشد اندازه جوش لازم را معین کنید. ظرفیت کامل نبشی را تأمین کرده و از الکتروود E 70 و روش جوش دستی استفاده شود.

۱۳-۱۴ اگر قرار باشد به دلیل محدودیت اجرایی امکان روپهم آمدن ناودانی U24 و صفحه اتصال به ضخامت 10 mm در طولی بیش از 25 cm ممکن نباشد با استفاده از جوشهای کناری و انتهای ناودانی و احیاناً استفاده از جوش کام ظرفیت کامل کششی ناودانی را تأمین کنید. اندازه جوش گوشه را 8 mm و نوع آن را دستی بگیرید. الکتروود مصرفی E 70 خواهد بود.

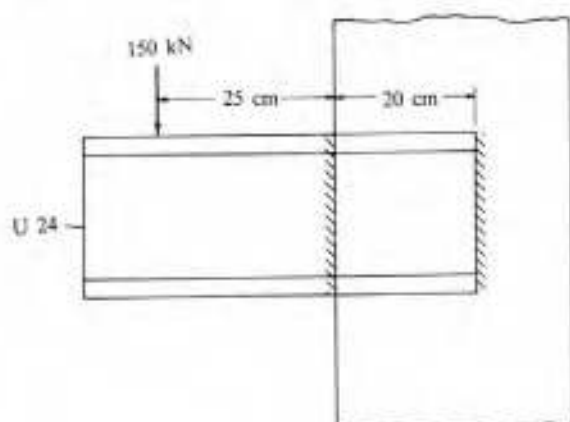
۱۴-۱۴ اگر فرض شود که نوع فولاد مصرفی اعلا باشد و اندازه جوش گوشه 9mm فرض شود مسأله (۱۳-۱۴) را بار دیگر حل کنید.

۱۵-۱۴ با استفاده از روش ارتجاعی حداکثر نیروی مؤثر بر واحد طول جوش گوشه را در شکل مسأله تعیین کنید.



مسأله ۱۵-۱۴

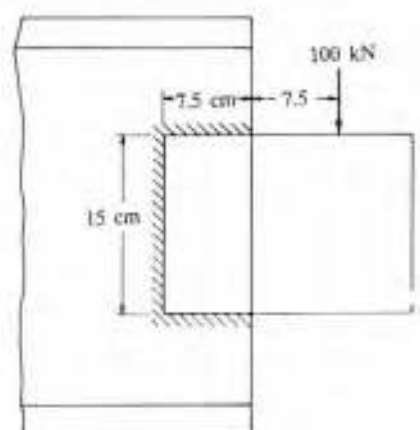
۱۶-۱۴ با استفاده از روش ارتجاعی حداکثر نیروی مؤثر بر واحد طول جوش گوشه را در شکل مسأله معین کنید.



مسئله ۱۴-۱۶

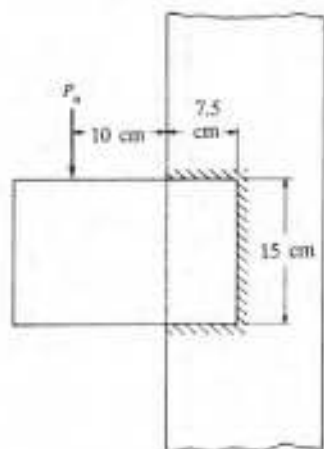
۱۴-۱۷ با استفاده از روش ارتجاعی مسئله (۱۴-۱۶) را در حالتی که ناودانی در امتداد دویال خود نیز دارای جوش باشد بار دیگر حل کنید.

۱۴-۱۸ با استفاده از روش ارتجاعی، حداکثر نیروی وارده بر واحد طول جوش را در شکل مسئله معین کنید. واگر نوع فولاد مصرفی نرمه و نوع الکتروود $E 70$ باشد و از روش جوش دستی نیز استفاده کرده باشیم اندازه جوش را معین کنید.



مسئله ۱۴-۱۸

۱۴-۱۹ در شکل مسئله مقدار حداکثر بار P_u را معین کنید، اندازه جوش گوشه 6mm و به روش جوش دستی اجرا شده است. ضخامت ورق 12 mm و فولاد مصرفی نرمه است و از الکتروود $E 70$ نیز استفاده شده است.



مسئله ۱۴-۱۹

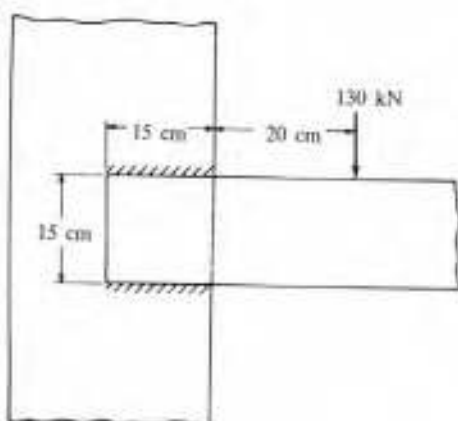
الف- از روش ارتجاعی استفاده شود. ب- از روش استحکام نهایی استفاده شود.

۱۴-۲۰ مسئله (۱۹-۱۴) را در حالتی که اندازه جوش 10 mm و ارتفاع جوش قائم 25 cm باشد بار دیگر حل کنید.

۱۴-۲۱ اندازه جوش گوشه را برای اتصال مسئله (۱۴-۱۵) در حالتی که بار وارده 130 kN و ارتفاع جوش 30 cm باشد معین کنید، فولاد مصرفی نرمه و نوع الکتروود E 70 است. الف- از روش ارتجاعی

استفاده شود ب- از روش استحکام نهایی استفاده شود. نوع جوشکاری دستی است.

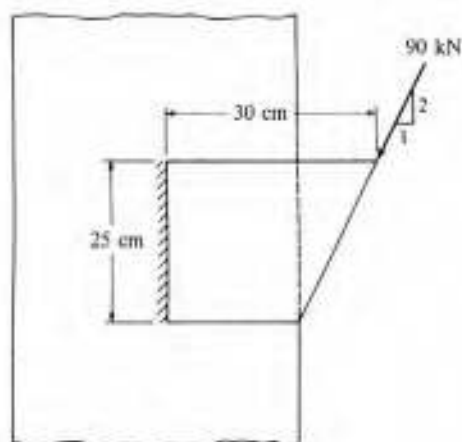
۱۴-۲۲ با استفاده از الکتروود E 70 و روش جوشکاری دستی اندازه جوش گوشه را در براکت شکل مسئله معین کنید. نوع فولاد مصرفی نرمه است. الف- از روش ارتجاعی استفاده شود ب- از روش استحکام نهایی استفاده شود.



مسئله (۱۴-۲۲)

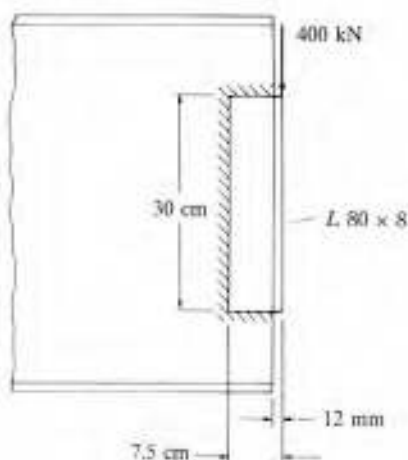
۲۳-۱۴ مسأله (۲۲-۱۴) را در حالتی که بار وارده 200 kN بوده و طول جوش به 20 cm افزایش یابد بار دیگر حل کنید.

۲۴-۱۴ اندازه جوش گوشه که از الکتروود $E 70$ حاصل خواهد شد و در اجرای آن از روش دستی سود خواهند برد در اتصال نشان داده شده معین کنید، نوع فولاد ترمه است. الف - از روش ارتجاعی استفاده شود ب - از روش استحکام نهایی استفاده شود.



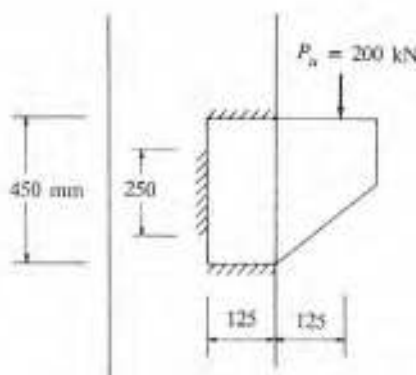
مسأله ۲۴-۱۴

۲۵-۱۴ اندازه جوش گوشه را در اتصال شکل مسأله معین کنید، نوع الکتروود $E 70$ و روش جوشکاری دستی است ضخامت نبشی را نیز تعیین کنید. الف - از روش ارتجاعی استفاده شود ب - از روش استحکام نهایی استفاده شود. نوع فولاد مصرفی ترمه است.



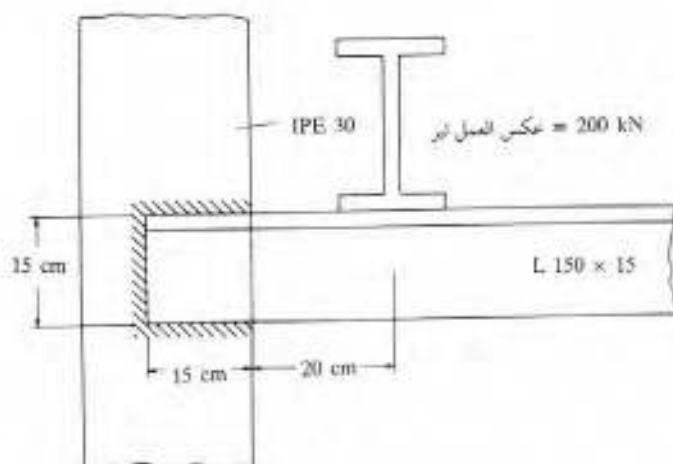
مسأله ۲۵-۱۴

۲۶-۱۴ در اتصال شکل مسأله اندازه جوش گوشه را معین کنید، نوع الکترود E 70 و روش جوشکاری دستی است از روش تحلیل ارتجاعی استفاده شود نوع فولاد نرمه است.



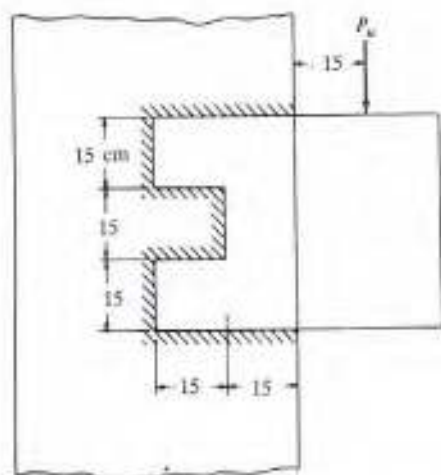
مسأله ۲۶-۱۴

۲۷-۱۴ در اتصال شکل مسأله اندازه جوش گوشه لازم را معین کنید، نوع فولاد نرمه، نوع الکترود E70 و روش جوشکاری دستی است. الف - از روش ارتجاعی استفاده شود ب - از روش استحکام نهایی استفاده شود.



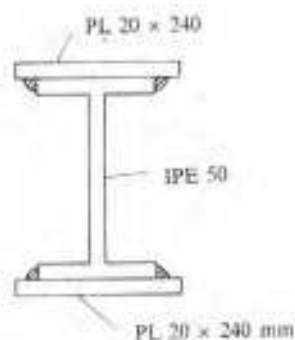
مسأله ۲۷-۱۴

۲۸-۱۴ مقدار P_u را که در اتصال شکل مسأله می‌توان به اتصال وارد کرد معین کنید. اندازه جوش گوشه 10 mm، نوع الکترود مصرفی E 70 و نوع فولاد مصرفی نرمه است. از روش جوش غوطه‌ور استفاده شود و تحلیل را به روش ارتجاعی انجام دهید.

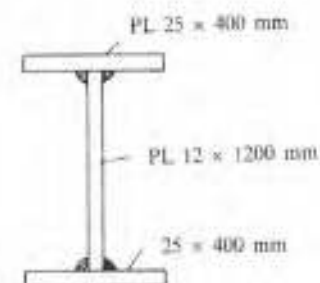


مسئله ۱۴-۲۸

۲۹-۱۴ طول جوش گوشه مقطع را که به فاصله ۳۰ cm مرکز به مرکز یکدیگر قرار دارند و اندازه جوش ۶ mm است معین کنید، نوع جوشکاری دستی و الکترود مصرفی E ۷۰ است. به شکل مسئله مراجعه شود و مقدار تلاش برشی را ۷۰۰ kN بگیرید، نوع فولاد مصرفی نرمه است.



مسئله ۱۴-۲۹



۳۰-۱۴ در تیر ورق نشان داده شده، تلاش برشی ۳۰۰۰ kN است، جوش گوشه لازم را برای اتصال بال به جان طراحی کنید. نوع الکترود مصرفی E ۷۰، نوع فولاد مصرفی نرمه و از روش جوشکاری دستی استفاده خواهد شد.

مسئله ۱۴-۳۰

۱-۱۵ انتخاب وسیله اتصال

در این فصل به اتصالات متداول تیر به تیر و ستون می‌پردازیم. در حال حاضر از چهار نوع وسیله اتصال که عبارت از جوش، پیچهای خام، پیچهای مقاومت بالا و پرچ هستند می‌توان استفاده کرد. انتخاب نوع وسیله اتصال به عوامل متعددی از جمله الزامات آیین‌نامه‌ای، توجیه اقتصادی، انتخاب طراح، امکانات جوشکاری مناسب و یا پرچکاری، شرایط بارگذاری (بارگذاری استاتیکی یا دینامیک) انتخاب سازنده و تجهیزات کاری بستگی دارد. ارائه قواعد مشخصی برای انتخاب وسیله اتصال مناسب برای یک سازه غیرممکن است تنها می‌توان به ذکر نکات کلی کمکی برای چنین انتخابی اقدام کرد. این نکات به شرح زیر هستند:

- ۱- پیچهای خام برای سازه‌های سبک و قطعاتی که تحت بار استاتیکی می‌باشد و قطعات با درجه دوم اهمیت (نظیر لابه‌ها، بادبندها...) مناسب است.
- ۲- اجرای پیچکاری در کارگاه بسیار سریعتر از جوشکاری و یا پرچکاری در کارگاه است و به نیروی متخصص کمتری نیز نیاز دارد اما قیمت پیچ پرمقاومت بالاست.
- ۳- اگر قرار باشد سازه بعدها از هم باز شده و جمع شود بهتر است از جوشکاری قطعات به یکدیگر صرف‌نظر کرده و از پیچ استفاده نمود.
- ۴- اگر بارهای وارده از نوع خستگی آور باشند پیچهای پرمقاومت با پیش‌تیدگی کامل و جوش می‌تواند انتخاب مناسبی باشد.
- ۵- جوشکاری منجر به وزن پایین سازه، اتصال زیباتر و سازگاری بیشتر برای اغلب اتصالات است.
- ۶- اگر غرض ایجاد اتصالات صلب برای تأمین لنگر کامل گیرداری است، جوش احتمالاً بهترین انتخاب است.

- ۷- برای ساخت قطعات در کارخانه در هر صورت جوش مناسبترین وسیله است ولی برای استفاده در کارگاه متناسب با نوع سازه و امکانات اجرایی می‌تواند بهترین وسیله نباشد.
- ۸- اجرای پرچکاری در کارخانه می‌تواند سریع و مناسب باشد ولی در هر صورت چنین اقدامی نادر است.
- ۹- اجرای پرچکاری در کارگاه در هر صورت منطقی شده است.

۱۵-۲ انواع اتصالات تیرها

هر اتصالی دارای قدری گیرداری است یعنی هر اتصالی به میزان معینی در مقابل تغییر زاویه اولیه بین قطعات متصل شده مقاومت می‌کند. براساس میزان گیرداری ضوابط LRFD در بند A 2.2 خود اتصالات را به اتصالات گیردار (نوع FR) و اتصالات نیمه گیردار (نوع PR) تقسیم می‌کند. این دو نوع اتصال ذیلاً به صورت مشروح توضیح داده می‌شوند.

۱- اتصال نوع FR به اتصالات صلب قابهای پیوسته اطلاق می‌شود. فرض می‌شود در این اتصالات

زاویه اولیه بین قطعات متصل شده پس از بارگذاری به همان میزان باقی می‌ماند.

۲- اتصال نوع PR به اتصالاتی گفته می‌شود که چنان صلبیتی برای حفظ زاویه اولیه بین قطعات مورد

اتصال نداشته باشند. اتصالات نیمه صلب و اتصالات ساده از این گروه هستند.

اتصال ساده اتصالی از نوع PR است که در آن از گیرداری اتصال صرف‌نظر می‌شود. در این اتصال

فرض می‌شود که گیرداری در تکیه گاه وجود ندارد و دوران تیر در تکیه گاه آزاد است. اتصال نیمه صلب،

اتصال نوع PR است که در آن گیرداری تکیه گاه بین دو حالت ساده و صلب تغییر می‌کند.

چون اتصالی نمی‌توان یافت که کاملاً صلب و یا کاملاً ساده باشد لذا از نظر عملی اتصالات را براساس

درصد گیرداری ایجاد شده توسط اتصال طبقه‌بندی می‌کنند. قاعده متعارف برای این طبقه‌بندی به شرح

زیر است، اگر گیرداری اتصال بین صفر تا ۲۰ درصد اتصال کاملاً صلب باشد آنرا ساده و اگر گیرداری اتصال

بین ۲۰ تا ۹۰ درصد گیرداری اتصال کاملاً صلب باشد آنرا نیمه صلب و اگر گیرداری اتصال بیش از ۹۰

درصد گیرداری اتصال کاملاً صلب باشد آنرا اتصال صلب خواهیم گفت.

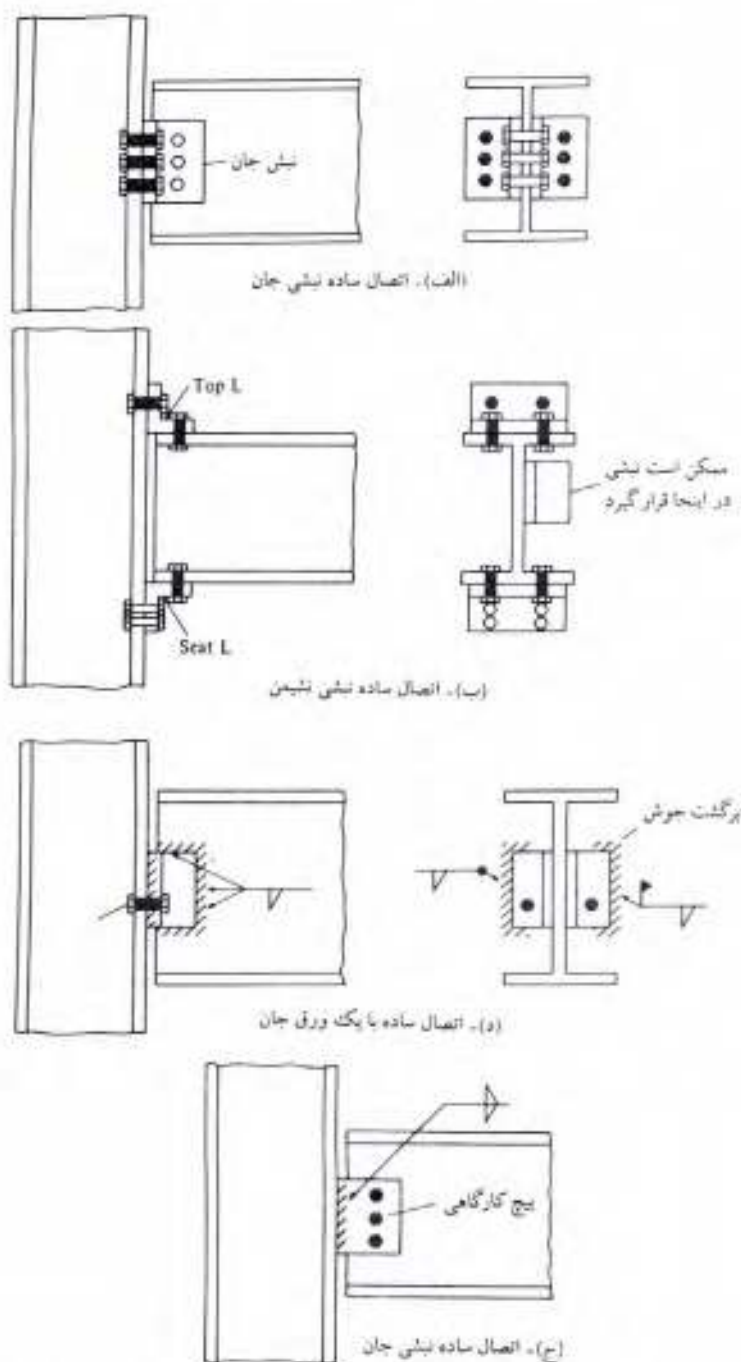
هر یک از این سه اتصال به صورت مختصر در این بند شرح داده می‌شوند و در ادامه فصل به نحوه

طراحی آنها خواهیم پرداخت. در این بحث تأکید مطلب بر شرح بیشتر اتصالات نیمه صلب و صلب است.

ذیلاً به توضیح مختصری درباره هر یک از این اتصالات می‌پردازیم.

اتصال ساده (نوع PR) اتصال نرمی است که باید امکان دوران انتهای تیر را در اثر بار خارجی به مانند

آنچه یک تیر ساده واقعی نیازمند است ممکن سازد. اگرچه اتصالات ساده قادر به تحمل اندکی

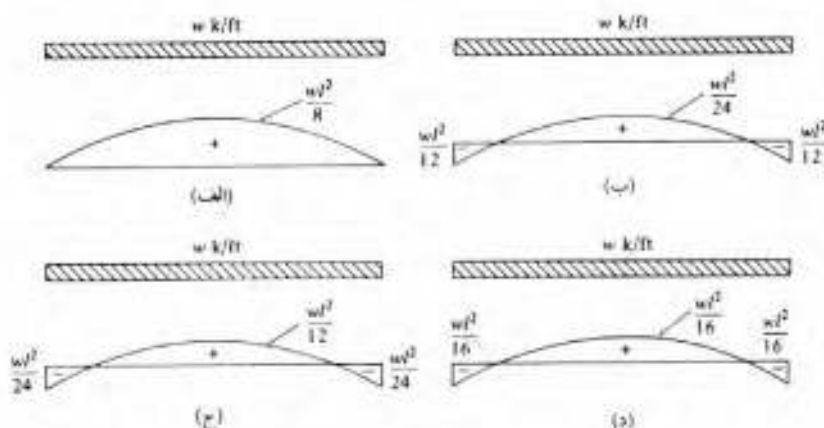


شکل ۱-۱۵ اتصالات ساده - (الف) نبشی جان، (ب) نبشی نشیمن، (ج) نبشی جان با جوش، (د) اتصال با ورق جان

لنگرگیری می‌باشند فرض بر این است که آن مقدار قابل صرف نظر است و این نوع اتصال تنها می‌تواند برش را تحمل کند. در شکل (۱-۱۵) انواع مختلف اتصالات ساده نشان داده شده است. شرح جزییات هر یک از این اتصالات و رفتار آنها در این فصل از کتاب داده خواهد شد. در این شکلها دیده می‌شود که در هر اتصال تنها از یک نوع وسیله اتصال استفاده شده است در حالی که در عمل اغلب از دو نوع وسیله اتصال استفاده می‌شود مثلاً تیر را به نبشی جان جوش می‌دهند و سپس آنرا در محل به ستون پیچ می‌کنند.

اتصال نیمه صلب (نوع PR) اتصالی است که لنگر قابل ملاحظه‌ای را تحمل می‌کند. در طراحی روش متعارف این است که طراح اتصال را یا ساده و یا صلب فرض کند و به این طریق تحلیل را کاملاً ساده نماید. اگر اتصال نیمه صلب را چنین فرض کنیم امکان تقلیل لنگر محاسباتی را از دست خواهیم داد. برای فهم مطلب بهتر است به شکل (۲-۱۵) که در آن تیرهای مختلفی تحت اثر بار گسترده و یکنواخت و اتصالات با لنگرگیری مختلف است دقت شود. در شکل دیده می‌شود که لنگر حداکثر در تیر با نوع اتصال انتهایی آن کاملاً تغییر می‌کند. به عنوان مثال لنگر حداکثر در تیر با لنگرگیری ۷۵ درصد (شکل ۲-۱۵ د) تنها ۵۰ درصد لنگر حداکثر تیر ساده است (شکل ۲-۱۵ الف) و ۷۵ درصد لنگر حداکثر تیر کاملاً لنگرگیردار (شکل ۲-۱۵ ب) است.

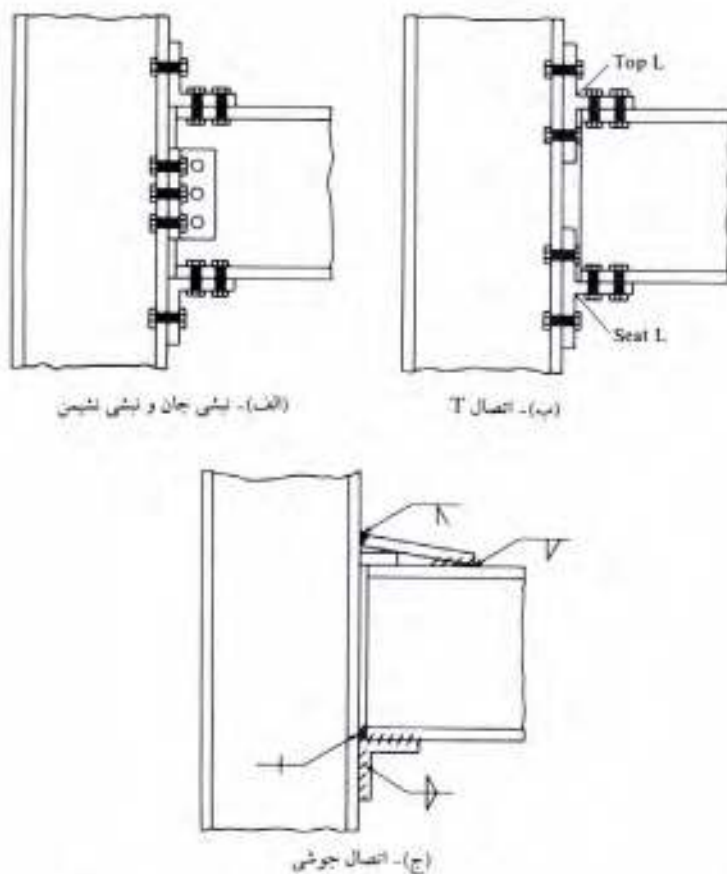
در عمل از اتصالات نیمه گیردار به طور وفور در ساختمانها استفاده می‌شود ولی از محاسن آن در کم کردن لنگر حداکثر محاسباتی استفاده‌ای نمی‌شود. شاید یکی از عوامل عدم استفاده از مزایای اتصال نیمه صلب مربوط به ضوابط LRFD باشد که می‌گوید (بند 2 A) «تنها زمانی می‌توان تکیه گاهی را نیمه صلب گرفت که به وضوح بتوان درصد معین لنگرگیری آن را محاسبه کرد».



شکل ۲-۱۵ (الف) اتصال ساده (صفر درصد)، (ب) اتصال صلب (۱۰۰ درصد)،

(ج) اتصال نیمه صلب (۵۰ درصد)، (د) اتصال نیمه صلب (۷۵ درصد).

مشکل دیگر آن است که تحلیل چنین سازه‌ای حالت خاص پیدا می‌کند به صورتی که تحلیل نه مانند تحلیل تیرهای ساده و نه مشابه تحلیل سازه‌های نامعین است. می‌توان تصور کرد که مثلاً تحلیل سازه به کمک روش بخش لنگر در حالتی که در انتهای تیر کاملاً صلب نباشد بلکه به میزان معینی لنگر قبول کند تا چه اندازه‌ای متفاوت خواهد شد. در شکل (۳-۱۵) چند نوع اتصال نیمه صلب نشان داده شده است.

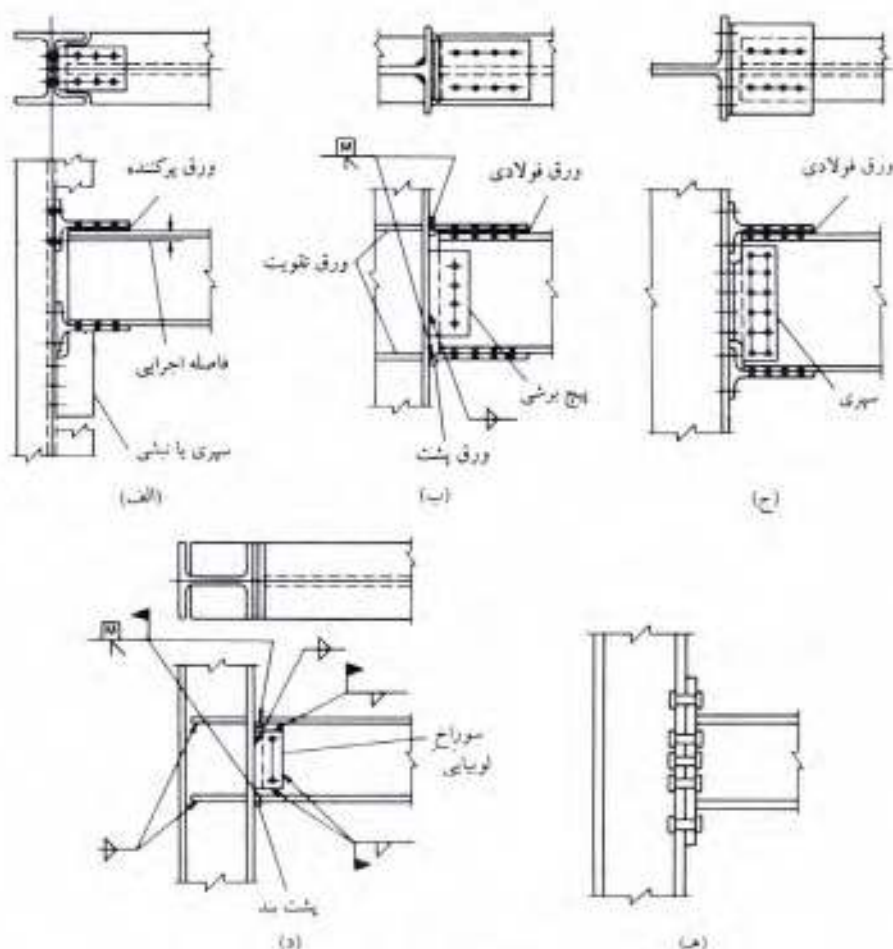


شکل ۳-۱۵ اتصالات نیمه صلب. این اتصالات در صورتی که ورق تقویتی جان مورد نیاز نباشد ممکن است صلب شوند. (الف) اتصال با نبشی جان و نبشی نشیمن، (ب) اتصال توسط سبزی، (ج) اتصال جوشی

اتصال صلب (نوع FR) به اتصالی گفته می‌شود که دوران انتهای تیر ممکن نیست و ۱۰۰ درصد لنگر گیرداری آنها را انتقال می‌دهد. از این اتصال در کلیه ساختمانها می‌توان استفاده کرد و نیروی وارده جانبی (تظیر باد) را توسط صلیبت گره‌ها مهار نمود. در شکل (۴-۱۵) چندین اتصال نوع FR که تقریباً ۱۰۰

درصد گیرداری را ایجاد می‌کنند نشان داده شده است. دیده می‌شود که امکان دارد از تقویت جان ستون به منظور ایجاد سختی لازم در برابر دوران تکیه گاه استفاده شود. طراحی این گونه اتصالات در بند (۱۱-۱۵) شرح داده شده است.

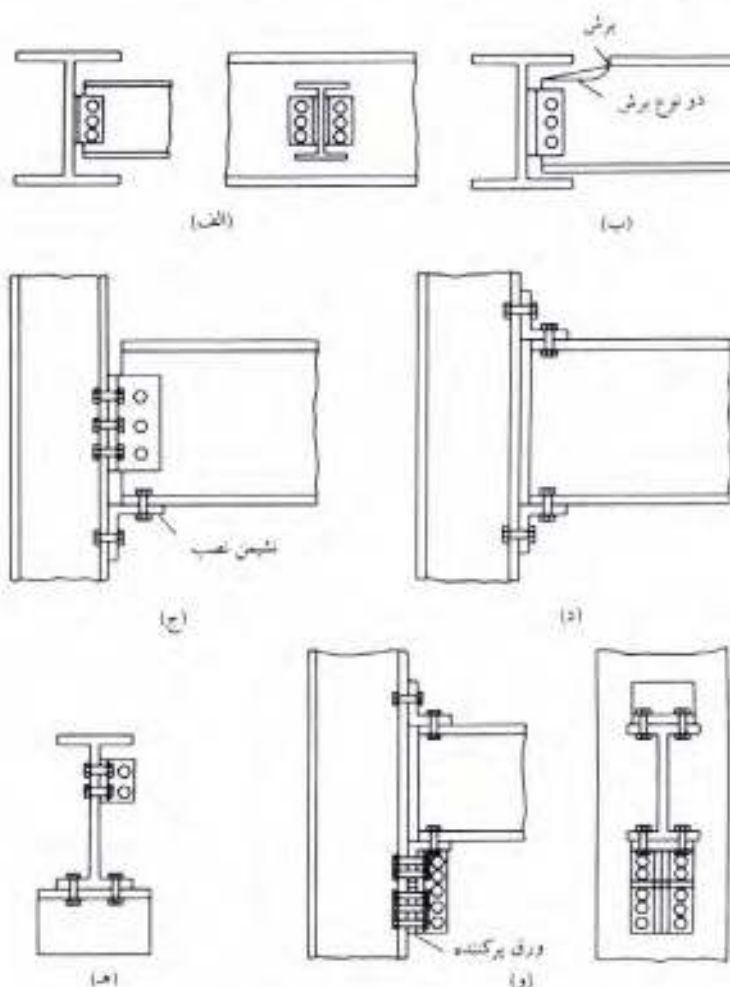
اتصال گیردار شکل (۱۵-۴) د برای مجریان بیشتر آشناست و حالت ورق انتهایی تیر که در شکل (۱۵-۴) نشان داده شده است تیر اغلب مورد استفاده قرار می‌گیرد.



شکل ۴-۱۵ اتصالات لنگرگیر (صلب)

۳-۱۵ اتصالات استاندارد پیچی تیرها

در شکل (۵-۱۵) چند نوع اتصال استاندارد پیچی نشان داده شده است. این اتصالات معمولاً برای تحمل برش طرح می‌شوند. در شکل (۴-۱۵ الف) یک نبشی جان نشان داده شده است. این اتصال از دو نبشی تشکیل می‌شود که هنگام ساخت به جان تیر متصل می‌شود و در کارگاه آنرا به ستون یا تیر حمل متصل می‌کنند. هرگاه چند تیر به یکدیگر متصل شوند معمولاً سطح فوقانی تیرها در یک تراز قرار می‌گیرد. به این جهت لازم است که بخشی از بال یکی از تیرهای مورد اتصال مطابق شکل (۵-۱۵ ب) بریده شود. در این حالت باید کنترل برش مطابق آنچه در بند (۳-۷) گفته شد انجام گیرد.

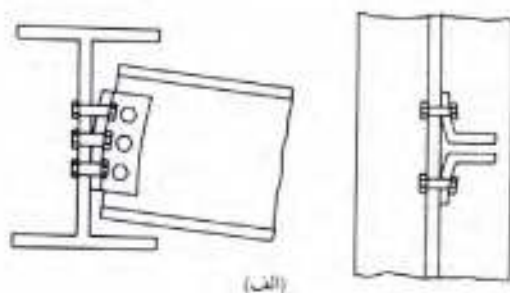


شکل ۵-۱۵ الف، ب، ج) نبشی جان، د، ه) نبشی لبه، و) نبشی لبه به همراه نبشی تقویت

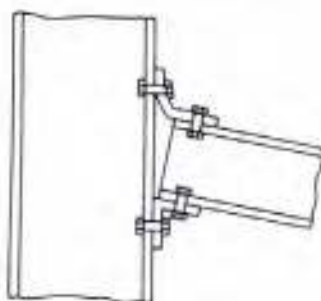
اتصال ساده تیر به ستون معمولاً به دو صورت نبشی جان و نبشی نشیمن انجام می‌گیرد، شکل (۵-۵ ج) اتصال نبشی جان را نشان می‌دهد که در آن دو نبشی به تیر در کارخانه یا کارگاه متصل می‌شود و سپس در محل به نصب پیچهای اتصال به ستون اقدام می‌شود، برای سهولت کار معمولاً از نبشی نصب نیز مطابق شکل استفاده می‌شود.

در نبشی نشیمن یک نبشی نظیر نبشی نصب که شرح آن داده شد قبلاً به ستون متصل می‌شود و علاوه بر آن از نبشی دیگری که احتمالاً به بال فوقانی تیر متصل می‌شود پس از نصب تیر استفاده می‌شود. چنین اتصالی در شکل (۵-۵ د) نشان داده شده است، اگر اتصال نبشی فوقانی ممکن نباشد می‌توان مطابق شکل (۵-۵ هـ) آنرا به جان تیر نیز وصل نمود. این نبشی به منظور جلوگیری از دوران بال فوقانی تیر به کار می‌رود.

مقدار بار قابل اعمال به نبشی نشیمن بستگی به استحکام خمشی بال افقی نبشی زیرین دارد. اگر مقدار بار وارده بالا باشد باید از شکل تقویت شده نبشی نشیمن (شکل ۵-۵ و) استفاده گردد. برای اینکه این اتصالات دارای کمترین مقاومت خمشی باشند باید نبشی‌ها تا حد ممکن ظریف و نرم باشند زیرا در اتصال تکیه گاه ساده انتهای تیر باید بتواند به آزادی دوران کند، در شکل (۶-۱۵) دو اتصال



(الف)



(ب)

شکل ۶-۱۵ الف) خمشی نبشی جان، ب) خمشی نبشی نشیمن

نبشی جان و نبشی نشیمن را در حین دوران تکیه گاهی تیر نشان می‌دهد. طراح باید این انعطاف را در تکیه گاه ساده خود تأمین نماید.

برای اینکه دورانه‌های شکل (۱۵-۶) ممکن باشد باید نبشی‌ها قدری تغییر شکل دهند. واضح است اگر قرار باشد دوران انتهایی تیر به میزان دوران تیر ساده برسد، تغییر شکل نبشی‌ها به میزانی خواهد رسید که آنها را تحت تنش جاری شدن قرار خواهد داد و اگر چنین حالتی ایجاد شود واضح است که در اثر دوران آزاد انتهایی تیر، تکیه گاه ساده تحقق خواهد یافت و به این دلیل است که در این اتصالات باید تا حد امکان از نبشی‌های نازکتر و فواصل پیچ بیشتر استفاده شود.

در این اتصالات در هر صورت قدری مقاومت به خمش وجود دارد زیرا زمانی که انتهایی تیر تمایل به دوران پیدا می‌کند، هر قدر هم که نبشی نازک باشد یا به کشش افتادن پیچ فوقانی مقاومت خمشی در اتصال وجود خواهد داشت. اگر از این لنگر اندک انتهایی تیر صرف نظر کنیم قدر مسلم در جهت اطمینان خواهد بود. اگر قرار باشد میزان لنگر انتهایی بهر دلیلی بالا باشد باید از اتصال سخت‌تری به غیر از اتصال نبشی جان و یا نبشی نشیمن سود جست.

۱۵-۴ طراحی اتصالات پیچی نبشی جان

در ساختمانهای کوچک و یا ارتفاع کم (یعنی در اغلب ساختمانها) معمولاً از نبشی جان مطابق آنچه در شکل‌های (۱۵-۵ الف) و (۱۵-۵ ب) نشان داده شد برای اتصال تیرها- شاه تیرها یا ستونها استفاده می‌شود. نبشی‌های به کار رفته نازکتر از 15 mm هستند و لذا نرمی لازم جهت تغییر شکل مطابق شکل (۱۵-۶) را دارا خواهند بود. بدیهی است که این نبشی‌ها قدری لنگر تکیه گاهی (که انتظار می‌رود بیشتر از ۲۰ درصد لنگرگیری کامل نباشد) ایجاد خواهند کرد که در طراحی از آن صرف نظر می‌شود.

نبشی‌های جان حدود 12 mm از لبه تیر مطابق شکل (۱۵-۷) بیرون زدگی دارند. این بیرون زدگی به سهولت نصب تیرها بسیار کمک خواهد کرد.

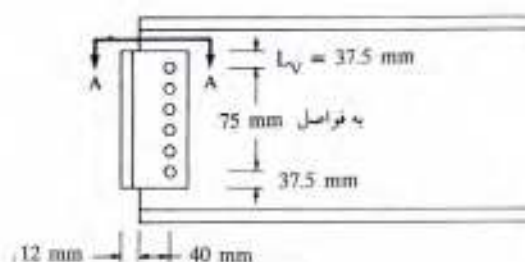
برای تعیین ظرفیت طراحی نبشی‌های جان باید ظرفیت برشی و تماسی پیچها و ظرفیت برشی و تماسی نبشی‌ها هر دو کنترل شود.

فاصله مرکز به مرکز پیچها به $d \geq 2\frac{2}{3}$ محدود می‌شود ولی ارجح است که از فاصله حداقل $1.3d$ استفاده شود. حداقل ارتفاع نبشی جان به $\frac{1}{4}$ ارتفاع جان محدود می‌شود (یعنی بهتر است چنین گرفته شود) چنین مقدار حداقلی استحکام کافی نبشی را در زمان نصب تیر تأمین خواهد کرد.

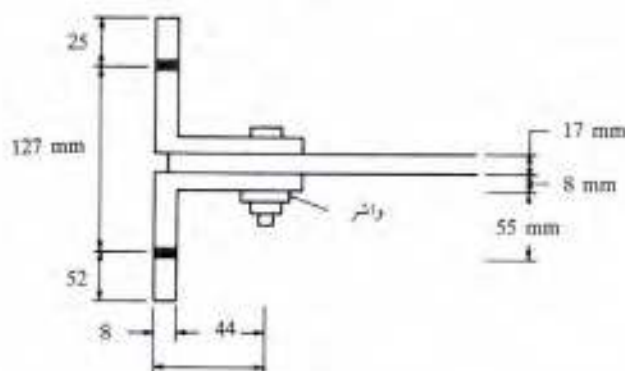
در مثال (۱۵-۱) طراحی نبشی نشیمن برای تیری با دو تکیه گاه و با استفاده از اتصال برشی پیچها بررسی شده است.

مثال ۱۵-۱

مطلوبست انتخاب و طراحی اتصالی از نوع نبشی جان برای اتصال تیری از IPB 70 (که در شکل (۷-۱۵) نشان داده شده است. عکس العمل ضریب دار تکیه گاه را $R_u = 70.0 \text{ ton}$ بگیرید. از پیچهای A 325 به قطر $\frac{3}{4} \text{ in}$ در حالتی که سطح برش بر قسمت دندانه دار بگذرد استفاده شود.



شکل ۷-۱۵



شکل ۸-۱۵

حل:

می توان با سعی و خطا به انتخاب نبشی پرداخت در اینجا از نبشی $8 \times 80 \text{ L}$ با ارتفاع 45cm استفاده می شود. اگر از شش پیچ A 325 به قطر $\frac{3}{4} \text{ in}$ اینچ استفاده شود.

۱- استحکام برشی پیچها که با دو سطح برش بریده می شوند به صورت زیر خواهد بود:

$$(6)(2)(2.85)(0.65 \times 3.700) = 82.25 \text{ ton}$$

۲- ظرفیت برشی نبشی‌های اتصال، مقدار این ظرفیت براساس استحکام برشی قائم دو نبشی جان در امتداد خطی که سوراخهای پیچها را قطع می‌کند معین می‌شود. در رابطه استحکام ϕ برابر با 0.75 و قطر پیچها d است. برطبق بند J4 ضوابط LRFD قطر محاسباتی سوراخ در محاسبه ظرفیت برش برابر با $d + 1.5 \text{ mm}$ معین می‌شود، مقدار $d + 3 \text{ mm}$ برای ظرفیت کشش صحیح است.

$$R_u = \phi [2t(L - n(d + 0.15))] 0.6 F_u$$

$$R_u = 0.75(2)(0.8)[45 - 6(1.9 + 0.15)](0.6)(4000) = 94.2 \text{ ton}$$

۳- ظرفیت تماسی پیچها، این مقدار به صورت زیر بررسی خواهد شد. رابطه معمول ظرفیت تماسی $\phi 2.4 dt F_u$ است که در آن $\phi = 0.75$ خواهد بود و چون ۶ پیچ وجود دارد خواهیم داشت

$$6(0.75)(2.4)(1.9)(2 \times 0.8)(4000) = 131.3 \text{ ton}$$

۴- ظرفیت تماسی نبشی‌ها، این ظرفیت را می‌توان با روابط بند ۱۲-۱۳ معین نمود. برای پیچ فوقانی که بر ضخامت 2×0.8 تکیه دارد و به فاصله 37.5 mm از لبه ورق قرار دارد خواهیم داشت

$$\phi 2.4 dt F_u = 0.75(2.4 \times 1.9)(2 \times 0.8)(4000) = 21900 \text{ kg}$$

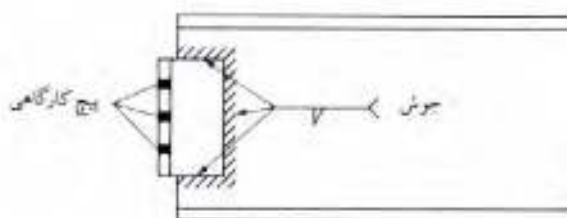
$$5 \phi 2.4 dt F_u = 109.5 \text{ ton}$$

و استحکام پنج پیچ دیگر خواهد شد

که جمعاً ظرفیت تماسی نبشی‌ها برابر با 219 ton معین می‌شود.

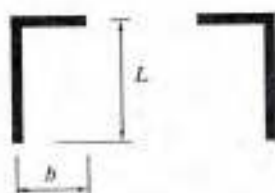
۱۵-۵ طراحی اتصالات جوشی نبشی جان

گاهی نبشی جان به تیر جوش شده و به ستون پیچ می‌شود (شکل ۱۵-۹) در این صورت واضح است که طراحی پیچ با اعمال کنترل‌های چندگانه مانند مثال قبل انجام خواهد شد. در حالتی که نبشی به تیر و ستون جوش می‌شود، جوش نبشی به تیر در کله‌خانه و یا در پای ستون و جوش نبشی به ستون در محل انجام خواهد شد.



شکل ۱۵-۹

بهترین روش طراحی جوش در محل (اتصال نبشی به ستون) به صورت زیر است، می‌دانیم که این جوش به صورت شکل مقابل است. و لذا اساس مقطع جوش برابر با:



$$S = 2 \left(\frac{4bL + L^2}{6} \right)$$

خواهد بود و اگر $b = L/12$ فرض شود داریم:

$$S = \frac{4L^2}{9}$$

با مراجعه به شکل (۱۵-۱۰) مؤلفه خمشی جوش برابر خواهد شد با:

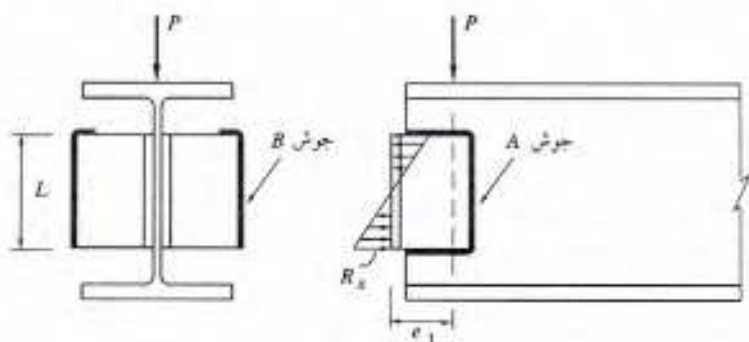
$$R_x = \frac{M}{S} = \frac{Pe_1}{S} = \frac{Pe_1}{4L^2/9} = \frac{9Pe_1}{4L^2}$$

اگر از استحکام جوش برگشتی در برابر برش صرف نظر شود مؤلفه برش جوش خواهد شد.

$$R_y = \frac{P}{2L}$$

و برآیند دو مؤلفه فوق خواهد شد.

$$R = \sqrt{\left(\frac{P}{2L}\right)^2 + \left(\frac{9Pe_1}{4L^2}\right)^2} = \frac{P}{2L^2} \sqrt{L^2 + 20.25e_1^2} \quad \text{kg/cm}$$



شکل ۱۵-۱۰

مثال ۱۵-۲

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری P_u در جوش B از شکل (۱۵-۱۰)، فرض می‌شود اندازه جوش $L = 20\text{ cm}$ ، 4 mm و از الکتروود $E70$ استفاده شده باشد. نبشی جان $L100 \times 10$ خواهد بود.

$$\phi R_{nw} = 0.75(0.707)(0.4)(0.6)(4830) = 615 \text{ kg/cm}$$

$$R = \frac{P_u}{2L^2} \sqrt{L^2 + 20.25 e_1^2}$$

$$e_1 = 10 - \bar{x} = 10 - 2.06 = 7.94 \text{ cm}$$

$$\bar{x} = \frac{2 \times 8.8 \times 4.4}{20 + 2 \times 8.8} = 2.06 \text{ cm}$$

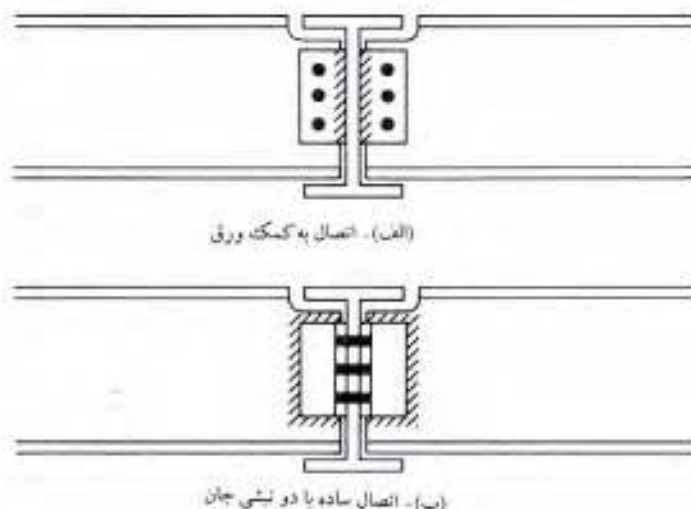
$$R = \frac{P_u}{2(20)^2} \sqrt{20^2 + 20.25(7.94)^2} = 0.051 P_u$$

$$P_u = \frac{615 \times 10^{-3}}{0.051} = 12 \text{ ton}$$

۱۵-۶ اتصال تیر به کمک ورق

روش اقتصادی دیگر اتصال تیر به شاه‌تیر و یا تیر به ستون استفاده از ورق اتصال است. این روش که به دلیل سادگی اغلب به کار می‌رود در شکل (۱۵-۱۰ د) نشان داده شده است. محل نصب پیچ در ورق و جان تیر قبلاً ایجاد می‌شود و سپس ورق را به شاه‌تیر و یا ستون جوش می‌کنند، هنگام نصب تیر به ورق پیچ می‌شود. این اتصال در ردیف اتصالات با اجرای ساده است و لذا معمولاً مورد انتخاب افراد گروه نصب فولادی قرار دارد، مخصوصاً زمانی که مانند شکل (۱۵-۱۱ الف) غرض اتصال تیر به شاه‌تیر باشد. در این حالت تنها کار گروه نصب پیچ نمودن تیر به ورق اتصال است، اگر بجای این اتصال از اتصال نبشی جان (شکل ۱۵-۱۱ ب) استفاده شود، پیچ نصب باید دو نبشی و جان تیر را به یکدیگر متصل کند که بسیار مشکلتر از حالت قبل خواهد بود.

در حالت اتصال با ورق فرض می‌شود که عکس العمل تیر برش یکسان در هر یک از پیچها ایجاد کند و همچنین فرض می‌شود که انتهای تیر نسبت به شاه‌تیر و یا ستون حمال دوران نسبتاً آزادی داشته باشد. آزمایشها نشان داده است که در این اتصالات قدری لنگر انتهایی که مقدار آن بستگی به تعداد پیچها، قطر و نحوه آرایش پیچها، ضخامت ورق اتصال و انعطاف پذیری قطعه حمال دارد، ایجاد خواهد شد.



شکل ۱۵-۱۱

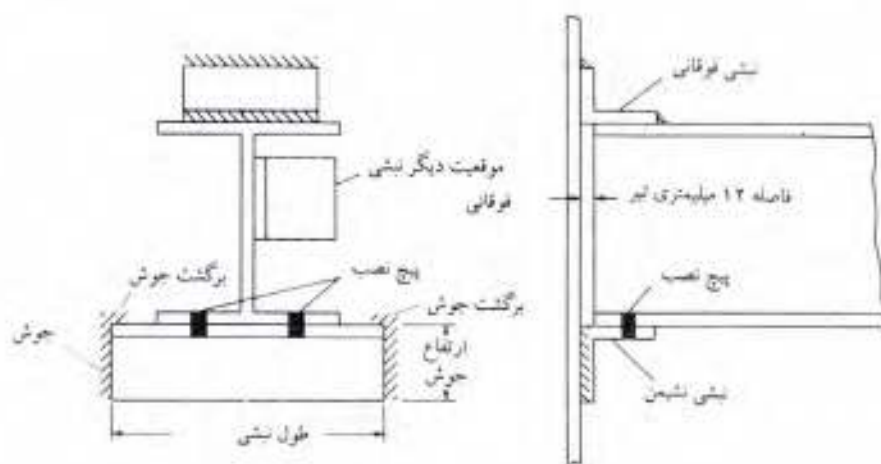
۱۵-۷ طراحی اتصالات ساده نبشی نشیمن

روش دیگر اتصال ساده تیر به ستون، استفاده از نبشی نشیمن مطابق شکل (۱۵-۱۲) است. این نشیمنگاه برای نصب کنندگان قطعات فولادی بسیار مطلوب است. اتصال این نبشی می تواند توسط پیچ یا جوش انجام گیرد، در اینجا به دلیل رواج جوشکاری در ایران تنها به ذکر اتصال با جوش قناعت می شود. در این حالت نبشی را قبلاً به ستون جوش می کنند و پس از نصب تیر روی نبشی به جوشکاری تیر به نبشی می پردازند. امکان دارد، مطابق شکل (۱۵-۱۲) از پیچ نصب جهت استقرار تیر روی نبشی نیز استفاده شود.

سوراخ پیچ نصب می تواند به منظور تسهیل در هم باد کردن قطعات به صورت لویایی اجرا شود.

از اتصال نبشی نشیمن باید به همراه نبشی فوقانی استفاده شود، این نبشی (شکل ۱۵-۱۲) که نقش تکیه گاه فوقانی و جانبی تیر را دارد می تواند در طبقات آخرین ساختمان به جان تیر نیز متصل شود. اندازه این نبشی چون باری تحمل نخواهد کرد بر طبق تجربه طراحی انتخاب می شود، پیشنهاد می شود از نبشی 100×10 L برای این منظور استفاده شود. نبشی فوقانی باید امکان دوران تیر را روی نبشی نشیمن ممکن سازد به این دلیل باید دارای انعطاف مناسبی باشد (شکل ۱۵-۶ ب). به این جهت تنها مطابق شکل (۱۵-۱۲) لبه بالها به تیر و ستون جوش می شود.

نبشی نشیمن به دلیل محدودیت ضخامت نبشی نمی تواند بارهای بسیار سنگین را تحمل کند لذا برای اتصال آن به ستون جوش قائم دو بر جانی نبشی نشیمن (شکل ۱۵-۱۲) کفایت خواهد کرد. همان گونه که

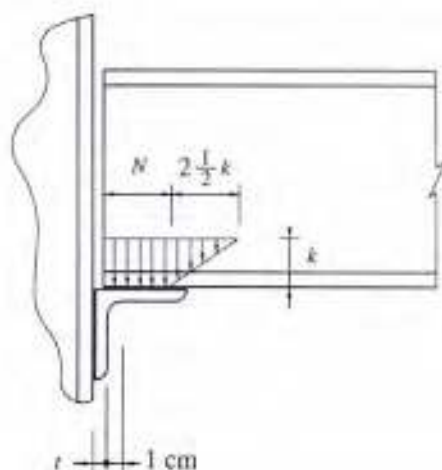


شکل ۱۵-۱۲

ذکر شد نباید بجز دو لبه بالهای نبشی فوقانی به جوش دو بر جانبی آن پرداخت زیرا چنین جوشکاری مانع دوران تیر خواهد شد.

طراحی نبشی نشیمن با مراجعه به شکل (۱۳-۱۵) بصورت گام به گام بشرح زیر انجام می‌شود.

- ۱- تعیین عرض نبشی نشیمن
- ۲- تعیین بازوی لنگر e یا e_f
- ۳- تعیین طول و ضخامت نبشی نشیمن
- ۴- تعیین ابعاد نهایی نبشی و اندازه جوش



شکل ۱۵-۱۳

حداقل اندازه عرض نبشی از طریق تعیین طول تکیه گاهی N و با دو کنترل (الف) جلوگیری از جاری شدن جان تیر (ب) جلوگیری از لهیدگی جان تیر انجام می گیرد.

جلوگیری از جاری شدن جان تیر از طریق رابطه زیر انجام می گیرد.

$$N \geq \frac{P_u}{\phi F_{yw} t_w} = 2.5 k$$

P_u : عکس العمل و یا بار با ضریب

ϕ : ضریب مقاومت که برابر با واحد است

t_w : ضخامت جان تیر

F_{yw} : تنش تسلیم جان تیر

k : فاصله بین خط گلوگاهی تیر و سطح خارجی بال

جلوگیری از لهیدگی جان از طریق رابطه زیر انجام می گیرد

$$\phi P_u \leq \phi 565 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}}$$

ϕ : ضریب مقاومت که برابر با ۰/۷۵ است.

P_u : استحکام اسمی لهیدگی

t_f : ضخامت بال تیر

d : ارتفاع تیر.

با توجه به شکل (۱۳-۱۵) مقادیر e یا e_f به صورت زیر معین می شود:

$$e_f = \text{فاصله نصب} + \frac{N}{2}$$

$$e = e_f - t - 1 \text{ cm}$$

لنگر خمشی در مقطع بحرانی خواهد شد

$$M_u = P_u e$$

به این طریق ضخامت t با اعمال $M_u = \phi_b M_n$ معین خواهد شد.

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b Z F_y = \phi_b \frac{L t^2}{4} F_y$$

$$t^2 = \frac{4 M_u}{\phi_b F_y L} = \frac{4 P_u e}{\phi_b F_y L}$$

ϕ_b : ضریب مقاومت و برابر با ۰/۹

L : طول نبشی نشین (عرض مقطع مستطیلی بحرانی حین خمش)

مثال ۱۵-۳

عکس العمل تیری از نوع IPE 30 برابر با $P_u = 10$ ton است اگر نوع فولاد نبشی نشیمن نرمه باشد مطلوبست طرح تکیه گاه تیر، ستون 20 IPB است.

حل:

حداقل طول تکیه گاه تیر روی نبشی معین می‌شود،

$$N = \frac{P_u}{\phi F_{yw} t_w} - 2.5k = \frac{10000}{1(2333)(0.71)} - 2.5(2.55) = (\text{منفی است})$$

پس باید حداقل تکیه گاه را انتخاب کرد، توصیه می‌شود این مقدار حداقل برابر با 10cm انتخاب گردد.

$$\phi P_n = 0.75(565)(0.71^2) \left[1 + 3 \left(\frac{10}{30} \right) \left(\frac{0.71}{1.07} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2333(1.07)}{0.71}}$$

$$\phi P_n = 19500 \text{ kg} > 10 \text{ ton} \quad \text{OK.}$$

بازوی لنگر برای تعیین ضخامت نبشی خواهد شد:

$$e_f = \frac{N}{2} + 1.2 = \frac{10}{2} + 1.2 = 6.2 \text{ cm.}$$

$$L = b_f + 3 = 15 + 3 = 18 \text{ cm.}$$

$$e = e_f - t - 1 = 6.2 - t - 1 = 5.2 - t$$

$$t^2 = \frac{4 P_u e}{\phi_b F_y L} = \frac{4 \times 10000(5.2 - t)}{0.9 \times 2333 \times 18}$$

$$t^2 + 1.06t - 5.50 = 0 \quad t \geq 1.87$$

$$L180 \times 18$$

حال باید به محاسبه جوش نبشی به ستون پرداخت.

$$R_u = \frac{P_u}{2L^2} \sqrt{L^2 + 20.25 e_1^2} \quad e_1 = e_f$$

$$R_u = \frac{10000}{2(18)^2} \sqrt{18^2 + 20.25(6.2)^2} = 512 \quad \text{kg/cm}$$

$$\phi R_{nw} = \phi(0.707 a)(0.6 F_{EXX}) = 0.75(0.707 a)(0.6 \times 4830) \\ = 1537 a$$

$$a = \frac{512}{1537} = 0.33$$

$$a_{min} = 6 \text{ mm} \quad a = 6 \text{ mm}$$

۸-۱۵ نشیمنگاههای سخت شده

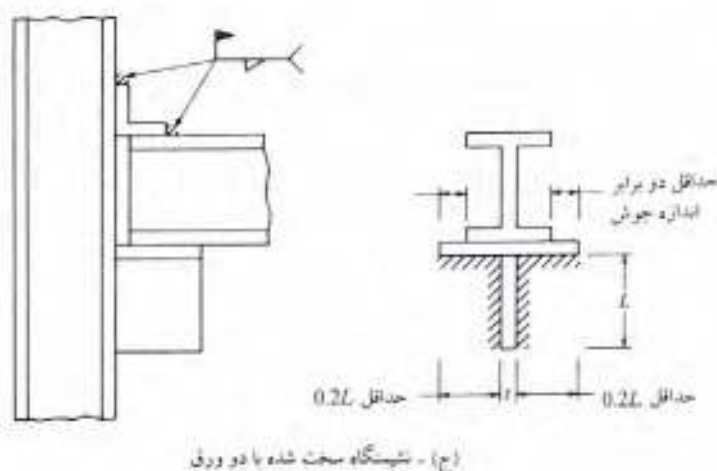
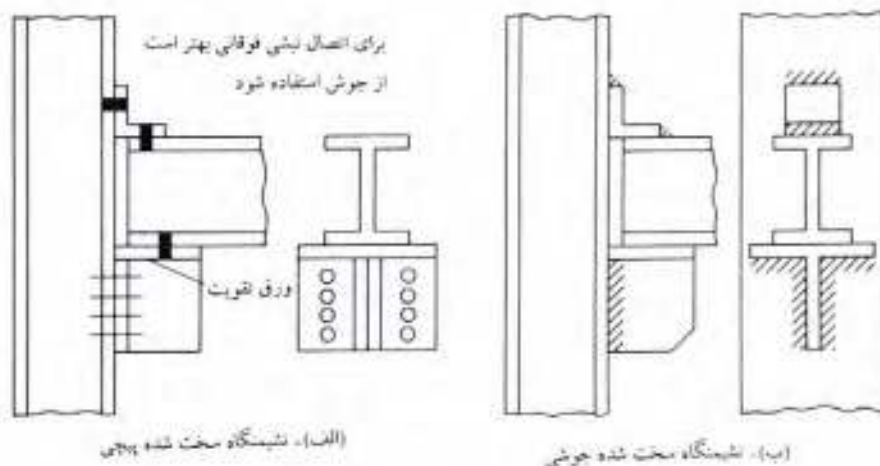
زمانی که عکس العمل تیر روی تکیه گاه‌ها زیاد باشد، معمولاً اقدام به تقویت تکیه گاه می‌نمایند. زیرا که عکس العمل زیاد تیر سبب بالا رفتن لنگر خمشی در مقطع بحرانی نبشی نشیمن می‌گردد. باید از ضخامت زیادی برای تحمل این لنگر استفاده شود، مشخصات نبشی‌های موجود جوابگوی عکس العملهای بالای تیرها نیست و ناچار باید از نشیمنگاه سخت شده استفاده شود. انواع متعارف این گونه تکیه گاهها در شکل (۱۴-۱۵) نشان داده می‌شود.

این نوع نشیمنگاه را می‌توان به کمک جوش و یا پیچ ایجاد کرد. نشیمنگاه پیچی را می‌توان به کمک دو نبشی و مطابق شکل (۱۴-۱۵ الف) ساخت و زمانی که از نوع سپری استفاده می‌شود می‌توان این تکیه گاه را با جوش و یا پیچ اجرا نمود. نوع جوشی این اتصال در شکل (۱۴-۱۵ ب) نشان داده شده است که ممکن است مطابق آنچه در شکل (۱۴-۱۵ ج) نشان داده شده است این تکیه گاه را با دو ورق نیز ایجاد کرد. طول حداقل این نشیمنگاه مطابق آنچه در تکیه گاه نبشی نشیمن ذکر گردید معین خواهد شد (که باید از جاری شدن و لهیدگی جان تیر جلوگیری شود)، توصیه می‌شود که ضخامت جان نشیمنگاه از دو برابر ضخامت جان تیر کمتر گرفته نشود و ضخامت بال نشیمنگاه نیز کمتر از ضخامت بال آن نباشد. مشخصات و مقادیر حداقل ابعاد جوش تکیه گاه به ستون در شکل نشان داده شده است، بدیهی است جوش این تکیه گاه باید به لنگر خمشی و برش حاصل از عکس العمل تیر پاسخ مناسب دهد.

۹-۱۵ طراحی اتصالات صلب

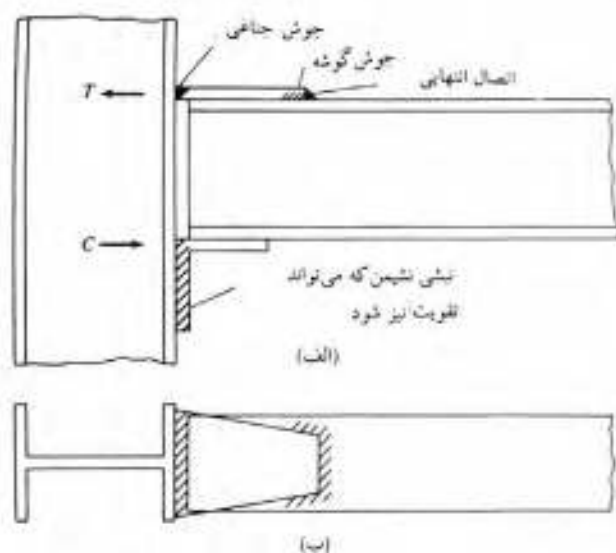
در این بند اتصالات صلب تیر به ستون شرح داده می‌شود. غرض این نیست که کلیه انواع این نوع تکیه گاهها شرح داده شود بلکه مقصود این است که اصول و تئوری انتقال لنگر و برش از تیر به سایر اعضا در این بند شرح داده شود و در نهایت نیز به کمک یک مثال ساده عددی این هدف دنبال گردد. اگر اصول حاکم بر این طراحی درک شود خواننده می‌تواند براساس آن به طرح و محاسبه کلیه انواع دیگر اتصالات صلب پیچشی یا جوش بپردازد.

در اتصالات قبلی که اتصالات ساده تیر به ستون را تشکیل می‌داد غرض حذف مقاومت خمشی تکیه گاه بود، به نوعی که تکیه گاه در برابر دوران تیر تا حد امکان مقاومتی نداشته باشد. در سازه‌های پیوسته اتصالات باید کاملاً لنگر وارده از طرف قطعات را تحمل کنند، در شکل (۱۵-۱۵ الف) اتصال متعارف صلب نشان داده شده است. در این اتصال نیروی کششی حاصل از لنگر به کمک جوش گوشه از تیر به ورق اتصال منتقل می‌شود و به کمک جوش جناغی از ورق به ستون انتقال می‌یابد. ممکن است در جهت تسهیل امر جوشکاری ورق اتصال را به صورت دوزنقه (شکل ۱۵-۱۵ ب) در آورد.



شکل ۱۴-۱۵ (الف) نشیمنگاه سخت شده پیچشی، (ب) نشیمنگاه سخت شده جوشی با سپری، (ج) نشیمنگاه سخت شده با دو ورق

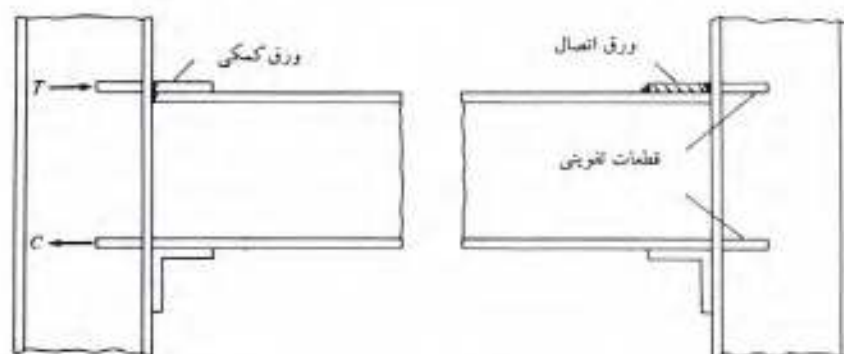
گاهی اوقات تیر را مستقیماً با جوش جناغی به ستون متصل می‌کنند و در انتهای دیگر تیر از اتصال مشابه آنچه گفته شد استفاده می‌شود. در مثال بعد این چنین عملکردی تشریح می‌شود.



شکل ۱۵-۱۵

مثال ۴-۱۵

مطلوبست طراحی اتصال صلب برای تیر شکل (۱۵-۱۶)، این تیر یک نیمرخ IPE 45 است نوع فولاد نرمه و الکتروود مصرفی $E 70$ و نحوه جوشکاری غیر خودکار است. عکس عملهای ضریب دار تیر برای برش 28 ton و برای لنگر 30 ton m است. اتصال بال تحتانی تیر به کمک نبشی $L 150 \times 15$ انجام گرفته است.



شکل ۱۶-۱۵

حل:

اتصال برشی: اگر جوش بال نبشی به ستون برای برش طراحی شود و اندازه جوش 10 mm گرفته شود داریم:

$$\text{طول جوش در هر طرف نبشی} = \frac{28000}{2(0.707)(1)(0.75)(0.6 \times 4830)} = 9.11 \text{ cm}$$

حداقل طول جوش 9.11 cm خواهد بود که توصیه می‌شود همان 15 cm بال نبشی انتخاب شود. اتصال خمشی در انتهای با اتصال مستقیم: اگر ضخامت کامل بال تیر به صورت جناغی جوش شود داریم:

$T =$ (نیروی است که باید منتقل شود)

$=$ (نسبت لنگر خمشی گیرداری به فاصله مرکز به مرکز دو بال)

$$= \frac{3000000}{45 - 1.46} = 68902 \text{ daN(kg)}$$

$$(استحکام کامل کششی جوش جناغی در عرض کامل بال) = (19)(1.46)(0.9)(2333) = 58245 \text{ kg}$$

نیروی که توسط تسمه کمکی باید منتقل شود برابر است با:

$$68902 - 58245 = 10657 \text{ kg(daN)} \quad (\text{نیرو در ورق})$$

اگر ضخامت این ورق 10 mm انتخاب شود عرض ورق خواهد شد.

$$\frac{10657}{1 \times 0.9 \times 2333} = 5.08 \text{ cm}$$

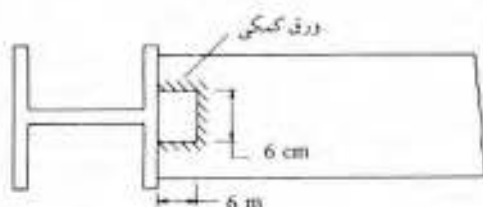
که برابر با 6 cm گرفته می‌شود.

اگر ضخامت جوش گوشه ورق کمکی 6 mm گرفته شود، طول لازم جوش خواهد شد.

$$(\text{طول حداقل جوش گوشه}) = \frac{10657}{(1)(0.707)(0.75)(0.6 \times 4830)} - 6 = 0.94 \text{ cm}$$

توصیه می‌شود از ورق $PL 60 \times 60 \times 10$ و با جوشکاری کلیه اطراف آن استفاده شود.

اتصال خمشی در انتهای دیگر تیر: در این انتها فرض می‌شود که اتصال مستقیم بال به ستون ممکن نباشد.



شکل ۱۵-۱۷

$$T = \frac{3000000}{45} = 66667 \text{ kg} \quad (\text{تیرویی که بال منتقل می کند})$$

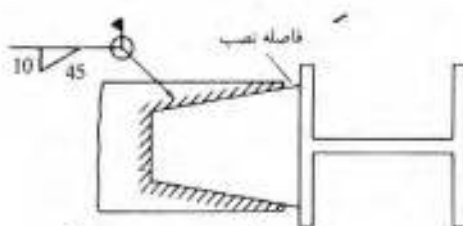
اگر فرض شود که عرض تسمه اتصال چیزی کمتر از عرض بال باشد (مثلاً ۱۸ cm) ضخامت ورق به صورت زیر معین خواهد شد:

$$t = \frac{66667}{18(0.9 \times 2333)} = 1.76 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 18 \text{ mm}$$

اگر از جوش گوشه به اندازه ۱۰ mm استفاده شود.

$$\text{طول لازم جوش} = \frac{66667}{(1)(0.707)(0.75 \times 0.6 \times 4830)} = 43.4 \text{ cm}$$

که مطابق شکل (۱۵-۱۸) عمل خواهد شد.

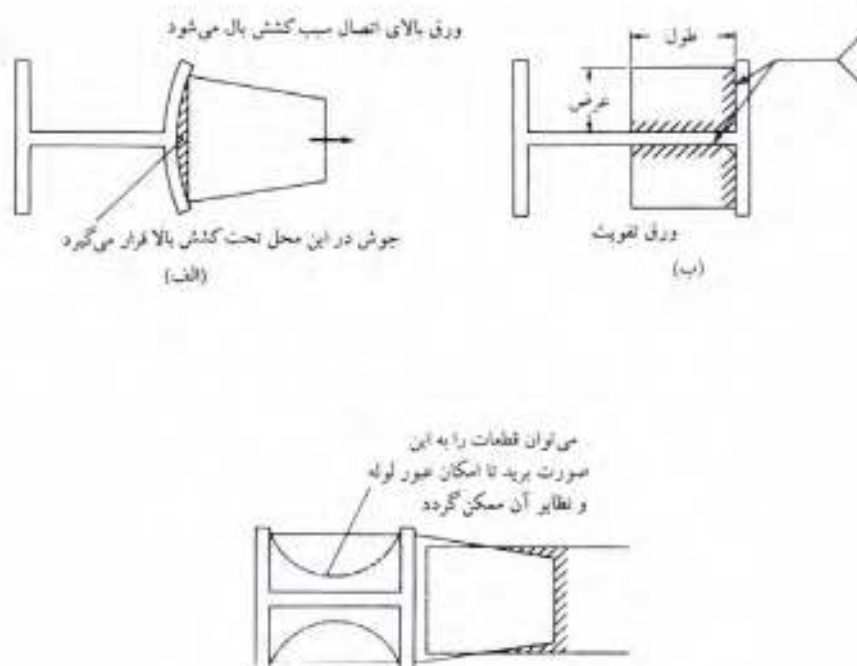


شکل ۱۵-۱۸

۱۵-۱۰ تقویت جان ستون

اگر ستون در محل اتصال تیر به آن تغییر شکل دهد هر چند که اتصال تیر به ستون بی نقص باشد تا حد بالایی مقاومت تحمل لنگر اتصال مورد سؤال قرار خواهد گرفت. از طرف دیگر اگر ورق بال فوقانی تیر با کشش خود سبب تغییر شکل بال نیمرخ ستون مطابق شکل (۱۵-۱۹ الف) شود، جوش میانی ورق شدیداً افزایش تنش خواهد یافت.

اگر خطر خمشی بال ستون مطابق آنچه که گفته وجود داشته باشد، باید از مقاومت کامل خمشی اتصال اطمینان حاصل کرد. این مقاومت زمانی به وجود می آید که یا ضخامت بال لیمرخ بالا باشد یا از ورق تقویت در جهت تقویت بال ستون استفاده شود (شکل ۱۵-۱۹ ب). گاهی ترجیح داده می شود که از نیمرخ دیگری برای ستون استفاده شود زیرا که برخی از مهندسين طراح کاربرد ورق تقویت را مناسب نمی دانند. استفاده از ورق تقویت در ستون از نظر مهندس معمار مناسب نیست زیرا عبور قطعات نظیر لوله را از کنار ستون مورد سؤال قرار می دهد، البته چنین مشکلی را می توان براحتی مرتفع کرد. اولاً اگر تنها از یک سمت تیر به ستون متصل می شود ورق تقویت را می توان تنها تا وسط نیمرخ ستون اجرا کرد



شکل ۱۵-۱۹

(شکل ۱۵-۱۹ ب)، و اگر تیر از هر دو سمت به ستون متصل می‌شود می‌توان مانند شکل (۱۵-۱۹ ج) قطعات تقویتی را برای عبور لوله یا قطعات مشابه برید.

فرض می‌شود که نیروی کششی ضریب دار مورد انتقال از تیر به ستون با P_{bf} نشان داده شود. اگر این مقدار از هر یک از مقادیر زیر که ستون می‌تواند تحمل کند بیشتر شود، استفاده از ورق تقویت ستون الزامی خواهد شد (ضوابط LRFD بند K1). در روابط زیر h_c ارتفاع جان بین دو خط گلوله‌گاه نیم‌رخ است و t_f ضخامت بال تیر و یا ضخامت ورق اتصال است که از طریق آن نیرو به ستون منتقل می‌شود.

$$P_{bf} = (\text{استحکام طراحی بال}) = 5.625 t_f^2 F_y$$

$$P_{wf} t_b + P_{nv} = (\text{استحکام جاری شدن جان ستون}) = F_y t_w (5k + t_b)$$

$$P_{nb} = (\text{استحکام کمانشی جان بدون تقویت ستون}) = 30640 \left(\frac{t_w}{h_c} \right) t_w^2 \sqrt{F_y}$$

در این روابط F_y بر حسب kg/cm^2 (یا bar)، t بر حسب cm و P بر حسب kg (یا daN) خواهد بود.

ذیلاً توصیه‌های ضوابط LRFD برای طراحی ورقهای تقویت ستونها ذکر می‌شود.

۱- مجموع عرض ورق تقویت و $\frac{1}{4}$ ضخامت جان ستون نباید کمتر از $\frac{1}{4}$ عرض پال ستون و با عرض ورق اتصال تیر به ستون باشد.

۲- ضخامت ورق تقویت نباید کمتر از $t/2$ باشد.

۳- اگر تنها از یک سمت ستون تیر به آن متصل می‌شود، الزامی نیست که طول تسمه تقویت بیشتر از $\frac{1}{4}$ ارتفاع نیمرخ ستون شود.

۴- تسمه تقویت باید با جوش کافی به جان ستون و با استحکامی که قادر به تحمل نیروی حاصل از لنگر نامتقارن مؤثر بر دوبر ستون می‌باشد متصل گردد.

در مثال ۱۵-۵ می‌توان از تغییر نیمرخ ستون به نیمرخ بالاتر و یا از تسمه تقویت به منظور تقویت نیمرخ ستون استفاده کرد، که هر دو مورد تشریح شده است.

مثال ۱۵-۵

فرض می‌شود که ستون مثال (۱۵-۴) از یک نیمرخ IPB30 تشکیل شده باشد، نیروی مورد انتقال T و C به ستون (kg) 68902 است. خواهیم دید که این نیمرخ برای تحمل این نیرو ضعیف است.

الف - مطلوبست تعیین نیمرخ قوی‌تری برای این ستون ب - اگر بخواهیم از همان نیمرخ IPB30 استفاده شود، نحوه تقویت نیمرخ ستون چگونه خواهد بود. از الکتروود $E 70$ و روش غیر خودکار (دستی) برای جوشکاری استفاده خواهد شد.

حل :

بالا بودن نیروی مورد انتقال در اتصال بررسی می‌شود.

$$P_{bf} = 5.625 t_f^2 F_{yf} = 5.625 \times 1.9^2 \times 2333 = 47374 < 68902 \text{ kg.}$$

$$P_{wl} t_b + P_{wo} = F_{yw} t_w (5k + t_b) \\ = 2333 \times 1.1 (5 \times 4.6 + 1.46) = 62771 < 68902 \text{ kg.}$$

$$P_{wb} = 30640 \left(\frac{t_w}{h_c} \right) t_w^2 \sqrt{F_{yw}} \\ = 30640 \left(\frac{1.1}{20.8} \right) 1.1^2 \sqrt{2333} = 94702 > 68902 \text{ kg}$$

لذا باید از نیمرخ دیگری استفاده شود و یا نیمرخ موجود تقویت گردد

الف - نیمرخ قوی تری انتخاب می‌شود.

از نیمرخ 22 IPB_p استفاده می‌شود.

$$P_{bf} = 5.625 \times 2.6^2 \times 2333 = 88712 > 68902 \text{ kg}$$

$$P_{wt} t_b + P_{wo} = 2333 \times 1.55(5 \times 4.4 + 1.46) = 84834 > 68902$$

$$P_{wb} = 30640 \left(\frac{1.55}{15.2} \right) \times 1.55^2 \sqrt{2333} = 362575 > 68902 \text{ kg}$$

ب - از تقویت نیمرخ IPB30 استفاده می‌شود.

$$\text{سطح لازم مقطع تقویت} = \frac{68902 - 47374}{2333} = 9.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{حداقل عرض تسمه تقویت} = \frac{1}{3}(30) - \frac{1.1}{2} = 9.45 \text{ cm}$$

$$\text{حداقل ضخامت تسمه تقویت} = \frac{t_b}{2} = \frac{1.46}{2} = 0.73 \text{ cm}$$

$$\text{ضخامت لازم تسمه تقویت} = \frac{9.22}{9.45} = 0.98 \text{ cm} \Rightarrow 10 \text{ mm}$$

$$\text{عرض لازم تسمه تقویت} = \frac{9.22}{1.0} = 9.22 \text{ cm} \Rightarrow 10 \text{ cm}$$

$$\text{حداقل طول} = \frac{d}{2} - t_f = \frac{30}{2} - 1.9 = 13.1 \text{ cm} \Rightarrow 16 \text{ cm}$$

پس از $2PL 140 \times 100 \times 10$ استفاده خواهد شد.

حداقل اندازه جوش براساس ضخامت بال نیمرخ 6 mm خواهد شد.

$$\text{طول لازم جوش} = \frac{68902 - 47374}{(0.75 \times 0.6 \times 4830)(0.707)(0.6)} = 23 \text{ cm}$$

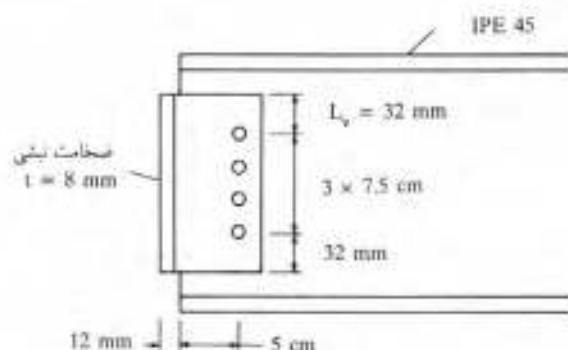
که می‌تواند 25 cm باشد توصیه می‌شود کلیه ابعاد تسمه جوش شود.

مسائل

۱-۱۵ مقدار حداکثر عکس‌العملی را که از طریق تکیه‌گاه نبشی نشیمن شکل زیر می‌توان مستقل کرد

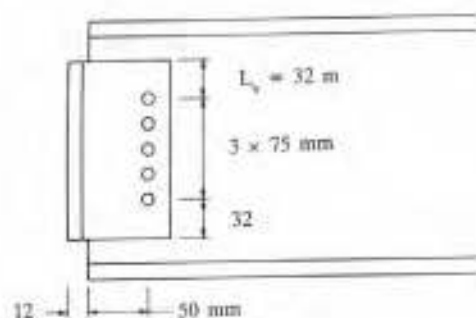
معین کنید. نوع فولاد نرمه، پیچها به قطر $\frac{3}{4}$ و از نوع A325 است، سطح برش خارج از قسمت

دندانه‌دار پیچ واقع شده است.



شکل ۱-۱۵

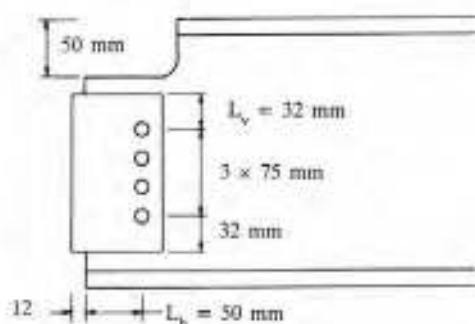
- ۲-۱۵ اگر در مسأله (۱-۱۵) قطر پیچها $\frac{7}{8}$ in باشد مسأله را حل کنید.
- ۳-۱۵ اگر در مسأله (۱-۱۵) سطح برش بر قسمت دندانه‌دار بگذرد مسأله را حل کنید.
- ۴-۱۵ اگر برای تیری از IPE 60 عکس‌العمل بار مرده 300 kN و عکس‌العمل بار زنده 200 KN باشد و از پیچهای A 325 به قطر $\frac{7}{8}$ in استفاده کنیم بنوعی که سطح برش بر خارج قسمت رزوه‌های پیچ بگذرد نبشی‌های جان مناسبی برای این تیر طراحی کنید.



مسأله (۴-۱۵)

- ۵-۱۵ مسأله (۴-۱۵) را در حالتی که از پیچ A 325 به قطر 1 in استفاده شود بار دیگر حل کنید.
- ۶-۱۵ مسأله (۱-۱۵) را در حالتی که از پیچ A 325 به قطر $\frac{3}{4}$ in به صورت اصطکاکی استفاده شود حل کنید.
- ۷-۱۵ مطلوبست طراحی نبشی جان برای تیری از نوع IPE 60 هرگاه عکس‌العمل تیر با ضریب 80 ton باشد. پیچها از نوع A 325 است و سطح برش بر قسمت دندانه‌دار می‌گذرد. فواصل پیچها مشابه مسأله (۴-۱۵) است.
- ۸-۱۵ مطلوبست طراحی نبشی جان برای اتصال تیری از نوع IPE 45 هرگاه عکس‌العمل یا ضریب تیر

30 ton باشد. این تیر مطابق شکل بریده شده است. از پیچ A325 به قطر $\frac{7}{8}$ in استفاده می‌شود، سطح برش بر قسمت رزوه‌دار پیچ می‌گذرد. نوع فولاد را نرمة بگیریید.



مسأله (۸-۱۵)

۹-۱۵ مسأله (۷-۱۵) را در حالتی که عکس العمل با ضریب برابر با 90 ton باشد و از فولاد اعلا استفاده شود بار دیگر حل کنید.

۱۰-۱۵ مطلوبست طرح نبشی جان برای تیری از نوع IPE60 هرگاه عکس العمل با ضریب تیر 60ton باشد. از الکتروود E 70 برای اتصال نبشی به تیر و از پیچ A325 به قطر $\frac{7}{8}$ in جهت اتصال به شاه‌تیر استفاده شود. سطح برش بر خارج قسمت دندانه‌دار پیچ می‌گذرد.

۱۱-۱۵ مسأله (۱۰-۱۵) را در حالتی که اتصال به شاه‌تیر نیز با جوش باشد بار دیگر حل کنید.

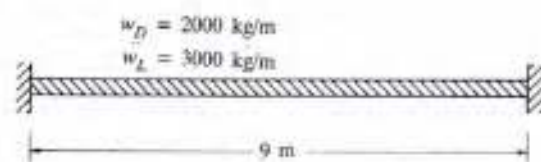
۱۲-۱۵ اگر عکس العمل با ضریب تیری برابر با 70 ton باشد، مطلوبست طرح نبشی جان برای این تیر که از IPE 60 تشکیل شده است، وسیله اتصال جوش با الکتروود E 70 است.

۱۳-۱۵ مسأله (۱۲-۱۵) را هرگاه عکس العمل تیر 90 ton باشد، بار دیگر حل کنید.

۱۴-۱۵ مطلوبست طرح نبشی نشیمن برای تیری از IPE 40 هرگاه عکس العمل با ضریب تیر 30ton باشد نوع اتصال جوش با الکتروود E70 است.

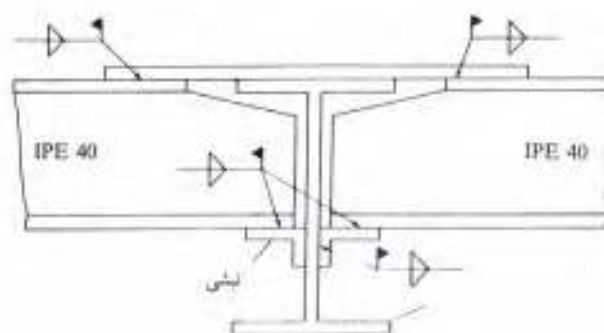
۱۵-۱۵ مطلوبست طرح اتصال صلب برای تیری از نوع IPE 60، هرگاه عکس العمل با ضریب تیر $M_u = 27$ t-m و $R_u = 50$ ton باشد. فرض می‌شود که عرض بال ستون 40 cm باشد از جوش با نفوذ کامل جناغی بال تیر برای انتقال لنگر و از اتصال جان برای انتقال برش استفاده خواهد شد.

۱۶-۱۵ در شکل زیر فرض می‌شود که تیر به کمک اتصالات صلب به ستونها متصل گردد. فرض می‌شود این تیر دارای تکیه گاههای کامل جانبی باشد و برای اجرای اتصال از جوش با الکتروود E70 استفاده شود. مطلوبست انتخاب تیر و طرح اتصال.



شکل (۱۵-۱۶)

۱۷-۱۵ دو تیر از نوع نیمرخ IPE 40 مطابق شکل زیر به شاه تیر IPE60 متصل شده و در محل اتصال به صورت یکسره عمل خواهند کرد. هرگاه عکس العمل با ضریب هر یک از تیرها 35ton باشد و لنگرگیری نیز برابر یا 9ton-m باشد و از وسیله اتصال جوش یا الکترود E70 استفاده شود، این اتصال را طراحی کنید.



شکل (۱۵-۱۷)

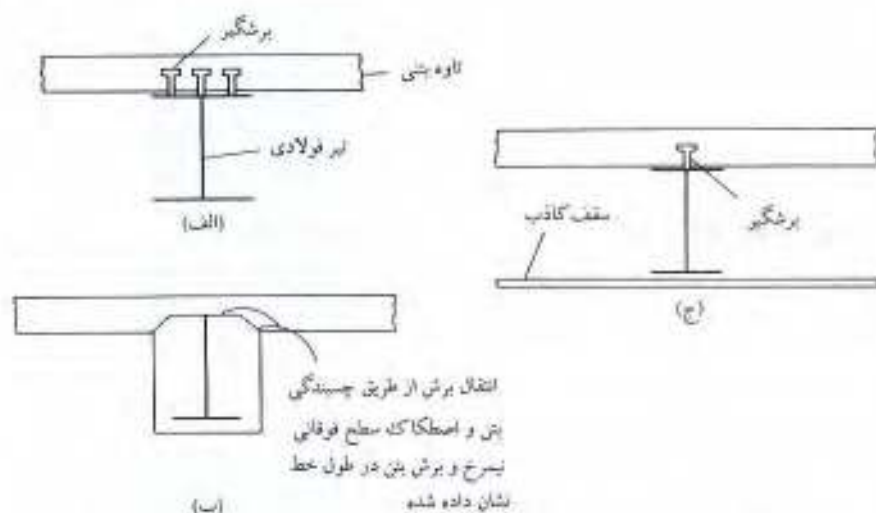
۱-۱۷ ساختمانهای مختلط

اگر یک تاوه بتی روی تیرهای فولادی قرار گیرد بنحویکه پیش‌بینی لازم به منظور انتقال برش بین آن دو انجام نگرفته باشد، چنین ترکیبی از نوع مختلط نخواهد بود. در این حالت بار وارده سبب خمش تیر و تاوه خواهد شد بنوعی که بخشی از بار توسط تاوه تحمل گردد. تا زمانی که یک پارچگی بین تیر و تاوه تأمین نشده است (یکپارچگی زمانی تأمین است که یا تیر کاملاً در بتن تاوه دفن شده باشد و یا از برشگیر برای انتقال برش بین تیر و تاوه استفاده شود) می‌توان از بار حمل شده توسط تاوه صرف‌نظر کرد.

طی سالیان طولانی تیر فولادی و تاوه‌ی بتی به همراه یکدیگر و بدون سعی در عملکرد توأم و به‌صورت یک قطعه مختلط، به کار برده می‌شد. در سالیان اخیر معلوم شد که با عملکرد توأم آنها به میزان قابل توجهی باربری مجموع آنها تحت بارهای وارده افزایش می‌یابد. اگر تیر فولادی با تاوه‌ی بتی به صورت مختلط عمل کند در اغلب حالات می‌تواند به میزان یک سوم، یک دوم و گاهی بیشتر از آن افزایش در باربری را در مقایسه با حالت غیرمختلط نشان دهد.

به کارگیری تفکر مختلط در پلها توسط ضوابط AASHTO در سال ۱۹۴۴ میلادی ممکن گردید. از سالهای ۱۹۵۰ میلادی استفاده از کفهای مختلط در پلها به سرعت رونق گرفت به صورتی که در حال حاضر کفهای مختلط شکل بسیار متعارفی در پلسازی جهان پیدا کرده است. در این کفها برش طولی از طریق برشگیر از تیرهای طولی به کف بتنی منتقل می‌شود و این امکان را فراهم می‌آورد تا کف بتنی در تحمل لنگرهای خمشی سهم عمده‌ای ایفا کند. چنین مقطعی در شکل (۱-۱۷ الف) نشان داده شده است.

اولین بار در سال ۱۹۵۲ میلادی ضوابط AISC اجازه استفاده از کف مختلط را در ساختمانها مورد تأیید قرار داد. این گونه کفها را می‌توان به صورت نیم‌رخ دفن شده در بتن نظیر شکل (۱-۱۷ ب) که اغلب به دلیل اقتصادی کمتر به کار می‌رود اجرا نمود ولی اغلب مانند شکل (۱-۱۷ ج) به کمک برشگیر اجرا



شکل ۱۷-۱ (الف) کف مختلط پل با برشگیر، (ب) نیمرخ دفن شده در بتن، (ج) کف ساختمانها با برشگیر

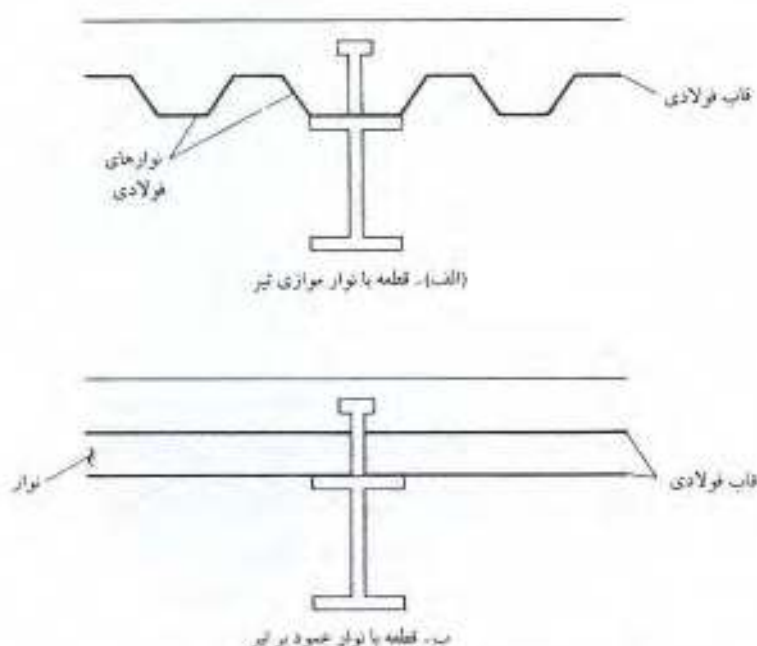
می‌شود. اگر نیمرخ فولادی در بتن دفن شود انتقال برش در مقطع به کمک چسبندگی و اصطکاک بین بتن و فولاد و استحکام برش در طول دو خط چین شکل (۱۷-۱ ب) انجام خواهد گرفت. امروزه از ورقهای تاشده به منظور قالب بتن تاوه در کفهای مختلط استفاده می‌شود، شکل (۱۷-۲).

۱۷-۲ فواید مقاطع مختلط

تاوه کف در مقاطع مختلط نه تنها به عنوان تاوه به تحمل بارهای زنده می‌پردازد بلکه به عنوان بخشی از تیر عمل می‌کند. کف می‌تواند مانند تسمه‌ای قوی که به بال فوقانی تیر متصل شده استحکام تیر را به میزان قابل ملاحظه‌ای افزایش دهد.

مزیت ویژه کفهای مختلط در این است که با استفاده از باربری بالای بتن در فشار با قرار دادن سطح قابل ملاحظه‌ای از تاوه در قسمت فشاری به تحمل بارهای وارده می‌پردازد، به همین نحو درصد بالایی از مقطع فولاد را نیز تحت کشش قرار می‌دهد (که خود مزیتی به حساب می‌آید). در نتیجه وزن فولاد لازم برای تحمل همان بار با همان دهانه بسیار تقلیل می‌یابد. مقاطع مختلط دارای سختی خمشی بالایی بوده و لذا تغییر مکان کمتری دارند. علاوه بر این آزمایشها نشان داده است که توانایی یک مقطع مختلط در تحمل اضافه بار بسیار بیشتر از یک مقطع غیر مختلط است.

حسن دیگر مقطع مختلط این است که ارتفاع قطعه در مقایسه با بار وارده کم است چنین حسی در



شکل ۱۷-۲ مقاطع مختلف به کمک ورقهای نازک به عنوان قالب بتن

ساختمانهای طبقاتی بسیار مهم است. اگر ارتفاع کف تقلیل یابد هزینه دیوارسازی، لوله کشی، سیم کشی، کانال کشی، آسانسور و پی سازی تقلیل خواهد یافت. اگر ارتفاع تیر تقلیل یابد سبب تقلیل هزینه حفاظت آن در برابر حریق خواهد شد. عیب مقاطع مختلف در این است که باید به تهیه و نصب برشگیر پرداخت و اگر دهانه های تیر کم بوده و بارهای وارده بالا نباشد هزینه تهیه و نصب برشگیر از صرفه جوییهای فوق بیشتر خواهد شد.

۱۷-۳ شمع بندی

پس از آنکه اسکلت فلزی نصب گردید بتن دال ریخته می شود و لذا وزن قالب بندی، بتن تر و سایر قطعات باید توسط تیرهای فولادی و یا شمع بندی موقت تحمل گردد. اگر از شمع بندی استفاده نشود وزن عناصر فوق علاوه بر وزن تیر فولادی باید توسط تیر فولادی تحمل شود. اغلب ضوابط بر این عقیده اند که پس از آنکه ۷۵ درصد مقاومت ۲۸ روزه بتن حاصل شد مقطع اجرا شده را می توان مقطع مختلف دانست. اگر از شمع بندی استفاده شود، شمع بندی وزن عناصر فوق را تحمل خواهد کرد. عملاً شمع بندی وزن تیر را تحمل نخواهد کرد مگر اینکه خیز اولیه تیر بنوعی حذف شود که چنین عملی مستطقی نیست. پس از

بازکردن قالب و حذف شمع بندی کلیه وزن‌ها توسط تیر مختلط (نه تنها توسط تیر فولادی) تحمل خواهد شد. قابل درک است که اگر از شمع بندی استفاده شود وزن تیر فولادی تقلیل خواهد یافت، سؤال اینجاست که آیا صرفه جویی در وزن آهن با هزینه اضافی شمع بندی قابل رقابت است یا خیر. احتمالاً پاسخ منفی است و لذا تصمیم مناسب حذف شمع بندی و استفاده از تیر فولادی سنگینتر است، دلایل زیر انتخاب فوق را تأیید می کنند.

۱- جدا از دلایل اقتصادی استفاده از شمع بندی خصوصاً زمانی که امکان نشست شمع ها (مثلاً در

پلسازی) وجود دارد کار بسیار پردردسری است.

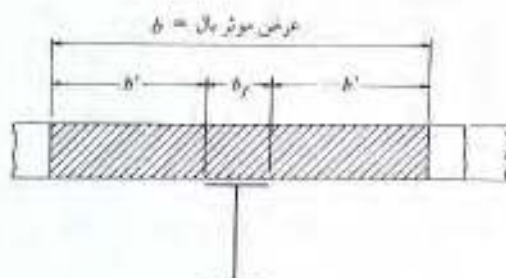
۲- تئوری و کار آزمایشگاهی نشان داده است که استحکام نهایی یک تیر مختلط با و بدون استفاده از شمع بندی در صورتی که دارای ابعاد یکسان باشند یکی است و لذا اگر از تیر ضعیفتری استفاده شود استحکام نهایی آن نیز کمتر خواهد بود.

۳- عیب دیگر استفاده از شمع بندی در این است که پس از کرنش کامل بتن و حذف شمع بندی تاوه بتنی به عنوان قسمت باربر فشاری تیر مختلط به تحمل بار مرده دراز مدت خواهد پرداخت و لذا در امتداد تیر فولادی خزش و انقباض قابل ملاحظه ای پیدا خواهد کرد. نتیجه اینست که به شکل چشم گیری تنش آن تقلیل یافته و تنش فولاد افزایش می یابد و احتمالاً بار مرده تنها توسط تیر تحمل خواهد شد و مقطع مختلط به تحمل بار زنده خواهد پرداخت و این دقیقاً حالتی است که از شمع بندی استفاده نشود.

۱۷-۴ عرض مؤثر بال

سؤال در تیر مختلط این است که چه عرضی از تاوه را می توان بخشی از تیر مختلط دانست. اگر فاصله تیرها کم باشد تقریباً مقطع تاوه به صورت یکنواخت تحت فشار قرار می گیرد و اگر فاصله تیرها زیاد باشد تنش خمشی در عرض بال بتنی به صورت غیرخطی تغییر خواهد کرد و هر قدر سطح بخشی از تاوه از تیر فولادی فاصله بیشتر داشته باشد تنش خمشی آن کمتر خواهد بود. ضوابط طراحی برای حل مسأله، عرض باریکتری از عرض کل تاوه را با تنش یکنواخت به عنوان بال تیر مختلط معین می کنند و فرض می شود که این بخش از تاوه همان میزان فشاری را که کل عرض تاوه عملاً تحمل می کند تحمل نماید. در شکل (۱۷-۳) عرض مؤثر b_e تاوه نشان داده شده است.

آن قسمت از تاوه یا بال تیر که تصور می شود بخشی از تیر مختلط باشد توسط ضوابط طراحی معین می شود. ضوابط LRFD در بند 3.1 I خود عرض مؤثر تاوه بتنی را در هر یک از طرفین محور تقارن تیر کمترین مقدار از سه مقدار زیر می داند. این قاعده برای حالتی که تاوه در یک سمت و یا دو سمت تیر واقع شده باشد برقرار است.



شکل ۱۷-۳

۱- یک هشتم دهانه تیر که محور به محور تکیه‌های تیر ساده و یا تیر یکسره خواهد بود.

۲- یک دوم فاصله محور به محور تیر و تیر مجاور

۳- فاصله بین محور تیر و لبه تاوه

ضوابط AASHTO عرض مؤثر بال را بنوعی دیگر معین می‌کند، حداکثر عرض باید از یک چهارم دهانه تیر، دوازده برابر ضخامت حداقل تاوه و از فاصله مرکز به مرکز تیرها تجاوز نکند و اگر تاوه تنها در یک طرف تیر قرار داشته باشد عرض مؤثر تیر نباید از یک دوازدهم دهانه تیر، شش برابر ضخامت تاوه و یک دوم فاصله مرکز به مرکز دو تیر مجاور تجاوز کند.

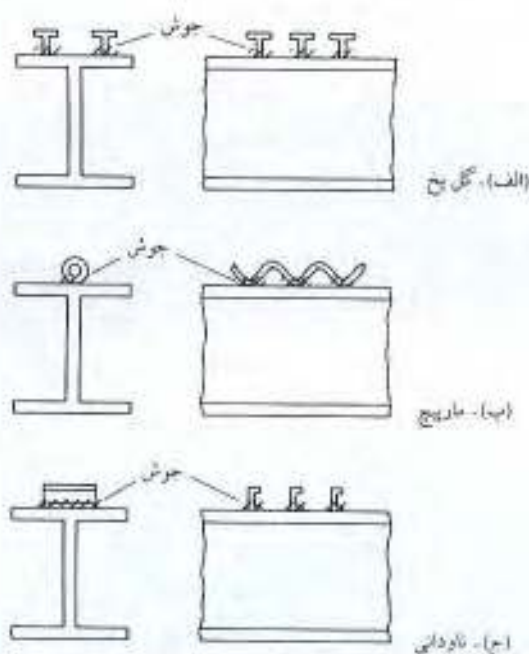


برشگیر از نوع ناودانی در یک تیر مختلف

۱۷-۵ انتقال برش

تاوه بتنی می‌تواند مستقیماً روی بال فوقانی تیرها قرار گیرد و یا تیرها به منظور حفاظت در برابر حریق کلاً در بتن دفن گردند. البته اجرای چنین حالتی گران تمام می‌شود و بسیار بندرت به کار می‌رود. در حالت دفن نیمرخ در بتن، انتقال برش بین بتن و فولاد توسط قدرت چسبندگی آن دو خواهد بود و البته احتمال به کاربردن عناصر تقویتی در حالت لزوم نیز وجود دارد. در حالتی که تاوه روی نیمرخ قرار می‌گیرد انتقال برش به کمک برشگیرها خواهد بود. در پلها نیازی به حفاظت تیر در برابر حریق وجود ندارد و لذا تاوه کف روی بال نیمرخ فولادی قرار خواهد گرفت. چون در پلها احتمال اعمال بارهای سنگین و غیر عادی وجود دارد لذا از قدرت چسبندگی بتن و نیمرخ فولادی که می‌تواند به راحتی از بین برود صبر فظفر می‌شود و برشگیرها را برای انتقال کل برش ممکن بتن تاوه و نیمرخ فولادی طراحی می‌کنند.

از برشگیرهای connector مختلف که به شکلهای، میلگرد مارپیچ، ناودانی، زد، نبشی و گل میخ طراحی می‌شوند می‌توان استفاده کرد برخی از این برشگیرها در شکل (۱۷-۴) نشان داده شده‌اند. بر رسیهای اقتصادی معمولاً کاربرد گل میخ را توصیه می‌کند که آنها را باید به بال فوقانی نیمرخ فولادی



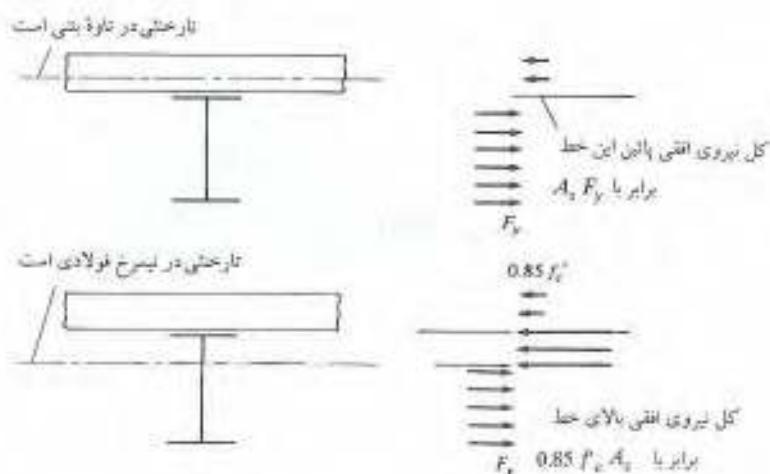
شکل ۱۷-۴

جوش کرد. قطر این گل میخها از 10 mm تا 25 mm طراحی می شود و طول آنها می تواند از 5cm تا 20 cm تغییر کند. ضوابط LRFD در بند (I 5.1) طول گل میخ را کمتر از چهار برابر قطر آن نمی پذیرد. گل میخ را که یک مبلگرد فولادی است در یک انتها به بال نیمرخ فولادی جوش می کنند و انتهای دیگر آن را برای جلوگیری از جدا شدن بتن از نیمرخ پهن تر می نمایند. گل میخها را می توان به راحتی حتی به کمک کارگر جوشکار یا تجربه متوسط به بال نیمرخ جوش داد.

اگر برشگیرها را در کارخانه به نیمرخ فولادی جوش دهند بسیار اقتصادی خواهد بود ولی امروزه تمایل زیادی به جوش آنها در کارگاه وجود دارد زیرا که اولاً احتمال آسیب دیدن آنها حین انتقال از کارخانه به کارگاه وجود دارد و ثانیاً در مراحل اولیه نصب کارگاهی، وجود برشگیر حرکت کارگران نصب را روی تیرهای فولادی مشکل می کند.

هرگاه یک تیر مختلط تحت آزمایش قرار گیرد احتمال گسیختگی آن با خرد شدن بتن تاوه آغاز خواهد شد. در یک چنین حالتی بهتر است فرض شود که نیمرخ فولادی و بتن به صورت همزمان به شرایط خمیری رسیده باشند.

برای درک بهتر مطلب بهتر است به شکل (۵-۱۷) مراجعه شود. اگر تار ختنی در تاوه بتنی قرار گیرد حداکثر برش افقی (یا نیروی افقی بالای سطح ختنی) برابر با $A_s F_y$ خواهد بود و اگر خط ختنی در نیمرخ فولادی قرار گیرد حداکثر برش افقی برابر با $A_s f_c$ می شود. (معمولاً فرض می شود که تنش متوسط گسیختگی بتن در ناحیه فشاری یک تیر بتن مسلح برابر با $0.85 f_c'$ باشد).



شکل ۵-۱۷

به این طریق می‌توان کل برش (برش متحمل‌ه توسط کلیه برشگیرها) را محاسبه کرد. بر طبق بند (I5.2) ضوابط LRFD برای عملکرد مختلط مقطع، کل برش افقی نقطه حداکثر لنگر و نقطه صفر لنگر خمشی تیر را باید برابر یا حداقل مقادیر زیر گرفت که در آن Q_n لاکل استحکام اسمی برشگیرهاست که در بند ۷-۱۷ به آن خواهیم پرداخت:

$$\begin{array}{ll} (ب) & A_g F_y \\ (الف) & 0.85 f'_c A_c \\ (ج) & \Sigma Q_n \end{array}$$

۶-۱۷ تیرهای نیمه مختلط

فرض کنید که برای طراحی نیاز به تیری مختلط باشد که استحکام طراحی آن 60tm باشد و فرض می‌شود که اگر نیم‌رخ فولادی برای این تیر انتخاب شود (و یا تاوه به صورت مختلط عمل کند) مقدار M_n برابر با 68 tm شود. اگر انتخاب برشگیرها بنحوی باشد که اختلاط کامل نیم‌رخ فولادی و تاوه بتنی را تأمین کند بدیهی است که استحکام طراحی برابر با 68tm خواهد شد در حالی که 60 tm برای ما کافی است. بدیهی است که اگر مقدار برشگیرها را به تعدادی انتخاب کنیم که استحکام طراحی را برابر با 60 tm معین کند به این طریق تعداد برشگیرها کاهش یافته و سبب صرفه‌جویی مالی نیز خواهد شد. یک چنین تیری را تیر نیمه مختلط خواهیم گفت زیرا مقدار لازم برشگیر برای تأمین اختلاط کامل قطعه وجود ندارد چنین حالتی را در مثالهای (۳-۱۷) و (۴-۱۷) خواهیم دید.

معمول براین است که استحکام برشی کل برشگیرها در هر تیر مختلط کمتر از ۲۵ درصد استحکام برشی لازم برای تأمین اختلاط کامل تیر ($A_g F_y$) نباشد. در غیر اینصورت محاسبات ما نشان دهنده میزان سختی و استحکام تیر مختلط نخواهد بود.

۷-۱۷ استحکام برشگیرها

برای تیر مختلط می‌توان از بتن متعارف (یا دانه‌بندی مطابق با (ASTM C33) و بتن سبک (یا دانه‌بندی مطابق با (ASTM C330) که دارای وزنی کمتر از 1500 kg/m^3 نباشد استفاده کرد.

ضوابط LRFD مقادیر استحکام برشگیر از نوع گل میخ با طول بیشتر از چهار برابر قطر و تاودانی را معین می‌کند ولی برای برشگیرها ضریب مقاومت معین نمی‌کند. زیرا معتقد است که ضریب به کار رفته برای محاسبه استحکام خمشی بتن کافی برای ملحوظ کردن تغییرات استحکام بتن که شامل تغییرات مربوط به برشگیرها نیز می‌باشد خواهد بود.

برشگیر از نوع گل میخ

استحکام اسمی برشی هر گل میخ که در بتن دفن می شود بر حسب کیلوگرم نیرو (یا daN) بر طبق رابطه زیر از بند I 5.3 ضوابط LRFD محاسبه می شود. در این رابطه A_{gc} سطح مقطع تنه گل میخ بر حسب cm^2 و f'_c استحکام فشاری بتن بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع (یا bar)، E_c ضریب ارتجاعی بتن بر حسب kg/cm^2 (یا bar) و برابر با $1.5\sqrt{f'_c}$ است که در آن w وزن مخصوص بتن بر حسب kg/m^3 است و بالاخره F_u استحکام کششی فولاد گل میخ است.

$$Q_n = 0.5 A_{gc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{gc} F_u$$

در جدول (۱۷-۱) مقدار Q_n بر اساس رابطه فوق برای گل میخ به قطر 2cm از فولاد نرمه در صورتی که در بتنی با استحکام فشاری مختلف f'_c با وزنهای 2000 kg/m^3 و 2400 kg/m^3 دفن شده باشد ذکر شده است.

جدول ۱۷-۱ استحکام متعارف برشی گل میخ به قطر 2cm

f'_c bar	w kg/m^3	Q_n kg
210	2000	9700
210	2400	11120
240	2000	10720
240	2400	12290
275	2000	11870
275	2400	13600

برشگیر از نوع ناودانی

استحکام اسمی برشی هر برشگیر از نوع ناودانی بر حسب کیلوگرم (یا daN) اگر f'_c و E_c بر حسب kg/cm^2 باشند. از رابطه زیر معین خواهد شد. این رابطه بر اساس بند I 5.4 از ضوابط LRFD آورده شده است در این رابطه t_f و t_w به ترتیب ضخامت بال و جان ناودانی بر حسب cm و L_c طول آن بر حسب cm است.

$$Q_n = 0.3 (t_f + 0.5 t_w) L_c \sqrt{f'_c E_c}$$

سایر برشگیرها

اگر از سایر انواع برشگیرها استفاده شود بر طبق ضوابط LRFD (بند 6 I) استحکام اسمی آنها باید بر اساس آزمایشات لازم معین شود.

برشگیرهای گل‌میخ بر روی عرشه‌های فولادی

اگر از برشگیرها در عرشه‌های فولادی استفاده شود بر طبق ضوابط LRFD ظرفیت اسمی آنها Q_n باید بر اساس رابطه مربوطه محاسبه شده و در ضریب تقلیلی ضرب شود. در این حالت از دو ضریب تقلیل استفاده می‌شود اول زمانی که امتداد نوار عرشه عمود بر جهت تیرخهای فولادی است و دوم زمانی که امتداد نوار عرشه در امتداد تیرخ فولادی است. مقدار این ضرایب بر اساس فاصله برشگیرها و ابعاد نوارهای عرشه متغیر است. اگر مقدار ضریب کمتر از ۱/۰ به دست آید باید در Q_n ضرب کرد.

۸-۱۷ ضوابط مربوط به تعداد، فاصله و پوشش برشگیرها

تعداد برشگیرها در حداقل لنگر خمشی حداکثر و هر یک از مقاطع لنگر خمشی صفر تیر از تقسیم نیروی افقی بر استحکام اسمی هر یک از برشگیرها یعنی Q_n به دست خواهد آمد.

فواصل برشگیرها

آزمایشات نشان داده است که استحکام نهایی تیرهایی که در آنها فواصل برشگیرها به صورت یکنواخت انتخاب شده است چندان اختلافی با استحکام نهایی تیرهایی که در آنها فواصل برشگیرها بر طبق تغییرات برش انتخاب شده و از نظر تعداد همان مقدار برشگیر در آنها به کار رفته است نداشته است و خیز هر دو نوع تیر نیز تقریباً مشابه هم بوده است. البته چنین نتایجی زمانی صحیح است که تعداد برشگیرها برای انتقال برش در هر دو طرف لنگر خمشی حداکثر، کافی باشد. به این دلیل ضوابط LRFD در بند 1) (5.6) خود اجازه می‌دهد که فواصل برشگیرها در هر طرف لنگر خمشی حداکثر به صورت یکنواخت انتخاب گردد مگر زمانی که تیر تحت اثر بار متمرکز باشد که در این حالت تعداد برشگیرها باید برای تحمل لنگر خمشی حداکثر در نقطه اثر بار متمرکز کافی باشد.

مقادیر حداقل و حداکثر فواصل برشگیرها

به استثناء مواردی که از ورقهای ناشده در عرشه فولادی سازه‌ها استفاده شده است فواصل حداقل مرکز به مرکز برشگیرها در امتداد محور طولی تیر مختلط بر طبق بند (I 5.6) ضوابط LRFD شش برابر قطر گل‌میخ و در امتداد عمود بر آن چهار برابر قطر است. در داخل نوارهای ورقهای ناشده عرشه فولادی حداقل فواصل مجاز برشگیر گل‌میخ چهار برابر قطر آن است (در هر دو جهت).

هرگاه بال نیمرخ فولادی باریک باشد حفظ ضابطه حداقل فواصل برشگیرها مشکل خواهد بود. در این حالت می‌توان از روشی مشابه آنچه در شکل (۱۷-۶) نشان داده شده است استفاده کرد.

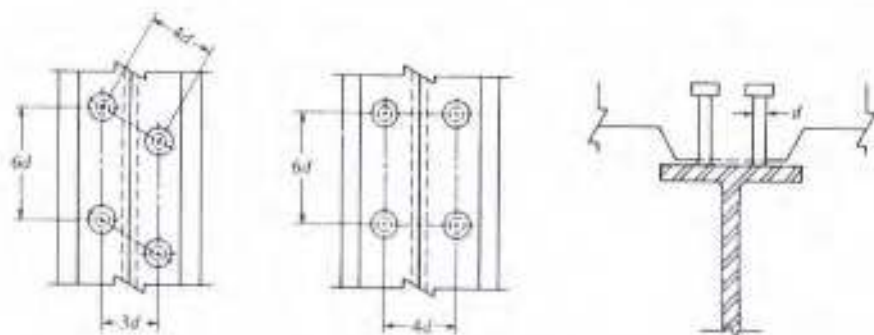
اگر امتداد نوارهای عرشه فولادی همان امتداد نیمرخ فولادی باشد و نیاز به تعدادی برشگیر افزون بر تعداد ممکن تصب از نظر فواصل حداقل وجود داشته باشد بر طبق ضمیمه بند ۱.۵.۶ I ضوابط LRFD می‌توان به قرار دادن برشگیر روی عرشه فولادی به صورت زیگزاگ به نحوی که امکان استقرار برشگیرها ممکن گردد اقدام کرد.

برشگیرها باید بتوانند مانع جابجایی افقی و قائم تاوه نسبت به نیمرخ فولادی گردند زیرا تاوه در این دو جهت تمایل به جدا شدن از نیمرخ فولادی دارد. سرگل میخ از کنده شدن عمودی تاوه جلوگیری می‌کند بر طبق بند (۱.۵.۶) I ضوابط LRFD حداکثر فواصل برشگیرها از یکدیگر به هشت برابر ضخامت تاوه بتنی محدود می‌شود.

ضوابط پوششی

بر طبق بند (۱.۵.۶) I ضوابط LRFD پوشش بتنی حداقلی برابر با ۲.۵ cm باید در اطراف برشگیرها تأمین گردد البته این ضابطه در حالتی که از برشگیرها در نوارهای ورقهای فولادی ناشده مربوط به عرشه‌های فولادی استفاده شود نافذ نخواهد بود زیرا آزمایشها نشان داده است که استحکام نهایی تیر با نزدیک شدن برشگیرها به کناره‌های نوارهای ورق ناشده تقلیل نمی‌یابد.

در حالتی که گل میخها در امتداد صفحه جان به بال نیمرخ فولادی جوش نشده‌اند، تمایل به کندن بال در ظرفیت نهایی برشی خود پیدا می‌کنند. به منظور جلوگیری از چنین پیش‌آمدی بر طبق بند (۱.۵.۶) I ضوابط LRFD قطر گل میخ نباید بزرگتر از ۲/۵ برابر ضخامت بال نیمرخ باشد که به آن جوش می‌شود.



شکل ۱۷-۶ آرایش برشگیرها

هرگاه از عرشه فولادی با ورق تاشده استفاده شود، نیمرخ فولادی باید به بتن به کمک گل میخهایی که قطر آنها بیشتر از 2cm نباشد متصل گردد. اتصال گل میخ به نیمرخ فولادی می‌تواند به صورت مستقیم و یا به صورت غیرمستقیم از طریق ورق تاشده انجام گیرد. ارتفاع گل میخ باید بنوعی باشد که حداقل 4.0cm از سطح فوقانی عرشه فولادی بالا آید و بتن روی عرشه باید حداقل 5.0cm ضخامت داشته باشد.

۹-۱۷ ظرفیت خمشی مقاطع مختلط

استحکام اسمی خمشی تیرهای مختلط تحت اثر لنگر خمشی مثبت ممکن است توسط استحکام خمیری نیمرخ فولادی، گسیختگی ناوه بتنی و یا گسیختگی پرشگیرها معین شود. از طرف دیگر اگر قسمت اعظم جان نیمرخ در ناحیه فشاری تیر مختلط واقع شود امکان دارد کماتش جان (در صورت لاغر بودن آن) تعیین‌کننده استحکام نهایی تیر مختلط باشد.

چون تحقیقات انجام شده روی کماتش جان مقاطع مختلط اندک است به این دلیل ضوابط LRFD در بند 13.2 خود با اطمینان از محافظه کارانه بودن آن، ضوابط مربوط به کماتش تیرهای فولادی غیرمختلط را در مورد تیرهای مختلط نافذ می‌شمارد. استحکام خمشی مثبت تیرهای مختلط ($\phi_b M_n$ با $\phi_b = 0.85$) با فرض توزیع تنش خمیری تیر در حالت $\frac{h_y}{t_w} \leq \sqrt{\frac{5310}{F_{yf}}}$ محاسبه می‌شود. در این رابطه h_y ارتفاع جان در حداقل دو خط گلوگاه نیمرخ و برابر با $d - 2k$ است و t_w ضخامت جان و F_{yf} تنش جاری شدن فولاد بال نیمرخ می‌باشد.

اگر مقدار h_y/t_w بزرگتر از $\sqrt{\frac{5310}{F_{yf}}}$ باشد مقدار $\phi_b M_n$ براساس $\phi = 0.9$ و تنش ارتجاعی محاسبه خواهد شد و در این حالت باید اثر شمع‌بندی را نیز ملحوظ داشت.

برطبق شواهد آزمایشگاهی ظرفیت خمشی مقاطع مختلط را می‌توان براساس نظریه خمیری معین کرد. براساس این تئوری فرض می‌شود که فولاد در ناحیه کششی کاملاً خمیری شده و تنش بتن در ناحیه فشاری نیز که آنسوی تار خنثی واقع می‌شود برابر با $0.85 f'_c$ گردد و اگر بخشی از بتن در ناحیه کششی واقع شود فرض می‌شود که این بتن ترک خورده و هیچ استحکامی نشان ندهد.

امکان دارد که تار خنثای تیر در بتن ناوه، در بال فشاری نیمرخ و یا در جان نیمرخ واقع شود که هر یک از این سه حالت ذیلاً بررسی می‌شود.

هرگاه تار خنثی در بتن ناوه واقع شود

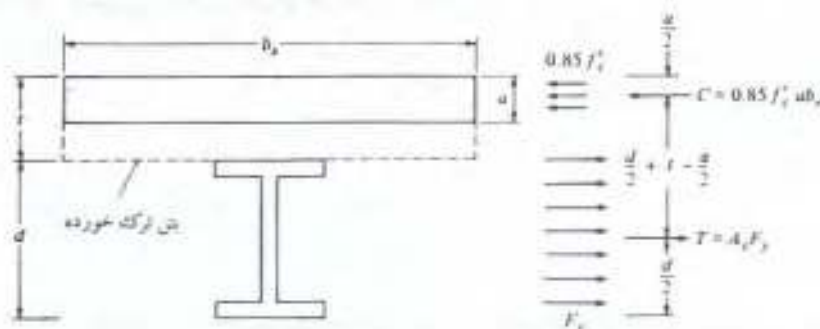
گرچه تنش فشاری بتن در حداقل تار خنثی و سطح خارجی ناوه بنوعی تغییر می‌کند ولی در جهت سهولت محاسبه فرض می‌شود که مقدار تنش در عمق a از ناوه و عرض b_e (که برطبق بند ۱۷-۴ معین می‌شود) به صورت یکنواخت و برابر با $0.85 f'_c$ معین شود. این مقدار به نوعی معین شده است که برآیند

واقعی تنش فشاری C تغییر نکند و محل اثر آن نیز همان محل اثر واقعی فشار در مقطع ناوه باشد. مقدار a را می‌توان به کمک رابطه زیر محاسبه کرد. در این رابطه فرض شده است که نیروی کششی تیر مخ را برابر با نیروی فشاری در بتن باشد.

$$A_s F_y = 0.85 f'_c a b_e$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_e}$$

اگر a برابر یا کوچکتر از ضخامت ناوه باشد تار خشی در ضخامت ناوه قرار می‌گیرد و ظرفیت لنگر خمیری و یا ظرفیت اسمی مقطع مختلط برابر یا حاصل ضرب کل نیروی کششی T و یا کل نیروی فشاری در فاصله بین دو نیرو خواهد بود (به شکل ۱۷-۷ مراجعه شود). در مثال (۱-۱۷) روش محاسبه $M_u = \phi_b M_b = \phi_b M_n$ یک تیر مختلط که در آن تار خشی در ضخامت ناوه قرار می‌گیرد شرح داده شده است.



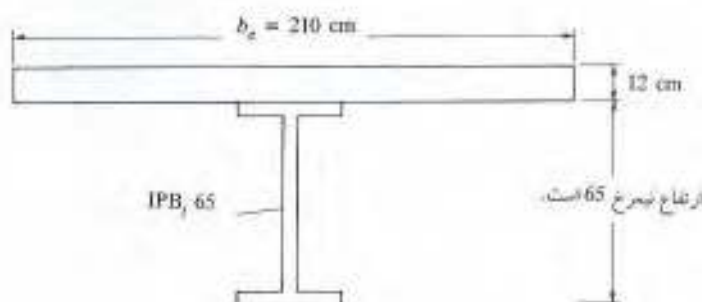
شکل ۱۷-۷ تار خشی خمیری در ناوه

مثال ۱-۱۷

در شکل (۱۷-۸) مقدار $M_u = \phi_b M_b = \phi_b M_n$ را برای یک تیر مختلط معین کنید. $F_y = 2333 \text{ kg/cm}^2$ و $f'_c = 275 \text{ kg/cm}^2$ بگیرید.

حل:

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_e} = \frac{241.6 \times 2333}{0.85 \times 275 \times 210} = 11.48 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$$



شکل ۱۷-۸

$$M_n = M_p = A_s F_y \left(\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \right) = 241.6 \times 2333 \left(\frac{64}{2} + 12 - \frac{11.48}{2} \right) = 215.6 \text{ tm}$$

$$M_u = \phi_b M_n = 0.85(215.6) = 183.3 \text{ tm}$$

هرگاه تار خنثی در بال نیمرخ فولادی واقع شود

اگر مقدار a که به روش گفته شده محاسبه می‌شود بزرگتر از ضخامت تاوه باشد تار خنثی روی نیمرخ فولادی قرار خواهد گرفت و اگر چنین شود باید معلوم گردد که آیا تار خنثی در ضخامت بال قرار می‌گیرد و یا در قسمت جان نیمرخ واقع می‌شود. فرض شود که تار خنثی در سطح تحتانی بال قرار گیرد. در این صورت نیروی فشاری C برابر با مقدار زیر خواهد شد.

$$C = 0.85 f'_c b_e t + A_f F_y$$

که در این رابطه A_f سطح مقطع بال نیمرخ است و کل نیروی کششی برابر با مقدار زیر خواهد شد.

$$T = F_y (A_s - A_f)$$

اگر C بزرگتر از T شود تار خنثی در بال نیمرخ قرار می‌گیرد و اگر $C < T$ شود تار خنثی روی جان نیمرخ خواهد بود.

اگر بر طبق محاسبات محل تار خنثی روی بال نیمرخ معین شود محل آن از سطح فوقانی بال نیمرخ با \bar{y} معین شده و مقدار آن از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

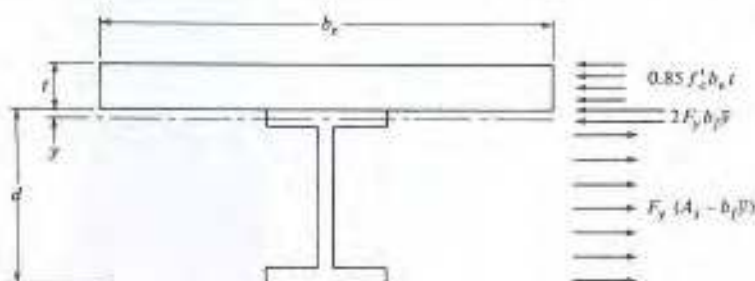
$$0.85 f'_c b_e t + F_y b_f \bar{y} = F_y A_s - F_y b_f \bar{y}$$

ولذا داریم:

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - 0.85 f'_c b_e t}{2 F_y b_f}$$

پس از تعیین \bar{y} ظرفیت لنگر خمیری و یا ظرفیت لنگر آسمی قطعه با توجه به شکل (۹-۱۷) توسط رابطه زیر و یا لنگرگیری حول تار خنثی معین خواهد شد.

$$M_p = M_n = 0.85 f'_c b_e t \left(\frac{t}{2} + \bar{y} \right) + 2 F_y b_f \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

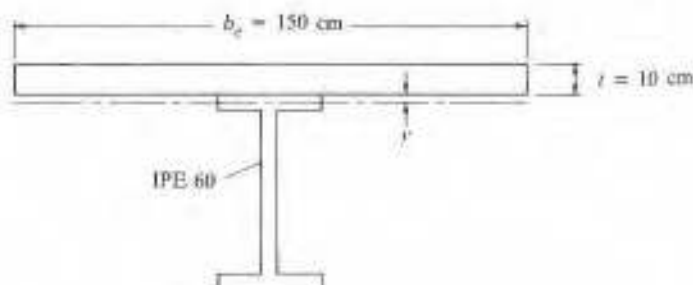


شکل ۹-۱۷

در مثال (۲-۱۷) طريقة تعیین محاسبه $M_n = \phi_b M_p = \phi_b M_n$ یک مقطع مختلط برای تیری که تار خنثی روی بال نیمرخ فولادی قرار دارد شرح داده می‌شود.

مثال ۲-۱۷

برای تیر مختلط شکل (۱۰-۱۷) مقدار $M_u = \phi_b M_p = \phi_b M_n$ را معین کنید. فولاد نیمرخ از نوع نرمه و مقاومت ۲۸ روزه بتن برابر با $f'_c = 275 \text{ kg/cm}^2$ است.
حل:



شکل ۱۰-۱۷

$$a = \frac{156 \times 2333}{0.85 \times 275 \times 150} = 10.38 > 10 \text{ cm.}$$

چون تار خنثی روی نیمرخ قرار گرفته است باید معلوم شود که آیا تار خنثی روی بال نیمرخ است و یا روی جان آن؟

$$C = 0.85 \times 0.275 \times 150 \times 10 + 2.333 \times 22 \times 1.9 = 4.48 \text{ ton}$$

$$T = 2333(156 - 1.9 \times 22) = 2.66 \text{ ton}$$

چون $C > T$ است لذا تار خنثی روی بال نیمرخ است

$$y = \frac{2.333 \times 156 - 0.85 \times 275 \times 150 \times 10}{2 \times 2333 \times 22} = 0.13 \text{ cm}$$

پس:

$$M_n = M_p = 0.85 \times 275 \times 150 \times 10 \left(\frac{10}{2} + 0.13 \right)$$

$$+ 2 \times 2333 \times 22 \times 0.13 \left(\frac{0.13}{2} \right) + 2333 \times 156 \left(\frac{60}{2} - 0.13 \right) = 126.7 > \text{tm}$$

$$M_u = \phi_b M_p = \phi_b M_n = 0.85 \times 126.7 = 107.7 \text{ tm}$$

اگر مقطع نیمه مختلط باشد مقدار ΣQ_n کمتر از $F_y A_x$ بوده و تار خنثی روی نیمرخ واقع خواهد شد و اگر تار خنثی روی بال نیمرخ قرار گیرد مقدار M_u را می‌توان به کمک رابطه ذکر شده در مثال (۱۷-۲) معین کرد.

هرگاه تار خنثی در جان نیمرخ فولادی قرار گیرد

اگر در یک تیر مختلط خاص مقدار a بزرگتر از ضخامت تاوله شود، با فرض اینکه تار خنثی در سطح تحتانی بال فشاری قرار گرفته مقادیر C و T را معین کنیم و اگر مقدار T بیشتر از C شود در این صورت تار خنثی روی جان نیمرخ قرار دارد. در این حالت نیز می‌توان محاسبات را مشابه حالتی که تار خنثی روی بال نیمرخ قرار داشت انجام داد.

۱۷-۱۰ طراحی مقاطع مختلط

استفاده از تیرهای مختلط زمانی دارای مزیت اجرایی است که بارهای وارده بر سازه بالا بوده، دهانه تیرها بزرگ و فواصل نیمرخهای فولادی زیاد باشد. در ساختمانهای فولادی، اقتصادی بودن تیرهای مختلط وقتی است که دهانه تیرها بین ۷.۵ m تا ۱۵ m باشند و البته در دهانه‌های وسیعتر مزیت استفاده از آنها بیشتر خواهد بود. در پلسازی اجرای دهانه‌های ساده تا حدود ۳۵ متر و دهانه‌های یکسره حدود ۱۵ متر

تا ۱۶ متر بیشتر اقتصادی خواهند بود.

پلهای مختلط برای دهانه‌های ساده حدود ۱۲ متر و دهانه‌های یکسره حدود ۱۸ متر اقتصادی هستند. گاهی از ورق تقویت بال تحتانی نیمرخهای فولادی در جهت اقتصادی تر کردن قطعات استفاده می‌شود. ملاحظه می‌شود چون سطح بال فشاری با مشارکت تاوه به عنوان سطح فشاری تیر محسوب می‌شود اگر بال کنشی تیر با ورق تقویت شود تعادل نیروها بهتر انجام خواهد گرفت.

در سازه‌های بلند که ارتفاع کل ساختمان مسأله انگیز است، سعی بر این است که ضخامت کف به حداقل خود برسد در ساختمانها نسبت حداقل ارتفاع به دهانه تیر هرگاه بارهای وارده از نوع استاتیکی باشد $\frac{1}{4}$ و هرگاه امکان ارتعاش بارها وجود داشته باشد این نسبت به $\frac{1}{3}$ محدود می‌شود. به این طریق ضخامت تاوه کف و عمق نیمرخ فولادی را می‌توان براساس این نسبتها معین کرد.

قبل از اینکه به ذکر مثالهای طراحی تیرهای مختلط بپردازیم نکات مفیدی در مورد مهارهای جانبی، شمع‌بندی، تخمین وزن فولاد تیر و حداقل مقدار لنگر لختی تیرها ذکر می‌شود.

مهارهای جانبی

پس از سخت شدن بتن تیر، مهار جانبی لازم برای بال فشاری نیمرخ فولادی بوجود می‌آید. این در حالی است که در حین اجرای تیر و قبل از سخت شدن بتن امکان دارد که فواصل مهارها کافی نباشد و استحکام طراحی براساس طول بدون مهار تیر تقلیل می‌یابد. وقتی که عرشه فولادی و یا قالب‌بندی بتن به بال تیر متصل می‌شود معمولاً تکیه گاه مناسب جانبی برای بال فشاری تیر ایجاد می‌شود. طراح باید زمانی که نیمرخ فولادی کاملاً در بتن دفن می‌شود نسبت به تأمین مهار جانبی تیر بسیار محتاط باشد.

تیرهای با شمع‌بندی

وقتی تیرها دارای شمع‌بندی هستند فرض می‌شود که تیر مختلط پس از برداشتن شمع‌بندی کلیه بارهای وارده را تحمل کند.

تیرهای بدون شمع‌بندی

اگر از شمع‌بندی موقت استفاده نشود نیمرخ فولادی باید به تنهایی بتواند کلیه بارهای وارده را تا قبل از آنکه بتن سخت شده و بتواند تیر مختلط را ایجاد کند تحمل نماید.

اگر از شمع‌بندی استفاده نشود خیز نیمرخ فولادی بالا خواهد رفت و سبب خواهد شد در مقطعی که نیمرخ خیز بالا دارد ضخامت تاوه بیش از مقدار مورد نظر گردد، در این حالت می‌توان از کوژدادن نیمرخ قبل از اجرا استفاده کرد.

ضوابط LRFD در برابر جاری شدن نیمرخ فولادی در حین اجرای بدون شمع‌بندی تیر مختلط

حاشیه اطمینان اضافی معین نمی‌کند. با فرض اینکه مهار مناسب جانبی برای تیر تعبیه شده باشد ضابطه F1.2 مقدار حداکثر لنگر ضریب‌دار را کمتر از $0.9 F_y Z$ معین می‌کند، ضریب $+1/9$ مقدار حداکثر لنگر ضریب‌دار را در حدود لنگر تسلیم $F_y K$ مشخص می‌کند.

برای اینکه لنگر خمشی اعمالی حین اجرا را محاسبه کنیم بنظر می‌رسد که باید بتن تر را به عنوان بار زنده تیر به حساب آوریم و علاوه بر آن سربار اجرایی کف را در حدود 100 kg/m^2 بر آن اضافه کنیم.

تخمین وزن نیمرخ فولادی

همانگونه که در مثال (۱۷-۳) دیدیم گاهی تخمین وزن نیمرخ فولادی بسیار مفید است. ضوابط LRFD رابطه تجربی زیر را جهت این کار معرفی می‌کند (برای IPE)

$$\text{وزن تخمینی تیر} = \left[\frac{M_u}{\left(\frac{d}{2} + Y_{con} - \frac{a}{2} \right) \phi F_y} \right]$$

در این رابطه

M_u : استحكام خمشی مورد نیاز تیر مختلط (kg cm)

d : ارتفاع اسمی نیمرخ فولادی (cm)

Y_{con} : فاصله بین سطح فوقانی بال نیمرخ و سطح فوقانی بتن (cm)

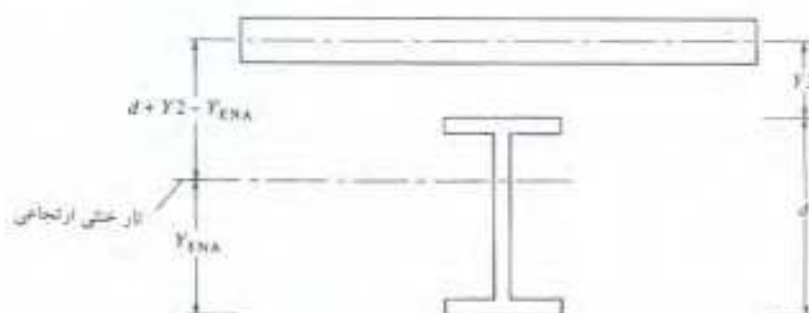
a : ضخامت مؤثر تاوله (که می‌توان حدود 5cm تخمین زد) (cm)

$\phi 0.85$

لنگر لختی حداقل

برای محاسبه شیب بارهای کاربردی نیمرخ مختلط، لنگر لختی حداقل را می‌توان معین کرد. این مقدار براساس سطح نیمرخ فولادی و سطح معادل بتن $\sum Q_n / F_y$ معین می‌شود. مابقی بال بتنی تیر در محاسبه داخل نمی‌شود. این بدان معنی است که اگر تیر مختلط از نوع نیمه مختلط باشد مقدار لنگر لختی حداقل به دلیل وجود $\sum Q_n$ کمتر خواهد شد. مقدار لنگر لختی حداقل از رابطه زیر محاسبه می‌شود، برای درک بهتر رابطه باید به شکل (۱۷-۱۱) مراجعه کرد. دیده می‌شود که Y_{ENA} فاصله تار تحتانی تیر تا محور خنثای ارتجاعی تیر است.

$$I = I_x + A_b \left(Y_{ENA} - \frac{d}{2} \right)^2 + \left(\frac{\sum Q_n}{F_y} \right) (d + Y_2 - Y_{ENA})^2$$



شکل ۱۷-۱۱

میلگرد اضافی

در محاسبات معمولاً فرض می‌شود که تیر مختلط دارای دو تکیه گاه ساده باشد ولی معمولاً نیمرخ فولادی در عمل دارای تکیه گاه کاملاً ساده نیست و به این جهت انتهای تیر دارای مقداری لنگر منفی خواهد بود که سبب می‌شود تاوه بتنی ترک پیدا کند. برای جلوگیری یا کاهش ترک خوردگی تاوه روی تکیه گاهها میلگرد اضافی به صورتی که از هر طرف حدود ۵۰ الی ۸۰ سانتیمتر در تاوه بتنی نفوذ کند قرار می‌دهند. این میلگرد اضافی مازاد بر میلگرد حرارتی و انقباضی که بر طبق ضوابط ACI باید قرار داد خواهد بود.

مثالهای تشریحی

در دو مثال (۱۷-۳) و (۱۷-۴) به ترتیب روش محاسبه تیرهای مختلط بدون شمع بندی و یا شمع بندی شرح داده می‌شود.

مثال ۱۷-۳

طراحی تیرهایی که به فاصله مرکز به مرکز ۳/۰ متر از یکدیگر قرار داشته و دهانه آنها ۱۰ متر است جهت تحمل تاوه‌ای بتنی از نوع بتن سبک به ضخامت 10cm که روی قالب نشاده‌ای به عمق 7.5 cm ریخته می‌شود مورد نظر است. نوارهای عرشه فولادی که در امتداد عمود بر نیمرخ فولادی هستند عرض متوسطی برابر با 15cm دارند. اگر بار مرده کاربردی (به انضمام وزن نیمرخ فولادی) 1150kg/m و بار زنده کاربردی برابر با 1800kg/m باشد: الف - نیمرخ فولادی را انتخاب کنید. ب - تعداد گسل میخهای به قطر 2cm را معین کنید. ج - خیز حاصل از بار زنده کاربردی را تعیین کنید. د - برش تیر را بررسی کنید. نوع فولاد مصرفی نرمه و $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

و وزن بتن 2000 kg/m^3 است.

حل:

بارها و لنگرها

$$w_u = 1.2(1150) + 1.6(1800) = 4260 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{4260 \times 10^2}{8} = 53.25 \text{ tm}$$

عرض مؤثر b_e

$$b_e = 2\left(\frac{1}{8} \times 1000\right) = 250 \text{ cm}$$

$$b_e = 2\left(\frac{300}{2}\right) = 300 \text{ cm}$$

$$b_e = 250 \text{ cm}$$

الف - انتخاب نیمرخ I شکل

$$Y_{\text{con}} = \text{فاصله سطح ناوه و سطح فوقانی نیمرخ} = 10 + 7.5 = 17.5 \text{ cm}$$

فرض می‌شود $a = 5 \text{ cm}$ (معمولاً کاملاً کوچک است)، مخصوصاً هرگاه نیمرخ فولادی

سبک باشد)

Y_1 فاصله تار خنثی تا سطح فوقانی نیمرخ، که برابر با صفر است.

Y_2 فاصله مرکز تنش فشاری ثقل بتن تا سطح فوقانی نیمرخ $17.5 - \frac{a}{2} = 17.5 - 2.5 = 15 \text{ cm}$
با استفاده از رابطه تخمین وزن نیمرخ فولادی داریم:

$$w_t = \frac{5325000}{((45/2) + 17.5 - (5/2))0.85 \times 2333} = 71.6 \text{ kg/m}$$

IPE45 بررسی خواهد شد.

$$\Sigma Q_n = A_s F_y = 98.8 \times 2333 = 230.5 \text{ ton} \quad \text{فرض می‌شود}$$

$$\text{مقدار } a \text{ لازم} = \frac{\Sigma Q_n}{0.85 f_c b_e} = \frac{230500}{0.85 \times 210 \times 250} = 5.17 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 0$$

$$Y_2 = 17.5 - \frac{5.17}{2} = 14.92 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi M_n = 0.85 \times 98.8 \times 2333 \left(\frac{45}{2} + 17.5 - \frac{5.17}{2} \right) = 73.3 > 53.25 \text{ OK.}$$

ب - طراحی گگل میخ

چون در این حالت از عرشه فولادی استفاده شده است باید ضریب تقلیل مندرج در بند

3.5(b) I آیین‌نامه را اعمال کنیم.

$$h_r = 7.5 \text{ cm (ارتفاع موج ورق تاشده)}$$

فرض می‌شود، $H_s = 12.5 \text{ cm}$ که نمی‌تواند بزرگتر از $h_r + 7.5 = 15 \text{ cm}$ باشد (H_s ارتفاع کل گُل میخ است).

فرض می‌شود در محل تقاطع نوار عرشه فولادی و نیمرخ فولادی یک گُل میخ جوش کرده باشیم (بیشتر از ۴ گُل میخ نمی‌توانیم در محاسبه دخالت دهیم).

$$N_r = 1$$

اگر فرض شود که عرض متوسط یک نوار عرشه (یک نیم موج) $w_r = 15 \text{ cm}$ باشد

$$\begin{aligned} \text{ضریب کاهش گُل میخ} &= \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left[\frac{H_s}{h_r} - 1 \right] = \\ &= \frac{0.85}{\sqrt{1}} \left(\frac{15}{7.5} \right) \left[\frac{12.5}{7.5} - 1 \right] = 1.13 > 1 \end{aligned}$$

ضریب کاهش نداریم.

مقدار Q_n بر طبق جدول (۱۷-۱) برای گُل میخ به قطر ۲ cm و بتن $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ و سبک با وزن 2000 kg/m^3 برابر با 9700 kg است.

$$\Sigma Q_n = 0.85 f'_c A_c = 0.85 \times 210 \times 250 \times 10 = 446 \text{ ton}$$

$$A_s F_y = 98.8 \times 2.333 = 230.5 \text{ ton}$$

$$\text{تعداد کل برشگیر} = \frac{2 \Sigma Q_n}{Q_n} = \frac{2 \times 230.5}{9.7} = 47.5$$

لذا ۴۸ برشگیر به قطر ۲ cm با ارتفاع ۱۲.۵ cm در کل طول تیر استفاده خواهد شد.

ج - خیز تیر تحت بار زنده

فرض می‌شود که حداکثر خیز بار زنده برابر با مقدار زیر باشد:

$$\frac{1}{360} = \frac{1}{360} (1000) = 2.8 \text{ cm}$$

$$\text{مقدار } C_1 = 1.92 \times 10^7 \text{ (شکل ۱۰-۶)}$$

$$M_u = \frac{1800 \times 10^2}{8} = 22.5 \text{ tm}$$

لنگر لختی حداقل را از رابطه زیر تعیین می‌کنیم

$$Y_{ENA} = \frac{\Sigma Q_n}{F_y} (Y_2 + d) / \left(A_s + \Sigma \frac{Q_n}{F_y} \right)$$

$$Y_{ENA} = \frac{\frac{230500}{2333}(15 + 45)}{98.8 + \frac{230500}{2333}} = 30 \text{ cm}$$

$$I = 33740 + 98.8 \left(30 - \frac{45}{2} \right)^2 + \left(\frac{230500}{2333} \right) (45 + 15 - 30)^2 = 128000 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{LL} = \frac{ML^2}{C_1 I_x} = \frac{22.5 \times 10^5 \times 1000^2}{1.92 \times 10^7 \times 128000} = 0.91 \text{ cm} < 28 \text{ OK}$$

۵- بررسی برش تیر

$$V_u = \frac{10 \times 4260}{2} = 21300 \text{ kg}$$

برای IPE 45

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi 0.6 F_y A_w \\ &= 0.9 \times 0.6 \times 2333(45 \times 0.94) \\ &= 53.29 \text{ ton} > 21.3 \text{ OK} \end{aligned}$$

پس می‌توان IPE 45 به کار برد.

مثال ۱۷-۴

با همان مشخصات مثال (۱۷-۳) و با فرض فولاد اعلا ($F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$) و بدون استفاده

از شمع‌بندی مطلوبست:

الف - انتخاب تیرمخ فولادی

ب - اگر ضریب کاهش گل میخ را $1/0$ فرض کنیم تعداد گل میخ به قطر 2cm را معین کنید.

ج - استحکام تیرمخ را قبل از سخت شدن بتن معین کنید.

د - خیز تیر را قبل از سخت شدن بتن معین کنید. بار زنده اجرایی را 100 kg/cm^2 فرض نمایید.

هـ - برش را بررسی کنید.

و - تیرمخی فولادی برای تحمل کلیه بارها را با فرض عدم استفاده از گل میخ معین کرده و خیز

بارکاری را معین کنید.

حل:

از مثال قبلی داریم:

$$b_e = 250 \text{ cm}$$

الف - انتخاب مقطع فولادی

$$Y_{con} = 17.5 \text{ cm}$$

مثال ۳-۱۷

فرض می‌شود $a = 5 \text{ cm}$

$$Y_1 = 0$$

$$Y_2 = 15 \text{ cm}$$

مثال ۳-۱۷

$$wt = \frac{5325000}{\left(\frac{45}{2} + 17.5 - \frac{5}{2}\right) \times 0.85 \times 3600} = 46.4 \text{ kg/m}$$

همان IPE 45 را بررسی می‌کنیم

فرض می‌شود:

$$\Sigma Q = A_s F_y = 98.8(3600) = 35568 \text{ ton}$$

$$a = \frac{Z Q_n}{0.85 f_c b_e} = \frac{355680}{0.85 \times 210 \times 250} = 8 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 0$$

$$Y_2 = 17.5 - \frac{8.0}{2} = 13.5 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi M_n = 0.85 \times 98.8 \times 3600 \left(\frac{45}{2} + 17.5 - \frac{8.0}{2} \right) = 108.8 > 53.25 \text{ OK.}$$

ب - طراحی گِل میخها

مقدار Q_n از جدول (۱-۱۷) برای گِل میخ به قطر 2cm و بتن $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ و سبک وزن 2000 kg/m^3 برابر با 9700 daN خواهد بود.

$$\text{تعداد کل گِل میخهای لازم} = \frac{2 \times 355680}{9700} = 73.3$$

لذا کلاً باید ۷۴ گِل میخ به کار برد.

ج - بررسی استحکام نیمرخ فولادی قبل از سخت شدن بتن

فرض می‌شود که بتن تر بار زنده ضمن اجرا باشد و به آن بار 100 kg/m^2 که بار زنده اجرایی

است اضافه می‌کنیم

$$wt = 0.1 \times 2400 \times 3 = 720 \text{ kg/m}$$

وزن بتن تر

$$1150 - 720 = 430 \text{ kg/m}$$

بار مرده

$$w_u = 1.2(430) + 1.6(100 \times 3 + 720) = 2148 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{2148 \times 10^2}{8} = 26850 \text{ kg m}$$

مقدار M_p برای نیمرخ IPE 45 خواهد شد

$$\phi_b M_p = 27508 > 26850 \text{ OK.}$$

د- خیز تیر قبل از سخت شدن بتن

$$C_1 = 1.92 \times 10^7$$

 I_x برای IPE45 برابر است با 33740 cm^4

$$w_D = 1150 + 3 \times 100 = 1450 \text{ kg/m} \quad \text{بار مرده}$$

$$M_D = \frac{1450 \times 10^2}{8} = 18125 \text{ kg m}$$

$$\Delta_{DL} = \frac{1812500 \times 1000^2}{1.92 \times 10^7 \times 33740} = 2.8 \text{ cm}$$

بهتر است نیمرخ را برای این خیز کوژ معکوس دهند

هـ- خیز حاصل از بار زنده کارپردی پس از سخت شدن بتن

$$M_L = \frac{1800 \times 10^2}{8} = 22500 \text{ kg m}$$

$$Y_{ENA} = 30$$

$$I = 128000$$

از مثال قبل

$$\Delta_{LL} = \frac{22.5 \times 10^5 \times 1000^2}{1.92 \times 10^7 \times 128000} = 0.91 < \frac{1000}{360} = 2.8 \text{ cm}$$

و- بررسی برش

$$V_u = \frac{10 \times 4260}{2} = 21300 \text{ kg.}$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 \times 3600(45 \times 0.94) = 822.3 \text{ ton}$$

$$822.3 > 21.300 \text{ OK.}$$

ز- انتخاب نیمرخ فولادی جایگزین تیر مختلط

$$M_u = 53.25 \text{ tm.} = \phi_b M_p$$

$$M_p = \frac{5325000}{0.9} = 59.17 \text{ tm}$$

$$M_p = Z F_y \quad Z \geq 2536 \quad \text{IPE 55}$$

حداقل ۱ نیمرخ براساس خیز حداقل

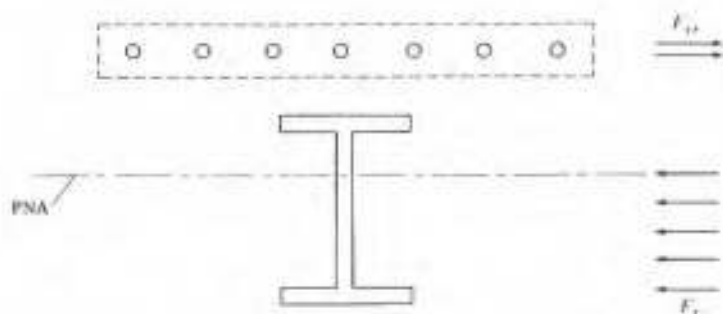
$$\Delta = \frac{5325000 \times 10^6}{1.92 \times 10^7 I} \leq \frac{L}{360} = 2.78$$

که نیاز به 50 IPB است.

۱۱-۱۷ تیرهای مختلط یکسره

برطبق ضوابط LRFD استفاده از تیرهای مختلط یکسره مجاز است. در این حالت استحکام خمشی مقاطع مختلط را در محل لنگر منفی برابر با $\phi_b M_n$ نیمرخ فولادی تنها و یا براساس استحکام خمیری مقطعی که از نیمرخ فولادی و میلگردهای تاوه تشکیل می شود معین می کنند، در حالت دوم باید شرایط زیر برقرار باشد.

- ۱- نیمرخ فولادی باید فشرده بوده و مهار شده باشد.
 - ۲- تاوه باید به نیمرخ فولادی در ناحیه لنگر منفی به کمک پرشگیر متصل شده باشد.
 - ۳- میلگردهای طولی که موازی با نیمرخ فولادی هستند باید دارای طول مهاری کافی باشند (غرض طولی است که میلگرد فولادی باید در بتن دفن شود تا بتواند به صورت مناسب تنش وارده را با نیروی چسبندگی خود به بتن منتقل کند).
- در یک تیر مختلط کل نیروی افقی برشی بین مقطع لنگر خمشی حداکثر و لنگر خمشی صفر باید کوچکترین مقدار از ΣQ_n گرفته شود، در این روابط A_r سطح مقطع میلگردهای طولی است و F_{yr} نیز تنش تسلیم آنهاست. توزیع تنش خمیری در مقطع لنگر منفی یک تیر مختلط در شکل (۱۷-۱۲) نشان داده شده است.



شکل ۱۷-۱۲ توزیع تنش در ناحیه لنگر منفی

۱۲-۱۷ طراحی نیمرخهای فولادی دفن شده در بتن

به منظور محافظت در برابر حریق، نیمرخهای فولادی کف ساختمانها را برطبق تیزاز در بتن دفن می‌نمایند در این حالت اگر برخی از ملاحظات رعایت گردد می‌توان به انتقال برش افقی بین نیمرخ فولادی و تاوه براساس چسبندگی طبیعی بین آن دو مطمئن بود. برطبق ضوابط LRFD زمانی امکان انتقال کامل این نیروی افقی ممکن است که نیمرخ فولادی کاملاً در بتن تاوه دفن شده و پوشش بتن در هر سمت از نیمرخ حداقل 5cm باشد و علاوه بر این سطح فوقانی نیمرخ فولادی حداقل 4cm از سطح فوقانی تاوه و 5cm از سطح تحتانی تاوه فاصله داشته باشد. ضمناً باید تاوه دارای شبکه فولادی مناسبی در هر دو سمت باشد تا از شکستگی و جداسازی و خرد شدن بتن جلوگیری گردد. اندازه و مقدار میلگرد فولادی توسط LRFD معین نشده است و باید براساس طراحی بتن تعیین گردد.

۱- برطبق یک روش، استحکام طراحی نیمرخ فولادی را می‌توان براساس ظرفیت خمیری $\phi_y M_p$ نیمرخ فولادی معین کرد.

۲- در روش دیگر استحکام طراحی را براساس شروع تسلیم بال کششی نیمرخ در تیر مختلط و با فرض عملکرد کامل بتن و نیمرخ فولادی که در آن بتن تحمل فشار می‌نماید معین می‌کنند.

اگر از روش دوم استفاده شده و از شمع‌بندی تیر و تاوه استفاده نشود ابتدا تنش حاصل از وزن بتن تیر و سایر مواد ساختمانی اجرایی در نیمرخ فولادی معین می‌شود و پس از سخت شدن بتن تنش حاصل از بارهای وارده اضافه بر قبل با فرض عملکرد مختلط تیر نیز معین می‌گردد. براساس روش رویهم‌گذاری تنشها، مقدار تنش کل تعیین می‌شود که نباید بیشتر از $\phi_y F_y$ که در آن $\phi_y = 0.9$ است گردد؛ و اگر از شمع‌بندی استفاده شود در این صورت کلیه بارها توسط تیر مختلط تحمل خواهد شد و لذا تنش تیر بر همین اساس معین می‌شود.

در محاسبه تنش مشخصات تیر مختلط براساس روش تبدیل مقطع (بتن به فولاد) محاسبه می‌شود. در این روش سطح مقطع یکی از دو ماده بتن یا فولاد (معمولاً بتن) به سطح معادل دیگری تبدیل می‌شود. در طراحی تیرهای مختلط روش معمول این است که بتن را با سطح معادل فولاد جایگزین می‌کنند، ولی در روش طرح ارتجاعی سازه‌های بتنی جایگزینی برعکس حاکم است.

در سطح جایگزین شده فرض می‌شود که چسبندگی بتن و فولاد کاملاً بدون مسأله باشد بنوعی که مقدار کرنش در فاصله معین از تارخشی در هر دو مقطع (فولاد و فولاد جایگزین بتن) کاملاً برابر باشد در این صورت مقدار تنش در هر یک از آنها برابر یا حاصل ضرب کرنش در ضریب ارتجاعی آن خواهد بود (E_c در بتن و E_s در فولاد)، لذا تنش در فولاد $E_s/E_c = (E_s/E_c) \epsilon_c$ برابر تنش در بتن خواهد شد.

نسبت E_p/E_c را با n نشان می‌دهند و به این طریق n سانتیمتر مربع از سطح مقطع بتن نیرویی را تحمل می‌کند که ۱ سانتیمتر مربع از فولاد تحمل می‌نماید و لذا سطح مقطع بتن A_c با سطح مقطعی معادل A_p/n از فولاد جایگزین خواهد شد.

بر طبق ضوابط ACI (مؤسسه امریکایی بتن) رابطه زیر برای ضریب ارتجاعی بتن با وزن مخصوص بین 1500 kg/cm^3 تا 2600 kg/m^3 معرفی شده است.

$$E_c = 0.137 W^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

در این رابطه W وزن مخصوص بتن بر حسب kg/m^3 و E_c و f'_c (استحکام ۲۸ روزه نمونه بتنی است) بر حسب kg/cm^2 (یا بر حسب bar) می‌باشد.

در ضوابط LRFD هیچ‌گونه ضابطه‌ای برای فواصل مهارهای جانبی پیش‌بینی نشده است زیرا تیر مختلط در شکل دفن شده استحکام کافی را برای جلوگیری از کماتش موضعی و کماتش جانبی نیم‌رخ فولادی تأمین می‌کند.

در مثال (۱۷-۵) تنشها بر طبق روش ارتجاعی و با فرض استفاده از روش دوم محاسبه شده‌اند. دیده می‌شود که برای جایگزینی تاوه با سطح مقطع معادل عرض مؤثر تاوه به n تقسیم شده است.

مثال ۱۷-۵

اگر مفروضات زیر در دست باشد، مطلوبست بررسی تیر مختلط نشان داده شده در شکل (۱۷-۱۳)، دهانه تیر مساوی با ۱۰ متر می‌باشد.

بار مرده کاربردی برابر با 700 kg/m قبل از سخت شدن بتن و 350 kg/m پس از سخت شدن آن بار مرده اجرایی ساختمان 300 kg/m است.
بار زنده کاربردی برابر با 1500 kg/m است.

عرض مؤثر تیر مختلط $b_e = 150 \text{ cm}$ و $n = 9$ می‌باشد.

تنش تسلیم فولاد را (bar) $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ بپذیرید.

حل:

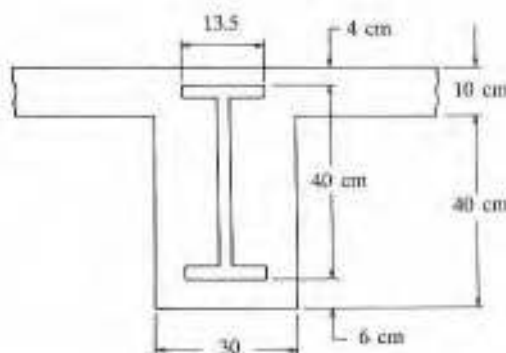
به محاسبه مشخصات مقطع مختلط می‌پردازیم، از سطح بتن زیر بال صرف‌نظر می‌شود.

$$A = 84.5 + \frac{10 \times 150}{9} = 251.2 \text{ cm}^2$$

$$y_b = \frac{84.5(6 + 20) + 166.7 \times 45}{251.2} = 38.6 \text{ cm}$$

$$I = 23130 + 84.5(38.6 - 26)^2 + \frac{150}{9} \times \frac{10^3}{12} + 166.7(40 - 38.6 + 5)^2$$

$$= 44762 \text{ cm}^4$$



شکل ۱۷-۱۳

مقدار تنش قبل از سخت شدن بتن

فرض می‌شود که بتن نو بار زنده به حساب آید.

$$w_u = 1.6(700 + 300) = 1600 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{1600(10)^2}{8} = 20000 \text{ kg m}$$

$$\text{تنش کششی} = f_t = \frac{20000 \times 10^2}{1160} = 1724 \text{ kg/cm}^2(\text{bar}) \leq \phi_b F_y = 0.9 \times 3600$$

$$= 3240 \text{ bar OK.}$$

مقدار تنش پس از سخت شدن بتن

$$w_u = 1.2(350) + 1.6(1500) = 2820$$

$$M_u = \frac{2820 \times 10^2}{8} = 32250 \text{ m kg}$$

$$\text{تنش کششی} f_t = \frac{32250 \times 10^2(38.6 - 6)}{44762} = 2567$$

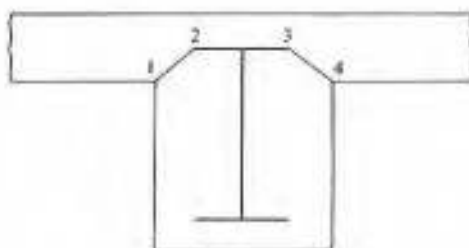
$$\text{کل } f_t = 1724 + 2567 = 4291 > 3240 \text{ (مناسب نیست) } N.G$$

ضوابط LRFD کنترلی برای برش طولی در نیمرخهای دفن شده ارائه نمی‌دهد ولی به نظر مؤلفین این مطلب باید بررسی شود، مقاطع تحت برش در یک تیر با نیمرخ دفن شده در شکل (۱۷-۱۴) آورده شده

است کل مقاومت تیر در برابر برش طولی را می‌توان برابر با نیروی چسبندگی در سطح خارجی بال نیمرخ فولادی (خط 2-3 در شکل ۱۷-۱۴) به اضافه مقاومت برشی بتن در طول دو خط 1-2 و 3-4 دانست.

مقدار متعارف تنش مجاز چسبندگی فولاد و بتن برابر با $f_c/0.03$ و مقدار متعارف تنش مجاز برشی بتن در مقاطع نظیر 1-2 و 3-4 را $f_c/0.12$ می‌گیرند. هر دو مقدار فوق برای بارهای کاربردی به کار می‌روند. (در مثال ۱۷-۶ مقدار کمتری به کار رفته است). اگر مقدار برش طولی از مجموع مقاومت مجاز برشی در سه مقطع فوق‌الذکر تجاوز نماید باید از میلگرد تقویتی استفاده کرد. اگر در بال فوقانی نیمرخ از برشگیر (مانند گل میخ) استفاده شود، چنین راه حلی آنچنان کارایی نخواهد داشت زیرا قبل از آنکه برشگیرها وارد عمل شوند تیر مختلط تغییر شکل قابل ملاحظه‌ای را تحمل خواهد نمود و در طول این تغییر شکل احتمال از بین رفتن چسبندگی بین تیرمرخ فولادی و بتن بسیار بالاست، لذا به نظر می‌رسد اگر در مقاطع 1-2 و 3-4 از میلگرد تقویتی استفاده شود این روش کارایی بهتری خواهد داشت و استحکام برشی را بالا خواهد برد. البته برش طولی باید مقدار بسیار بالایی داشته باشد تا نیاز به کاربرد چنین میلگردی به وجود آید.

در مثال (۱۷-۶) یک تیر مختلط با تیرمرخ دهن شده را برای برش طراحی کرده‌ایم، چون در این مثال از شمع‌بندی استفاده نشده است لذا تنها نیروی برشی وارده حاصل از بارهای اعمال شده پس از سخت شدن بتن است. از روش استحکام نهایی برای چنین تیرهای با نیمرخ دهن شده که دارای برشگیر نیستند استفاده نمی‌شود و نیروی برشی طولی را با رابطه آشنای VQ/I محاسبه می‌کنند.



شکل ۱۷-۱۴

مثال ۱۷-۶

تیر با نیمرخ دهن شده شکل (۱۷-۱۵) برای کنترل برش طولی بار دیگر بررسی می‌شود. از شمع‌بندی استفاده نخواهد شد و مفروضات بارهای کاربردی به شرح زیر است.

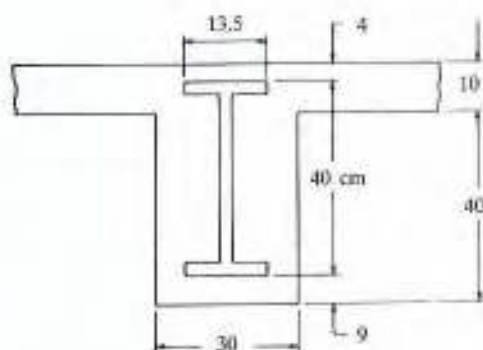
تنش مجاز چسبندگی 6 kg/cm^2

تنش مجاز برشی بتن 12 kg/cm^2

نیروی برشی کل بار زنده کاربردی 10000 kg

عرض مؤثر بال 150 cm

$$n = 9$$



شکل ۱۷-۱۵

حل:

مشخصات تعیین شده تیر مختلط (از بتن زیر بال صرف نظر شده است)

$$A = 251.2 \text{ cm}^2$$

$$y_b = 38.6 \text{ cm}$$

$$I = 44762 \text{ cm}^4$$

مقدار Q برای قسمت بالای مقطع ۱-۲-۳-۴ در شکل (۱۶-۱۷) خواهد شد،

$$Q = \frac{1}{9} [10 \times 150(40 - 38.6 + 5) - 13.5 \times 6(3 + 40 - 38.6) - (30 - 13.5) \left(\frac{6}{2}\right)(2 + 40 - 38.6)] = 1008 \text{ cm}^3$$

بررسی برش طولی

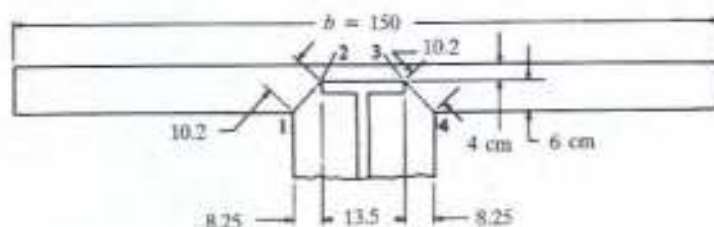
تنش برش $V = 10000 \text{ kg}$

$$v = \frac{VQ}{I} = \frac{10000 \times 1008}{44762} = 225 \text{ kg/cm}$$

$$\text{چسبندگی مجاز} = 6 \times 13.5 = 81 \text{ kg/cm}$$

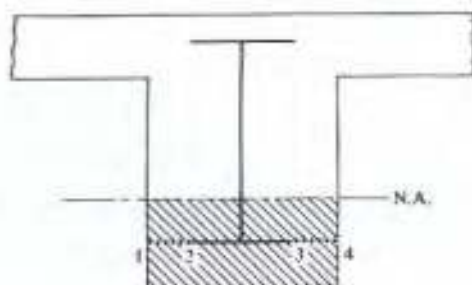
$$\text{برش بتن مجاز} = 2 \times 10.2 \times 12 = 245 \text{ kg/cm}$$

$$\text{کل مقاومت مجاز برشی} = 326 \text{ kg/cm} > 225 \text{ OK.}$$



شکل ۱۶-۱۷

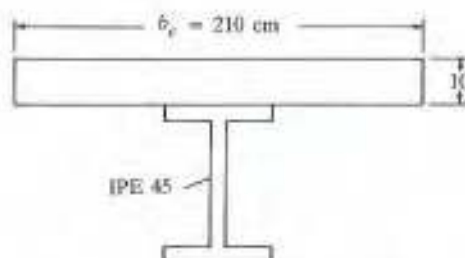
در ساختمانها می توان از تیر مختلط یکسره به صورت نیمرخ دفن شده استفاده کرد. در این گونه تیرها محاسبه در برابر لنگر خمشی مثبت دقیقاً مانند آنچه در مثالهای قبل ذکر شد انجام می گیرد. برای لنگر منفی مقطع تبدیل شده مانند شکل (۱۷-۱۷) خواهد بود. سطح مقطع هاشور خورده کل بتن تحت فشار است و از بقیه سطح مقطع بتن یعنی آنچه بالای تار خشی است صرف نظر خواهد شد. باید توجه شود که برش طولی توسط خط ۱-۲-۳-۴ تحمل خواهد شد.



شکل ۱۷-۱۷

مسائل

۱-۱۷ مقدار M_u را برای مقطع نشان داده شده معین کنید فرض می شود که از برشگیرهای لازم به منظور تأمین اختلاط کامل استفاده شده باشد. از روش بند ۹-۱۷ استفاده شود. فولاد مصرفی از نوع نرمه $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 (\text{bar})$ است.

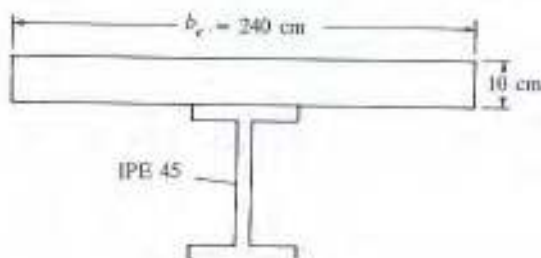


شکل ۱-۱۷

۲-۱۷ مسأله (۱-۱۷) را با فرض $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ بار دیگر حل کنید.

۳-۱۷ مسأله (۱-۱۷) را با فرض مقطع نیمه مختلط و $\Sigma Q_n = 24000 \text{ kg}$ بار دیگر حل کنید.

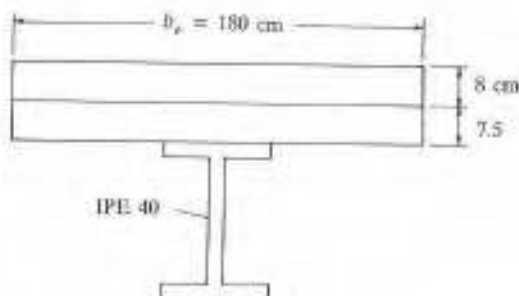
۴-۱۷ مقدار M_u را برای مقطع نشان داده شده در شکل معین کنید. فولاد مصرفی از نوع نرمه است و از $f'_c = 275 \text{ kg/cm}^2$ برشگیرهای لازم به منظور اختلاط کامل مقطع استفاده شده است.



شکل ۴-۱۷

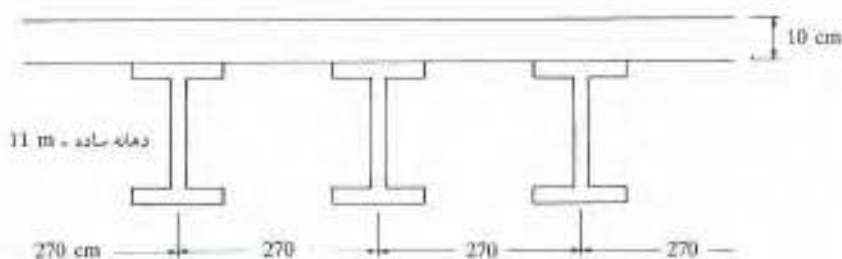
۵-۱۷ مسأله (۴-۱۷) را با فولاد $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ بار دیگر حل کنید.

۶-۱۷ مطلوبیت تعیین M_u برای تیر مختلط شکل زیر که در آن برشگیر کافی به منظور تأمین اختلاط کامل تیر به کار رفته است، ضخامت تاوه ۸ cm و ارتفاع موج عرشه فولادی ۷.۵ cm است. امتداد نوارهای تاوه عمود بر امتداد نیمرخ فولادی است. $f'_c = 275 \text{ kg/cm}^2$ و $F_y = 2333 \text{ kg/cm}^2$



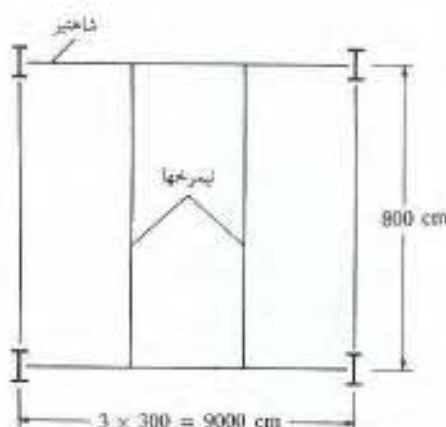
شکل ۶-۱۷

۷-۱۷ در تیر مختلط زیر از فولاد نرمه و بتنی به وزن 2400 kg/m^3 با $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ با شمع‌بندی لازم استفاده شده است. اگر گگل میخ‌هایی به قطر 2 cm طراحی شود. مطلوبست تعیین خیز بار زنده بارش را نیز کنترل کنید.
بار زنده 500 kg/m^2



شکل ۷-۱۷

- ۸-۱۷ مسأله (۷-۱۷) را برای $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ بار دیگر حل شود.
- ۹-۱۷ مسأله (۸-۱۷) را در حالتی که از شمع‌بندی استفاده نشده باشد بار دیگر حل کنید. خیز تیر را حین اجرا برای وزن بتن تر به اضافه بار زنده‌ای برابر با 100 kg/m^2 که بار حاصل از عملیات اجرایی است محاسبه کنید.
- ۱۰-۱۷ مطلوبست طراحی تیرمرخی فولادی از فولاد نرمه برای تیر مختلطی که بار مرده‌ای برابر با 1000 kg/m^3 و بار زنده کاربردی برابر با 500 kg/m^3 را تحمل می‌کند. دهانه تیر 10 m و فواصل تیرمرخ‌های فولادی 2.5 m خواهد بود. در اجرا از شمع‌بندی استفاده خواهد شد، وزن بتن 2100 kg/m^3 و $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ خواهد بود. از عرشه‌ای فولادی به صورتی که ضخامت تاوه بتنی برابر یا 10 cm بوده و عمق توارهای آن 7.5 cm باشد با عرض متوسط 15 cm استفاده خواهد شد. برای این تیر تعداد گگل میخ‌های به کار رفته به قطر 2 cm و مقدار خیز بار زنده را معین کنید.
- ۱۱-۱۷ برای تاوه نشان داده شده، تیرمرخ فولادی از فولاد نرمه معین کنید. ضخامت تاوه در تیر مختلط 10 cm و وزن بتن 2400 kg/m^3 با $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ خواهد بود. بار مرده کاربردی 900 kg/m^3 طول تیر 8 m و بار زنده کاربردی 1800 kg/m می‌باشد.
- الف - تیرمرخ فولادی را معین کنید
- ب - تعداد گگل میخ‌های به قطر 2 cm را تعیین کنید
- ج - خیز بار زنده کاربردی را محاسبه کنید
- د - برش تیر را بررسی نمایید.



شکل ۱۷-۱۱

۱۲-۱۷ مسأله (۱۱-۱۷) را در حالتی که $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2(\text{bar})$ و $f'_c = 270 \text{ kg/cm}^2$ باشد بار دیگر حل کنید.

۱۳-۱۷ تیرهایی به فاصله ۲٫۷m از یکدیگر دهانه‌ای برابر با ۱۲m دارند. این تیرها توسط تاول‌های به عمق ۱۰cm (با $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ و وزن 2100 kg/m^3) پوشانده خواهد شد. اگر از روش اجرایی با شمع‌بندی و عرشه فولادی با عمق نواری برابر با ۷٫۵cm بنحوی که امتداد توارها عمود بر امتداد نیمرخهای فولادی بوده و عرض متوسط موجها ۱۵cm باشد استفاده شود و بار مرده کاربردی در طول تیر برابر با 1200 kg/m و بار زنده کاربردی 2500 kg/m باشد مطلوبست.

الف - تعیین نیمرخ فولادی

ب - تعیین تعداد گل میخهای به کار رفته هرگاه قطر آنها ۲cm باشد

ج - تعیین خیز حاصل از اثر بار زنده کاربردی

د - واریسی برش تیر

۱۴-۱۷ مسأله (۱۳-۱۷) را در حالتی که $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ باشد، بار دیگر حل کنید.

۱۵-۱۷ مسأله (۱۳-۱۷) را در حالتی که دهانه تیر ۱۵m باشد بار دیگر حل کنید.

۱۶-۱۷ مسأله (۱۵-۱۷) را در حالتی که $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ باشد بار دیگر حل کنید.

۱۷-۱۷ اگر مقروضات مسأله را مانند مسأله (۱۳-۱۷) فرض کنیم در حالتی که از روش بدون شمع‌بندی استفاده شود مطلوبست:

الف - تعیین نیمرخ فولادی

ب - اگر ضریب کاهش عرشه فولادی $1/10$ باشد تعداد گل میخهای به قطر ۲cm را معین کنید.

ج - استحکام تیر را قبل از سخت شدن بتن واریسی کنید.

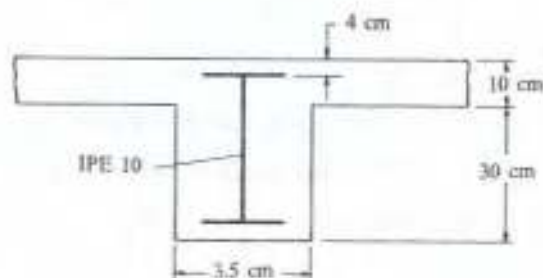
د - خیز بار کاربردی را قبل از سخت شدن بتن معین کنید فرض می‌شود با اجرایی زنده برابر با 140 kg/m^2 باشد.

هـ - خیز بار کاربردی را برای تیر مختلط معین کنید.

و - برش را واریسی نمایید.

۱۸-۱۷ مسأله (۱۷-۱۷) را با فرض $F_p = 3600 \text{ kg/cm}^2 (\text{bar})$ بار دیگر حل کنید.

۱۹-۱۷ مقادیر تنش‌ها را در تیر مختلط دفن شده شکل زیر با روش تبدیل مقطع محاسبه کنید فرض می‌شود که از شمع‌بندی استفاده نشده باشد. دهانه تیر برابر با 9 m و تکیه گاه‌های آن ساده فرض می‌شود و فرض می‌شود که بار مرده یکنواختی برابر با 170 kg/m^2 و بار زنده‌ای برابر با 650 kg/m^2 پس از گیرش بتن به آن وارد شود. مقدار $n = 9$ و $F_y = 2333 \text{ kg/cm}^2$ و $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ و بالاخره وزن بتن 2700 kg/m^2 فرض خواهد شد.



شکل ۱۷-۱۹

ستونهای مختلط

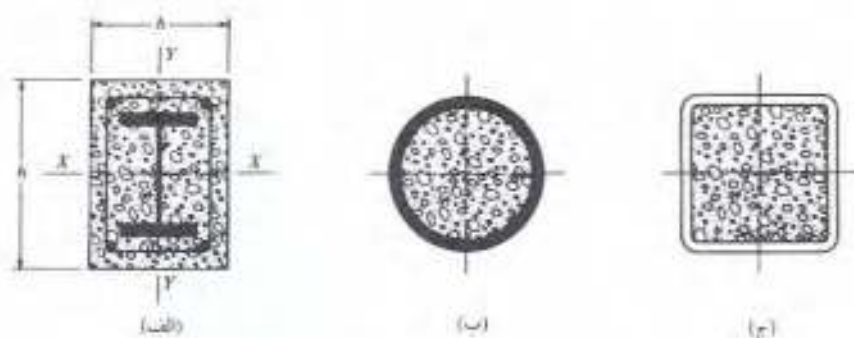
۱-۱۸ مقدمه

ستونهای مختلط به کمک نیمرخهای نورد شده و یا نیمرخهای مرکب که در داخل بتن دفن شده‌اند یا با پرکردن نیمرخهای لوله‌ای با قوطی شکل از بتن ایجاد می‌شوند. چنین قطعاتی قادرند که نیروی بمراتب بالاتری را نسبت به ستونهای بتن مسلح با همان ابعاد تحمل کنند.

در شکل (۱-۱۸) چند نمونه از ستونهای مختلط نشان داده شده است، در شکل (۱-۱۸ الف) یک نیمرخ نورد شده I شکل در بتن دفن گردیده است. مقطع ستون مختلط که بر طبق مورد می‌تواند شکل مربع یا مستطیل داشته باشد در چهارگوشه خود دارای میلگرد طولی است و این میلگردها توسط خاموتهایی با فواصل مناسب بسته شده‌اند. خاموتهای به کار رفته در بالا بردن ظرفیت باربری ستون بسیار مهم هستند، زیرا نه تنها از جابجا شدن میلگردهای طولی جلوگیری می‌کنند بلکه از کمانه کردن آنها تحت اثر بار محوری ممانعت کرده و از شکستن و خرد شدن بتن لایه بیرونی ستون در اثر کمانش میلگرد طولی نیز جلوگیری می‌نمایند. از آنجا که نصب خامونها و میلگردهای طولی بعد از اتمام نصب نیمرخهای فولادی انجام می‌گیرد شکل خامونها باید به صورتی باشد (مثلاً I شکل) که امکان نصب آن بدون مسأله ممکن گردد. در شکلهای (۱-۱۸ ب) و (۱-۱۸ ج) دو ستون لوله‌ای و یا قوطی شکل که با بتن پر شده‌اند نشان داده شده است.

۲-۱۸ مزایای ستونهای مختلط

سالیان سال نیمرخهای فولادی در ترکیبی با بتن ساده و یا بتن مسلح به کار می‌رفتند. ابتدا نیمرخهای فولادی را به منظور حفاظت از حریق و یا خوردگی با بتن می‌پوشانیدند و توجهی به افزایش استحکام



شکل ۱۸-۱ ستونهای مختلط

نیمرخ در اثر این عمل نمی‌گردند. در ۲۰ تا ۳۰ سال پیش با افزایش چشم‌گیر سازه‌های مختلط طراحان سازه سعی کردند استحکام اضافی حاصل از این اختلاط را در محاسبات منظور کنند.

ستونهای مختلط را عملاً می‌توان در ساختمانهای کوتاه و بلند استفاده کرد. در ساختمانهای کوتاه نظیر انبارها و محل پارک وسائط نقلیه و مشابه آن، نیمرخ فولادی را به منظور حفاظت در برابر حریق و یا تصادم وسائط نقلیه در بتن دفن می‌کنند، در این حالت می‌توان از باربری بتن استفاده کرده و نیمرخ فولادی کوچکتری به کار برد.

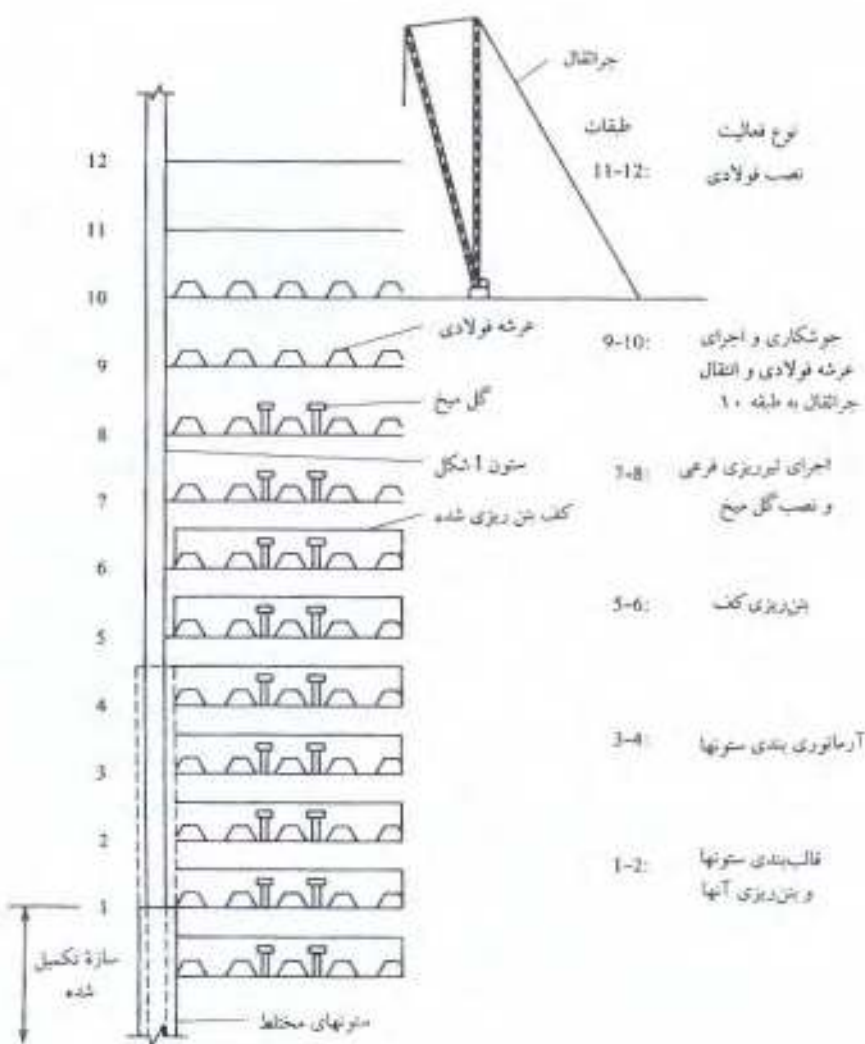
در ساختمانهای بلند، ابعاد ستونهای مختلط به مراتب کوچکتر از ستونهای بتن مسلح با باربری یکسان است و به این جهت از نظر فضای طبقات استفاده از ستونهای مختلط بسیار مناسبتر خواهد بود. اگر در محیط ساختمان بلند از ستونهای مختلط با فواصل کم به همراه تیرهای افقی استفاده شود استحکام بالایی در برابر بارهای جانبی (به قابهای محیطی در فصل ۲۰ مراجعه شود) ایجاد خواهد کرد. گاهی از ستونهای مختلط با ابعاد بزرگ در گوشه‌های ساختمان بلند به منظور بالا بردن استحکام خمشی سازه در برابر بارهای جانبی استفاده می‌شود. همچنین می‌توان از دفن نیمرخهای فولادی در دیوارهای برشی بتنی در هسته‌های مرکزی ساختمانهای بلند استفاده کرد.

در ساختمانهای مختلط، نیمرخهای فولادی تنها بدون بتن ناچار به تحمل وزن سازه و بارهای نقلی و جانبی حین اجرای ساختمان و وزن بتن پوششی روی نیمرخهای A شکل و یا وزن بتن پرکننده نیمرخهای لوله‌ای یا قوطی شکل پس از اجرا هستند. در یک چنین سازه‌ای از مزایای هر دو نوع سازه فولادی و بتنی به‌همراه هم استفاده می‌شود، به عنوان مثال بتن مسلح به راحتی میزان تغییر مکان جانبی سازه را محدود می‌کند و به همراه آن اسکلت فولادی سبب می‌شود وزن سازه و ابعاد ستون کمتر شده و بتوان از پی‌های کوچکتری استفاده کرد.

سازه‌های بلند مختلط به صورتی اقتصادی و مناسب اجرا می‌شوند در شکل (۱۸-۲) شمایی از

فعالیت‌های مختلف و گوناگون همزمان در اجرای این گونه سازه‌ها نشان داده شده است. که به صورت خلاصه ذیلاً شرح داده می‌شود:

- ۱- گروهی از کارگران باید اسکلت فولادی دو یا سه طبقه فوقانی را نصب کنند.
- ۲- در دو یا سه طبقه پایین آن باید عرشه‌های فولادی نصب شوند.
- ۳- در چند طبقه پایین‌تر آن بتن‌ریزی تاوله‌های کف انجام می‌گیرد.



شکل ۱۸-۲

۴- به همین ترتیب که به طبقات پایین‌تر می‌رسیم، آرماتوربندی ستونها و پایین‌تر از آن قالببندی ستونها و بالاخره پایین‌تر بتن‌ریزی ستونها و مشابه آن انجام می‌گیرد.

۱۸-۳ معایب ستونهای مختلف

همان‌طور که در بند قبل ذکر شد ستونهای مختلف دارای محاسن مهمی هستند با وجود این دارای چند عیب نیز می‌باشند. مسأله خاص آنها در ساختمانهای بلند این است که نرخ و مقدار کوتاه شدن آنها را نسبت به دیوارهای برشی و یا سایر ستونهای فولادی بدون پوشش و لخت نمی‌توان کنترل کرد. تخمین دقیق آن در حالی که در این ساختمانها به صورت همزمان چندین فعالیت مختلف اجرایی در طبقات مختلف انجام می‌گیرد بسیار مشکل است.

اگر از ستونهای مختلف در اطراف ساختمان بلند و از ستونهای فولادی در درون سازه و یا از دیوارهای برشی در درون سازه استفاده شود تعیین خزش ستونهای مختلف می‌تواند مسأله باشد. نتیجه چنین مشکلی این است که کف سازه کاملاً مسطح نخواهد بود. برخی از نصابها محل تراز اتصال ستونها را بسیار دقیق اندازه‌گیری می‌کنند و سپس سعی می‌کنند که به کمک لایه‌های فلزی اختلاف بین تراز اندازه‌گیری شده و محاسبه شده را جبران نمایند.

عیب دیگر ستونهای مختلف این است که اطلاعات جامعی در مورد قدرت چسبندگی آن و نیروی فولادی وجود ندارد، چنین مسأله‌ای در پرداختن به مقدار لنگر خمشی مورد انتقال از طریق اتصال تیر و ستونها بسیار مهم است، همواره این خطر وجود دارد که اگر تغییر کرنش قابل توجهی که می‌تواند در زمان زلزله حادث شود اتفاق افتد گسیختگی اتصال را مسبب شود.

۱۸-۴ مهاربندی جانبی

معمولاً استحکام جانبی سازه‌های فولادی و یا بتن مسلح زمانی که اجرای کفها به اتمام می‌رسد تأمین می‌گردد. به عنوان مثال، مهار بادبندی و یا قاب صلب فولادی سازه برای هر طبقه سازه فولادی تأمین شده است و به صورت مشابه استحکام جانبی لازم برای یک قاب سازه بتن مسلح به کمک گرهای یکپارچه و صلب قطعات به یکدیگر و یا به کمک دیوارهای بتنی پس از اجرا تأمین است.

در سازه‌های مختلف تا زمانی که بتن اطراف تیرخهای فولادی و بتن درون آن تیرخها ریخته نشده است و به اندازه کافی سخت نشده است استحکام جانبی مورد نظر در ساختمان تأمین نشده است. و چنین استحکامی احتمالاً زمانی به دست می‌آید که نصب اسکلت فولادی ۱۰ تا ۱۸ طبقه از ساختمان اجرا شده است (به شکل (۱۸-۲) مراجعه شود).

همان‌گونه که قبلاً ذکر شده است، افراد نصاب فولادی عادت دارند پس از نصب قطعات تیر و ستون مهاربندی جانبی لازم را حین نصب تیرریزی کف انجام دهند. اسکلت فولادی سازه‌های مختلط معمولاً چنان مهاربندی جانبی را ندارند و قابهای صلب آنها نیز استحکام لازم جانبی را ندارند. چنین استحکام جانبی تنها زمانی به دست می‌آید که بتن لازم بسیاری از طبقات ریخته شده و سخت گردد. به این جهت مهندس سازه یک ساختمان بلند مختلط باید میزان استحکام جانبی آنرا بداند و برای کمبود این استحکام در حین نصب چاره‌اندیشی کند.

۱۸-۵ ضوابط ستونهای مختلط

به صورت نظری ستونهای مختلط را می‌توان با مقطع مربع، مستطیل، مدور، مثلثی و یا هر شکل دیگر ساخت ولی در عمل آنها شکل مربع یا مستطیل دارند که در هر گوشه از آن یک میلگرد طولی قرار گرفته است. یک چنین مقطعی اجازه می‌دهد که شکل اتصالات تیرها به ستون حالت منطقی و ساده‌ای داشته باشد و تیرها به راحتی به نیمرخ ستون بدون تداخل با میلگردهای ستون متصل شوند.

ضوابط LRFD جزئیات لازم برای طراحی میلگردها، فواصل آنها و نحوه روپیم آمدگی میلگردها و نظیر آن را بیان می‌کند و لذا منطقی است که از ضوابط سازه‌های بتنی ACI برای موارد مسکوت آیین‌نامه LRFD استفاده شود.

ضوابط LRFD در بند ۱ خود جزئیات اجرایی مربوط به سطح مقطع نیمرخهای فولادی، استحکام بتن سطح مقطع خاموتها و فواصل میلگردهای طولی و نظیر آن را بیان می‌کند که جزئیات این بند ذیلأ به تفسیر آورده می‌شود.

۱- سطح کل فولاد مقطع نباید کمتر از ۴ درصد سطح مقطع ستون باشد و اگر چنین شود ستون جزو ستونهای بتن آرمه متعارف محسوب شده و طراحی آن براساس ضوابط آیین‌نامه سازه‌های بتنی ACI انجام خواهد گرفت.

۲- اگر تیرمرخی فولادی در ستون بتنی دفن شود، این ستون باید با میلگردهای طولی باریک (که باید در کل ارتفاع ستون امتداد یابد) مسلح شود و این میلگردها توسط خاموتهایی که فواصل آنها از یکدیگر بیشتر از $\frac{2}{3}$ کوچکترین بعد ستون نباشد بسته شوند. سطح مقطع خاموتها نباید کمتر از 0.18 سانتیمتر مربع به ازای هر سانتیمتر فواصل میلگردها باشد. پوشش بتن روی خاموتها یا میلگردهای طولی نباید کمتر از 4cm باشد، این پوشش برای جلوگیری از زنگ‌زدگی و حفاظت از تأثیر حریق لازم است. این درصد فولادی برای جلوگیری از خوردشدگی بتن حین حریق مناسب می‌باشد.

۳- استحکام فشاری بتن f_c در صورتی که از بتن متعارف استفاده شود نباید کمتر از 210 kg/cm^2 و بیشتر از 550 kg/cm^2 باشد و اگر از بتن سبک استفاده شود این مقدار نباید کمتر از 275 kg/cm^2 و بیشتر از 550 kg/cm^2 شود. حد بالای استحکام بتن (550 kg/cm^2) به این دلیل آورده شده است که در زمان تحریر آئین‌نامه نتایج آزمایشگاهی کافی برای استحکام ستونهای مختلط با بتن با استحکام بالاتر وجود نداشت و حد پایین استحکام مربوط به f_c به این دلیل آورده شده است که از کیفیت مناسب بتن اطمینان حاصل شود و همچنین بتوان از بتن آماده استفاده کرد. اگر کیفیت بتن کاملاً تحت کنترل باشد می‌توان از بتن با استحکام پایین‌تر نیز استفاده کرد.

۴- تنش تسلیم فولادهای به کار رفته در ستون مختلط (میلگردها و نیمرخ فولادی) نباید بیشتر از 3600 kg/cm^2 باشد و اگر از فولادی با تنش تسلیم بیش از آن استفاده شود در محاسبات نباید تنش تسلیم را بیشتر از 3600 kg/cm^2 بگیریم. یکی از اهداف اصلی در طراحی ستونهای مختلط این است که از خرابی کردن و خوردشدن بتن پوششی جلوگیری شود، برای اینکه به این هدف برسیم باید از کماتش موضعی میلگردها جلوگیری نماییم. نویسندگان ضوابط LRFD براین باور هستند که اگر کرنش میلگردها از 0.0018 تجاوز کند بتن پوششی در معرض خوردشدن قرار خواهد گرفت و به این ترتیب اگر این مقدار را بر E_s ضرب کنیم ($0.0018 \times 2 \times 10^6 = 3600 \text{ kg/cm}^2$) مقدار 3600 kg/cm^2 به دست خواهد آمد که حد تنش تسلیم فولاد قرار گرفته شده است.

۵- حداقل ضخامت جدار قوطی‌های ستون مختلط که با بتن پر می‌شوند به $\sqrt{\frac{F_y}{3E}}$ محدود شده است که این مقدار برای سطح جدار قوطی با عرض b صادق است و اگر نیمرخ از نوع لوله باشد مقدار فوق $\sqrt{\frac{F_y}{3E}}$ خواهد بود که D قطر بیرونی لوله است. این مقادیر با مقادیر ذکر شده در ضوابط ACI مطابقت دارد و ذکر این مقادیر به منظور جلوگیری از کماتش موضعی جدار نیمرخ قبل از کماتش کل ستون است.

۶- اگر در ستون مختلط بجای یک نیمرخ از دو یا چند نیمرخ استفاده شود، این نیمرخها باید توسط چپ و راست پیوند افقی و غیره به یکدیگر متصل شوند بنحوی که قبل از سخت شدن بتن هیچگونه کماتش موضعی در نیمرخ اتفاق نیافتد و پس از سخت شدن بتن کلیه نیمرخها و بتن و میلگردهای موجود به عنوان یک عضو واحد در برابر بار وارده مقاومت نمایند.

۷- باید از بالا رفتن تنش overstressing در بتن و یا نیمرخ فولادی در محل اتصال جلوگیری نمود. به این جهت ضوابط LRFD در بند 2.4 I خود تأکید می‌کند که سهمی از استحکام طراحی ستونهای مختلط با بار محوری که توسط بتن تحمل می‌شود باید توسط تماس مستقیم بتن در اتصال به وجود آید. اگر سطح بتن در یک طرف و یا در چند طرف بزرگتر از سطح بار وارده باشد

و یا در غیر اینصورت از انبساط جانبی سایر جوانب (اطراف) آن جلوگیری شده باشد، استحکام طراحی بتن برابر با $A_B f_c / 1.7$ محاسبه خواهد شد، در این رابطه $\phi_c = 0.6$ برای بتن در فشار تناسی است. A_B سطح بار شده ستون است.

۱۸-۶ استحکام محوری و طراحی ستونهای مختلف

تعیین سهم باربری هر یک از اجزای مختلف ستون در استحکام کلی آن اگر غیرممکن نباشد بسیار مشکل است. مقدار ترک خوردگی بتن در کل ارتفاع ستون متغیر است، بتن مانند فولاد همگن نیست و علاوه بر آن ضریب ارتجاعی بتن نسبت به زمان و تحت اثر بارهای دائمی متغیر است. طول مؤثر ستونهای مختلف براساس آنکه بتن در داخل لوله ریخته شده باشد و یا اینکه در اطراف نیمرخ I شکل قرار گیرد تغییر خواهد نمود که در حالت اخیر سهم آن کمتر می‌باشد.

در پاراگراف قبل برخی از دلایل عدم امکان ارائه یک رابطه نظری برای طراحی ستونهای مختلف بیان شد. به این جهت ضوابط LRFD چند رابطه برای طراحی این ستونها ارائه کرده است.

استحکام طراحی ستونهای مختلف ($P_n = A_g F_{cr}$ و $\phi_c = 0.85$ یا $\phi_c P_n$) بیشتر شبیه محاسبه استحکام طراحی ستونهای فولادی تنهاست. رابطه مربوط به تعیین F_{cr} در ستون مختلف (تنش بحرانی) همان رابطه قبل است با این اختلاف که در آن رابطه باید سطح، شعاع ژیراسیون، تنش تسلیم و ضریب ارتجاعی مربوط به ستون مختلف را در نظر گرفت. روابط ستونها که در بند E2 ضوابط LRFD و در فصل پنجم این کتاب بیان شده است به قرار زیر است.

اگر $\lambda \leq 1.5$ باشد

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{رابطه E2.2 ضوابط LRFD})$$

اگر $\lambda > 1.5$ باشد

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (\text{رابطه E2.3 ضوابط LRFD})$$

در این روابط:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{رابطه E2.4 ضوابط LRFD})$$

تغییراتی که در این روابط حاصل می‌شود به قرار زیر است:

۱- بجای A_g باید A_g که سطح نیمرخ فولادی، لوله، قوطی است قرار داد و سطح میلگرد در این محاسبه دخالت ندارد.

۲- بجای r مقدار r_m گذاشته شود که r_m شعاع ژیراسیون نیمرخ فولادی، لوله یا قوطی است در

نیمرخ‌های دفن شده در بتن مقدار آن نباید از ۰/۳ ضخامت قطعه مختلط در صفحه کمایشی کمتر شود.

۳- مقادیر F_y را با F_{my} و E را با E_m جایگزین کنید که این مقادیر به قرار زیر هستند:

$$F_{my} = F_y + C_1 F_y \left(\frac{A_f}{A_g} \right) + C_2 f'_c \left(\frac{A_c}{A_g} \right) \quad (\text{رابطه 12.1 ضوابط LRFD})$$

$$E_m = E + C_3 E_c \left(\frac{A_c}{A_g} \right) \quad (\text{رابطه 12.2 ضوابط LRFD})$$

در روابط F_{my} و E_m علائم به کار رفته به شرح زیر است:

۱- A_c و A_s و A_f به ترتیب سطوح بتن، نیمرخ فولادی و میلگردهای طولی هستند.

۲- E و E_c به ترتیب ضرایب ارتجاعی فولاد و بتن می‌باشند.

۳- F_y و F_{yr} تنش حداقل تسلیم نیمرخ فولادی و میلگردهای طولی هستند.

۴- C_1 و C_2 و C_3 ضرایب عددی می‌باشند. برای لوله و قوطی پر شده از بتن $C_1 = 1$

و $C_2 = 0.85$ و $C_3 = 0.4$ است. برای نیمرخ دفن شده در بتن $C_1 = 0.7$ و $C_2 = 0.6$ و

$C_3 = 0.2$ خواهد بود.

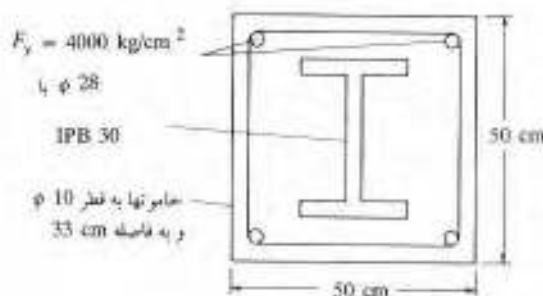
مقدار P_n و ϕ_c برای یک ستون مختلط که از یک نیمرخ دفن شده در بتن تشکیل شده است در مثال

(۱۸-۱) بر طبق ضوابط LRFD محاسبه شده است.

مثال ۱۸-۱

مقدار P_n و ϕ_c را برای ستون شکل (۱۸-۳) معین کنید. نوع فولاد ترمه و $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

وزن بتن 2400 kg/m^3 است مقدار $Kl = 3.6 \text{ m}$ است.



شکل ۱۸-۳

حل:

بر طبق ضوابط LRFD مقدار F_{yr} برابر با 3600 kg/cm^2 گرفته می‌شود و نه 4000 kg/cm^2

$$F_{my} = F_y + C_1 F_{yr} \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + C_2 f_c' \left(\frac{A_c}{A_s} \right) = 2333 + 0.7(3600) \left(\frac{24.6}{149.1} \right) + 0.6(240) \left(\frac{2500 - 173.7}{149.1} \right) = 5000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (bar)}$$

$$E_c = 0.137 W^{1.5} \sqrt{f_c'} = 0.137 \times 2400^{1.5} \sqrt{240} = 2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = E + C_3 E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) = 2 \times 10^6 + 0.2(2.5 \times 10^5) \left(\frac{2500 - 173.7}{149.1} \right) = 2.78 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

حال باید در رابطه ستون F_y را 5000 kg/cm^2 و E را $2.78 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ و A_g را 149.1 cm^2 منظور کنیم.

مقدار r_y نیمرخ IPB30 که برابر با 7.58 cm است نباید از $15 \text{ cm} = 0.3(60)$ کوچکتر گرفته شود.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{360}{15\pi} \sqrt{\frac{5000}{2.78 \times 10^6}} = 0.324$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2} \right) F_y = \left(0.658^{0.324^2} \right) (5000) = 4785 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_s = 0.85(4785)(149.1) = 606 \text{ ton}$$

۷-۱۸ استحکام طراحی خمشی، ستونهای مختلط

محاسبه استحکام اسمی خمشی ستونهای مختلط با فرض توزیع خمیری تنش در مقطع ستون انجام می‌گیرد. در این حالت ابتدا تار خنثی مقطع را با مساوی گرفتن نیروی کششی در یک سمت مقطع با نیروی فشاری در سمت دیگر مقطع معین می‌کنند. در سمت کششی میلگردهای فولادی و بخشی از سطح نیمرخ فولادی که تا تنش تسلیم تنش می‌پذیرند قرار دارند. در سمت فشاری نیروی فشاری برابر با حاصل ضرب $0.85f_c'$ در سطح بلوک معادل تنش قرار دارد. سطح بلوک معادل تنش عرضی برابر با عرض ستون و عمقی برابر با حاصل ضرب β_1 در فاصله تار خنثی دارد. (مقدار β_1 را ضوابط ACI معین می‌کند) به این صورت استحکام اسمی خمشی M_n با لنگرگیری از نیروهای مؤثر حول تار خنثی به دست می‌آید. مقادیر $\phi_b M_{ny}$ و $\phi_b M_{nx}$ همانطور که در بند بعد ذکر شده است برای طراحی تیر ستونها لازم است.

۸-۱۸ بار محوری و معادله خمشی

از روابط زیر برای وارسی قطعات فولادی تنها که تحت نیروی محوری و لنگر خمشی هستند استفاده می‌شود.

$$\begin{aligned} & \text{اگر } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \text{ باشد} \\ & \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{رابطه H1.1a ضوابط LRFD}) \\ & \text{اگر } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \text{ باشد} \\ & \frac{P_u}{\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{رابطه H1.1b ضوابط LRFD}) \end{aligned}$$

در فصل ۱۱ نحوه کاربرد روابط فوق بیان شد و در آن فصل تعاریف، مشخصات و محاسبه کلیه مقادیری که برای تعیین M_{ux} و M_{uy} لازم است (M_n ، B_2 ، M_m ، B_1) ذکر شد. برای طرح و محاسبه تیر ستونهای مختلط نیز از روابط متقابل فوق استفاده می‌شود، تنها باید برخی از آنها را تغییر داد. این تغییرات به شرح زیر است:

۱- بارهای کمانش ارتجاعی P_{ex} و P_{ey} که از آنها برای تعیین ضرایب خمشی B_2 و B_1 استفاده می‌شود باید به کمک F_{my} که تنش تسلیم تغییر یافته است و نحوه تعیین آن در بند ۱۸-۳ بیان شد و به کمک رابطه زیر تعیین گردد.

$$P_e = \frac{A_s F_{my}}{\lambda_c^2}$$

۲- ضریب مقاومت ϕ_b را مانند آنچه در تیرهای مختلط به کار رفت به کار خواهیم برد یعنی برابر با ۰/۸۵ است اگر $h/t_w \leq 5310/\sqrt{F_y}$ باشد و در این حالت توزیع تنش برای محاسبه M_n به صورت خمیری خواهد بود و آنرا برابر با ۰/۹ خواهیم گرفت هرگاه $h/t_w > 5310/\sqrt{F_y}$ باشد و تنش را برای محاسبه M_n با روبهم‌گذاری تنشهای ارتجاعی معین خواهیم کرد.

۳- ضریب لاغری ستون λ_c به همان صورتی که در بند ۱۸-۳ برای تعیین استحکام طراحی محوری ستونهای مختلط شرح داده شد تعیین می‌گردد.

۹-۱۸ طراحی ستونهای مختلط تحت بار محوری و خمشی

در این بند طراحی ستونهای مختلط تحت اثر بار محوری و لنگر خمشی مورد بحث قرار می‌گیرد. نحوه عمل بر روش سعی و خطا استوار است و لذا ابتدا مقطعی انتخاب می‌شود، روابط متقابل تیر ستونها کنترل می‌شود اگر مقطع مناسب نبود، مقطع دیگری انتخاب شده و بار دیگر روابط موجود بررسی خواهد شد تا انتخاب نهایی به دست آید.

به این روش می‌توان به طرح قابل قبولی رسید ولی امکان دارد تعداد سعی و خطای در انتخاب مقاطع طولانی شود. در پازا گرافهای زیر سعی می‌شود الگویی برای تقلیل تعداد سعی و خطا و یا انتخاب مناسب اولیه ارائه شود، تا بتوان سریعتر به نتیجه مطلوب رسید.

برای این کار به طراحی تیر ستونی می‌پردازیم که بتواند مقدار معینی P_u و مقدار معینی M_u را تحمل کند و مقدار M_{ux} برابر با صفر فرض می‌شود در این حالت رابطه H1-1a آیین نامه LRFD به صورت زیر در می‌آید:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \leq 1.0$$

طراح باید مقدار نهایی هر یک از دو جمله رابطه را معین کند، تخمین این است که تصور شود این دو جمله با یکدیگر برابر هستند و لذا داریم:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.5 \quad \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} = 0.5$$

اگر برای توضیح مسأله فرض شود تیر ستونی با یک نیمرخ I شکل دفن شده مورد نظر باشد که در آن $KL = 3.6m$ و فولاد نیمرخ از نوع نرمه و بتن با $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ بوده و این ستون تحت اثر بار محوری $P_u = 225 \text{ ton}$ و لنگر خمشی $M_{ux} = 13.5 \text{ tm}$ قرار داشته باشد، مقادیر ϕP_n و $\phi_b M_{nx}$ را می‌توان به صورت زیر معین کرد:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.5 \quad \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} = 0.5$$

$$\frac{225}{\phi P_n} = 0.5 \quad \frac{8}{9} \frac{13.5}{\phi_b M_{nx}} = 0.5$$

$$\phi P_n = 450 \text{ ton} \quad \phi_b M_{nx} = 24 \text{ tm}$$

و به این طریق می‌توان تیر ستون مختلفی معین کرد که ظرفیت باربری آن حدوداً برابر با $\phi P_u = 450 \text{ ton}$ و $\phi_b M_{nx} = 24 \text{ tm}$ باشد.

مثال ۱۸-۲

مطلوبست طراحی تیر ستون مختلفی با دفن یک نیمرخ I شکل در بتن، چنانچه $P_u = 225 \text{ ton}$ و $M_{ux} = 13.5 \text{ tm}$ باشد. امکان جابجایی یک سر ستون نسبت به سر دیگر آن ممکن نیست و می‌توان مقدار $KL = 3.6 \text{ m}$ گرفت. $C_m = 0.85$ است.

حل:

همان‌طور که قبلاً ذکر شد فرض می‌شود مقادیر تقریبی $\phi P_n = 450 \text{ ton}$ و

را با ابعاد ستون 45×45 cm در نظر می‌گیریم.

الف - محاسبه $\phi_c P_n$

قطر میلگردهای طولی را 26 و قطر خاموتها را 10 می‌گیریم (یا $F_{yr} = 4000 \text{ kg/cm}^2$)
و $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

$$F_{mg} = F_y + C_1 F_{yr} \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + C_2 f'_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

$$= 2333 + 0.7(3600) \left(\frac{21.2}{78.1} \right) + 0.6(240) \left(\frac{2025 - 99.3}{78.1} \right) = 6568 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = E + C_3 E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) = 2 \times 10^6 + 0.2 \times 2.5 \times 10^5 \left(\frac{2025 - 99.3}{78.1} \right) = 3.23 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

r_y در نیمرخ IPB20 برابر با 4.07 cm است که نباید کوچکتر از $13.5 = 0.3(45)$ کمتر گرفته شود.

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{360}{13.5\pi} \sqrt{\frac{6568}{3.23 \times 10^6}} = 0.383$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\lambda_c^2} \right] F_y = \left[0.658^{0.383^2} \right] 6568 = 6177 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_s = 0.85(6177)(78.1) = 410 \text{ ton}$$

ب - محاسبه $\phi_b M_n$

امکان استقرار تار خشی را در بال نیمرخ بررسی می‌کنیم.

$$C = 0.85 f'_c b_e t + F_y b_f t_f$$

$$= 0.85 \times 240 \times 45 \left(\frac{45 - 20}{2} \right) + 2333 \times 20 \times 1.5 = 184.74 \text{ ton}$$

$$T = F_y A_s - F_y b_f t_f = 2333(78.1 - 20 \times 1.5) = 112.22 \text{ ton}$$

چون $C > T$ است لذا تار خشی در بال نیمرخ است.

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - 0.85 f'_c b_e t}{2 F_y b_f} = \frac{2333 \times 78.1 - 0.85 \times 240 \times 45 \times 12.5}{2 \times 2333 \times 20} = 0.72 \text{ cm}$$

$$M_n = M_p = 0.85 f'_c b_e t \left(\frac{t}{2} + \bar{y} \right) + 2 F_y b_f \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

$$= 0.85 \times 240 \times 45 \times 12.5 \left(\frac{12.5}{2} + 0.72 \right) + 2 \times 2333 \times 20 \left(\frac{0.72^2}{2} \right) + 2333 \times 78.1 \left(\frac{20}{2} - 0.72 \right)$$

$$= 25.15 \text{ tm}$$

$$\phi_b M_n = 0.85 M_n = 21.38 \text{ tm}$$

- محاسبه M_u

$$P_e = \frac{A_g F_{my}}{\lambda_c^2} = \frac{78.1 \times 6568}{0.383^2} = 3497 \text{ ton}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} = \frac{0.85}{1 - \frac{225}{3497}} = 0.91$$

برابر با گرفته می‌شود

$$M_{ux} = B_1 M_u = 1.0 \times 13.5 = 13.5 \text{ tm}$$

- بررسی روابط تیر ستون

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{225}{410} = 0.549 > 0.2$$

لذا باید از رابطه H1.1a ضوابط LRFD استفاده شود.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \leq 1.0$$

$$\frac{225}{419} + \frac{8}{9} \times \frac{13.5}{21.38} = 0.549 + 0.561 = 1.11 > 1 \text{ N.G}$$

باید از مقطع دیگری استفاده شود، توصیه می‌شود نیم‌رخ فولادی تغییر یابد و دوباره مشابه

عملیات محاسباتی فوق انجام پذیرد.

با توجه به اینکه ما می‌بایستی حدود $\phi_b M_{nx} = 24 \text{ tm}$ را تأمین می‌کردیم، پس از محاسبه M_{nx} براحتی می‌توانستیم مطمئن باشیم که این مقطع مناسب نیست. ادامه محاسبات صرفاً به منظور

نشان دادن روند محاسبات بوده است.

چنانچه در مسأله فوق دیده می‌شود، باید برای رسیدن به مقطع طراحی چندین و چند سعی و خطا

انجام داد.

مثال ۱۸-۵

مطلوبست طراحی تیر ستونی با مقطع مختلط، نوع فولاد مصرفی نرمه و استحکام فشاری بتن

 350 kg/cm^2 و $P_u = 250 \text{ ton}$ و لنگر خمشی $M_{ux} = 70 \text{ tm}$ است. طول کمانشی ستون $Kl = 4.2 \text{ m}$ و $C_m = 0.85$ خواهد بود.

حل:

ابعاد ستون را ۵۵×۵۵ با چهار میلگرد آجدار طولی $\phi 32$ با $F_y = 4000$ bar و خاموت‌های $\phi 10$ ، نیمرخ فولادی IPB36 را در نظر می‌گیریم.

$$F_{my} = F_y + C_1 F_y \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + C_2 f_c' \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

$$= 2333 + 0.7(3600) \left(\frac{4 \times 8.04}{180.6} \right) + 0.6(350) \left(\frac{3025 - 212.8}{180.6} \right) = 6052 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = E + C_3 E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) = 2 \times 10^6 + 0.2 \times 2.5 \times 10^5 \left(\frac{2812.2}{180.6} \right) = 2.78 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_y = 7.49 \leq 0.3 \times 55 = 16.5 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{420}{16.5\pi} \sqrt{\frac{6052}{2.78 \times 10^6}} = 0.378$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.378^2}) 6052 = 5700 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.85 \times 5700 \times 180.6 = 875 \text{ ton}$$

$$C = 0.85 f_c' b_e t + F_y b_f t_f + \frac{A_r}{2} F_y'$$

$$= 0.85 \times 350 \times 55 \left(\frac{55 - 36}{2} \right) + 2333 \times 30 \times 2.25 + 2 \times 8.04 \times 4000 = 377 \text{ ton}$$

$$T = F_y A_s - F_y b_f t_f + \frac{A_r}{2} F_y' =$$

$$2333(180.6 - 30 \times 2.25) + 16.08 \times 4000 = 328 \text{ ton}$$

چون $C > T$ است لذا تار خنثی روی بال قرار دارد.

$$C = 0.85 f_c' b_e t + F_y b_f \bar{y} + \frac{A_r}{2} F_y'$$

$$= 0.85 \times 350 \times 55 \times 9.5 + 2333 \times 30 \bar{y} + 16.08 \times 4000 = 219764 + 70000\bar{y}$$

$$T = F_y A_s - F_y b_f \bar{y} + \frac{A_r}{2} F_y'$$

$$= 2333 \times 180.6 - 2333 \times 30 \bar{y} + 16.08 \times 4000 = 485720 - 70000\bar{y}$$

$$T = C \quad \bar{y} = 1.9 \text{ cm}$$

$$M_n = M_p = 0.85 f_c' b_e t \left(\frac{t}{2} + \bar{y} \right) + 2F_y b_f \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right) + (9+d) \frac{A_r}{2} F_y'$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.85 \times 350 \times 55 \times 9.5 \left(\frac{9.5}{2} + 1.9 \right) + 2 \times 2333 \times 30 \times 1.9 \left(\frac{1.9}{2} \right) \\
 &+ 2333 \times 180.6 \left(\frac{36}{2} - 1.9 \right) + (9 + 36)(16.08)4000 = 109.6 \text{ tm} \\
 \phi_b M_n &= 0.85 \times 109.6 = 93.2 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

بررسی روابط ستون:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{250}{875} = 0.286 > 0.2$$

لذا باید از رابطه H1.1a ضوابط LRFD استفاده شود.

$$P_e = \frac{A_s F_{my}}{\lambda_c^2} = \frac{180.6 \times 6052}{0.378^2} = 7649.5 \text{ ton}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} = \frac{0.85}{1 - \frac{250}{7649.5}} = 0.88 \Rightarrow B_1 = 1$$

$$M_{ux} = B_1 M_n = 1.0 \times 70 = 70 \text{ tm}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_n} = \frac{250}{875} + \frac{8}{9} \times \frac{70}{93.2} = 0.286 + 0.668 = 0.953 < 1 \text{ OK.}$$

در مثال فوق سطح مقطع میله‌گردهای طولی نیز در محاسبات دخالت داده شد و ملاحظه می‌شود که این روش تا چه اندازه در جهت اقتصادی مقطع مفید خواهد بود.

۱۱-۱۸ انتقال بار به پی و سایر اتصالات

بر طبق بند I 2.4 ضوابط LRFD استحکام طراحی ستونهای مختلف با بار محوری باید توسط تماس مستقیم به تکیه گاه منتقل گردد. اگر سطح بتن تکیه گاه در یک بر ستون و یا بیشتر از یک بر ستون عریض تر از ستون باشد و در غیر اینصورت سایر سطوح ستون نیز در برابر الباسط جانبی بتن محافظت شده باشند استحکام تماسی طراحی بتن برابر با $\phi_c f_c A_B$ خواهد بود که در آن $\phi_c = 0.6$ و A_B سطح تحت بار است.

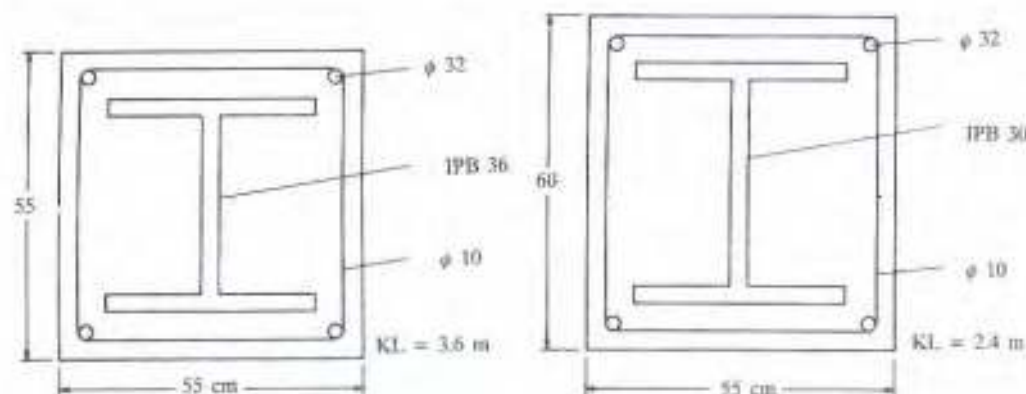
در کف ستونهای مختلف معمولاً یک کف ستون فولادی در نظر می‌گیرند. این کف ستون به منظور اتصال تیرمخ فولادی دفن شده ستون به پی به کار می‌رود تا از عدم جابجایی ستون حین نصب فولادی سازه

و قبل از بتن‌ریزی ستون و گیرش بتن آن اطمینان حاصل شود. بدیهی است که این کف ستون باید تا حد امکان کوچک باشد تا مانع عبور میلگردهای انتظار dowels پی که برای یکسره شدن با میلگردهای قسمت بتنی ستون لازم است نگردد.

ضوابط LRFD جزئیات طراحی فولادهای انتظار را معین نمی‌کند، به نظر می‌رسد در این رابطه استفاده از ضوابط ACI 318 مناسب باشد. اگر مقدار P_u از مقدار $A_g f_c 1.7\phi$ تجاوز کند بار اضافی باید توسط میلگردهای انتظار تحمل شود و اگر مقدار P_u کمتر از مقدار $A_g f_c 1.7\phi$ شود، بنظر می‌رسد که استفاده از میلگردهای انتظار ضروری نباشد. در یک چنین حالتی بند 15.8.2.1 و 15.8.2.3 ضوابط ACI بیان می‌کند که باید از حداقل سطح میلگرد انتظار استفاده شود و این مقدار حداقل برابر با 0.005 برابر سطح مقطع ستون است و قطر این میلگردها نباید بیشتر از 4mm از قطر میلگردهای طولی ستون بیشتر شود. اگر از ضوابط فوق استفاده کنیم هم بستگی و یکپارچگی کافی بین پی و ستون در محل اتصال به وجود خواهد آمد. استفاده از تعداد کم میلگردهای انتظار با قطر بیشتر که دارای فواصل زیادی از یکدیگر باشند، چنین انتظاری را محقق نخواهند کرد.

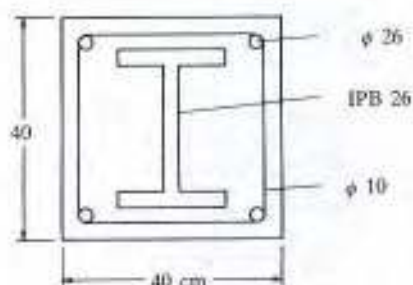
مسائل

در کلیه مسائل زیر تنش تسلیم فولاد میلگرد $F_y = 4000\text{kg/cm}^2$ و وزن بتن 2400kg/m^3 خواهد بود. ۱-۱۸ تا ۳-۱۸ مقدار P_u و برای ستونهای نشان داده شده معین کنید، نوع فولاد تیرمخ سرنمه و $f_c' = 240\text{kg/cm}^2$ است. طول کماتشی هر ستون و قطر میلگردهای به کار رفته روی شکل نشان داده شده است.



مسئله ۱-۱۸

مسئله ۲-۱۸

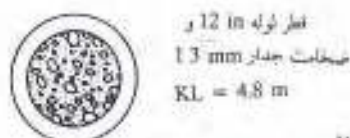


مسئله ۱۸-۳

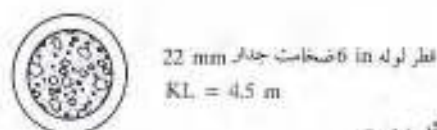
• ۱۸-۴. مسئله (۱۸-۲) را در صورتی که تنش تسلیم فولاد $F_y = 3400 \text{ kg/cm}^2$ باشد بار دیگر حل کنید.

۱۸-۵. مسئله (۱۸-۳) را در صورتی که تنش تسلیم فولاد $F_y = 3400 \text{ kg/cm}^2$ و $f_c' = 340 \text{ kg/cm}^2$ باشد بار دیگر حل کنید.

۱۸-۶ تا ۱۸-۸ مقدار P_n و $\phi_c P_n$ را برای ستونهای مختلف نشان داده شده در شکلهای زیر معین کنید فولاد لوله‌ها از نوع ترمه و $f_c' = 240 \text{ kg/cm}^2$ است. ابعاد ستون و طول کماتشی آنها روی شکل معین شده است.



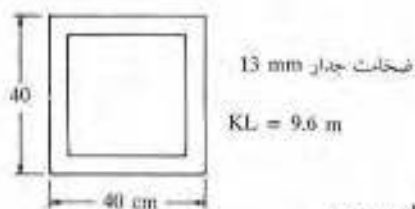
مسئله ۱۸-۷



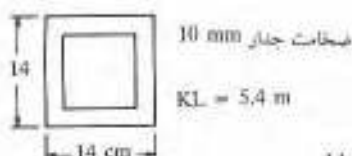
مسئله ۱۸-۸

۱۸-۹. مسائل ۱۸-۷ و ۱۸-۸ را در حالتی که تنش تسلیم لوله‌ها $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ باشد بار دیگر حل کنید.

۱۸-۱۰ و ۱۸-۱۱ مقدار P_n و $\phi_c P_n$ را برای ستونهای نشان داده شده روی شکلهای زیر معین کنید، نوع فولاد قوطی‌ها با $F_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$ است و $f_c' = 240 \text{ kg/cm}^2$ است.



مسئله ۱۸-۱۰



مسئله ۱۸-۱۱

۱۲-۱۸ یک ستون مختلط به ابعاد خارجی 50×50 cm با نیمرخ فولادی IPB30 دفن شده از نوع فولاد نرمه در هر گوشه از خود یک میلگرد $\phi 28$ با $F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ دارد. بتن ستون با $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ است. این ستون باری محوری برابر با $P_u = 500 \text{ ton}$ و لنگر خمشی برابر با $M_{ux} = 16 \text{ tm}$ را تحمل خواهد کرد. اگر $KL = 4 \text{ m}$ باشد و از جابجایی دوسر ستون ممانعت شده باشد و مقدار $C_m = 0.85$ فرض شود مناسب بودن آنرا بررسی کنید.

۱۳-۱۸ یک ستون مختلط از قوطی به ابعاد 40×40 cm با ضخامت جدار 13 mm و فولاد با $F_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$ توسط بتنی با $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ پر شده است. اگر $KL = 4.8 \text{ m}$ باشد و از جابجایی دوسر ستون جلوگیری شود و مقدار $C_m = 0.85$ فرض شود مناسب بودن آنرا برای تحمل بار محوری $P_u = 300 \text{ ton}$ و $M_{ux} = 13 \text{ tm}$ بررسی کنید.

۱۴-۱۸ مطلوبیت طراحی یک ستون مختلط با بتنی $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ و یک نیمرخ IPB دفن شده، بار محوری وارده بر ستون برابر با $P_u = 600 \text{ ton}$ و لنگر خمشی آن $M_{ux} = 20 \text{ tm}$ است، طول کماتشی ستون $KL = 4 \text{ m}$ فرض می‌شود و از جابجایی دوسر آن جلوگیری شده است و مقدار $C_m = 0.85$ فرض خواهد شد.

۱۵-۱۸ ستون مختلطی با IPB36 و بتن $f'_c = 340 \text{ kg/cm}^2$ برای تحمل بار محوری $P_u = 700 \text{ ton}$ و لنگر خمشی برابر با $M_{ux} = 24 \text{ tm}$ طرح کنید. فرض می‌شود که $KL = 3.6 \text{ m}$ و $C_m = 0.85$ باشد، از جابجایی یکسر ستون نسبت به سر دیگر ممانعت شده است.

تیرهای مرکب، تیرهای بال پهن مرکب و تیر ورقها

۱۹-۱ تیرهای با تسمه تقویت

اگر بزرگترین نیمرخ I شکل برای پوشش دهانه سازه مناسب نباشد برای حل مسأله از روشهای مختلفی استفاده می شود. شاید بهترین راه حل استفاده از فولادی با استحکام بالاتر باشد و اگر چنین امکانی میسر نباشد به یکی از روشهای زیر عمل می شود:

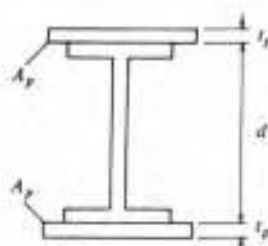
۱- می توان دو یا چند نیمرخ I شکل را در کنار هم استفاده کرد (روش هزینه بری است) ۲- استفاده از ورق تقویت روی بال تیر I شکل ۳- استفاده از یک مقطع ساخته شده بال پهن ۴- استفاده از تیر ورق ۵- استفاده از خریا. در این بند به شرح نیمرخ تقویت شده خواهیم پرداخت. مبحث بال پهن ساخته شده را در بند (۱۹-۲) خواهیم دید و در مابقی فصل به شرح تیر ورق خواهیم پرداخت.

علاوه بر زمانی که لنگر وارده بر تیر کمی بیشتر از حد مجاز بزرگترین نیمرخ I شکل است که در آن حالت به استفاده از ورق تقویت می پردازیم در موارد دیگری نیز می توان از این روش سود جست. مثلاً زمانی که به دلیل محدودیت ارتفاع امکان استفاده از نیمرخ مناسب I شکل به دلیل پایین بودن ظرفیت لنگر مجاز آن ممکن نباشد این زمانی است که معمار در روی نقشه ها ارتفاع معینی را برای عمق تیرها معین کرده باشد. در پلها ارتفاع تیرها با ارتفاع آزاد زیر آن محدود می شود در چنین حالاتی استفاده از ورق تقویت معمولاً بهترین راه حل است. حتی گاهی ممکن است به دلایل اقتصادی و با وجود عدم محدودیت در ارتفاع تیر وجود نیمرخ استاندارد I شکل استفاده از ورق تقویت راه حل مناسبی باشد، در این حالت از نیمرخ استاندارد کوچکتری استفاده شده و از ورق تقویت در محل مناسب تقویت استفاده می شود و لذا ورقهای تقویت در مقاطعی که نیمرخ استاندارد قادر به تحمل لنگر خمشی باشد قطع شده و به این طریق از استفاده بیش از حد فولاد جلوگیری می شود. استفاده از یک چنین روشی در طراحی تیرهای پکسره بسیار متداول است.

اگر غرض ساخت تیری با ارتفاع محدود باشد، در این حالت روش متداول این است که با توجه به ارتفاع مجاز، نیمرخ استاندارد یا ارتفاع کمتر از آن بنحوی که با اضافه کردن ورق تقویت ارتفاع مجاز کامل شود انتخاب می شود و پس از آن ابعاد ورق تقویت طراحی خواهد شد.

شکل (۱-۱۹) را در نظر بگیرید، Z اساس مقطع خمیری مرکب و Z_w اساس مقطع خمیری نیمرخ استاندارد، d ارتفاع نیمرخ I ، ضخامت ورق تقویت و A_p سطح مقطع یک ورق تقویت است. رابطه محاسبه سطح مقطع یک ورق تقویت را می توان به صورت زیر معین کرد:

$$Z_{req} = \frac{M_y}{\phi_b F_y}$$



شکل ۱-۱۹

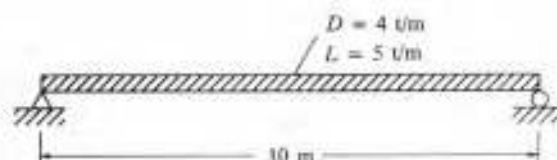
مقدار Z مقطع مرکب باید حداقل برابر با Z_{req} باشد که این مقدار به صورت زیر و به کمک نیمرخ استاندارد و ورق تقویت تأمین خواهد شد:

$$\begin{aligned} Z_{req} &= Z_w + Z_p \\ &= Z_w + 2A_p \left(\frac{d}{2} + \frac{t_p}{2} \right) \\ A_p &= \frac{Z_{req} - Z_w}{d + t_p} \end{aligned}$$

در مثال (۱-۱۹) روش طراحی ورق تقویت نشان داده شده است. به روش فوق می توان به راحتی برای هر نوع نیمرخ I شکلی ورق تقویت مناسب را معین کرد.

مثال ۱-۱۹

در شکل (۲-۱۹) تیری با تکیه گاههای ممتد جاتی در بال فشاری خود مفروض است، اگر تنش تسلیم فولاد نیمرخ $F_y = 2333 \text{ kg/cm}^2$ باشد، مطلوبست تعیین نیمرخ تقویت شده ای برای تیر فوق، برای این تیر محدودیت ارتفاع برابر با ۵۰ cm وجود دارد.



شکل ۱۹-۲

حل:

وزن تیر را 300 kg/m فرض می‌کنیم

$$w_u = 1.2(4.3) + 1.6(5) = 13.16 \text{ t/m}$$

$$M_u = \frac{13.16 \times 10^2}{8} = 164.5 \text{ tm}$$

$$Z_{\text{لازم}} = \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{164.5 \times 10^5}{0.9 \times 2333} = 7834 \text{ cm}^3$$

دیده می‌شود نه نیمرخ IPB و نه نیمرخ IPE یا INP با ارتفاع 50 cm چنین اساس مقطع خمیری ندارند، لذا باید از ورق تقویت استفاده کرد.

از نیمرخ IPB45 استفاده می‌شود،

$$A_p = \frac{Z_{\text{لازم}} - Z_w}{d + t_p} = \frac{7834 - 2.0 \times 1990}{45 + 2.2} = 81.7 \text{ cm}^2$$

لذا از مقطع مرکب IPB45 + PL 400 × 22 استفاده خواهد شد.

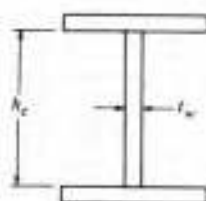
۱۹-۲ نیمرخهای بال پهن مرکب

ابتدا باید اختلاف نیمرخ بال پهن مرکب را با تیر ورق معین کنیم زیرا مطمئناً خواننده در تعیین اختلاف بین آن‌دو مشکل خواهد داشت.

در فصل ۶ ضوابط LRFD وجه تمایز کاملاً مشخص بین آن دو (بین تیر ورق و نیمرخ نورد شده یا بال پهن مرکب) تعریف شده است. در آنجا ذکر شده است که اختلاف بین تیر ورق و تیر متعارف در لاغری جان آنهاست. لاغری جان با نسبت h/t_w معین می‌شود که در آن h_c برابر با فواصل دو خط گلوگاه تیر (ارتفاع در قسمت با ضخامت یکسان) است و t_w ضخامت یکسان جان است.

زمانی قطعه خمشی تیر متعارف گفته می‌شود که از نیمرخ نورد شده و یا جوش شده تشکیل شود و در آن از ورق تقویت جان استفاده نشده و نسبت h/t_w کوچکتر از $\frac{8050}{\sqrt{F_y}}$ باشد در این رابطه F_y تنش تسلیم بال نیمرخ است. از طرف دیگر تیر ورق می‌تواند تقویت جان داشته و یا نداشته باشد ولی نسبت h/t_w در

آن بزرگتر از $\frac{8050}{\sqrt{F_{yf}}}$ می باشد (در این روابط بجای تنش تسلیم جان که F_{yw} است تنش تسلیم بال به کار رفته زیرا که در تیر ورقهای دوگانه کماتش غیر ارتجاعی جان که تحت خمش اتفاق می افتد به کرنش بال بستگی دارد). به شکل (۳-۱۹) مراجعه شود.



شکل ۳-۱۹

بال پهن ترکیبی است و یا تیر ورق؟

اگر $\frac{h_c}{t_w} > \frac{8050}{\sqrt{F_{yf}}}$ باشد تیر ورق است.

اگر $\frac{h_c}{t_w} < \frac{8050}{\sqrt{F_{yf}}}$ باشد بال پهن ترکیبی است.

با رعایت ضوابط LRFD هرگاه از بال پهن مرکب بجای تیر ورق استفاده شود می توان به اقتصادی بودن مقطع اطمینان داشت. در بال پهن مرکب ضخامت جان به اندازه ای که تحت برش کماتش نکند بالا گرفته می شود. گرچه با انتخاب بال پهن مرکب که فاقد تقویت جان هستند سنگینی نیمرخ بالاتر از تیر ورق با همان دهانه و بار است اغلب اوقات به دلیل پایین آمدن هزینه ساخت نسبت به تیر ورق اقتصادی تر هستند مخصوصاً که حجم محاسبات آنها بسیار کمتر است.

برطبق بند F1.1 ضوابط LRFD تحلیل خمیری تیرها و شاه تیرهای فشرده به شرط احراز شرایط زیر ممکن است. این نیمرخها باید دارای یک یا دو محور تقارن بوده و در صفحه تقارن نیز بار شوند. هرگاه خمش تیر حول محور قوی نیمرخ باشد فواصل مهارهای جانبی نیمرخ با گسیختگی خمیری مقطع می باید از مقادیر معینی که در ضوابط LRFD (فصل F) آمده است تجاوز نکند. زمانی نیمرخی فشرده است که (ضوابط LRFD) در آن شرایط زیر وجود داشته باشد.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{540}{\sqrt{F_y}} \quad \frac{h_c}{t_w} \leq \frac{5310}{\sqrt{F_{yf}}}$$

پس از انتخاب ضخامت جان، بال پهن مرکب باید به انتخاب ضخامت بال پرداخت (به شکل (۳-۱۹) مراجعه شود) استحکام کل طراحی نیمرخ برابر با مجموع استحکام خمشی بال و استحکام خمشی جان است.

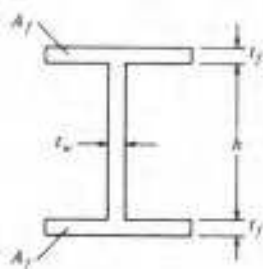
اساس مقطع خمیری نیمرخ برابر با حاصل جمع لنگر سطح، سطوح بال و جان کششی حول محور ختنی و لنگر سطح سطوح بال و جان فشاری حول همان محور است. پس از آنکه رابطه مربوط نوشته شد از طریق آن می توان سطح بالها را بدست آورد.

$$Z = \frac{M_u}{\phi_b F_y} \quad \text{کل (برای شاه تیر)}$$

$$Z = t_w \left(\frac{h}{2} \right) \left(\frac{h}{4} \right) (2) + A_f \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2} \right) (2)$$

$$\frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{t_w h^2}{4} + A_f (h + t_f)$$

$$A_{f, \text{لا}} = \frac{M_u}{\phi_b F_y (h + t_f)} - \frac{t_w h^2}{4(h + t_f)}$$



شکل ۱۹-۲

مثال ۱۹-۲

مطلوبست طراحی یک پال پهن مرکب به عمق 150 cm بدون استفاده از تقویت جان. دهانه تیر 21m بوده و بار مرده وارده 1.5t/m و بار زنده وارده 3t/m است. این تیر در کل دهانه دارای مهار جانبی در قسمت فشاری خود است. از فولاد نرمه و جوش دستی با الکتروود E70 استفاده خواهد شد.

حل:

حداکثر برش و لنگر خمشی

وزن تیر را 300 kg/m فرض می‌کنیم.

$$w_u = 1.2(1.8) + 1.6(3) = 6.96 \text{ t/m}$$

$$M_u = \frac{6960 \times 21^2}{8} = 383670 \text{ kg/m}$$

$$V_u = 6.96 \left(\frac{21}{2} \right) = 73080 \text{ kg}$$

طراحی برای پال و جان فشرده

$$Z_{f, \text{لا}} = \frac{M_u}{\phi F_y} = \frac{38367000}{0.9 \times 2333} = 18270 \text{ cm}^3$$

ضخامت لازم جان

برای اینکه جان فشرده باشد باید داشته باشیم:

$$\frac{h_c}{t_w} \leq \frac{5310}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{5310}{\sqrt{2333}} = 110$$

فرض می شود $h = h_c = 150 - 5 = 145 \text{ cm}$

$$\text{حد اقل } t_w = \frac{145}{110} = 1.3 \text{ cm} \Rightarrow t_w = 15 \text{ mm}$$

$$\text{موجود } \frac{h_c}{t_w} = \frac{145}{1.5} = 97$$

چون این مقدار از $72 - \sqrt{\frac{3470}{F_{yf}}}$ بزرگتر است لذا امکان دارد به تقویت جان نیاز باشد (به بند

۵-۱۹ مراجعه شود) در هر صورت اگر $V_u \leq \phi V_n$ باشد احتیاجی به تقویت نخواهد بود.

سطح مقطع بال:

$$A_f = \frac{M_u}{\phi_b F_y (h + t_f)} - \frac{t_w h^2}{4(h + t_f)}$$

اگر فرض شود ضخامت بال 20mm باشد،

$$A_f = \frac{38367000}{0.9 \times 2333(145 + 2)} - \frac{1.5(145)^2}{4(145 + 2)} = 70.7 \text{ cm}^2$$

می توان از $20 \times 350 \text{ PL}$ استفاده کرد. حال سؤال اینجاست که بال فشرده خواهد بود؟

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{35}{2 \times 2} = 8.75 < \frac{540}{\sqrt{2333}} = 11.1 \quad \text{OK.}$$

مقطع را واری می کنیم:

$$Z = 1.5 \left(\frac{145}{2} \right) \left(\frac{145}{4} \right) (2) + (2 \times 35) \left(\frac{145}{2} + \frac{2}{2} \right) (2) = 18174 \text{ cm}^3$$

چون تقریباً برابر با $Z_{\text{نیاز}} = 18274 \text{ cm}^3$ است نیاز به تغییر مقطع نیست.

۳-۱۹ مقدمه ای بر تیر ورقها

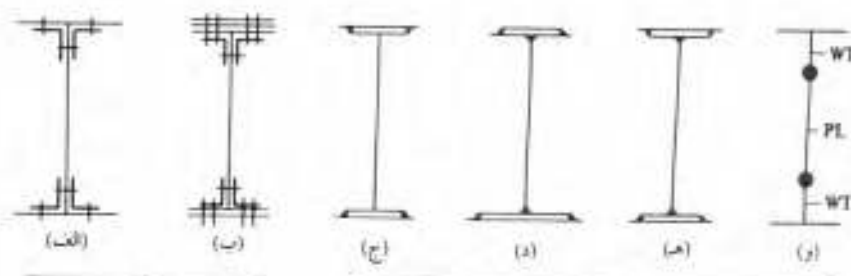
تیر ورقها نیمرخهای بزرگ I شکل هستند که از ترکیب ورق و احیاناً نیمرخهای نورده شده به دست می آیند استحکام طراحی آنها چیزی بین استحکام طراحی نیمرخهای نورده شده و خرپاهاست. انواع تیر ورقها در شکل (۵-۱۹) نشان داده شده است. تیر ورقهای پیچی یا پرچی در شکلهای (۵-۱۹ الف) و (۵-۱۹ ب) و چندین نوع تیر ورقی جوشی در شکلهای (۵-۱۹ ج) و (۵-۱۹ د) نشان داده شده است. چون امروزه تقریباً کلیه تیر ورقها به روش جوشی تهیه می شوند، در این فصل تنها به شرح این نوع تیر ورقها

پرداخته می‌شود.

در تیر ورق شکل (۱۹-۵) حجم جوشکاری بالاسر نسبت به تیر ورق شکل (۱۹-۵) کمتر است ولی اگر تیر ورق در معرض شرایط جوی قرار داشته باشد امکان خوردگی آن بیشتر است. تیر ورق جعبه‌ای که در شکل (۱۹-۵) می‌بینیم در حالتی که مقدار لنگر خمشی بالا بوده ولی ارتفاع تیر ورق محدودیت داشته باشد به کار می‌رود. این نوع تیر ورقها در برابر پیچش نیز مقاومت بالایی دارند.

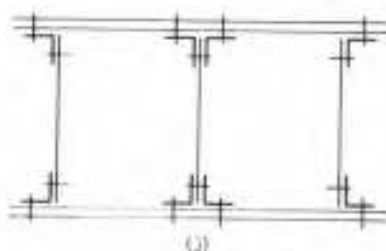
می‌توان از ترکیب ورق و نیمرخ در ساخت تیر ورق استفاده کرد، بنظر می‌رسد چنین عملی اغلب صرفه اقتصادی داشته باشد ولی اگر ابعاد آن کوچک شود معمولاً هزینه ساخت صرفه‌جویی اقتصادی را از بین می‌برد. به عنوان مثال می‌توان یک نیمرخ به ارتفاع 60 cm یا 100 cm را با تیر ورقی تقریباً با ارتفاع دو برابر جایگزین کرد به صورتی که از فولاد کمتر استفاده شده و خیز آن نیز کمتر باشد، در هر صورت هزینه ساخت نیز معمولاً نقش عمده‌ای بازی می‌کند.

امروزه در جهان پلهای شاهراهها تا دهانه 24 m توسط نیمرخهای نورد شده و در دهانه‌های بزرگتر به‌دلیل اقتصادی از تیر ورق استفاده می‌شود و اگر بار وارده نیز بسیار بالا باشد استفاده از تیر ورق در دهانه‌های کمتر از 15 m نیز (تظنیر پل راه‌آهن) اقتصادی خواهد بود.



تیر ورقهای پیچی و جوشی

تیر ورقهای جوشی



تیر ورق جعبه‌ای

حداکثر دهانه تیر ورقها از نظر اقتصادی به چندین عامل بستگی دارد که از آنجمله می‌توان به ساده بودن تکیه گاهها یا یکسره بودن تیر ورق، بالا بودن بار پل و پایین بودن آن، بزرگترین اندازه قابل حمل تیر ورق، و نظایر آن اشاره کرد. به صورت کلی می‌توان گفت تیر ورقها در پلهای راه‌آهن یا دهانه بین 15m تا 40m و در پلهای شاهراهها یا دهانه بین 25m تا 45m اقتصادی خواهند بود. البته در دهانه‌های طولیتر مخصوصاً زمانی که تیر ورق دارای دهانه یکسره باشد می‌تواند بسیار اقتصادی باشد. امروزه معمولاً در دهانه‌های حدود 60m و در بسیاری از حالات تا دهانه 120m نیز استفاده شده‌اند. دهانه اصلی پل تیر ورقی Bonn-Beuel که روی رودخانه راین در آلمان ساخته شده است 193m است.

از تیر ورقها تنها در پلها استفاده نمی‌شود، از آنها در ساختمانها مخصوصاً زمانی که نیروهای متمرکز بالایی باید تحمل شود به کار می‌روند. مثلاً اگر قرار باشد سالتی در طبقات میانی یک ساختمان بلند قرار داشته باشد از تیر ورق استفاده خواهد شد، چنین حالتی در شکل (۶-۱۹) نشان داده شده است، این تیر ورق باید بار فوق‌العاده بالایی چندین ستون را که حاصل از بار طبقات فوقانی است تحمل کند. ورق‌های از نوع بالا ساده است زیرا بار دینامیکی تحمل نمی‌کند.

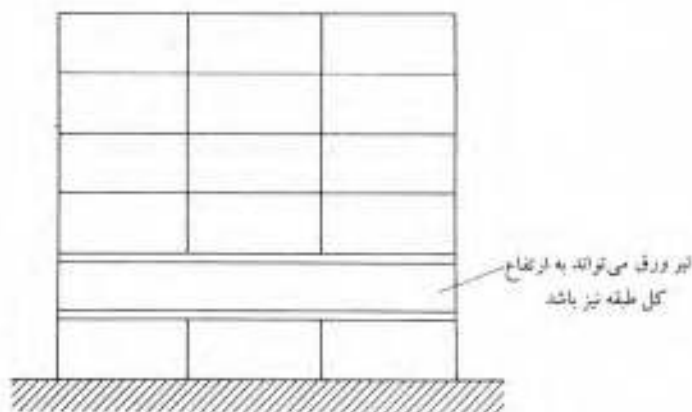
روش دیگر طراحی برای تحمل بارها در دهانه‌های وسیع بجای تیر ورق استفاده از خرپاست که می‌تواند اقتصادی نیز باشد. در حالت کلی مزایای تیر ورق نسبت به خرپا را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

- ۱- از نظر ساخت هزینه کمتری دارند ولی از نظر وزن فولاد هزینه‌ی بالاتری خواهند داشت.

- ۲- نصب آنها نسبت به خرپا سریعتر و ارزانتر است.

- ۳- به دلیل پر بودن مقطع، ارتعاش و بارهای ضربه‌ای برای تیر ورقها مسأله مهمی نخواهد بود.

- ۴- ارتفاع تیر ورقها در مقایسه با خرپای معادل کمتر است.



شکل ۶-۱۹

- ۵- تعداد نقاط بحرانی تنش در تیر ورق به مراتب کمتر از خریاست.
 - ۶- اتصال نامناسب در محلی از تیر ورق نمی‌تواند مانند اتصال نامناسب در خرپا جدی باشد، زیرا در خرپا چنین عاملی می‌تواند فاجعه‌انگیز گردد.
 - ۷- معمولاً خطر خسارت جانبی در تصادفات و در پلهای تیر ورقی به مراتب کمتر از پلهای خربایی است. مثلاً اگر کامیونی به تیر ورق برخورد کند تنها بخشی از آنرا خم خواهد کرد. در حالتی که اگر با خرپا برخورد کند امکان دارد یک میله از آن راکنده و لذا منجر به واژگونی خرپا شود.
 - ۸- رنگ آمیزی تیر ورق به مراتب ساده‌تر از رنگ آمیزی خریاست.
- از طرف دیگر وزن تیر ورق از خرپای معادل آن بیشتر است و حجم اتصالات جوشی مورد اجرا بین جان و بال تیر ورق نیز بسیار بالاست.

۴-۱۹ ابعاد تیر ورق

ارتفاع تیر ورق

ارتفاع تیر ورق بین $\frac{1}{6}$ تا $\frac{1}{15}$ دهانه آن تغییر می‌کند و به صورت متوسط بر حسب شرایط خاصی هر نوع سازه‌ای می‌توان آنرا $\frac{1}{11}$ تا $\frac{1}{12}$ دهانه گرفت. یکی از محدودیتهای طراحی ابعاد تیر ورق، بزرگترین اندازه ممکن ساخت و حمل آن به کارگاه است. زیرا که معمولاً قطعه با ارتفاع بیش از ۳ یا ۴ متر در جاده امکان جابجایی پیدا نمی‌کند.

ارتفاع کم تیر ورق زمانی انتخاب می‌شود که بارهای وارده سبک باشد و ارتفاع بالای آن زمانی است که بارهای متمرکز بالایی در فاصله قابل توجه از ستونهای سازه به تیر وارد شود. اگر برای طراحی هیچ‌گونه محدودیت ساخت وجود نداشته باشد ارتفاع جان با توجه به مسائل اقتصادی انتخاب خواهد شد.

۵-۱۹ ابعاد جان

بررسی کماتشی جان

در بند قبل ارتفاع متوسط تیر ورق بحث شد و دیدیم که این مقدار بین $\frac{1}{11}$ تا $\frac{1}{12}$ دهانه تیر ورق است. پس از انتخاب ارتفاع تیر ورق، ارتفاع جان آن چیزی در حدود ۵ تا ۱۰ cm کمتر از ارتفاع کل مقطع خواهد بود. ضخامت جان تیر ورق باید به اندازه‌ای باشد که امکان کماتش قائم بال تیر ورق که تحت فشار ممکن می‌گردد، وجود نداشته باشد، زمانی که تحت خمشی تیر بال فشاری تیر ورق خمیده می‌شود جان را تحت فشار قائم قرار می‌دهد. مقدار این فشار وارده از طرف بال را می‌توان حدوداً برابر با حاصل ضرب کل تنش خمشی بال فشاری در سینوس زاویه خمشی که در اثر خمیدگی بال با افق ایجاد می‌شود دانست.

کل باری را که جان تیر ورق به این نحو می‌تواند تحمل کند از طریق رابطه کمانش α قابل محاسبه است. به عبارت دیگر می‌توان گفت که براساس رابطه α می‌توان نسبت ارتفاع به ضخامت جان تیر ورق را به منظور جلوگیری از کمانش جان محاسبه کرد. براساس چنین محاسبه‌ای (که براساس فرض مناسبی برای توزیع تنش پس ماند انجام می‌گیرد) نسبت‌های حداکثر بیان شده در آخرین بخش این فصل ارائه شده است.

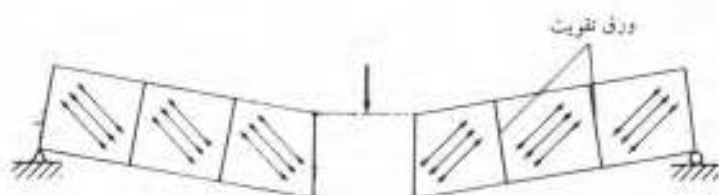
برش جان

ضوابط LRFD طراحی تیر ورقها را براساس استحکام پس کمانشی آنها مجاز می‌دانند. این روش طراحی علاوه بر اقتصادی بودن، برداشت صحیحی از استحکام واقعی تیر ورقهاست. اگر تیر ورقی تا حد شروع کمانش جان آن بار شود به دلیل پدیده‌ای که عمل حوزه کششی tension field action نام دارد گسیخته نخواهد شد.

پس از شروع کمانش، تیر ورق پیشتر مانند یک خرپا عمل خواهد کرد؛ در این حالت جان تیر ورق مانند میله‌های کششی میانی خرپا عمل کرده و اجازه می‌دهد تا تیر ورق برش بیشتری را تحمل کند و نوار قطری جان مانند میله قطری یک خرپای با دو تخت موازی (شکل ۷-۱۹) عمل خواهد کرد. در این حالت قطعات تقویتی جان تیر ورق از تغییر مکان بالها به سوی یکدیگر ممانعت کرده و ورق بالها نیز از تغییر مکان قطعات تقویتی به سمت یکدیگر جلوگیری خواهند کرد. قطعات تقویتی جان که قبل از شروع کمانش جان آن چنان نقشی در باربری نداشتند پس از کمانش مانند میله‌های قائم خرپا تحت فشار حاصل از کشش قطری جان تیر ورق قرار خواهند گرفت. نتیجه آن می‌شود که جان تیر ورق احتمالاً دو یا سه برابر باری که سبب شروع کمانش آن می‌شود در مرحله گسیختگی تحمل خواهد کرد.

تا زمان شروع کمانش جان، خیز تیرورق نسبتاً پایین خواهد بود ولی پس از کمانش سطحی تیرورق بنحو قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته و خیز آن تا چندین برابر خیز قبل از کمانش که قابل ملاحظه است افزایش خواهد یافت.

مقدار تلاش برشی نهایی که توسط یک پانل تیرورق (قسمتی از جان تیرورق که بین بالها و ورقهای



شکل ۷-۱۹ عمل حوزه کششی در جان تیرورق

تقویتی محدود شده است) تحمل خواهد شد برابر با مجموع برش اولیه (که سبب کمایش جان می‌شود) و برش حاصل از عمل حوزه کشش جان می‌باشد. مقدار عمل حوزه کششی بستگی به ابعاد پانلها دارد.

استحکام طراحی برش یک تیرورق برابر با V_n است که در آن $\phi_v = 0.9$ بوده و مقدار V_n بستگی به نسبتهایی دارد که از طریق روابط زیر به دست می‌آید:

$$\text{اگر } \frac{h}{t_w} \leq 1650 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \text{ باشد}$$

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} \quad (\text{رابطه A-63-1 ضوابط LRFD})$$

$$\text{اگر } \frac{h}{t_w} > 1650 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \text{ باشد}$$

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} \left[C_v + \frac{1 - c_v}{1.15 \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h} \right)^2}} \right] \quad (\text{رابطه A-63-2 ضوابط LRFD})$$

در پانلهای انتهایی تیرورق، پانلهای تیوررقهای دوگانه، تیوررقهای غیر منشوری (ماه‌چپه‌دار) هرگاه نسبت a/h بزرگتر از ۳ و یا بزرگتر از $\left[260 \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \right]$ باشد، امکان استفاده از عملکرد حوزه کششی مجاز نیست و لذا استحکام طراحی برش از رابطه زیر معین می‌شود.

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} C_v \quad (\text{رابطه A-63-3 ضوابط LRFD})$$

در روابط بالا:

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2} \quad (\text{رابطه A-63-4 ضوابط LRFD})$$

که مقدار آن در صورتی که مقدار a/h بزرگتر از ۳ و یا بزرگتر از $\left[260 \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \right]$ باشد برابر با ۵ گرفته می‌شود.

C_v نسبت تنش بحرانی برشی به تنش تسلیم برشی در جان است که به صورت زیر معین می‌شود،

$$\text{اگر } 1550 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1940 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \text{ باشد}$$

$$C_v = \frac{1550 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (\text{رابطه A-63-5 ضوابط LRFD})$$

$$\text{اگر } \frac{h}{t_w} > 1940 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \text{ باشد}$$

$$C_v = \frac{3033800 k}{\left(\frac{h}{t_w} \right)^2 F_{yw}} \quad (\text{رابطه A-63-6 ضوابط LRFD})$$

قطعات تقویتی

همان طور که در بند ۱۹-۸ ذکر می شود در اغلب موارد لازم است که از کمانش جان بسیار نازک تیرورق به کمک ورق تقویتی ممانعت به عمل آید. بر طبق ضوابط LRFD استفاده از این قطعات زمانی که $\frac{h}{t_w} \geq \frac{3470}{\sqrt{F_y}}$ باشد و یا $V_u > 0.6 \phi A_w F_{yw} C_v$ باشد الزامی است، شکل متعارف این قطعات در شکل (۱۹-۹) نشان داده شده است.

هرگاه فواصل داخلی ورق تقویتی یعنی a کوچکتر از $1.5h$ (ارتفاع یا ضخامت پکسان جان و یا فواصل داخلی دو بال یک تیرورق جوشی است) یعنی:

$$\frac{a}{h} \leq 1.5$$

$$\text{رابطه 1-1 A-G ضوابط LRFD} \quad \frac{h}{t_w} = \frac{16600}{\sqrt{F_{yf}}} \quad \text{حداکثر}$$

$$\frac{a}{h} > 1.5 \quad \text{اگر}$$

$$\text{رابطه 1-1 A-G ضوابط LRFD} \quad \frac{h}{t_w} = \frac{965300}{\sqrt{F_{yf} + (F_{yf} + 1140)}} \quad \text{حداکثر}$$

بر طبق تئوری، بال فشاری تیرورق نه تنها به دلیل کمانش موضعی یا کمانش جانبی پیچشی می تواند تخریب شود بلکه ممکن است به دلیل کمانش قائم بال به سمت جان نیز در معرض واژگونی قرار گیرد. رابطه (A-G 1-2) ضوابط LRFD از چنین تخریبی با محدود کردن نسبت h/t_w جلوگیری می کند.

در این حالت فرض شده است که $\frac{a}{h} > 1.5$ می باشد. اگر نوع فولاد مصرفی نرمه باشد، در یک تیرورق، لاغری جان تیرورق نمی تواند کمتر از $\frac{h}{t_w} = \frac{8050}{\sqrt{2333}} = 167$ و یا بیشتر $\frac{h}{t_w} = \frac{965300}{\sqrt{2333(2333 + 1140)}} = 333$ باشد.

لذا اگر از فولاد نرمه استفاده شده باشد لاغری جان بین ۱۶۷ و ۳۳۹ انتخاب خواهد شد. از نظر خوردگی فولاد، ضخامت حداقلی برای جان تیرورق معین می شود. در تیرورقهای پل حداقل ضخامت متعارف 10mm است و در ساختمان این حداقل حدود ۶ تا ۸ میلیمتر خواهد بود. انتخاب ضخامت کمتر در ساختمان به دلیل حفاظت بیشتر نسبی آن در اینیه ساختمانی است.

۱۹-۶ طراحی تیر ورق‌ها با جان لاغر و تکیه‌گاه کامل جانبی بال فشاری

در مثال (۱۹-۳) تیر ورق‌ی با تکیه‌گاه کامل جانبی بال فشاری انتخاب شده است. چون ابعاد تیر ورق شرایط فشرده‌گی را ندارد لذا از تحلیل خمیری نمی‌توان سود برد. طراحی ورق‌های تقویت جان در بخش‌های بعدی ذکر خواهد شد و به این دلیل در این مثال آورده نشده است.

در تیر ورق‌های با جان لاغر (یعنی لاغری جان در رابطه $\frac{h_c}{t_w} > \frac{8050}{\sqrt{F_y}}$ صدق کند) استحکام خمشی برابر با کمترین مقدار به دست آمده از حالت حدی، تسلیم بال کششی و کماتش بال فشاری خواهد بود که از طریق روابط زیر به دست می‌آید:

$$M_u = \phi_b M_n \quad \text{که} \quad \phi_b = 0.9$$

اگر تسلیم بال کششی مطرح باشد داریم:

$$M_n = S_x + R_{pG} R_e F_y \quad (\text{رابطه 2-1 A-G ضوابط LRFD})$$

و اگر کماتش بال فشاری مطرح باشد:

$$M_n = S_{xc} R_{pG} R_e F_{cr} \quad (\text{رابطه 2-2 A-G ضوابط LRFD})$$

در این روابط

$$R_{pG} = 1 - 0.0005 a_r \left(\frac{h_c}{t_w} - \frac{8050}{\sqrt{F_y}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{رابطه 2-3 A-G ضوابط LRFD})$$

R_e ضریب تیر ورق‌های دوگانه است که در کتاب راهنمای LRFD برای این‌گونه تیر ورق‌ها ذکر شده است در تیر ورق‌های متعارف (غیر دوگانه) $R_e = 1$ است.

a_r نسبت سطح جان به سطح بال فشاری است.

F_{cr} تنش بحرانی بال فشاری است که در حالت بال با تکیه‌گاه کامل جانبی یعنی $\lambda \leq \lambda_p$ برابر با F_y خواهد بود.

S_{xc} و S_{xt} به ترتیب اساس مقطع فشاری و کششی تیر ورق است.

مثال ۱۹-۳

مطلوبست طراحی یک تیر ورق جوشی از فولاد نرمه با دهانه 21 m، این تیر ورق بار مرده‌ای برابر با 30/m و بار زنده‌ای برابر با 50/m را تحمل می‌کند، بال فشاری این تیر ورق دارای تکیه‌گاه معتمد جانبی است. این تیر ورق در دو انتها دارای تکیه‌گاه ساده است. طراحی ورق‌های تقویت جان لازم نیست.

حل:

حداکثر لنگر خمشی و تلافی برشی:

وزن تیر ورق برابر یا 350 kg/m تخمین زده می شود.

$$w_u = 1.2(3.35) + 1.6(5) = 12.02 \text{ t/m}$$

$$M_u = \frac{12.02 \times 21^2}{8} = 662.6 \text{ tm}$$

$$V_u = \frac{21}{2} (12.02) = 126.21 \text{ ton}$$

طرح اولیه جان

$$\text{ارتفاع فرضی تیر ورق} = \frac{1}{10}(2100) = 210 \text{ cm}$$

$$\text{ارتفاع جان تیر ورق} = 210 - 5 = 205 \text{ cm}$$

$$\text{حداقل ضخامت جان } (t_w) \text{ یا فرض } 1.5 > \frac{a}{h}$$

$$t_w = \frac{205}{339} = 0.6 \text{ cm} \Rightarrow 6 \text{ mm}$$

حداکثر ضخامت جان (اگر قرار باشد تیر ورق به حساب آید).

$$\frac{205}{167} = 1.23 \text{ cm} \Rightarrow 12 \text{ mm}$$

ضخامت جان برابر با $t_w = 8 \text{ mm}$ انتخاب می شود (به دلیل حفاظت در برابر خوردگی)

$$\frac{h_s}{t_w} = \frac{2050}{8} = 256.25$$

طراحی اولیه بال

از رابطه زیر برای سطح مقطع بال استفاده می شود.

$$A_f = \frac{M_u}{F_{yh}} = \frac{66260000}{2333 \times 205} = 138.5 \text{ cm}^2$$

PL $500 \times 28 \text{ mm}$ انتخاب می شود.

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 2.8} = 8.9 < \frac{540}{\sqrt{2333}} = 11.2 \text{ OK.}$$

ابعاد تیر ورق اولیه و ارسی می شود

$$I = \frac{1}{12} (0.8)(205)^3 + 2(50 \times 2.8)(103.9)^2 = 3597000 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{3597000}{105.3} = 34160 \text{ cm}^3$$

چون $\frac{F_y}{F_{cr}} = 256.25 > \frac{8050}{\sqrt{2333}} = 167$ لذا داریم:

$$a_r = \frac{205 \times 0.8}{50 \times 2.8} = 1.171$$

$$R_{pG} = 1 - 0.0005(1.171)(256.25 - 167) = 0.948$$

استحکام خمشی طراحی در حالت تسلیم پال کششی خواهد شد.

$$M_n = S_{xt} R_{pG} R_e F_{yt}$$

$$= 34160 \times 0.948 \times 1 \times 2333 \times 10^{-5} = 755.51 \text{ tm}$$

$$M_u = \phi_b M_n = 0.9 \times 755.51 = 679.96 \text{ tm} > 662.6 \text{ OK.}$$

پس $500 \times 28 \text{ PL}$ برای بالها مناسب است.

اگر مقدار تنش برشی وارسی شود دیده می‌شود که این تیرورق نیاز به قطعه تقویت جان دارد.

۷-۱۹ طراحی تیرورق با بالهای غیرفشرده و بدون تکیه‌گاه کامل جانبی بال فشاری

همان‌طور که در بند ۱۹-۶ بیان شد مقدار تنش بحرانی برای تیرورقی که دارای بالهای فشرده و همچنین دارای تکیه‌گاه معتد جانبی بال فشاری است و همزمان دارای جان لاغر می‌باشد (یعنی $\frac{h}{t_w} > \frac{8050}{\sqrt{F_y}}$ است) مساوی با F_{yf} خواهد بود. اگر بال فشاری شرایط فشرده‌گی را نداشته باشد و تیرورق نیز دارای تکیه‌گاه کامل جانبی در بال فشاری نباشد باید همان‌گونه که ذیلاً بیان می‌شود با تعیین شرایط کماتش جانبی پیچشی بال و همچنین کماتش موضعی آن به تعیین تنش بحرانی پرداخت.

اگر $\lambda_p \leq \lambda < \lambda_r$ باشد

$$F_{cr} = C_b F_{yf} \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq F_{yf} \quad (\text{رابطه A-G 2-5 ضوابط LRFD})$$

اگر $\lambda > \lambda_r$ باشد

$$F_{cr} = \frac{C_b C}{\lambda^2} \quad (\text{رابطه A-G 2-6 ضوابط LRFD})$$

برای تعیین حدنهایی پیچش جانبی در کماتش از مقادیر زیر استفاده خواهیم کرد

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} \quad (\text{رابطه A-G 2-7 ضوابط LRFD})$$

$$\lambda_p = \frac{2490}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{رابطه A-G 2-8 ضوابط LRFD})$$

$$\lambda_r = \frac{6275}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{رابطه A-G 2-9 ضوابط LRFD})$$

(رابطه 2-10 A-G ضوابط LRFD) $C_{pG} = (\text{ضرایب تیورق}) = 1972000$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$

r_T : شعاع زیراسیون بال فشاری و $\frac{1}{4}$ جان فشاری حول محور جان
برای تعیین حدنهایی کماتش موضعی از مقادیر زیر استفاده خواهیم کرد.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad (\text{رابطه 2-11 A-G ضوابط LRFD})$$

$$\lambda_p = \frac{540}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (\text{رابطه 2-12 A-G ضوابط LRFD})$$

$$\lambda_r = \frac{1245}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (\text{رابطه 2-13 A-G ضوابط LRFD})$$

(رابطه 2-14 A-G ضوابط LRFD) $C_{pG} = 772240$

$$C_b = 1.0$$

در مثال (۴-۱۹) تیورقی مورد بررسی قرار گرفته است که دارای تکیه‌گاه ممتد جانبی نمی‌باشد.

مثال ۴-۱۹

مقطع تیورقی به دهانه 16.2m را انتخاب کنید، این تیورق دارای دو تکیه‌گاه ساده است و بار مرده وارده برابر با 3t/m است. در هر $\frac{1}{4}$ دهانه بار زنده متمرکزی برابر با 65ton به آن وارد می‌شود. اگر نوع فولاد مصرفی تیورق فولاد نرمه بوده و تکیه‌گاههای جانبی در دو انتها و در $\frac{1}{4}$ دهانه بال فشاری باشد، مطلوبست حل مسأله. طرح قطعات تقویتی جان لزومی ندارد.

حل:

حداکثر لنگر و تلاش برشی (شکل ۸-۱۹)

$$600 \text{ kg/m} = (\text{تخمین وزن تیورق})$$

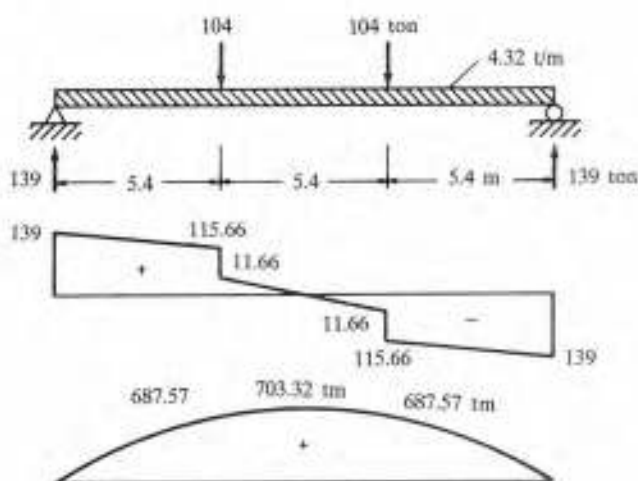
$$w_u = 1.2 \times 3.6 = 4.32 \text{ t/m}$$

$$P_u = 1.6 \times 65 = 104 \text{ t}$$

نمودار تلاش برشی و لنگر خمشی در شکل نشان داده شده است:

طرح اولیه جان

$$\frac{1}{10} \times 1620 = 162 \text{ cm} \quad \text{فرض ارتفاع تیورق:}$$



شکل ۱۹-۸

فرض ارتفاع جان: $162 - 5 = 157 \text{ cm}$

حداقل t_w اگر $\frac{a}{h} > 1.5$ فرض شود.

$$\frac{157}{339} = 0.46 \text{ cm}$$

حداکثر t_w برای جان اگر نیروی محسوب شود:

$$\frac{157}{167} = 0.94 \text{ cm}$$

ضخامت جان $t_w = 8 \text{ mm}$ به دلیل حفاظت از زنگ‌زدگی انتخاب می‌شود.

طرح اولیه بال

از رابطه مقابل برای فرض اولیه بال استفاده می‌شود،

$$A_f = \frac{M_u}{F_{yh}} = \frac{70332000}{2333 \times 157} = 192 \text{ cm}^2$$

برای بال $PL 600 \times 32$ انتخاب می‌شود.

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{60}{2 \times 3.2} = 9.38 < \frac{540}{\sqrt{2333}} = 11.18 \quad \text{OK.}$$

واریسی ابعاد انتخابی نیروی

محاسبه اساس مقطع نیروی

$$I = \frac{1}{12}(0.8)(157)^3 + 2(60 \times 3.2)\left(\frac{157 + 3.2}{2}\right)^2 = 2721740 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{2721740 \times 2}{157 + 2 \times 3.2} = 33314 \text{ cm}^3$$

$$\frac{h_c}{t_w} = \frac{157}{0.8} = 196 > 167$$

محاسبه r_T مقطع:

$$A_f + \frac{1}{6} A_w = 60 \times 3.2 + \frac{1}{6} (157 \times 0.8) = 212.93 \text{ cm}^2$$

$$I_y = \frac{1}{12} (3.2 \times 60^3) = 57600 \text{ cm}^4$$

$$r_T = \sqrt{\frac{57600}{212.93}} = 16.45 \text{ cm}$$

بررسی محدودیتها: اگر $\frac{a}{h} \leq 1.5$ باشد،

$$\frac{h}{t_w} = \frac{16600}{\sqrt{F_y}} = \frac{16600}{\sqrt{2333}} = 344 > 196 \text{ OK.}$$

وارسی استحکام خمشی طراحی در دهانه میانی تیر

مقدار $C_b = 1$ زیرا که لنگر خمشی وسط دهانه میانی از دو انتهای این دهانه بیشتر است.

در مورد حالت حدی کمانش پیچشی جانبی

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} = \frac{540}{16.45} = 32.83$$

$$\lambda_p = \frac{2490}{\sqrt{F_y}} = \frac{2490}{\sqrt{2333}} = 51.55 > 32.83$$

لاغری نهایی قطعات فشرده

$$F_{cr} = F_{yf} = 2333 \text{ kg/cm}^2$$

در مورد حالت حدی کمانش موضعی بال

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{60}{2 \times 3.2} = 9.38$$

$$\lambda_p = \frac{540}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{540}{\sqrt{2333}} = 11.18 > 9.38$$

$$F_{cr} = F_{yf} = 2333 \text{ kg/cm}^2$$

استحکام خمشی طراحی

$$R_{pG} = 1 - 0.0005 \left(\frac{157 \times 0.8}{60 \times 3.2} \right) \left(196 - \frac{8050}{\sqrt{2333}} \right) = 0.99$$

$$M_n = (33314)(0.99)(1)(2333) = 769.44 \text{ tm}$$

$$M_u = \phi_b M_n = 0.9 \times 769.44 = 692.5 \text{ tm} < 703.32 \text{ N.G}$$

استحکام خمشی دهانه کناری بررسی می‌شود.

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 1.75 + 1.05 \left(-\frac{0}{687.57} \right) + 0.3 \left(-\frac{0}{687.57} \right)^2 = 1.75$$

در مورد واری کمانش جانبی پیچشی مقطع

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} = \frac{540}{16.45} = 32.82$$

$$\lambda_p = \frac{2490}{\sqrt{F_y}} = \frac{2490}{\sqrt{2333}} = 51.55 > 32.83$$

$$F_{cr} = F_{yf} = 2333 \text{ kg/cm}^2$$

در مورد کمانش موضعی دهانه کناری نیز مانند دهانه میانی محاسبات انجام شده و همان نتایج حاصل خواهد شد.

$$\phi_b M_u = 692.5 \text{ tm} > 687.57 \text{ tm}$$

دیده می‌شود که مقطع میانی برای تحمل لنگر خمشی کافی نیست و باید ابعاد بال تغییر یافته و

بار دیگر محاسبات انجام گیرد، انتخاب $PL 600 \times 34$ برای بالها کفایت خواهد کرد.

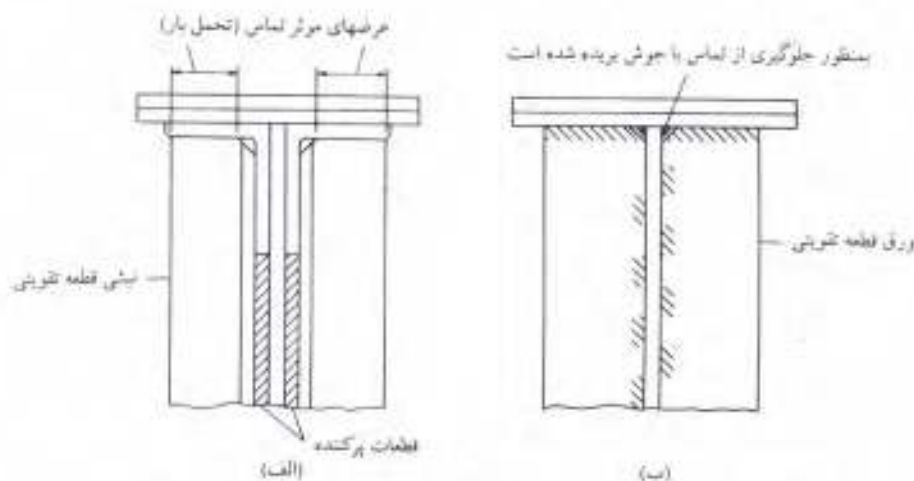
پس می‌توان برای جان همان $PL 1570 \times 8$ را انتخاب کرد.

۸-۱۹ طراحی ورقهای تقویت جان

همان‌گونه که قبلاً نیز ذکر شد معمولاً لازم است که جان نازک تیرورق را بنحوی از کمانش حفاظت

کنیم. اگر تیرورق از نوع پیچی یا پرچی باشد، معمولاً قطعات تقویت از یک جفت نبشی که به جان تیرورق پیچ یا پرچ می‌شوند تشکیل می‌شوند ولی در حالت متعارف که اتصال جوشی است معمولاً قطعات تقویت از دو تسمه که به جان تیرورق جوش خواهند شد تشکیل می‌شود.

قطعات تقویتی به دو گروه تقسیم می‌شوند، قطعات تقویتی حمال که به منظور انتقال بارهای متمرکز با شدت بالا و عکس‌العملها در کل ارتفاع تیرورق طراحی می‌شوند و قطعات تقویتی میانی و یا غیرحمال *nonbearing stiffeners, intermediate stiffeners* که در مقاطع مختلف تیرورق و به منظور جلوگیری از کمانش قطری فشاری به جان به کار می‌روند (شکل ۱۹-۹). نقش دیگر قطعات تقویتی حمال انتقال بارهای سنگین به جان تیرورق و ممانعت از تحمل آن بار توسط بال تنهاست.



شکل ۱۹-۹ (الف) قطعه تقویتی با اتصال پیچی و پرچی، (ب) قطعه تقویتی با اتصال جوشی

ورقهای تقویتی حمال (تماسی)

این نوع قطعات تقویتی به صورت زوج در تکیه گاههای ساده تیرورق و زیر بارهای متمرکز سنگین طراحی می‌شوند. این قطعات کل ارتفاع جان تیرورق را پوشانده و به هر دو بال آن متصل می‌شوند و تقریباً کل عرض بال را می‌پوشانند. اگر بار وارده از نوع کششی باشد قطعه تقویتی باید به بال بار شده جوش شود و اگر بار وارده از نوع فشاری باشد، طول تماس کافی بین بال و قطعه تقویتی مورد نیاز است و برای اینکه چنین تماسی برقرار باشد یا قطعات تقویتی به بال جوش می‌شود و یا طول تماس قطعه تقویتی را به منظور امکان کامل تماس سنگ می‌زنند.

قطعه تقویتی حمال نوعی ستون فشاری است که تحلیل آن به دلیل تحمل بار یا مشارکت جان چندان معلوم نیست. بر طبق ضوابط LRFD بار ضریمدار عکس‌العمل یا متمرکز نباید از استحکام فشاری مقطعی که از سطح مؤثر قطعه تقویتی و بخشی از جان که از $12t_w$ در انتهای جان تیرورق (در تکیه گاه) و $25t_w$ در قسمت میانی قطعه تقویتی است تشکیل می‌شود تجاوز نکند. تنها بخشی از قطعه تقویتی که تماس مستقیم با (شکل ۱۹-۹ الف) بال دارد در هر نوع تیرورق پیچی، پرچی و یا جوشی مؤثر محسوب می‌شود. طول مؤثر «ستونهای تقویتی حمال» بر طبق ضوابط LRFD برابر با $0.75h$ معین شده است.

در انتهای تیرورق ساده زمانی قطعه تقویتی حمال مورد نیاز است که عکس‌العمل ضریمدار R_H بزرگتر از R_H گردد و در مقاطع میانی هرگاه عکس‌العمل تکیه گاه یا بار میانی بزرگتر از R_H شود، قطعه تقویتی حمالی مورد نیاز خواهد بود.

$$\phi = 1 \quad , \quad R_H = (5k + N)F_{yw} t_w \quad (\text{رابطه K1-2 ضوابط LRFD})$$

قطعات تقویتی میانی

قطعات تقویتی میانی که قطعات تقویتی عرضی نیز گفته می‌شوند، بر طبق LRFD زمانی به کار خواهند رفت که $\frac{h}{t_w} > \frac{3470}{\sqrt{F_{yw}}}$ بوده و یا برش ضریبدار C_v F_{yw} A_w $0.6 \phi V_u >$ باشد. در این رابطه C_v بر طبق روابط زیر و براساس $k = 5$ معین خواهد شد.

$$C_v = \frac{1550 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}}}{\frac{h}{t_w}}$$

ضوابط LRFD محدودیتهایی را برای نسبت a/h حتی اگر تنشهای برشی کوچک باشند مشخص می‌نماید، این عمل تنها به خاطر تسهیل در عملیات ساخت و حمل و نصب تیرورق می‌باشد. بند G3 ضوابط بیان می‌نماید که در پانلهای انتهایی تیرورقهای متعارف و در کلیه پانلهای تیرورقهای دوگانه مابینچه‌دار زمانی که $\frac{a}{h} > 3.0$ و یا $\left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} \right]^2 > \frac{a}{h}$ است، نباید امکان عمل میدان‌کنشی فراهم شود و لذا خواهیم داشت:

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} C_v \quad (\text{رابطه A-G 3-3 ضوابط LRFD})$$

بر طبق ضوابط LRFD لنگر لختی قطعات تقویتی در زمانی که به صورت زوج به کار روند حول صفحه تقارن جان و اگر به صورت فرد به کار روند حول صفحه تماس آنها به جان نباید کمتر از مقدار زیر باشد:

$$I_{xt} = at_w^3 \quad \text{حد اقل}$$

در این رابطه:

$$j = \frac{2.5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (\text{رابطه A-G 4-1 ضوابط LRFD})$$

علاوه بر این سطح مقطع قطعات تقویتی نباید از مقدار داده شده زیر کمتر باشد.

$$A_{xt} = \frac{F_{yw}}{F_{yst}} \left[0.15 D h t_w (1 - C_v) \frac{V_u}{\phi V_n} - 0.18 t_w^2 \right] \geq 0 \quad \text{حد اقل}$$

(رابطه A-G 4-2 ضوابط LRFD)

در این رابطه مقدار D در حالتی که قطعات تقویتی زوج باشند برابر با واحد، در صورتی که از نبشی تک استفاده شود برابر با $1/8$ و اگر از تسمه تقویت تک (در یک سمت) استفاده شود برابر با $2/4$ گرفته خواهد شد. V_u تلاش برشی ضریبدار در مقطع تحت مطالعه است، مقادیر C_v و V_n به صورت زیر معین خواهد شد:

$$\text{اگر } \frac{h}{t_w} \leq 1550 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \text{ باشد}$$

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw}$$

اگر $\frac{h}{t_w} > 1650 \sqrt{\frac{A}{F_{yw}}}$ باشد

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right]$$

مقدار C_v در صفحات قبل بر حسب مقدار h/t_w بیان شده است.

مقادیر حداقل I_{st} ، I و حداقل A_{st} همان مقادیر ضوابط AASHTO برای طراحی براساس ضریب بار پلهاست.

قطعات تقویتی طولی

قطعات تقویتی طولی گرچه مانند قطعات تقویتی قائم‌کازایی ندارند ولی در تیورورهای پل اغلب به دلیل زیبایی آن به کار می‌روند و چون در تیورورهای ساختمانی مصرفی ندارند، در این کتاب به بحث درباره آنها نمی‌پردازیم.

۹-۱۹ روابط متقابل برش - خمش در تیر ورقها

تیر ورقی که در آن جان تیورورق تحت عمل حوزه کششی قرار دارد و از طرف دیگر تحت برش و خمش قابل ملاحظه‌ای می‌باشد، قادر به ارائه ظرفیت کامل در برابر برش یا خمش نیست. در این حالت از رابطه تجربی متقابل برای بررسی کارایی تیورورق در آن ناحیه استفاده می‌کنند. این رابطه به نحو قابل ملاحظه‌ای با نتایج آزمایشی سازگاری نشان می‌دهد.

$$\text{اگر وجود قطعات تقویتی الزامی باشد و داشته باشیم} \\ \frac{0.6 V_n}{M_n} \leq \frac{V_u}{M_u} \leq \frac{V_n}{0.75 M_n}$$

باید از رابطه متقابل زیر استفاده کرد:

$$\frac{M_u}{M_n} + 0.625 \frac{V_u}{V_n} \leq 1.375 \phi \quad (\text{رابطه A-G 5-1 ضوابط LRFD})$$

M_n استحکام اسمی خمشی تیورورق است و $\phi = 0.9$ و V_n استحکام اسمی برشی تیورورق می‌باشد مقدار M_u به تنهایی نباید بیشتر از M_n و مقدار V_u نباید به تنهایی بیشتر از V_n باشد، مقدار ϕ در هر دو مورد ۰.۹ گرفته خواهد شد.

در مثال (۵-۱۹) طراحی قطعات تقویتی حمال و میانی برای تیورورق مثال (۴-۱۹) شرح داده می‌شود و این تیورورق برای تقابل برش و خمش در مقاطع مختلف بررسی خواهد شد.

مثال ۱۹-۵

مطلوبست طراحی مقاطع تقویتی قائم (حمال و میانی) تیرورق مثال (۱۹-۴). تقابل برش و خمش را در فواصل ۱.۸m و ۳.۶m و ۵.۴ m از تکیه گاه بررسی کنید.

حلی:

مقاطع تقویتی قائم انتهایی

الف - آیا مقاطع تقویتی انتهایی لازم است؟

فرض می شود که عکس العمل در یک نقطه اثر کند ($N = 0$) و بال توسط جوش گوشه یا اندازه ۸mm به جان جوش شده باشد.

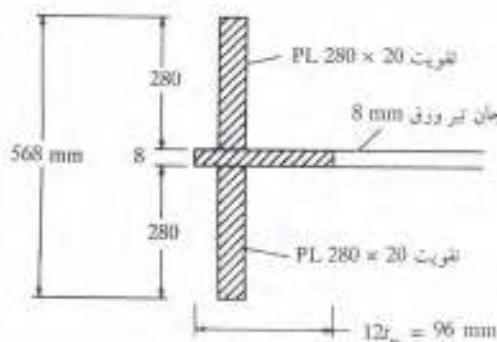
جاری شدن موضعی جان را و ارسی می کنیم.

k : خط گلوگاه جان باشد. $3.4 + 0.8 = 4.2$ cm (ضخامت بال)

$$R_n = (5k + N)F_{yw} t_w$$

$$\phi R_n = 1.0(5 \times 4.2 + 0)(2333)(0.8) = 39144 \text{ kg} < 139 \text{ ton (عکس العمل)}$$

لذا مقاطع تقویتی در محل تکیه گاه مورد نیاز است. اگر تیرورق از این نظر بدون مسأله بود، می باید لپه‌دگی جان و در رفتگی جانی جان تحت بارهای متمرکز بالا را بررسی می کردیم و اگر از هر دو نظری مشکل بود می توانستیم از ورق تقویت قائم صرف نظر کنیم.



ب - طرح مقاطع تقویتی انتهایی

دو ورق $PL 280 \times 20$ انتخاب می شود.

نسبت عرض به ضخامت بررسی می شود.

$$\frac{280}{20} = 14 < \frac{790}{\sqrt{F_y}} = 16.4 \quad \text{OK.}$$

استحکام ستونی تقویت (قسمت هاشور خورده) بررسی می شود،

$$I = \frac{1}{12}(2)(56.8)^3 = 30542 \text{ cm}^4$$

$$A = 2(28 \times 2) + 9.6 \times 0.8 = 119.7 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{30542}{119.7}} = 15.97 \text{ cm}$$

$$KL = 0.75 \times 157 = 117.8 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{117.8}{15.96} = 7.37$$

$$\phi F_{cr} = 1977 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = 1977 \times 119.7 = 236.7 \text{ ton} > 139 \text{ ton} \quad \text{OK.}$$

ضوابط تماس بال با تقویت و ارسی می شود.

$$\phi R_n = 0.75(2 F_y A_{pd})$$

A_{pd} : سطح در تماس بال با تقویت حاصل از ضرب ضخامت تقویت در عرض کم شده

تقویت بخاطر جوش

$$A_{pd} = 2(28 - 1)(2) = 108 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75(2 \times 2333 \times 108) = 377.9 \text{ ton} > 139 \text{ ton} \quad \text{OK.}$$

لذا ابعاد قطعات تقویت انتخابی مناسب است.

ج - طراحی قطعات تقویت میانی حمل

طراحی قطعات تقویت میانی مشابه بررسی قطعات تقویت انتهایی است تنها مقدار $12t_w$

به کار رفته در تقویت انتهایی به $25t_w$ تبدیل می شود. البته ابعاد تقویت های میانی در زیر بارهای

متمرکز مشابه تقویت های انتهایی انتخاب می شود.

تقویت های میانی طبر حمل

الف - آیا قطعات تقویت میانی غیر حمل لازم است؟

استحکام برشی در پائل انتهایی معین می شود.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{157}{0.8} = 196 > \frac{3470}{\sqrt{F_y}} = 72$$

$$\frac{a}{h} = \frac{540}{157} = 3.44$$

مقدار $k = 5$ انتخاب می‌شود،

$$\frac{V_u}{A_w} = \frac{139000}{0.8 \times 157} = 1107 \text{ kg/cm}^2(\text{bar})$$

$$\left(\frac{260}{\frac{h}{t_w}} \right)^2 = \left(\frac{260}{196.25} \right)^2 = 1.75$$

اگر $\frac{a}{h} > \frac{V_u}{A_w}$ یا $\frac{a}{h} \geq 3$ است نباید عمل حوزه‌کشی اتفاق افتد و (یا کم‌نشی قطری فشاری مجاز نیست) پس مقدار V_n به صورت زیر معین خواهد شد.

$$\frac{h}{t_w} = 196.25 > 1940 \sqrt{\frac{k}{F_y}} = 1940 \sqrt{\frac{5}{2333}} = 89.8$$

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} C_v = 0.6 (157 \times 0.8) (2333) \left(\frac{3033800 \times 5}{\left(\frac{157}{0.8} \right)^2 2333} \right) = 29.68 \text{ ton}$$

$$\frac{\phi_v V_n}{A_w} = \frac{0.9 \times 29.68}{157 \times 0.8} = 212.6 < \frac{V_u}{A_w} = \frac{139000}{157 \times 0.8} = 1107 \text{ kg/cm}^2$$

پس استفاده از قطعات تقویت میانی الزامی است.

ب - فواصل قطعات تقویت میانی پائل انتهایی معین شود

$$\frac{\phi_v V_n}{A_w} = 1107 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{h}{t_w} = 196.25$$

$$V_n = \frac{1107 \times (157 \times 0.8)}{0.9} = 154.5 \text{ ton} = 0.6 A_w F_{yw} C_v$$

$$C_v = \frac{154500}{0.6(157 \times 0.8)2333} = 0.879$$

$$C_v = \frac{3033800 k}{\left(\frac{h}{t_w} \right)^2 F_{yw}} = 0.879 \Rightarrow k = 26.$$

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2} = 26. \Rightarrow \frac{a}{h} = 0.488$$

$$a = 0.488h = 76.6 \text{ cm}$$

$a = 75 \text{ cm}$ انتخاب می‌شود (فاصله دو تقویت قائم انتهایی)

آیا تقویت قائم دیگری مورد نیاز است؟

$$V_u = 138.992 \text{ kg} - 0.75 \times 4.32 = 135.75 \text{ ton}$$

$$\frac{V_u}{A_w} = \frac{135750}{157 \times 0.8} = 1081 \text{ kg/cm}^2 > 212.6 \text{ N.G}$$

باید به انتخاب تقویت قائم پرداخت لذا به روش مشابه فوق عمل می‌کنیم.

$$V_n = \frac{1081(157 \times 0.8)}{0.9} = 150833 \text{ kg} = 0.6 A_w F_{yw} C_v$$

$$C_v = 0.858$$

$$k = 25.4$$

$$\frac{a}{h} = 0.495$$

با توجه به شکل انتهایی $a \leq 77.5 \text{ cm}$ انتخاب می‌شود.

به همین نحو می‌توان برای مقاطع دیگر فواصل قطعات تقویتی قائم رای به دست آورد.

ج - دهانه میانی بررسی می‌شود.

$$\frac{h}{t_w} = 196.25$$

$$\frac{a}{h} = \frac{540}{157} = 3.44 > \left[\frac{260}{196.25} \right]^2 = 1.76$$

$$k = 5$$

$$C_v = \frac{1550 \sqrt{\frac{5}{2333}}}{196.25} = 0.366$$

$$V_n = 0.6(157 \times 0.8)(2333)(0.366) = 64.28 \text{ ton}$$

$$\phi \frac{V_n}{A_w} = \frac{0.9 \times 64.28}{157 \times 0.8} = 460.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{V_u}{A_w} = \frac{11660}{157 \times 0.8} = 92.8 < 460.6 \text{ OK.}$$

پس نیازی به قطعات تقویتی میانی نیست.

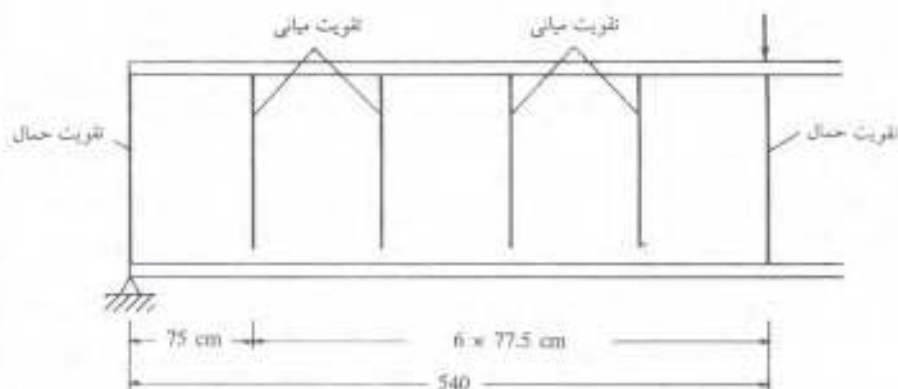
تقابل برش و خمشی بررسی می‌شود.

مقادیر V_u و M_u و سایر مقادیر مورد نیاز را در فواصل 1.8m، 3.6m و 5.4m از تکیه گاه

انتتهایی محاسبه و در رابطه تقابل قرار می‌دهیم و جدول زیر را تشکیل می‌دهیم.

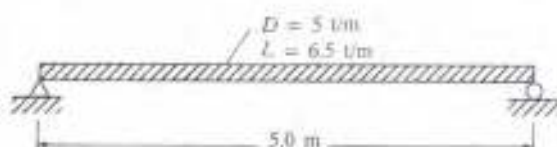
فاصله از تکیه گاه	V_u ton	M_u t/m	V_n ton	M_n tm	$\frac{0.6V_n}{M_n}$	$\frac{V_u}{M_u}$	$\frac{V_n}{0.7M_n}$
180cm	131	243	167	769.5	0.131	0.539	0.289
360cm	123.4	472	167	769.5	0.131	0.261	0.289
540cm	115.7	687.6	167	769.5	0.131	0.168	0.289

چون $\frac{0.6V_n}{M_n} < \frac{V_u}{M_u} > \frac{V_n}{0.75M_n}$ است لذا بررسی روابط تقابل نیازی ندارد.



مسائل

- ۱-۱۹ مطلوب‌ترین طرح سبک‌ترین لیرخ I شکل که توسط تقویت شده باشد. این تیر مرکب مطابق شکل قطعه‌ای خمشی به دهانه ۵/۰ متر را تشکیل می‌دهد و قرض می‌شود که تیر دارای تکیه گاههای ممتد جانی است. نوع فولاد آن نرمه است.



۲-۱۹ تیری به دهانه ۶ متر برطبق نیاز معماری نمی تواند ارتفاعی بیش از ۳۰cm داشته باشد اگر بار مرده $6t/m$ و بار زنده وارده بر تیر $30t/m$ باشد. مطلوبست طرح این تیر. فرض می شود که تیر دارای تکیه گاه کامل جانبی در بال فشاری است.

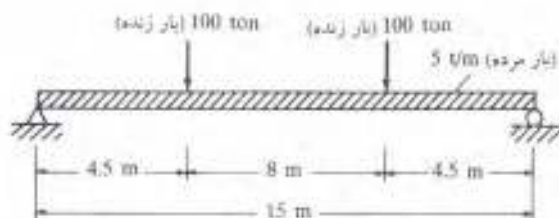
۳-۱۹ مطلوبست طراحی یک تیر مرکب بال پهن به ارتفاع ۱۰۰cm و بدون تقویت جان، این تیر برای دهانه ساده ای برابر با ۱۵m طراحی خواهد شد که بار مرده ای برابر با $1.5t/m$ و بار زنده ای برابر با $2.5t/m$ تحمل خواهد کرد. این تیر به دو ستون دو طرف خود و بال فشاری دارای تکیه گاه کامل جانبی است. نوع فولاد این تیر از نوع نرمه خواهد بود.

۴-۱۹ مسأله (۳-۱۹) را در حالتی که دهانه تیر ۱۸m و نوع فولاد تیر اعلا باشد ($F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$) بار دیگر حل کنید.

۵-۱۹ مطلوبست طراحی تیرورقی از فولاد نرمه به دهانه ۱۸m که بار مرده ای برابر با $3t/m$ و بار زنده ای برابر با $6.5t/m$ را تحمل کند، بال فشاری این تیرورق دارای مهار کامل جانبی است. این تیرورق روی دو تکیه گاه انتهایی ساده قرار دارد.

۶-۱۹ مسأله (۵-۱۹) را در حالتی که نوع فولاد تیرورق اعلا باشد ($F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$) بار دیگر حل کنید.

۷-۱۹ تیرورقی برای دهانه و بارهای نشان داده شده طراحی خواهد شد. نوع فولاد تیرورق نرمه و در محل تکیه گاهها و محل اثر بارهای متمرکز دارای تکیه گاه جانبی است. طراحی مقاطع تقویتی جان لزومی ندارد.



مسأله ۷-۱۹

۸-۱۹ مسأله (۷-۱۹) را با فولاد اعلا ($F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$) بار دیگر حل کنید.

۹-۱۹ مطلوبست طراحی مقاطع تقویتی انتهایی حمال تیرورق و مقاطع تقویتی میانی تیرورق مسأله (۷-۱۹) ضمناً تقابل برش و خمش را در تقاطعی به فاصله ۲.۴m، ۴.۵m و ۶m از انتها بررسی کنید.

۱۰-۱۹ مطلوبست طراحی مقاطع تقویتی انتهایی و میانی تیرورق مسأله (۸-۱۹) ضمناً تقابل برش و خمش را در مقاطعی به فاصله ۲.۴m، ۴.۵m و ۶m از انتها بررسی کنید.

پیوست ۱

پیوست K ضوابط LRFD

بند ۴-۴ کتاب

جدول 4.1 A-K تعداد تغییر تنش در عمر قطعه

وضعیت بارگذاری	از	تا
نوع ۱	20000 ⁺	100000 ⁺⁺
نوع ۲	100000	500000 ⁺⁺⁺
نوع ۳	500000	2000000 ⁺⁺⁺⁺
نوع ۴	بیشتر از 2000000	

* - تقریباً معادل ۲ بار در هر روز برای ۲۵ سال.

** - تقریباً معادل ۱۰ بار در هر روز برای ۲۵ سال.

*** - تقریباً معادل ۵۰ بار در هر روز برای ۲۵ سال.

**** - تقریباً معادل ۲۰۰ بار در هر روز برای ۲۵ سال.

جدول A-K 4.2 طبقه‌بندی تنش و موقعیت قطعه

شرایط کلی	موقعیت	نوع تنش ^۱	طبقه تنش به جدول	شماره مثال نمونه به شکل A-K 4.1 مراجعه شود ^۲
قطعه ساده	فلز مینا با سطح تمیز یا تورد شدگی اولیه‌ای پیرایه شده یا مشعل	T یا Rev	A	1,2
قطعه مرکب	فلز مینا و فلز جوش در قطعات بدون عضو الحاقی، صفحات یا نیمه‌جهای مرکب با جوش جناهی نفوذ کامل یکسره یا جوش گوشه یکسره موازی یا امتداد اثر تنش	T یا Rev	B	3,4,5,6
	فلز مینا و فلز جوش در قطعات بدون عضو الحاقی، صفحات یا نیمه‌جهای مرکب با جوش جناهی نفوذ کامل و با پشت بند حذف، نشسته یا جناهی نفوذ نسبی موازی یا امتداد اثر تنش	T یا Rev	B	3,4,5,6
	فلز مینا در ریشه جوش‌ها روی جان لیر ورق یا بالهای مجاور قطعات تقویتی جوش شده	T یا Rev	C	7
قطعه مرکب	فلز مینا در انتهای یک قطعه ورق پوششی که باریکتر از بال یا انتهای اریب یا چهارگوش است یا بدون جوش شدن ورق پوششی در انتها به فلز مینا، اگر ورق پوششی عریض‌تر از بال باشد در انتهای خود به فلز مینا جوش شود	T یا Rev	E	5
	ضخامت بال $\geq 20\text{mm}$	T یا Rev	E'	5
	ضخامت بال $< 20\text{mm}$	T یا Rev	E'	5
	فلز مینا در انتهای یک قطعه ورق پوششی (با جوش منقطع) هرگاه ورق پوششی عریض‌تر از بال بوده و در انتها به بال جوش نشود	T یا Rev	E'	5
جوش جناهی	فلز مینا و فلز جوش در اتصالی قرار دارند که دو قطعه عضو با سطح مقطع مشابه به توسط جوش جناهی نفوذ کامل بهم وصل شده‌اند. جوش کاملاً تنگ زده شده و از بی‌عیب بودن آن با رادیوگرافی یا آزمایش اولتراسونیک اطمینان حاصل شده است	T یا Rev	B	10,11

۱- T - تنش همواره کششی است Rev - تنش متناوب کششی و فشاری است S - تنش برشی است که ممکن است متناوباً منفی یا مثبت نیز باشد.

۲- این مثالها تنها به عنوان راهنماست و لذا وضعیت‌های مشابه را نیز که در اینجا رسم نشده است شامل می‌شود.

شرایط کلی	موقعیت	نوع تنش	طبقه تنش به جدول A-K 4.3	شماره مثال نمونه به شکل A-K 4.1
جوش جناغی	فلز مبنا و فلز جوش در اتصالی قرار دارند که از جوش جناغی نفوذ کامل در عرض استفاده شده، جوش در جهت تنش‌های وارده سنگ زده شده و شیب دار شده به‌طوری که جوش در ناحیه اتصال دارای شیبی بیش از ۱ به ۲.۵ نمی‌باشد. کیفیت جوش با رادیوگرافی و یا آزمایش اولتراسونیک کنترل شده است	Rev یا T	B	12, 13
جوش جناغی	فلز مبنا و فلز جوش در وصله‌ای قرار دارند که با جوش جناغی نفوذ کامل است. دو قطعه دارای سطح مقطع مشابه یا غیر مشابه هستند و شیب یک قطعه در اتصال بیش از ۱ به ۲.۵ نیست و کیفیت جوش با رادیوگرافی یا آزمایش اولتراسونیک کنترل شده و جوش سنگ زده نیست	Rev یا T	C	10, 11, 12, 13
جوش جناغی با نفوذ نسبی	فلز مبنا در جوش جناغی با نفوذ نسبی و خط جوش عمود بر جهت نیروی وارده است. تنش در جوش بر اساس سطح مؤثر جوش معطوب می‌شود	Rev یا T	F	16
اتصال با جوش گوشه	فلز جوش در اتصالی که از جوش گوشه منقطع استفاده شده است	Rev یا T	E	
	فلز مبنا در محل اتصال قطعاتی که تحت اثر نیروی محوری قرار دارند و توسط جوش گوشه متصل شده‌اند و ابعاد جوش‌ها در حول محور قطعه به صورت متعادل طرح شده باشند	Rev یا T	E	17, 18
	ضخامت قطعه $b \geq 25\text{mm}$	Rev یا T	E'	17, 18
	ضخامت قطعه $b < 25\text{mm}$	Rev یا T		
	فلز مبنا در قطعاتی که توسط جوش گوشه غرضی متصل شده‌اند	Rev یا T	C	20, 21
	ضخامت قطعه $b \geq 12.5\text{mm}$		*	
	ضخامت قطعه $b < 12.5\text{mm}$			
جوش گوشه	فلز جوش گوشه در جوش یکسره، منقطع و غرضی	S	F*	15, 17, 18, 20, 21

*- تنش مجاز در خستگی در جوش جناغی نفوذ نسبی و جوش گوشه غرضی تابعی از ضخامت مؤثر، عمق جوش و ضخامت ورق است.

شرایط کلی	موقعیت	نوع تنش	طبقه تنش به جدول	شماره مثال نمونه به شکل
			A-K 4.3	A-K 4.1
			مراجعه شود	مراجعه شود
جوش لگنتانه	فلز مناد در جوش لگنتانه با کام	Rev یا T	E	27
	برش در جوش لگنتانه با کام	S	F	27
اتصال با بیج	فلز مناد در سطح ناخالص پیچهای پر مقاومت اصطفاکشی قطعائی که تحت نیروی محوری به نحوی قرار دارند که موجب خمشی خروج از مرکز در قطعات اتصالی می شوند در این محدوده واقع نمی شوند	Rev یا T	B	8
	فلز مناد در سطح خالص سایر اتصالات بیجی	Rev یا T	D	8,9
	فلز مناد در سطح خالص پیچهای پر مقاومت کاملاً تپه شده یا اتصال انکائی	Rev یا T	B	8, 9
اتصالات جانبی	فلز مناد در قطعائی که در امتداد عرضی قطعه با جوش جانبی نفوذ کامل اتصال یافته باشند و در امتداد طولی یا عرضی تحت بارگذاری قرار گیرند و قطعه عرضی در محل اتصال با R به صورت نرم به قطعه اصلی متصل شود و کیفیت جوش بارگذاری و آزمایش التراسونیک تأیید شده باشد اگر قطعه تحت اثر بار طولی قرار گیرد	Rev یا T	B	14
	$R > 60 \text{ cm}$	Rev یا T	C	14
	$60 \text{ cm} > R > 15 \text{ cm}$	Rev یا T	D	14
	$15 \text{ cm} > R > 5 \text{ cm}$	Rev یا T	E	14
	$5 \text{ cm} > R$	Rev یا T		
	فلز منادی قطعه اتصال یافته عرضی با ضخامت یکسان و تحت بارگذاری عرضی هرگاه جوش سنگین بطورده باشد	Rev یا T	C	14
	$R > 60 \text{ cm}$	Rev یا T	C	14
	$60 \text{ cm} > R > 15 \text{ cm}$	Rev یا T	D	14
	$15 \text{ cm} > R > 5 \text{ cm}$	Rev یا T	E	14, 15
	$5 \text{ cm} > R$	Rev یا T		
	فلز منادی قطعه اتصال یافته عرضی با ضخامت غیر یکسان و تحت بارگذاری عرضی هرگاه جوش سنگین زده شده باشد	Rev یا T	D	14
	$R > 5 \text{ cm}$	Rev یا T	E	14, 15
	$R < 5 \text{ cm}$			

شرایط کلی	موقعیت	نوع تنش	طبقه تنش به جدول	شماره مثال نمونه به شکل
			A-K 4.3	A-K 4.1
			مراجعه شود	مراجعه شود
اتصالات جانبی	فلز مینای قطعه اتصال یافته عرضی یا ضخامت غیر یکسان و تحت بارگذاری عرضی هرگاه جوش سنگ نخورده باشد به ازاء کلیه مقادیر R فلز مینای قطعه اتصال یافته عرضی برای بارگذاری عرضی	Rev یا T	E	14, 15
		Rev یا T	C	19
		Rev یا T	D	19
		Rev یا T	E	19
	فلز مینای قطعه‌ای که در امتداد عرضی یا جوش جناغی نفوذ کامل به قطعه دیگر اتصال یافته تحت اثر بارگذاری طولی قرار دارند	Rev یا T	D	15
		Rev یا T	E	15
		Rev یا T	E	15
	فلز مینای قطعه‌ای که در امتداد عرضی یا جوش گوشه و یا جوش جناغی نفوذ نسبی به قطعات دیگری متصل شده باشد هرگاه تحت اثر بارگذاری طولی قرار گیرند	Rev یا T	C	15, 23, 24, 25, 26
		Rev یا T	D	15, 23, 24, 26
		Rev یا T	E	15, 23, 24, 26
		Rev یا T	E'	15, 23, 24, 26
	فلز مینای قطعه اتصال یافته عرضی با ضخامت یکسان و تحت بارگذاری عرضی هرگاه جوش سنگ زده شده باشد	Rev یا T	B	14
		Rev یا T	C	14
		Rev یا T	D	14
		Rev یا T	E	14, 15
	فلز مینا هرگاه توسط جوش گوشه یا جوش جناغی نفوذ نسبی متصل شده و تحت اثر بارگذاری طولی قرار داشته باشد و قطعه اتصال‌ی در محل جوش با شعاع لازم تغییر مقطع داده باشد	Rev یا T	D	19
		Rev یا T	E	19

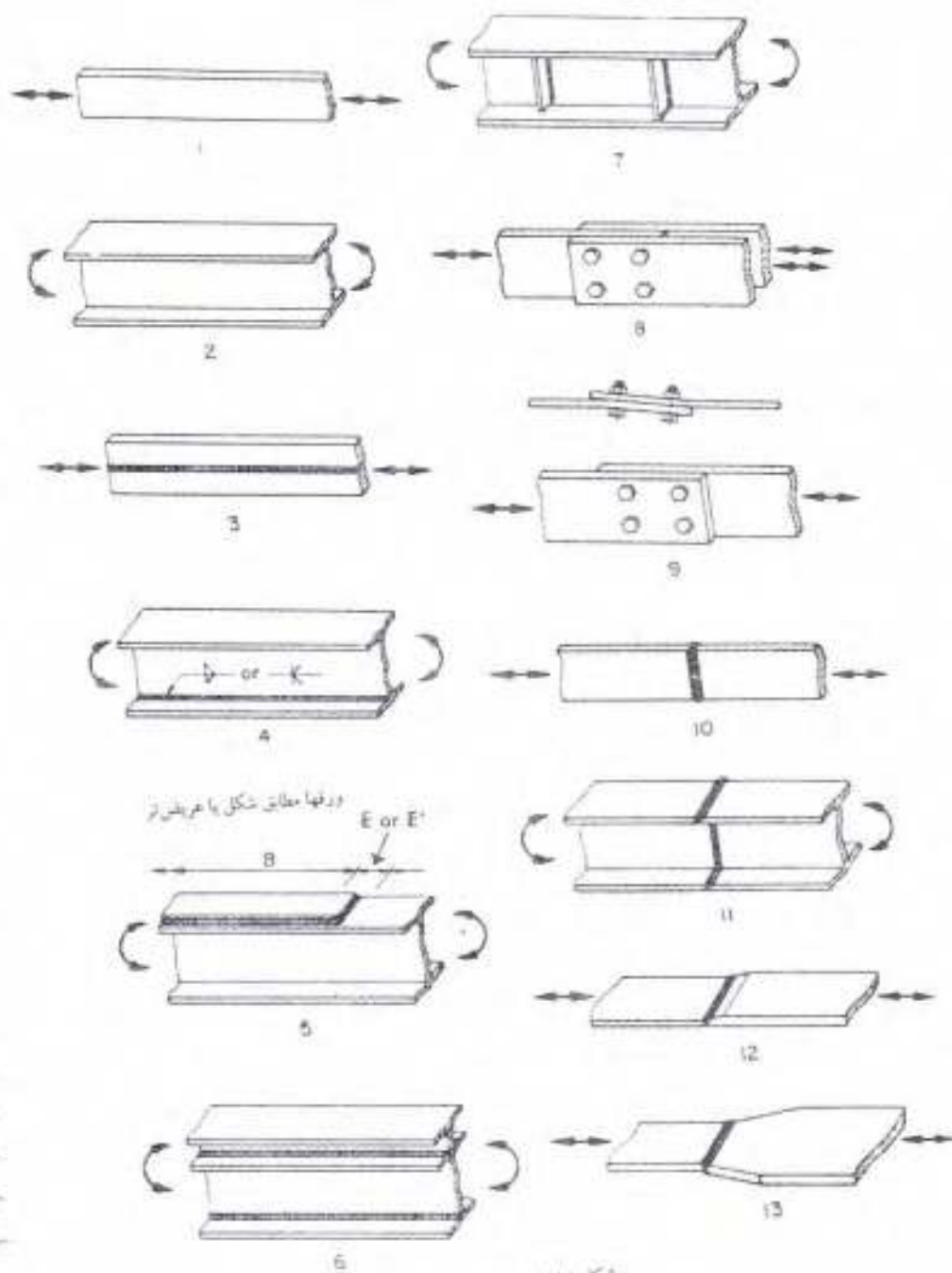
شرایط کلی	موقعیت	نوع تنش	طبقه تنش به جدول A-K 4.3	شماره مثال نمونه به شکل A-K 4.1
			مراجعه شود	مراجعه شود
اتصالات جانبی	فلز جوش گوشه در حالتی که قطعه مورد جوش در محل اتصال یا شعاع لازم تغییر مقطع داده باشد و قطعه اصلی تحت اثر بار طولی باشد فلز مینای اتصال بافته تحت بارگذاری عرضی است $R > 5cm$ $R < 5cm$	Rev یا T	D	19
		Rev یا T	E	19
	فلز مینا در برش نظیر برشگیر گل میخ که توسط جوش گوشه و یا جوش خودکار نصب شده باشد	Rev یا T	C	22
	تنش برشی در سطح اسمی برشگیر گل میخ مانند	S	F	

جدول A-K 4.3 حداکثر مجاز تغییر تنش (بر حسب kg/cm^2 (bar))

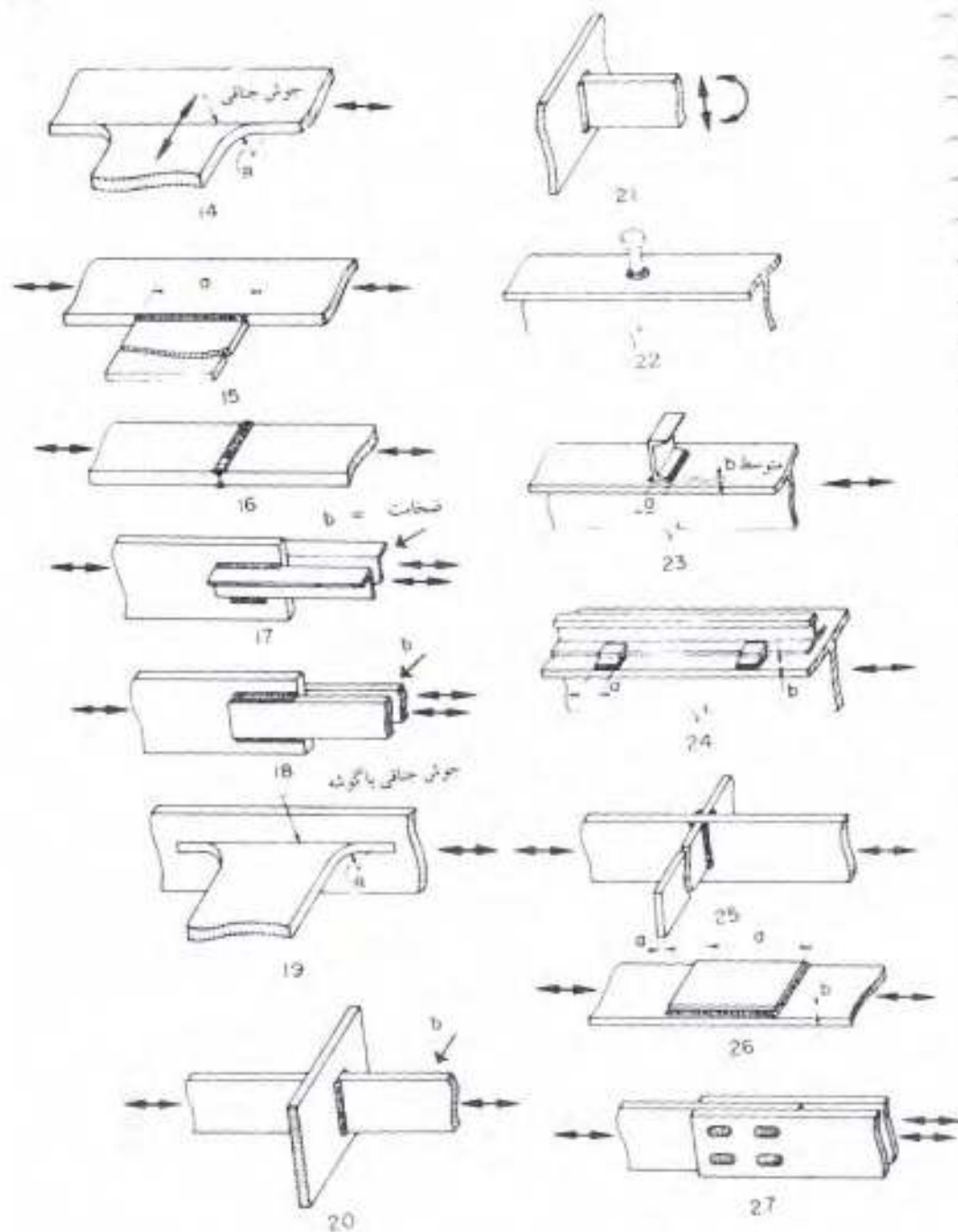
طبقه تنش (از جدول A-K 4.2)				وضعیت بارگذاری (از جدول A-K 4.1)			
				نوع ۱	نوع ۲	نوع ۳	نوع ۴
A				4345	2550	1655	1655
B				3380	2000	1240	1100
B ¹				2690	1585	1035	825
C				2415	1450	895	690 ¹⁰
D				1930	1100	690	480
E				1515	895	550	310
E ¹⁰				1100	635	400	180
F				1035	825	630	550

* - هرگاه اتصال تقویت یا بال مطرح باشد، تنش خمشی مجاز برابر با $825 kg/cm^2$ در ضخامت مؤثر جوش است.

طراحی سازه‌های فولادی



شکل ۴-۱



شکل 41 A-K

پیوست ۲

جدول (۵-۱) از کتاب راهنمای LRFD

بند ۵-۷ کتاب

محدوده نسبت عرض به ضخامت، قطعات فشاری

محدوده نسبت عرض به ضخامت		نسبت عرض به ضخامت	شرح عضو از قطعه فشاری
λ_f	λ_p		
$\frac{1170}{\sqrt{F_y - 480}}$	$\frac{880}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال نیمرخهای ۱ شکل نورد شده تیرها و ناودانی در خمش
$\frac{880}{\sqrt{F_y - 1140}}$	$\frac{560}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال نیمرخهای ۱ شکل دوگانه یا تیرهای خمشی جوش شده
$\frac{758}{\sqrt{F_y}}$	-	$\frac{b}{t}$	بال نیمرخهای ۱ شکل در فشار کامل، ورقهای بیرون زده از قطعات فشاری، بال بیرون از دو جفت نبشی که به هم تکیه دارند، بال ناودانی‌های فشاری
$\frac{1580}{\sqrt{F_y - F_y'}}^*$	$\frac{1580}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال تیرهای قوطی یا مقطع مربع یا مستطیل با ضخامت یکسان که تحت خمشی با فشار قرار داشته باشند؛ ورق تقویت پوششی تیرها
$\frac{2620}{\sqrt{F_y - F_y'}}$	-	$\frac{b}{t}$	ورق‌های پوششی سوراخ‌دار (جهت دسترسی) که در عرض تقویت شده باشند
$\frac{690}{\sqrt{F_y}}$	-	$\frac{b}{t}$	بال نبشی تکیه فشاری، بال نبشی‌ها زوج به شرطی که توسط لقمه بهم متصل شده باشند و اعضای قطعات تقویت نشده

* F_y' تنش پس ماند فشاری در بال است که در قطعات نورد شده برابر با 690 kg/cm^2 و در قطعات جوش شده 1140 kg/cm^2 گرفته می‌شود.

$\frac{1082}{\sqrt{F_1}}$	-	$\frac{d}{t}$	ساق سپری‌ها
$\frac{2109}{\sqrt{F_1}}$	-	$\frac{b}{t}, \frac{b_c}{t_w}$	سایر اعضای قطعات تقویت شده که تحت فشار یکپوخت باشند
$\frac{8952}{\sqrt{F_1}}$	$\frac{2212}{\sqrt{F_1}}$	$\frac{h_d}{t_w}$	جان در فشار خمشی
$\frac{30542}{\sqrt{F_1}}$	$\frac{F_u}{\phi_t F_y} \leq 0.158$ $\frac{2212}{\sqrt{F_1}} \left(1 - \frac{2.74 F_u}{\phi_t F_y} \right)$ $\frac{F_u}{\phi_t F_y} > 0.158$ $\frac{1082}{\sqrt{F_1}} \left(2.37 - \frac{F_u}{\phi_t F_y} \right) + \frac{2109}{\sqrt{F_1}}$	$\frac{h_d}{t_w}$	جان در ترکیبی از خمشی و فشار محوری
$\frac{127109}{F_1}$ $\frac{52879}{F_1}$	$\frac{142709}{F_1}$ $\frac{142709}{F_1}$	$\frac{D}{t}$	لبه‌های لوله‌ای در فشار محوری در خمشی