

دیوارهای برشی فولادی

مبانی، فلسفه طراحی، مدل سازی المان محدود

مؤلفین:

دکتر علی قمری

دکتر وحید بروجردیان

عضو هیئت علمی دانشگاه علم و صنعت ایران

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
	فصل اول: مقدمه‌ای بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها
۲	مقدمه
۴	مقایسه بار باد و زلزله و پاسخ سازه‌ها در برابر آنها
۷	پاسخ سازه در برابر زلزله
۱۰	اهمیت ضریب شکل‌پذیری در طراحی لرزه‌ای
۱۳	سختی و مقاومت جانبی
۱۵	طراحی در برابر زلزله براساس آیین‌نامه‌های زلزله
۱۷	معرفی ضریب عملکرد (ضریب رفتار) سازه
۱۸	محاسبه ضریب رفتار به روش یوانگ
۱۹	روش طراحی بر اساس مقررات ملی ساختمان ایران
۲۲	طراحی بهینه با رویکرد ایمنی و اقتصاد طرح
	فصل دوم: کلیات دیوار برشی فولادی
۲۵	مقدمه
۲۶	معرفی دیوار برشی فولادی
۳۱	مبانی رفتار دیوار برشی فولادی
۳۲	مزایای دیوار برشی فولادی در مقایسه با سایر سیستم‌های مرسوم باربر جانبی
۳۴	مقایسه دیوار برشی فولادی با مهاربند همگرا
۳۷	مقایسه دیوار برشی فولادی با مهاربند واگرا
۴۱	مقایسه دیوار برشی فولادی با قاب خمشی فولادی
۴۳	مقایسه دیوار برشی فولادی با دیوار برشی بتن مسلح
۴۵	محدودیت‌های دیوار برشی فولادی
	فصل سوم: دیوار برشی فولادی سخت نشده
۴۷	مقدمه
۴۷	کمانش دیوار
۴۹	کمانش ورق مستطیلی تحت اثر تنش‌های برشی
۵۱	رفتار پس کمانشی و میدان کشش قطری
۵۴	رفتار الاستیک و غیرالاستیک دیوار تحت بار جانبی
۶۰	تأثیر صلبیت تیر بر رفتار دیوار
۶۳	ضوابط طراحی
۶۳	طراحی اولیه
۶۶	اصلاح طراحی

صفحه	عنوان
۶۶	ضوابط طراحی لرزه‌ای AISC
۷۰	کنترل چشمه اتصال
۷۳	طراحی نهایی
۷۶	خلاصه عملکرد و طراحی دیوار
۷۷	مثال طراحی
۹۵	بهبود رفتار دیوار با استفاده از فولاد LYP
۹۷	سایر روش‌های تحلیل و طراحی دیوار برشی فولادی
۹۷	مدل نواری
۹۹	مدل نواری اصلاح شده
۱۰۲	مدل اندر کنش قاب - صفحه
۱۱۴	روش برمن و برونو بر مبنای تحلیل پلاستیک
۱۱۵	حالت خاص دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده
۱۲۰	دیوار برشی فولادی کوپله
	فصل چهارم: دیوار برشی فولادی نیمه نگهداری شده در لبه‌ها
۱۲۷	مقدمه
۱۲۷	معرفی دیوار برشی فولادی نیمه نگهداری شده در لبه‌ها (نیمه مقید)
۱۳۰	طراحی دیوار نیمه مقید
۱۳۰	نیروهای عامل بر تیرهای طبقات
۱۳۱	مکانیزم دیوار برشی فولادی نیمه مقید
۱۳۶	ساختمان با رفتار خمشی
۱۳۹	ظرفیت باربری نهایی دیوار برشی فولادی نیمه مقید
۱۳۹	توسعه مدل نواری برای دیوار نیمه نگهداری شده
	فصل پنجم: دیوار برشی سخت شده
۱۴۴	مقدمه
۱۴۴	دیوارهای سخت شده
۱۴۷	اثر سخت‌کننده‌ها بر کماتش برشی
۱۵۰	مرور پژوهش‌ها در زمینه دیوارهای سخت شده
۱۵۳	رفتار دیوار دارای سخت‌کننده
۱۵۳	ضوابط AISC
۱۵۶	مثال طراحی
۱۷۱	روش PFI برای دیوارهای با سخت‌کننده
	مثال طراحی

صفحه	عنوان
۱۷۹	سایر روش‌های جلوگیری از کمانش ورق
۱۷۹	تقویت با استفاده از بتن
۱۸۱	تقویت با الیاف پلیمری
	فصل ششم: دیوار برشی باز شودار
۱۸۳	مقدمه
۱۸۳	بازشو در دیوار برشی فولادی
۱۸۸	روش PFI
۱۹۰	مثال طراحی
۱۹۳	ضوابط طراحی بر اساس AISC
۱۹۵	طراحی اولیه
۱۹۶	نیروها در المان‌های اطراف محل بازشو (LBE)
۲۰۰	طراحی نهایی
۲۰۴	مقاومت برشی ورق جان
۲۰۵	طراحی VBE
۲۰۵	طراحی HBE
۲۰۶	مثال طراحی
	فصل هفتم: اثر ترک بر دیوار برشی فولادی
۲۱۳	مقدمه
۲۱۳	کلیاتی در خصوص مکانیک شکست و ترک
۲۱۸	روش‌های تعیین انرژی کرنشی
۲۲۰	اثرات پلاستیسیته نوک ترک
۲۲۲	انتگرال J
۲۲۳	روش المان محدود
۲۲۳	ایجاد ترک در نمونه‌های آزمایشگاهی
۲۲۷	اثر ترک بر رفتار دیوار برشی فولادی
۲۳۱	بررسی اثر ترک در وصله ورقها
۲۳۴	مطالعه پارامتریک دیوار برشی فولادی
۲۴۲	زاویه گسترش ترک
۲۴۳	تخمین شروع گسترش ترک
۲۴۴	محاسبه نمودار نیرو-تغییر مکان ورق حاوی ترک
۲۴۸	مقایسه مدل پیشنهادی با مدل المان محدود
۲۴۹	زوايه میدان کشش قطری قبل و بعد از رشد ترک

فصل هشتم: مدل سازی و تحلیل غیر خطی دیوار برشی فولادی با استفاده از ABAQUS

۲۵۲	مقدمه
۲۵۲	مشخصات مدل
۲۵۵	شروع مدل سازی
۲۶۳	اختصال دادن مشخصات به مقاطع
۲۸۸	تحلیل سازه
۲۹۰	ترسیم خروجی ها
۳۰۰	منابع

پیشگفتار

سخن را با حمد و ثنای الهی آغاز می‌کنیم که خود آموزگار سخن است. سالیان متمادی است که به دلیل مزایای قابل توجه دیوار برشی فولادی، استفاده از آن به عنوان سیستم باربر جانبی در کشورهای توسعه یافته رایج شده است. این درحالی است که در ایران، مجریان و مهندسين عمران هنوز اقبال لازم را به آن نشان نداده‌اند. از دلایل اصلی این امر کمبود مراجع فارسی در این حوزه و همچنین عدم ارائه ضوابط طراحی این سیستم در مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد ۲۸۰۰ است. لذا بر آن شدیم تا با نگارش و ارائه این کتاب، گامی در راستای معرفی هر چه بیشتر سیستم دیوار برشی فولادی به مجریان و مهندسين طراح سازه برداریم.

دیوار برشی فولادی دارای انواع مختلفی است که رایج‌ترین آنها عبارتند از: دیوار برشی سخت نشده، دیوار برشی نیمه نگهداری شده در لبه‌ها و دیوار برشی سخت شده. در کتاب پیش‌رو، مبانی و فلسفه طراحی هر یک از این دیوارها براساس ضوابط آیین‌نامه AISC به همراه مثالهای کامل طراحی ارائه شده است. لازم به ذکر است، ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نیز در طراحی اجزاء دیوار برشی فولادی مد نظر قرار گرفته است. یکی از مسائلی که در حوزه اجرا می‌تواند باعث نقطه ضعف در دیوار برشی فولادی شود، ایجاد درز و نقایص جوشکاری در ورق‌های فولادی نازک است. از این روی، یک فصل از کتاب حاضر به بررسی اثر ترک و درز در این سیستم پرداخته است. بعلاوه در فصل آخر، آموزش گام به گام مدلسازی، بارگذاری و تحلیل سیستم دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار ABAQUS گنجانده شده است.

این مجموعه علاوه بر داشتن جنبه‌های آموزشی و حل مثالهای طراحی مفصل، شامل تحلیل‌های جدید و ترکیب‌های مبتکرانه و نوین برآمده از تحقیقات انجام شده مؤلفین در ده سال اخیر بوده است. نتایج این تحقیقات در خلال سالیان گذشته در قالب مقالات متعدد در مجلات معتبر بین‌المللی و تعدادی رساله دکتری و کارشناسی ارشد منتشر شده است. مخاطبین این کتاب، مهندسين عمران طراح سازه‌های فولادی، دانشجویان رشته مهندسی عمران در مقاطع تحصیلات تکمیلی گرایش سازه و زلزله و اعضای هیأت علمی در این حوزه هستند. امید است تلاش صورت گرفته مفید واقع شده و بخشی از خلأ موجود در این حوزه را پر نماید.

اکنون که به مدد الهی و همتی که از حضرت ایشان نصیب شد، تألیف این کتاب به پایان رسیده است، بر خود لازم می‌دانیم از دانشجویان عزیز دانشگاه علم و صنعت ایران که در بازبینی متن نهایی همکاری کرده‌اند تشکر نماییم. با وجود تمام تلاشی که در کار نگارش این مجموعه مصروف داشته‌ایم، قطعاً این اثر عاری از نقص و ایراد نیست. باعث امتنان است که خوانندگان محترم ما را از نظرات ارزشمند خود بهره‌مند نموده تا به یاری خدا در ویرایش‌های بعدی، ارائه بهتری را داشته باشیم.

دکتر وحید بروجردیان

دکتر علی قمری

تابستان ۱۳۹۹

فصل اول:

مقدمه‌ای بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها

فصل اول: مقدمه‌ای بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها

مقدمه

هر سازه در عمر مفید خود تحت اثر بارهای ثقلی و جانبی قرار خواهد گرفت. بنابراین برای مقابله با بارهای ثقلی و جانبی باید سیستم‌های سازه‌ای مربوط به آنها تعبیه شود. تا کنون سیستم‌های باربر جانبی متعددی توسط پژوهشگران معرفی شده و در آیین‌نامه‌های معتبر دنیا به رسمیت شناخته شده‌اند. از سیستم‌های باربر جانبی مرسوم که در آیین‌نامه‌های ملی ایران نیز ضوابط طراحی آنها بیان شده می‌توان به مهاربندها، دیوار برشی بتن مسلح، و قاب خمشی اشاره نمود که قابلیت افزودن میراگرها را نیز خواهند داشت. در میان این سیستم‌ها، مهاربندها فقط برای مقابله با بارهای جانبی (باد، زلزله و بارهای خاص) در نظر گرفته می‌شود. اما برخی سیستم‌ها از قبیل قاب خمشی برای تحمل هر دو بارهای ثقلی و جانبی تعبیه می‌شوند. به عبارت دیگر، انتظار طراح از قاب خمشی تحمل بارهای جانبی و ثقلی است. دیوار برشی بتن مسلح هر چند می‌تواند بارهای ثقلی را تحمل کند اما هدف از تعبیه آن در ساختمان، مقابله با بارهای جانبی است.

طراح قبل از آنکه سیستم برای مقابله در برابر بارهای جانبی یا ثقلی طراحی کند باید شناخت کافی از ماهیت بارها و همچنین عملکرد سیستم داشته باشد. بر حسب ماهیت سیستم‌ها برای مقابله با بارهای جانبی یا ثقلی، انتظار متفاوتی از عملکرد سیستم می‌رود. این انتظار شامل انتظار شکل‌پذیری زیاد یا کم، سختی و مقاومت سیستم است. ماهیت برخی سیستم‌ها سختی بالا و شکل‌پذیری پایین است اما برخی سیستم‌ها در صورت طراحی و اجرای مناسب، شکل‌پذیری بالایی داشته اما سختی کمی دارند. لذا طراح با اشراف بر عملکرد سیستم در برابر بارهای جانبی می‌تواند انتخاب مناسبی برای سیستم باربر جانبی سازه داشته باشد.

علاوه بر متفاوت بودن ماهیت رفتار سیستم‌های سازه‌ای، ماهیت تخمین بارها نیز با هم متفاوت است. بارهای ثقلی را می‌توان با دقت بالایی محاسبه و در طراحی منظور نمود که آیین‌نامه‌های بارگذاری نیز نحوه محاسبه این بارها با دقت بالا در اختیار طراح قرار داده شده است. اما محاسبه بارهای جانبی علی‌الخصوص بارهای لرزه‌ای با تخمین زیاد و دقت متغیر همراه است. هر چند در بسیاری از زلزله‌ها آیین‌نامه‌ها دقت قابل قبولی در تخمین بارهای زلزله داشته‌اند، در چندین زلزله گذشته شاهد دقت نه چندان مناسب آیین‌نامه‌ها در تخمین آنها بوده ایم. هر چند محاسبه بارهای زلزله براساس علم آمار و احتمالات انجام می‌شود، اما دقت محاسبه آن در زلزله‌های گذشته متغیر بوده است. به طور کلی می‌توان چنین بیان نمود که محاسبه بارهای ثقلی ساده بوده و به راحتی با دقت بسیار بالا قابل انجام است. این دقت را می‌توان با تکیه بر آیین‌نامه‌ها و یا قضاوت مهندسی کسب نمود. اما در خصوص بارهای جانبی مخصوصاً زلزله چنین نیست. بیان این نکته نیز لازم است که ماهیت بارهای جانبی نیز با هم متفاوت هستند. مثلاً بار باد و زلزله تفاوت‌های اساسی در برآورد مقدار و محاسبه دارند. برآورد بارهای زلزله بسیار مشکل و پرهزینه است. بر این اساس آیین‌نامه‌ها با تکیه بر علم ارتعاشات تصادفی، قابلیت اعتماد و عدم قطعیت بارها، علم آمار و... روابط ساده شده‌ای را برای محاسبه (با آگاهی به محدودیت استفاده از این روابط) پیشنهاد می‌کنند. البته هر چند این روابط، ساده شده معادلات پیچیده هستند، اما باید با دانش و آگاهی به کار برده شوند. به هر حال با مشخص شدن بارهای ثقلی و جانبی می‌توان براساس احتمال تغییر بارها، با استفاده ترکیبات بار، بار طراحی را در نظر گرفت.

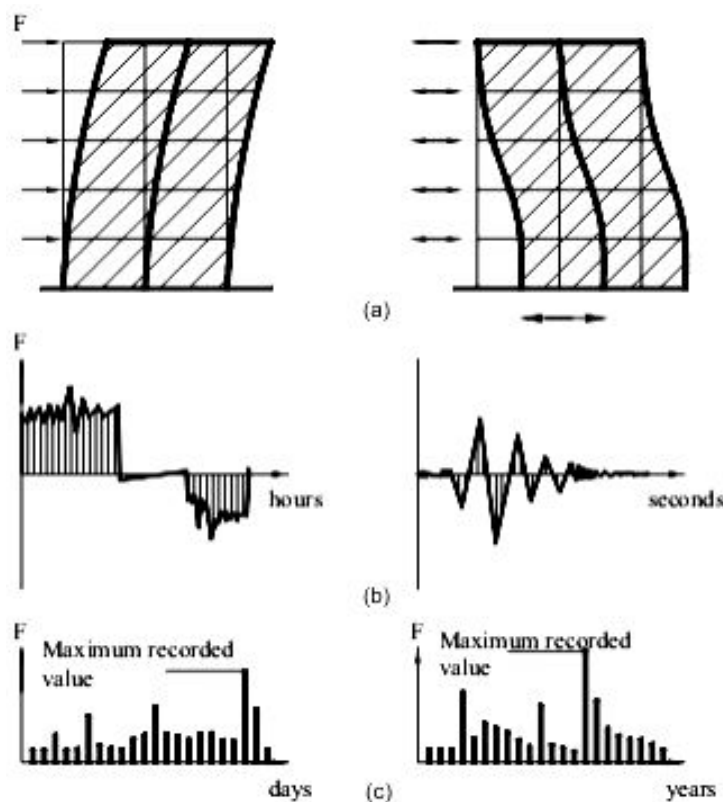
۱-۱ مقایسه بار باد و زلزله و پاسخ سازه‌ها در برابر آنها

هر سازه باید برای هر دو نیروی باد و زلزله محاسبه شده و حالت بحرانی آنها ملاک طرح واقع شود. همان گونه که قبلا نیز بیان شد، ماهیت طراحی سازه در برابر باد و زلزله با هم متفاوت است و نگرش طراح در این زمینه بسیار مهم است. علاوه بر تفاوت در ماهیت بارهای جانبی باد و زلزله، انتظار طراح از سازه در برابر نیروهای باد و زلزله نیز متفاوت است. بنابراین در طراحی سازه در برابر بار باد یا زلزله هر دو جنبه عملکرد سازه و همچنین انتظار ما از سازه لحاظ می‌شود.

در شکل ۱-۱ نحوه اعمال بار باد و زلزله، مدت زمان اعمال بار و همچنین مقدار حداکثر آنها در دوره بازگشت مشخص نمایش داده شده است. سمت چپ این شکل مربوط به باد و سمت راست مربوط به زلزله است. همان گونه که از این شکل نمایان است، باد مستقیماً به سازه اعمال می‌شود و سازه تحت اثر نیروهای اعمال شده ناشی از فشار باد در جهت اعمال نیروها تغییر شکل می‌دهد. در حالی که زلزله مستقیماً نیرو به سازه اعمال نمی‌کند، بلکه یک حرکت (شتاب، سرعت، تغییر مکان) وابسته به زمان به پای سازه اعمال می‌کند. با اعمال شتاب زلزله به پای سازه، نیروهای داخلی در پیکره سازه ایجاد می‌شود و تغییر شکل‌های متفاوتی در تمام ارتفاع توسط سازه تجربه می‌شود. بنابراین در خلال زلزله، عملاً توزیعی از نیروهای خارجی حقیقی (مشابه آن چه که هنگام باد رخ می‌دهد) وجود ندارد. بر این اساس، ماهیت بارهای جانبی باد و زلزله متفاوت است.

زمان اعمال بار باد و زلزله بسیار با هم متفاوت است. اعمال بار باد ممکن چندین ساعت طول بکشد و گاهی تغییرات قابل ملاحظه‌ای در چندین ساعت ندارد. اما زمان اعمال زلزله بر حسب ثانیه سنجیده می‌شود و مدت زمان زلزله معمولاً بیشتر از چند ثانیه نیست و طی چند ثانیه با تغییرات بسیار زیادی همراه است. البته تنها چند زلزله به صورت استثنا رخ داده که مدت زمان آنها بیشتر از چند دقیقه بوده است. ولی عموماً بحث از مدت زمان زلزله بر حسب دقیقه نامتعارف است.

دیگر تفاوت مهم بار باد و زلزله، دوره بازگشت یا زمان تکرار مقدار حداکثر آنهاست. زمان تکرار مقدار حداکثر بار باد بر حسب روز سنجیده می‌شود و ممکن است دوره بازگشت باد بیش از چند روز نباشد. اما حداکثر مقدار زلزله معمولاً بر اساس سال ارزیابی می‌شود. گاهی دوره بازگشت زلزله چندین قرن است.

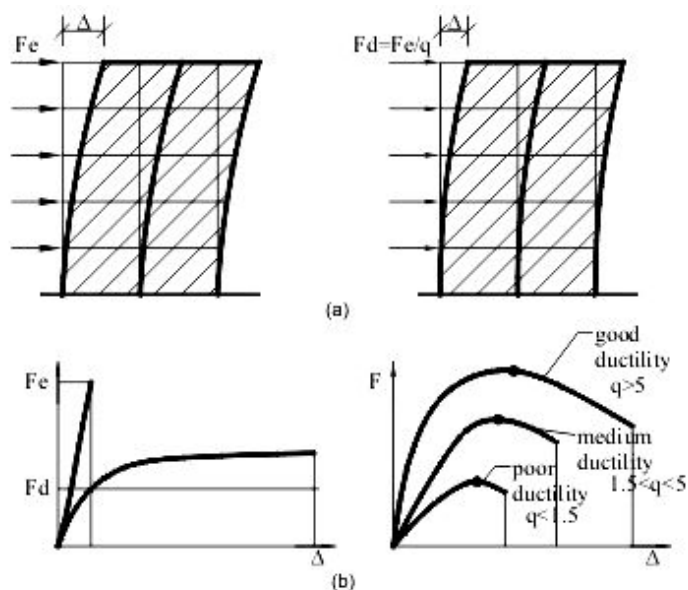


شکل ۱-۱: تفاوت ماهیت بار باد و زلزله

علاوه بر ماهیت بارهای باد و زلزله، پاسخ سازه و عملکرد مطلوب سازه در برابر این بارها نیز با هم متفاوت است. برای طراحی سازه در برابر باد یک حاشیه اطمینان در نظر گرفته می‌شود و براساس آن سازه طراحی می‌شود. در این حالت بر این امر واقف هستیم که سازه رفتار خطی داشته و در ناحیه ارتجاعی (الاستیک) باقی می‌ماند. بنابراین سختی و مقاومت از مهمترین پارامترهای طراحی سازه در برابر باد هستند. در این حالت طراحی سازه به نحوی انجام می‌شود که سازه وارد فاز غیرخطی نشود و رفتار کاملاً الاستیک داشته باشد. با توجه به اینکه تعیین مقدار حداکثر بار باد با دقت مناسبی انجام می‌گیرد لذا می‌توان چنین انتظاری از عملکرد سازه و همچنین نحوه طراحی در برابر بار باد را منطقی دانست.

اما طراحی سازه در برابر زلزله متفاوت است. اول این که بارهای زلزله قطعی نیستند و همواره باید انتظار داشت که نیروی زلزله بزرگتر از آنچه در طراحی لحاظ شده به سازه اعمال شود. دوم آن که طراحی الاستیک سازه در برابر زلزله به هیچ وجه توجیه اقتصادی و منطقی نخواهد داشت. هدف اصلی طراحی در برابر زلزله آن است که سازه زلزله‌های خفیف را بدون آسیب جدی تحمل کند و خسارات ناشی از زلزله‌های شدید به حداقل برسد. در زلزله‌های شدید، سازه وارد فاز غیرخطی خواهد شد یعنی طراح آن را به ناحیه رفتار غیرخطی سوق می‌دهد. این سوق دادن موقعی انجام می‌شود که نیروی معادل الاستیک زلزله بر ضریب رفتار سازه تقسیم می‌شود و انرژی اعمالی به سازه با تکیه بر شکل‌پذیری و میرایی سازه جذب می‌شود. هر چه شکل‌پذیری سازه بیشتر باشد، عملکرد سازه در برابر زلزله بهتر خواهد که این مهم در شکل ۱-۲ نمایش داده شده است. بنابراین در طرح مقاوم در برابر زلزله علاوه بر سختی و مقاومت، شکل‌پذیری نیز بسیار حائز اهمیت است و شاید مهمتر از دو پارامتر دیگر است. بنابراین اگر سازه به صورت الاستیک در برابر زلزله طراحی شود چه بسا زلزله شدیدتر از آنچه در طراحی سازه لحاظ شده به سازه اعمال شود و سازه وارد فاز غیرخطی شود و فرض الاستیک ماندن سازه با صرف هزینه‌های گزاف نیز پا بر جا نخواهد ماند. بنابراین اینکه در عمر مفید سازه، نیروهای لرزه‌ای شدیدتر از مقدار لحاظ شده در طراحی به سازه اعمال شود بر عهده شکل‌پذیری سازه واگذار می‌شود تا سازه با تحمل تغییرشکل‌های غیرخطی، بتواند این نیروها را تحمل کند و دچار گسیختگی کلی نشود.

موارد بیان شده به روشنی نشان می‌دهد که اساساً ماهیت بار باد و زلزله با هم متفاوت هستند. همچنین عملکرد مطلوب سازه در برابر زلزله و باد نیز بسیار با هم متفاوت است. بنابراین طراحی در برابر باد و زلزله با دو دیدگاه متفاوت انجام خواهد شد.



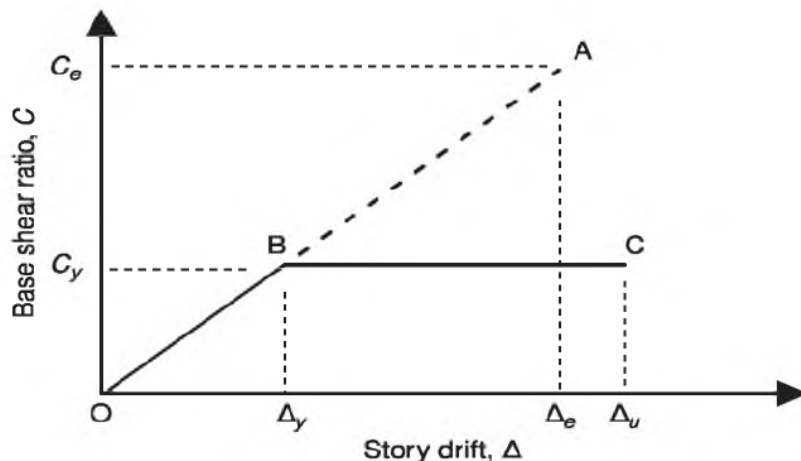
شکل ۱-۲: پاسخ سازه در مقابل باد و زلزله

۱-۲ پاسخ سازه در برابر زلزله

همان گونه که قبلاً نیز بیان شد، شتاب زلزله به پای سازه اعمال می‌شود. این شتاب در طراحی تبدیل به یک برش می‌شود که تحت عنوان برش پایه در آیین‌نامه‌های زلزله شناخته می‌شود. این برش پایه در ارتفاع سازه توزیع می‌شود تا بتوان نیروهای جانبی زلزله و برش طبقات و همچنین تغییر مکان‌های نسبی سازه را محاسبه نمود. از آنجا که عموماً طرح الاستیک سازه‌ها تحت زلزله شدید اقتصادی نیست، اگر اطمینان حاصل شود که سازه دارای شکل‌پذیری مناسب است، نیروی برش پایه می‌تواند بطور قابل ملاحظه‌ای کاهش پیدا کند.

اگر پاسخ سازه یک درجه آزاد به بار جانبی را به صورت الاستو-پلاستیک همانند O-B-C در شکل ۱-۳ در نظر بگیریم، مقدار C_y به عنوان برش معادل تسلیم سازه در برابر بار جانبی است. به عبارت دیگر C_y به عنوان مقاومت جانبی سازه در نظر گرفته می‌شود. همچنین حداکثر تغییر مکان جانبی سازه است. بنابراین ضریب شکل‌پذیری μ ، به صورت زیر تعریف می‌شود [1]:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad ۱-۱$$



شکل ۳-۱: شکل‌پذیری و کاهش نیروی طراحی به واسطه شکل‌پذیری [1]

که در آن Δ_y و Δ_u به ترتیب تغییر مکان حداکثر و تغییر مکان تسلیم هستند. شکل‌پذیری را می‌توان در مصالح و مقاطع اجزا سازه بررسی نمود. شکل‌پذیری مصالح فقط وابسته به جنس مصالح است اما شکل‌پذیری مقاطع وابسته به پیکربندی است. بنابراین باید برای اعضای که از آنها انتظار شکل‌پذیری داریم، مصالحی انتخاب کنیم که قابلیت تحمل کرنش‌های بزرگ را داشته باشند. از بعضی اعضا سازه‌ای و یا اعضا غیرسازه‌ای انتظار شکل‌پذیری نداریم. زیرا طراحی را به نحوی انجام می‌دهیم که این اعضا در ناحیه الاستیک باقی بمانند. به طور کلی از اعضای انتظار شکل‌پذیری داریم که قابلیت فدا شدن را برای سالم ماندن سایر اعضا داشته باشند. با تامین شکل‌پذیری می‌توان مقدار برش پایه را کاهش داد. مقدار برش پایه کاهش یافته را می‌توان به صورت زیر نمایش داد:

$$C_y = \frac{C_e}{R_\mu} \quad 2-1$$

در این رابطه R_μ به عنوان ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری شناخته می‌شود. با تغییرات زمان تناوب سازه، طیف شکل‌پذیری R_μ را می‌توان ایجاد نمود. نیومارک و هال در سال ۱۹۸۲ یک رابطه ساده برای محاسبه ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری را برای سیستم یک درجه آزاد ارائه نمودند [1]. بر این اساس، در زمان تناوب‌های متوسط و بلند، با فرض برابری حداکثر تغییر مکان الاستیک و غیرالاستیک می‌توان نتیجه گرفت:

$$R_\mu = \mu \quad 3-1$$

معادله بالا را به راحتی می‌توان از شکل ۳-۱ با فرض مساوی قرار دادن تغییر مکان حداکثر با تغییر مکان الاستیک به دست آورد. برای زمان تناوب‌های کوتاه، رابطه زیر پیشنهاد شده است:

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad ۴-۱$$

معادله فوق را می‌توان با مساوی قرار دادن سطح زیر منحنی O-A و سطح زیر منحنی O-B-C به دست آورد. برای سازه‌ها با زمان تناوب خیلی کوتاه، نیومارک و هال مشاهده کردند که شکل‌پذیری تأثیری بسیار کمی بر کاهش نیروهای لرزه‌ای دارد لذا برای این دسته از سازه‌ها $R_{\mu} = 1$ پیشنهاد شد. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای نیز با تبعیت از چنین فرضیاتی و با اعمال اصلاحاتی، برش پایه الاستیک را محاسبه می‌کنند سپس بر ضریبی تقسیم می‌کنند تا مقدار برش پایه طراحی محاسبه شود [2].

آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان در برابر زلزله، نیروی برش پایه ناشی از زلزله را به صورت ضریبی از وزن ساختمان لحاظ می‌کنند. یعنی برش پایه به صورت $V = CW$ معرفی می‌شود که C به نام ضریب زلزله یا ضریب نرمال شده برش پایه به وزن سازه اطلاق می‌شود. وزن ساختمان به صورت جمع بارهای مرده و ضریبی از بارهای زنده در نظر گرفته می‌شود. برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی (لحاظ کردن اثر شکل‌پذیری به صورت غیرمستقیم)، نیروی الاستیک زلزله را بر ضریبی تحت عنوان ضریب رفتار تقسیم می‌کنند. به طور مثال برش پایه در برخی از آیین‌نامه‌های معتبر دنیا به صورت زیر محاسبه می‌شود [2]:

$$V_e = \frac{1}{R} C_e W \quad \text{آیین‌نامه IBC}$$

$$V_b = \frac{1}{R_0 R_d} C_e W \quad \text{آیین‌نامه کانادا}$$

$$V_b = \frac{1}{R'} C_e W \quad \text{آیین‌نامه مکزیک}$$

$$V_e = \frac{1}{(OS)q'} C_e W \quad \text{آیین‌نامه اروپا Euro Code}$$

۵-۱

در روابط فوق، W وزن ساختمان، C_e ضریب زلزله است که نحوه محاسبه آن در آیین‌نامه‌های مختلف با هم متفاوت است. همچنین ضریب رفتار در آیین‌نامه‌های مختلف به شکل‌های مختلفی در مخرج کسرها در روابط (۵-۱) ظاهر شده

است. مشاهده می‌شود که اختلاف جزیی در رویکرد آیین‌نامه‌ها وجود دارد. آیین‌نامه زلزله ایران، استاندارد ۲۸۰۰ [3]، برش پایه را صورت زیر محاسبه می‌کند:

$$V = CW$$

۶-۱

که در آن C ضریب زلزله است و مقدار الاستیک آن برابر AIB است که در آن I ضریب اهمیت ساختمان، A شتاب مبنای طرح و B ضریب بازتاب ساختمان است. AB همان شتاب طیفی یعنی S_a است. پس اگر بخواهیم سازه در ناحیه الاستیک باقی بماند، ضریب زلزله را برابر $C = AIB$ در نظر می‌گیریم. همان گونه که قبلاً نیز اشاره شد، طرح سازه در برابر زلزله به صورت الاستیک اول این که اقتصادی نیست و دوم آن که با عدم قطعیت روبرو است. بنابراین با در نظر گرفتن شکل‌پذیری، ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و... ضریب الاستیک زلزله را بر ضریبی موسوم به ضریب رفتار تقسیم می‌کنند تا نیروی الاستیک سازه تبدیل به نیروی طرح غیرالاستیک شود. عملاً با در نظر گرفتن $C = AIB/R$ سازه تحت زلزله‌های شدید رفتار غیرخطی و غیر الاستیک خواهد داشت. یعنی به جای رفتار الاستیک برای مقابله با زلزله، با پذیرش تغییر مکان‌های غیرالاستیک (تکیه بر شکل‌پذیری)، انرژی زلزله را مستهلک می‌کند. ضریب رفتار به طراح اجازه می‌دهد بدون استفاده از تحلیل غیرخطی، عملکرد غیرخطی سازه‌ها را در طرح اعمال نماید. در حقیقت ضریب رفتار با در نظر گرفتن ظرفیت شکل‌پذیری، نیروی جانبی را محاسبه می‌کند. ضریب رفتار برابر یک یعنی سازه رفتار الاستیک خواهد داشت و ضریب رفتار بزرگتر از یک بدین معنی است که تحت بارهای جانبی، سازه رفتار غیرارتجاعی و غیرخطی خواهد داشت.

۳-۱ اهمیت ضریب شکل‌پذیری در طراحی لرزه‌ای

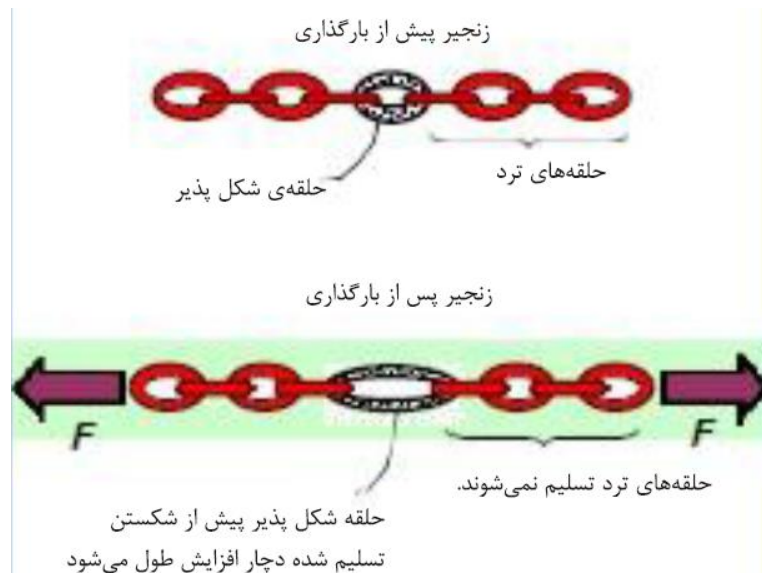
در بخش قبل در خصوص شکل‌پذیری سازه‌های یک درجه آزاد بحث شد. اما در سازه‌های دارای چند درجه آزادی، تعریف دقیقی برای شکل‌پذیری وجود ندارد. به نظر می‌رسد که در برخی آیین‌نامه‌ها به طور ضمنی فرض شده است که تسلیم در تراز طبقات به طور هم زمان اتفاق می‌افتد که در واقع در بیش‌تر موارد فرض اشتباهی است. پوپوف شکل‌پذیری یک قاب را به صورت نسبت تغییر مکان حداکثر به تغییر مکان تسلیم در بالاترین نقطه سازه تعریف کرده است و برای بدست آوردن آن یک بارگذاری چرخه‌ای افقی را فقط به آخرین طبقه وارد کرده است. این روش توزیع افقی نیروی زلزله در طبقات را در نظر نمی‌گیرد و لذا شاخص مناسبی برای تعریف شکل‌پذیری کل سازه نیست. همچنین

میراندا و برترو پیشنهاد کردند که بهتر است رابطه‌ای بین شکل‌پذیری کل سازه و شکل‌پذیری طبقات تعریف شود. با این حال نظرات متفاوت است [4]. معمولاً منحنی برش پایه - تغییر مکان سازه‌ها با یک دیاگرام دوخطی ایده‌آل الاستیک خطی - پلاستیک کامل مدل می‌شود که در شکل ۱-۳ نمایش داده شد. این کار با تقریب خوبی در مورد سازه‌ها قابل انجام است. در واقع ضریب شکل‌پذیری، بیانگر آن است که سازه تا چه حد وارد ناحیه غیرخطی شده است.

در سازه‌های شکل‌پذیر، انرژی اعمالی به سازه با تشکیل مفصل پلاستیک در مکان‌های خاص مستهلک می‌شود و یا به عبارت دیگر سازه انرژی اعمالی را جذب می‌کند. اما در سازه‌های با شکل‌پذیری کم، انرژی ناشی از زلزله باعث گسیختگی و خرابی در سازه می‌شود. جذب انرژی، به مساحت زیر نمودار بار-تغییر مکان گفته می‌شود. هر چه شکل‌پذیری سازه بیشتر باشد، جذب انرژی آن نیز بالاتر خواهد بود، به هر حال در سازه باید برخی المان‌ها دچار تسلیم و یا خرابی‌های موضعی شوند که انرژی در آن المان‌های خاص متمرکز شود. مثلاً یک قاب را در نظر بگیرید، ممکن است در تیر یا ستون و یا سایر قسمت‌های قاب، مفصل پلاستیک تشکیل شود [5]. اگر مفصل پلاستیک در تیر تشکیل شود، رفتار شکل‌پذیر خواهد بود اما با تشکیل مفصل پلاستیک در ستون، سازه ممکن است تخریب شود. در سازه‌های شکل‌پذیر، سازه برای نیروهای کمتری طراحی می‌شود، زیرا انرژی وارد به سازه به واسطه شکل‌پذیری تحمل می‌شود. به همین دلیل آیین‌نامه‌ها ضریب الاستیک زلزله را بر R تقسیم می‌کنند. بنابراین هر چه سازه شکل‌پذیرتر باشد، ضریب رفتار بالاتری دارد. پس طراحی غیرارتجاعی سازه در برابر بارهای لرزه‌ای بدین صورت انجام می‌گیرد که طیف طراحی بر ضریبی تقسیم شده تا طیف غیر الاستیک بوجود آید. با دانستن این موضوع، طراح سازه را به سمت رفتار پلاستیک در حین زلزله سوق می‌دهد.

لازمه شکل‌پذیری و جذب انرژی سازه‌ها آن است که انرژی زلزله در برخی المان‌ها متمرکز شود. در واقع هنگامی که تغییر شکل یا نیرو از حد مشخصی بیشتر شود، فیوز دچار رفتار غیرخطی می‌شود. به عبارت دیگر یک المان فدای بقیه سازه می‌شود. در طراحی لرزه‌ای به این المان، فیوز تغییر شکل گفته می‌شود. بنابراین همواره برای رفتار شکل‌پذیر سازه باید یک فیوز شکل‌پذیر را در نظر بگیریم. شکل ۱-۴ را در نظر بگیرید که زنجیر از حلقه‌های ترد و شکل‌پذیر تشکیل شده است. با اعمال بار، حلقه شکل‌پذیر دچار تغییر شکل‌های به مراتب بزرگتر از سایر حلقه‌ها می‌شود. اما سایر حلقه‌های ترد دچار خرابی نخواهند شد. از طرفی حلقه شکل‌پذیر نیز با تغییر شکل زیاد گسیخته نمی‌شود اما پس از اعمال تغییر شکل‌های زیاد آسیب

زیادی می‌بیند. لذا پس از باربرداری، باید آن را جایگزین و تعویض نمود. در واقع، حلقه شکل‌پذیر فدای سایر اجزا شده تا سیستم سالم بماند.



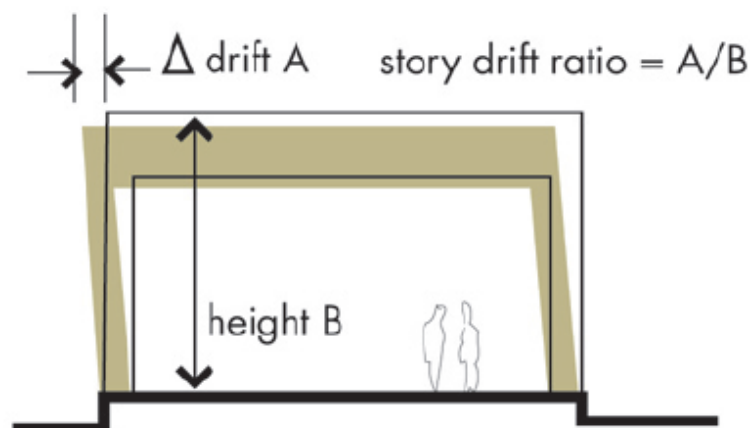
شکل ۱-۴: نقش حلقه شکل‌پذیر به عنوان فیوز در یک زنجیر تحت کشش

در مقررات ملی ساختمان ایران، شکل‌پذیری در سه سطح زیاد، متوسط و کم گنجانده شده است. این سه حد شکل‌پذیری برای قاب‌های خمشی و دو حد شکل‌پذیری زیاد و کم برای سیستم‌های مهاربندی تعریف شده است. در حد شکل‌پذیری زیاد، بخش قابل ملاحظه‌ای از رفتار سیستم در ناحیه غیرخطی و فرا ارتجاعی است. اما در حد شکل‌پذیری کم، انتظار شکل‌پذیری کمی از سیستم می‌رود بنابراین قابلیت جذب انرژی این سیستم پایین است.

برای آنکه سازه‌های فولادی شکل‌پذیری بالایی داشته باشند و عملکرد فیوز شکل‌پذیر آن به درستی عمل کند باید از وقوع کمانش‌های موضعی جلوگیری شود. برای سازه‌های با شکل‌پذیری کم می‌توان از فشردگی مربوط به ستون‌ها استفاده نمود اما برای سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، آیین‌نامه ضوابط سخت گیرانه‌تری را برای کنترل نسبت عرض به ضخامت معین می‌کند. بر این اساس برای سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، تعریف جدیدی از فشردگی ارائه می‌شود که به نام "فشردگی لرزه‌ای" مرسوم است.

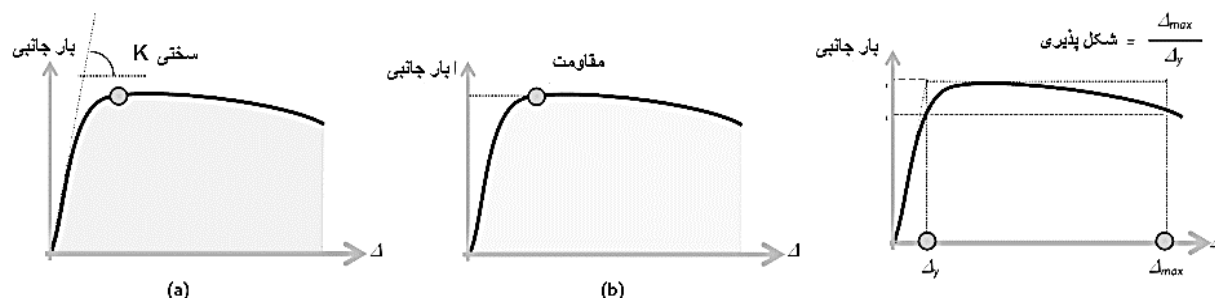
۱-۴ سختی و مقاومت جانبی

علاوه بر شکل‌پذیری، مقاومت و سختی نیز از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. شیب خط دیاگرام بار-تغییر مکان، سختی سیستم را نشان می‌دهد. به عبارت دیگر سختی مقدار نیرو به ازای تغییر مکان واحد است. هر چه سختی سازه بیشتر باشد، تغییر مکان‌های آن در برابر بارهای جانبی کمتر است. از طرفی می‌دانیم که سازه‌های با سختی خیلی زیاد عملکرد مناسبی در برابر زلزله ندارند اما اگر سختی آنها نیز کم باشد در زلزله دچار انهدام می‌شوند. لذا باید سختی سازه را تامین نمود که دررفت طبقات باعث انهدام آنها نشود. در شکل ۱-۵ تعریفی ساده از نسبت دررفت ارائه شده است. وقتی که دررفت سازه از حد مشخصی بیشتر شود، هر چند شکل‌پذیری سازه مناسبی داشته باشد کارایی لازم را نخواهد داشت. بنابراین ایجاد سختی مناسب جهت کنترل تغییر مکان‌های جانبی و نسبت دررفت لازم است.



شکل ۱-۵: نسبت دررفت [6]

در شکل ۱-۶، سه مفهوم مهم شکل‌پذیری، مقاومت و سختی نمایش داده شده است. اگر سازه‌های مختلف با سختی و مقاومت یکسان در برابر زلزله قرار بگیرند، سازه‌ای که شکل‌پذیری بیشتری داشته باشد، عملکرد مطلوب‌تری خواهد داشت و خسارت کمتری را متحمل می‌شود. چه بسا سازه‌هایی با سختی و مقاومت کمتر اما با تکیه بر شکل‌پذیری بالاتر در برابر زلزله رفتار مناسب‌تری نشان خواهند داد.



شکل ۶-۱: نمودار بار-تغییر مکان [6]

در آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای کنترل سختی، ضوابطی برای محدود کردن تغییر مکان‌های جانبی نسبی سازه توصیه شده است. بر اساس آن تحت زلزله‌های شدید، رفتار سازه وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. بنابراین لازم است تغییر مکان نسبی واقعی آن محاسبه و کنترل شود. اما محاسبه این تغییر مکان با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی ممکن بوده که بسیار دشوار و زمان‌بر است. لذا آیین‌نامه ۲۸۰۰ محاسبه حداکثر تغییر مکان غیرارتجاعی را با روش ساده‌ای که در ادامه توضیح داده می‌شود مجاز می‌داند.

تغییر مکان نسبی واقعی طرح یا تغییر مکان جانبی نسبی غیرارتجاعی طرح، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه (رفتار غیرخطی) در تحلیل به دست می‌آید. این رفتار تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام شود، این تغییر مکان را می‌توان به صورت زیر به دست آورد.

$$\Delta_m = C_d \Delta_{eu} \quad ۷-۱$$

که در آن Δ_{eu} تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه، Δ_m تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح (غیر ارتجاعی) در طبقه و C_d ضریب بزرگنمایی است. با توجه به اینکه برآورد مستقیم Δ_m با استفاده از تحلیل غیرخطی پر هزینه، زمان‌بر و پیچیده است و نیاز به تحلیل‌های پیشرفته دارد، لذا آیین‌نامه با استفاده از تحلیل‌های خطی به محاسبه Δ_{eu} پرداخته و با اعمال ضریب C_d نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی را تخمین می‌زند. ضریب C_d برای سازه‌های مختلف در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ارائه شده است. تغییر مکان جانبی نسبی (دریافت) واقعی طرح در هر طبقه (در مرکز جرم) نباید از مقادیر زیر بیشتر شود، در رعایت این محدودیت آثار ناشی از $P-\Delta$ منظور شده‌اند.

$$\Delta_m < 0.025h \quad \text{ساختمان‌های تا ۵ طبقه}$$

۸-۱

$$\Delta_m < 0.02h \quad \text{سایر ساختمان‌ها}$$

در این روابط h ارتفاع طبقه است. اگر بخواهیم روابط فوق را به صورت بدون بعد یعنی نسبت دریافت بنویسیم به صورت $\frac{\Delta_m}{h} < 0.025 = 2.5\%$ برای ساختمان‌های تا ۵ طبقه و در سایر ساختمان‌ها $\frac{\Delta_m}{h} < 0.020 = 2\%$. این الزامات در خصوص طراحی دیوار برشی فولادی نیز باید لحاظ شود.

۵-۱ طراحی در برابر زلزله براساس آیین‌نامه‌های زلزله

اگر فرض شود رفتار سازه در برابر بارهای لرزه‌ای خطی و الاستیک است، باید سازه را برای مقاومت زیادی طراحی نمود. اما بارهای زلزله ماهیتی تصادفی دارند. یعنی دقیقاً نمی‌توان مقدار آن را تعیین نمود، زیرا ممکن است سازه‌ای برای نیروی زلزله الاستیک طرح شود (که به هیچ وجه توجیه اقتصادی ندارد)، اما بار اعمالی زلزله از حد تعیین شده بیشتر شود. بنابراین سازه‌ای که به صورت الاستیک و خطی طراحی شده در زلزله واقعی وارد رفتار غیرخطی خواهد شد. بنابراین نمی‌توان سازه را در مقابل بارهای زلزله به صورت خطی و الاستیک طراحی نمود. از طرفی هدف طراحی در برابر زلزله‌های شدید، به حداقل رساندن آسیب‌های جانبی و پایداری کلی سازه است. بنابراین سازه برای نیروهای بسیار کمتر از حد الاستیک زلزله طراحی می‌شود که جبران این مقاومت الاستیک به واسطه شکل‌پذیری سازه انجام خواهد شد. یعنی انرژی اعمالی به سازه در حین زلزله در ناحیه پلاستیک سازه جذب خواهد شد.

در بیشتر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای معتبر کنونی، با توجه به انتظاراتی که از رفتار سازه‌ها هنگام وقوع زلزله می‌رود، از یک فلسفه مشترک طراحی، که کم و بیش اهداف زیر را در بر می‌گیرد، پیروی می‌شود:

الف- در ارتعاشات خفیف زمین ناشی از زمین لرزه که ممکن است در طول عمر مفید ساختمان به دفعات رخ دهد باید از وقوع خسارت‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای جلوگیری شود (شرایط حدی بهره‌برداری در حد سرویس).

ب- در ارتعاشات متوسط زمین ناشی از زمین لرزه که ممکن است گاهی در طول عمر مفید ساختمان رخ دهد باید از وقوع خسارت‌های سازه‌ای جلوگیری شود و خسارت‌های غیر سازه‌ای به حداقل برسد.

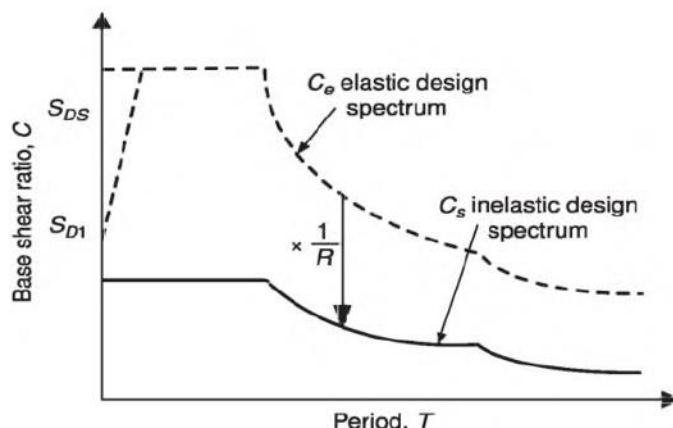
ج- در ارتعاشات شدید زمین ناشی از زمین لرزه که ممکن است به ندرت در طول عمر مفید ساختمان رخ دهد باید از خرابی سازه‌ای و یا وارد شدن خسارات جدی به آن جلوگیری نمود (شرایط حدی نهایی).

مقاومت لرزه‌ای که مورد نظر آیین‌نامه‌هاست برای مقاومت در برابر زلزله، کمتر از مقاومت جانبی مورد نیاز برای حفظ پایداری سازه در محدوده ارتجاعی در یک زلزله شدید است. بنابراین رفتار سازه‌ها در زلزله‌های شدید وارد محدوده غیر ارتجاعی می‌شود و برای طراحی آنها نیاز به یک تحلیل غیرارتجاعی است. ولی به دلیل پیچیدگی و پرهزینه بودن تحلیل غیرارتجاعی سازه براساس تحلیل‌های ارتجاعی برای نیروی کاهش یافته طراحی می‌شود. کاهش مقاومت سازه از مقاومت ارتجاعی مورد نیاز عموماً با استفاده از ضریب کاهش مقاومت صورت می‌گیرد. بدین منظور آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای کنونی، نیروی لرزه‌ای برای طراحی را از یک طیف ارتجاعی وابسته به زمان تناوب، شرایط خاک و... به دست می‌آورند و برای در نظر گرفتن رفتار غیر ارتجاعی و اتلاف انرژی براساس شکل‌پذیری، میرایی و... این نیروی ارتجاعی را به وسیله ضریب کاهش مقاومت (ضریب رفتار) به نیروی طراحی تبدیل می‌کنند، شکل (۱-۷).

باید توجه داشت همانطور که در بالا بیان شد، با دانش موجود، ضوابط آیین‌نامه‌ای فقط برای طراحی سازه‌ها در برابر تکان‌های زمین ناشی از وقوع زلزله بوده و اثراتی همچون گسیختگی زمین^۱ در محل گسلها، امواج دریایی حاصل از زمین لرزه (سونامی)^۲، لغزش زمین^۳، روانگرایی^۴ و همچنین اثرات ثانویه مانند سیل در اثر خرابی سدها را شامل نمی‌شود. هر چند منظور نمودن سه اصل فوق می‌تواند فلسفه جامع طراحی سازه‌ها در برابر زلزله را در بر گیرد، اما بسیاری از آیین‌نامه‌ها در ارائه روش‌های عملی برای منظور کردن کامل این اهداف ناتوان بوده‌اند. تاکید بیشتر آیین‌نامه‌ها بر روی جلوگیری از خرابی سازه‌ها و حفظ جان (بند "ج") بوده و برای تامین اهداف بندهای "الف" و یا "ب" به ارائه ضوابطی که در مواردی با واقعیت مطابقت نداشته و تامین هدف نمی‌نماید پرداخته‌اند. اعتقاد عمومی متخصصین طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله آن است که آیین‌نامه‌های زلزله باید با ارائه ضوابطی برای تامین حداقل دو هدف از سه هدف فوق، علاوه بر جلوگیری از خسارات جانی، خسارات مالی را نیز به حداقل برساند.

¹ Fault Rupture
² Tsunamis
³ Land Slides
⁴ Liquefaction

قضاوت‌های مهندسی و مشاهدات طی زلزله شدید تاثیر مهمی بر مقادیر ضریب رفتار در آیین‌نامه‌های زلزله دارد. پژوهشگران زیادی نگرانی خود را از بابت فقدان وجود ضرایب رفتار معقول مبتنی بر مطالعات و تحقیقات و پشتوانه محاسباتی را در آیین‌نامه‌های زلزله بیان داشته‌اند و بر اصلاح اساسی مطالعات علمی تاکید کرده‌اند.



شکل ۱-۷: کاهش نیاز لرزه‌ای [1]

۱-۶ معرفی ضریب عملکرد (ضریب رفتار) سازه

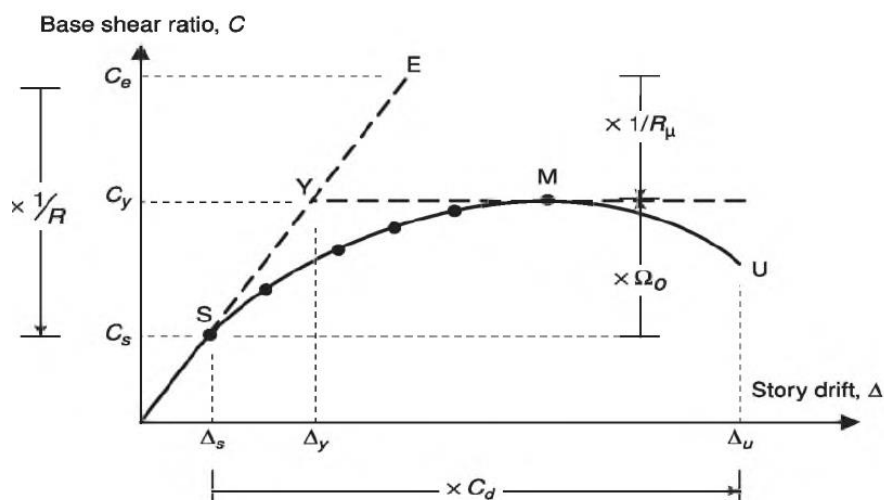
در آیین‌نامه‌های گذشته، برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، درصدی از وزن ساختمان به عنوان بار افقی معادل نیروی زلزله برای بار طراحی در نظر گرفته می‌شد. اما با رشد علم مهندسی زلزله، این دیدگاه تغییر کرد و برای تعدیل نیروی برشی پایه و در نظر گرفتن پارامترهای مؤثر بر نیروی زلزله، ضرایب دیگری به رابطه فوق اضافه شد. این ضرایب برای سیستم‌های گوناگون سازه‌ای براساس قضاوت مهندسی و بر پایه مشاهدات تجربی صورت می‌گرفت که در نهایت به استفاده از ضریب رفتار منتهی شد. اولین تلاش‌هایی که پیرامون ابداع روش محاسبه ضریب رفتار صورت گرفته مربوط به کارهای نیومارک از دانشگاه ایلینوی است. وی در مقاله‌ای که در سال ۱۹۸۲ به همراه هال منتشر کرد روشی جهت ساخت طیف غیرخطی از روی طیف خطی برای سازه‌های یک درجه آزادی ارائه کرد. هرچند این روش برای سازه‌های با یک درجه آزادی تدوین شده بود اما گام بزرگی در راستای محاسبه ضریب رفتار ساختمان‌ها به حساب می‌آمد. البته می‌توان فلسفه استفاده از ضریب رفتار را به تلاش پژوهشگران در سال ۱۹۵۷ ارجاع داد که در سال ۱۹۸۸ به بعد استفاده از این ضریب در محاسبه نیروهای زلزله در بیش‌تر آیین‌نامه‌های زلزله وارد شد. از اواخر دهه هشتاد میلادی دو گروه از پژوهشگران در آمریکا و اروپا به طور جداگانه به تحقیق در مورد ضریب رفتار، عوامل مؤثر بر آن و روش‌های

محاسبه آن پرداختند. روش‌های آمریکایی مبانی تئوری ساده داشته و کاربردی‌تر هستند. در حالیکه روش‌های اروپایی دارای مبانی تئوری و تحلیلی پیچیده بوده و استفاده از آنها در عمل دشوار است. روش‌های آمریکایی (روش یوانگ و روش فریمن) با اندکی تفاوت مبانی مشابهی دارند. روشی که فریمن ابداع نمود به نام روش "طیف ظرفیت فریمن" معروف است. روش دوم نیز به روش "شکل‌پذیری" که حاصل تحقیقات یوانگ است، در بین مهندسان مشهور است. در ادامه روش یوانگ به دلیل سهولت و کاربردی بودن تشریح می‌شود [7].

۷-۱ محاسبه ضریب رفتار به روش یوانگ

با در نظر گرفتن رفتار کلی یک سازه متعارف، شکل ۸-۱، مقدار مقاومت ارتجاعی مورد نیاز که برحسب ضریب برش پایه تعریف شده، عبارت است از:

$$C_e = \frac{V_e}{W} \quad 9-1$$



شکل ۸-۱: ساده سازی منحنی پاسخ بار - تغییرشکل جانبی

این رابطه برای طراحی الاستیک سازه کاربرد دارد و براساس آن سازه در ناحیه الاستیک طراحی خواهد شد. اما همان گونه که قبلاً نیز اشاره شد، اول این که طراحی الاستیک در برابر بارهای لرزه‌ای اقتصادی نیست دوم آن که تعیین مقدار دقیق زلزله که ماهیت تصادفی دارد امکان پذیر نیست. بنابراین ممکن است در حین زلزله شتابی به سازه اعمال شود که نیروی معادل آن بیشتر از نیرویی باشد که سازه در برابر آن طراحی شده است. با این وضعیت سازه وارد ناحیه

غیرخطی می‌شود. بنابراین برای مقاصد طراحی، برخی آیین‌نامه‌ها مقدار نیروی تسلیم سازه را به مقدار نیرویی که نمایانگر تشکیل اولین مفصل پلاستیک سازه است، کاهش می‌دهند. این مقدار نیرو، تراز است که در آن پاسخ کلی سازه به گونه قابل توجهی از قلمرو ارتجاعی خارج می‌شود. این تراز نیرو به روش برخورد آیین‌نامه‌ها با طراحی بر مبنای مقاومت بستگی دارد. در طراحی مقاطع برای این مقدار نیروی وارده، می‌توان از روش‌هایی مانند روش بار نهایی در بتن و روش طراحی با ضرایب بار و مقاومت در فولاد، استفاده نمود.

اولین اشکال استفاده از تحلیل ارتجاعی برای نیرو در ترازهای مختلف در این است که محاسب قادر نخواهد بود مقاومت واقعی سازه را تعیین کند. از این رو، در صورتی که مقدار مقاومتی که به صورت ضمنی در آیین‌نامه زلزله، در مقدار ضرایب کاهش فرض شده است (مقاومت افزون) تأمین نشود، رفتار سازه در زلزله‌های شدید رضایت بخش نخواهد بود. اشکال دوم، این است که مقادیر تغییر مکان‌های غیرارتجاعی را نمی‌توان با تحلیل ارتجاعی خطی محاسبه نمود. برای محاسبه این تغییر مکان‌های غیرارتجاعی آیین‌نامه‌ها معمولاً از ضرایب تشدید تغییر مکان‌های ارتجاعی استفاده می‌نمایند.

۸-۱ روش طراحی سازه‌ها بر اساس مقررات ملی ساختمان ایران

برای طراحی هر سازه باید حداکثر مقدار بار قابل انتظار اعم از بارهای ثقلی (مرده و زنده) و بارهای جانبی (باد و زلزله) بر اساس ترکیب بار بیان شده محاسبه شود. پس از محاسبه بارهای وارده به سازه، سازه باید شرایط حالت‌های حدی مقاومت و حالت‌های حدی بهره‌برداری را تأمین کند. طراحی دیوار برشی فولادی نیز برای تأمین الزامات مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [8] باید مطابق این روش انجام شود که در کتاب حاضر شرح داده خواهد شد. بنابراین دیوار برشی فولادی بر اساس حالات حدی محاسبه می‌شود.

حالت‌های حدی مقاومت حالت‌هایی هستند که مجموعه سازه، شامل اعضا و اتصالات، ضمن حفظ انسجام خود تحت اثر ترکیبات بار مختلف تا رسیدن به آن حالت‌ها (نظیر تسلیم و گسیختگی) از مقاومت کافی و شکل‌پذیری مورد نیاز برخوردار باشند و پس از رسیدن به هر یک از حالت‌ها پایداری خود را از دست ندهند. حالت‌های حدی بهره‌برداری نیز حالت‌هایی هستند که مجموعه سازه، شامل اعضا و اتصالات، ضمن حفظ انسجام خود تحت اثر ترکیبات بار مختلف تا رسیدن به آن حالت‌ها (نظیر قابلیت نگهداری، حفظ ظاهر، دوام، آسایش و ...) وظایف خود را به طور کامل انجام دهند و

پس از رسیدن به هر یک از آنها قادر به انجام وظایف خود نخواهند بود. در جدول ۱-۱ حالت حدی مقاومت و بهره‌برداری آورده شده است. علاوه بر موارد این جدول، دوام در برابر خوردگی و آتش سوزی نیز باید بطور مناسبی تامین شود.

جدول ۱-۱: حالات حدی نهایی و بهره‌برداری [5,8]

حالات حدی نهایی (مقاومت)	حالات حدی بهره‌برداری
تسلیم، گسیختگی، کمانش، مکانیزم خرابی	تغییر شکل و تغییر مکان‌های جانبی، ملاحظات آثار باد
ناپایداری کلی در برابر واژگونی و تغییر مکان	ارتعاش، ملاحظات پیش خیز
گسیختگی به علت خستگی	خسارت قابل تعمیر به دلیل خستگی و یا کنترل لغزش اتصالات
ترد شکنی	خوردگی و دوام، کنترل انقباض و انقباض

در این حالت، طراحی اعضا سازه چنان صورت می‌گیرد که مقاومت نهایی طرح یا حداکثر ظرفیت باربری عضو، R_u ، در هر مقطع از تلاش‌های ضریبدار یا مقاومت مورد نیاز، R_r ، بزرگتر باشد. مقاومت نهایی مورد نیاز بر اساس تحلیل سازه تحت اثر بارها و ترکیبات بار آنها تعیین می‌شود. در این مورد باید نامساعدترین شرایط در نظر گرفته شود. لذا:

$$R_u \geq R_r \quad 1-10$$

مقاومت نهایی عضو برابر است با:

$$R_u = \phi R_n \quad 1-11$$

که در آن مقاومت اسمی R_n بر اساس مشخصات هندسی و مکانیکی عضو تحت نیروهای مشخص تعیین می‌شود که نحوه محاسبه آن در فصل‌های آینده تشریح خواهد شد و ϕ ضریب تقلیل مقاومت است. این ضریب برابر است با:

$$\phi_c = 0.9 \quad \text{برای فشار محوری}$$

$$\phi_v = 0.9 \text{ تا } 1 \quad \text{برای برش}$$

$$\phi_b = 0.9 \quad \text{برای لنگر خمشی}$$

$$\phi_t = 0.9 \quad \text{برای تسلیم عضو کششی}$$

۱-۱۲

$\phi_t = 0.75$ برای گسیختگی عضو کششی

$\phi = 0.75$ برای مقاومت اتکایی

$\phi_T = 0.9$ برای لنگر پیچشی

در حالات حدی نهایی ترکیبات بارگذاری برای تعیین بحرانی‌ترین یا نامساعدترین بار را می‌توان بر اساس روابط در نظر گرفت. در مواردی که بار برف، باران و بار زنده بام بر یک کف اعمال شود، یکی از آنها در ترکیب بار لحاظ می‌شود. توجه شود که در کنترل حالات حدی بهره‌برداری ضرایب بار واحد در نظر گرفته می‌شود. در این ترکیب بارها از بارهای کوتاه مدت نظیر زلزله، باد، سیل و ... استفاده نمی‌شود.

ترکیبات بار طراحی سازه‌های فولادی براساس مقررات ملی ساختمان ایران به قرار زیر است:

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.7W]$$

$$1.2D \mp 1.4W + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$$

۱۳-۱

$$1.2D \mp E + L + 0.2S$$

$$0.9D \mp 1.4W$$

$$0.9D \mp E$$

ترکیب بار مرده، بهره‌برداری و آثار حرارتی، نشست و جمع شدگی

$$1.2D + 0.5L + 0.5(L_r \text{ یا } S) + 1.2T$$

۱۴-۱

$$1.2D + 1.6L + 1.6(L_r \text{ یا } S) + T$$

که در آن D بار مرده، L بار زنده، E زلزله، W باد، S برف، R باران و L_r بار زنده بام است. در میان تمام بارها، بار زلزله اغلب پیچیده‌تر است. دلیل اصلی این پیچیدگی، تاثیر یک شتاب واقعی بر پی سازه است که بارهای زلزله را ناشی

می‌شود. برای طراحی دیوار برشی فولادی نیز باید از الزمات بیان شده برای طراحی در حالات حدی مقاومت و بهره‌برداری تبعیت نمود.

بیش‌تر طراحان ترجیح می‌دهند که سازه را برای مقاومت طراحی کنند و برای حالات حدی بهره‌برداری کنترل نمایند. استفاده از این روش باعث افزایش سعی و خطا در طراحی‌های لرزه‌ای می‌شود. در نظر بگیرید که سازه‌ای (منظور سیستم باربر جانبی از جمله مهاربند، دیوار برشی و...) برای حالات حدی مقاومت طراحی شده و مشخصات هندسی سازه تعیین شده است. حال مقاطع تعیین شده جوابگوی حالات حدی بهره‌برداری نیستند لذا طراح مجبور به استفاده از مقاطع قوی‌تر خواهد بود. اگر مقطع قوی‌تری استفاده شود باید سازه قاب اطراف مهاربند یا دیوار برای نیروهای ناشی از سیستم باربر جانبی مجدداً کنترل شود و چه بسا جوابگو نیز نباشد و باید مجدداً سعی و خطا نمود. با نهایه شدن مقطع، می‌توان تغییر شکل‌ها (حالت حدی بهره‌برداری) را کنترل نمود. این روند نشان می‌دهد که برای دستیابی به حالت بهینه طراحی و خطا ممکن است چند سکیل سعی و خطا را در پی داشته باشد. حال اگر سازه بر اساس حالات حدی بهره‌برداری طراحی شود و برای حالات حدی مقاومت کنترل شود سعی و خطا به مقدار حداقل کاهش پیدا می‌کند. فرض کنید المان‌های سازه‌ای بر اساس حالت حدی بهره‌برداری محاسبه شده‌اند. اکنون کنترل آنها برای حالت حدی مقاومت جوابگو نیست. طراح اقدام به استفاده از مقاطع قوی‌تر برای تامین شرایط حدی مقاومت می‌کند. با استفاده از مقاطع قوی‌تر دیگر نیازی به کنترل حالت حدی بهره‌برداری ناست زیرا با مقادیر حداقل معیارهای بهره‌برداری تامین شده است.

۹-۱ طراحی بهینه با رویکرد ایمنی و اقتصاد طرح

یک طراحی زمانی مطلوب محسوب می‌شود که علاوه بر ایمنی، از نظر اقتصادی هم مقرون به صرفه باشد. هزینه ساخت و نصب سازه‌های فولادی بر حسب وزن آهن آلات مصرفی و نوع اتصالات است. اجرای ساختمان‌های فولادی در چند مرحله صورت می‌گیرد. هزینه‌های طراحی و نظارت بر حسب مساحت ساختمان در نظر گرفته می‌شود، اما اجرای آن معمولاً بر حسب وزن اسکلت ساختمان انجام می‌شود. هزینه‌های اجرایی یک اسکلت فولادی شامل خرید مصالح، ساخت اسکلت و نصب آن است. ساخت و نصب اسکلت الزاماً توسط یک تیم انجام نمی‌شود و هزینه‌های متفاوتی خواهند

داشت. بنابراین هر چقدر وزن آهن آلات مصرفی کمتر باشد، هزینه‌های اجرایی کاهش پیدا خواهد کرد. به همین دلیل معمولاً مالکان سازه‌های فولادی مصرف آهن آلات کمتر را ترجیح خواهند داد.

در سازه‌های فولادی کل وزن آهن آلات بر مساحت کل ساختمان تقسیم می‌شود تا مشخص شود به ازای هر متر مربع چند کیلوگرم آهن مصرف شده است. هر چقدر این عدد کمتر باشد نشان دهنده بهتر بودن طراحی است. با افزایش تعداد طبقات، این عدد افزایش می‌یابد. به عنوان یک مقدار سرانگشتی می‌توان مقدار آهن آلات در هر مترمربع را برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه حدوداً 65 kg/m^2 پیش‌بینی نمود که با افزایش تعداد طبقات یعنی سازه‌های میان مرتبه به مقدار 105 kg/m^2 خواهد رسید. البته در برخی سازه‌های بلند این مقدار ممکن است بین 120 تا 150 kg/m^2 و یا بیشتر نیز برسد. البته هر چقدر مقدار جوش‌های نفوذی کمتر باشد (قاب خمشی) قطعاً هزینه تمام شده ساخت کاهش پیدا خواهد کرد. هر چقدر تعداد طبقات ساختمان افزایش پیدا کند کاهش آهن‌آلات مصرفی برای سیستم دیوار برشی فولادی در مقایسه با سایر سیستم‌ها چشم‌گیرتر خواهد بود.

فصل دوم:

کلیات دیوار برشی فولادی

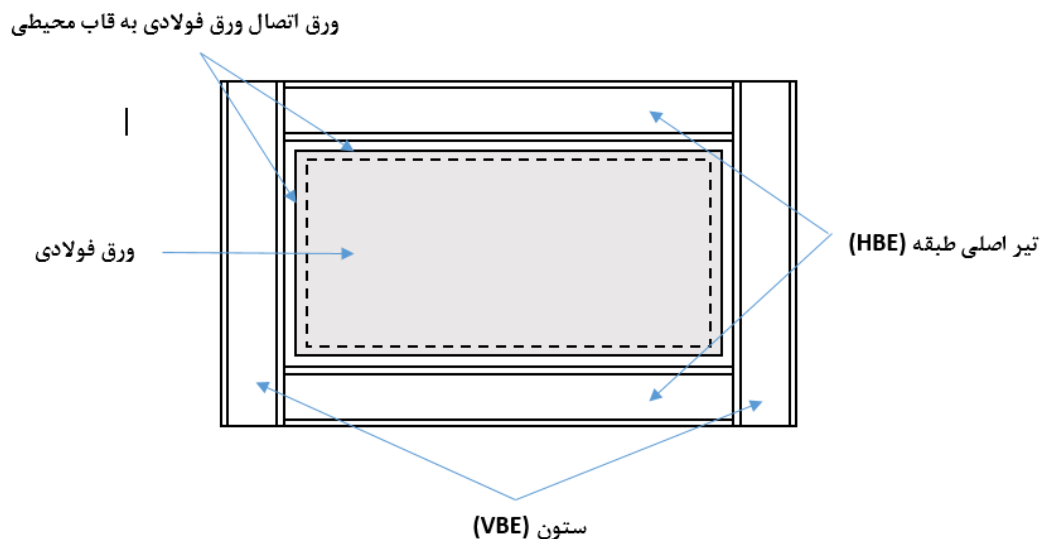
فصل دوم: کلیات دیوار برشی فولادی

مقدمه

در فصل قبل مطالبی در خصوص رفتار لرزه‌ای سازه‌ها و همچنین پارامترهای لرزه‌ای بیان شد. همان گونه که در فصل قبل گفته شد، مهم‌ترین پارامترهای لرزه‌ای شامل سختی، مقاومت و قابلیت جذب انرژی با تکیه بر شکل‌پذیری است که برای تامین رفتار مطلوب هر سازه در برابر بارهای لرزه‌ای باید این پارامترها به نحو مناسبی در سازه تامین شوند. با مقایسه پارامترهای بیان شده سازه‌ها می‌توان برتری یا نقصان سازه‌ها در مقایسه با هم را مشخص نمود. این پارامترها علاوه بر اینکه تامین کننده ایمنی سازه خواهند بود، بر اقتصاد طرح نیز تاثیر خواهند داشت. بنابراین در این فصل ابتدا به معرفی کلیات دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم ایمن و اقتصادی پرداخته می‌شود. سپس پارامترهای لرزه‌ای دیوار برشی فولادی با سایر سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله مقایسه می‌شود تا برتری یا کاستی دیوار برشی در مقایسه با سایر سیستم‌ها مشخص شود.

۲-۱ معرفی دیوار برشی فولادی

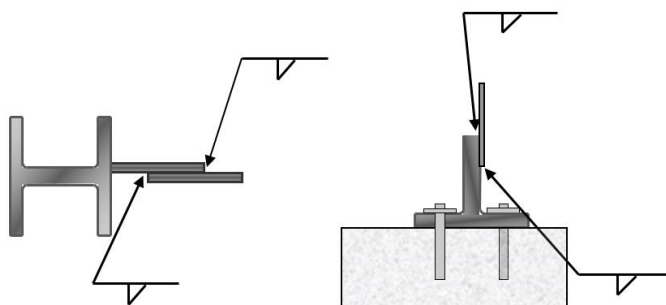
دیوار برشی فولادی به منظور مقاومت در برابر برش جانبی طبقه، لنگر ناشی از برش جانبی و همچنین کنترل دررفت سازه تعبیه می‌شود. این سیستم فقط برای مقابله در برابر بارهای جانبی طراحی و اجرا می‌شود و از آن انتظار نمی‌رود که در برابر بارهای ثقلی نیز مقاومت کند. لذا این سیستم فقط یک سیستم باربر جانبی است هر چند ستون‌های اطراف ورق و یا تیر طبقه ممکن است تحت اثر بارهای ثقلی قرار بگیرند. در شکل ۱-۲ به صورت شماتیک اجزای تشکیل دهنده یک دیوار برشی فولادی نمایش داده شده است که عبارتند از: ورق فولادی، قاب محیطی (تیر و ستون) و اتصالات (اتصال تیر به ستون و اتصال ورق به قاب محیطی). هرچند قاب در تحمل بارهای جانبی سیستم مشارکت دارد اما باربری اصلی در این سیستم بر عهده ورق فولادی است. به عبارت دیگر تامین مقاومت جانبی و سختی جانبی این سیستم عمدتاً بوسیله ورق تامین می‌شود. بنابراین عملکرد مطلوب یا نامطلوب دیوار برشی فولادی وابسته به رفتار ورق فولادی است. البته قاب محیطی بر عملکرد ورق تاثیرگذار است و باید از صلبیت لازم برای تامین رفتار مطلوب ورق برخوردار باشد. در بخش‌های بعدی در این خصوص توضیحات لازم ارائه خواهد شد. بنابراین برای تامین رفتار لرزه‌ای مناسب، هم ورق فولادی و هم قاب محیطی باید عملکرد مناسبی داشته باشند.



شکل ۱-۲: دیوار برشی فولادی

ورق فولادی با استفاده از ورق اتصال به قاب محیطی متصل می‌شود. هدف از اجرای این ورق که به نام Fishplate شناخته می‌شود آن است که بتوان به راحتی ورق فولادی را اجرا نمود. در کارخانه (محل ساخت قاب خارج از کارگاه یا محل کارگاه قبل از اجرا) ورق اتصال به تیر و ستون نصب می‌شود. سپس در محل کارگاه هنگام اجرای دیوار برشی فولادی، ورق فولادی بر روی Fishplate قرار داده می‌شود. با این کار می‌توان ورق فولادی را تنظیم نمود سپس جوشکاری لازم انجام می‌شود و یا اینکه با استفاده از پیچ اتصال لازم صورت می‌گیرد.

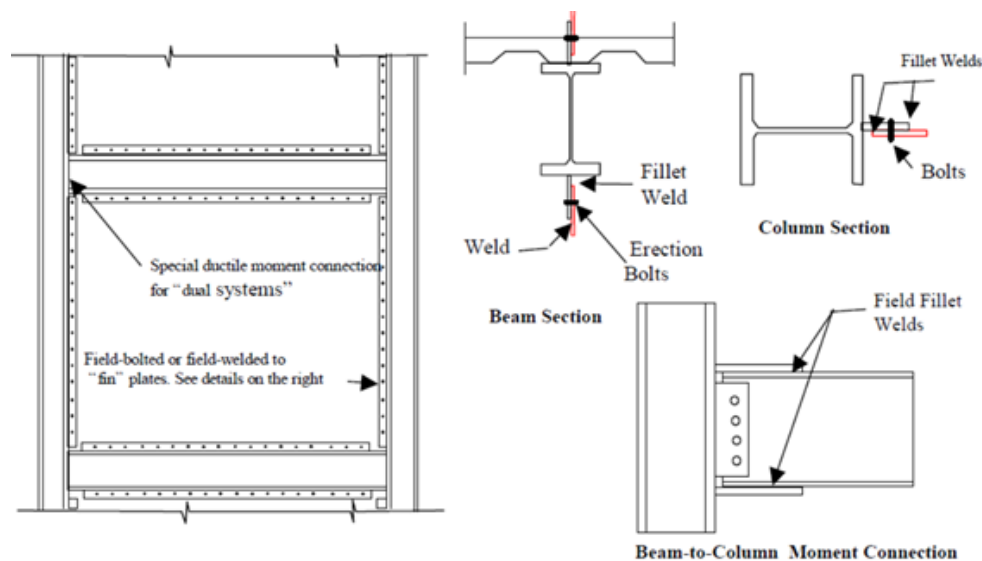
برای وضوح بیشتر در شکل ۲-۲ اتصال ورق فولادی به قاب محیطی نمایش داده شده است. در اجرا باید توجه نمود که میان صفحه ورق فولادی در راستای جان ستون باشد. عدم رعایت چنین نکته‌ای باعث می‌شود در ستون لنگرهای اضافی ناشی از تنش‌های اعمالی ورق به ستون ایجاد شود. از آنجا که ورق فولادی تنش‌های کششی زیادی را به قاب محیطی اعمال می‌کند لذا در محل اتصال به پی، ورق فولادی توسط یک نبشی یا سپری مهار شده در پی متصل می‌شود. اگر تنش‌های کششی زیاد است می‌توان در کف روی پی از پروفیل‌های قوی‌تری از جمله مقاطع I شکل استفاده نمود که می‌توانند در پی مدفون باشند و یا اینکه دقیقاً روی پی قرار بگیرند. عدم رعایت چنین نکات اجرایی منجر به عدم رفتار مطلوب دیوار برشی فولادی می‌شود.



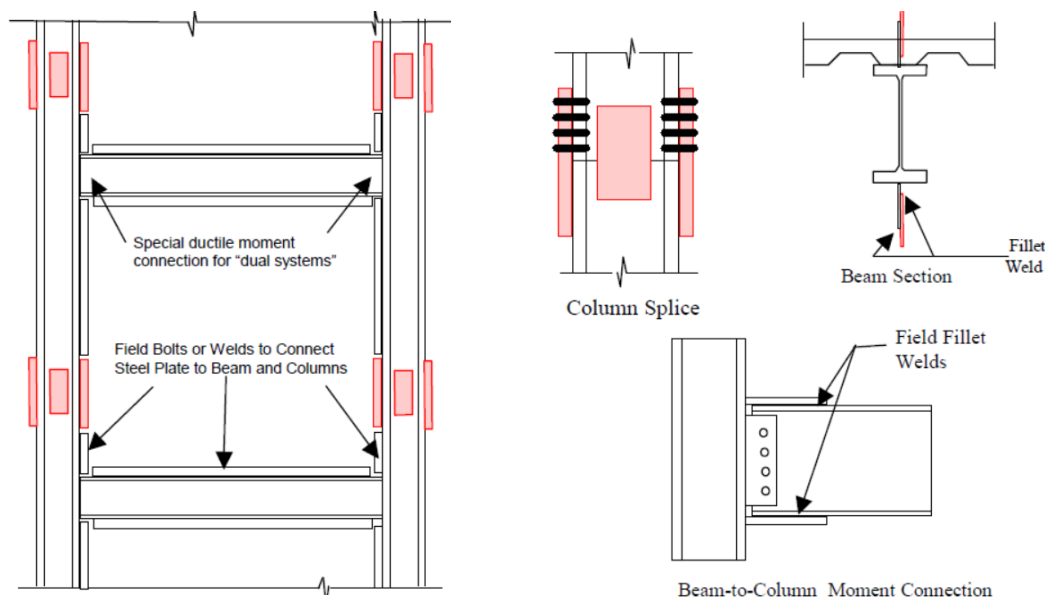
شکل ۲-۲: اتصال ورق فولادی به قاب محیطی (تیر، ستون، پی)

آستانه اصل در دانشگاه برکلی [9,10] طی مطالعات جامع جزئیات اجرایی را مانند شکل ۲-۳ پیشنهاد نمود. در این مطالعات پس از آزمایش‌های انجام شده و طی گزارش موسسه تحقیقاتی Steel Tip این جزئیات پیشنهاد شد. در این جزئیات از Fishplate پیوسته برای اتصال به ستون استفاده می‌شود و از نوع منقطع آن برای اتصال به تیر استفاده می‌شود. این جزئیات برای هر دو حالت اتصال با پیچ و اتصال با جوش قابل استفاده است. در شکل ۲-۴ همچنین

جزئیات اتصال دیوار برشی فولادی با وجود وصله ستون توسط این محقق پیشنهاد شده است. بسیاری از پژوهشگران و همچنین مجریان از این جزئیات اجرایی برای پروژه‌های عملی و همچنین مطالعات آزمایشگاهی استفاده می‌کنند.



شکل ۲-۳: جزئیات پیشنهادی توسط آستانه اصل [9]



شکل ۲-۴: جزئیات پیشنهادی توسط آستانه اصل با جزئیات وصله ستون [10]

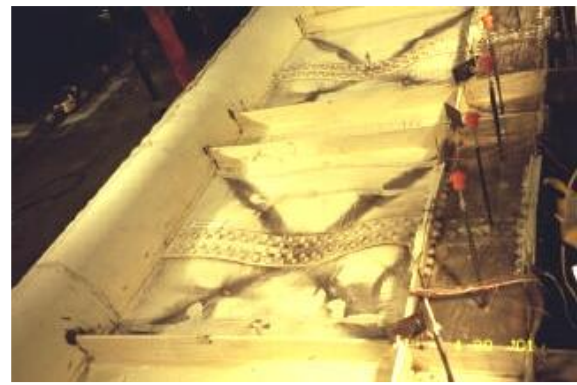
با توجه به اینکه ارتفاع طبقات ساختمان حدود سه متر است و عرض متغیر بین سه تا شش متر برای دیوار برشی فولادی استفاده می‌شود، ورق با چنین ابعادی در بازار یافت نمی‌شود. لذا مجریان اقدام به ساخت دیوار برشی

فولادی با استفاده از قراردادن دو ورق در کنار هم مانند شکل ۲-۵ می‌کنند. در چنین شرایطی، برای اتصال دو ورق به هم می‌توان از جوش نفوذی استفاده نمود و یا اینکه از وصله برای اتصال استفاده شود. مولفین استفاده از جوش نفوذی (لب به لب) را در چنین حالتی توصیه نمی‌کنند. زیرا اگر در جوش، ترک‌های ناخواسته‌ای ایجاد شود، تحت اثر بارهای رفت و برگشتی می‌تواند منجر به گسیختگی کل جوش شود. اما وجود وصله‌ها باعث می‌شود که دو ورق کاملاً پیوسته با هم عمل کنند.



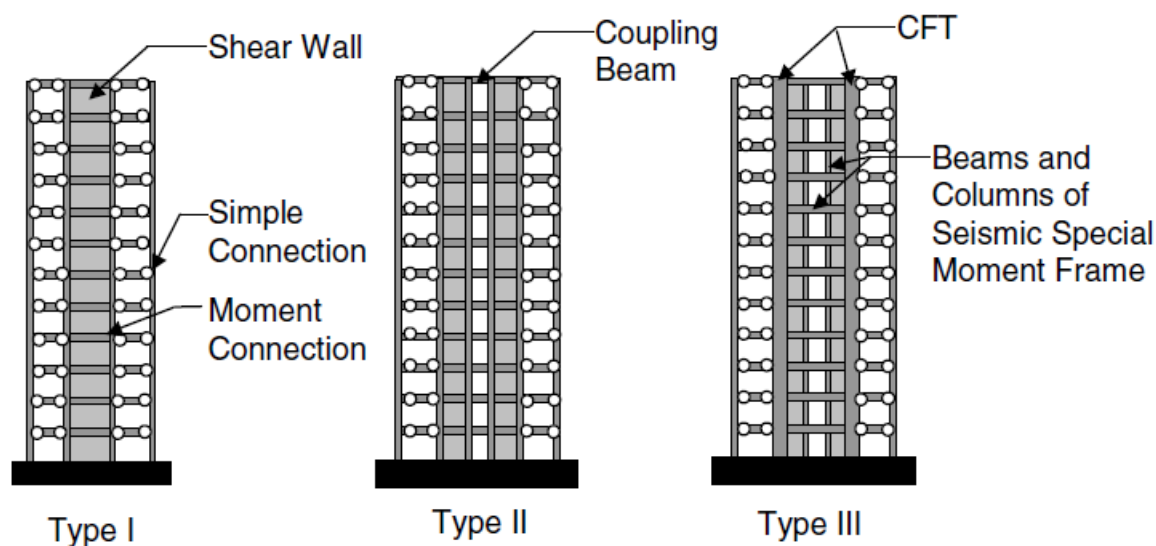
شکل ۲-۵: نمونه‌های اجرایی دیوار برشی فولادی [11]

شکل ۲-۶ مطالعه آزمایشگاهی آستانه اصل را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشخص است، وصله‌ها تا پایان آزمایش دچار گسیختگی نشده‌اند. عدم گسیختگی وصله‌ها تا پایان آزمایش حاکی از عملکرد موفق وصله‌ها است. لذا اتصال دو ورق با استفاده از وصله‌ها مخصوصاً با بکارگیری پیچ توصیه می‌شود.



شکل ۲-۶: مطالعه آزمایشگاهی آستانه اصل [10]

برای اتصال تیر به ستون در دیوار برشی فولادی از اتصال خمشی استفاده می‌شود. هر چند برخی پژوهشگران نشان داده‌اند که اتصال تیر به ستون تاثیری در رفتار دیوار برشی فولادی ندارد و می‌توان از اتصال ساده استفاده نمود [12,13]، بر اساس الزامات AISC در این سیستم باید از اتصال خمشی ویژه استفاده شود. باید توجه نمود که الزام اتصال خمشی ویژه در دیوار برشی فولادی محدود به قاب محیطی ورق فولادی است. قاب‌های خارج از صفحه دیوار می‌توانند مفصلی و یا خمشی باشند. اگر قاب‌های خارج از صفحه دیوار به صورت مفصلی اجرا شود کل بار جانبی به وسیله دیوار برشی فولادی تحمل می‌شود حال آنکه اگر قاب‌های خارج از صفحه دیوار به صورت خمشی طراحی و اجرا شود بار جانبی به نسبت سختی بین مجموعه قاب و دیوار توزیع می‌شود. در سازه‌های با تعداد طبقات کم اتصالات مفصلی خارج از صفحه دیوار منطقی است اما در سازه‌های با تعداد طبقات زیاد برای تامین مقاومت و سختی لازم است از سیستم دوگانه استفاده شود. در شکل ۷-۲ قابلیت‌های استفاده دیوار برشی فولادی برای حالات مختلف اتصال تیر به ستون نمایش داده شده است.



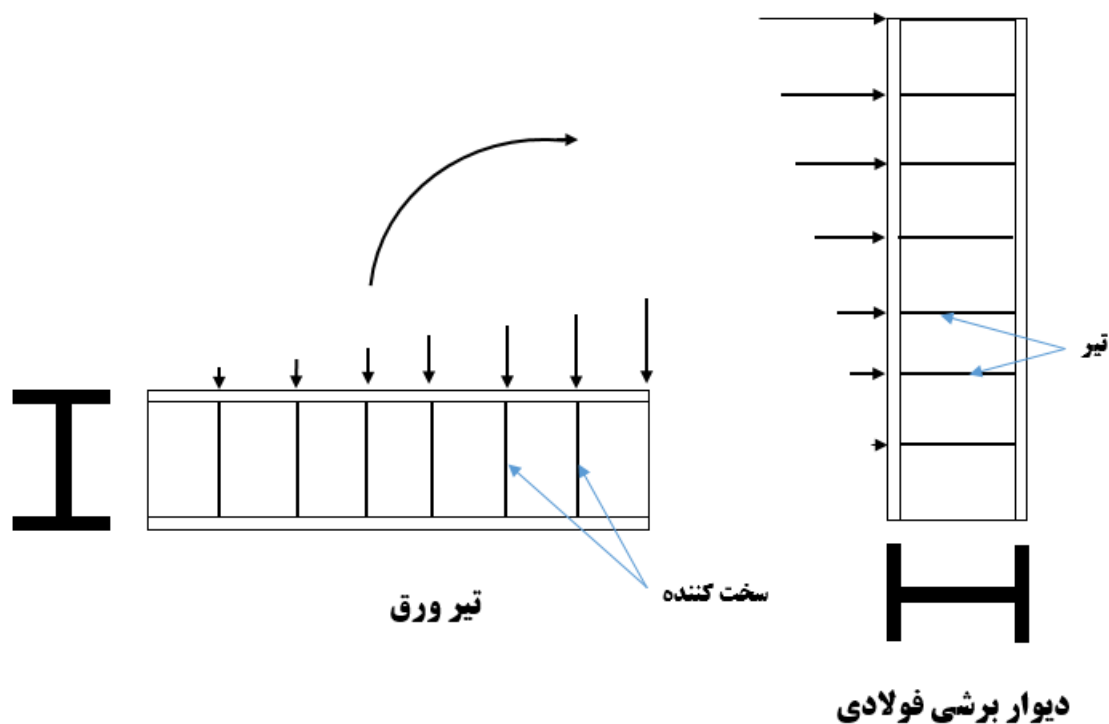
شکل ۷-۲: حالت‌های استفاده از دیوار برشی فولادی

برای سازه‌های بلند نیز باید از سیستم مخصوص سازه‌های بلند استفاده نمود. دیوار برشی فولادی قابلیت ترکیب با سایر سیستم‌ها را داراست. بر حسب رفتار مورد نیاز دیوار، برای جلوگیری از کمانش ورق فولادی، عموماً می‌توان از

سخت‌کننده‌های فولادی و یا دیوار مرکب استفاده نمود. در سال‌های اخیر روش‌های دیگری نیز برای بهبود رفتار سیستم پیشنهاد شده است که در فصل‌های بعد تشریح خواهد شد.

۲-۲ مبانی رفتار دیوار برشی فولادی

یک تیر ورق را در نظر بگیرد که متشکل از دو بال و سخت‌کننده‌های عرضی است. بسیاری از پژوهشگران رفتار دیوار برشی فولادی را همانند یک تیر ورق تصور می‌کنند که در آن، ستون‌های دیوار همانند بال‌های تیروورق و تیرهای دیوار همانند سخت‌کننده‌های عرضی تیروورق عمل می‌کنند که در شکل ۸-۲ نمایش داده شده است. این ایده با انتشار گزارش آستانه اصل در دانشگاه برکلی در سال ۲۰۰۲ مورد تأیید بسیاری از پژوهشگران قرار گرفت و سرمنشا بسیاری از تحقیقاتی قرار گرفت که بر مبنای این فرض استوار شدند. در این ایده فرض شد که در تیر ورق بارها به صورت متمرکز در محل وجود سخت‌کننده‌ها وارد می‌شود که در حالت دیوار برشی فولادی معادل بارهای جانبی که بر تراز طبقه اعمال می‌شوند. آستانه اصل استفاده از روابط طراحی تیروورق را برای طراحی دیوار برشی فولادی معتبر می‌دانست و بر اساس شرایط فشرده‌گی تیر ورق، ضوابط طراحی دیوار برشی فولادی را همانند ضوابط طراحی تیر ورق ارائه نمود.



شکل ۸-۲: تصور شباهت دیوار برشی فولادی و تیر ورق

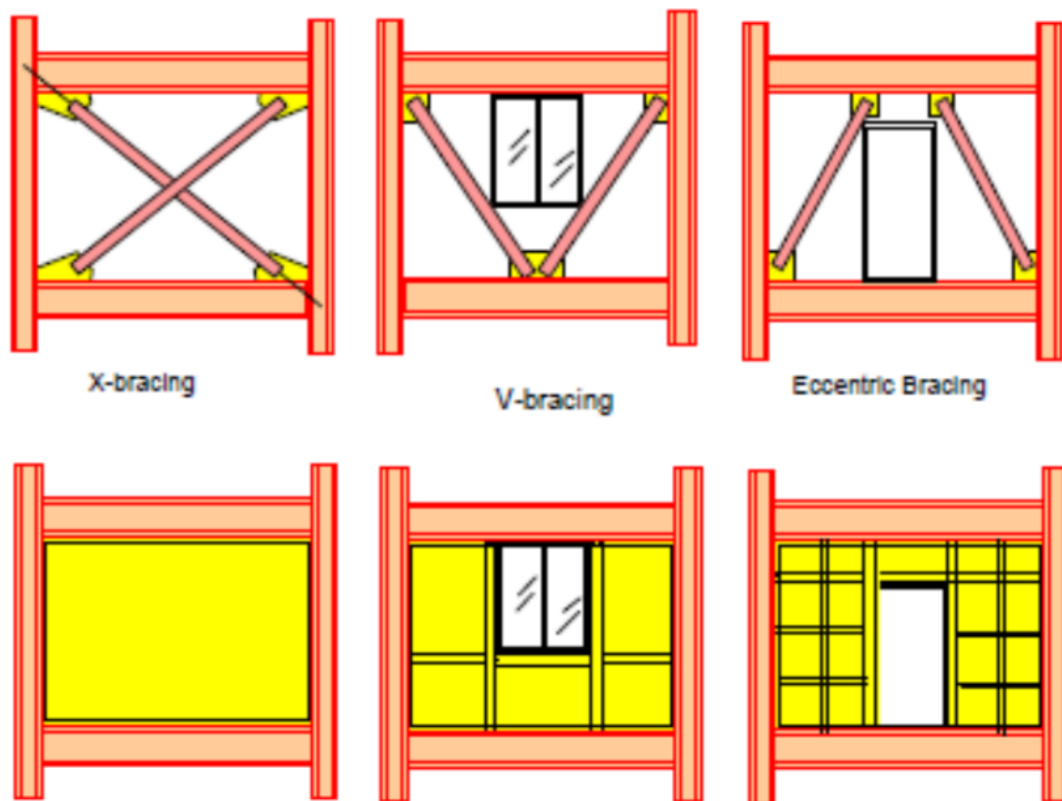
پس از معرفی رفتار دیوار برشی فولادی همانند رفتار تیر ورق، Bruneau در سال ۲۰۰۴ مقاله‌ای تحت عنوان "دیوار برشی فولادی، تیر ورق نیست" را منتشر نمود تا نشان دهد که شباهت بین دیوار برشی فولادی و تیروورق فقط جنبه ظاهری دارد و رفتار آنها بسیار با هم متفاوت است [14]. بر اساس این مقاله، ظرفیت برشی ورق از مجموع ظرفیت کمانشی و ظرفیت ناشی از رفتار پس کمانشی جان تیر ورق تامین می‌شود. در حالی که در دیوار برشی فولادی ظرفیت کمانشی ورق جان بسیار ناچیز است و از آن صرف نظر می‌شود. مهمترین اختلاف رفتاری تیر ورق و دیوار برشی در آن است که در دیوار برشی فولادی رفتار در ناحیه غیرخطی حائز اهمیت است حال آنکه در تیر ورق رفتار در ناحیه الاستیک مهم تر از رفتار در ناحیه غیرخطی است. علاوه بر آن صلبیت تیرها در مقایسه با ضخامت ورق بسیار بیشتر است که باعث ایجاد میدان کشش قطری در ورق می‌شود. علاوه بر آن، زوایه میدان کشش قطری در تیر ورق و دیوار برشی فولادی بسیار متفاوت است. پس از انتشار این مقاله در سال ۲۰۰۴ بیش‌تر پژوهشگران از این ایده تبعیت می‌کنند و با شناخت رفتار پس کمانشی دیوار برشی فولادی، شباهت تیر ورق و دیوار برشی فولادی را فقط شباهت ظاهری در نظر می‌گیرند.

۳-۲ مزایای دیوار برشی فولادی در مقایسه با سایر سیستم‌های مرسوم باربر جانبی

دیوار برشی فولادی در مقایسه با سایر سیستم‌های باربر جانبی از قبیل سیستم‌های مهاربندی و دیوار برشی بتن مسلح دارای مزایای قابل توجهی است. مزایای دیوار برشی فولادی باعث شده که استفاده از این سیستم در دنیا مخصوصاً در پروژه‌های استراتژیک و مهم در سطح وسیعی استفاده شود. در حال حاضر از سیستم دیوار برشی فولادی در دنیا در سطح وسیعی در پروژه‌های عملی استفاده می‌شود. رفتار ایمن و مطلوب این سیستم و همچنین اقتصادی بودن آن باعث ترغیب مجریان و طراحان برای بکارگیری آن شده است. انتظار می‌رود که حتی در کشورهای توسعه نیافته و یا در حال توسعه نیز این سیستم در سطح وسیعی مورد استفاده قرار گیرد. در حال حاضر در ایران نیز از این سیستم در پروژه‌های متعددی استفاده شده است و انتظار می‌رود در سال‌های آینده استفاده از آن بیشتر گسترش یابد. یکی از دلایل عدم استفاده وسیع از این سیستم در ایران، عدم آشنایی مهندسان طراح و مجری با ضوابط طراحی و اجرایی این سیستم است. در حال حاضر ضوابط طراحی دیوار برشی فولادی در مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد ۲۸۰۰ آورده

نشده است. امید است با ارائه الزامات طراحی آن در آیین‌نامه‌های ملی شاهد گسترش استفاده از آن در آینده نزدیک باشیم. به هر روی، ضوابط طراحی این سیستم در آیین‌نامه‌های معتبر دنیا از جمله AISC تشریح شده است. لذا بر اساس مفاد مندرج در استاندارد ۲۸۰۰، استفاده از این سیستم در ایران مجاز است.

دیوار برشی فولادی قابلیت اجرای بازشو همانند سایر سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله را داراست. یعنی بدون محدودیت اجرایی می‌توان در آن بازشو ایجاد نمود. این مزیت به صورت خلاصه در شکل ۲-۹ نمایش داده شده است. این قابلیت برای مهندسان معمار و همچنین مالکان ساختمان بسیار حائز اهمیت است.



شکل ۲-۹: قابلیت دیوار برشی فولادی در بازشوها [10]

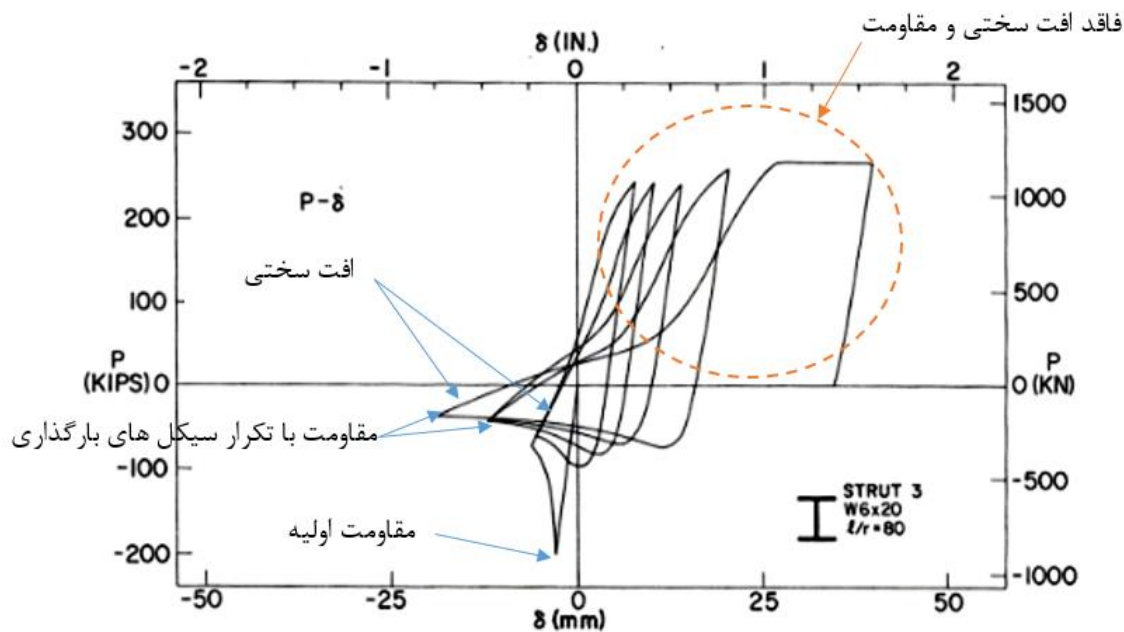
به کارگیری این سیستم در مقاوم‌سازی ساختمانهای قدیمی به راحتی انجام می‌شود و بدون اختلال در کاربری و بهره‌برداری ساختمان و عدم نیاز به تخلیه ساختمان، مقاوم‌سازی قابل انجام است. با توجه به ضخامت کم ورق فولادی و سادگی اجرای آن، به راحتی حتی در حین بهره‌برداری ساختمان قابل انجام است. در صورت آسیب دیدن پانل‌های برشی

در اثر زلزله، می‌توان به راحتی و بدون اخلاف در باربری سازه آنها را تعویض یا ترمیم نمود. این مزیت در مقایسه با سایر سیستم‌ها مخصوصاً دیوار برشی بتن مسلح و قاب‌های خمشی که در پای ستون طبقه اول مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود بسیار حائز اهمیت است.

در کنار مزایای عمومی بیان شده در بالا، قابلیت جذب انرژی زیاد، سختی و مقاومت جانبی بالای این سیستم از مزایای رفتاری دیوار برشی فولادی به شمار می‌روند. در ادامه، مقایسه دیوار برشی فولادی با سایر سیستم‌های باربر جانبی مرسوم ارائه می‌شود.

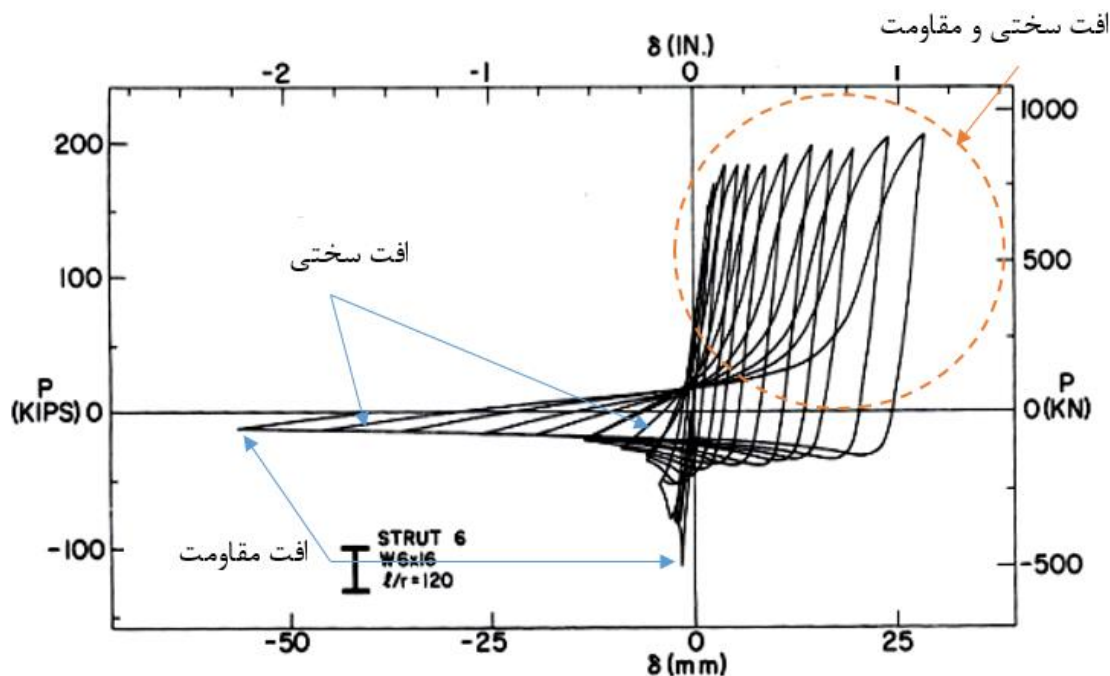
۱-۳-۲ مقایسه دیوار برشی فولادی با مهاربند همگرا

از مهمترین مزایای مهاربندهای همگرا سختی الاستیک بالای این سیستم است. همچنین سادگی اجرای این سیستم باعث شده بیش‌تر مجریان راغب به اجرای این سیستم باشند. با این وجود، سیستم مهاربندی همگرا دارای معایب عمده‌ای هم از نظر رفتار در برابر بارهای لرزه‌ای و هم از نظر اجرایی (و مشکلات معماری) است. این سیستم دارای منحنی هیستریزیس نامناسب و شکل‌پذیری کم و در نتیجه قابلیت جذب انرژی پایینی است. تحت اثر بارهای رفت و برگشتی، کمانش عضو فشاری باعث می‌شود که سیستم مهاربند دچار افت سختی و مقاومت شود. در شکل ۲-۱۰ یک منحنی هیستریزیس برای عضو مهاربندی تحت اثر بارهای محوری در المان قطری نمایش داده شده است. همان گونه که از این شکل نمایان است در شروع بارگذاری، سختی و مقاومت سیستم بسیار بیشتر از چرخه‌های پایانی آن است. با تکرار چرخه‌های بارگذاری، شیب نمودار که معرف سختی است کاهش پیدا می‌کند و همچنین مقاومت سیستم نیز به شدت کاهش پیدا می‌کند. اما در ناحیه تحت کشش افت چندانی مشاهده نمی‌شود. بنابراین افت سیستم ناشی از کمانش قطری مهاربند تحت اثر نیروی فشاری است. هر چقدر مساحت زیر منحنی در ناحیه فشاری ناشی از افت و سختی کاهش پیدا کند، جذب انرژی سیستم نیز کاهش پیدا می‌کند [15].



شکل ۲-۱۰: افت سختی و مقاومت مهاربند با لاغری کم [15]

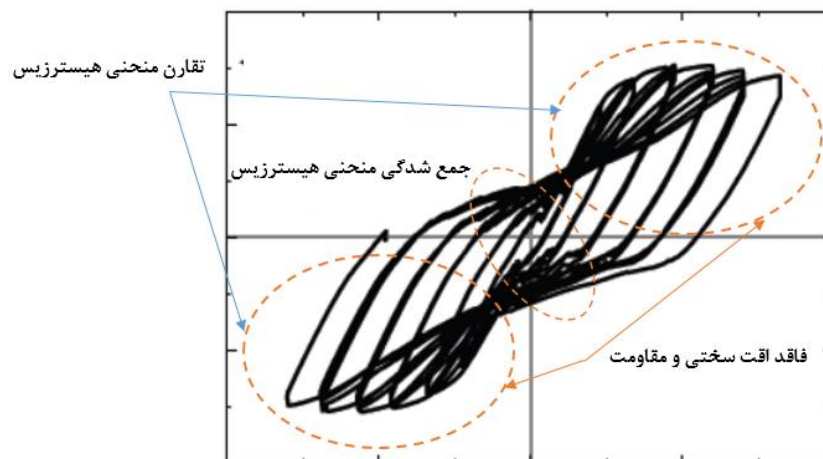
هر چقدر لاغری قطری مهاربند بیشتر شود، مقدار افت سختی و مقاومت سیستم بیشتر می‌شود که به صورت شماتیک در شکل ۲-۱۱ نمایش داده شده است. در ناحیه فشاری، افت مقاومت کاملاً مشهود است که به شدت جذب انرژی را نیز کاهش می‌دهد. هر چند آیین‌نامه‌ها ضوابط سخت گیرانه‌ای برای مهاربندهای همگرای ویژه تدوین کرده‌اند، اما حتی اعمال چنین ضوابطی نمی‌تواند مانع افت مقاومت، سختی و جذب انرژی سیستم باشد. علاوه بر آن، هر چند استفاده از میراگرهای فولادی، به خصوص میراگرهای غیرفعال برشی، باعث بهبود منحنی هیستریزیس مهاربند می‌شود اما کاهش قابل ملاحظه‌ای سختی را نیز به همراه دارد [16].



شکل ۲-۱۱: افت سختی و مقاومت مهاربند با لاغری زیاد [15]

منحنی هیستریزیس یک دیوار برشی فولادی در شکل ۲-۱۲ نمایش داده شده است. این شکل نشان می‌دهد که منحنی هیستریزیس دیوار برشی فولادی در ناحیه کششی و فشاری متقارن و فاقد افت است. در ناحیه میانی منحنی هیستریزیس دیوار برشی فولادی مقداری جمع‌شدگی نمایان است که ناشی از کمانش برشی ورق فولادی است. این جمع‌شدگی مقداری از جذب انرژی را نسبت به دیوار دارای سخت‌کننده کاهش می‌دهد. اما در مقایسه با سایر سیستم‌های مرسوم باربر جانبی، جذب انرژی آن قابل ملاحظه است و افت آن محسوس نیست. دیوار برشی فولادی تحت بارهای جانبی دچار افت سختی و مقاومت نمی‌شود.

دیوار برشی فولادی دارای سختی الاستیک چندین برابر مهاربندهای همگراست. معمولاً سیستم‌هایی که سختی الاستیک بالایی دارند، شکل‌پذیری پایینی خواهند داشت اما دیوار برشی فولادی دارای سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی بسیار بالایی است. بنابراین رفتار این سیستم، از هر نظر نسبت به سیستم مهاربند همگرا ارجح است.



شکل ۲-۱۲: منحنی هیستریزیس دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده

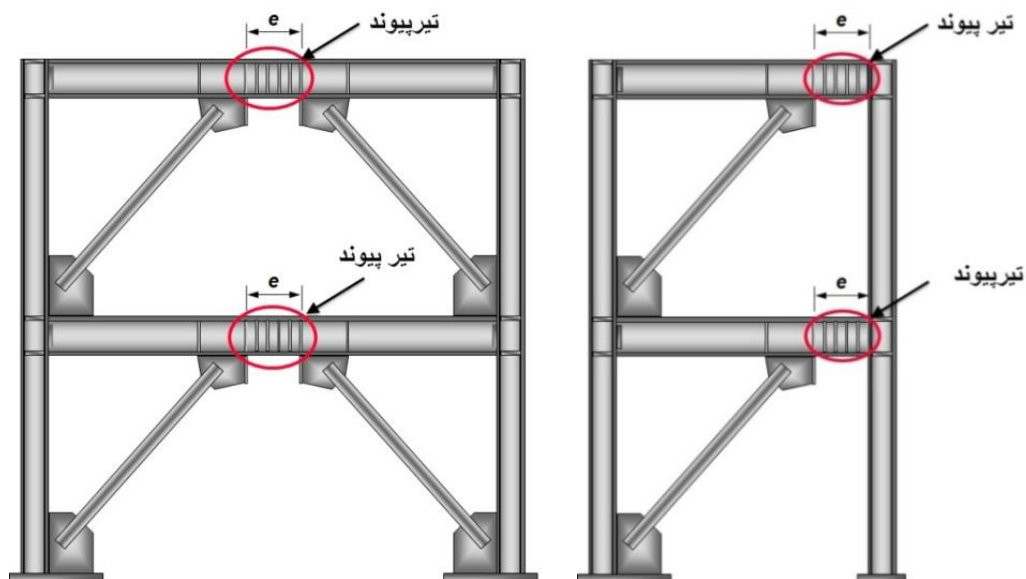
هر چند استفاده از مهاربندهای کمانش تاب^۱ نقص‌های رفتاری مهاربند همگرا مخصوصاً شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی را جبران می‌کند، اما باید توجه نمود که سختی و مقاومت آنها بسیار کمتر از دیوار برشی فولادی است. بنابراین می‌توان گفت که دیوار برشی فولادی ایمن‌تر و اقتصادی‌تر از این سیستم است.

۲-۳-۲ مقایسه دیوار برشی فولادی با مهاربند واگرا

مهمترین مزیت مهاربند واگرا، رفتار شکل‌پذیر آن با تکیه بر تشکیل مفصل پلاستیک در تیر پیوند است. در شکل ۲-۱۳ دو نوع مهاربند واگرا مرسوم نشان داده شده است. عملکرد مهاربند واگرا متکی به تیر پیوند است. بنابراین تیر پیوند از حساسیت بالایی برخوردار است. بر اساس نوع عملکرد تیر پیوند، سه نوع مفصل پلاستیک می‌تواند در آن تشکیل شود که عبارتند از: مفصل پلاستیک برشی (تیر پیوند کوتاه)، مفصل پلاستیک برشی-خمشی (تیر پیوند متوسط)، و مفصل پلاستیک خمشی (تیر پیوند بلند). تیر پیوند با عملکرد برشی بهترین رفتار را در مقایسه با سایر مهاربندهای واگرا دارد و هر چه قدر طول تیر پیوند بلندتر شود یعنی از رفتار برشی به رفتار خمشی نزدیک شود عملکرد آن دچار افت می‌شود. در یک طراحی مناسب، مفصل پلاستیک در تیر پیوند تشکیل می‌شود و سایر اعضا سازه‌ای در ناحیه الاستیک باقی می‌مانند. در یک چنین طرحی، از مهاربند واگرا انتظار می‌رود که شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی بالایی در

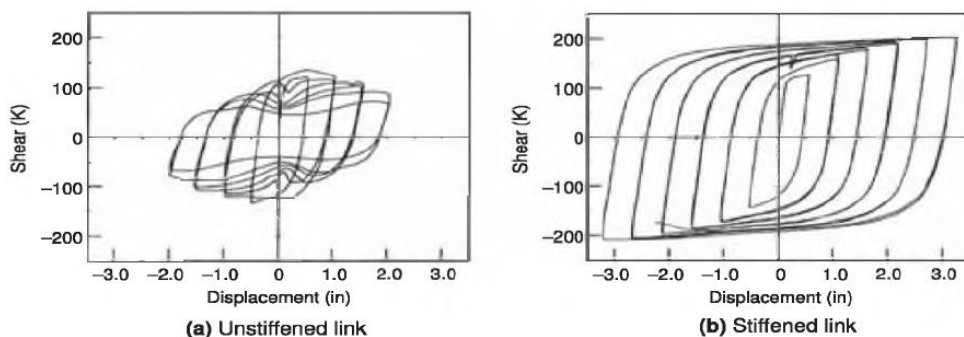
^۱ Buckling Restraint Bracing (BRB)

سیستم تامین کند. جذب انرژی و شکل‌پذیری بالای سیستم مهاربند واگرا با تکیه بر رفتار تیر پیوند باعث یک رفتار هیسترتیک مطلوب بدون افت سختی و مقاومت در سیستم می‌شود.



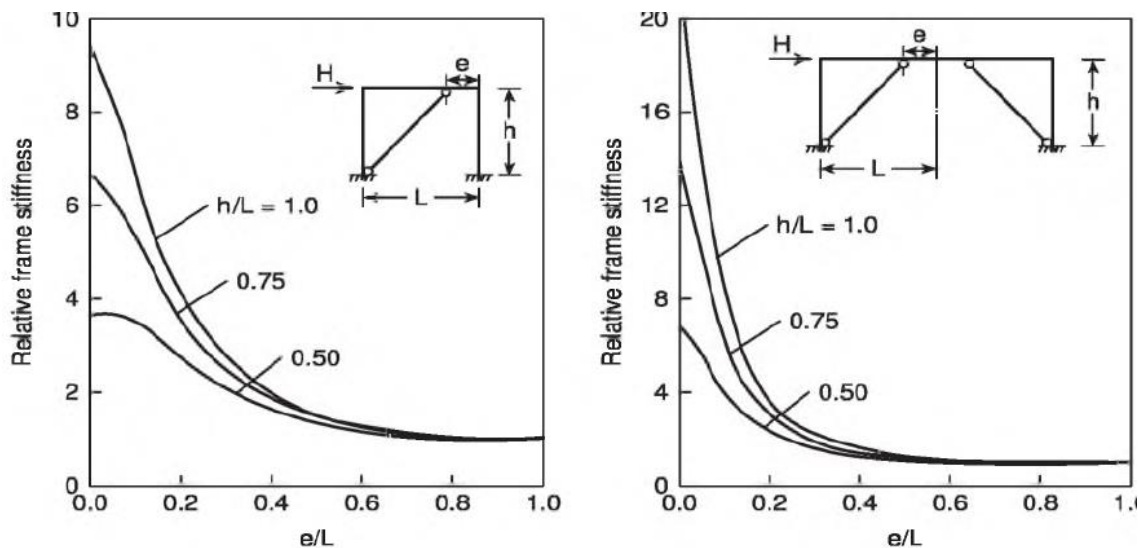
شکل ۲-۱۳: تیر پیوند در مهاربندهای واگرا [15]

در شکل ۲-۱۴ منحنی هیستریزیس مهاربند واگرا نمایش داده شده است. همان گونه که از این شکل نمایان است مهاربند واگرا دارای رفتار بسیار مطلوبی است. افت جذب انرژی که در دیوار برشی فولادی ناشی از کمانش ورق فولادی دیده می‌شود در مهاربند واگرا به چشم نمی‌خورد. باید توجه نمود که هر چند حلقه‌های هیستریزیس مهاربند واگرا منظم‌تر از دیوار برشی فولادی است اما سطح زیر منحنی دیوار برشی فولادی بسیار بیشتر از مهاربند واگراست. لذا جذب انرژی دیوار برشی فولادی به طور قابل ملاحظه‌ای از مهاربند واگرا بیشتر است.



شکل ۲-۱۴: منحنی هیستریزیس تیر پیوند با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده [15]

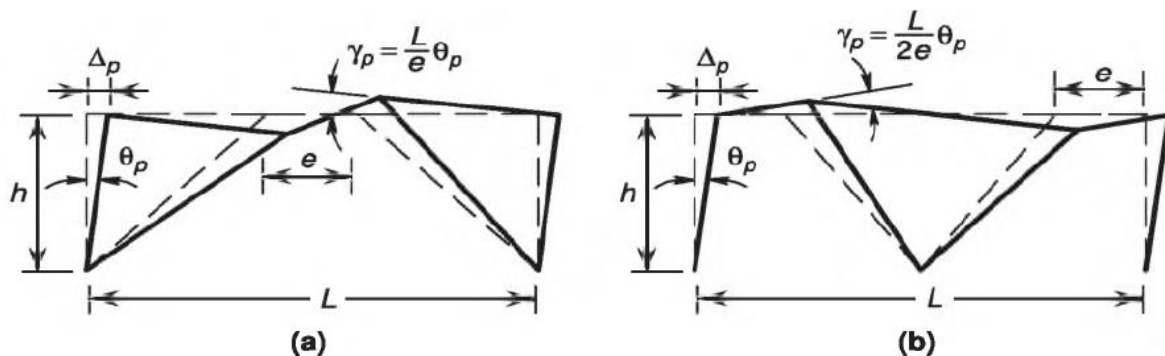
سختی مهارندهای واگرا همان گونه که در شکل ۲-۱۵ نمایش داده شده است وابسته به نسبت طول به ارتفاع قاب و همچنین عملکرد تیر پیوند است. مهاربند واگرا نسبت به مهاربند همگرا سختی و مقاومت جانبی کمتری دارد.



شکل ۲-۱۵: سختی مهارندهای واگرا [15]

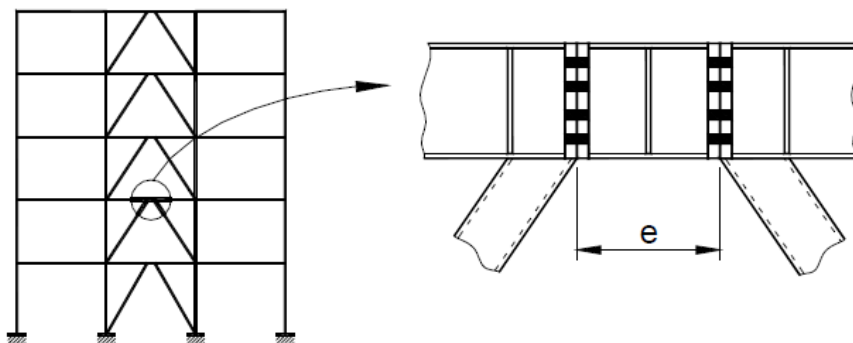
سختی و مقاومت جانبی مهاربند همگرا بیشتر از مهارندهای واگرا است. از طرفی دیوار برشی فولادی دارای سختی و مقاومت جانبی بسیار بیشتر از مهارندهای همگراست. بنابراین سختی و مقاومت دیوار برشی فولادی نسبت به مهاربند واگرا بسیار قابل ملاحظه است.

سیستم مهاربند واگرا دارای برخی معایب نیز هست. در مهارندهای واگرا با تیر پیوند افقی همانند شکل ۲-۱۶ انتظار می‌رود که مفصل پلاستیک در تیر پیوند تشکیل شود و سایر اعضا در ناحیه الاستیک باقی بماند. با توجه به اینکه تیر در سقف مدفون است، در زلزله‌های نه چندان شدید به کف سازی آسیب می‌رساند و در زلزله‌های شدید حتی اگر عملکرد مناسبی داشته باشد، تعمیر یا تعویض تیر پیوند پس از زلزله، با توجه به اینکه جزئی از تیر اصلی طبقه است و در سقف مدفون است بسیار مشکل است. اما در خصوص دیوار برشی فولادی حتی با امکانات محدود نیز تعمیر و تعویض ورق فولادی پس از زلزله به راحتی قابل انجام است. این مقایسه برتری دیوار برشی فولادی را به وضوح نشان می‌دهد.



شکل ۱۶-۲: دوران تیر پیوند

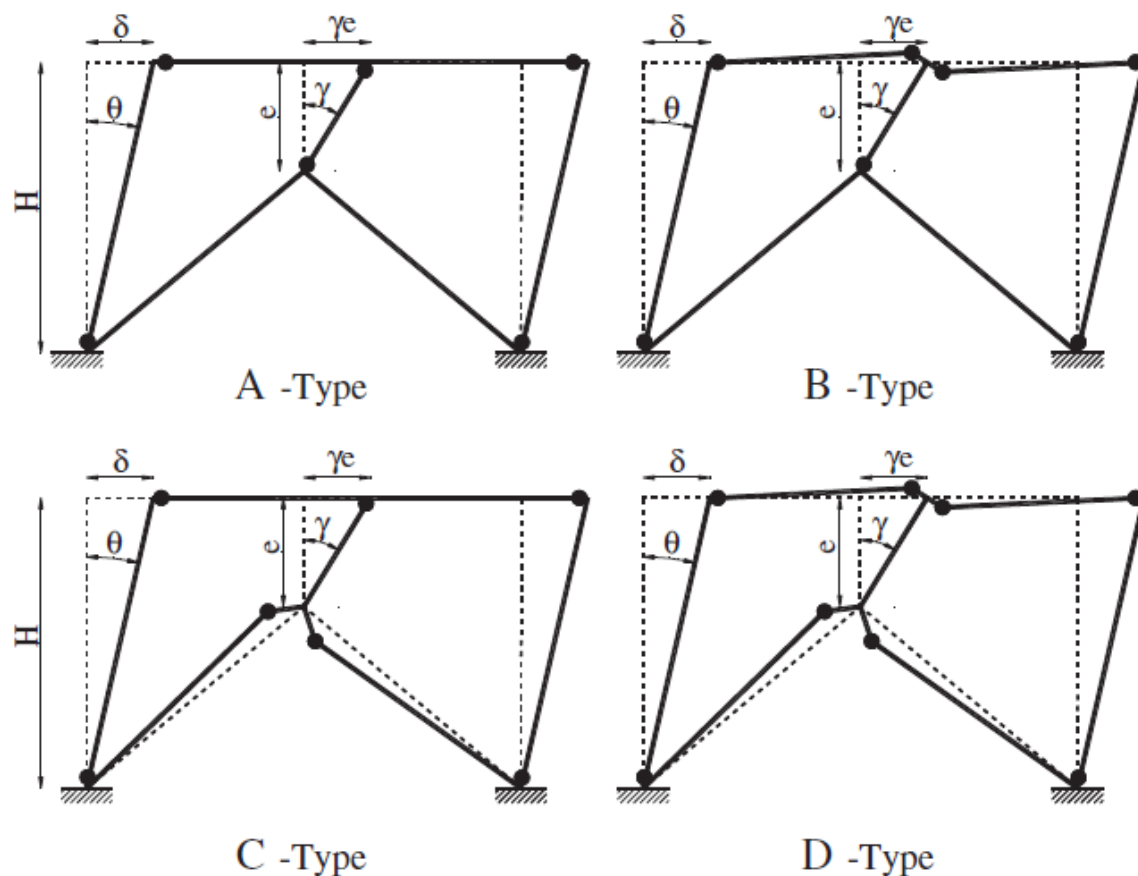
هر چند همانند شکل ۱۷-۲ تیرهای پیوند قابل تعویض پیشنهاد شده است اما به هر حال تیر اصلی طبقه در سقف مدفون است. علاوه بر آن تیر طبقه تحت اثر بار ثقیلی نیز هست. برای تعویض تیر پیوند باید به نحوی سقف مهار شود تا بتوان تیر را تعویض نمود. استفاده از چنین امکاناتی فقط برای سازه‌های خاص به صرفه خواهد بود و چه بسا تخریب و ساخت مجدد سازه ارزانتر باشد.



شکل ۱۷-۲: نمای تیر پیوند قابل تعویض

پژوهشگران برای بهبود سیستم مهاربند واگرا، استفاده از تیر پیوند قائم را پیشنهاد نموده‌اند. تعمیر و تعویض این نوع تیر پیوند به مراتب ساده‌تر از تیر پیوند افقی است. اما همان‌گونه که در شکل ۱۸-۲ نشان داده شده است، در این نوع مهاربند نیز امکان تشکیل مفصل پلاستیک در تیر اصلی طبقه وجود دارد (حالت‌های B-Type و D-Type). در این شکل، انواع حالت‌های تشکیل مفصل پلاستیک در مهاربند واگرا با لینک قائم نمایش داده شده است.

هر چند استفاده از تیرهای پیوند قائم باعث می‌شود که تعویض آنها پس از زلزله به راحتی انجام شود اما باعث کاهش مقاومت و سختی جانبی در مقایسه با تیرهای پیوند افقی می‌شود [16, 17]. از آنجا که دیوار برشی فولادی دارای سختی و مقاومت بسیار بیشتری از مهاربند واگرا با تیر پیوند افقی است لذا می‌توان چنین بیان نمود که دیوار برشی فولادی همواره بر مهاربند واگرا برتری دارد.

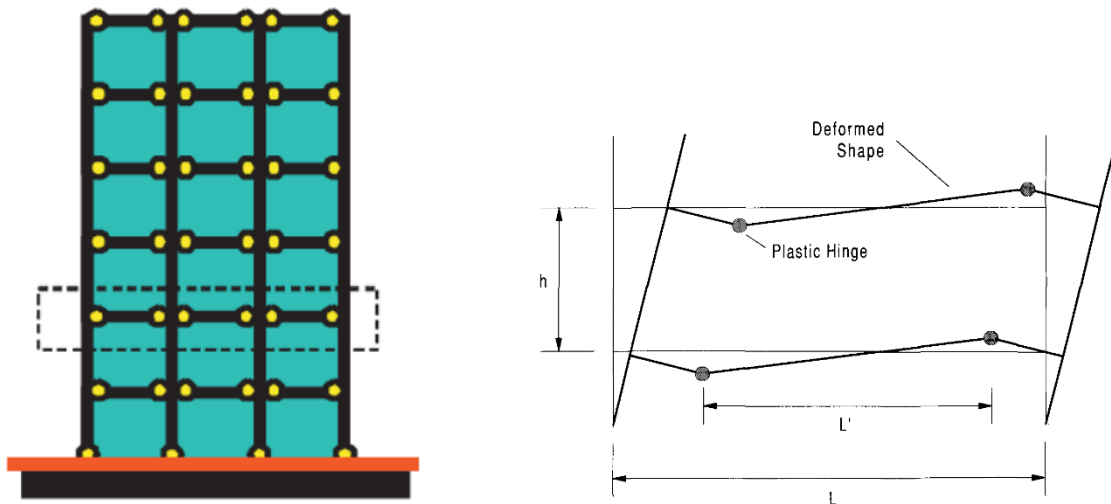


شکل ۲-۱۸: عملکرد تشکیل مفصل پلاستیک در مهاربند واگرا با تیر پیوند قائم

۳-۳-۲ مقایسه دیوار برشی فولادی با قاب خمشی فولادی

از جنبه‌های معماری و همچنین سلیقه مالک سیستم قاب خمشی از بهترین سیستم‌های باربر جانبی است. با توجه به اینکه در این سیستم محدودیت معماری ایجاد نمی‌شود لذا بسیار مطلوب مهندسین معمار و مالکان خواهد بود. از نظر عملکرد لرزه‌ای نیز، قاب خمشی فولادی دارای شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی بالایی است. جذب انرژی

مطلوب و عملکرد شکل‌پذیر این سیستم با تشکیل مفصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیرهای طبقات و پای ستون طبقه اول ایجاد می‌شود (شکل ۱۹-۲).

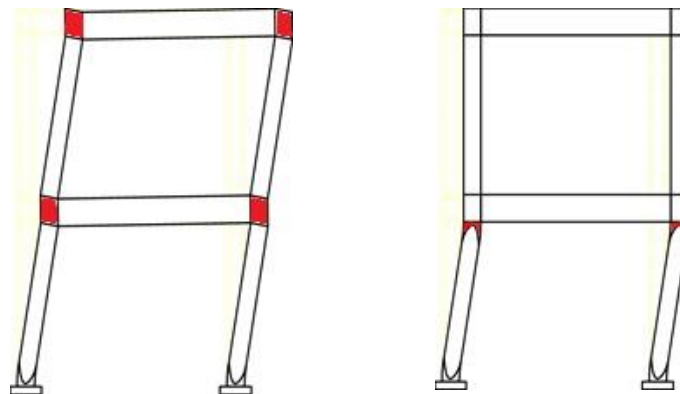


شکل ۱۹-۲: تشکیل مفصل پلاستیک در قاب خمشی

یکی از بزرگترین معایب قاب خمشی فولادی، سختی کم آن نسبت به سیستم‌های مهاربندی است. سختی پایین قاب خمشی باعث می‌شود که در سازه‌های بلند کنترل دررفت به راحتی میسر نشود و کنترل دررفت حاکم بر طراحی شود. علاوه بر آن، تشکیل مفصل پلاستیک در تیر (در بهترین حالت عملکرد قاب) مشکلات زیادی برای تعمیر یا تعویض پس از زلزله را در بر خواهد داشت که در بخش قبل به آن پرداخته شد. بنابراین بدون شک، تعمیر یا تعویض تیر طبقه که باربر ثقیلی نیز است بسیار دشوار، هزینه‌بر و در برخی موارد غیر ممکن است. تعمیر و تعویض ستون طبقه اول مشکلات چند برابر تعویض و یا تعمیر تیر طبقه را دربر خواهد داشت. این در حالی است که دیوار برشی فولادی از مقاومت جانبی و سختی جانبی بسیار بیشتری از قاب خمشی برخوردار است و همچنین شکل‌پذیری همانند قاب خمشی دارد. علاوه بر آن با توجه به مساحت بسیار بیشتر زیر منحنی هیستریزس، قابلیت جذب انرژی دیوار برشی فولادی بیشتر از قاب خمشی است. بسیاری از پژوهشگران گزارش کرده‌اند که استفاده از دیوار برشی فولادی در مقایسه با قاب خمشی باعث صرفه جویی معادل ۵۰٪ حجم مصالح خواهد شد [18]. این درصد کاهش حجم مصالح فولادی بسیار قابل ملاحظه است. پس می‌توان چنین بیان نمود که دیوار برشی فولادی هم از نظر رفتاری و هم از جنبه‌های اقتصادی بر قاب خمشی فولادی ارجحیت دارد. با افزایش تعداد طبقات ساختمان این برتری نمود بیشتری پیدا خواهد کرد. کاهش ۵۰٪ مصالح

فولادی به طور مستقیم منجر به کاهش هزینه‌های مصالح و به صورت غیرمستقیم بر کاهش دستمزدهای ساخت و اجرا تاثیر خواهد داشت.

در طراحی و اجرای قاب‌های خمشی باید بسیار دقت نمود زیرا خطاهای اجرایی و محاسباتی می‌تواند منجر به آن شود که مفصل پلاستیک به جای تیر، در چشمه اتصال و یا ستون تشکیل (شکل ۲-۲۰). در چنین شرایطی، تشکیل مفصل پلاستیک می‌تواند منجر به انهدام کل سازه شود که باعث ایجاد خسارات جبران ناپذیر می‌شود.



شکل ۲-۲۰: تشکیل مفصل پلاستیک قاب خمشی در ستون یا چشمه اتصال به دلیل طرح و اجرای ناصحیح [5]

باید به این نکته توجه نمود که در ساختمان‌های با تعداد طبقات بالا، معمولاً از سیستم دوگانه استفاده می‌شود. بنابراین حتی در صورت استفاده از دیوار برشی فولادی باید از ترکیب دیوار برشی فولادی و قاب خمشی استفاده نمود. در چنین حالتی، هر چند مقاطع تیر و ستون ضعیف‌تری برای مجموعه قاب لازم است اما مشکلات اجرایی اتصالات خمشی پابرجاست. حال در ساختمان‌های میان مرتبه می‌توان از اتصالات مفصلی برای قاب‌های خارج از دهانه دیوار استفاده نمود که به طور قابل ملاحظه‌ای مشکلات اجرایی کاهش پیدا می‌کند.

۴-۳-۲ مقایسه دیوار برشی فولادی با دیوار برشی بتن مسلح

به دلیل سختی و مقاومت بالای دیوار برشی بتن مسلح نسبت به سیستم‌های مهاربندی، طراحان از این سیستم در قاب‌های فولادی استفاده می‌کنند. در ساختمان‌های با تعداد طبقات کم استفاده از دیوار بتن مسلح معمولاً به صرفه نیست اما با افزایش تعداد طبقات نسبت به سیستم‌های مهاربندی اقتصادی تر خواهد بود. البته اقتصادی بودن این

سیستم نسبت به سیستم‌های مهاربندی نسبی است. زیرا قیمت تمام شده سیستم‌ها وابسته به قیمت فولاد، سیمان، و همچنین دستمزدهای ساخت و اجرا خواهد بود. اما بدون شک اجرای دیوار برشی بتن مسلح مشکلات اجرایی به مراتب بیشتری از سیستم‌های مهاربندی دارد. یکی از معضلات ساخت دیوار برشی بتنی در قاب بتنی اتصال دیوار به قاب است که مشکلات زیادی را به همراه دارد. در این زمینه قبلاً مطالعات جامعی منتشر شده است [19].

دیوار برشی فولادی در مقایسه با دیوارهای برشی بتن مسلح بسیار سبک تر بوده که باعث کاهش نیروهای متناسب با جرم سازه (در طراحی به نام برش پایه لحاظ می‌شود) می‌شود. این کاهش نیرو علاوه بر کاهش مقاطع تیر و ستون، به طور قابل ملاحظه ای بر اقتصاد طرح تاثیر گذار خواهد بود. با کاهش برش پایه و نیروهای جانبی نیروهای اعمالی به پی نیز کاهش پیدا می‌کند لذا مقطع مورد نیاز پی نیز کاهش خواهد یافت.

سرعت ساخت دیوار بتن مسلح مخصوصاً در فصل سرد بسیار کمتر از دیوار برشی فولادی است. برای دیوار بتن مسلح لازم است ابتدا آرماتوربندی انجام شود سپس قالب بندی اجرا می‌شود و در صورت انجام درست موارد بیان شده اقدام به بتن ریزی می‌شود. پس از آن باید قالب برداری انجام شود. با توجه به امکانات اجرایی و همچنین مشکلات اجرایی، بتن ریزی دیوار هر طبقه به ترتیب و جداگانه انجام می‌گیرد مگر در حالات خاص که چند طبقه با هم بتن ریزی شود. بتن ریزی مرحله ای هر طبقه قاعدتاً زمانی زیادی را صرف خواهد کرد. اما در خصوص دیوار برشی فولادی، اگر تیم اجرایی در دسترس باشد می‌توان کل طبقات را همزمان اجرا نمود. با توجه به اینکه اجرای ورق‌های فولادی به راحتی و با سرعت قابل انجام است لذا با تیم های کوچک اجرایی نیز می‌توان در کمترین زمان ممکن کل دیوار طبقات را اجرا نمود که سرعت ساخت سازه و اتمام عملیات اجرایی را به طور چشمگیری بهبود خواهد بخشید. کاهش مدت زمان ساخت ساختمان بر اقتصاد طرح به صورت مستقیم و غیرمستقیم تاثیرگذار خواهد بود.

از جنبه‌های معماری مزیت دیوار برشی فولادی در مقایسه با دیوار برشی بتن مسلح بسیار چشمگیر است. به علت ضخامت کم ورق فولادی، فضای اشغال شده توسط دیوار فولادی به حداقل می‌رسد. بنابراین همواره مهندسان معمار و همچنین مالک ترجیح خواهند داد از دیوار برشی فولادی (در صورت تائید مهندس طراح سازه) به عنوان یک سیستم مناسب جایگزین برای دیوار برشی بتن مسلح استفاده شود. این مزیت مخصوصاً در مکان‌هایی که قیمت زمین گران است و یا اینکه محدودیت فضا وجود دارد به شدت حائز اهمیت است.

پس زلزله، در صورت عملکرد مطلوب دیوار برشی بتن مسلح قطعا دیوار نیاز به تعمیر خواهد داشت. این مسئله از بزرگترین ضعف های دیوار بتن مسلح است. تعمیر و تقویت دیوار بتن مسلح با توجه به امکانات اجرایی ایران تقریبا به صرفه نخواهد بود. چه بسا تخریب دیوار و اقدام به ساخت مجدد آن اقتصادی تر از تعمیر آن است. دیوار برشی فولادی پس از زلزله به راحتی و به سرعت قابل تعمیر یا تعویض است. این نکته برتری دیوار برشی فولادی را نشان می دهد.

۴-۲ محدودیت های دیوار برشی فولادی

دیوارهای برشی فولادی مرسوم شامل دیوار با سخت کننده و بدون سخت کننده در آیین نامه های معتبر دنیا به رسمیت شناخته شده اند. در دیوارهای بدون سخت کننده یا به اصطلاح دیوار سخت نشده، رفتار پس کمانشی ورق باعث ایجاد تنش های عظیمی در قاب محیطی می شود. بنابراین ابعاد ستون های بزرگی برای اطراف ورق فولادی نیاز است که از جنبه های اجرایی (جوشکاری، حمل و نصب) مشکلاتی را به همراه خواهد داشت که خوشایند مجریان ناست. هر چند استفاده از سخت کننده ها باعث کاهش نیاز مقطع ستون می شود اما همچنان ستون های اطراف ورق فولادی در سیستم دیوار برشی فولادی نسبت به سیستم های مهاربندی و دیوار برشی بتن مسلح بسیار بزرگ تر خواهد بود.

ضعف دیگری که این سیستم نسبت به سیستم های مهاربندی و دیوار برشی بتن مسلح دارد آن است که این سیستم در سازه های با ارتفاع کم از جنبه های اقتصادی و اجرایی قابل توجیه نیست. برای ساختمان های مسکونی مرسوم (دو تا چهار طبقه) با توجه به ابعاد ستون اطراف ورق، این سیستم به هیچ وجه توجیه اقتصادی ندارد. البته سیستم های جدید دیوار برشی فولادی این نقیصه را برطرف کرده اند اما هنوز در آیین نامه های معتبر دنیا به رسمیت شناخته نشده اند.

فصل سوم:

دیوار برشی فولادی سخت نشده

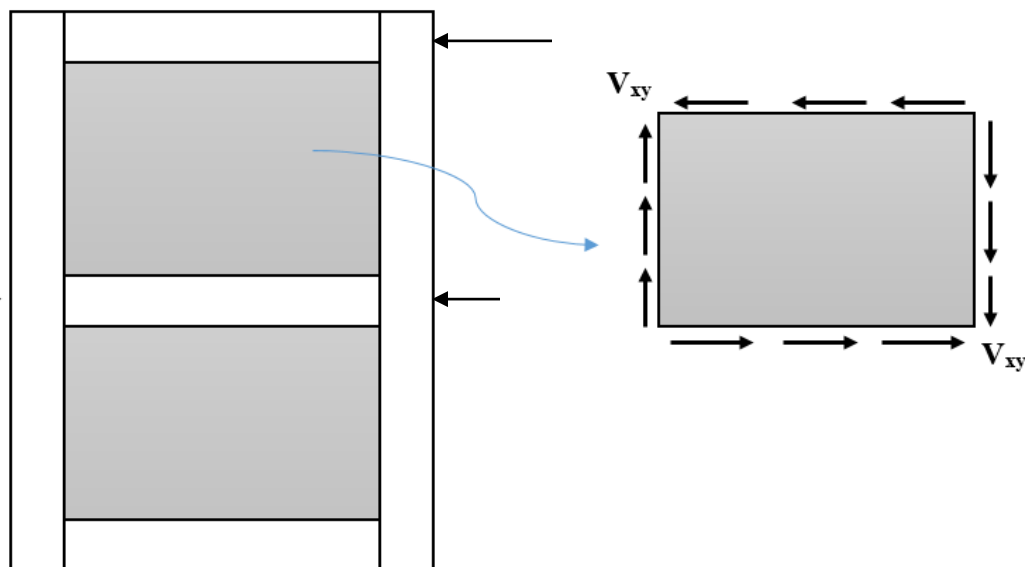
فصل سوم: دیوار برشی فولادی سخت نشده

مقدمه

در فصل‌های گذشته کلیات و رفتار دیوارهای برشی فولاد سخت نشده مورد بررسی قرار گرفت. بنابراین در این فصل رفتار خطی و غیر خطی دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده و مبانی طراحی این سیستم تشریح می‌شود. همچنین فلسفه طراحی و تحقیقات کلیدی در خصوص این سیستم بیان خواهد شد. در ادامه نحوه طراحی بر اساس AISC تشریح می‌شود و مثال‌های کاربردی برای آشنایی خوانندگان با طراحی این سیستم آورده خواهد شد. نهایتاً سایر روش‌های مورد استقبال پژوهشگران در خصوص تحلیل و طراحی این سیستم تشریح می‌شود و مثال‌های عملی بیان خواهد شد.

۳-۱ کمانش دیوار

در طراحی دیوار برشی فولادی فرض می‌شود که دیوار فولادی فقط برای مقابله با نیروهای جانبی در سازه تعبیه شده است و وظیفه باربری ثقیلی بر عهده این سیستم نیست. از آنجا که وظیفه باربری ثقیلی بر عهده تیر و ستون است، حتی با اعمال بار ثقیلی بر پانل دارای دیوار برشی، ورق فولادی تحت اثر تنش‌های ناشی از بار ثقیلی قرار نمی‌گیرد و یا اگر تحت اثر تنش‌های ناشی از بار ثقیلی قرار گیرد از آنها صرف نظر می‌شود. بنابراین با تقریب بسیار مناسب می‌توان چنین فرض کرد که تحت اثر بار جانبی، ورق فولادی تحت اثر برش خالص همانند شکل ۳-۱ قرار می‌گیرد.



شکل ۳-۱: ورق فولادی تحت اثر برش خالص

معادله کمانش الاستیک صفحات تخت برای اولین بار توسط برایان [20] معرفی شد. سپس پژوهشگران ناسا [21] با انجام مطالعات عددی بر روی صفحات دارای تکیه گاه ساده، دیاگرام معروفی را جهت برآورد ضریب کمانش برشی الاستیک صفحات ارائه دادند. این ضریب تابعی از شرایط مرزی و ابعاد صفحه می‌باشد. بودیانسکی و کانر [22] روابط مشابهی را برای صفحات دارای شرایط مرزی گیردار بدست آوردند. تیموشنکو [23] معادله دیفرانسیلی حاکم بر کمانش صفحات مستطیلی را ارائه نمود. آلن و بولسن [24] با جمع آوری تحقیقات بعمل آمده در زمینه کمانش صفحات، کتابی تحت عنوان مبانی کمانش منتشر کردند. رودس [25] مباحث کاملی را در مورد کمانش محلی اجزای صفحه‌ای مطرح کرده و نتیجه گرفته است که با وجود تحقیقات بسیار در این زمینه، موضوع کمانش صفحات و رفتار پس از کمانش آنها هنوز نیاز به تحقیقات بیشتری جهت درک صحیح رفتار آنها دارد. در تحقیقات مذکور، کمانش صفحات با فرض شرایط مرزی کلاسیک مانند مفصلی یا گیردار کامل در نظر گرفته شده است در حالی که دیوار برشی فولادی شرایطی بین مفصلی تا گیردار را دارد.

۳-۲ کمانش ورق مستطیلی تحت اثر تنش‌های برشی

تیموشنکو [23] تغییر شکل ورق مستطیلی به طول a و عرض b با تکیه‌گاه ساده را بر اساس روش رایلی - ریتز به صورت ترکیبی از توابع نیم موج سینوسی با ضرایب a_{mn} معرفی کرد:

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \sin \frac{n\pi x}{a} \sin \frac{m\pi y}{b} \quad 3-1$$

براساس این تابع تغییر شکل، انرژی کرنشی داخلی ورق برابر است با:

$$U = \frac{\pi^4 Dab}{8} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}^2 \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 \quad 3-2$$

که در آن D سختی خمشی ورق است که به صورت $Et^3/12(1-\nu^2)$ محاسبه می‌شود. از طرف دیگر، کار انجام شده توسط نیروهای خارجی (تنش‌های برشی τ_{xy} درلبه ورق به ضخامت t) برابر است با:

$$V = -4t\tau_{xy} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{p=1}^{\infty} \sum_{q=1}^{\infty} a_{mn} a_{pq} \frac{mnpq}{(m^2 - p^2)(n^2 - q^2)} \quad 3-3$$

با کمینه کردن تابع انرژی پتانسیل کل، $\Pi = U - V$ ، یک سری معادلات به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\tau_{xy} = -\frac{\pi^4 abD}{32t} \cdot \frac{a_{mn} \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2}{\sum_{p=1}^{\infty} \sum_{q=1}^{\infty} a_{pq} \frac{mnpq}{(m^2 - p^2)(n^2 - q^2)}} \quad 3-4$$

در معادلات اخیر، m, n, p, q اعداد صحیح و عبارات با اعمال جبری $m + p, n + q$ اعدادی فرد را نتیجه می‌دهند. با حل دستگاه معادلات خطی همگن متشکل از معادلات (۳-۴) بر حسب ضرایب a_{mn} معادله کمانش به صورت زیر حاصل می‌شود.

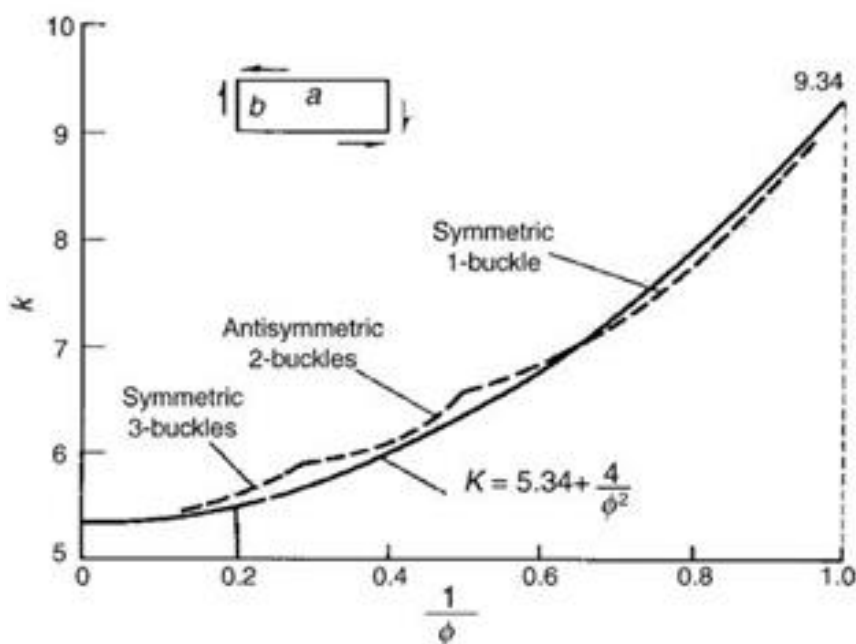
$$\tau_{cr} = K_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 \quad 3-5$$

که K_s ضریبی است تابع ابعاد، شرایط مرزی و لاغری دیوار که به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$K_s = 5.34 + \frac{4}{(a/b)^2} \quad a/b > 1 \quad 3-6$$

$$K_s = 4 + \frac{5.34}{(a/b)^2} \quad a/b < 1 \quad 3-7$$

ضریب K_s برای هر دو نوع اتصالات مرزی در شکل ۳-۳ رسم شده است که در آن $\phi = a/b$. معادلات فوق، معادلات کمانش کلاسیک در حوزه ارتجاعی ورق هستند که سالهاست در جامعه مهندسی پذیرفته شده و بطور گسترده‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند. این معادلات در آیین‌نامه‌های مختلف با اعمال ضرایب اطمینان گوناگونی مورد استفاده قرار می‌گیرند.



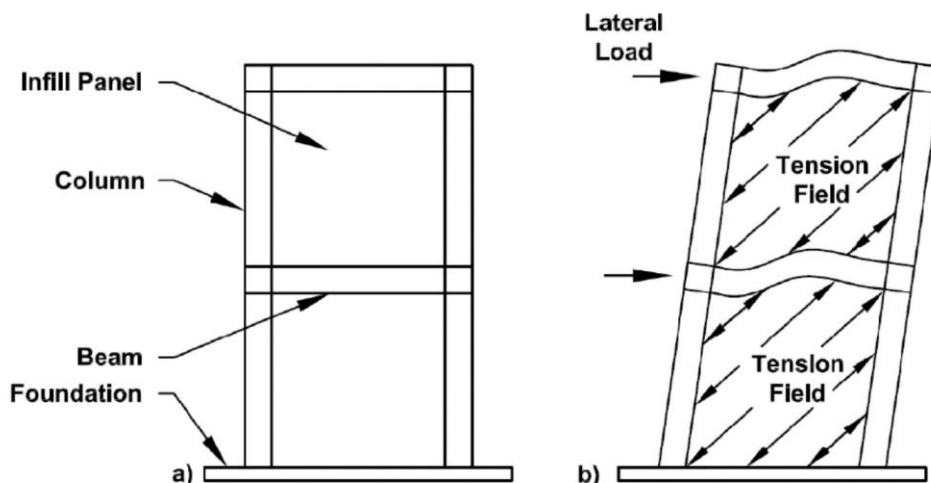
شکل ۳-۲: ضرایب کمانش برشی برای صفحات تخت [23]

بنابراین ورق فولادی تحت اثر تنش‌های برشی طبق معادله ۳-۵ کمانش خواهد کرد. این رابطه با در نظر گرفتن شرایط اتصال مفصلی کامل ورق به قاب محیطی برای دیوار برشی فولادی به عنوان معیار کمانش ورق در نظر گرفته می‌شود. بنابراین اگر تنش برشی بحرانی از رابطه ۳-۵ از تنش تسلیم برشی کمتر باشد، ورق فولادی قبل از تسلیم و در ناحیه الاستیک کمانش خواهد کرد. البته برای دیوارهای بدون سخت‌کننده انتظار می‌رود کمانش حاکم بر رفتار دیوار

باشد و قبل از تسلیم و حتی در ناحیه الاستیک در ورق فولادی کمانش اتفاق بیافتد. البته کمانش ورق فولادی در ورق به منزله پایان باربری سیستم نیست و پس از کمانش نیروهای عظیمی توسط ورق قابل تحمل است که این نیروها به واسطه رفتار پس کمانشی تحمل می‌شوند.

۳-۳ رفتار پس کمانشی و میدان کشش قطری

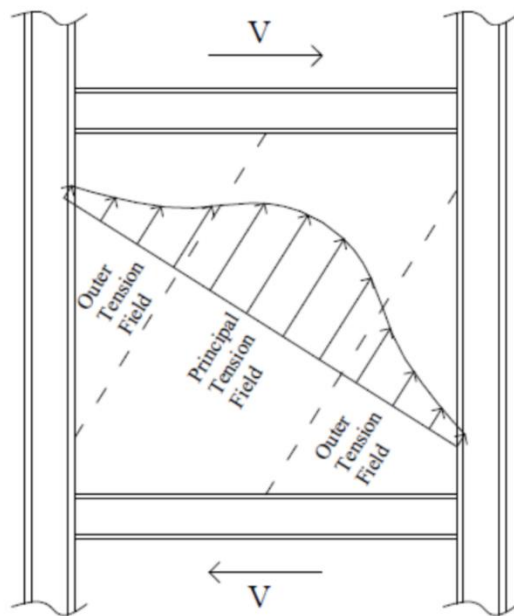
دیوار برشی فولادی بارهای اعمال شده را به صورت کشش در قطر اصلی (و فشار جزئی در قطر دیگر) تحمل می‌کند. مقاومت ناچیز قطر فشاری باعث می‌شود که ورق تحت بارهای کم کمانش کند و همانطور که بیان شد پس از کمانش به دلیل رفتار پس کمانشی، بارهای جانبی را تحمل خواهد کرد (شکل ۳-۳). پس از کمانش برشی ورق فولادی، توزیع تنش ورق تمایل به برگرداندن ورق به حالت پایدار دارد. به دلیل ایجاد این تنش‌ها، کمانش ناگهانی که در ستون و سایر اعضا میله‌ای رخ می‌دهد، در ورق مشاهده نمی‌شود. ورق‌ها پس از کمانش، ظرفیت باربری زیادی از خود نشان می‌دهند. لذا کمانش در سیستم‌های میله‌ای موجب خرابی نامطلوب و ترد سیستم شده و به پایان دادن و یا کاهش قابل ملاحظه ظرفیت باربری سیستم منجر می‌شود اما در ورق‌ها و از آن جمله در دیوار برشی فولادی چنین نیست. با افزایش بار، تقریباً سطح وسیعی از ورق تسلیم شده و در میدان کشش قطری مشارکت می‌کند.



شکل ۳-۳: دیوار برشی فولادی [26]

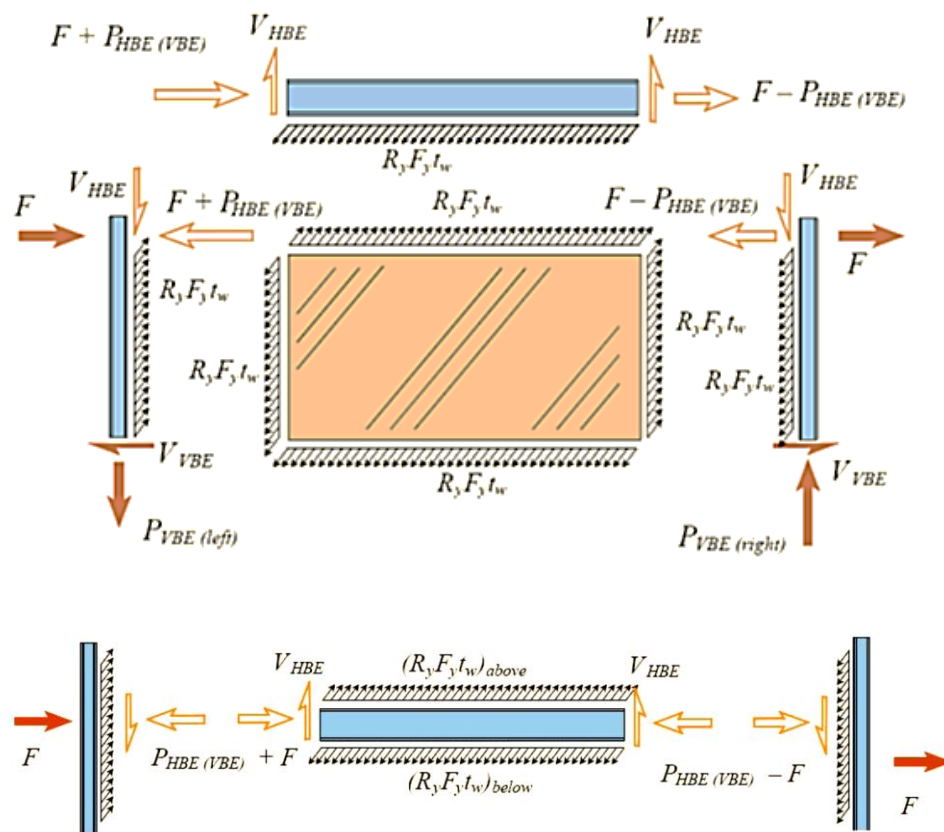
البته باید توجه نمود که تنش‌های کششی به صورت یکنواخت در ورق توزیع نمی‌شوند، در شکل ۴-۳ نحوه توزیع تنش‌های کششی نمایش داده شده است. این توزیع غیریکنواخت تنش‌ها در ورق باعث پیچیدگی رفتار دیوار

برشی فولادی برای تحلیل خطی و مخصوصاً تحلیل‌های غیرخطی می‌شود. بنابراین رفتار این سیستم بسیار پیچیده‌تر از رفتار میله‌ای مانند تیر و ستون است و به راحتی نمی‌توان رفتار آن را پیش‌بینی نمود. لذا باید از فرضیات ساده کننده برای تحلیل دیوار برشی فولادی استفاده نمود.



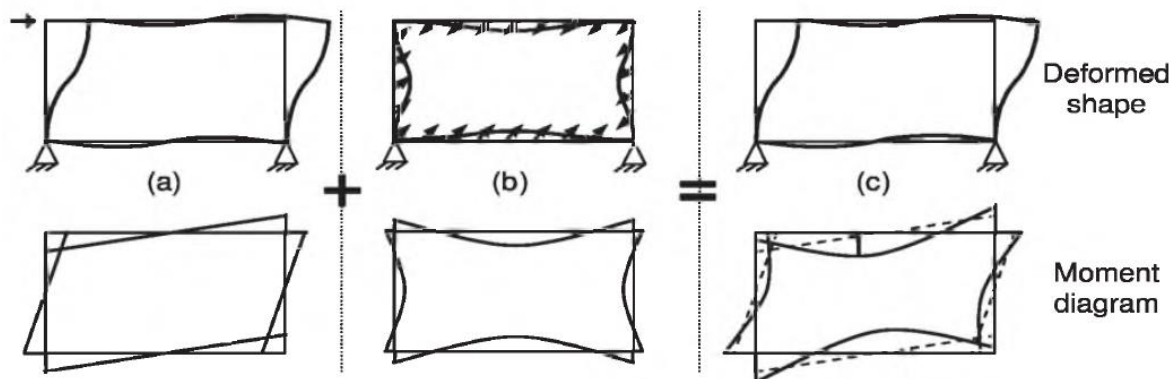
شکل ۳-۴: توزیع تنش‌های کششی در ورق [27]

در بیش‌تر پژوهش‌ها و همچنین روابط ارائه شده در آیین‌نامه‌ها، با فرض تسلیم کامل ورق، اثر نیروهای پس‌گمانشی را بر قاب محیطی اعمال می‌کنند و تیر و ستون را برای اثر این نیروها طراحی می‌کنند. در طراحی قاب محیطی، فرض تسلیم کامل ورق یک فرض دست‌بالاست و نیازی به طراحی قاب برای این مقدار نیرو نیست. بنابراین با استفاده از ضرایبی از شدت نیروهای اعمال شده به قاب محیطی کاسته می‌شود. روابط بر اساس ساده‌سازی نیروهای داخلی دیوار برشی فولادی در شکل ۳-۵ نمایش داده شده است. بر اساس این شکل، مشاهده می‌شود تمام سطح ورق تحت اثر کشش قرار می‌گیرد. با توجه به اتصال ورق به قاب در سطح زیادی، دیوار برشی فولادی دارای ضریب نامعینی بالایی است. توضیحات بیان شده حاکی از پیچیدگی‌های رفتار دیوار برشی فولادی است که پژوهشگران همواره سعی در ساده‌سازی تحلیل آن نموده‌اند.



شکل ۳-۵: نیروهای داخلی دیوار برشی فولادی

در شکل ۳-۶ نمودار تغییر شکل و لنگر خمشی دیوار برشی فولادی نمایش داده شده است. در این شکل (a) مربوط به قاب محیطی و (b) مربوط به ورق فولادی است که ترکیب آنها مجموعه دیوار برشی فولادی را تشکیل می‌دهد. همان گونه که در این شکل نشان داده شده است ترکیب قاب و ورق باعث افزایش قابل ملاحظه لنگر در وسط تیر و ستون می‌شود. هر چند لنگر در دو انتهای تیر و ستون نیز افزایش می‌یابد اما مقدار افزایش در وسط تیر و ستون بسیار بیشتر از دو انتهای آن است. بنابراین با استفاده تحلیل الاستیک قاب‌ها نمی‌توان مقدار لنگر در این سیستم را محاسبه نمود.



شکل ۳-۶: تغییر شکل و لنگر برای (a) قاب محیطی و (b) ورق فولادی (c) دیوار برشی فولادی [28]

در ورق فولادی زاویه تنش‌های کششی که منجر به تشکیل میدان کشش قطری می‌شود برابر است با:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad 3-8$$

که در آن h و L و t_w به ترتیب ارتفاع، عرض و ضخامت ورق فولادی، A_c و I_c به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستون و A_b سطح مقطع تیر است.

۳-۴ رفتار الاستیک و غیر الاستیک دیوار تحت اثر بار جانبی

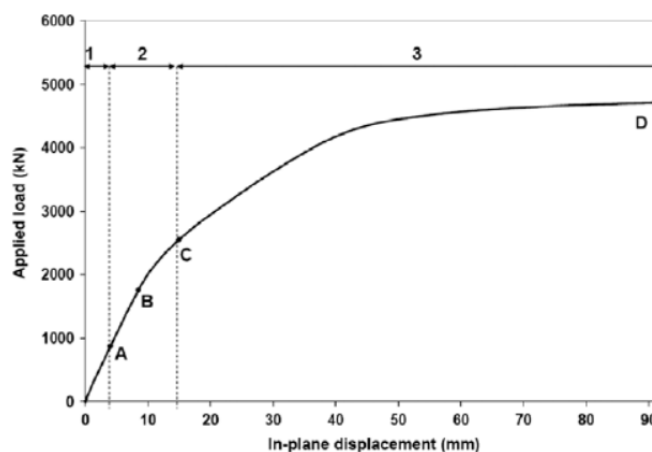
شکل‌های ۳-۷ و ۳-۸ نمودار بار-تغییر مکان شماتیک و همچنین سختی جانبی در مقابل دریافت را برای دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده نشان می‌دهند. رفتار عمومی دیوار برشی فولادی را می‌توان به سه بخش تقسیم بندی نمود [29]:

- **ناحیه OA:** سیستم دیوار برشی فولادی در معرض بار جانبی نسبتاً کم قرار دارد. در این وضعیت، ورق فولادی تغییر شکل‌های الاستیک را تجربه می‌کند و تنش‌های کششی-فشاری در امتداد زاویه حدوداً ۴۵ درجه در ورق فولادی ایجاد می‌شود. با افزایش بار مقدار تنش‌های فشاری از حد بحرانی فراتر می‌رود که باعث کمانش ورق خواهد شد. در این حالت رفتار غیرخطی هندسی ورق فولادی آغاز می‌شود که به شدت باعث کاهش سختی جانبی دیوار می‌شود. با توجه به توسعه میدان کشش قطری، ورق فولادی می‌تواند بارهای بیشتری نسبت به

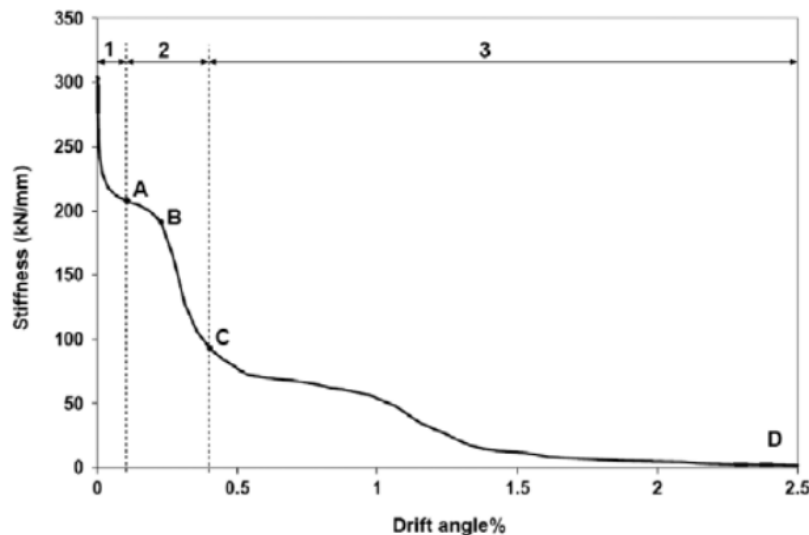
ظرفیت کمانش یا بار متناظر با کمانش ورق را تحمل کند. تغییر شکل‌های جانبی تا نقطه شروع تسلیم ورق فولادی ادامه پیدا می‌کند (نقطه A). توجه کنید در این ناحیه، ورق فولادی در آستانه تسلیم قرار دارد و وضعیت پس کمانش الاستیک است و سطح تنش‌ها در قاب بسیار کم است. همچنین سطح کمی از ورق ممکن است دچار تسلیم شود و در شروع تسلیم قرار گیرد.

- **ناحیه AC:** در دومین مرحله، ورق فولادی وارد فاز غیرخطی ناشی از رفتار غیرخطی هندسی و مصالح می‌شود و تغییر شکل‌های جانبی پس کمانشی بزرگ در ورق توسعه پیدا می‌کند. با افزایش بار، ناحیه تسلیم در ورق رفته رفته گسترش پیدا کرده و به صورت خطوط تسلیم در ورق توسعه پیدا می‌کند. سختی جانبی سیستم تا تشکیل خطوط تسلیم در ورق، نقطه B، تقریباً ثابت است و پس از آن رو به کاهش می‌گذارد. تا نقطه B و همچنین قبل از نقطه C هیچ گونه آثار تسلیم در قاب ظهور پیدا نمی‌کند. سرانجام در نقطه C اولین نشانه‌های تسلیم در قاب محیطی ظاهر می‌شود. توجه شود که تا قبل از نقطه C، تسلیم در سطح ورق توزیع می‌شود در حالی که اعضا قاب در ناحیه الاستیک هستند یا در آستانه تسلیم قرار می‌گیرند.

- **ناحیه CD:** در سومین مرحله، پاسخ قاب وارد فاز غیرخطی می‌شود که باعث جذب انرژی بالای سیستم می‌شود. در این وضعیت، ورق فولادی کاملاً تسلیم شده و در قاب محیطی مفصل پلاستیک کامل یا مفصل پلاستیک ناقص تشکیل می‌شود. برای یک بازه بلند پس از نقطه C، سختی جانبی تقریباً ثابت می‌ماند تا اینکه شیب نمودار بار-تغییر مکان شکل ۷-۳ (یا مقدار سختی در شکل ۸-۳) به صفر می‌رسد؛ یعنی، نقطه D.

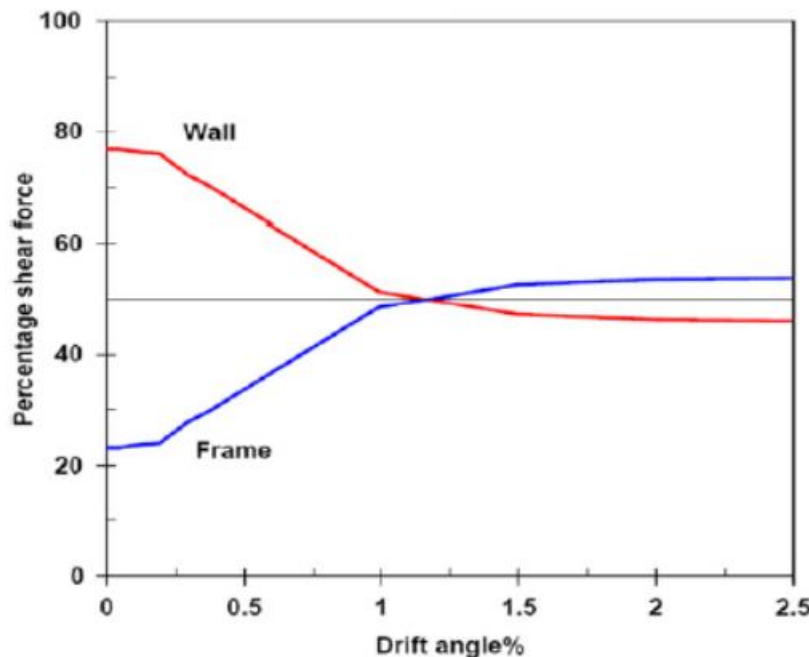


شکل ۷-۳: نمودار بار - تغییر شکل جانبی (پوش آور) دیوار برشی فولادی [29]



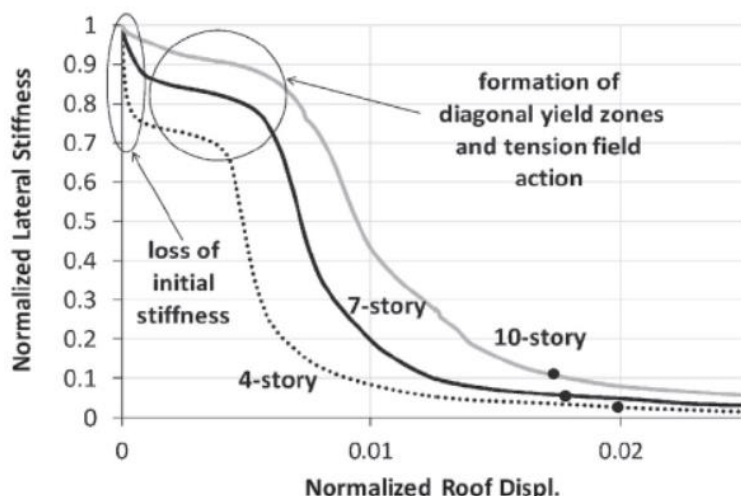
شکل ۳-۸: نمودار تغییرات سختی جانبی دیوار برشی فولادی [29]

همان گونه که مطابق شکل ۳-۷ و ۳-۸ تشریح شد با شروع رفتار غیرخطی ورق فولادی، از سختی سیستم کاسته می‌شود و رفته رفته با افزایش بار جانبی و با تشکیل مفصل پلاستیک در قاب، سختی به شدت کاهش پیدا می‌کند. تا زمانیکه ورق وارد فاز غیرخطی نشده است، بیشتر نیروی جانبی توسط ورق تحمل می‌شود به عبارت دیگر در شروع باربری ورق سهم بیشتری از باربری جانبی دارد که رفته رفته از مقدار سهم ورق کاسته می‌شود و به سهم باربری قاب افزوده می‌شود. در شکل ۳-۹ سهم باربری قاب و ورق فولادی از برش جانبی به صورت شماتیک نمایش داده شده است. این شکل در شرایطی صحت دارد که سیستم به درستی طراحی شده باشد. البته با تغییرات هندسه قاب ممکن است در سهم باربری ورق و قاب تغییراتی ایجاد شود که مقدار این تغییرات حداکثر تا ۲۰٪ خواهد بود. همان گونه که از این شکل نمایان است در شروع باربری جانبی سیستم در حدود ۷۵٪ بار جانبی توسط ورق تحمل می‌شود و با افزایش بار جانبی از سهم ورق به دلیل کمانش، تسلیم و رفتار غیرخطی آن کاسته می‌شود و به قاب محول می‌شود. به ازای دریافت بین ۱٪ تا ۱٫۵٪ سهم قاب و ورق از بار جانبی تقریباً یکسان می‌شود. از حدود دریافت ۱٫۵٪ سهم باربری قاب بیشتر از ورق خواهد بود.



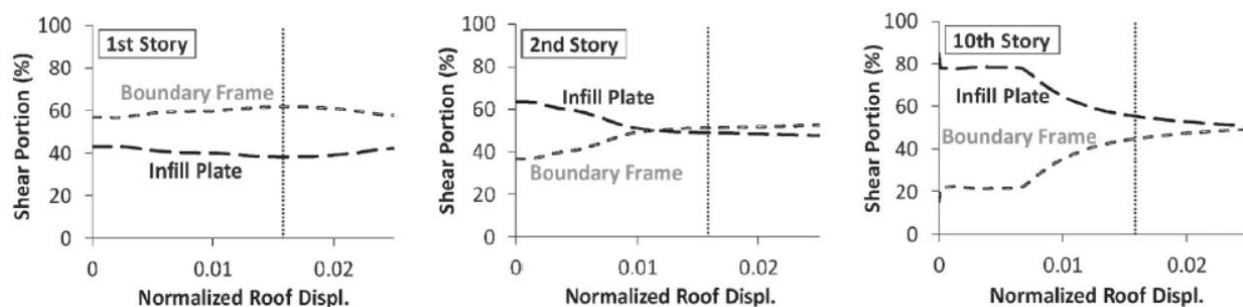
شکل ۳-۹ سهم باربری قاب و ورق فولادی از برش جانبی در سیستم دیوار برشی فولادی [29]

با افزایش تعداد طبقات سازه دارای دیوار برشی فولادی، رفتار کلی دیوار تا حدودی تغییر می‌کند اما کلیات آن همچنان صادق است. شکل ۳-۱۰ سختی نرمال شده دیوار در مقابل دریافت برای سازه‌های ۴ تا ۱۰ طبقه را نشان می‌دهد [30]. افت سختی سازه با تعداد طبقه کمتر در مراحل اولیه بارگذاری بسیار زیاد است و با افزایش تعداد طبقات این آهنگ کاهش پیدا می‌کند. دلیل اصلی این روند آن است که در تمام طبقات همزمان در ورق فولادی یا قاب رفتار غیرخطی ظهور پیدا نمی‌کند. هر چه تعداد طبقات افزایش پیدا کند احتمال اینکه طبقات بالا تسلیم نشوند بسیار محتمل است. بنابراین هر چقدر تعداد طبقات سازه افزایش پیدا کند از آهنگ افت سختی جانبی سیستم کاسته می‌شود. البته نواحی افت سختی با تغییرات جزئی همراه است که در شکل نیز نمایان است.



شکل ۳-۱۰: سختی نرمال شده دیوار برشی فولادی [30]

برای تأیید این ادعا، در شکل ۳-۱۱ سهم باربری ورق و قاب در طبقات مختلف یک سازه ده طبقه نمایش داده شده است. در طبقه اول سهم باربری قاب از ورق بیشتر است و رفته رفته با شروع رفتار غیرخطی ورق سهم قاب بیشتر و بیشتر می‌شود. در طبقه دوم سهم باربری ورق از قاب بیشتر است که همانند توضیحات مربوط به شکل ۳-۹ با شروع رفتار غیرخطی ورق، تسهیم نیرو بین ورق و قاب تغییر می‌کند تا اینکه سهم قاب بیشتر از ورق شود. در طبقات بالا همواره سهم باربری ورق بیشتر است زیرا رفتار غیرخطی مصالح در ورق ایجاد نمی‌شود. از آنجا که سختی الاستیک ورق بسیار بیشتر از قاب است بنابراین سهم باربری ورق همواره بیشتر از قاب است. ایجاد رفتار غیرخطی ورق باعث کاهش سختی آن و محول نمودن باربری به قاب می‌شود. در اولین طبقه با توجه به اینکه از ستون‌های با مقاطع بزرگ استفاده می‌شود اغلب موارد سختی قاب از ورق بیشتر است.

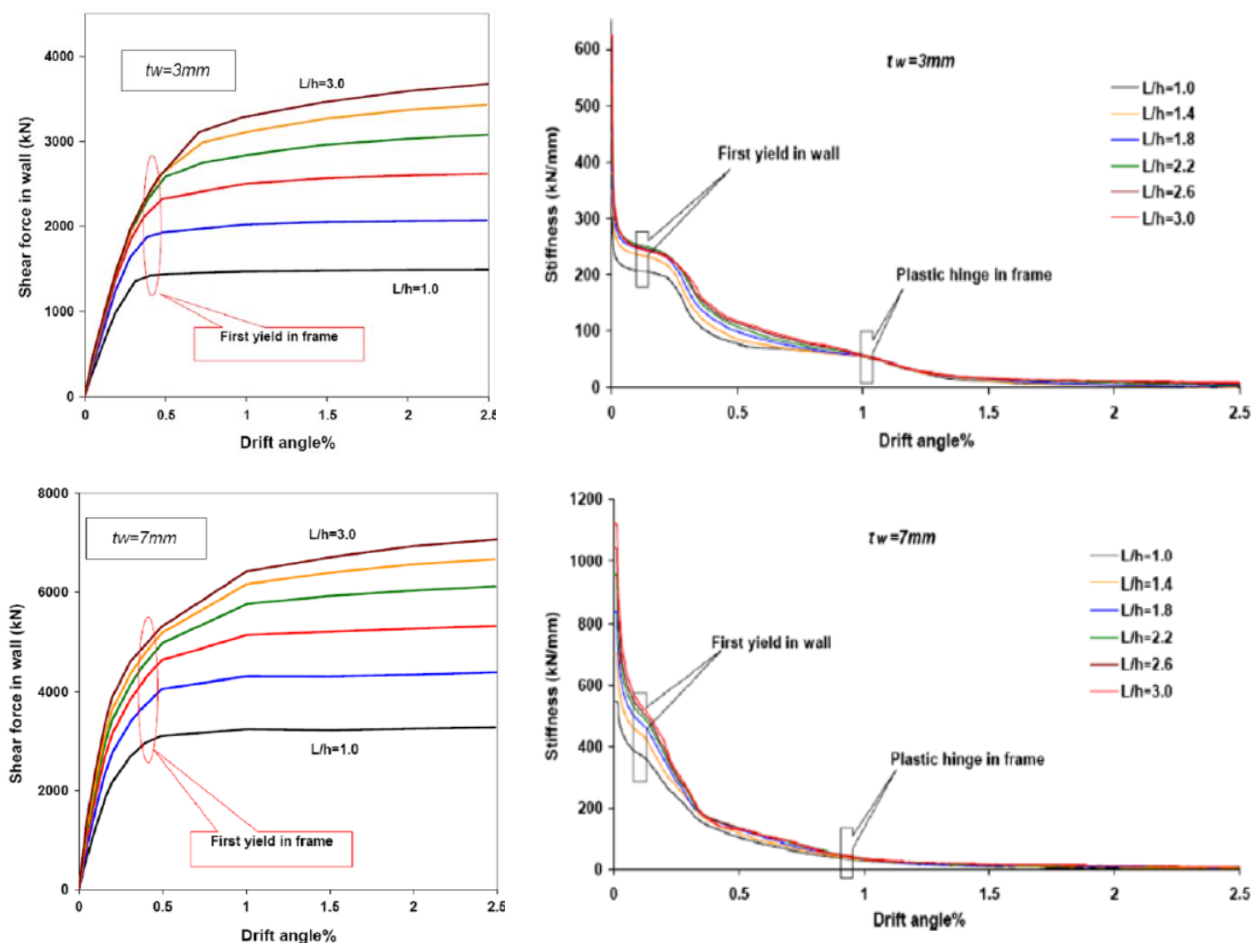


شکل ۳-۱۱: سهم باربری جانبی قاب و ورق فولادی در طبقات [31]

با افزایش ضخامت ورق، ظرفیت (مقاومت جانبی) و همچنین سختی جانبی آن افزایش می‌یابد. علاوه بر آن با ثابت نگه داشتن ضخامت ورق و افزایش نسبت طول به ارتفاع ورق، رفتار سیستم بهبود پیدا می‌کند که نمود آن در افزایش سختی، مقاومت و جذب انرژی است (شکل ۳-۱۲). اما موارد بیان شده تاثیری در شروع رفتار غیرخطی ورق و همچنین شروع رفتار غیرخطی قاب محیطی ندارند. بنابراین در تحقیق مزبور چنین نتیجه‌گیری شد که برای $L/h < 2$ مطابق طراحی بر اساس الزامات AISC 820 رفتار قاب کاملاً مستقل از ورق است و می‌توان مقاومت جانبی کل دیوار را به صورت ساده از جمع مقاومت ورق فولادی و قاب به دست آورد. اما برای $L/h > 2$ و ضخامت ورق زیاد حتماً باید اندرکنش قاب و ورق فولادی در محاسبات لحاظ شود و نمی‌توان مقاومت جانبی کل دیوار را به صورت ساده از جمع مقاومت ورق فولادی و قاب به دست آورد.

البته نویسندگان کتاب حاضر نیز به صورت مستقل [32,33] به این نتیجه رسیدند که پاسخ غیرخطی قاب تقریباً ثابت و مستقل از رفتار ورق است مشروط به اینکه تا قبل از دریافت ۰.۱۵٪ قاب وارد فاز غیرخطی نشود. بنابراین، تغییرات رفتار دیوار برشی فولادی ناشی از تغییرات نسبت طول به ارتفاع قاب فقط به دلیل تغییرات رفتار ورق فولادی است.

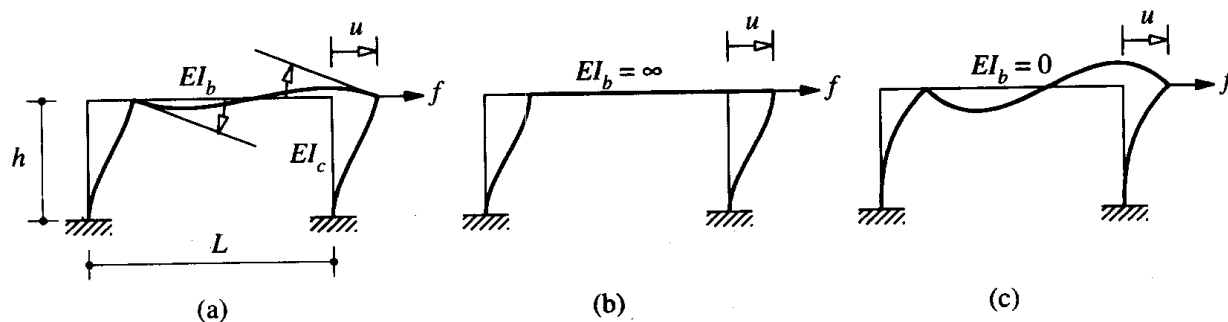
آیین‌نامه AISC نسبت طول به ارتفاع دیوار را $0.8 < L/h < 2.5$ پیشنهاد می‌کند [34,35]. هر چقدر نسبت طول به ارتفاع افزایش یابد، رفتار سیستم به سمت عملکرد برشی سوق داده می‌شود و از اثرات رفتار خمشی کاسته می‌شود. هر چند آیین‌نامه AISC این نسبت را بین ۰.۸ تا ۲.۵ مجاز می‌دانند اما نویسندگان طبق تجارب طراحی عملی این سیستم و همچنین مطالعات عددی، $L/h < 1$ را توصیه نمی‌کنند. در مثال‌های این کتاب نیز از دیوارهای با $L/h > 1$ استفاده خواهد شد.



شکل ۳-۱۲: رفتار کلی دیوار فولادی [31]

۳-۵ تاثیر صلبیت تیر بر رفتار دیوار

در طراحی تحلیل الاستیک سازه‌ها برای یک قاب اگر I_{cd} و I_{bd} به ترتیب برابر ممان اینرسی ستون و تیر باشد، نسبت‌های مختلفی از نسبت ممان اینرسی تیر به ستون قابل استفاده است. این نسبت مطابق شکل ۳-۱۳ می‌تواند از صفر تا بی‌نهایت متغیر باشد. البته مقادیر صفر و بی‌نهایت در سازه‌های عملی ممکن نیست ولی بیانگر حالات حدی هستند.



شکل ۳-۱۳: تاثیر صلبیت تیر بر دریفت سازه

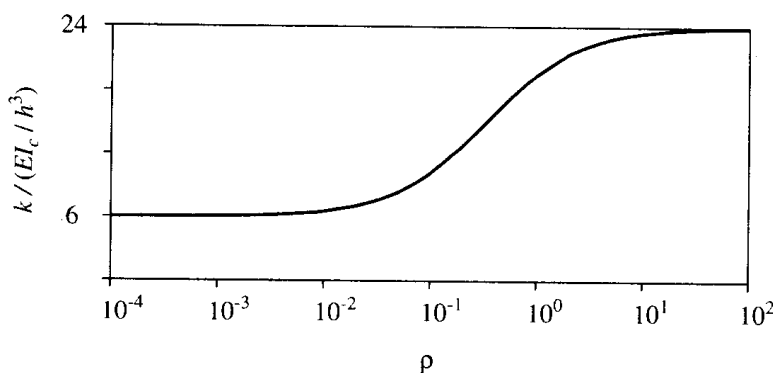
با نسبت معین ممان اینرسی تیر به ستون، سختی الاستیک قاب از رابطه زیر محاسبه می‌شود

$$k = \frac{12EI_c}{h^3} \frac{6\rho + 1}{3\rho + 2} \quad ۳-۹$$

که در آن $\rho = hI_b/LI_c$ است. با افزایش نسبت سختی تیر به ستون، سختی قاب نیز افزایش پیدا می‌کند (شکل ۳-۳).

(۱۴). اگر ممان اینرسی تیر بی‌نهایت باشد، سختی قاب برابر $k = \frac{24EI_c}{h^3}$ و اگر ممان اینرسی تیر صفر باشد مقدار

سختی جانبی سیستم از جمع سختی ستون‌های طره‌ای به دست می‌آید که برابر $k = \frac{6EI_c}{h^3}$ خواهد بود.



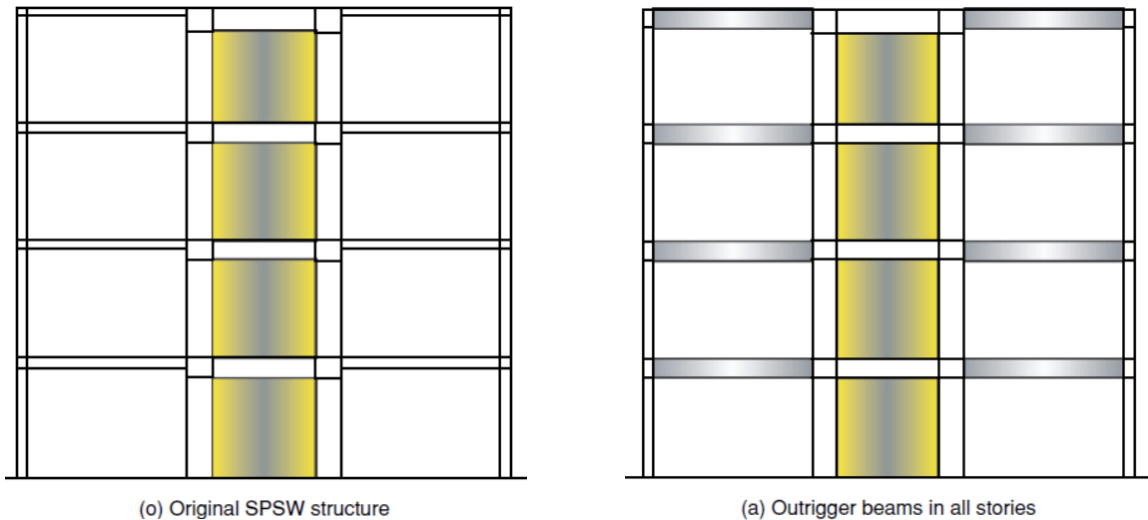
شکل ۳-۱۴: تاثیر نسبت ممان اینرسی تیر به ستون در سختی الاستیک قاب [2]

بنابراین سختی تیرها به شدت در سختی جانبی و بالتبع کنترل دریفت موثر است. این رفتار در خصوص

دیوارهای برشی فولادی نیز صادق است. البته با افزایش تعداد طبقات، تاثیر نسبت سختی تیر مخصوصا در ناحیه

غیرخطی نمایان تر است. شکل ۳-۱۵ را در نظر بگیرید که در دو حالت دیوار برشی فولادی معمولی و همچنین دیوار

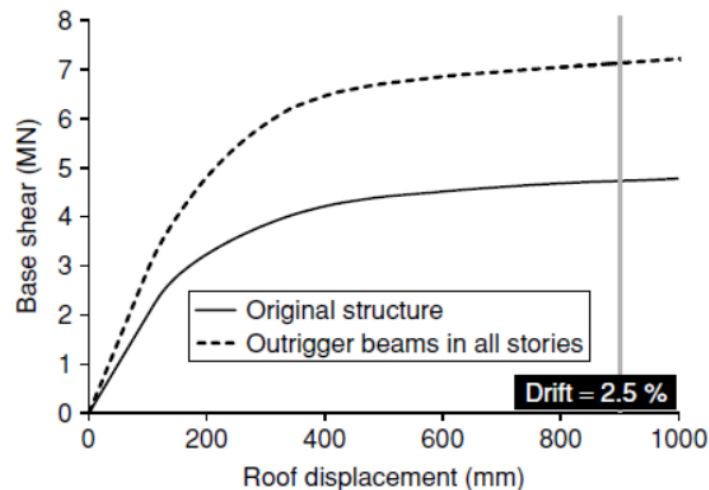
برشی فولادی با تیرهای بسیار قوی نمایش داده شده است.



شکل ۳-۱۵: دیوار برشی فولادی با مهاربازو^۱

در شکل ۳-۱۶ نمودار پوش آور دو قاب مزبور با هم مقایسه شده است که نشان می‌دهد افزایش سختی تیرها که به عنوان مهاربازو عمل می‌کنند به طور قابل ملاحظه‌ای رفتار سیستم را بهبود می‌بخشد. در یک پژوهش، استفاده از مهاربازو ایجاد شده توسط تیرها پیشنهاد شده است [30, 31]. اما این نکته از نظر دور مانده است که در صورت وجود قاب خمشی مخصوصا قاب خمشی ویژه در دهانه‌های خارج از دیوار باید حتما نسبت تیر ضعیف ستون قوی رعایت شود تا از عملکرد قاب اطمینان حاصل شود. با افزایش صلبیت تیر قطعا مفصل پلاستیک در آن ایجاد نمی‌شود و پس از ورق فولادی در ستون مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود که اصلا مطلوب نیست. بهتر است برای دست یابی به سختی و مقاومت جانبی بیشتر، ضخامت ورق افزایش داده شود و بدینوسیله قاب کنترل شود یا اینکه از ورق با طول بیشتری استفاده شود تا به سختی و مقاومت مطلوب دست پیدا نمود.

^۱ Outrigger



شکل ۳-۱۶: مقایسه نمودار پوش آور [31]

۳-۶ ضوابط طراحی

۳-۶-۱ طراحی اولیه

در ابتدای فرآیند طراحی، ابعاد تیر، ستون و ضخامت ورق مجهول است. از طرفی طراحی تیر، ستون و همچنین ضخامت ورق فولادی وابسته به زاویه میدان کشش قطری، α ، است. بنابراین باید در طرح اولیه برخی پارامترها را فرض نمود تا مقاطع اولیه تخمین زده شود سپس با چند سعی و خطا به مقاطع نهایی دست پیدا نمود. بنابراین در طرح اولیه فرض می‌کنیم که کل برش پایه توسط ورق فولادی تحمل می‌شود و قاب سهمی در باربری جانبی ندارد. با مشخص شدن ضخامت اولیه ورق، باید یک ضخامت حداقل اجرایی برای آن در نظر گرفت. سپس بر اساس ظرفیت ورق، قاب محیطی را طراح نمود. با مشخص شدن ضخامت ورق و مشخصات هندسی قاب محیطی، برش جانبی را بین ورق و قاب به نسبت سختی توزیع کرده و مجدداً مقاطع را بررسی می‌کنیم. مقاومت اسمی ورق از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$V_n = 0.42F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad 3-10$$

که در آن طول خالص ورق L_{cf} ، زاویه میدان کشش قطری α و همچنین ضخامت ورق t_w مجهول است. بنابراین در طرح اولیه بجای طول خالص ورق، طول محور به محور ستون‌ها در دهانه دارای دیوار را در نظر می‌گیریم.

همچنین با توجه به اینکه نتایج پژوهش‌ها زاویه میدان کشش قطری را بین ۳۰ تا ۵۵ درجه نشان داده است، با فرض ساده کننده $\alpha = 45^\circ$ عبارت $\sin 2\alpha$ از رابطه (۳-۱۰) حذف می‌شود. بدین ترتیب رابطه اولیه برای تعیین مقاومت ورق، به صورت زیر ساده می‌شود:

$$V_n = 0.42 F_y t_w L \quad 3-11$$

بر اساس روش LRFD در طراحی سازه‌های فولادی، باید رابطه زیر اقناع شود:

$$V_u \leq \phi V_n = 0.9 V_n \quad 3-12$$

توجه شود که در رابطه فوق V_u مقدار برش جانبی طبقه است که بر اساس ترکیبات بار مطابق آیین‌نامه مربوط به دست می‌آید. با تلفیق روابط (۳-۱۱) و (۳-۱۲)، حداقل ضخامت اولیه ورق فولادی به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$t_w \geq \frac{2.65 V_n}{F_y L} \quad 3-13$$

پس از تعیین مقدار اولیه ضخامت ورق، ضخامت اجرایی که شرایط حمل و همچنین شرایط جوشکاری را ارضا کند، انتخاب می‌شود. ورق‌های با ضخامت کمتر از $\frac{1}{4}$ in (6mm) عملاً شرایط حمل و نقل خاصی را می‌طلبد. همچنین اجرای آنها نیز مشکل بوده که طراح بایستی در طراحی آنها را مد نظر قرار دهد.

پس از تعیین ضخامت ورق، باید ابعاد قاب محیطی را بر اساس ظرفیت نهایی ورق و همچنین شرایط پایداری ستون تعیین نمود. برای اطمینان از تشکیل میدان کشش قطری در ورق و همچنین توسعه آن، ممان اینرسی ستون باید به حدی باشد که شرایط توسعه میدان کشش قطری در ورق را تامین نماید. حداقل ممان اینرسی ستون باید رابطه زیر را اقناع نماید:

$$I_c \geq 0.00307 \frac{t_w h^4}{L} \quad 3-14$$

پس از تسلیم ورق فولادی، نیروهایی تحت زاویه مشخص α به تیر و ستون اعمال می‌شوند. از طرفی، تیر ممکن است به علت اعمال نیروهای ثقلی، لنگر و برش خاصی را تحمل کند که باید به طور جداگانه تحلیل و در طراحی تیر

منظور شوند. ابعاد ستون در طبقات پایین بزرگتر از ابعاد ستون در طبقات بالاتر است. بنابراین طول خالص ورق در طبقات با هم یکسان نیست و باید در طراحی نهایی از L_{cf} مربوط به هر طبقه استفاده شود.

در اثر بار جانبی، در ورق فولادی میدان کشش قطری ایجاد می‌شود. اگر ضخامت ورق فولادی در دو طبقه متوالی مساوی نباشد باعث ایجاد اعمال یک بار گسترده یکنواخت w_r ، تحت زاویه α به تیر می‌شود. این بار گسترده یکنواخت از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$w_r = \left[\frac{V_r}{L_{cf} \cdot \tan \alpha} \right]_i - \left[\frac{V_r}{L_{cf} \cdot \tan \alpha} \right]_{i+1} \quad 3-15$$

در طراحی اولیه اگر α برابر ۴۵ درجه فرض شود و همچنین طول خالص ورق در تمام طبقات یکسان و برابر محور تا محور ستون در نظر گرفته شود، معادله فوق در طراحی اولیه به صورت زیر ساده می‌شود.

$$w_r = \frac{Vr_i - Vr_{i+1}}{L_{cf}} \quad 3-16$$

در روابط فوق اندیس i مربوط طبقه در تراز i است و $i+1$ مربوط به طبقه بالاتر از طبقه مورد بررسی است.

همان گونه که برای ستون، حداقل مقدار ممان اینرسی مطابق رابطه ۳-۱۴ پیشنهاد شد، حداقل مقدار ممان اینرسی تیر نیز طبق رابطه (۳-۱۷) پیشنهاد می‌شود. البته باید توجه نمود پس از تعیین ممان اینرسی تیر، مقطع برای بارهای طراحی ناشی از اختلاف ضخامت ورق در طبقات متوالی و همچنین بارهای ثقلی کنترل شود. اگر چه این روند به صورت سعی و خطای تکراری جهت دستیابی به سختی و مقاومت لازم و نیز حصول یک طرح اقتصادی برای تیر و ستون بایستی ادامه یابد، به طور متناوب طراح ممکن است از آنالیز غیر خطی برای تثبیت مقاطع اعضا استفاده کند.

$$I_b \geq 0.003 \frac{(\Delta t_w) L^4}{h} \quad 3-17$$

که در آن Δt_w اختلاف ضخامت ورق در طبقات متوالی است.

از طبقات بالا به سمت پایین برش طبقه افزایش می‌یابد و در نتیجه ضخامت صفحه در پایین تیر، ضخیم تر از بالای تیر و یا مساوی با آن است. این اختلاف ضخامت در تیر نیروهای نامساوی و نامتعادل را ایجاد می‌کند. خصوصاً در

تیر انتهایی طبقات (بام) و تیر متصل به فونداسیون این پدیده شدیدتر است. بنابراین معمولا از تیرهای عمیق در طبقه آخر استفاده می‌شود. تغییر مشخصات هندسی تیر یا ستون نیز باعث تغییر زاویه تنش کششی شده که این تغییرات نیز نیروهای نامتعادل، در جایی که تغییر مقطع صورت می‌گیرد، به وجود می‌آورد.

۲-۶-۳ اصلاح طراحی

پس از آنکه ابعاد اولیه تیر، ستون و همچنین ضخامت ورق به دست آمد می‌توان زاویه میدان کشش قطری در هر طبقه را مطابق رابطه (۳-۸) محاسبه نمود. همچنین با توجه به اینکه ابعاد ستون مشخص شده است لذا می‌توان L_{cf} هر طبقه را محاسبه نمود و بر اساس روابط بخش ۳-۶-۲، سهم ورق و همچنین قاب از بار جانبی مشخص می‌شود. با مشخص شدن سهم ورق و قاب جانبی، ابتدا ظرفیت ورق با در نظر گرفتن زاویه میدان کششی کنترل می‌شود. سپس قاب محیطی بر اساس روابط بخش ۳-۶-۳ کنترل می‌شود.

۳-۶-۳ ضوابط طراحی لرزه‌ای AISC

دیوار برشی فولادی برای سطح خطر لرزه‌ای بالا در AISC 341-F5 مورد توجه قرار گرفته است. الزامات عمومی دیوار برشی فولادی که برای طراحی در دو سطح خطر لرزه‌ای کم و زیاد کاربرد دارند، تحلیل سیستم و بعضی اعضا را شامل می‌شود. در اولین گام، محاسبه زاویه میدان کشش قطری در ورق جان مطابق رابطه ۳-۸ و رابطه متناظر با آن برای محاسبه ظرفیت برشی ورق مورد توجه قرار می‌گیرد.

طراحی دیوار برشی فولادی برای سطح خطر لرزه‌ای بالا بر اساس تسلیم ورق جان است. بنابراین AISC 341 الزام می‌دارد که اتصال ورق جان برای مقاومت مورد نیاز یعنی $R_y F_y t_w$ طراحی شود. که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم مشخصه برای مصالح فولاد مورد استفاده است. در صورت عمل مناسب ورق، نیروی ورق به قاب محیطی اعمال می‌شود. این نیرو در راستای میدان کشش قطری به قاب محیطی منتقل می‌شود و در صورتی انتقال نیرو انجام می‌شود که اتصالات ورق جان دارای مقاومت کافی باشد. اعضای محیطی HBE و VBE باید براساس نیروهای متناظر با تسلیم کششی کامل ورق جان طراحی شوند. AISC توصیه اکید دارد که ورق جان قبل از قاب محیطی تسلیم شود و قاب محیطی نیز باید از نوع خمشی باشد. ضوابط قاب‌های خمشی برای اعضا مرزی و

همچنین اتصالات تیر به ستون باید رعایت شود. علاوه بر آن، مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تیر به ستون باید بر اساس تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای HBE و لحاظ کردن سخت‌شدگی کرنشی مصالح در این مفاصل باشد. بر این اساس، مقاومت برشی مورد نیاز برابر است:

$$E_{mh} = \frac{2M_{pr}}{L_h} \quad 3-18$$

$$E_m = \sum 0.5R_y F_y t_w h_c \sin 2\alpha + \sum V_u \quad 3-19$$

$$L_h = L - 2s_h \quad 3-20$$

در روابط فوق، E_{mh} حداکثر اثر بار لرزه‌ای (در اینجا حداکثر نیروی برشی) است که در ترکیبات بار مورد استفاده قرار می‌گیرد. L و L_h به ترتیب فاصله بین مفاصل پلاستیک و فاصله بین محورهای مرکزی ستون‌هاست. s_h فاصله محور ستون تا مفصل پلاستیک است که بر اساس نوع اتصال تیر به ستون تعیین می‌شود. برای اتصالات تقویت نشده مانند تیر با مقطع کاهش یافته ^۱RBS و اتصالات جوشی جان و بال تقویت نشده ^۲WUF-W، به عنوان یک تخمین قابل قبول داریم:

$$s_h = \frac{d_c + d_b}{2} \quad 3-21$$

که در آن d_b و d_c به ترتیب ارتفاع مقطع تیر و ارتفاع مقطع ستون است. ظرفیت خمشی پلاستیک تیر را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$M_{pr} = 1.1M_p = 1.1R_y F_y Z \quad 3-22$$

برای محاسبه اثر نیروی محوری HBE بر مقاومت خمشی پلاستیک آن، از رابطه (۳-۲۳) استفاده می‌شود.

$$\frac{P_u}{P_y} < 0.2 \quad M_{pr}^* = (1.1R_y F_y Z) \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{P_u^{HBE}}{P_y} \right) \right] \quad 3-23$$

^۱ Reduced Beam Section (RBS)

^۲ Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W)

$$\frac{P_u}{P_y} \geq 0.2 \quad M_{pr}^* = \frac{9}{8}(1.1R_y F_y Z) \left(1 - \frac{P_{uHBE}}{P_y}\right) \quad 3-24$$

برای دیوار برشی فولادی، برش اضافی تیر ناشی از کشش ورق جان باید در نظر گرفته شود. بنابراین برش کلی تیر برابر است با:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_g + \frac{w_g + w_r}{2} L_{cf} \quad 3-25$$

که در آن V_g و w_g ، L_{cf} به ترتیب طول خالص تیر (فاصله داخلی ستون‌ها)، بار گسترده یکنواخت ثقیلی و برش ماکزیمم ناشی از بار ثقیلی متمرکز روی تیر است. w_r بار گسترده یکنواخت ناشی از کشش ورق جان است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$w_r = R_y F_y (t_i - t_{i+1}) \cos^2 \alpha \quad 3-26$$

باید توجه نمود که در روابط فوق، باید برای بار ثقیلی ضرایب بار متناسب با روش طراحی LRFD یا ASD استفاده شود.

برای اتصالات کاملاً گیردار، AISC 341 الزام می‌دارد که اتصال باید دارای مقاومت $1.1R_y M_p$ برای تحمل تشکیل مفصل پلاستیک باشد. علاوه بر آن، الزامات ورق‌های پیوستگی، جوش‌ها و همچنین سوراخ‌های دسترسی باید کنترل شود. همچنین براساس AISC 341 لازم است برای اعضای مرزی دیوار، مشابه اعضای قاب‌های خمشی ویژه، شرایط ستون قوی-تیر ضعیف به صورت زیر برآورده شود:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1 \quad 3-27$$

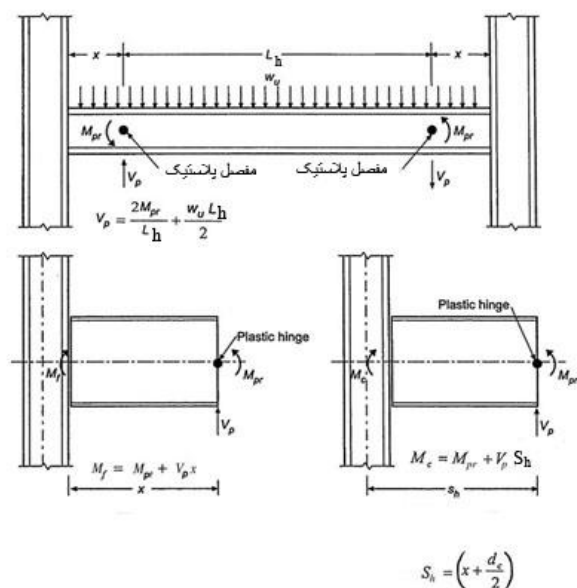
که در آن $\sum M_{pc}^*$ مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال است. این لنگرها برابر با ظرفیت خمشی پلاستیک ستون‌ها در نظر گرفته می‌شود و مقدار آنها با توجه نیروهای محوری موجود در ستون‌ها، از رابطه زیر بدست می‌آید

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{ye} - P_{uc}/A_g) \quad 3-28$$

در مقاومت خمشی پلاستیک ستون باید اثر نیروی محوری لحاظ شود. در رابطه (۳-۲۷)، $\sum M_{pb}^*$ برابر است با مجموع لنگرهای خمشی تیرهای واقع در گره اتصال. این لنگرها با توجه به مقادیر نیروی برشی و لنگرهای مورد انتظار در مفصل پلاستیک، از رابطه زیر برآورد می‌شود:

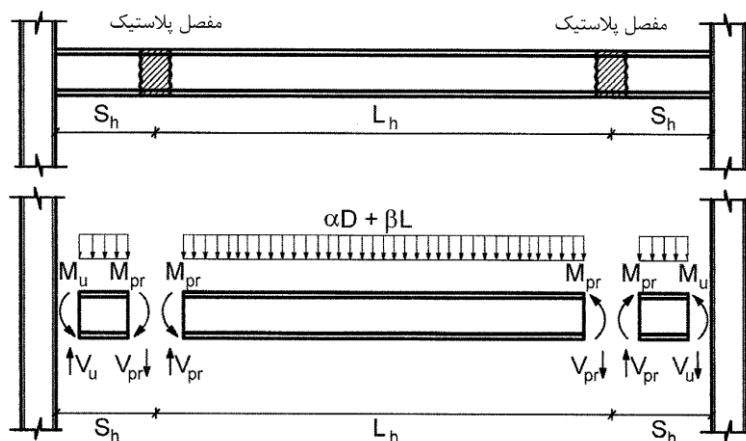
$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_u S_h \quad ۳-۲۹$$

عدم رعایت معیار فوق سازه را به سمت امکان تشکیل مفصل پلاستیک در ستون قبل از تیر سوق می‌دهد. روابط فوق به صورت شماتیک در شکل ۳-۱۷ معرفی شده‌اند.



شکل ۳-۱۷: دیاگرام آزاد نیروهای تیر و ستون

در شکل ۳-۱۸ محل تشکیل مفصل پلاستیک و نیروهای ناشی از آن برای طراحی اتصالات و ستون بر اساس مقررات ملی ساختمان ایران مبحث دهم نمایش داده شده است. پیشنهاد می‌شود برای اقناع مقررات ملی ساختمان ایران از این روابط برای طراحی اتصالات، که انطباق مناسبی با روابط AISC نیز دارند، استفاده شود.



شکل ۳-۱۸: نمودار جسم آزاد نیروهای وارد بر تیر [8]

۳-۶-۴ کنترل چشمه اتصال

چشمه اتصال (ناحیه محصور شده جان ستون در مقابل بال تیر) در بالا و پایین دیوار برشی فولادی باید مطابق با الزامات قاب خمشی فولادی ویژه باشد. در این حالت، مقاومت برشی ناحیه اتصال بر اساس لنگر خمشی از بر ستون، ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک به دست می‌آید. توصیه می‌شود که ضوابط AISC 341 برای چشمه اتصال اقلان شود. چشمه اتصال باید توانایی مقابله با برش ناشی از نیروهای کششی و فشاری موجود در بال‌های تیرهای چپ و راست ستون را داشته باشد. این نیروهای کششی و فشاری بر اساس تشکیل مفصل پلاستیک در تیر در محاسبات وارد می‌شوند. از طرفی در این وضعیت مقاومت چشمه اتصال براساس حالت حدی تسلیم برشی مساوی ϕR_n است که در آن ϕ ضریب تقلیل مقاومت بوده و برابر 0.9 در نظر گرفته می‌شود. مقاومت اسمی طرح به شرح زیر محاسبه می‌شود.

۱- در حالتی که تاثیر تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور نشود:

- اگر $P_r \leq 0.4P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \quad 3-30$$

- اگر $P_r > 0.4P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_r}{P_c}\right) \quad 3-31$$

۲- در حالتی که تاثیر تغییر شکل چشمه اتصال در تحلیل سازه منظور شود، تحلیل و طراحی با پیچیدگی بیشتری همراه است. بر این اساس مقاومت اسمی طرح بصورت زیر محاسبه می‌شود:

- اگر $P_r \leq 0.75P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad 3-32$$

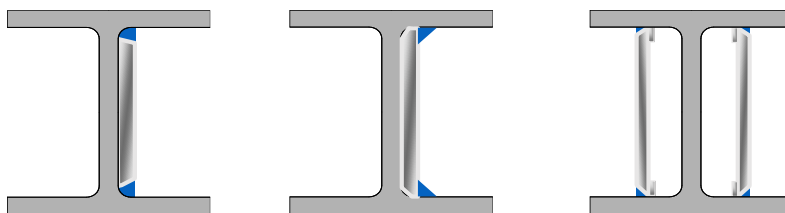
- اگر $P_r > 0.75P_c$ باشد:

$$R_n = 0.6F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2P_r}{P_c} \right) \quad 3-33$$

همچنین ورق‌های چشمه اتصال باید دارای پایداری لازم باشند. لذا ضخامت چشمه اتصال برای تامین پایداری ورق‌ها باید رابطه زیر را اکتان کند.

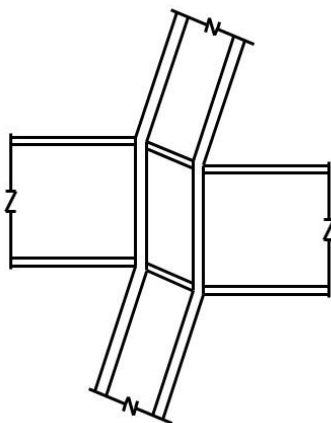
$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad 3-34$$

در این رابطه t_z ضخامت جان ستون و یا هر گونه ورق تقویتی مضاعف است. ورق‌های مضاعف موازی جان ستون برای کاهش تنش برشی در چشمه اتصال یا کاهش نسبت ارتفاع به ضخامت جان مطابق شکل ۳-۱۹ به کار گرفته می‌شود. در صورتی که ورق‌های تقویت چشمه اتصال، با جوش انگشتانه کافی به جان ستون متصل شده باشند، مجموع ضخامت جان ستون و ورق‌های تقویتی چشمه اتصال به عنوان t_z منظور می‌شود.



شکل ۳-۱۹: تقویت برشی جان ستون

لازم به بیان است که ضعیف بودن چشمه اتصال تاثیر چشمگیر بر رفتار سازه خواهد داشت. در شکل ۳-۲۰ دوران چشمه اتصال نشان داده شده که باعث ایجاد دوران اضافی در تیر و ستون می‌شود.



شکل ۳-۲۰: دوران چشمه اتصال

از طرفی ممکن است دوران گوشه چشمه اتصال باعث شکست اتصال شود. علاوه بر آن تسلیم چشمه اتصال باعث افزایش ناگهانی تغییر مکان جانبی سازه تحت بارهای جانبی می‌شود.

از آنجا که اعضا مرزی بخشی از سیستم قاب خمشی را تشکیل می‌دهند لذا باید به نحوی طراحی شوند که تشکیل مفصل پلاستیک در تیر تامین شود. بنابراین باید ضوابط فشرده‌گی را اقلان نمایند. برای بال مقاطع، این محدودیت عبارت است از:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ۳-۳۵$$

محدودیت لاغری جان تیر- ستون تحت اثر ترکیب فشار محوری و لنگر خمشی:

$$C_a \leq 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} [1 - 0.93 C_a] \quad ۳-۳۶$$

$$C_a > 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq \max \begin{cases} 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} [2.93 - C_a] \\ 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \end{cases} \quad ۳-۳۷$$

نسبت نیروی محوری که با C_a نشان داده می‌شود برابر است با:

$$C_a = \frac{P_u}{\Phi_c P_y} \quad 3-38$$

که در آن P_u و P_y به ترتیب مقاومت تسلیم عضو و مقاومت فشاری مورد نیاز است. همچنین Φ_c ضریب کاهش مقاومت فشاری است که برابر ۰٫۹ در نظر گرفته می‌شود. علاوه بر رعایت محدودیت ابعادی فوق (برای جلوگیری از کمانش موضعی)، باید از کمانش کلی تیر نیز با ایجاد اتکای جانبی کافی جلوگیری شود. بنابراین حداکثر فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی برابر است با:

$$L_b \leq 0.086 r_y \left(\frac{E}{F_y} \right) \quad 3-39$$

در بیشتر موارد، تیر طبقه در سقف مدفون می‌شود که در این وضعیت تیر در تمام طول دارای اتکای جانبی است. در صورتی می‌توان از تکیه‌گاه جانبی به عنوان اتکای جانبی استفاده نمود که تکیه‌گاه در برابر نیروی مهار جانبی ناشی از ممان پلاستیک قابل انتظار، مقاوم باشد. نیروی مهار جانبی برابر است با:

$$P_{br} = 0.02 F_y b_f t_f \quad 3-40$$

و یا

$$P_{br} = \frac{0.02 R_y F_y Z}{h_0} \quad 3-41$$

که در آن h_0 فاصله بین مراکز دو بال و Z مدول پلاستیک مقطع تیر است. همچنین تیر باید دارای سختی خارج صفحه به استناد AISC، مطابق رابطه زیر باشد:

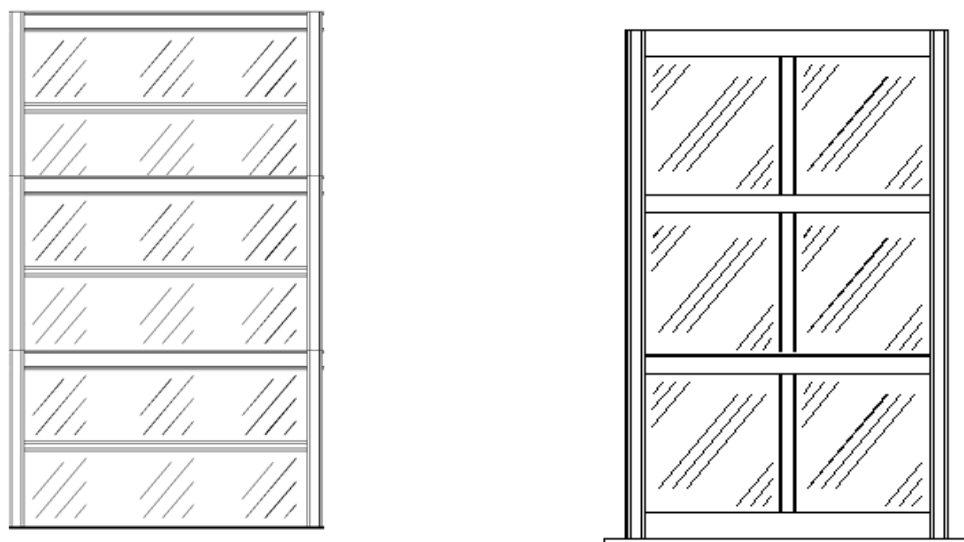
$$\beta_{br} = \frac{13.3 R_y F_y Z}{L_b (d - t_f)} \quad 3-42$$

۳-۶-۵ طراحی نهایی

پس از طراحی اولیه، مقاطع انتخابی موجود بوده و می‌توان نیروهای طراحی اعضا را تحت بار جانبی محاسبه نمود. در این مرحله با چند سعی و خطا، سازه بهینه طراحی می‌شود. سعی و خطا از آن جهت لازم است که با تغییر

ضخامت ورق، ابعاد هندسی تیر و ستون نیز تغییر خواهد کرد. باید به این نکته نیز توجه نمود که حساسیت طرح نهایی به خطر لرزه‌ای منطقه بستگی دارد. در مناطق با خطر لرزه‌ای پایین، طراح دو انتخاب خواهد داشت. یا نیروهای مدل را می‌توان مستقیماً در طراحی تیر، ستون و ورق به کار برد و یا می‌توان فرض کرد که ورق فولادی توزیع یکنواخت تنش دارد. اگر در محاسبات لازم است بر توزیع تنش غیر الاستیک تکیه کرد، روش الاستیک در تنش‌های خمشی قاب محیطی معتبر نخواهد بود.

اگر طول دهانه دیوار زیاد باشد و یا اینکه ارتفاع طبقه زیاد باشد به تیر و ستون با ابعاد بسیار بزرگ نیاز خواهد بود و گاهی ابعاد قاب محیطی اطراف ورق به حدی بزرگ می‌شود که مجریان و حتی مالکان ساختمان حتی با مزایای فراوان دیوار برشی فولادی نسبت به سایر سیستم‌ها تمایلی به استفاده از آن ندارند. بنابراین برای کاهش نیروهای اعمال شده به تیر و ستون می‌توان از قیدهای افقی برای کاهش ابعاد مقطع ستون و از قید قائم برای کاهش ابعاد مقطع تیر استفاده نمود. در شکل ۳-۲۱ قید افقی و قائم به صورت شماتیک نمایش داده شده است.



شکل ۳-۲۱: استفاده از قید برای کاهش تنش در تیر و ستون [35]

در مناطق با خطر لرزه‌ای پایین، ممکن است ممان اینرسی لازم که شرایط سختی را برآورده کند حاکم بر طرح ستون باشد. رابطه ۳-۱۴ نتیجه مطالعات پژوهشگران بسیاری است که در آیین‌نامه AISC 341 ارائه شده است. اگر برقراری معادله فوق غیر اقتصادی و یا با مشکلات اجرایی مواجه باشد، می‌توان با استفاده از یک قید افقی، سختی لازم

ستون را کاهش داد. قید افقی باید سختی خارج از صفحه مناسبی داشته باشد تا مانع از کمانش خارج صفحه ورق فولادی شود. لذا لازم است صلبیت آن به حدی باشد تا نیروهای ورق در آن تغییر شکل ایجاد نکند. ممان اینرسی لازم قید افقی مطابق رابطه ۳-۴۳ محاسبه می‌شود. البته این حداقل ممان اینرسی لازم است که در AISC تاکید شده است.

$$I_{str} \geq ajt_w^3 ; j = 2.5 (h/a)^2 - 2 \geq 0.5 \quad 3-43$$

که در آن a فاصله قائم بین قید افقی تا تیر است. علاوه بر این شرط، این قید باید از مقاومت کافی در برابر نیروهای وارده برخوردار باشد. از جمله نیروهای وارده، نیروی اعمالی زیر است:

$$P_u = R_y F_y t_w \left(\frac{h}{2} \right) \sin^2 \alpha \quad 3-44$$

در دیوارهایی که از قید افقی استفاده می‌شود، زاویه α باید بر اساس صفحات تقسیم شده در بالا و پایین قید افقی محاسبه شود. همچنین پیشنهاد می‌شود که از اتصال صلب المان افقی به ستون خودداری شود. زیرا در صورت ایجاد مفصل پلاستیک در آن به علت نداشتن اتکا جانبی ناپایدار خواهد شد.

با مشخص شدن ضخامت ورق، ابعاد ستون و قید افقی، می‌توان ابعاد اولیه تیر را بر اساس معیار سختی از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$I_b \geq 0.003 \frac{(\Delta t_w) L^4}{h} \quad 3-45$$

که در آن Δt_w اختلاف ضخامت ورق فولادی در پایین و بالای تیر است.

استفاده از قیدهای قائم باعث کاهش مقاومت خمشی لازم تیر نه تنها در تیر تحتانی بلکه در تمام تیرهای طبقات می‌شود. این قید قائم باعث می‌شود تیر فوقانی به صورت یک تکیه‌گاه در وسط دهانه عمل کند و عکس‌العمل در آن نقطه با عکس‌العمل تمام تیرهای طبقات ترکیب شود. همانند قید افقی، قید قائم نیز باید شرایط بیان شده مشابه به حالت قائم را برآورده کند که می‌تواند ایده‌ای مفید و موثر برای تامین تیرهای یکنواخت در قاب تلفی شود.

المان‌های قائم علاوه بر شرایط بیان شده، باید برای نیروهای محوری متناظر با واکنش تیر ناشی از اختلاف ضخامت صفحه فولادی که قبلاً بیان شد، طراحی شوند. بر این اساس مقاومت محوری این قید قائم به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$P_{(i)} = \sum_1^n \frac{1}{2} w_{r(i)} L_{cf} \quad ۳-۴۶$$

این معادله با معادله ۳-۱۶ ترکیب شده و به صورت زیر حاصل می‌شود:

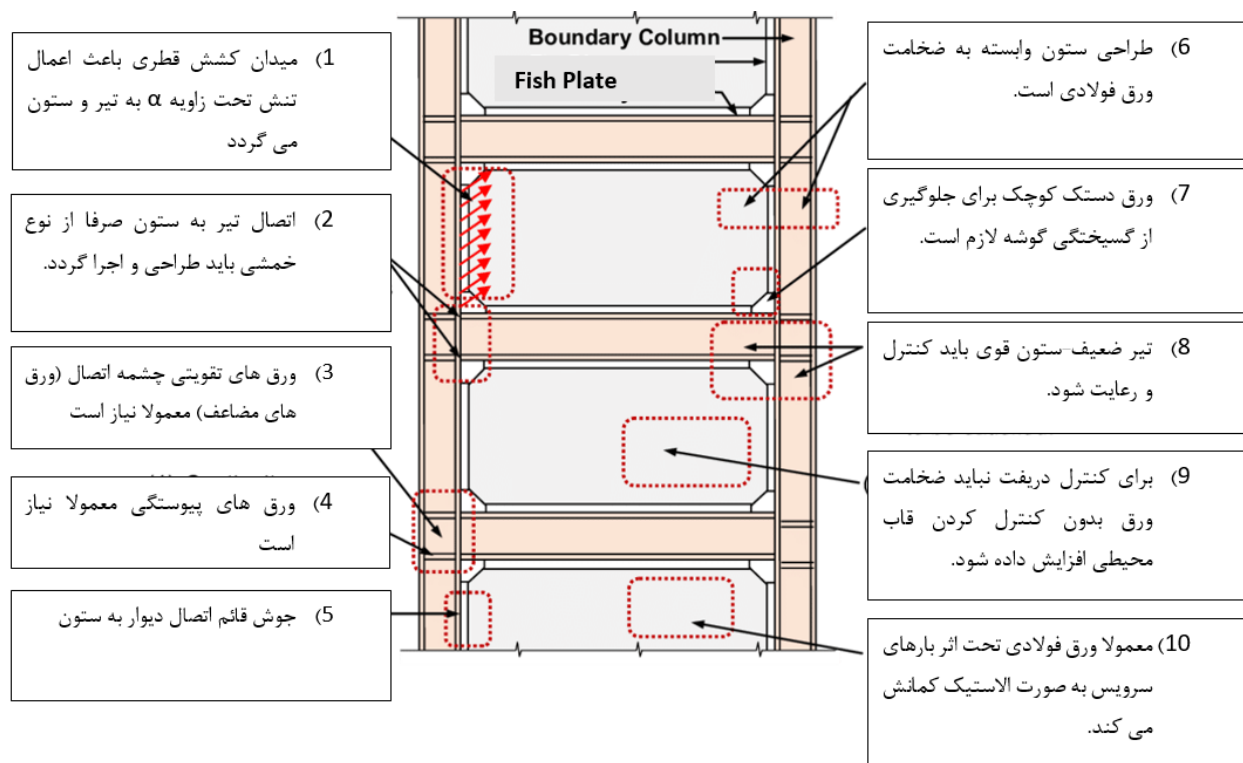
$$P_{(i)} = \frac{V_{(i)}}{2 \tan \alpha} \quad ۳-۴۷$$

همچنین این نیرو لازم است با سایر نیروهای وارده مطابق ترکیبات بار لازم، در نظر گرفته شود.

استفاده از قید قائم که یک نوع سخت‌کننده قائم محسوب می‌شود، خصوصاً در دهانه‌های بلند مفید است. هنگامی که تیر طبقه ممکن است به خاطر تامین نیاز مقاومتی بالا، ابعادی غیر اقتصادی را بطلبد، هزینه افزودن سخت‌کننده در مقابل هزینه سبک شدن مقطع تیر و ستون قابل توجیه است.

۳-۶-۶ خلاصه عملکرد و طراحی دیوار

با استفاده از توضیحات بخش قبل می‌توان دیوار برشی فولادی را طراحی نمود. برای درک بهتر روابط و همچنین دید مناسب در طراحی دیوار برشی فولادی، در شکل ۳-۲۲ خلاصه‌ای از نحوه استفاده روابط و همچنین رفتار دیوار آورده شده است. این شکل دید مناسبی به طراح در طراحی دیوار برشی فولادی خواهد داد.

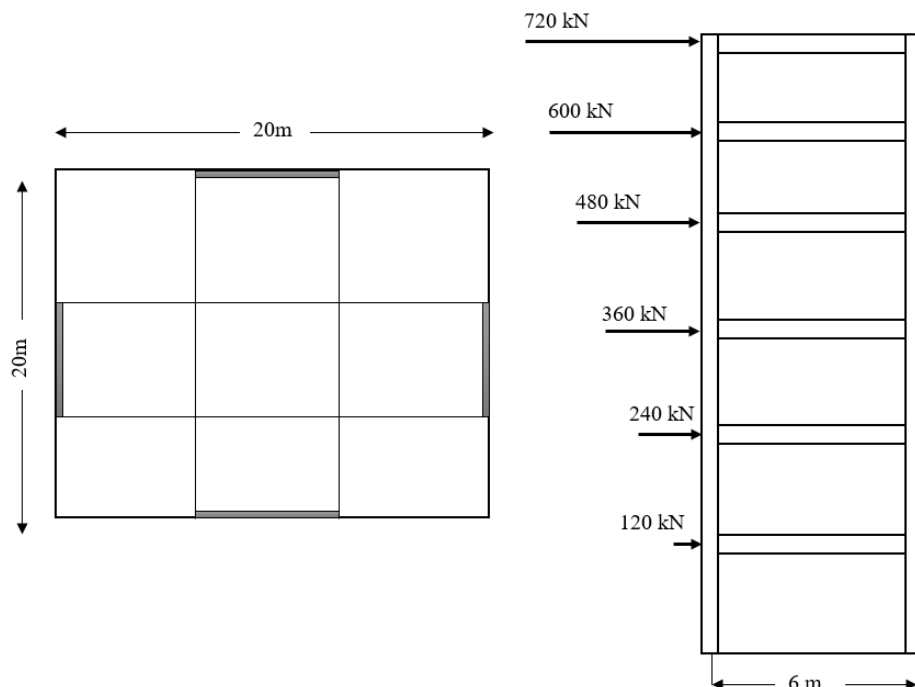


شکل ۳-۲۲: دیوار برشی فولادی

۷-۶-۳ مثال طراحی

مثال ۳-۱: در این مثال نحوه طراحی دیوار برشی فولادی بر اساس الزامات AISC با در نظر گرفتن آیین نامه های ملی تشریح می شود. طراحی یک ساختمان مسکونی ۶ طبقه با زیربنای هر طبقه برابر ۴۰۰ مترمربع در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقات 3.2 m است و ساختمان در مکان با خطر لرزه ای زیاد قرار دارد. اتصال تیر به ستون مفصلی است لذا تمام نیروی جانبی به وسیله دیوار برشی فولادی تحمل خواهد شد. فولاد مصرفی از نوع St 37 با تنش تسلیم 2400 kg/cm^2 است.

بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ نیروهای جانبی در هر طبقه به صورت زیر محاسبه شده است. تیرریزی به نحوی صورت گرفته که بر دهانه دیوار برشی فولادی بار ثقلی اعمال نمی شود. در شکل ۳-۲۳ پلان ساختمان و همچنین نیروهای جانبی وارد شده به دیوار برشی فولادی نمایش داده شده است.



شکل ۳-۲۳: نمای دیوار برشی فولادی و نیروهای جانبی

در این مثال هر چند اتصالات تیر به ستون در سازه مفصلی است، اما در پانل دیوار برشی فولادی اتصالات تیر به ستون از نوع خمشی ویژه است. این امر به دلیل الزام آیین‌نامه AISC است. مراحل طراحی و تحلیل بدین صورت است که ابتدا یک طرح اولیه با اعمال فرضیات لازم صورت می‌گیرد. سپس سازه مورد نظر تحلیل خواهد شد و نهایتاً مقاطع کنترل می‌شود. ممکن است چند سعی و خطا تا تثبیت نهایی مقاطع صورت گیرد. در مثال حاضر به عنوان نمونه یک تیر و یک ستون طراحی نهایی شده‌اند. در مراحل تحلیل و طراحی، منظور از VBE^۱ و HBE^۲ ستون و تیر می‌باشند. علت استفاده از مخفف لاتین این است که در بیش‌تر مراجع معتبر دنیا از این نمادها استفاده شده و هنگامی که در پرانتز قرار می‌گیرند منظور نیروهای ایجاد شده ناشی از آنهاست.

طراحی اولیه

در طراحی اولیه، ابعاد هندسی تیر، ستون و ضخامت ورق فولادی مجهول است. با توجه به اینکه زاویه تنش کششی نیز وابسته به مشخصات قاب و ورق فولادی است، لذا بایستی فرضیاتی برای بدست آوردن ابعاد اولیه لحاظ شود.

^۱ Horizontal Boundary Element

^۲ Vertical Boundary Element

فرض می‌شود کل برش طبقه بوسیله ورق فولادی تحمل می‌شود. پژوهشگران نشان داده‌اند که زاویه تنش کششی ورق بین ۳۰ تا ۵۵ درجه نسبت به خط قائم متغیر است. در طراحی اولیه می‌توان این زاویه را ۴۵ درجه فرض نمود هر چند اگر آن را برابر ۳۰ درجه فرض کنیم یک فرض محافظه کارانه خواهد بود. با مشخص شدن ابعاد قاب و ورق اصلاح کرد. از طرفی مقاومت طراحی برابر است با:

$$\Phi V_n = 0.9(0.42F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha) \quad \text{۳-۱۱ تکراری}$$

که در آن، L_{cf} برابر با طول خالص ورق فولادی است که با توجه به معلوم نبودن ابعاد ستون در این مرحله، برابر با طول دهانه در نظر گرفته می‌شود. بنابراین از معادله فوق ضخامت ورق فولادی بدست می‌آید. با در نظر گرفتن فرضیات اشاره شده، نتایج محاسبات در جدول ۳-۱ نشان داده شده است.

جدول ۳-۱: انتخاب ضخامت ورق فولادی

ضخامت ورق انتخاب شده (mm)	ضخامت ورق لازم t_w (mm)	برش جانبی V_i (kN)	نیروی جانبی F_i (kN)	طبقه
4.0	1.3	720	720	۶
4.0	2.4	1320	600	۵
4.0	3.3	1800	480	۴
5.0	4.0	2160	360	۳
5.0	4.4	2400	240	۲
5.0	4.6	2520	120	۱

با تعیین ضخامت اولیه ورق می‌توان تخمینی از مشخصات هندسی قاب محیطی بدست آورد. باید توجه نمود که لازم است ستون از حاشیه ایمنی، سختی و مقاومت کافی برخوردار باشد. لذا ستون بر اساس معیار سختی طراحی شده و بر اساس معیار مقاومت کنترل می‌شود. همچنین برای آنکه تنش کششی در ورق گسترش یابد، لازم است ستون از سختی لازم برخوردار باشد. بر این اساس ممان اینرسی ستون لازم است روابط زیر را تامین نماید.

$$I_c \geq 0.00307 \frac{t_w h^4}{L} \quad \text{۳-۱۴ تکراری}$$

و ممان اینرسی لازم تیر نیز برابر است با:

$$I_b \geq 0.003 \frac{\Delta t_w L^4}{h} \quad \text{۳-۱۷ تکراری}$$

در جدول ۳-۲ ممان اینرسی لازم تیر و ستون محاسبه شده و بر اساس آن مقاطع اولیه انتخاب شده است.

جدول ۳-۲: انتخاب پروفیل برای تیر و ستون

طبقه	ستون VBE					تیر HBE					α (درجه)
	$I_{C_{لازم}}$	IPB	I_x (cm^4)	A (cm^2)	Z_x (cm^3)	$I_{b_{لازم}}$	IPB	I_x (cm^4)	A (cm^2)	Z_x (cm^3)	
۶	21461	300	25170	149	1868	20972	300	25170	149	1868	42
۵	21461	320	30820	161	2140	0	300	25170	149	1868	42
۴	21461	320	30820	171	2400	0	300	25170	149	1868	42
۳	26826	320	30820	171	2400	5243	300	25170	149	1868	42
۲	26826	320	30820	171	2400	0	300	25170	149	1868	42
۱	26826	320	30820	171	2400	0	300	25170	149	1868	42

با معلوم شدن مشخصات هندسی تیر، ستون و ضخامت ورق فولادی می‌توان زاویه تنش کششی را با استفاده از رابطه ۳-۱۸ محاسبه نمود که در ستون آخر جدول فوق نشان داده شده است. در گام بعدی محاسبات، زاویه محاسبه شده در محاسبات وارد خواهد شد.

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left[\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right]} \quad \text{۳-۱۸ تکراری}$$

در این رابطه، طول خالص ورق فولادی و ارتفاع خالص طبقه در معادله لحاظ شده است. با مشخص زاویه میدان کشش قطری و همچنین طول خالص ورق، می‌توان مقاومت نهایی ورق را محاسبه نمود که باید از برش جانبی بیشتر باشد. این محاسبات در جدول ۳-۳ نمایش داده شده است.

جدول ۳-۳: کنترل ظرفیت برشی ورق

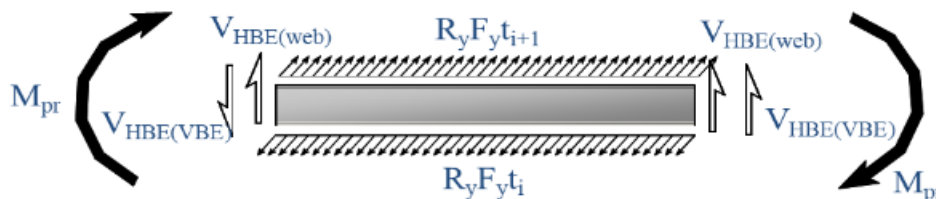
طبقه	VBE	t_w (mm)	L_{cf} (mm)	برش جانبی V_i (kN)	مقاومت اسمی ورق V_n (kN)	$\frac{V_i}{\phi V_n} \leq 1$
۶	IPB300	4,0	5700	720	2298,24	0,35
۵	IPB320	4,0	5680	1320	2290,18	0,64
۴	IPB320	4,0	5680	1800	2290,18	0,87
۳	IPB320	5,0	5680	2160	2862,72	0,84
۲	IPB320	5,0	5680	2400	2862,72	0,93
۱	IPB320	5,0	5680	2520	2862,72	0,98

تحلیل سازه

در طراحی اولیه، فرض شد که کل برش بوسیله ورق فولادی تحمل می‌شود. اما ستون، با توجه به خصوصیات هندسی و ممان اینرسی بالای آن، در باربری جانبی سهم خواهد بود. براساس ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰، برای آن که سیستم دوگانه تلقی شود، قاب خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد بار جانبی باشد. آیین‌نامه ۲۸۰۰ پیشنهاد می‌کند که در ساختمان‌های کوتاه تر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر، به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر جانبی، می‌توان دیوارهای برشی را مستقلاً برای ۱۰۰ درصد بار جانبی و مجموعه قاب خمشی را مستقلاً برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی نمود. هر چند توزیع بار جانبی به نسبت سختی، ممکن است باعث کاهش ضخامت ورق شود، اما در سازه‌های با تعداد طبقات کم چندان تاثیر گذار نخواهد بود.

طراحی تیر

در ادامه، تیر طبقه سوم به عنوان نمونه، طراحی و کنترل می‌شود. در طبقات بالا و پایین این تیر، از ورق فولادی با ضخامت متفاوت استفاده شده است. در شکل ۳-۲۴ نیروهای وارد بر تیر برای محاسبه لنگر ایجاد شده در تیر نشان داده شده است.



شکل ۳-۲۴: دیاگرام آزاد برای محاسبه لنگر داخلی تیر

تغییرات ضخامت ورق در بالا و پایین تیر باعث ایجاد خمش در تیر می‌شود. که مقدار آن برابر است با:

$$w_u = R_y F_y (t_{w3} \cos^2 \alpha_3 - t_{w3} \cos^2 \alpha_3) = 1.15 \times 2400 \times (0.5 \cos^2 42 - 0.4 \cos^2 42)$$

$$= 151.14 \text{ kg / cm}$$

با توجه به اینکه عرض ستون 32cm است لذا طول خالص ورق و همچنین طول خالص تیر برابر است با

$$L_{cf} = 600 - 32 = 568 \text{ cm}$$

و لنگر خمشی ایجاد شده ناشی از بار فوق برابر است با:

$$M_u = \frac{w_u \cdot L_{cf}^2}{8} = \frac{151.14 \times 568^2}{8} = 60.95 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

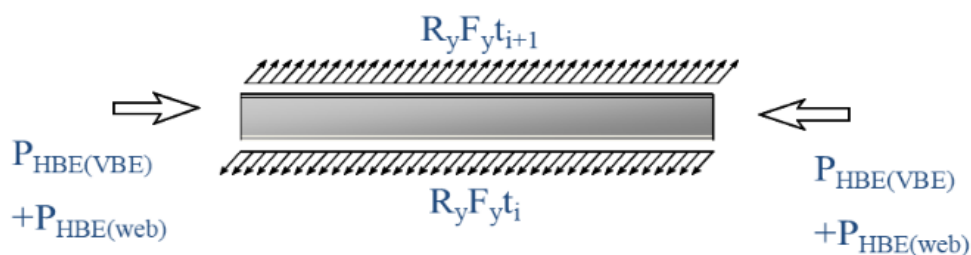
محاسبه نیروی محوری

همانطور که در بخش‌های قبل بیان شد، تیرها در دیوارهای برشی فولادی در معرض نیروهای محوری قابل

ملاحظه‌ای ناشی از تاثیر تنش کششی ورق و نیروهای خمش ستون قرار می‌گیرند. که بصورت شماتیک در شکل ۳-۲۵

نشان داده شده است. مقادیر این نیروها عبارتند از:

$$P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \mp \frac{1}{2} P_{HBE(WEB)} \quad ۴۸-۳$$



شکل ۳-۲۵: دیاگرام نیروهای داخلی جهت محاسبه نیروی محوری تیر

$$P_{HBE(VBE)} = \sum_{3,4} 0.5 R_y F_y t_w h_c \sin^2 \alpha \quad ۳-۴۹$$

در این رابطه h_c ارتفاع خالص طبقه است. از آنجا که تیرهای IPB300 با ارتفاع 30cm استفاده شده و ارتفاع طبقه نیز 320 cm است لذا $h_c = 320 - 30 = 290 \text{ cm}$ است.

$$P_{HBE(VBE)} = 0.5 \times 1.15 \times 2400 (\sin^2 42 \times 0.5 \times 290 + \sin^2 42 \times 0.4 \times 290) = 161.68 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$\begin{aligned} P_{HBE(WEB)} &= \sum_{3,4} 0.5 R_y F_y \sin 2\alpha L_{cf} \\ &= 0.5 \times 1.15 \times 2400 \times [0.5 \times \sin(2 \times 42) - 0.4 \times \sin(2 \times 42)] = 137.24 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

نهایتاً بار محوری اعمال شده به تیر برابر مجموع بارهای فوق است که نصف بار ناشی از تسلیم ورق لحاظ می‌شود.

$$P_{HBE} = 161.68 \times 10^3 + \frac{137.24}{2} \approx 161.75 \times 10^3 (kg)$$

محاسبه لنگر خمشی

در طراحی اعضا تحت اثر همزمان نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی باید اثرات مرتبه دوم ناشی از تغییر شکل جانبی عضو در نظر گرفته شود. در این مثال از روش تشدید لنگر خمشی بر پایه تحلیل ارتجاعی خطی به شرح زیر استفاده می‌شود.

$$M_r = B_1 M_u \quad 3-50$$

که در آن B_1 ضریب تشدید لنگر برای در نظر گرفتن تغییر شکل‌های داخلی است و از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} \quad 3-51$$

که در آن C_m ضریب هم مکانی لنگر حداکثر ناشی از تحلیل مرتبه اول با لنگر ثانوی در اعضا بدون انتقال جانبی است. برای اعضا فشاری تحت بار جانبی بین تکیه‌گاه‌ها در صفحه خمش، مقدار C_m را می‌توان بر پایه تحلیل منطقی محاسبه نمود. در غیر این صورت، به طور محافظه‌کارانه، برابر یک منظور می‌شود. در این مثال نیز، بنابر توصیه آیین‌نامه‌ها، مقدار C_m برابر یک منظور می‌شود.

ضریب طول موثر در صفحه خمش با فرض عدم انتقال جانبی را می‌توان بطور محافظه‌کارانه برابر یک در نظر گرفت. لذا بار کمانش با فرض عدم انتقال جانبی در قاب برابر است با:

$$P_e = \min \begin{cases} P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cf}^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 8650}{568^2} = 528.70 \times 10^3 (kg) \\ P_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cf}^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 25170}{568^2} = 1538.42 \times 10^3 (kg) \end{cases}$$

بنابراین، حداقل مقادیر نیروی کمانشی در طراحی لحاظ می‌شود. لذا ضریب تشدید لنگر برابر است با:

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{161.75 \times 10^3}{528.70 \times 10^3}} = 1.44$$

با محاسبه ضرایب فوق نیروهای طراحی صورت زیر حاصل می‌شوند.

$$P_r = P_u = 161.75 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$M_r = B_1 M_i = 1.44 \times 60.95 \times 10^5 = 87.77 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

با توجه به اینکه پروفیل نورد شده استفاده شده است، مطابق مقررات ملی ساختمان ایران، $R_y = 1.2$ لحاظ می‌شود.

$$M_{pr} = 1.1 R_y \cdot F_y \cdot Z_x = 1.1 \times 1.2 \times 2400 \times 1868 = 59.18 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

وجود نیروی محوری باعث کاهش ظرفیت خمشی تیر می‌شود. در صورتی که نسبت بارمحوری به بار تسلیم تیر بیشتر از ۲۰٪ باشد اثر آن لحاظ می‌شود. بنابراین:

$$P_y = A_g F_y = 149 \times 2400 = 357.6 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{161.75 \times 10^3}{357.6 \times 10^3} = 0.45 > 0.2$$

$$M_{pr}^* = \frac{9}{8} \cdot \frac{1.1 R_y \cdot F_y \cdot Z}{M_{pr}} \left(1 - \frac{P_u}{P_y} \right) = \frac{9}{8} \times 59.18 \times 10^5 \times (1 - 0.45) = 36.62 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

محاسبه برش

نیروهای برشی تیر، از سه قسمت تشکیل می‌شوند که عبارت‌اند از: برش ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک تیر، برش ناشی از بارهای ثقیلی، برش ناشی از اختلاف ضخامت ورق در بالا و پایین تیر. در رابطه ۳-۲۵، این نیروهای برشی به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$V_u = \frac{2M_{pr}^*}{L_h} + \frac{w_g + w_u}{2} L_{cf} \quad \text{۳-۲۵ تکراری}$$

$$L_h = L - 2S_h = L - 2 \left(\frac{d_c + d_b}{2} \right) = 600 - 2 \left(\frac{32 + 30}{2} \right) = 538 \text{ cm}$$

در این مثال با توجه به پلان سازه، بار ثقیلی به تیر وارد نمی‌شود. بنابراین نیروی برشی برابر است با:

$$V_u = \frac{2 \times 36.62 \times 10^5}{538} + \frac{151.14}{2} \times 568 = 75.71 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

نیروی محوری اثر کمی بر نیروی برشی دارد که از آن صرف نظر شد. پس از محاسبه نیروهای اعمال شده به تیر می‌توان به کنترل مقطع و طراحی آن پرداخت. در ادامه کنترل مراحل طراحی تیر شرح داده می‌شود.

کنترل فشردگی مقطع

در دیوارهای برشی فولادی، انتظار تحمل تغییر شکل‌های فرارالتجایی قابل ملاحظه‌ای می‌رود. لذا برای اعضا، ضوابط سخت‌گیرانه‌تری در رابطه با کمانش موضعی بال و جان اعمال می‌شود. در نتیجه برای نسبت عرض یا ارتفاع به ضخامت اجزای تحت فشار، یا خمش و فشار رعایت اعداد کوچک‌تری مقرر می‌شود. این اعداد کوچک‌تر در آیین‌نامه‌ها، تحت عنوان "فشردگی لرزه‌ای" عنوان می‌شود. با توجه به اینکه از پروفیل‌های نورد شده استفاده شده است، لذا شرایط فشردگی را اقلان خواهند کرد.

بررسی اتکاء جانبی

کمانش جانبی باعث می‌شود که تیر به ظرفیت کامل پلاستیک نرسد. لذا این بررسی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. هر چند تیر در طبقه مدفون می‌شود اما در جهت اطمینان، اتکا جانبی بررسی می‌شود.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 7.58 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 385.12 \text{ (cm)}$$

$$L_r = \pi (0.3 b_f) \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 815.79 \text{ (cm)}$$

طول مهار نشده خالص تیر 568cm است. در صورتی که طول مهار نشده تیر کم‌تر از طول مهار نشده تیری باشد که در آن تسلیم حاکم است (L_p)، تیر حداکثر ظرفیت پلاستیک خود را خواهد داشت. در غیر این صورت، طول مهار نشده در حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی (L_r) حاکم شده و ظرفیت خمشی تیر به صورت زیر تقلیل داده می‌شود:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \quad ۳-۵۲$$

که در آن ضریب یکنواختی لنگر C_b برابر یک است. و $M_p = ZF_y = 1868 \times 2400 = 44.83 \times 10^5$ است.

$$M_n = 1 \times \left[44.83 \times 10^5 - (44.83 \times 10^5 - 0.7 \times 2400 \times 1680) \frac{568 - 385.12}{815.79 - 385.12} \right] = 37.78 \times 10^5$$

$$M_u = \phi M_n = 0.9 \times 37.78 \times 10^5 = 34 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

کنترل ترکیب فشار و خمش

اثر توأم فشار محوری و خمش بر اساس رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$F_{ey} = \frac{P_{ey}}{A} = \frac{528.70 \times 10^3}{149} = 3548.32 > 0.44F_y = 1056 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0.658 \left(\frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 0.658 \left(\frac{2400}{3548} \right) \times 2400 = 1808.27 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$P_n = F_{cr} A = 1808.27 \times 149 = 269.43 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$P_u = \phi P_n = 0.9 \times 269.43 \times 10^3 = 242.49 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$\frac{P_r}{P_u} = \frac{161.75 \times 10^3}{242.49 \times 10^3} = 0.66 > 0.2$$

بنابراین اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی بر اساس رابطه زیر کنترل می‌شود.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \frac{M_r}{M_u} \leq 1 \quad ۳-۵۳$$

$$\frac{161.75 \times 10^3}{242.49 \times 10^3} + \left(\frac{8}{9} \right) \times \frac{87.77 \times 10^5}{34 \times 10^5} = 2.95 \text{ NG}$$

هر چند مقطع تیر جوابگوی نیاز سختی بود، اما نیاز ظرفیتی را برآورده نمی‌کند و لازم است در طراحی تجدید نظر صورت گیرد. در نگاه اول شاید انتخاب تیر با مقطع بزرگتر جوابگو باشد. اما این دید سطحی انگارانه بوده زیرا با تقویت تیر در نتیجه اتصالات قوی‌تری نیاز است. از طرفی مقطع تیر قوی‌تر باعث ایجاد نیروهای بزرگتری در ستون می‌شود.

راه حل منطقی‌تر آن است که طراح نیروهای اعمالی به تیر را کاهش دهد و بدون افزایش مقطع تیر، ظرفیت را بالا ببرد. همانطور که قبلاً بیان شد کمانش جانبی باعث می‌شود که تیر به ظرفیت پلاستیک کامل نرسد لذا با ایجاد اتکاء جانبی می‌توان از ظرفیت پلاستیک استفاده نمود. از طرفی کمانش حول محور قوی حاکم بر بار کمانشی و در نتیجه افزایش آن می‌شود. با این ایده ضریب تشدید لنگر نیز کاهش می‌یابد. بنابراین لازم است فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی کمتر از L_p انتخاب شوند. با قرار دادن تیر فرعی یا هر المان افقی عمود بر تیر مورد بحث، در وسط دهانه فاصله تکیه‌گاه جانبی اقناع می‌شود. لذا نیروی طراحی این تکیه‌گاه جانبی از مقاومت بال بصورت زیر است:

$$P_{br} = 0.02F_y t_f b_f = 0.02 \times 2400 \times 30 \times 2.7 = 3888 \text{ (kg)}$$

این عضو فرعی باید از سختی لازم نیز برخوردار باشد. سختی لازم آن برابر است با:

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left[\frac{10M_r C_d}{L_b h_o} \right] \quad \text{۳-۴۲ تکراری}$$

پس یک تیر فرعی برای تحمل نیرو و تامین سختی فوق طراحی و اجرا می‌شود. در اتصال این تیر اصلی از جفت نبشی جان یا هر نوع اتصال ساده استفاده می‌شود. در کنترل مجدد تیر طول مهار نشده برابر است با:

$$L_b = 568 / 2 = 284 \text{ cm}$$

لذا ظرفیت خمشی تیر بر اساس تسلیم حاکم بوده و برابر است با:

$$L_b = 284 < L_p = 385.12 \Rightarrow M_n = M_p = 44.83 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

$$M_u = \phi M_n = 0.9 \times 44.83 \times 10^5 = 40.35 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

همچنین بار کمانشی برابر است با:

$$P_e = \min \begin{cases} P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cf}^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 8650}{284^2} = 2114.80 \times 10^3 \text{ (kg)} \\ P_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cf}^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 25170}{568^2} = 1538.42 \times 10^3 \text{ (kg)} \end{cases}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{161.75 \times 10^3}{1538.42 \times 10^3}} = 1.11$$

در نهایت نیروهای طراحی برابرند با:

$$M_r = B_1 M_i = 1.11 \times 60.95 \times 10^5 = 67.65 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

$$P_r = P_u = 161.75 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$F_{ey} = \frac{\min(P_{ey}, P_{ey})}{A} = \frac{1538.42 \times 10^3}{149} = 10324.97 > 0.44 F_y = 1056 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_{cr} = 0.658 \left(\frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 0.658^{(2400/10324)} \times 2400 = 2177.50 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$P_n = F_{cr} A = 2177.50 \times 149 = 324.44 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$P_u = \phi P_n = 0.9 \times 324.44 \times 10^3 = 291.99 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$\frac{P_r}{P_u} = \frac{161.75 \times 10^3}{291.99 \times 10^3} = 0.55 > 0.2$$

بنابر این اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی بر اساس رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \frac{M_r}{M_u} \leq 1$$

$$\frac{161.75 \times 10^3}{291.99 \times 10^3} + \frac{8}{9} \times \frac{67.65 \times 10^5}{40.35 \times 10^5} = 2.04 \text{ NG}$$

همان گونه که مشاهده می‌شود نسبت ظرفیت از ۲٫۹۵ به ۲٫۰۴ یعنی حدوداً هفتاد درصد نیاز مقطع کاهش پیدا نمود.

حال در این شرایط می‌توان مقطع تیر را افزایش داد. برای یافتن مقطع باید چند سعی و خطا اعمال شود که در این

کتاب مرحله آخر آن بیان می‌شود. اگر از مقطع IPB450 استفاده کنیم، کفایت مقطع برابر است با:

$$P_e = \min \begin{cases} P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cf}^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 11720}{284^2} = 2865.37 \times 10^3 \text{ (kg)} \\ P_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{L_{cf}^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 79890}{568^2} = 4882.98 \times 10^3 \text{ (kg)} \end{cases}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{161.75 \times 10^3}{2865.37 \times 10^3}} = 1.06$$

در نهایت نیروهای طراحی برابرند با:

$$M_u = ZF_y = 3980 \times 2400 = 95.52 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

$$M_r = B_1 M_i = 1.06 \times 60.95 \times 10^5 = 64.61 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

$$P_r = P_u = 161.75 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$F_{ey} = \frac{\min(P_{ey}, P_{ey})}{A} = \frac{2865.37 \times 10^3}{218} = 13143.9 > 0.44F_y = 1056 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_{cr} = 0.658^{\left(\frac{F_y}{F_e}\right)} F_y = 0.658^{(2400/13143)} \times 2400 = 2223.41 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$P_n = F_{cr} A = 2223.41 \times 218 = 484.7 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$P_u = \phi P_n = 0.9 \times 484.7 \times 10^3 = 436.23 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$\frac{P_r}{P_u} = \frac{161.75 \times 10^3}{436.23 \times 10^3} = 0.37 > 0.2$$

بنابر این اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی بر اساس رابطه زیر کنترل می‌شود.

$$\frac{161.75 \times 10^3}{436.23 \times 10^3} + \frac{8}{9} \times \frac{64.61 \times 10^5}{95.52 \times 10^5} = 0.97 \text{ Ok}$$

کنترل مقاومت برشی تیر

$$\frac{h}{t_w} = \frac{45 - 2 \times 2.6}{1.4} 28.43 \leq 2.20 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63.5 \rightarrow \phi_v = 1$$

$$\phi V_n = \phi_v \cdot 0.6 F_y A_w = 1 \times 0.6 \times (45 - 2 \times 2.6) \times 1.4 \times 2400 = 80.24 \times 10^3 > V_u = 51.94 \times 10^3$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}^*}{L_h} + \frac{0 + w_u}{2} \cdot L_{cf}$$

$$L_h = L - 2S_h = L - 2 \times \left[\frac{d_c + d_b}{2} \right] = 600 - 2 \times \left[\frac{32 + 45}{2} \right] = 523 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^* = \frac{9}{8} (1.1 \times 1.2 \times 2400 \times 3980) \left[1 - \frac{436.23 \times 10^3}{218 \times 2400} \right] = 23.58 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

در این مثال با توجه به پلان سازه، بار ثقلی به تیر وارد نمی‌شود. بنابراین نیروی برشی برابر است با:

$$V_u = \frac{2 \times 23.58 \times 10^5}{523} + \frac{151.14}{2} \times 568 = 51.94 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

نیروی محوری اثر کمی بر نیروی برشی دارد که از آن صرف نظر شد.

کنترل سختی تیر

با توجه به اینکه در طراحی اولیه، مقطع تیر براساس سختی انتخاب شد، نیازی به کنترل مجدد ندارد. سایر تیرها با توجه به اینکه اختلاف ضخامت ندارد از لحاظ مقاومت و سختی مشکلی ندارند اما جهت پرهیز از تکرار مکررات از تشریح محاسبات آنها خودداری می‌شود. همچنین مقطع IPB500 برای بام استفاده می‌شود.

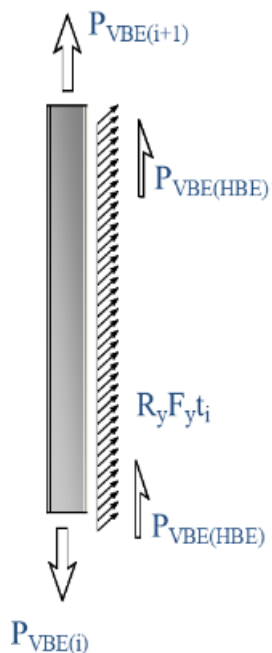
طراحی ستون

همان گونه که قبلاً نیز بیان شد، با توجه به طول ستون معمولاً مقطع ستون که در طبقات پایین جوابگو باشد برای چند طبقه فوقانی به دلیل پرهیز از وصله، استفاده می‌شود. بنابراین در این مثال ستون طبقه اول طراحی می‌شود که در طبقات فوقانی نیز به کار گرفته می‌شود. با توجه به توضیحات بخش‌های گذشته و رجوع به شکل ۳-۲۶ نیروی فشاری ستون از سه منبع زیر تشکیل می‌شود:

الف) تسلیم ورق فولادی در طبقات بالاتر از تراز ستون در دست طراحی

ب) ظرفیت برش لرزه‌ای تیرهای طبقات بالاتر از تراز ستون در دست طراحی. این برش از برش تیر ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و برش ایجاد شده در طول ورق فولادی تشکیل می‌شود.

ج) سهم قاب از بار جانبی



شکل ۳-۲۶: دیاگرام آزاد نیروهای داخلی در محاسبه نیروی محوری ستون

نیروی فشاری بندهای الف و ب با استفاده از فرمول زیر محاسبه شده و در جدول ۳-۴ فهرست شده‌اند.

$$E_m = \sum 0.5 R_y F_y t_w h_c \sin 2\alpha + \sum V_u \quad \text{تکراری ۳-۱۹}$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u L_{cf}}{2} \quad \text{تکراری ۳-۲۵}$$

جدول ۳-۴

طبقه	L_{cf}	h_c	w_u kg/cm	P_{HBE} (VBE)	P_{HBE} (web)	P_u	P_y	M_{pr}^*	L_h	V_u (kg)	E_m
6	570	280	607.2	72576	311493.6	384070	573600	5676158	520	194883.4	542781.2
5	568	290	0	147744	1092.96	148837	357600	3886607	538	14448.35	382259.3
4	568	282.5	0	148392	0	148392	357600	3894891	538	14479.15	392670.6
3	568	282.5	151.8	164754	77600.16	242354	523200	7614143	523	72228.38	561243.4
2	568	290	0	185490	0	185490	357600	3204226	538	11911.62	517961.5
1	568	305	0	192780	0	192780	357600	3068506	538	11407.09	330765.1

نیروی محوری برابر ستون طبقه اول برابر است با:

$$E_m = 330765 \text{ (kg)}$$

همچنین بار ثقلی با اعمال ضرایب ترکیبات بار بر اساس مقررات ملی ساختمان ایران باید مورد استفاده قرار گیرد که در این مثال از آنها صرف نظر شده است. بنابراین در جدول ۳-۵ مقدار مجموع نیروی کششی لیست شده است.

$$P_r = 330765 = 330.77 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$E_m = \underbrace{\sum 0.5R_y F_y t_w h_c \sin 2\alpha}_{E_{m1}} + \sum \frac{2M_{pr}}{L_h} - \sum \frac{w_u L_{cf}}{2} = 22814.17 \text{ (kg)} \quad \text{فشاری}$$

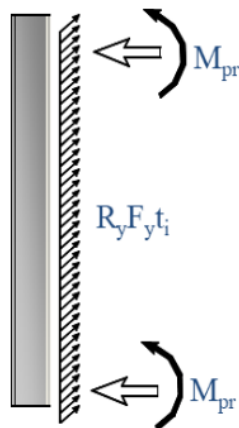
جدول ۳-۵: محاسبه کشش در ستون

طبقه	L_{cf} (cm)	h_c (cm)	w_u (kg/cm)	M_{pr}^* (kg.cm)	L_h (cm)	E_{m1} (kg)	کشش (kg)	∑ کشش (kg)
6	570	280	607.2	5676158	520	153014.4	1793.78	349691.55
5	568	290	0	3886607	538	158479.2	172927.55	345855.11
4	568	282.5	0	3894891	538	154380.6	168859.75	337719.50
3	568	282.5	151.8	7614143	523	192975.8	178981.73	444185.86
2	568	290	0	3204226	538	198099	210010.62	420021.24
1	568	305	0	3068506	538	0	11407.09	22814.17

بنابراین تسلیم ورق در ستون کشش ایجاد نکرده و بارهای اعمالی فشاری هستند.

محاسبه لنگر خمشی

لنگر خمشی ستون از تسلیم ورق فولادی، تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها و سهم قاب از بار جانبی تشکیل می‌شود. که به ترتیب محاسبه و توضیح داده می‌شود. توضیحات لازم در فصل‌های مربوطه ارائه شده است. این نیروها بصورت شماتیک در شکل ۳-۲۷ نشان داده شده است.



شکل ۳-۲۷: دیاگرام آزاد نیروهای داخلی در محاسبه لنگر ستون

لنگر خمشی به دلیل تسلیم ورق فولادی برابر است با:

$$M_{VBE(web)} = 0.5 R_y F_y t_w \frac{h_c^2}{12} \sin^2 \alpha = 0.5 \times 1.15 \times 2400 \times 0.5 \times \frac{305^2}{12} \times \sin^2 42$$

$$= 23.95 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

لنگر خمشی به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک تیر برابر است با:

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} \sum M_{pb}$$

$$= \frac{1}{2} \sum \frac{M_{pr}^*}{1.1 R_y} + V_u S_h = \frac{1}{2} \left(\frac{3068506}{1.1 \times 1.2} + 11407.09 \times (30 + 32) \right)$$

$$= 15.16 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

$$M_{VBE} = M_{VBE(web)} + M_{VBE(HBE)} = 23.95 \times 10^5 + 15.16 \times 10^5 = 39.11 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_y}{(k h_c)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 9240}{(1 \times 305)^2} = 1958.67 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$F_e = 12165.66 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{330.77 \times 10^3}{1958.67 \times 10^3}} = 1.2$$

$$M_r = 1.2 \times 39.11 \times 10^5 = 46.93 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

کنترل فشردگی لرزه‌ای مقطع

با توجه به اینکه پروفیل نورد شده است لذا شرایط فشردگی لرزه‌ای را اقلان می‌کند.

کنترل ترکیب فشار و خمش

$$F_e = 12165.66 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \geq 0.44F_y = 1056 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_{cr} = 0.658 \left(\frac{F_y}{F_e} \right) F_y = 0.658 \left(\frac{2400}{12165.66} \right) \times 2400 = 2209.79 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$P_n = AF_{cr} = 161 \times 2209.79 = 355.78 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$P_u = 0.9P_n = 0.9 \times 355.78 \times 10^3 = 320.20 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$\frac{P_r}{P_u} = \frac{330.77 \times 10^3}{320.20 \times 10^3} = 1.03 \text{ NG}$$

مشاهده می‌شود بدون لحاظ کردن اثر لنگر، مقطع جوابگو نیست لذا باید از پروفیل قوی‌تری استفاده نمود. در

جدول ۳-۶ چند سعی و خطا با نمایش نسبت تنش نشان داده شده است. مشخصات هندسی پروفیل‌های استفاده شده

در جدول ۳-۷ آورده شده است.

جدول ۳-۶: نسبت نیرو به ظرفیت

IPB	B ₁	(kg.cm) Mr	F_{cr} (kg/cm ²)	P_n (kg)	$\frac{P_r}{\phi P_n}$	ratio
400	1.17	45.7×10^5	2200.6	435.727×10^3	0.84	1.42
450	1.15	45.11×10^5	2197.5	479.056×10^3	0.77	1.23
500	1.14	44.62×10^5	2194	524.36×10^3	0.70	41.0

جدول ۳-۷: مشخصات هندسی و ظرفیت پروفیل‌ها

IPB	Z (cm ³)	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	P _{ey} (kg)	F _{ey} ($\frac{kg}{cm^2}$)	L _p (cm)	M _n (kg.cm)
400	3240	198	10820	2293596	11583.8	375.6	77.76×10^5
450	3980	218	11720	2484375	11396.2	372.5	95.52×10^5
500	4820	239	12620	2675155	11193.1	369.2	115.68×10^5

محاسبه نیروی برشی ستون

محاسبات این قسمت به خواننده واگذار می‌شود. در جدول ۳-۸ مشخصات نهایی قاب و همچنین زاویه میدان کشش قطری محاسبه شده است.

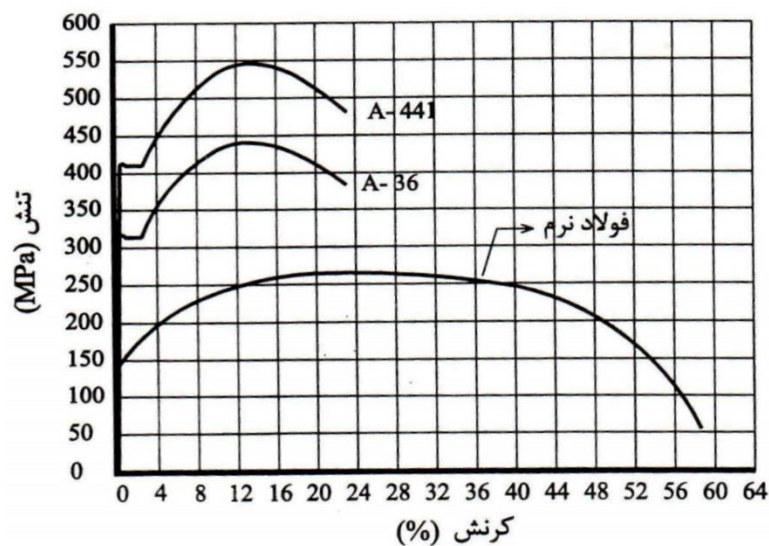
جدول ۳-۸: مقاطع نهایی دیوار برشی فولادی

طبقه	t_w (cm)	Column			Beam			h_c (cm)	L_{cf} (cm)	$\tan \alpha$	α (Deg)
		IPB	$I_x (cm^4)$	$A (cm^2)$	IPB	$I_x (cm^4)$	$A (cm^2)$				
6	0.4	400	57680	198	500	107200	628	280	560	1.03	46
5	0.4	400	57680	198	300	25170	149	290	560	0.94	43
4	0.4	500	107200	628	300	25170	149	282.5	550	0.89	42
3	0.5	500	107200	628	450	3980	218	282.5	550	0.91	42
2	0.5	500	107200	628	300	25170	149	290	550	0.87	41
1	0.5	500	107200	628	300	25170	149	305	550	0.86	41

پس از تعیین مشخصات نهایی تیر، ستون و ضخامت ورق می‌توان زاویه میدان تنش کششی را محاسبه کرده و سپس دریافت طبقات را کنترل نمود که به خواننده واگذار می‌شود.

۳-۷ بهبود رفتار دیوار با استفاده از فولاد LYP

این نوع فولاد که در حال حاضر در ایران نیز تولید می‌شود دارای تنش تسلیم پایین تر از فولاد مرسوم ساختمانی St37 است. تنش تسلیم فولادی با حد تسلیم پایین که به فولاد نرم یا LYP نیز شناخته می‌شود در حدود 100 MPa یا 1000 kg/cm^2 است. اگر تنش تسلیم فولاد St37 را 2400 kg/cm^2 در نظر بگیریم، فولاد نرم تنش تسلیم ۲,۴ برابر کمتر از فولاد ساختمانی دارد. در شکل ۳-۲۸ نمودار تنش کرنش فولادها نشان داده شده است. مدول الاستیسیته فولاد نرم با فولاد ساختمانی برابر است.



شکل ۳-۲۸: نمودار تنش-کرنش فولاد نرمه [5]

همان گونه که قبلا نیز بیان شد، باربری جانبی در دیوار برشی فولادی در اصل بر عهده ورق فولادی است. بنابراین ابتدا ضخامت ورق فولادی بر اساس نیروهای وارده تعیین می‌شود سپس بر اساس رفتار پس کمانشی ورق و همچنین سهم باربری قاب از بار جانبی و علاوه بر آن اعمال بارهای ثقلی، قاب محیطی طراحی می‌شود. رفتار پس کمانشی ورق باعث اعمال نیروهای بسیار بزرگ به قاب محیطی می‌شود. با توجه به اینکه ضخامت ورق فولادی بسیار کم است، ظرفیت کمانشی آن بسیار پایین است و تحت اثر بارهای کم و حتی در ناحیه الاستیک کمانش می‌کند. اگر ضخامت ورق را افزایش دهیم ظرفیت کمانش ورق افزایش پیدا می‌کند اما نیروهای اعمالی به قاب محیطی نیز بسیار بزرگ می‌شود. بنابراین افزایش ضخامت ورق با استفاده از فولاد معمولی برای جلوگیری از کمانش در ناحیه الاستیک منتفی است. از آنجا که تنش تسلیم فولاد نرمه ۲۴۰ برابر کمتر از فولاد معمولی است لذا می‌توان وقتی از فولاد نرمه استفاده می‌شود ضخامت ورق را ۲۴۰ برابر افزایش داد بدون اینکه نیروهای اعمالی به قاب افزایش داده شود. با افزایش ضخامت، ظرفیت کمانش ورق نیز افزایش می‌یابد. پس قطعا جمع شدگی وسط منحنی هیستریزس که ناشی از کمانش ورق بود بهبود پیدا می‌کند. پژوهشگران نیز این نکته را با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی تصدیق کرده‌اند که استفاده از فولاد نرم در دیوار برشی فولادی باعث بهبود رفتار هیستریک دیوار و به ویژه افزایش جذب انرژی دیوار می‌شود.

افزایش ضخامت ورق (بدون اینکه نیروهای اعمالی به تیر و ستون افزایش داده شود) باعث افزایش سختی جانبی سازه می‌شود. با افزایش سختی در نتیجه سهم باربری ورق نسبت به قاب محیطی افزایش می‌یابد بنابراین ابعاد قاب خارج از دهانه دیوار کاهش پیدا می‌کند. علاوه بر آن، افزایش سختی باعث کاهش نسبت دررفت سازه می‌شود که در سازه‌های بلند بسیار مهم است.

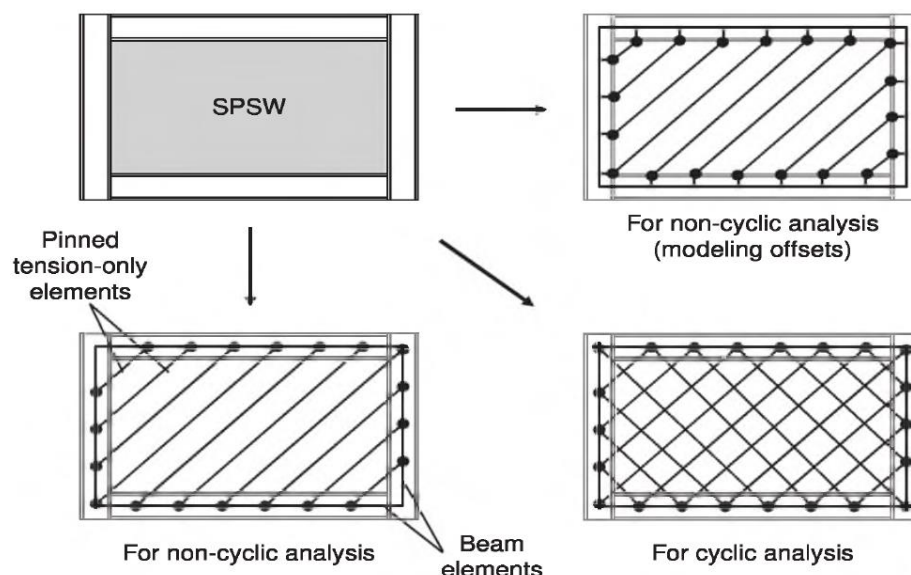
اگر تعداد طبقات ساختمان کم باشد در بیشتر موارد ضخامت ورق فولادی کمتر از ۶ میلیمتر به دست می‌آید. برای مسائل اجرایی طراح ناگزیر به استفاده از ضخامت ۶ میلیمتر برای دیوار است که عملاً نیازی به آن نیست. از آنجا که قاب محیطی برای رفتار پس کمانشی ورق طراحی می‌شود، مجبور به استفاده از ستون‌های قوی خواهیم بود هر چند نیازی به آنها نیست. حال اگر از فولاد نرم استفاده شود، تا ضخامت $6/2.4 = 2.5 \text{ mm}$ می‌توان از ورق فولادی نرمه استفاده نمود بدون آنکه مجبور باشیم قاب محیطی را برای نیروهای عظیم طراحی کنیم.

۸-۳ سایر روش‌های تحلیل و طراحی دیوار برشی فولادی

تاکنون روش‌های متعددی برای تحلیل و طراحی دیوار برشی فولادی پیشنهاد شده است. اغلب این روش‌ها جنبه تحقیقاتی داشته و هر چند با نتایج آزمایشگاهی تطابق خوبی دارند اما به دلیل پیچیدگی، در پروژه‌های عملی قابل استفاده نیستند. بنابراین در ادامه چند روش که از مقبولیت زیادی در بین پژوهشگران و مهندسان محاسب برخوردار است تشریح می‌شود.

۸-۳-۱ مدل نواری

مدل نواری توسط توربرن و همکاران [36] برای تخمین مقاومت دیوارهای برشی لاغر تقویت نشده ارائه شده است و اساس آن بر تئوری میدان کشش قطری واگنر [37] استوار است. همچنین فرض می‌شود تیرها از لحاظ خمشی صلب و ستون‌ها با هندسه و صلبیت واقعی مدل‌سازی می‌شوند. المان‌های خربایی نیز فقط قادر به انتقال نیروی کششی بوده و در فشار مقاومتی ندارند همچنین از مقاومت قبل از کمانش صفحه فولادی صرف نظر می‌شود.



شکل ۳-۲۹: مدل خربایی یا نواری [38]

مدل نواری در پیوست M از آیین‌نامه ملی کانادا (CSA) و الزاماتی مشابه آن در آیین‌نامه فولاد آمریکا AISC پیشنهاد شده است. در این مدل جان دیوار برشی با یکسری المان خربایی موازی، که زاویه آنها طبق رابطه (۱-۱) ارائه شده، جایگزین می‌شود شکل ۳-۲۹.

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + \frac{t_w h}{A_b}} \quad ۳-۵۴$$

این معادله توسط توربرن و همکاران [36] بر اساس روش کار مجازی برای دیوار برشی فولادی با اتصالات ساده تیر به ستون ارائه شد که بعدها توسط تایملر [39] اصلاح شد. در این معادله فرض می‌شود که میدان کشش قطری در زاویه یکسان، ثابت است. همچنین توربرن، تایملر و کولاک در سال ۱۹۸۳، معادله زیر را برای دیوارهای برشی فولادی با اتصالات صلب تیر به ستون ارائه نمود. برای اطلاعات بیشتر در این زمینه می‌توان به مطالعات درایور و همکاران [18]، و ترامپوس و کولاک [40] رجوع نمود.

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + t_w L \left(\frac{1}{2A_c} + \frac{L^3}{120I_b h} \right)}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad ۳-۵۵$$

با توجه به اینکه زاویه قرارگیری المان‌های خرپایی وابسته به ابعاد هندسی دیوار و قاب محیطی است، المان‌های خرپایی در پایین و بالای تیر طبقه ممکن است بر هم منطبق نشوند. تیر بایستی به تعداد لازم در طول بین هر دو المان خرپایی تقسیم بندی شود. طول هر قسمت تیر برای n خرپای موازی در هر پانل به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta_x = \frac{1}{n} (l + h \sin \alpha) \quad ۳-۵۶$$

نقاط قرار گیری خرپا روی ستون بایستی بر اساس محل قرار گیری خرپا روی تیر و بر اساس زاویه المان‌های خرپایی محاسبه شود. سطح مقطع هر المان خرپایی برابر ضخامت دیوار در عرض سهم هر المان است. بنابراین داریم:

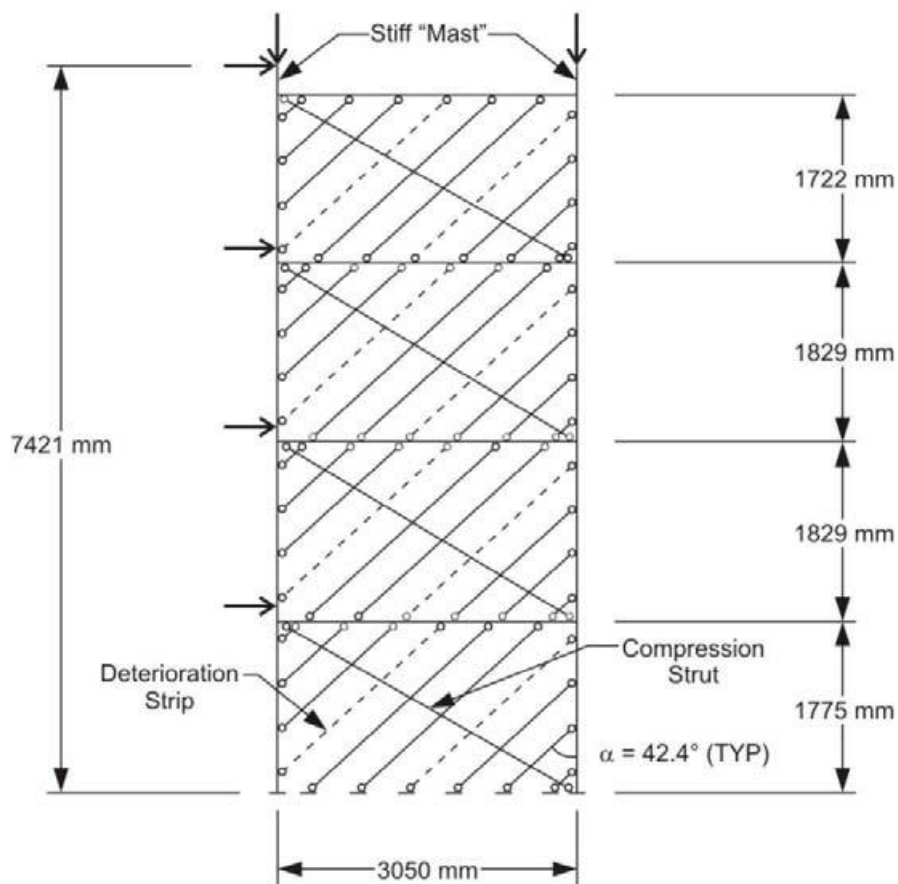
$$A_s = \frac{[l \cos x + h \sin x]}{n} t_w \quad ۳-۵۷$$

به دلیل وابستگی زاویه قرارگیری المان‌ها به ابعاد هندسی تیر و ستون، و از آن جایی که در مرحله اول هم ابعاد تیر و ستون و نیز زاویه تشکیل میدان کشش قطری مجهول است، بایستی پس از چند سعی و خطا به نتیجه مطلوب رسید. نتایج آزمایش‌ها و تحقیقات عددی پژوهشگران نشان داده است که زاویه قرارگیری المان‌ها بین ۳۵ تا ۵۵ درجه متغیر است. در دیوارهای برشی متعارف عموماً در پانل‌هایی که عرض پانل بزرگتر از ارتفاع بوده، $\alpha < 45$ و در پانل‌هایی که عرض کمتر از ارتفاع پانل است، $\alpha > 45$ است. برای اولین سعی و خطا می‌توان زاویه حد را در حدود ۴۵ درجه فرض نمود و پس از طراحی اولیه تیر و ستون‌ها و ضخامت ورق اقدام به محاسبه دقیق زاویه و کنترل طراحی نمود.

۲-۸-۳ مدل نواری اصلاح شده

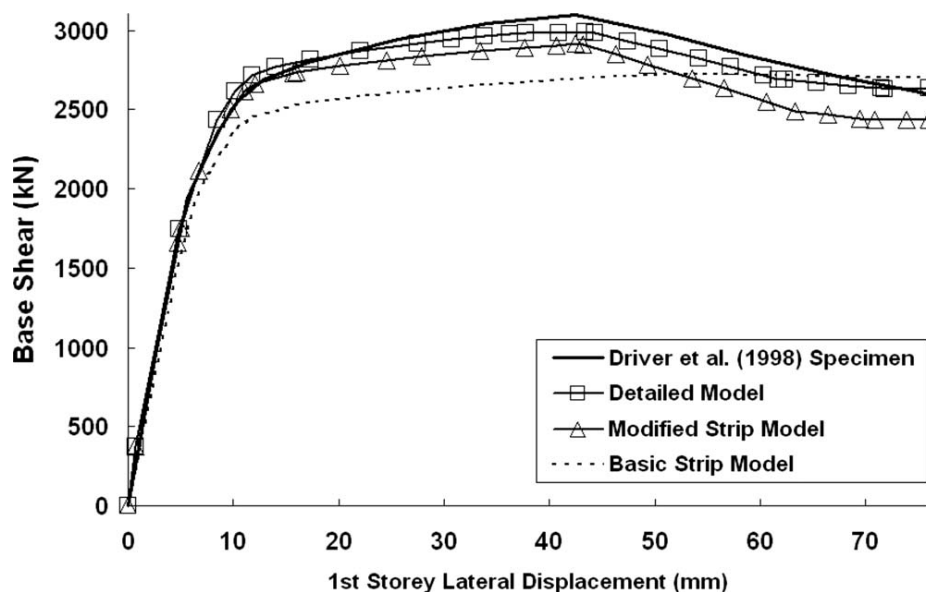
مدل نواری پیشنهاد شده در سال ۱۹۹۷ مقدار سختی و مقاومت نهایی را کمتر از مقدار واقعی تخمین می‌زند. دلیل آن را می‌توان در صرف نظر کردن از مقاومت ورق در قطر فشاری بیان نمود. قطر فشاری ورق در سختی الاستیک و همچنین مقاومت جانبی دیوار مشارکت می‌کند، هر چند مقدار آن کم و قابل اغماض است. علاوه بر آن، از مقدار تنش‌های کششی که در لنگر واژگونی مشارکت می‌کنند و در ورق در نزدیکی ستون تحت اثر کشش شکل می‌گیرند صرف نظر می‌شود. برای لحاظ کردن موارد بیان شده، مدل نواری اصلاح شده توسط شیشکین و همکاران [41] پیشنهاد شد که در آن یک المان فشاری خرپایی مانند شکل ۳-۳۰ در نظر گرفته می‌شود. این المان خرپایی در قطر فشاری در جهت عکس المان‌های نواری کششی قرار داده می‌شود و مساحت آن به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$A_{cs} = \frac{Lt_w \sin^2 \alpha}{2 \sin \Phi \sin 2\Phi} t_w$$



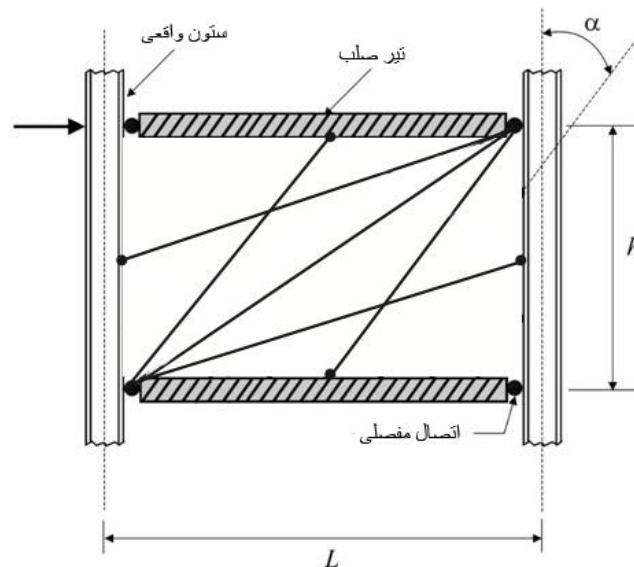
شکل ۳-۳۰: مدل نواری اصلاح شده با المان قطری فشاری [41]

در شکل ۳-۳۱ نتایج روش نواری و نواری اصلاح شده با مدل آزمایشگاهی چهار طبقه تمام مقیاس درایور که در سال ۱۹۸۹ تست شد مقایسه شده است. این مقایسه نشان می‌دهد روش اصلاح شده دقت بهتری نسبت به روش نواری مرسوم دارد. هر چند که روش نواری اصلاح شده دقت بهتری را نشان می‌دهد اما روش نواری ساده برای طراحی، نتایج را در جهت اطمینان ارائه می‌کند.



شکل ۳-۳۱: مدل نواری اصلاح شده [41]

رضایی و همکاران [42] و رضایی [43] تحقیقاتی در مورد دیوار برشی فولادی انجام دادند که نتایج این تحقیقات، ارائه مدل‌هایی جهت تخمین رفتار دیوار برشی فولادی است. مدل نواری اولیه، بر این فرض استوار است که میدان کششی تولید شده توسط تنش‌های صفحه‌ای، در عرض هر پانل یکنواخت است. اما در تحقیقات بعدی نشان داده شد که میدان تنش‌های صفحه‌ای در عرض صفحه یکنواخت نبوده و رفتار واقعی دیوار برشی تقویت شده پیچیده‌تر از آن است که با یک سری المان‌های خرابایی موازی مدل‌سازی شود. تحقیقات رضایی و همکاران نشان داد که زاویه نوارهای کششی در گوشه‌های ورق، به قائم و در وسط ورق، به افق تمایل دارند. این موضوع ناشی از اندرکنش ورق و اعضای پیرامون در گوشه‌ها است. با توجه به مطالب فوق، رضایی و همکاران مدل نواری غیرموازی را برای مدل‌سازی دیوارهای تقویت نشده پیشنهاد کرد. در این مدل مطابق شکل ۳-۳۰ یک نوار کششی به صورت قطری بین دو گوشه و دو نوار از هر گوشه به وسط تیر و ستون متصل می‌شود. سطح مقطع نوارهای کششی بر اساس میزان اندرکنش قاب و دیوار تعیین می‌شود. این روش مورد استقبال پژوهشگران قرار نگرفت.

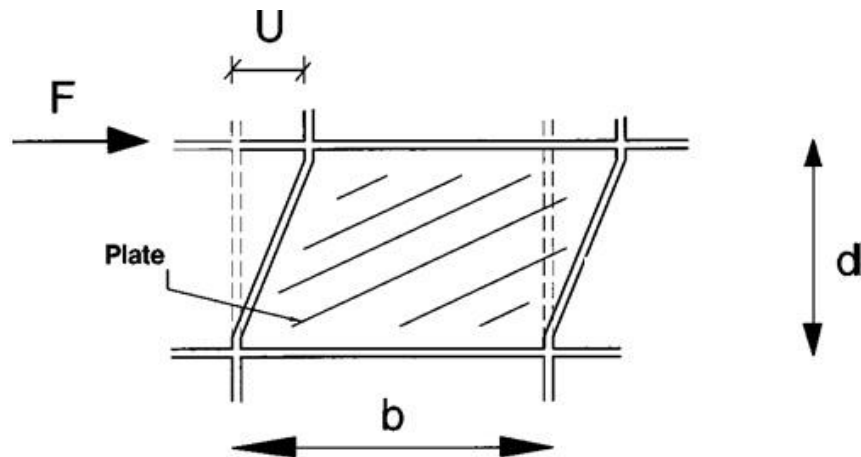


شکل ۳-۳۲: مدل نواری غیرموازی [43]

۳-۸-۳ مدل اندرکنش قاب - صفحه [44,45]

در اواخر دهه ۸۰ میلادی، صبوری و روبرتز روشی به نام PFI را ارائه کردند که بر اساس اندرکنش قاب و ورق فولادی استوار است. این روش قابل استفاده برای تمام دیوارهای لاغر (بدون سخت‌کننده)، تقویت شده با سخت‌کننده، و دیوارهای دارای باز شو است. این روش، مبنای روش‌های متعددی قرار گرفت که بعدها توسط پژوهشگران پیشنهاد شد. روش مزبور با توجه به فرضیات زیر حاصل شده است:

- رفتار ورق فولادی به صورت الاستیک - کاملاً پلاستیک است.
- ستون‌ها به اندازه کافی صلب هستند به طور که می‌توان از تغییر شکل آنها در محاسبه تغییر شکل ورق فولادی صرف نظر کرد و می‌توان فرض کرد که میدان کششی تشکیل شده پس از کمانش به صورت یکنواخت تمام سطح ورق را فرا می‌گیرد.
- ورق فولادی دارای اتصال ساده با قاب محیطی است.
- از اثر تنش‌های ناشی از خمش بر روی تنش‌های کمانش ورق صرف نظر می‌شود.



شکل ۳-۳۳: فرض قاب مجزا

در این روش در صورتی که یک پانل برشی فولادی به عنوان یک طبقه مجزا در نظر گرفته شود (شکل ۳-۳۳)، برای دستیابی به دیاگرام بار - تغییر مکان برشی آن با توجه به تئوری ارائه شده، می‌توان ورق فولادی و قاب را از یک دیگر تفکیک نموده و دیاگرام مذکور را برای هر کدام به دست آورد. سپس با جمع آثار آنها دیاگرام را رسم کرد. در این روش فرض صلبیت بالای ستون‌ها باعث می‌شود زاویه تنش‌های کششی به ۴۵ درجه میل کند لذا با فرض زاویه تنش کششی برابر ۴۵ درجه معادلات تخمین نمودار بار - تغییر مکان پیشنهاد شده است. در این روش تنش برشی کمانش ورق، براساس تئوری پایداری کلاسیک، از رابطه ۳-۵۹ محاسبه می‌شود.

$$\tau_{cr} = \frac{K_v \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \quad 3-59$$

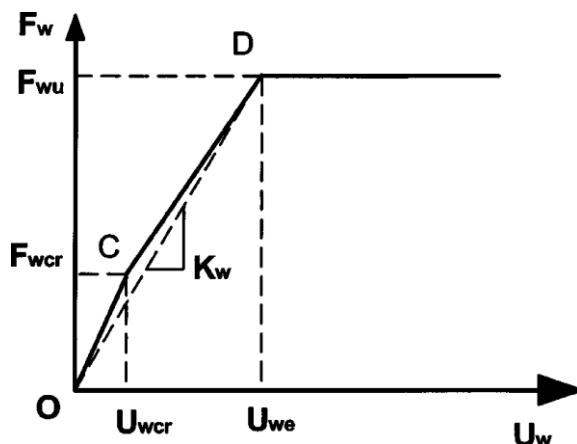
$$\begin{cases} K_v = 5.34 + \frac{4}{(d/b)^2} & \frac{d}{b} \leq 1 \\ K_v = 4 + \frac{5.34}{(d/b)^2} & \frac{d}{b} > 1 \end{cases} \quad 3-60$$

همچنین تغییر مکان برشی و مقاومت برشی ورق برابر است با:

$$U_{we} = \left(\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_{ty}}{E \sin 2\theta} \right) d \quad 3-61$$

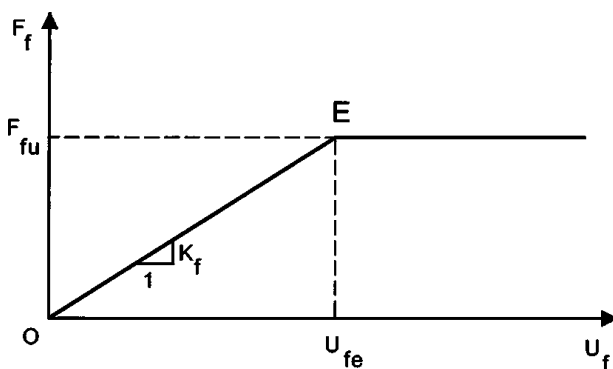
$$F_{wu} = b t_w (\tau_{cr} + 0.5 \sigma_{ty}) \quad 3-62$$

با استفاده از روابط ۶۱-۳ و ۶۲-۳، دیاگرام نیرو - تغییر مکان برشی ورق قابل دستیابی است. همان‌طور که در شکل ۳۴-۳ مشاهده می‌شود، نقطه C حد کمانش و نقطه D حد جاری شدن ورق را نشان می‌دهد. برای سادگی، به جای پاره‌خط‌های OC و CD، خط OD جایگزین می‌شود. پژوهشگران نشان داده‌اند که اثر این جایگزینی ناچیز است.



شکل ۳۴-۳: دیاگرام بار-تغییر مکان برشی ورق [45]

برای دستیابی به دیاگرام نیرو - تغییر مکان برشی قاب، با فرض اتصال صلب تیر به ستون و رفتار الاستیک و پلاستیک کامل برای قاب می‌توان دیاگرام شکل ۳۵-۳ را با استفاده از معادلات ۶۳-۳ و ۶۴-۳ به دست آورد.



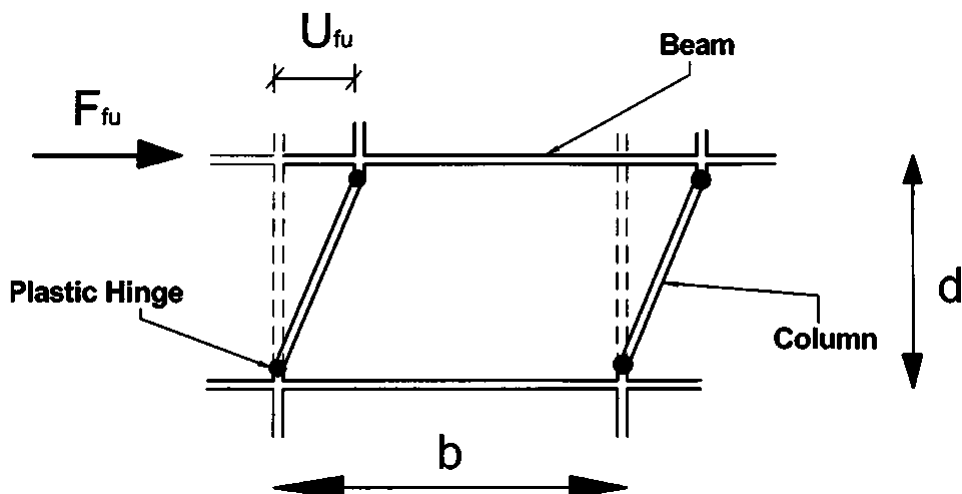
شکل ۳۵-۳: دیاگرام بار - تغییر مکان برشی قاب [45]

در شکل ۳۶-۳ قاب بدون ورق نشان داده شده و پژوهشگران بر این عقیده‌اند که مجموع نیروهای برشی در ستون‌های قاب مذکور مستقل از تنش‌های ناشی از میدان کششی است. بر این اساس، نیروی برشی قاب پس از تشکیل

مفصل پلاستیک در ستون‌ها، به عنوان ظرفیت برشی یا نیروی برشی نهایی معرفی شده و تغییر مکان متناظر با آن تغییر مکان حد الاستیک قاب است. بنابراین مقاومت برش جانبی و تغییر مکان برشی قاب برابر است با:

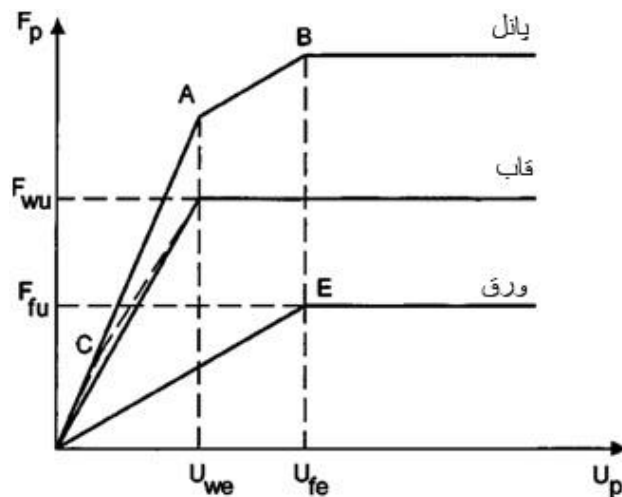
$$F_f = \frac{4 M_p}{d} \quad ۳-۶۳$$

$$U_f = \frac{M_p d^2}{6 E I_c} \quad ۳-۶۴$$



شکل ۳-۳۶: ساده سازی قاب پس از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون [45]

برای دستیابی به دیاگرام نیرو - تغییر مکان برشی پانل دیوار برشی فولادی، مقاومت برشی قاب و ورق با هم جمع می‌شود. همچنین با لحاظ کردن تغییر مکان قاب و ورق، می‌توان نمودار قاب و ورق را با هم ترکیب نمود تا نمودار کلی دیوار حاصل شود که در شکل ۳-۳۷ نمایش داده شده است.



شکل ۳-۳۷: دیاگرام بار - تغییر مکان برشی [45]

در این روش، معادلاتی برای کنترل صلبیت ستون مطابق با رابطه ۳-۶۵ یا رابطه ۳-۶۷، و همچنین کنترل صلبیت تیر مطابق رابطه ۳-۶۵ پیشنهاد شده است.

$$M_{fp} > \frac{\sigma_{ty} t_w d^2}{8} \quad ۳-۶۵$$

با دانستن این نکته که $M_{fp} = Z \sigma_{ty}$ که در آن Z مدول پلاستیک مقطع است، رابطه فوق را می‌توان به صورت زیر ساده نمود که برای طراحی قابل استفاده باشد.

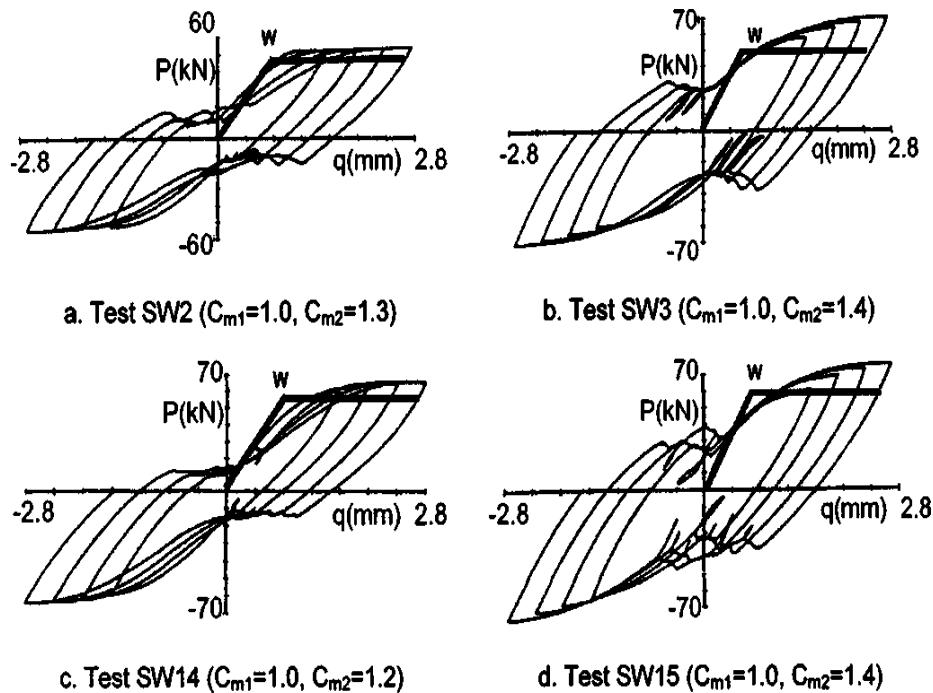
$$Z = \frac{M_{fp}}{\sigma_{ty}} > \frac{t_w d^2}{8} \quad ۳-۶۶$$

در این رابطه d و t_w به ترتیب ارتفاع طبقه و ضخامت ورق فولادی است. سایر پارامترها نیز قبلاً معرفی شد.

از دیگر نتایج این روش، مدل‌سازی دیوارهای دارای بازشو و دیوارهای دارای سخت‌کننده است که جزئیات لازم در فصل‌های مربوطه ارائه می‌شود. روش ارائه شده توسط صبوری و روبرتز هر چند از سادگی برخوردار است اما فقط در تحلیل و طراحی دستی کاربرد دارد و نمی‌توان در طراحی بر اساس عملکرد (PBD) با استفاده از نرم افزارهای معمول تحلیل غیر خطی از آن بهره جست.

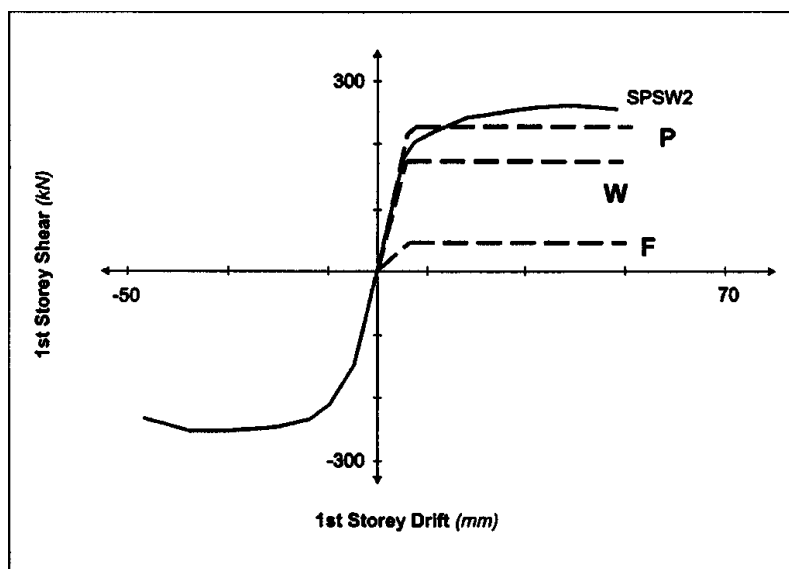
دقت روش اندرکنش قاب-صفحه فولادی

برای اثبات صحت مدل اندرکنش قاب-صفحه فولادی و کاربرد آن، نتایج تعدادی از مدل‌های آزمایشگاهی توسط (صبوری قمی و همکاران، ۲۰۰۵) ارائه شد. در شکل ۳-۳۸ مقایسه روش PFI با نتایج آزمایشگاهی با اعمال ضرایب $1.2 < C_{m2} < 1.4$, $C_{m1} = 1$ نشان داده شده است.



شکل ۳-۳۸: مقایسه نتایج روش PFI با مدل‌های آزمایشگاهی صبوری قمی و همکاران [45]

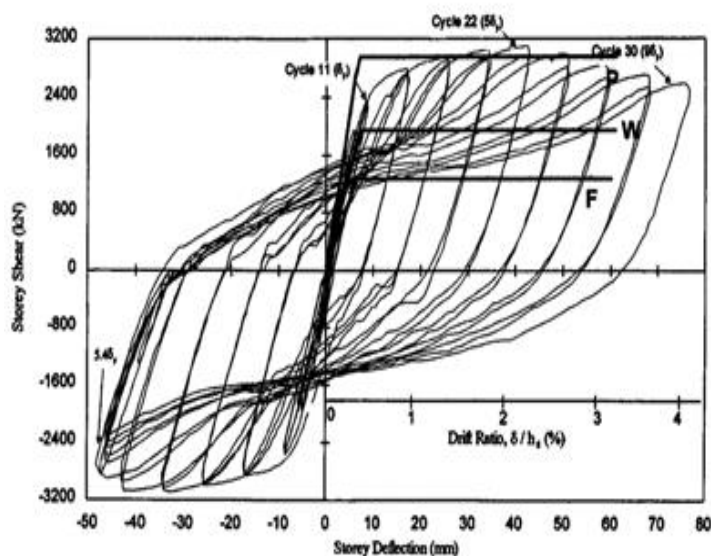
این پژوهشگران مقایسه دیگری با نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام شده در دانشگاه بریتش کلمبیا کانادا انجام دادند. در این مقایسه $C_{m1} = 1.95$ و $C_{m2} = 1.7$ انتخاب شد که در شکل ۳-۳۹ نشان داده شده است.



شکل ۳-۳۹: مقایسه نتایج مدل آزمایشگاهی بریتیش کلمبیا با روش PFI [45]

مقایسه دیگری جهت تخمین دقت این روش، استفاده از مدل چهار طبقه دانشگاه آلبرتا کانادا است که در شکل

۳-۴۰ مقایسه نتایج با در نظر گرفتن $C_{m1} = 0.85$ و $C_{m2} = 1.15$ نشان داده شده است.

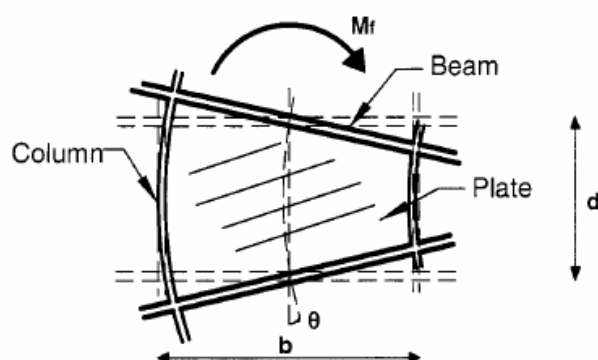


شکل ۳-۴۰: مقایسه نتایج PFI و مدل‌های آزمایشگاهی دانشگاه آلبرتا [45]

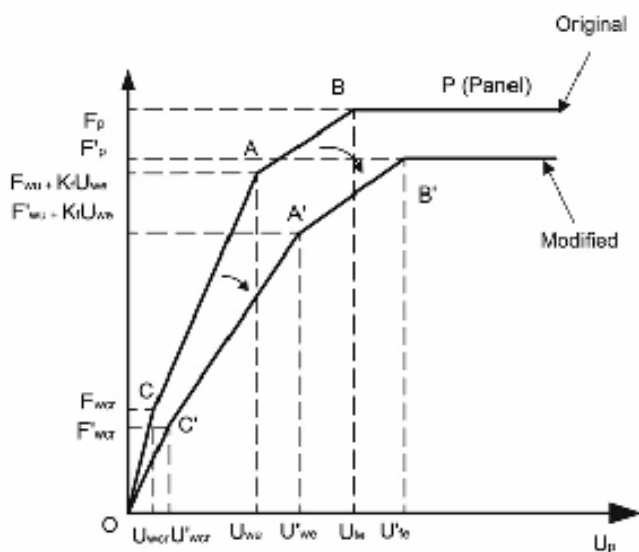
این پژوهشگران براین باورند که با اعمال ضرایب $C_{m1} = 1$ و $1 < C_{m2} < 1.2$ ، این روش از دقت قابل قبول

برخوردار است. قابل بیان است در تمامی این مقایسه‌ها، زاویه میدان کشش قطری برابر ۴۵ درجه فرض شده است.

در روش اندرکنش قاب-صفحه فولادی فرض می‌شود که هر طبقه به عنوان یک دیوار مستقل در نظر گرفته و طراحی می‌شود. در این روش، تاثیر قابل ملاحظه خمش بر خرابی پانل‌های دیوار برشی فولادی لحاظ نشده است. عملاً در سازه‌های بلند، نیروها و تغییر مکانهای کلی خمشی، قابل ملاحظه و تقریباً حاکم بر طرح خواهند بود. لذا روش اصلاح شده اندرکنش قاب-صفحه فولادی تحت عنوان MPFI توسط خرازی و همکاران [46] با در نظر گرفتن رفتار برشی-خمشی ارائه شد. در شکل ۳-۴۱ مدل ایده‌آل پانل تحت خمش که از فرضیات این روش است و همچنین دیاگرام بار-تغییر مکان با لحاظ خمش نشان داده شده است.



الف) مدل ایده آل دیوار برشی فولادی تحت خمش



ب) دیاگرام بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی

شکل ۳-۴۱: روش M-PFI [46]

این روش هرچند دقت بسیار بهتری نسبت به روش PFI دارد اما با توجه به پیچیدگی و همچنین حجم محاسبات زیاد آن، مورد استقبال پژوهشگران و مهندسان طراح قرار نگرفت. در سازه‌های کوتاه تاثیر خمشی کم است و روش PFI و اصلاح شده PFI نتایج تقریباً نزدیکی به هم نتیجه می‌دهند. در سازه‌های بلند که اثر خمش بسیار تاثیرگذار و مهم است، معمولاً روش نواری مورد استفاده قرار می‌گیرد که طراح ترجیح می‌دهد تحلیل و طراحی با استفاده از نرم‌افزار انجام دهد. بنابراین در سازه‌های بلند و کوتاه از روش MPFI استفاده نمی‌شود.

مثال ۳-۲: سازه طراحی شده در مثال ۳-۱ را با استفاده از روش PFI طراحی کنید.

در حدس اولیه با توجه به اینکه ضخامت ورق مجهول است لذا از مقاومت کمانشی ورق صرف نظر می‌شود. یعنی $\tau_{cr} = 0$ است. بنابراین تنش تسلیم ورق به عنوان تنش کششی در نظر گرفته می‌شود. به عبارت دیگر $\sigma_{ty} = \sigma_0$. بنابراین مقاومت برشی ورق از رابطه ۳-۶۰ به صورت زیر ساده می‌شود که برابر است با:

$$F_{wu} = 0.5bt\sigma_0 \quad \text{۳-۶۲ تکراری}$$

مقاومت برشی ورق باید از برش جانبی بیشتر باشد. البته در روش PFI نیرو به نسبت سختی توزیع می‌شود اما در مثال نیز سعی می‌شود پیشنهاد ۲۸۰۰ رعایت شود. بنابراین حداقل ضخامت ورق از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$V_i \leq F_{wu} = 0.5bt_w\sigma_0 \Rightarrow t_w \geq \frac{V_i}{0.5b\sigma_0} \quad \text{۳-۶۷}$$

لذا ضخامت لازم ورق بر اساس رابطه ۳-۶۶ در هر طبقه در ستون سوم جدول ۳-۸ محاسبه شده است. در ستون چهارم این جدول ضخامت مورد استفاده بر اساس شرایط اجرایی که حداقل مقدار ضخامت ورق باید ۴mm میلیمتر باشد، لیست شده است.

جدول ۳-۸: انتخاب ورق فولادی

طبقه	V_i (ton)	$t_{w req}$ (cm)	$t_w Used$ (cm)
6	72	0.10	0.4
5	132	0.18	0.4
4	180	0.25	0.4
3	216	0.30	0.4
2	240	0.33	0.4
1	252	0.35	0.4

با به دست آوردن ضخامت ورق اکنون می‌توان τ_{cr} را محاسبه نمود. با توجه به اینکه ضخامت ورق در تمام

طبقات یکسان است لذا نتایج یکسانی برای تمام طبقات حاصل می‌شود. با توجه به اینکه $\frac{d}{b} = \frac{320}{600} = 0.53 \leq 1$ است لذا:

$$K_v = 5.34(d/b)^2 + 4 = 5.34 \times (0.53)^2 + 4 = 5.51$$

$$\tau_{cr} = \frac{K_v \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 = \frac{5.51 \times \pi^2 \times 2 \times 10^6}{12 \times (1-0.3^2)} \left(\frac{0.4}{600}\right)^2 = 4.42 \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

$$\tau_{cr} = 4.42 \leq \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}} = \frac{2400}{\sqrt{3}} \approx 1400$$

بنابراین می‌توان در جهت اطمینان از مقدار ظرفیت کمانشی ورق یعنی τ_{cr} در محاسبات صرف نظر نمود. لذا مقاومت برشی ورق در برابر است با:

$$F_{wu} = 0.5 b t_w \sigma_0 = 0.5 \times 600 \times 0.4 \times 2400 = 288 \times 10^3 (kg) > V_i$$

با مشخص شدن مشخصات ورق می‌توان ابعاد ستون‌ها را طراحی نمود. در روش PFI از الزام حداقل ظرفیت

پلاستیک خمشی ستون، M_{fp} ، برای به دست آوردن مشخصات اولیه آن استفاده می‌شود. بر این اساس باید رابطه زیر اقناع شود:

$$M_{fp} > \frac{\sigma_{ty} t_w d^2}{8} \quad \text{۳-۶۵ تکراری}$$

البته به منظور سهولت، از رابطه زیر استفاده می‌شود.

$$Z = \frac{M_{fp}}{\sigma_{ty}} > \frac{t_w d^2}{8} \quad \text{۳-۶۶ تکراری}$$

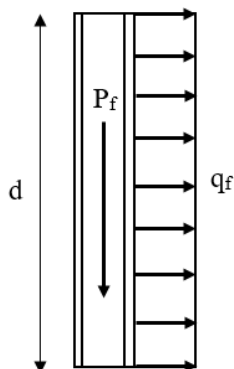
در این رابطه d و t_w متغیر هستند که با توجه به اینکه این دو پارامتر در مثال حاضر برای تمام طبقات یکسان است لذا می‌توان مدول پلاستیک لازم ستون را محاسبه نمود. توجه شود اگر ضخامت ورق در طبقات متغیر باشد باید برای تمام طبقات این رابطه کنترل شود. پس مدول پلاستیک لازم برای ستون برابر است با:

$$Z > \frac{0.4 \times 320^2}{8} = 5120 (cm^3) \rightarrow use IPB 550 (Z = 5600 cm^3)$$

نیروهای وارد شده بر ستون مطابق زیر محاسبه می‌شوند که در شکل ۳-۴۲ نیز نمایش داده شده است.

$$q_f = 0.5\sigma_{ty}t_w = 0.5 \times 2400 \times 0.4 = 480 \text{ (kg/cm)}$$

$$P_f = (\tau_{cr} + 0.5\sigma_{ty}t_w)d = (0 + 0.5 \times 2400 \times 0.4) \times 320 = 153.6 \times 10^3 \text{ (kg)}$$



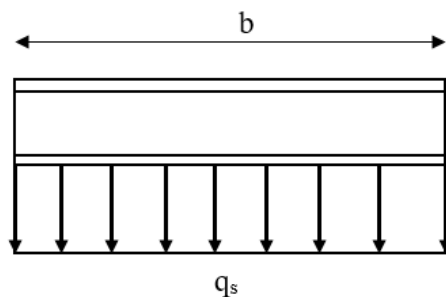
شکل ۳-۴۲: نیروهای وارد بر ستون

P_f مقدار بار محوری ناشی از ورق است که بر ستون اعمال می‌شود. مقدار بار وارد بر ستون شامل بار آن طبقه و طبقات بالاتر از آن تراز است. بنابراین برای طبقه اول مقدار این بار برابر با $921.6 \times 10^3 \text{ (kg)}$ $= 6 \times 153.6 \times 10^3$ است. نیروهای وارد بر تیر نیز از رابطه زیر محاسبه می‌شود. از آنجا که ضخامت ورق در طبقات ثابت است نیرو در بالا و پایین تیرها برابر است لذا تیر تحت اثر نیروی ناشی از ورق قرار نمی‌گیرد. تیر طبقه بام با توجه به اینکه تنها از یک طرف به ورق متصل است تحت اثر نیروی محوری مطابق زیر قرار خواهد گرفت که در شکل ۳-۴۳ نیز نمایش داده شده است.

$$q_s = 0.5\sigma_{ty}t_w = 0.5 \times 2400 \times 0.4 = 480 \text{ (kg/cm)}$$

$$P_s = 0.5\sigma_{ty}t_w d = (0.5 \times 2400 \times 0.4) \times 320 = 153.6 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

بنابراین لازم است تیر طبقه بام رابطه ۳-۶۵ را اقلان نماید.



شکل ۳-۴۳: نیروهای وارد بر تیر بام

در روش PFI نحوه محاسبه لنگر خمشی ستون ارائه نشده است و فقط برای محاسبه تغییر مکان‌های خمشی پیشنهاد شده که با ضرب برش هر طبقه در نصف ارتفاع آن مقدار لنگر خمشی محاسبه شود. بنابراین اگر از شکل ۳-۴۲ برای محاسبه لنگر خمشی استفاده کنیم مقدار آن برابر است با:

$$M_i = \frac{q_f d^2}{12} = \frac{480 \times 320^2}{12} = 40.96 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

با در نظر گرفتن نیروهای تعیین شده برای ستون طبقه اول برابر است با:

$$P_r = \sum P_f = 921.6 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

بنابراین

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_y}{(kd)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 13080}{(1 \times 320)^2} = 2518.82 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$F_e = 9916.61 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{921.6 \times 10^3}{2518.82 \times 10^3}} = 1.57$$

$$M_r = 1.57 \times 40.96 \times 10^5 = 64.31 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

$$F_e = 9916.61 \geq 0.44F_y = 1056 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0.658^{\frac{2400}{9916.61}}\right) 2400 = 2168.80 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$P_n = AF_{cr} = 254 \times 2168.80 = 550.87 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$P_u = 0.9P_n = 0.9 \times 550.87 \times 10^3 = 495.78 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$\frac{P_r}{P_u} = \frac{921.6 \times 10^3}{495.78 \times 10^3} = 1.86 \text{ NG}$$

بنابراین ستون I شکل با ارتفاع کل و عرض بال به ترتیب 60 cm و 50 cm با ضخامت بال و جان به ترتیب 4 cm و 3 cm انتخاب شده است که مشخصات آن به صورت زیر است.

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_y}{(kd)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 83450.3}{(1 \times 320)^2} = 16070 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$F_e = 28902.97 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{921.6 \times 10^3}{16070 \times 10^3}} = 1.06$$

$$M_r = 1.06 \times 40.96 \times 10^5 = 43.42 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

$$F_e = 28902.97 \geq 0.44F_y = 1056 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0.658^{\frac{2400}{28902.97}}\right) 2400 = 2318.02 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$P_n = AF_{cr} = 556 \times 2318.02 = 1288.82 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$P_u = 0.9P_n = 0.9 \times 1288.82 \times 10^3 = 1159.94 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$\frac{P_r}{P_u} = \frac{921.6 \times 10^3}{1159.94 \times 10^3} = 0.794$$

$$M_n = ZF_y = 13228 \times 2400 = 317.47 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

$$\frac{P_r}{P_u} + \frac{8}{9} \frac{M_r}{\phi M_n} \leq 1$$

$$\frac{921.6 \times 10^3}{1159.94 \times 10^3} + \frac{8}{9} \frac{43.42 \times 10^5}{0.9 \times 317.47 \times 10^5} = 0.93 \leq 1 \rightarrow Ok$$

۳-۸-۴ روش برمن و برونو بر مبنای تحلیل پلاستیک

برمن و برونو [47] با استفاده از مکانیزم گسیختگی در پانل یک طبقه و یک دهانه و دارای اتصال ساده تیر به ستون معادله زیر را برای حداکثر مقاومت برشی پانل پیشنهاد کردند.

$$V = 0.5F_y t_w L \sin 2\alpha \quad ۳-۶۸$$

همچنین برای اتصال صلب همین پانل، با استفاده از آنالیز پلاستیک معادله زیر را برای حداکثر مقاومت برشی پانل ارائه کردند.

$$V = 0.5F_y t_w L \sin 2\alpha + \frac{4M_p}{h} \quad ۳-۶۹$$

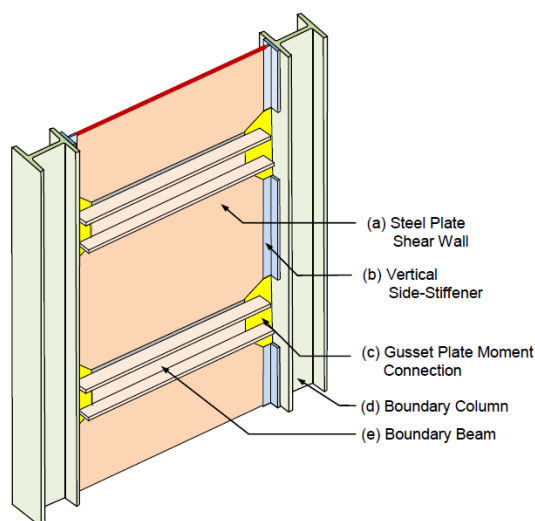
بر اساس این معادله، مقاومت برشی قاب به مقاومت برشی ورق اضافه می‌شود. هر چند این روش اطلاعاتی در مورد تغییر مکان پانل نمی‌دهد اما به سادگی می‌توان یک تخمین از حداکثر مقاومت پانل به دست آورد. بنابراین ضخامت ورق فولادی را می‌توان با جایگزینی برش طبقه به جای مقاومت برشی، محاسبه نمود. بنابراین

$$t_{wi} = \frac{2V_i}{F_y L \sin 2\alpha_i} \quad ۳-۷۰$$

اندیس i نمایانگر طبقه مورد نظر است. البته ضخامت محاسبه شده محافظه کارانه بوده، زیرا از مقاومت قاب صرف نظر شده است. لذا از این نظر که برآورد اولیه‌ای از ضخامت صفحه در اختیار طراح قرار می‌دهد، ضروری خواهد بود.

۳-۹ حالت خاص دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده

حالت خاصی از دیوار برشی فولادی نمای آن در شکل ۳-۴۴ نمایش داده شده است در سال ۲۰۱۶ توسط پژوهشگران دانشگاه برکلی معرفی شد [48]. این محققان مشکلات اساسی دیوار برشی فولادی که می‌تواند به گران تمام شدن ساخت آن بیانجامد را چنین بیان نمودند: (۱) ستون‌های بزرگ ناشی از برش‌های عظیم اعمال شده به ستون ها (۲) گران بودن جوش‌های اتصالات خمشی (۳) کمانش ورق فولادی تحت اثر بارهای سرویس زلزله و باد. بنابراین برای حل این مشکلات دیوار برشی به صورت شکل ۳-۴۴ پیشنهاد شد.



شکل ۳-۴۴: دیوار برشی فولادی با اتصالات تیر به ستون خرابایی [48]

در سیستم پیشنهادی، ورق فولادی به ستون متصل نمی‌شود. بنابراین ستون‌ها، نیروهای بزرگ را تجربه نخواهند کرد. همچنین اتصال تیر به ستون ترکیبی از اتصال اقتصادی و خلاقانه ارائه شده توسط این محققین است که تیر توسط یک ورق اتصال به ستون متصل می‌شود. همچنین ضخامت ورق، مستقل از ابعاد ستون است. بنابراین می‌توان از ورق‌های ضخیم‌تر برای جلوگیری از کمانش ورق فولادی تحت بارهای سرویس استفاده نمود. المان‌های اصلی سیستم^۱ HPSPSW نمایش داده شده در شکل ۳-۴ عبارتند از:

(a) دیوار برشی فولادی سخت نشده: دیوار سخت نشده برای ایمنی در دو سطح طراحی می‌شود: (۱) برای مقاومت در برابر برش جانبی طبقه با استفاده از مقاومت میدان کشش قطری وقتی که تحت اثر بارهای ضریبدار است. (۲) برای الاستیک ماندن تحت اثر بارهای سرویس باد و زلزله. در حال حاضر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای آمریکای شمالی (AISC, SCA) فقط طراحی دیوار تحت اثر بارهای ضریبدار را توصیه کرده‌اند. بنابراین بر اساس این آیین‌نامه‌ها مقاومت دیوار تحت اثر بارهای ضریبدار الزامی است اما الزام و توصیه‌ای در برابر بارهای سرویس برای طراحی دیوار برشی فولادی ارائه نشده است. آستانه اصل برای طراحی دیوار در سطح دوم (بارهای سرویس) استفاده از آیین‌نامه چین را توصیه کرده است. در این سیستم، ورق فولادی فقط به تیر جوش می‌شود و اتصالی بین ورق فولادی و ستون ایجاد نمی‌شود. عدم اتصال ورق فولادی به ستون باعث عدم اعمال تنش‌های ناشی از ورق به ستون می‌شود. به اصطلاح می‌توان گفت که ستون از تنش‌های ناشی از ورق خلاص می‌شود. این نکته مهم‌ترین خلاقیت و بزرگترین مزیت سیستم دیوار برشی فولادی بیان شده نسبت به دیوار برشی فولادی مرسوم است.

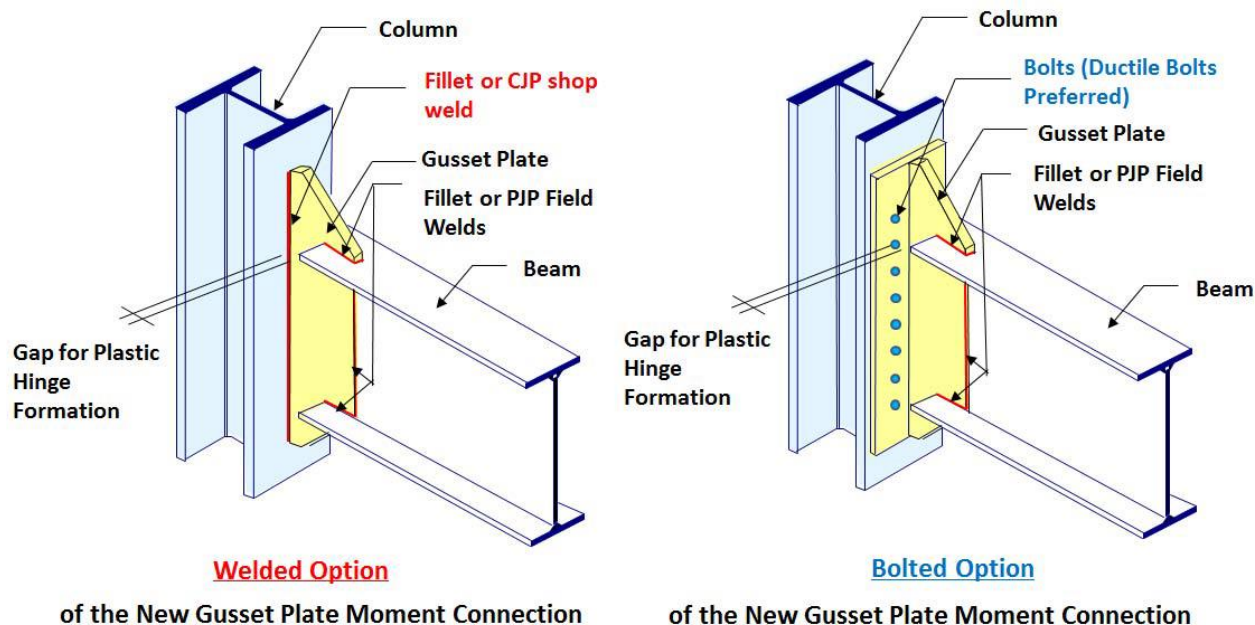
(b) سخت‌کننده قائم طرفین: دو سخت‌کننده به صورت T-شکل یا دیگر اشکال فولادی به صورت قائم در کنار ورق فولادی جوش می‌شود اما به ستون متصل نمی‌شود. این سخت‌کننده‌ها در ارتفاع طبقه قرار گرفته سه وظیفه مهم را بر عهده دارند: (۱) جلوگیری از اعمال تنش‌های ناشی از عملکرد میدان کشش قطری در ستون (۲) جلوگیری از کمانش خارج از صفحه ورق فولادی دیواربرشی (۳) تحمل نیروهای میدان کشش قطری که در صفحه دیوار برشی ایجاد می‌شوند.

^۱ High Performance Steel Plate Shear Wall

(c) اتصال تیر به ستون: اتصال تیر به ستون در سیستم جدید HPSPSW یک اتصال جدید است که توسط محققین پیشنهاد شده است [45,46]. در شکل ۳-۴۵ دو حالت اتصال جوشی و پیچی سیستم مذکور نمایش داده شده است. این اتصال با استفاده یک ورق اتصال برای مقاومت خمشی لازم، سختی دورانی، دوران پلاستیک لازم، و همچنین ظرفیت جذب انرژی بالایی در نظر گرفته می‌شود. بر اساس مطالعات انجام گرفته، این اتصال دارای شکل‌پذیری بالا، قابلیت اجرای ساده، و هزینه کم در ساخت است. مهمترین مزیت این اتصال نسبت به اتصالات قاب خمشی (با استفاده از جوش‌های نفوذی) استفاده شده در دیوار برشی فولادی مرسوم این است که در این اتصال از جوش‌های گوشه یا جوش‌های با نفوذ ناقص می‌توان استفاده نمود که هم از نظر اجرا و هم از نظر تست جوش (تست های آلتراسونیک که بر اساس آیین‌نامه برای قاب خمشی الزامی است) بسیار ارزانتر از اتصالات خمشی جوشی است.

(d) ستون‌های اصلی: ستون‌های اصلی به دیوار برشی متصل نمی‌شوند بنابراین از اعمال تنش‌های ناشی از ورق به آنها جلوگیری می‌شود. این ستون‌ها می‌توانند به صورت فولادی، بتن مسلح، و یا کامپوزیت مورد استفاده قرار گیرند.

(e) تیر های اصلی: در سیستم HPSPSW ورق فولادی با استفاده از جوش گوشه به تیرها متصل می‌شود. جوش‌ها می‌تواند به صورت کارگاهی و یا به صورت پیش ساخته (modular) مورد استفاده قرار گیرد. با توجه به اینکه در این جوش گسیختگی رخ نمی‌دهد لذا نظارت چشمی بر جوش کفایت می‌کند و نیازی به تست های آلتراسونیک نیست. در جهت اطمینان می‌توان از تست مایع نافذ برای کنترل ترک‌های سطحی استفاده نمود که بسیار ارزان است. بنابر پیشنهاد آستانه اصل، این تیر نیازی نیست که الزاما تیر ورق‌های I شکل باشد بلکه می‌توان از سایر پروفیل‌ها همانند نبشی، ناودانی یا تیر آهن‌های معمولی استفاده نمود به شرط آنکه مقاومت لازم را تامین نمایند.



شکل ۳-۴۵: اتصالات تیر به ستون [49, 50]

مهم‌ترین مزایای سیستم جدید HPSPSW که اتصال تیر به ستون با استفاده از ورق اتصال صورت می‌گیرد به صورت زیر قابل بیان است:

- (۱) ستون‌ها از دیوار جدا هستند. بنابراین ستون‌ها در معرض نیروهای عظیم ناشی از میدان کشش قطری قرار نخواهند گرفت.
- (۲) جوش نفوذی که برای ساخت و اجرا علاوه بر مشکلات اجرایی، هزینه بالای اجرا و آزمایش‌ها را به همراه دارد، مورد نیاز نخواهد بود. بیش‌تر جوش‌ها از نوع جوش گوشه یا جوش نفوذی با نفوذ ناقص می‌باشند.
- (۳) با استفاده از اتصال تیر به ستون جدید (با ورق اتصال) بال‌های تیر مستقیماً به بال ستون متصل نمی‌شوند. لذا چشمه اتصال در ستون به صورت الاستیک خواهد ماند. از این رو نیاز به ورق‌های تقویت جان برای جبران مقاومت برشی نخواهد بود. حذف این ورق‌ها باعث کاهش هزینه تمام شده سازه می‌شود.
- (۴) از آن جایی که در اتصال جدید بیان شده، اتصال مستقیم بین تیر و ستون ایجاد نمی‌شود، لذا ورق‌های پیوستگی نیاز نخواهد بود و در نتیجه باعث کاهش هزینه‌ها می‌شود.

(۵) نبود جوش‌های قائم بین دیوار فولادی و ستون باعث کاهش هزینه‌های ساخت می‌شود. تنها جوش موجود در این سیستم، جوش بین ورق اتصال به تیر و ستون است که به صورت جوش گوشه انجام می‌شود. حذف جوش‌های قائم ورق فولادی علاوه بر کاهش هزینه‌ها، باعث کاهش اعوجاج سازه ناشی از جوشکاری می‌شود.

(۶) به دلیل اینکه ورق فولادی از ستون جداست، می‌توان از دیوار ضخیم‌تر استفاده نمود بدون آنکه نیاز به تقویت ستون‌ها باشد. استفاده از ورق ضخیم‌تر علاوه بر اینکه باعث افزایش سختی و مقاومت سیستم خواهد شد، عملیات جوشکاری راحت‌تری نسبت به ورق‌های نازک دارد.

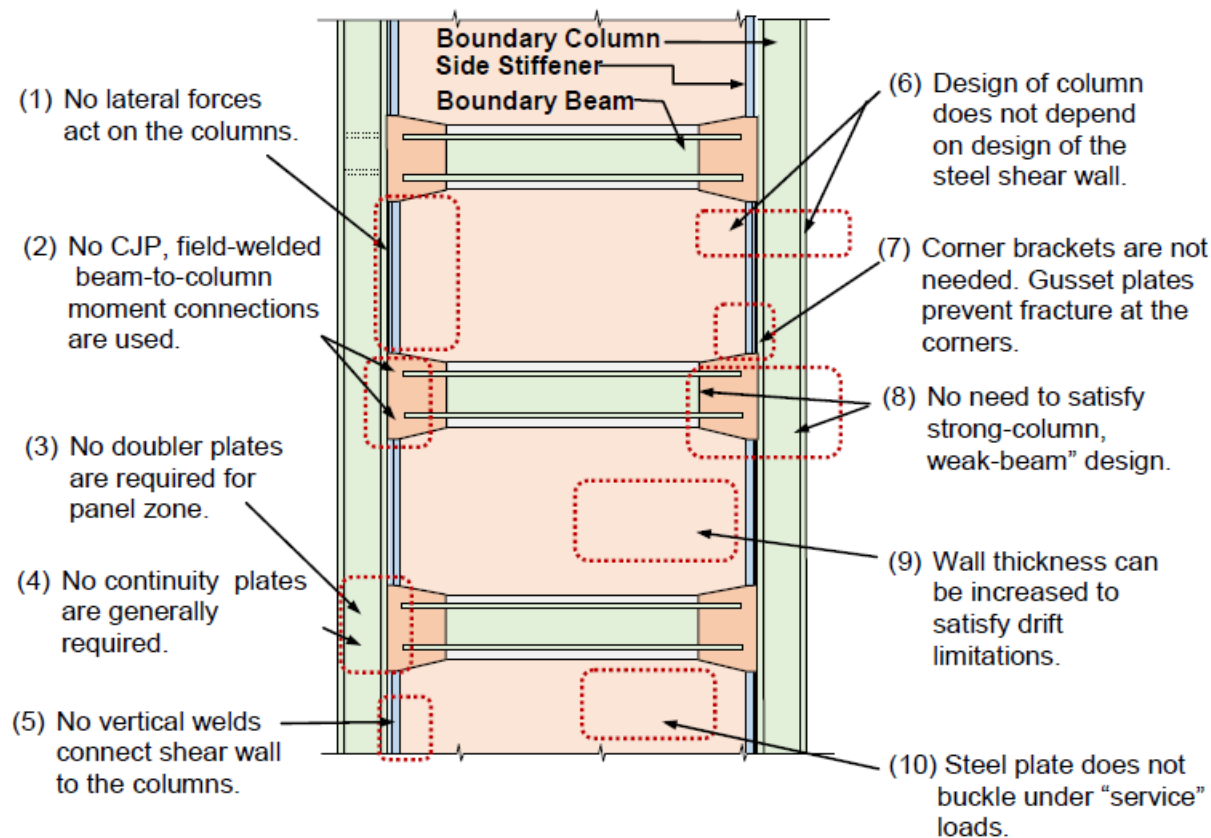
(۷) ورق اتصال تیر به ستون یک گوشه تقویت شده برای دیوار تامین خواهد کرد که مانع گسیختگی دیوار در گوشه‌ها می‌شود. این عملکرد همانند جزئیات یک دستک خواهد بود که گسیختگی گوشه‌های دیوار را به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش خواهد داد.

(۸) از آن جایی که ورق اتصال تیر به ستون به صورت فیوز تغییر شکل در سیستم جدید عمل خواهد کرد، تیر و ستون و همچنین خط جوش به صورت الاستیک باقی خواهند ماند. بنابراین در این سیستم نیازی به کنترل ضوابط تیر ضعیف-ستون قوی و مشکلات تامین آن وجود نخواهد داشت. این قضیه می‌تواند باعث اقتصادی‌تر شدن طرح، مخصوصاً در دیوارهای با تعداد طبقات کم شود.

(۹) ضخامت ورق فولادی می‌تواند به صورت مستقل از ستون، برای کنترل دررفت تحت اثر بارهای ضربیدار انتخاب شود.

(۱۰) ضخامت ورق فولادی می‌تواند به صورت مستقل از ستون برای اطمینان از اینکه ستون‌ها تحت اثر بارهای سرویس کمانش نخواهد کرد، انتخاب شوند.

علاوه بر مزایای بیان شده سیستم HPSPSW نشان داده شده در شکل ۳-۴۶ نسبت به دیوار برشی فولادی مرسوم دو مزیت دیگر نیز دارد: (۱) این سیستم را می‌توان به راحتی به صورت پیش ساخته تهیه نمود و در محل اجرا نصب نمود، (۲) این سیستم نه تنها می‌تواند در سازه‌های جدید مورد استفاده قرار گیرد بلکه در مقاوم‌سازی و بهسازی سازه‌های موجود نیز می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.



شکل ۳-۴۶: جزئیات دیوار برشی فولادی پیشنهادی توسط Qian [48]

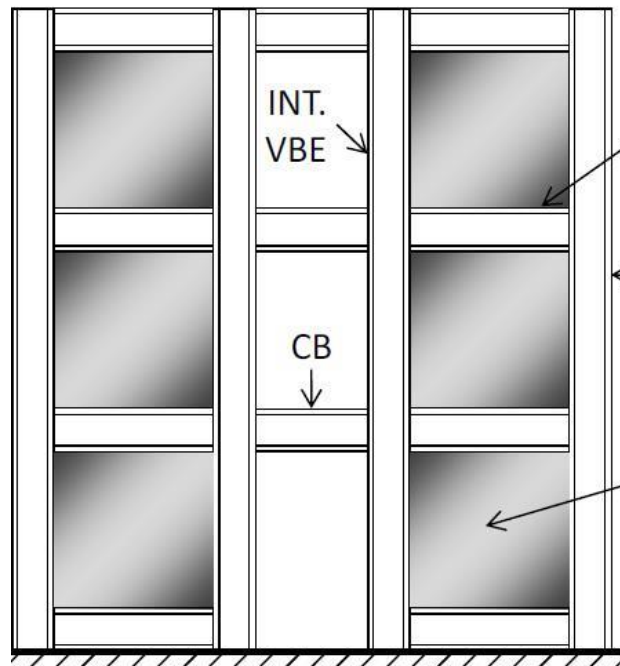
۱۰-۳ دیوار برشی فولادی کوپله^۱ (C-SPSW)

در مواردی که از نظر معماری به فضای باز در میان دیوارها نیاز هست، می‌توان از دیوار برشی فولادی کوپله استفاده کرد. علاوه بر این، مشخصات مکانیکی و مزایای سازه‌ای و رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی کوپله بهتر از دیوار برشی فولادی معمولی است. دیوار برشی بتن مسلح کوپله در سازه‌های بتنی و حتی فولادی مخصوصاً در سازه‌های بلند مورد استفاده قرار می‌گیرد و یک سیستم کاملاً شناخته شده برای مهندسان و پژوهشگران است. اما نوع فولادی آن برای مهندسان و پژوهشگران سابقه چندانی ندارد. در این سیستم دو ورق فولادی توسط یک تیر پیوند^۲ به یکدیگر متصل شده‌اند که در شکل ۳-۴۷ نمایش داده شده است. بر حسب صلبیت دیوارها و همچنین مشخصات مکانیکی و هندسی تیر پیوند، تیر پیوند می‌تواند رفتار خطی یا غیرخطی داشته باشد. البته ترجیح این است که پس از تسلیم ورق، تیر پیوند

^۱ Coupled Steel Plate Shear Wall

^۲ Link Beam

نیز به تسلیم برسد. در این حالت رفتار مطلوب حاصل شده است.



شکل ۳-۴۷: نمای دیوار برشی فولادی کوپله

پارامترهای لرزه‌ای دیوار برشی فولادی معمولی و کوپله دارای شباهت‌های زیادی است. از جمله این شباهت‌ها، می‌توان به نحوه توزیع تنش در ورق و رفتار پس کمانشی ورق اشاره نمود. با وجود شباهت‌های رفتاری، تفاوت‌های اساسی نیز بین این دو سیستم وجود دارد که ناشی از عملکرد تیر پیوند است.

اولین پژوهش به صورت آزمایشگاهی بر روی مدل‌های دو و سه طبقه در دانشگاه برکلی توسط ژائو و آستانه اصل انجام شد. نتایج این آزمایش چنین گزارش شد که نمونه‌ها رفتار کاملاً شکل‌پذیری از خود نشان داده‌اند و تعداد سیکل‌های زیادی در حالت پلاستیک توانستند تحمل کنند. هم‌چنین رفتار کلی سیستم دیوار برشی خیلی نزدیک به رفتار تیر ورق‌ها تحت برش بوده است و در هر دو نمونه شکست در سیستم تیر کوپله بالایی اتفاق افتاده است [51].

مطالعات جامع تری در دانشگاه ایلینویز [52] به صورت عددی و آزمایشگاهی صورت گرفت که در این مطالعات تیر پیوند بین دو دیوار مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیقات، پژوهشگران به صورت تئوری به مطالعه مکانیزم‌ها و رفتار دیوار برشی فولادی کوپل پرداخته شده که نتیجه آن، ارائه فرمول‌هایی برای تعیین مقاومت و درجه کوپلینگ

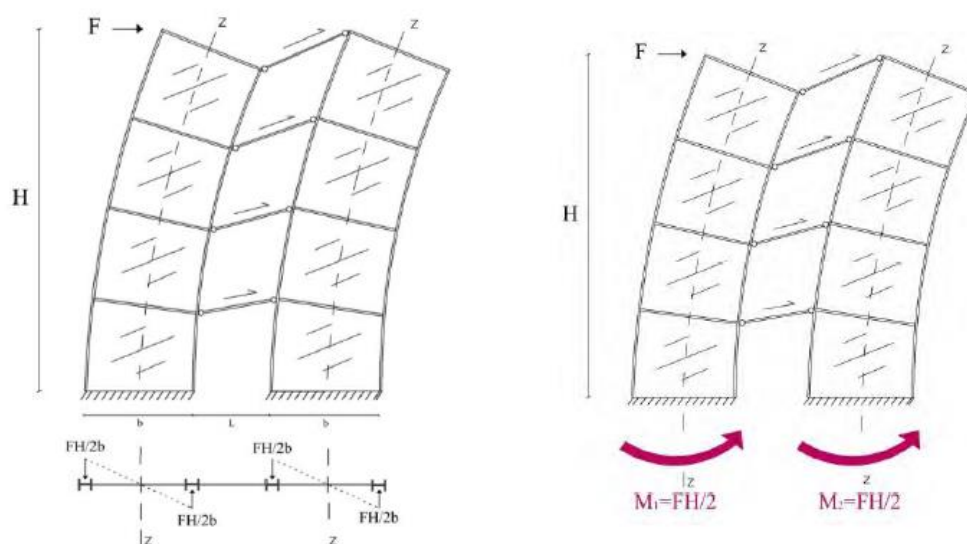
سیستم می‌باشد. نتایج این تحقیقات حاکی از شکل‌پذیری بالای سیستم دیوار برشی فولادی کوپله و تاثیر تیر پیوند بر بالا بردن سختی اولیه و مقاومت این سیستم بود.

لی و همکاران [53] یک مدل آزمایشگاهی تحت بار چرخه‌ای با مقیاس نمونه ۴۰ درصد (۲,۵ طبقه) بر اساس الگوی اصلی یک ساختمان ۶ طبقه انجام شد و تحلیل‌های عددی با استفاده از نرم افزار آباکوس حاکی از تطبیق مناسب نمونه‌ها و مدل‌سازی نرم افزاری بود. نتایج نشان دادند این سیستم رفتاری نرم و شکل‌پذیر از خود نشان می‌دهد و همچنین در چرخه هیستریزیس آن توانایی جذب انرژی بالایی وجود دارد.

قله‌کی [54] نشان داد که افزایش طول تیر پیوند در دیوار برشی فولادی کوپله، باعث افزایش پریود سازه می‌شود. همچنین افزایش طول تیر پیوند، باعث افزایش دررفت سازه می‌شود.

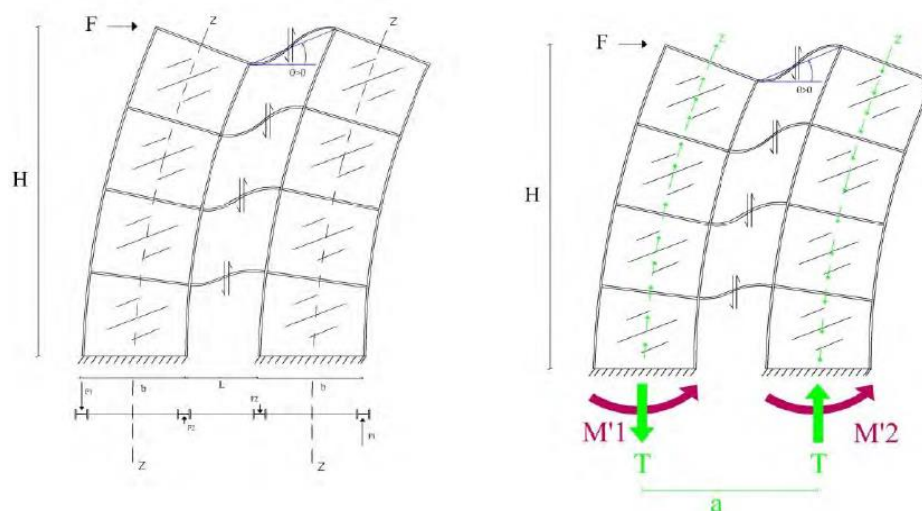
تیر پیوند علاوه بر انتقال بار، می‌تواند تامین کننده شکل‌پذیری باشد. این تیر می‌تواند به صورت یک فیوز^۱ شکل‌پذیر عمل کند. البته این عملکرد در صورتی امکان پذیر است که تیر پیوند در محاسبات اولیه، جزئی از سازه اصلی در نظر گرفته نشده باشد و تنها یکی از اجزای فرعی سیستم باربر جانبی باشد و به عنوان المان باربر از اجزای دیگر سازه محسوب نشده باشد. شکل ۳-۴ دیوارهای برشی فولادی را نشان می‌دهد که با المان‌های دو سر مفصل به هم دیگر متصل شده‌اند و تحت تأثیر بارهای جانبی در صفحه دیوارها قرار گرفته‌اند. المان‌های میانی فقط بارهای محوری را انتقال داده و هر کدام از دیوارها به طور جداگانه در مقابل نیروهای جانبی که به آنها منتقل می‌شود عمل می‌کنند. در این حالت با فرض یکسان بودن هر ۴ ستون، عکس‌العمل‌های محوری تکیه‌گاه‌ها برابر با $FH/2b$ خواهد بود.

^۱ منظور از فیوز در سازه‌ها المانی است که یکی از وظایف آن جلوگیری از پیشروی تخریب سازه به اجزای دیگر سازه است که با تسلیم شدن یا ترک خوردن و یا گسیختگی خود المان همراه است.



شکل ۳-۴۸: رفتار دو دیوار برشی متصل شده با المان‌های دو سر مفصل [52]

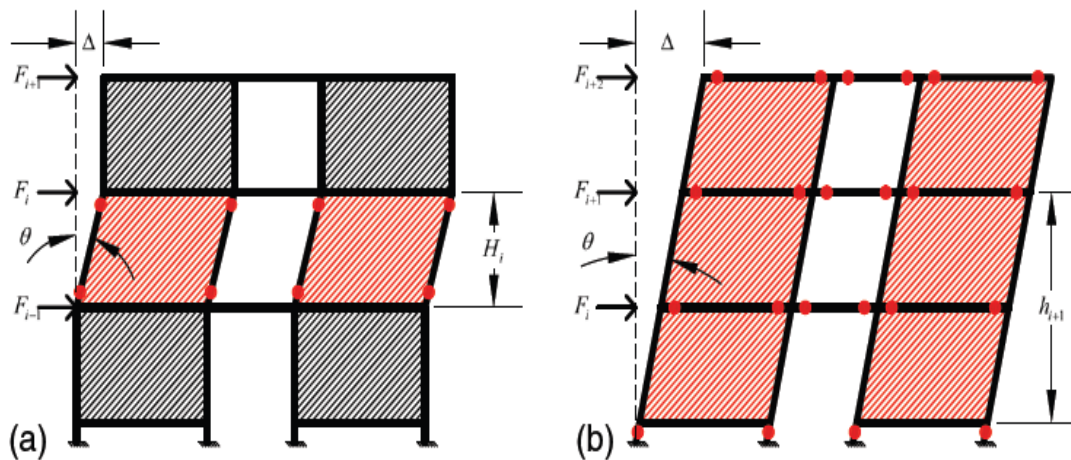
زمانی که دیوارها توسط تیرهایی با اتصال گیردار به هم متصل شوند، این دو دیوار به هم پیوسته عمل می‌کنند و در مقایسه با حالت قبل به مقدار $Ta/2$ از لنگرهای پای دیوارها کاسته می‌شود که T نیروی محوری حاصل از کوپله کردن^۱ دو دیوار بوده و a بازوی این دو نیروی کوپله می‌باشد. این در حالی است که در واقعیت این نیروها بین ستون‌ها تقسیم شده و ستون‌ها حامل این نیرو می‌باشند. در شکل ۳-۴۹ این نوع رفتار نمایش داده شده است.



شکل ۳-۴۹: رفتار دو دیوار برشی که با المان‌های دو سر گیردار به هم متصل شده‌اند [52]

تحلیل پلاستیک^۱ این سیستم، کمی متفاوت است. زمانی که با اعمال بار، ورق‌ها یا تیر پیوند به محدوده پلاستیک (غیرالاستیک) وارد شده یعنی تسلیم شده‌اند، مفاصل پلاستیک^۲ در تیرهای پیوند تشکیل می‌شود که در ابتدا باعث بازپخش نیروها شده و باعث افزایش مقاومت سیستم می‌شود. در واقع از لحظه تسلیم ورق‌ها و یا تیر پیوند و تشکیل مفاصل پلاستیک در آن تا لحظه گسیختگی یک نقطه از سازه، از ظرفیت پلاستیک فولاد برای افزایش باربری نهایی استفاده می‌شود. در تشکیل مفاصل پلاستیک و محدوده غیر خطی فولاد موارد بسیار پیچیده ای وجود دارد. اما عموماً پس از تسلیم، عملکرد کلی این سیستم به صورت یکی از دو حالت زیر خواهد بود:

(a) تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها یا همان المان‌های مرزی قائم و تسلیم ورق یک طبقه و تکمیل خرابی سازه در این طبقه. عموماً در این نوع خرابی که به خرابی محلی^۳ معروف است از ظرفیت دیگر طبقات استفاده نمی‌شود. در واقع، تنها آن طبقه به تسلیم و نهایتاً گسیختگی می‌رسد و محل تشکیل مفاصل در بالا و پایین ستون‌های آن طبقه است. شکل ۳-۴۹ این نوع مکانیسم پلاستیک را نشان می‌دهد [52].



شکل ۳-۵۰: مکانیسم خرابی پلاستیک و تشکیل مفاصل پلاستیک در دیوار برشی فولادی [52]

(b) مکانیسم خرابی کلی یا تسلیم شدن تمام طبقات و استفاده از ظرفیت پلاستیک ورق‌های فولادی تمامی طبقات. در این نوع خرابی همه‌ی سیستم وارد عمل شده و مفاصل پلاستیک در دو سر تیرها و المان‌های مرزی

^۱ Plastic analysis

^۲ Plastic joint

^۳ Local mechanism

افقی و تیر پیوند مشاهده می‌شود و همچنین در پای ستون اول نیز این مفاصل قابل مشاهده است.

همان گونه که در فصل قبل نیز تشریح شد، تسلیم برشی تیر پیوند بسیار مطلوب تر از تسلیم خمشی آن است. برای ایجاد تسلیم برشی در تیر پیوند در مهاربندهای واگرا لازم است طول تیر پیوند به رابطه زیر محدود شود.

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad 3-71$$

مولفان نشان داده‌اند که برای ایجاد تسلیم برشی در تیر پیوند و رفتار مطلوب آن باید رابطه (۳-۷۲) برقرار باشد. صحت این رابطه با مدل‌های المان محدود در شرایط ضخامت ورق فولادی متفاوت، مقطع تیر پیوند متفاوت، و همچنین تحت اثر بارگذاری‌های مختلف (ثقلی - جانبی، جانبی، سیکلیک، پوش آور) احراز شده است.

$$1.25 \frac{M_p}{V_p} \leq e \leq 2.2 \frac{M_p}{V_p} \quad 3-72$$

در این رابطه e طول تیر پیوند، M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند و V_p برش پلاستیک مقطع تیر پیوند است.

فصل چهارم:

دیوار برشی فولادی نیمه نگهداری شده در

لبه‌ها

فصل چهارم: دیوار برشی فولادی نیمه نگهداری شده در لبه‌ها

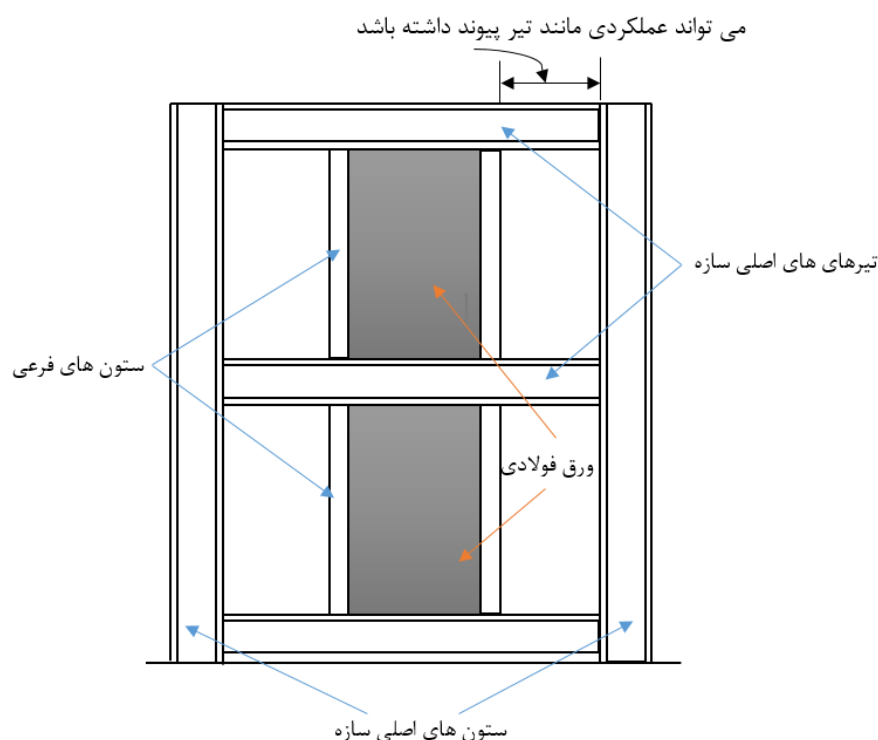
مقدمه

همان گونه که در فصل‌های قبل بیان شد، با وجود مزایای فراوان دیوار برشی فولادی، نیاز به ستون‌های بزرگ در اطراف ورق یکی از مهم‌ترین معایب این سیستم است. ستون‌های اطراف دیوار وظیفه باربری ثقلی و جانبی را برعهده دارد. از طرفی تنش‌های بزرگی ناشی از ورق فولادی به ستون اعمال می‌شود. لذا مقطع ستون اطراف دیوار ناگزیر بزرگ خواهد بود. بنابراین اگر بتوان ستون‌های اطراف ورق فولادی را از گزند تنش‌های ورق رها نمود، می‌توان با استفاده از مقاطع کوچکتری به رفتار بهینه دست پیدا کرد. بر پایه این ایده، استفاده از دیوار برشی فولادی نیمه نگهداری شده در لبه‌ها معرفی شده است که در این فصل به آن پرداخته می‌شود. در این فصل برای اختصار از عنوان "دیوار نیمه مقید" به جای عنوان کامل "دیوار نیمه نگهداری شده در لبه‌ها" استفاده خواهد شد.

۴-۱ معرفی دیوار برشی فولادی نیمه نگهداری شده در لبه‌ها (نیمه مقید)

در دیوار نیمه مقید، از ستون‌های فرعی در اطراف ورق فولادی استفاده می‌شود. هدف از بکارگیری این ستون‌ها آن است که تنش‌های ناشی از ورق به قاب اصلی منتقل نشود. بنابراین اگر اتصال تیر به ستون اصلی مفصلی انتخاب شود، ستون‌های اصلی قاب فقط تحت اثر بارهای ثقلی قرار خواهند گرفت و وظیفه باربری جانبی بر عهده دیوار نیمه مقید خواهد بود. همان گونه که در شکل ۴-۱ نیز نشان داده شده است، تیر در حد فاصل بین ستون اصلی و فرعی

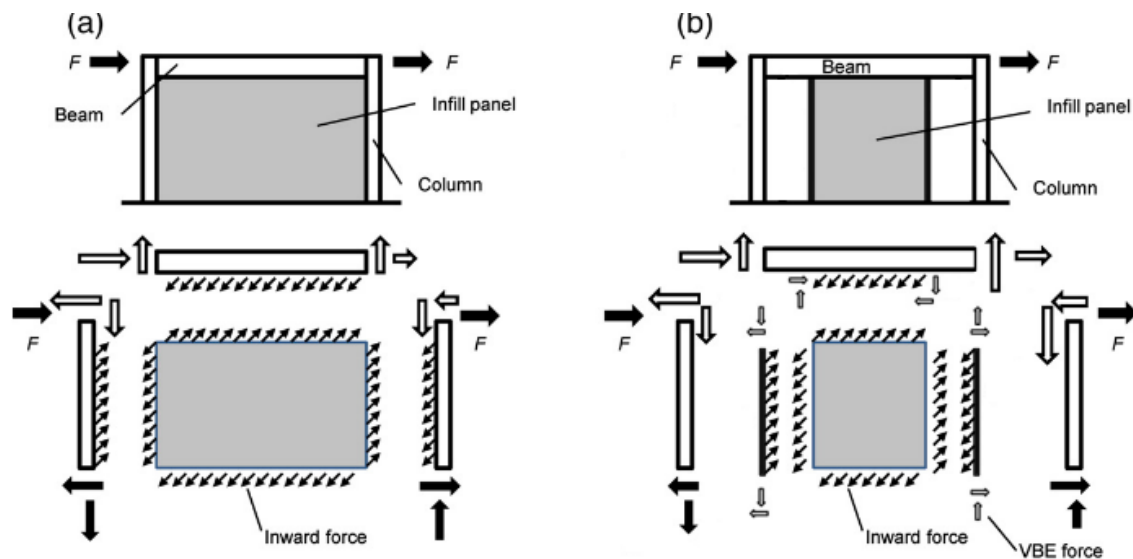
می‌تواند رفتاری مانند تیر پیوند در مهاربندهای واگرا داشته باشد. بنابراین می‌توان دیوار را به صورت سیستم اصلی باربر جانبی طراحی نمود و این تیر را نیز به صورت یک فیوز تغییرشکل در نظر گرفت. البته با توجه به اینکه تیر به قاب اصلی متصل می‌شود، نویسندگان توصیه می‌کنند که تیر به نحوی طراحی شود که در آن مفصل پلاستیک تشکیل نشود و کل باربری سیستم به دیوار محدود شود. بنابراین بهتر است در این سیستم اتصال تیر به ستون مفصلی باشد و یا اگر از قاب خمشی استفاده شود پیشنهاد می‌شود که حد فاصل بیان شده شرایط تشکیل مفصل پلاستیک همانند تیر پیوند را مهیا کند.



شکل ۴-۱: دیوار برشی فولادی نیمه نگهداری شده در لبه‌ها

با توجه به اینکه در این سیستم ورق فولادی مستقیماً به ستون‌های اصلی متصل نمی‌شود لذا انتقال تنش از ورق فولادی به ستون‌های اصلی نیز صورت نمی‌گیرد. برای درک این موضوع در شکل ۴-۲ توزیع تنش در دیوار نیمه مقید و دیوار برشی فولادی مرسوم نمایش داده شده است. همان گونه که در این شکل نمایان است، در دیوار مرسوم قاب محیطی تحت اثر تنش‌های ناشی از ورق قرار می‌گیرد در حالی که در دیوار مقید تنها قسمتی از تیر که در تماس با ورق

فولادی است تحت اثر تنش قرار خواهد گرفت. بنابراین انتظار می‌رود در سیستم دیوار برشی فولادی مقید، ابعاد تیر و ستون کاهش قابل ملاحظه‌ای در مقایسه با دیوار مرسوم داشته باشد.



شکل ۴-۲: توزیع تنش در دیوار معمولی و نیمه مقید [55]

این سیستم شرایطی را در سازه ایجاد می‌کند که به وسیله آن سیستم باربر قائم، تقریباً از سیستم باربر افقی جدا شده و اندرکنش این دو سیستم، که در دیوارهای برشی فولادی سنتی به صورت یک معضل بود و باعث می‌شد که مقاطع ستون‌های کنار دیوار غیر اقتصادی شود، به حداقل می‌رسد. تغییرات ایجاد شده در ساختمان هندسی این دیوارها، به شکل جدا کردن کامل ورق دیوار از ستون‌های باربر قائم و اتصال ورق به ستون‌های فرعی بوده که فقط برای ایجاد میدان کشش در ورق دیوار به کار می‌آیند. بدیهی است این ستون‌های فرعی در باربری قائم سازه نقشی نداشته، اما در باربری جانبی به ورق دیوار، کمک می‌کنند. اساسی‌ترین بحث درباره این سیستم باربر جانبی، متناسب سازی اجزای دیوار اعم از ورق، ستون و تیر با یکدیگر است. در معرفی و طراحی این سیستم، مزایای زیر مد نظر پژوهشگران این دیوار است [56]:

۱. با استفاده از سیستم باربر جانبی دیوارهای برشی فولادی جدار نازک نیمه نگهداری شده در لبه‌ها، می‌توان ظرفیت باربری سازه‌های ضعیف را به مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش داد.

۲. با استفاده از این سیستم، امکان تعبیه‌ی بازشو در حد فاصل ستون‌های اصلی سازه موجود می‌باشد که از جنبه‌های معماری قابل بهره‌برداری است.

۳. با توجه به عملکرد جدای ستون‌ها، محدودیت خسارت برای عناصر مرزی دیوار کمتر از سایر اعضا سازه است.

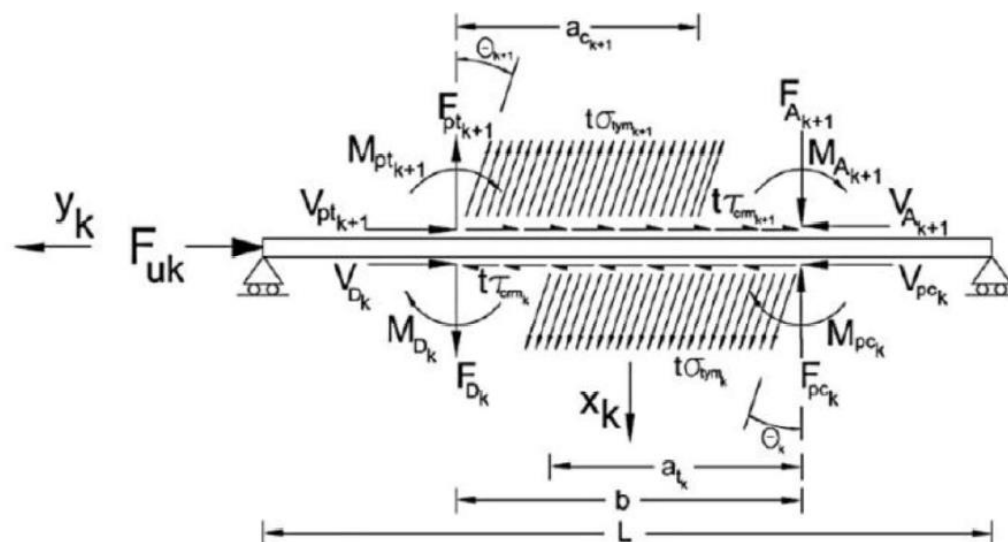
۴. با توجه به تحمل بارهای جانبی به وسیله سیستم مجزای دیوار برشی، نیروهای ناشی از بار جانبی نیز در محدوده‌ی دیوار به پی اعمال می‌شود.

در این سیستم عناصر مرزی صفحه فولادی، از صلبیت کمی برخوردارند. لذا تسلیم ورق، در سطح گسترده‌ای ایجاد نشده و ناحیه‌ی کششی کل سطح ورق را پوشش می‌دهد. در طراحی، درصدی از عرض ورق به عنوان عرض موثر ناحیه کشش فرض می‌شود و روابط لازم طراحی بر اساس آن توسط پژوهشگران ارائه شده است.

۲-۴ طراحی دیوار نیمه مقید

۱-۲-۴ نیروهای عامل بر تیرهای طبقات

شکل ۳-۴ یک تیر را که بین طبقه k ام و $k+1$ ام قرار دارد، نشان می‌دهد. در شکل مزبور، نیروهای وارد بر تیر از طرف دیوار نشان داده شده است.



شکل ۳-۴: نیروها و تنش‌ها وارد شده بر تیر طبقه k [57]

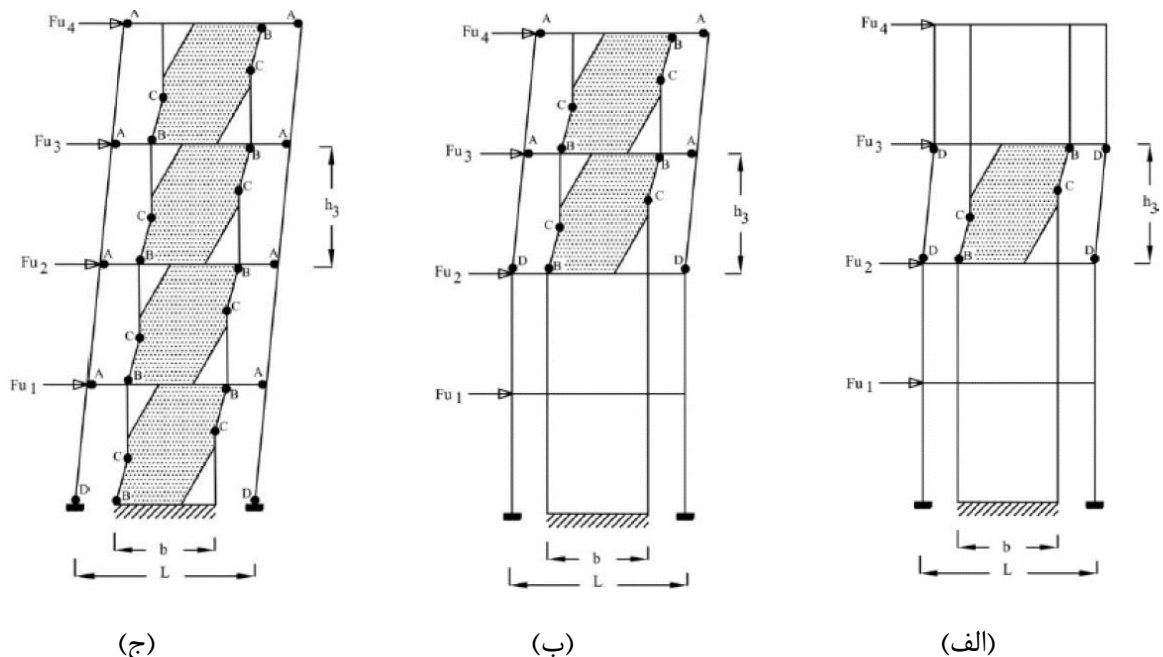
بدیهی است که برای طبقه آخر، نیروهای موجود در بالای تیر حذف می‌شود. با معلوم بودن مشخصات هندسی و مصالح مصرفی و نیروهای وارده بر سیستم می‌توان نیروهای نشان داده در شکل بالا را محاسبه نمود، با مشخص شدن این نیروها می‌توان مقطع تیر را طوری بدست آورد که در هیچ نقطه از آن تسلیم ایجاد نشود و انحنای ایجاد شده در آن از حد مجاز تجاوز نکند. از آنجا که در تیرهای طبقات میانی، نیروهای گسترده ناشی از میدان کشش از دو طرف به آنها وارد می‌شود، لذا این نیروها که علامت خلاف جهت هم دارند، یکدیگر را خنثی کرده و اثر چندانی روی تیر نمی‌گذارند. در مورد تیر طبقه آخر بایستی توجه شود که وضعیت نسبت به حالت گفته شده در بالا متفاوت بوده و به علت آنکه بارهای وارده از دیوار از یک طرف اعمال می‌شود، در تیر انحنای یک طرفه ایجاد می‌شود که باعث می‌شود مقاطع مختلف آن نیز در معرض تنش‌های بزرگتری قرار گیرند [57,58].

۴-۲-۲ مکانیزم دیوار برشی فولادی نیمه مقید [59]

در یک سازه پس از رسیدن بارهای جانبی به حد نهایی، بسته به شرایط طراحی، ممکن است یکی از طبقات یا تعدادی از طبقات و یا همه آنها به مکانیزم تبدیل شوند. در این جا فرض شده است که یکی از طبقات به مکانیزم تبدیل می‌شود.

ساختمان با رفتار برشی

در ساختمان‌های با طبقات کم که شکست برشی حاکم می‌شود، در هنگامی که بارهای جانبی نهایی به سیستم وارد می‌شوند، ممکن است یکی از مکانیزم‌های نشان داده شده در شکل ۴-۴ اتفاق بیافتد.



شکل ۴-۴: مجموعه قاب-دیوار با رفتار برشی در هنگام ایجاد مکانیزم در طبقه میانی با تیرهای (الف) قوی‌تر از ستون (ب) ضعیف‌تر

از ستون (ج) خیلی ضعیف‌تر از ستون [59]

در این شکل‌ها، میدان کششی در طبقه‌ای که ورق آن تسلیم شده است، با هاشور نشان داده شده است و مفاصل پلاستیک مربوط به ستون‌های فرعی با حروف B و C، مفصل ایجاد شده در تیرها با حرف A و مفاصل ایجاد شده در ستون با حرف D نشان داده شده است. در اتصال صلب ستون فرعی به تیر، در هنگام اعمال بار نهایی مفاصل پلاستیک B و C ایجاد می‌شود. در حالت اتصال مفصلی نیز از ابتدا مفاصل B وجود دارند. همچنین نقاط A محل اتصال تیر به ستون اصلی قاب است که می‌تواند به صورت مفصلی یا صلب باشد. حال با توجه به شرایط طراحی و مقادیر مشخصات تیر و ستون اصلی سازه نسبت به یکدیگر، ممکن است هر یک از حالات زیر اتفاق بیافتد:

چنانچه در یک سازه چند طبقه با اتصالات صلب تیر به ستون اصلی، پس از اعمال بار نهایی، دیوار در یکی از طبقات میانی (طبقه K ام) تسلیم شود و مفاصل پلاستیک نیز در پایین و بالای ستون‌های اصلی همین طبقه شکل گیرد، شکل ۴-۴ (الف) حاصل شده و مکانیزم کلی در طبقه K ام ایجاد می‌شود. در این حالت طبقات بالایی و پایینی طبقه مفروض، انسجام کلی خود را حفظ کرده و در هیچ یک از تیرها مفصل پلاستیک ایجاد نمی‌شود. این حالت مطلوب نبوده و به طبقه نرم در سازه منجر می‌شود. در حالت اتصال مفصلی تیر به ستون اصلی (نقاط A) امکان ایجاد چنین

حالتی وجود ندارد، اگر مقدار لنگر پلاستیک M_{pc} فرض شود و همچنین ظرفیت باربری دیوار طبقه K ام، V_{wk} باشد، در هنگامی که برش طبقه K ام به V_{uk} برسد، مفاصل پلاستیک در نقاط D و روی ستون‌های اصلی تشکیل شده و مکانیزم کلی شکل می‌گیرد. لذا می‌توان گفت که ظرفیت برشی نهایی طبقه عبارت است از حاصل جمع ظرفیت برشی دیوار و قاب:

$$V_{uk} = V_{WK} + V_f \quad 4-1$$

که در آن V_f ظرفیت باربری قاب به تنهایی در طبقه K ام است.

$$\sum_{i=k}^n V_{fi} h_i = 4M_{pc} \quad 4-2$$

مکانیزم توصیف شده، در مقطع ستون اصلی نیروی محوری ایجاد می‌کند که مقدارش از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$R_K = \frac{2}{L} M_{pc} \quad 4-3$$

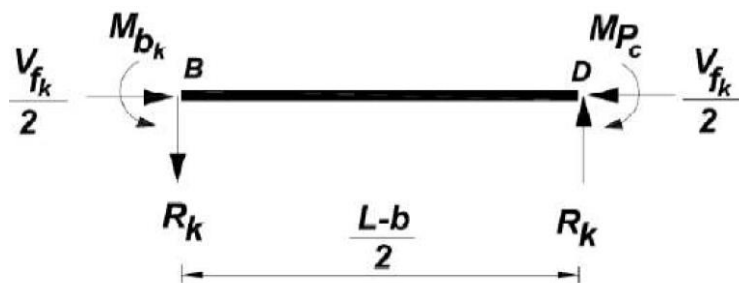
با توجه به شکل ۴-۵، در محل اتصال تیر به دیوار (نقطه B) لنگری ایجاد می‌شود که با در نظر گرفتن تعادل

لنگر در تیر رابط و پس از جایگزینی از رابطه بالا مقدار این لنگر را می‌توان بدست آورد:

$$M_{bk} = \frac{b}{L} M_{pc} \quad 4-4$$

چون $\frac{b}{L} < 1$ است، در نتیجه همیشه $M_{bk} < M_{pc}$ است، لذا در نقطه B هیچگاه مفصل پلاستیک ایجاد

نمی‌شود.



شکل ۴-۵: دیاگرام جسم آزاد تیر رابط بین قاب و دیوار در هنگام ایجاد مفصل پلاستیک در نقطه D [59]

چنانچه در سازه چند طبقه، پس از اعمال بارهای جانبی دیوار طبقه K ام و طبقات بالاتر از آن تسلیم شود و مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیر طبقه K ام و همچنین تیرهای طبقه بالاتر ایجاد شود، در پای ستون‌های اصلی طبقه K ام نیز مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود، مانند شکل ۴-۴ ب و شکل ۴-۴ در طبقه K ام و طبقات بالاتر از آن مکانیزم کلی ایجاد می‌شود. در این حالت طبقات پایین تر از K انسجام کلی خود را حفظ می‌کنند. در اینجا هم اگر در یک قاب n طبقه فرض شود که مقدار لنگر پلاستیک ستون‌های اصلی و تیر طبقه n ام (آخرین طبقه) به ترتیب برابر M_{Pn} و M_{Pc} و باشد، با در نظر گرفتن تعادل در پایین طبقه n ام، می‌توان رابطه زیر را بدست آورد:

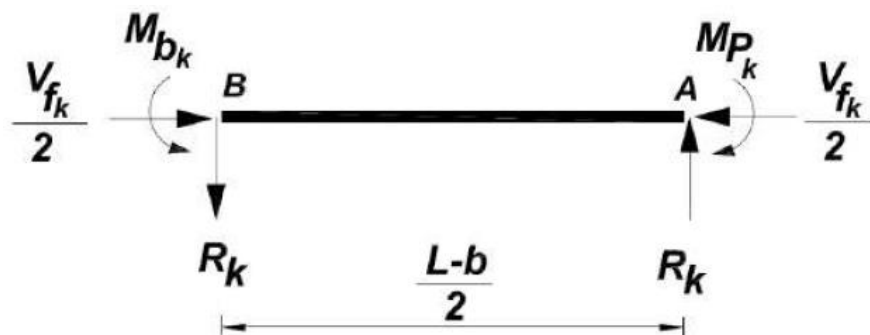
$$V_{fn} = \frac{2}{h_n} (M_{Pn} + M_{Pc}) \quad 4-5$$

به همین ترتیب در طبقه (n-1) ام مقدار ظرفیت برشی طبقه از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$V_{fn-1} = \frac{2}{h_{n-1}} (M_{Pn} + M_{P_{n-1}} + M_{Pc}) - V_{fn} \frac{h_n}{h_{n-1}} \quad 4-6$$

چنانچه تا طبقه K ام ادامه پیدا کند، مقدار ظرفیت برشی را می‌توان از رابطه کلی زیر محاسبه کرد:

$$\sum_{i=K}^n V_{fi} h_i = 2 \left[\sum_{i=K}^n M_{Pi} + M_{Pc} \right] \quad 4-7$$



شکل ۴-۶: دیاگرام جسم آزاد تیر رابط بین قاب و دیوار در هنگام ایجاد مفصل پلاستیک در نقطه A [59]

لنگر پلاستیک ایجاد شده در تیر در پای ستون اصلی عکس‌العملی به وجود می‌آورد که مقدار آن از رابطه زیر

محاسبه می‌شود:

$$M_{bK} = \frac{b}{L} M_{PK} \quad 4-8$$

این رابطه نیز نشان می‌دهد لنگر در نقطه B هیچ گاه به مقدار لنگر پلاستیک نرسیده و همچنین در تیر رابط انحنايي یک طرفه ایجاد می‌شود.

حالت اول که در شکل ۴-۴ (الف) نشان داده شده است، مطلوب نبوده و باید از آن احتراز شود. لذا با مساوی قرار دادن روابط ۴-۵ و ۴-۸ می‌توان حداقل مقطع قابل قبول برای ستون را بدست آورد، به طوری که حالت اول در آن اتفاق نیفتد.

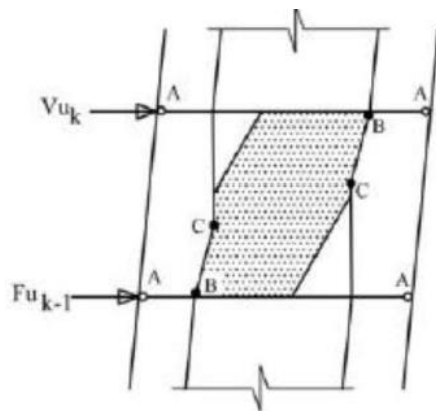
$$M_{PC} = \sum_{i=K}^n M_{Pi} \quad 4-9$$

چنانچه در همه طبقات، مکانیزم دیوار ایجاد شود، مفاصل پلاستیک ستون‌های اصلی به پایین ستون‌های طبقه اول منتقل می‌شود که این حالت در شکل ۴-۷ ج نشان داده شده است. در واقع حالت ج، حالت خاصی از حالت ب است. چنانچه قاب دارای اتصال مفصلی تیر به ستون اصلی باشد و اتصال ستون‌های اصلی به فنداسیون نیز به صورت مفصلی باشد، در هنگام ایجاد مکانیزم در کلیه طبقات نیز حالت ج ایجاد می‌شود. به عبارت دیگر مفاصل A و D که در شکل نشان داده شده است، از ابتدا موجود بوده و نیرویی جهت ایجاد آن‌ها لازم ناست (یعنی همواره صفر است)، لذا در صورت وجود اتصالات مفصلی بین تیر و ستون‌های اصلی، قاب پیرامونی در باربری شرکت نداشته و صفر است. پس با داشتن اتصالات مفصلی تیر به ستون ظرفیت برشی هر طبقه برابر ظرفیت برشی دیوار همان طبقه است. به تعبیر دیگر در صورت وجود چنین شرایطی دیوار و قاب اندرکنشی با یکدیگر نخواهند داشت. البته باید توجه داشت در این حالت مقطع تیر رابط بایستی توانایی انتقال نیروی V_{UK} را داشته باشد.

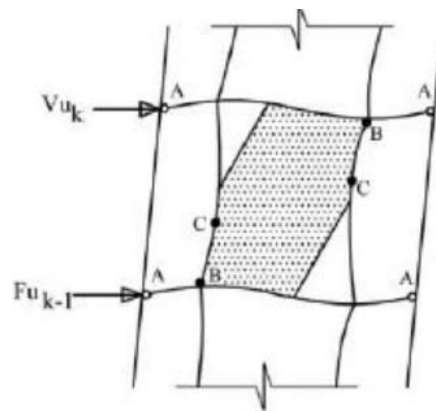
نکته قابل توجه دیگر این است که عرض دیوار در باربری جانبی قاب پیرامونی تاثیری نداشته و دیوار با هر عرضی می‌تواند در دهانه قاب به کار رود. لازم به بیان است که در هنگامی که از اتصال مفصلی تیر به ستون اصلی استفاده می‌شود، علاوه بر این که ظرفیت باربری قاب صفر می‌شود، هیچ نیرویی که ناشی از بار جانبی باشد به قاب پیرامونی منتقل نمی‌شود.

۴-۲-۳ ساختمان با رفتار خمشی

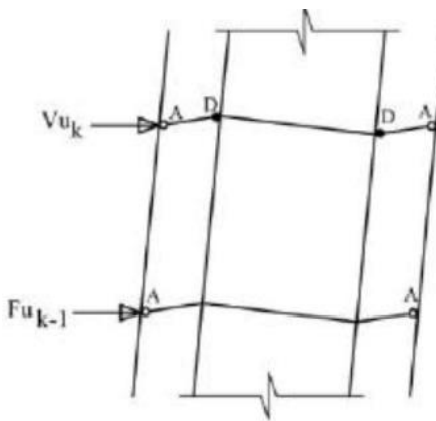
با افزایش تعداد طبقات در هنگام اعمال بار جانبی، سازه بیشتر رفتار خمشی از خود نشان می‌دهد و در اثر تغییر مکان جانبی، تیرهای طبقات بالایی انحنایی دو طرفه به خود می‌گیرند، طوری که نقطه عطف انحناء تقریباً در وسط تیر اتفاق می‌افتد. این حالت در شکل ۴-۷-الف نشان داده شده است. به علت اجتناب هر چه بیشتر از اثرات بار جانبی روی ستون‌های اصلی سازه، در این حالت فقط اتصال مفصلی تیر به ستون اصلی در نظر گرفته شد.



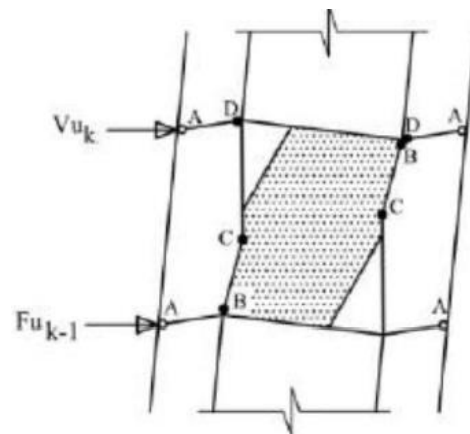
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل ۴-۷: الف) مجموعه قاب-دیوار با رفتار خمشی در هنگام ایجاد مکانیزم در طبقه میانی، با تیرهای (ب) قوی‌تر از دیوار (ج) هم

مقاومت با دیوار (د) ضعیف‌تر از دیوار [59]

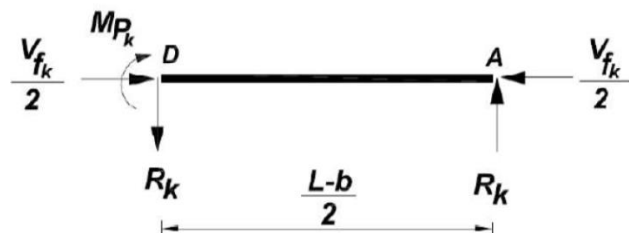
پس از اعمال بار جانبی به سیستم ممکن است یکی از حالات زیر اتفاق بیافتد:

۱- صلبیت خمشی تیر طبقه در مقایسه با سایر اجزاء بیشتر بوده و در هنگام ایجاد مکانیزم در دیوار، در تیرهای طبقات تغییر شکل‌های الاستیک بسیار کوچک رخ داده و در نتیجه انحنای چشمگیری در تیرها ایجاد نمی‌شود. بنابراین ظرفیت باربری مجموعه قاب-دیوار در ابتدا که به مقدار مربوط به ظرفیت نهایی دیوار می‌رسد تیرها در باربری شرکت نمی‌کنند. این حالت در شکل ۷-۴ (ب) نشان داده شده است. سپس با افزایش تغییر مکان، تغییر شکل‌های خمشی در محل اتصال ستون فرعی به تیر (نقاط D در شکل ۷-۴ (ب)) ایجاد شده و تیرها به علت وارد آمدن نیروهای قائم از سمت دیوار دچار انحناء شده و ظرفیت باربری افزایش می‌یابد تا اینکه در نقاط D مفاصل پلاستیک ایجاد شود.

۲- صلبیت خمشی تیر طبقه طوری است که در هنگامی که دیوار در آستانه تسلیم قرار می‌گیرد، به طور همزمان در محل اتصال ستون کنار دیوار با تیر، یعنی نقاط D در شکل ۷-۴ (ب)، مفاصل پلاستیک ایجاد می‌شود. این حالت در شکل ۷-۴ (ج) نمایش داده شده است و ظرفیت نهایی مجموعه برابر با ظرفیت دیوار (یا قاب) است.

۳- صلبیت خمشی تیرها آن قدر کم است که قبل از رسیدن هیچ کدام از دیوارها به حد تسلیم، در نقاط D مفاصل پلاستیک شکل گرفته و کل طبقه، باربری خود را از دست می‌دهد. این حالت که در شکل ۷-۴ (د) نشان داده شده است، مطلوب نبوده و بایستی از آن احتراز شود.

حالت نشان داده شده در شکل ۷-۴ (ج) حالتی بین‌آیین است که در یک طرف آن حالت (الف) و در طرف دیگر آن حالت (د) قرار می‌گیرد و به وسیله آن می‌توان حداقل مقطع تیر قابل قبول را بدست آورد. چنانچه در یکی از طبقات میانی، ظرفیت خمشی پلاستیک مقطع تیر M_{PK} باشد و تسلیم خمشی در تیر و دیوار همزمان رخ دهد با در نظر گرفتن شکل ۸-۴ که دیاگرام جسم آزاد تیر رابط را نشان می‌دهد، می‌توان مقدار نیروی محوری ایجاد شده در مقطع ستون اصلی را که ناشی از لنگر ایجاد شده در نقطه D است، از رابطه زیر بدست آورد:



شکل ۸-۴: دیاگرام جسم آزاد تیر رابط بین قاب و دیوار در هنگام ایجاد مفصل پلاستیک در نقطه D [59]

$$R_K = \frac{2M_{PK}}{L - b} \quad ۴-۱۰$$

با در نظر گرفتن تعادل لنگر در پای طبقه میانی مورد نظر (طبقه K) می‌توان مقدار نیروی لازم برای ایجاد مکانیزم در قاب طبقه K ام را بدست آورد:

$$V_{fK} = \frac{2M_{PK}}{h_K} \frac{L}{L - b} \quad ۴-۱۱$$

اگر مقدار ظرفیت برشی طبقه K ام (V_{fK}) برابر ظرفیت برشی دیوار باشد، حالت نشان داده شده در شکل ۴-۷-۷-ب ایجاد می‌شود. یعنی مکانیزم دیوار طبقه K ام و تیر طبقه به طور همزمان تسلیم می‌شود. چنانچه ظرفیت برشی دیوار طبقه K ام برابر V_{WK} باشد، می‌توان نوشت:

$$V_{WK} = \frac{2M_{PK}}{h_K} \frac{L}{L - b} \rightarrow M_{PK} = \frac{1}{2} V_{WK} h_K \left(1 - \frac{b}{L}\right) \quad ۴-۱۲$$

با استفاده از رابطه ۴-۱۲ می‌توان حداقل لنگر پلاستیک لازم برای ایجاد مکانیزم همزمان دیوار و تیر در هر طبقه را بدست آورد. چنانچه اثرات نیروی محوری موجود در مقطع تیر بر مقدار لنگر پلاستیک لحاظ شود و مقطع مورد استفاده برای تیر، I شکل باشد، رابطه بالا را می‌توان به شکل زیر اصلاح کرد:

$$M_{PK} = \frac{1}{2} V_{WK} h_K \left(1 - \frac{b}{L}\right) + \frac{V_{WK}^2}{16 t_w f_y} \quad V_{WK} \leq (d - 2t_f) t_w f_y \quad ۴-۱۳$$

$$\frac{A^2}{4b_f} \left(1 - \frac{V_{WK}}{A f_y}\right) \left(\frac{2b_f d}{A} - 1 + \frac{V_{WK}}{A f_y}\right) f_y - \frac{1}{2} V_{WK} h_K \left(1 - \frac{b}{L}\right) = 0 \quad V_{WK} \geq (d - 2t_f) t_w f_y \quad ۴-۱۴$$

در رابطه بالا، f_y تنش تسلیم فولاد، A سطح مقطع، d ارتفاع، b_f عرض بال، t_f ضخامت بال و t_w ضخامت جان تیر است. اگر مقدار لنگر پلاستیک تیرهای همه طبقات از حداقل مقدار ارائه شده در روابط کمتر باشد، تیرها قبل از رسیدن دیوار به حالت تسلیم، دچار فروپاشی شده و حالت نشان داده شده در شکل ۴-۷-۷-د ایجاد می‌شود و دیوار در باربری مشارکت کامل نخواهد داشت. با توجه به روابط، مقدار حداقل لنگر پلاستیک نسبت مستقیم با مقدار برش در طبقه دارد. با افزایش عرض دیوار و به دنبال آن کاهش مقدار $b/L - 1$ می‌توان مقطع تیر را کاهش داد، اما بایستی توجه داشت که افزایش عرض دیوار ظرفیت باربری نهایی دیوار یعنی V_{WK} را افزایش می‌دهد که ممکن است تغییر چندانی در مقدار لنگر پلاستیک حداقل ایجاد نکند.

۳-۴ ظرفیت باربری نهایی دیوار برشی فولادی نیمه مقید

جهانپور و همکاران ظرفیت باربری نهایی طبقه K ام دیوار برشی فولادی نیمه مقید در لبه‌ها را با استفاده از روش کرانه بالا به صورت زیر بدست آوردند:

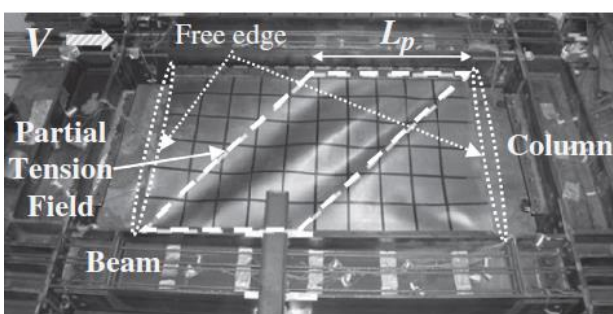
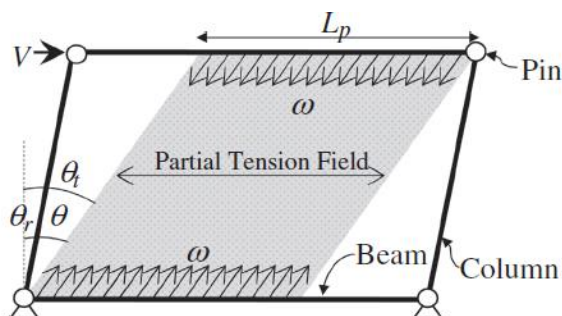
$$\sum_{i=K}^n V_{Wi} = t(\sin\theta)^2 \int_0^{C_c} \sigma_{tym} dx + t(\sin\theta)^2 \left(\frac{b}{h - C_t} \cot\theta - 1 \right) \int_0^{h-C_t} \sigma_{tym} dx + V_{crm} \quad ۴-۱۴$$

این رابطه فقط بر اساس محل لنگر ماکزیمم تبیین می‌شود. این نکته بدین معنی است که مقدار فاصله بین محل مفصل پلاستیک و لنگر ماکزیمم اثری بر ظرفیت باربری نهایی ندارد.

۴-۴ توسعه مدل نواری برای دیوار نیمه نگهداری شده

از آنجا که برای ساختمان‌های با تعداد طبقات متوسط و زیاد، طراحی دستی سازه بسیار زمان‌بر است لذا طراحان ترجیح می‌دهند محاسبات سرانگشتی را به صورت دستی انجام دهند و طراحی نهایی را با استفاده از نرم افزارهای مرسوم از جمله SAP2000 و ETABS انجام دهند. در دیوار مرسوم، روش نواری این امکان را در اختیار طراح قرار می‌داد که با بکارگیری این نرم افزارها اقدام به طراحی کنند. بنابراین پژوهشگران تلاش کرده‌اند که روش نواری را برای دیوار مقید نیز استفاده کنند. لذا روش توسعه یافته نواری را ارائه نموده‌اند که در ادامه به آن پرداخته خواهد شد.

Ozcelik و همکاران [60,61] نشان داده‌اند که با اعمال بار، قسمتی از ورق فولادی در برابر برش جانبی مقاومت می‌کند و بقیه ورق عمدتاً در مقاومت جانبی نقش چندانی ندارد. مطالعات آزمایشگاهی نیز موید این ادعا هستند که برای نمونه در شکل ۴-۹ تست آزمایشگاهی نمایش داده شده است. بر اساس این فرض ساده سازی شکل ۴-۹-ب در نظر گرفته می‌شود.

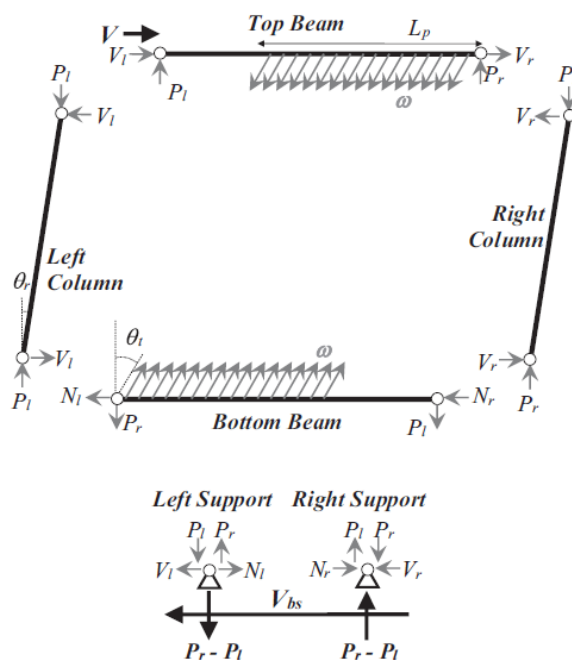


(ب)

(الف)

شکل ۴-۹: توسعه میدان کششی در دیوار نیمه مقید [60]

بنابراین بر اساس این فرض و همچنین با در نظر گرفتن اتصال ورق به صورت مفصلی به قاب محیطی، نمودار جسم آزاد به صورت شکل ۴-۱۰ نمایش داده شده است. در این شکل فرضیاتی دیگر نیز لحاظ شده است که عبارتند از اینکه (۱) تیر و ستون به اندازه کافی صلب هستند بنابراین از تغییر شکل آنها در مقایسه با تغییر شکل ورق صرف نظر می‌شود. (۲) تنش تسلیم ورق و قاب محیطی یکسان است (۳) L_p تابع زاویه میدان کشش قطری θ_r است که در شکل نمایش داده شده است.



شکل ۴-۱۰: ساده سازی دیوار نیمه مقید [61]

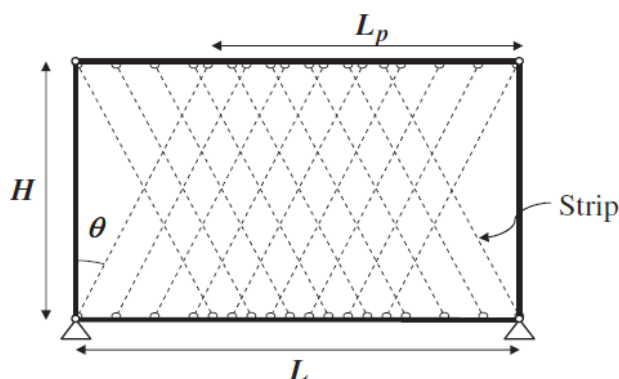
مقدار L_p همان گونه که در شکل ۴-۱۱ نیز برای استفاده در روش نواری نمایش داده شده است برابر است با:

$$L_p = L \left(1 - \frac{\tan \theta}{L/H} \right) \quad ۴-۱۶$$

در این رابطه L و H به ترتیب برابر طول و ارتفاع قاب هستند. همچنین اگر تعداد n عضو نواری را برای روش نواری در نظر بگیریم مساحت هر نوار برابر است با:

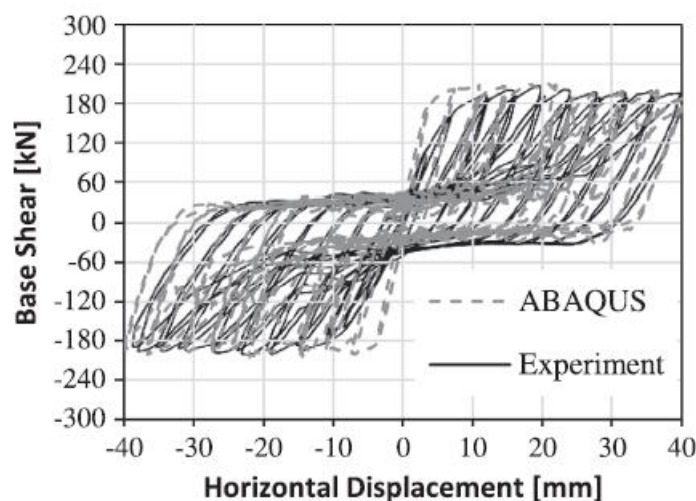
$$A_s = \frac{t_w L \left(1 - \frac{\tan \theta}{L/H} \right) \cos \theta}{n} \quad ۴-۱۷$$

در این رابطه t_w معرف ضخامت ورق فولادی است. بنابراین با استفاده از این روابط به راحتی می‌توان از روش نواری برای مدل سازی دیوار نیمه مقید استفاده نمود.



شکل ۴-۱۱: مدل نواری برای دیوار نیمه مقید [60,61]

Guo و همکاران [62] نشان دادند که روابط پیشنهاد شده دارای دقت مناسبی است. در شکل ۴-۱۲ نمودار هیستریزیس با استفاده از روش نواری و مدل سازی المان محدود مقایسه شده است که حاکی انطباق نتایج دو روش مذکور دارد.



شکل ۴-۱۲: مقایسه نتایج المان محدود و نتایج آزمایشگاهی [62]

فصل پنجم:

دیوار برشی سخت شده

فصل پنجم: دیوار برشی سخت شده

مقدمه

در این فصل، رفتار دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده تشریح می‌شود. در بسیاری از موارد، مخصوصاً در سازه‌های بلند، تامین ضخامت لازم ورق فولادی به راحتی میسر نیست. افزودن سخت‌کننده باعث کاهش ضخامت لازم ورق فولادی می‌شود. افزودن سخت‌کننده باعث تغییر ماهیت رفتاری دیوار برشی می‌شود. لذا در این فصل به مبانی، ضوابط طراحی و مهمترین تحقیقات در خصوص دیوارهای برشی فولاد دارای سخت‌کننده پرداخته می‌شود. در این فصل ابتدا کلیات رفتاری این دیوارها بیان می‌شود و در ادامه به مبانی طراحی پرداخته خواهد شد. در ادامه، برای سادگی، از عنوان "دیوار سخت شده" به جای "دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده" استفاده خواهد شد.

۵-۱ دیوارهای سخت شده

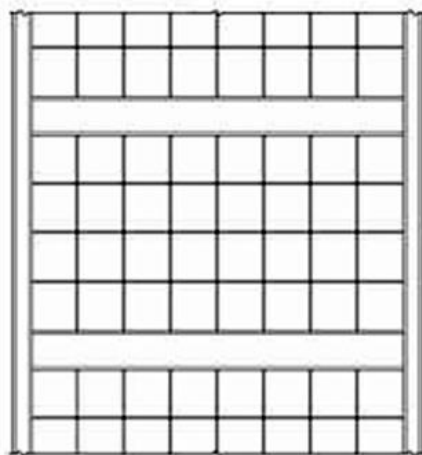
همان گونه که در فصل قبل بیان شد، دیوار برشی فولادی تحت اثر بارهای سرویس دچار کمانش الاستیک می‌شود. کمانش الاستیک دیوار هر چند مخاطره لرزه‌ای را دنبال ندارد اما باعث نقصان‌هایی می‌شود. کمانش باعث می‌شود که در منحنی هیستریزیس دیوار، لاغر شدگی ایجاد شود که مقداری از قابلیت جذب انرژی را می‌کاهد. علاوه بر آن، حتی در بارهای بسیار کم ورق، فولادی وارد فازغیرخطی می‌شود. این وضعیت مخصوصاً برای سازه‌های بلند که تحت

اثر نیروهای عظیم باد هستند چندان مطلوب نیست. لذا دو راه کار را می‌توان در پیش گرفت: یکی افزایش ضخامت ورق فولادی است و دیگری جلوگیری از کمانش ورق فولادی در ناحیه الاستیک با استفاده از سخت‌کننده است. هر کدام از روش‌های بیان شده مزایا و معایبی دارند. افزایش ضخامت، قطعاً اقتصادی نیست. زیرا با افزایش ضخامت ورق، باید قاب محیطی نیز تقویت شود. بنابراین استفاده از سخت‌کننده‌ها می‌تواند اقتصادی‌تر از افزایش ضخامت ورق باشد.

به لحاظ تاریخچه تکامل، ابتدا دیوار برشی فولادی به صورت تقویت شده با سخت‌کننده‌های افقی و قائم معرفی شد و در ژاپن در بسیاری از پروژه‌های عملی مورد استفاده قرار گرفت. پس از آشنایی پژوهشگران با میدان کشش قطری، دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده با تکیه بر رفتار پس کمانشی دیوار مورد استفاده قرار گرفت.

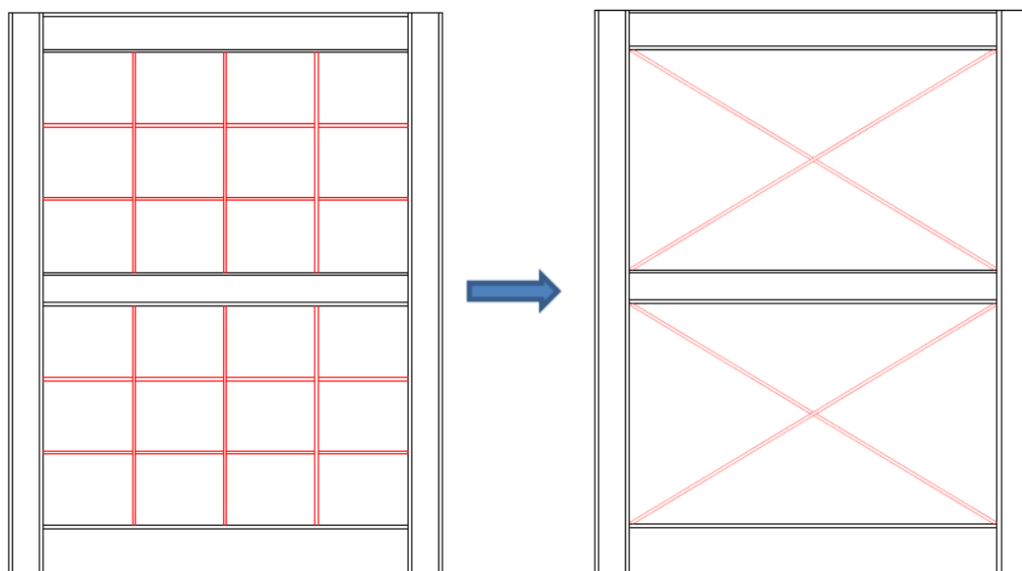
ظرفیت کمانشی ورق تابعی از هندسه (ابعاد و ضخامت ورق) یا لاغری، شرایط تکیه‌گاهی و مشخصات مکانیکی ورق است. با تغییر پارامترهای فوق، ظرفیت کمانشی نیز تغییر خواهد کرد. مثلاً کاهش ابعاد ورق، ظرفیت بالاتری از کمانش ورق را نتیجه می‌دهد. سخت‌کننده‌ها، ورق را به صفحات کوچکتری تحت عنوان زیر صفحه تقسیم می‌کنند که عملاً در زیر صفحات با کاهش لاغری، ظرفیت کمانشی افزایش می‌یابد و می‌توان ورق را به سمتی هدایت نمود که تسلیم برشی قبل از کمانش اتفاق بیافتد. در شکل ۵-۱ یک دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده‌های افقی و عمودی نشان داده شده است.

در فصل سوم عنوان شد که جهت کاهش ممان اینرسی لازم ستون، می‌توان از یک قید افقی استفاده نمود و همچنین استفاده از قید قائم باعث کاهش مقاومت خمشی لازم تیرهای طبقات می‌شود. هر چند این قیدها دارای شباهتهایی با سخت‌کننده‌ها هستند اما رفتاری متفاوت با سخت‌کننده‌ها دارند. جهت جلوگیری از اشتباه و قائل شدن تفاوت بین آنها، در فصل دوم از عبارت "سخت‌کننده" برای آنها استفاده نشده است.



شکل ۵-۱: دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده‌های افقی و قائم

نوع دیگری از دیوارهای دارای سخت‌کننده وجود دارد که تاکنون در آیین‌نامه‌های معتبر دنیا در خصوص آن بحثی به میان آورده نشده است. اما با توجه به تحقیقات انجام شده در خصوص آن، انتظار می‌رود در سال‌های آتی، ضوابط طراحی آن‌ها در آیین‌نامه‌های معتبر دنیا بیان شود. در این نوع دیوارها از سخت‌کننده‌های قطری استفاده می‌شود که در شکل ۵-۲ نمایش داده شده است. در این نوع سخت‌کننده قاعدتا از حجم مصالح کمتری نسبت به سخت‌کننده‌های افقی و قائم استفاده می‌شود و همچنین با توجه به طول آنها، خط جوش و در نتیجه عملیات جوشکاری بسیار کمتری نسبت به سخت‌کننده‌های افقی و قائم خواهد داشت. لذا انتظار می‌رود در سال‌های آینده این نوع دیوار جایگزین دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده‌های سنتی افقی و قائم باشد. با توجه به اینکه سخت‌کننده‌های قطری در قطر اصلی دیوار قرار می‌گیرند انتظار می‌رود که علاوه بر اینکه از کمانش جانبی ورق جلوگیری می‌کنند در باربری جانبی نیز مشارکت کنند [63,64].



شکل ۵-۲: سخت‌کننده‌های قطری [64]

۵-۲ اثر سخت‌کننده‌ها بر کمناش برشی

در این قسمت رفتار دیوار برشی فولادی با لبه مفصلی و دارای سخت‌کننده بررسی می‌شود. در این حالت تغییر شکل ورق به صورت سری زیر که در حین کمناش فقط یک نیم موج در جهت قائم تشکیل می‌دهد در نظر گرفته می‌شود:

$$w = a_m \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi x}{b} \quad ۵-۱$$

برای بیان بار کمناشی ورق از علامت‌گذاری‌های زیر جهت ساده‌سازی استفاده می‌شود:

$$\frac{a}{b} = \beta \frac{EI_i}{bD} = \gamma_i \frac{P_i}{bN_x} = \frac{A_i}{bh} = S_i \quad ۵-۲$$

که در آن A معرف سطح مقطع عرضی سخت‌کننده و b و h ابعاد ورق هستند. همچنین اگر تعداد زیادی سخت‌کننده نسبتاً انعطاف پذیر و با صلبیت و فاصله یکسان وجود داشته باشد به طوری که برای هر نیم موج از ورق کمانش کرده، چند سخت‌کننده وجود داشته باشد، فرمول تقریبی برای تنش کمانشی عبارت است از:

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 D (m^2 + \beta^2)^2 + r\gamma\beta^2}{b^2 h \beta^2 m^2} \quad 5-3$$

که در آن r تعداد سخت‌کننده و m تعداد نیم موجهاست. در هر حالت m را باید طوری انتخاب نمود که معادله ۷-۳ حداقل شود. در مورد ورق که فقط دارای یک سخت‌کننده باشد نخستین تقریب به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 D (1 + \beta^2)^2 + r\gamma\beta^2}{b^2 h \beta^2} \quad 5-4$$

این معادله چگونگی تاثیر سخت‌کننده عرضی در تنش بحرانی را نشان می‌دهد. بدین ترتیب می‌توان نشان داد که اگر صلبیت سخت‌کننده عرضی کافی نباشد، امتداد موجهای مایل کمانش یافته، امتداد سخت‌کننده را قطع کرده و کمانش ورق با کمانش سخت‌کننده همراه خواهد بود. با افزایش جزئی در صلبیت سخت‌کننده، می‌توان حالت کمانش یافته ورق را طوری هدایت نمود که ورق در زیر صفحات تقسیم شده کمانش کند. هر چند ممکن است در این وضعیت نیز خط سخت‌کننده یک خط گره‌ای برای ورق کمانش یافته نباشد و مقداری خمش در سخت‌کننده ایجاد شود، اما تاثیر آن بر تنش بحرانی کمانش ناچیز است.

تیموشنکو [23] نشان داده که یک ورق مربع مستطیل بلند که به طور طولی سخت شده، با تعداد زیادی نیم موج که طول آنها در معادله ۶-۳ صدق می‌کند کمانش می‌کند.

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2}{b^2 h} (D_1 \frac{b^2}{a^2} + 2D_3 + D_2 \frac{a^2}{b^2}) \quad 5-5$$

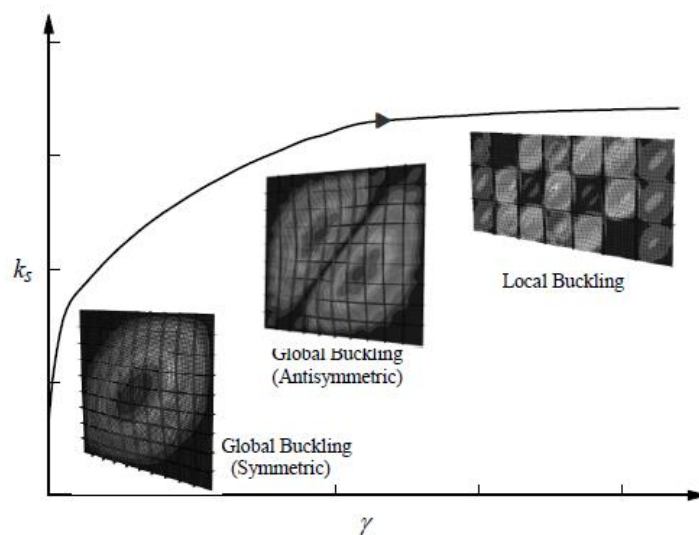
که ضرایب آن به صورت زیر تعریف می‌شوند.

$$\begin{cases} D_1 = \frac{E \cdot I_x}{1 - \nu_x} \cdot \frac{1}{\nu_y} \\ D_2 = \frac{E \cdot I_y}{1 - \nu_x} \cdot \frac{1}{\nu_y} \\ D_3 = \frac{1}{2} (\nu_x \cdot D_2 + \nu_y \cdot D_1) + 2G \cdot I_{xy} \end{cases} \quad 5-6$$

در این رابطه $2G.I_{xy}$ صلبیت پیچشی است. از رابطه فوق می‌توان دریافت که یک ورق مربع مستطیل بلند که با سخت‌کننده‌های طولی تقویت شده باشد با تعداد زیادی نیم موج که در رابطه $\frac{a}{b} = \sqrt[4]{\frac{D_1}{D_2}}$ صدق کند، کمانش می‌کند. تنش بحرانی نیز از معادله τ_{cr} تعیین می‌شود. برای ورق ایزوتروپیک معادله $D_1 = D_2 = D_3$ بر معادله ۳-۵ منطبق خواهد شد.

$$\tau_{cr} = K_s \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \quad \text{۳-۵ تکراری}$$

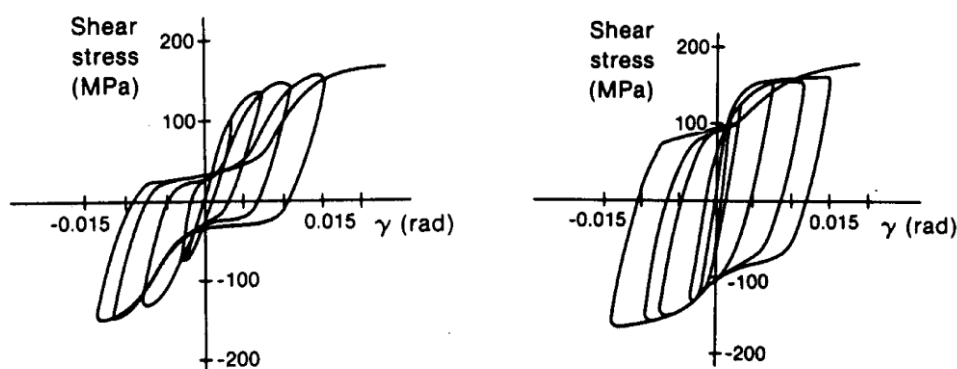
در شکل ۳-۵ ضریب K_s در مقابل دوران برشی ورق نمایش داده شده است. همان گونه که از این شکل نمایان است با افزایش صلبیت سخت‌کننده، ظرفیت کمانشی ورق به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش پیدا می‌کند. بنابراین اگر صلبیت سخت‌کننده‌ها کم باشد کل صفحه در یک جهت کمانش می‌کند اما با افزایش صلبیت، کمانش متقارن اتفاق می‌افتد. و با افزایش صلبیت سخت‌کننده‌ها شرایطی ایجاد می‌شود که کمانش‌های موضعی در زیر صفحات (مساحت محصور بین سخت‌کننده‌ها) ایجاد می‌شود. در چنین شرایطی عملاً تسلیم حاکم بر رفتار سیستم خواهد شد.



شکل ۳-۵: تغییرات حالت کمانش نسبت به تغییر صلبیت [65]

در دیوارهای برشی فولادی لاغر کمانش ورق پایان باربری سیستم نبوده و در حالت پس کمانش با تشکیل میدان کشش قطری، ورق و در نتیجه دیوار قادر به تحمل بارهای بزرگتری خواهد بود. به عبارت دیگر با کمانش ورق نوع باربری

و مکانیزم رفتار سیستم تغییر می‌کند. هرچند رفتار پس کمانشی دیوار برشی فولادی لاغر باعث باربری پس از کمانش می‌شود، اما همواره این کمانش ورق مخصوصاً تحت بارهای سرویس مطلوب نیست. زیرا با اعمال بارهای کم، دیوار وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. از طرفی کمانش باعث لاغر شدن منحنی هیستریزیس سیستم می‌شود. لذا با ایجاد مانع جهت تاخیر یا جلوگیری از کمانش ورق، می‌توان به منحنی هیستریزیس پایداری دست یافت. در شکل ۴-۵ منحنی هیستریزیس دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده نشان داده شده است. در این شکل به وضوح روشن است که سخت‌کننده باعث بهبود رفتار هیستریزیس می‌شود.



شکل ۴-۵: رفتار هیستریزیس دیوار برشی فولادی لاغر و دارای سخت‌کننده [66]

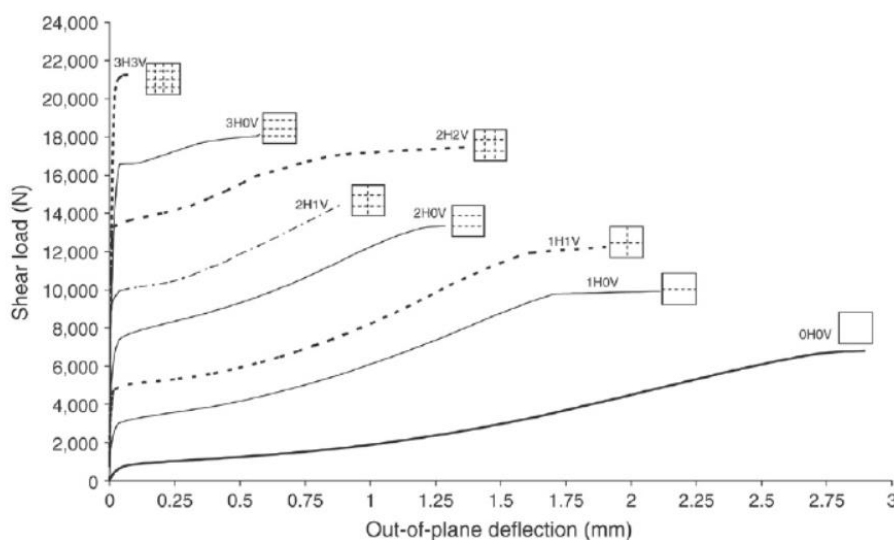
۳-۵ مرور پژوهش‌ها در زمینه دیوارهای سخت شده

پژوهشگران بسیاری اثر سخت‌کننده‌ها را بر رفتار تیورق و دیوارهای برشی فولادی مورد مطالعه قرار داده‌اند. در این بخش، برخی نتایج مطالعات صبوری [44,45] و علی نیا [65, 67-72] درباره اثر سخت‌کننده بر رفتار دیوار برشی فولادی مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

علی نیا و دستفان [67, 68] مطالعات جامعی در خصوص دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده انجام داده‌اند. این پژوهشگران به این نتیجه رسیدند که تاثیر سختی پیچشی المان‌های مرزی بر رفتار دیوار برشی فولادی در ناحیه الاستیک بسیار بیشتر و تاثیرگذارتر از سختی خمشی است اما در رفتار غیرخطی تاثیر این دو سختی بر رفتار دیوار برشی فولادی یکسان است و گاهی سختی پیچشی تاثیر چندانی بر رفتار سیستم در ناحیه غیرخطی ندارد. علاوه بر آن سختی خمشی و سختی پیچشی المان‌های مرزی تاثیری در مقاومت نهایی و رفتار پس کمانشی دیوار ندارند.

نتایج تحقیقات علی نیا بر روی پانل‌های برشی سخت شده و اثر سخت‌کننده‌ها نشان داده که دیوارهای برشی تقویت نشده، رفتار شکل پذیرتری نسبت به دیوارهای برشی تقویت شده دارند. ولی دیوارهای برشی تقویت شده با توجه به عدم کمانش ورق قبل از تسلیم برشی آن و عدم وجود پدیده تنگ شدگی در منحنی های هیستریزس، قابلیت جذب انرژی بیشتری دارند. در نتیجه نمی‌توان شکل پذیری زیاد و اتلاف انرژی زیاد را همزمان بدست آورد. در این میان لازم است رابطه‌ای برای محاسبه میزان بهینه سخت‌کننده‌ها ارائه شود. میزان بهینه سخت‌کننده زمانی حاصل می‌شود که تسلیم و کمانش دیوار همزمان اتفاق افتد. همچنین به تعویق افتادن کمانش بوسیله سخت‌کننده‌های طولی بستگی به صلبیت خمشی سخت‌کننده و لاغری پانل دارد. از طرفی نتایج نشان داده‌اند که حداقل صلبیت لازم پیشنهاد شده در آیین‌نامه‌ها محافظه کارانه است.

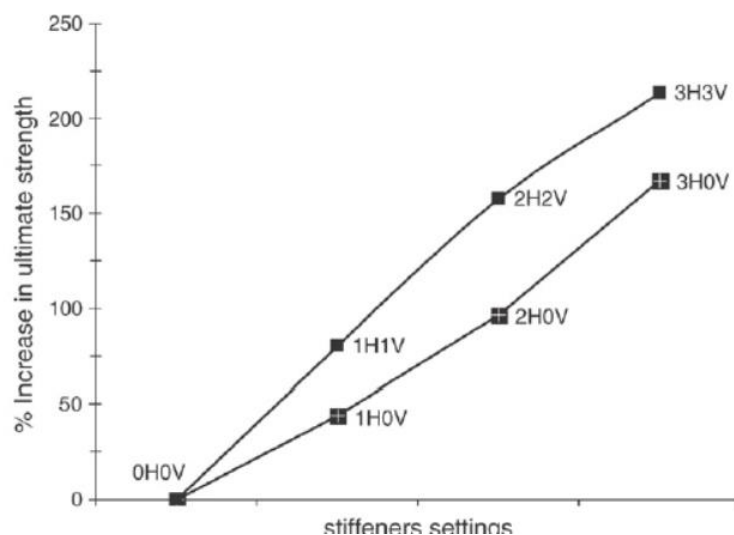
در پژوهشی دیگر مطالعات این محقق، تاثیر سخت‌کننده‌های قائم و افقی بر رفتار پس کمانشی و همچنین مقاومت برشی سیستم مورد بحث و بررسی قرار گرفت [72]. نتایج نشان داد که وجود سخت‌کننده باعث بهبود لوپ های هیستریزس و در نتیجه افزایش قابلیت جذب انرژی می‌شود. سخت‌کننده‌ها از پینچینگ منحنی هیستریزس جلوگیری می‌کنند. همچنین هر چه تعداد سخت‌کننده‌ها افزایش پیدا کند شکل پذیری سیستم کاهش پیدا می‌کند. علاوه بر آن، مطابق شکل ۵-۵ هر چه تعداد سخت‌کننده افزایش پیدا کند تغییر مکان خارج از صفحه ورق به شدت کاهش پیدا می‌کند.



شکل ۵-۵: تاثیر سخت‌کننده بر مقاومت برشی ورق‌ها [67]

از دیگر نتایج مطالعات علی نیا و همکاران این است که اگر سخت‌کننده‌ها دارای سختی پیچشی و سختی خمشی کافی باشند می‌توان فرض کرد که محل سخت‌کننده مانند نقاط یا خطوط گرهی عمل کرده و شرایط مرزی جان در محل برخورد با سخت‌کننده به صورت تکیه‌گاه ساده عمل می‌کند. همچنین می‌توان تمام سخت‌کننده‌های عرضی در خمش را به صورت صلب در نظر گرفت، به صورتی که در کمانش ورق، در محل آنها نقاط گرهی تشکیل شود. ولی فاصله زیاد سخت‌کننده‌ها از یکدیگر می‌تواند باعث عدم تشکیل نقاط گرهی در محل آنها شود که در اینصورت فرض تکیه‌گاه ساده اعتبار خود را از دست می‌دهد.

این تحقیقات همچنین نشان داد که اثر سخت‌کننده‌های افقی و قائم همزمان بر مقاومت نهایی و همچنین ظرفیت سیستم بسیار بیشتر از اثر سخت‌کننده‌های افقی است، شکل ۵-۶. به عبارت دیگر اگر فقط یک نوع سخت‌کننده قائم یا افقی قابل استفاده باشد، سخت‌کننده‌های افقی تاثیر بیشتری خواهند داشت.



شکل ۵-۶: تاثیر سخت‌کننده‌ها بر ظرفیت نهایی سیستم [68]

از دیگر موارد استفاده روش اندرکنش قاب-صفحه (که در فصل اول برای تحلیل و طراحی دیوار برشی فولادی لاغر معرفی شد) دیوارهای سخت شده است. صبوری و روبرتز با استفاده از نتایج این روش نشان داده‌اند که با تقویت ورق فولادی حداکثر می‌توان ۱۵٪ ظرفیت باربری ورق را افزایش داد. آنها نشان دادند که سخت‌کننده‌ها، کمانش ورق در ناحیه الاستیک را به تعویق انداخته که باعث افزایش قابل ملاحظه سختی دیوار می‌شود. همچنین سخت‌کننده‌ها باعث

بهبود رفتار دیوار در ناحیه پلاستیک و بهبود منحنی هیستریزیس دیوار می‌شود. ستون‌ها در سیستم دیوار برشی فولادی سخت نشده در معرض نیروهای سنگین ناشی از ورق قرار می‌گیرند که وجود سخت‌کننده باعث کاهش بارهای وارده به ستون اطراف ورق فولادی می‌شود.

۴-۵ رفتار دیوار دارای سخت‌کننده

در دیوار دارای سخت‌کننده رفتار پس کمانشی و کمانش ورق وجود ندارد. البته چنین رفتاری به شرطی ایجاد خواهد شد که اول این که فاصله سخت‌کننده‌ها زیاد نباشد دوم آن که سخت‌کننده‌ها دارای صلبیت کافی باشند. اگر این شرایط برقرار باشد تسلیم در زیر صفحات (صفحات محدود به سخت‌کننده) قبل از کمانش ایجاد می‌شود. تسلیم قبل از کمانش باعث می‌شود دیوار فولادی دارای لوپ‌های هیستریزیس بهتری باشد. علاوه بر آن مقاومت جانبی و سختی جانبی نیز افزایش پیدا می‌کند. بر اساس مطالعات صبوری [44,45] با افزودن سخت‌کننده می‌توان مقاومت جانبی را تا ۱۵٪ افزایش داد. اما شکل‌پذیری سیستم کاهش پیدا می‌کند.

با افزودن سخت‌کننده، سختی، مقاومت (به مقدار ۱۵٪) و جذب انرژی افزایش پیدا می‌کند از طرفی مقداری شکل‌پذیری کاهش پیدا می‌کند و افزودن سخت‌کننده باعث تحمیل هزینه‌های بیشتری برای ساخت و اجرا می‌شود. بنابراین دیوار سخت شده دارای مزایا و نقصان‌هایی نسبت به دیوار سخت نشده است که بر حسب نیاز و شرایط رفتاری بر حسب قضاوت مهندسی و ملاحظات اقتصادی می‌توان دیوار با یا بدون سخت‌کننده را در طراحی در نظر گرفت.

۵-۵ ضوابط AISC

دیوارهای برشی سخت شده قادر به تحمل نیروهای فشاری قابل ملاحظه در ورق فولادی است. به علاوه نیروهای کششی در قسمتهای سخت شده توسعه می‌یابند، به همین دلیل المان‌های محیطی متحمل نیروهای خمشی بزرگ نمی‌شوند. در حقیقت تحت برش محض در زیر صفحات و المان‌های محیطی تحت نیروهای داخلی اعمال شده از طرف ورق طراحی می‌شوند. در این وضعیت ترکیب کمانش برشی و عملکرد میدان کشش قطری کمتر مورد استفاده قرار می‌گیرد. با محدود کردن لاغری ورق در زیر صفحه‌ها می‌توان به تسلیم کامل برش ورق دست یافت.

حداقل ضخامت برای آنکه تسلیم برشی قبل از کمانش اتفاق بیافتد، با مساوی قرار دادن مقاومت کمانشی و مقاومت تسلیم برشی محاسبه می‌شود. این رابطه توسط تیموشنکو برای تیر ورق‌ها بسط داده شده و برابر است با:

$$t_{min} = \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\frac{F_y}{\sqrt{3}}}{\pi^2 E \left[\frac{5.34}{S_1^2} + \frac{4}{S_2^2} \right]}} \quad ۵-۷$$

S_2, S_1 به ترتیب کمترین و بیشترین فاصله بین سخت‌کننده‌ها هستند. وقتی فاصله سخت‌کننده‌ها در هر دو مسیر افقی و قائم برابر باشند، محدودیت لاغری برای ایجاد تسلیم قبل از کمانش برابر است با:

$$\frac{S}{t_w} \leq 3.82 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ۵-۸$$

همچنین وقتی که سخت‌کننده‌ها در یک راستا مورد استفاده قرار می‌گیرند، محدودیت لاغری برای ایجاد تسلیم قبل از کمانش برابر است با:

$$\frac{S}{t_w} \leq 2.88 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ۵-۹$$

با ارضاء معادلات فوق، یعنی وقتی که ورق به حد کافی سخت شده باشد، مقاومت اسمی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = 0.6 F_y t_w L_{cf} \quad ۵-۱۰$$

که L_{cf} طول خالص ورق بین بالهای ستون‌های اطراف ورق است. سخت‌کننده‌ها که نسبت لاغری ورق فولادی را به لاغری زیر صفحه‌ها کاهش می‌دهند، بایستی دارای سختی لازم باشند. لذا ممان اینرسی لازم برابر است با:

$$I_{st} = a t_w^3 j \quad ۵-۱۱$$

$$j = 2.5(h/a)^2 - 2 \geq 0.5 \quad ۵-۱۲$$

اگر سختی سخت‌کننده‌ها کافی نباشد، رفتار پس کمانشی ورق قابل ملاحظه بوده و در مکانیزم باربری ورق باید منظور شود.

در دهانه‌های انتهای تیر ورق، میدان کشش قطری به دلیل عدم سختی مناسب سخت‌کننده‌ها تشکیل نخواهد شد. این مسئله در تیر انتهایی دیوار یا تیر آخرین طبقه دیوار مشابه دهانه‌های انتهای تیر ورق است. برای استفاده از میدان کشش قطری لازم است از یک تیر عمیق استفاده شود. در طراحی این تیر یک تخمین بالا از عملکرد ورق به صورت زیر ارائه شده است:

$$\sigma_{tf} = R_y F_y (1 - C_v) \quad ۵-۱۳$$

C_v نسبت تنش کمانش برشی به تنش تسلیم برشی و $R_y F_y$ تنش تسلیم قابل انتظار مصالح ورق فولادی و σ_{tf} تنش کششی در ورق فولادی است. این تنش برای محاسبه مقاومت لازم ورق ناشی از تاثیر بارهای جانبی است و در طراحی با دیگر تنش‌ها مطابق ترکیبات بار، ترکیب می‌شود. زاویه میدان کشش قطری در دیوارهای سخت شده به طور مناسب توسعه نمی‌یابد. بنابراین دو زاویه برای تخمین زاویه پیشنهاد شده است که اولین آن همان زاویه تنش‌های کششی در دیوار لاغر مطابق الزامات آیین‌نامه AISC و دومین معادله توسط برمن و برونو پیشنهاد شده است پس:

$$\tan \alpha = \frac{S_x}{a} \quad ۵-۱۴$$

پارامترهای S_x, a, α به ترتیب زاویه میدان کشش، فاصله قائم سخت‌کننده‌های افقی و فاصله افقی بین سخت‌کننده‌های قائم می‌باشند. همچنین بارهای عرضی نیز به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$\sigma_{11} \leq R_y F_y (1 - C_v) \cos^2 \alpha \quad ۵-۱۵$$

قابل بیان است که بارهای افقی انتقال یافته به تیر بایستی جهت جلوگیری از گسیختگی تیر محاسبه شوند. علاوه بر آن با استفاده از جمع مقاومت کمانش برشی و مولفه قائم میدان کشش قطری، تنش تسلیم برشی کامل در ورق به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\sigma_{12} = 0.6 R_y F_y \quad ۵-۱۶$$

این تنش نیز برای محاسبه مقاومت لازم ورق ناشی از تاثیر بارهای جانبی است و در طراحی با دیگر تنش‌ها مطابق ترکیبات بار ترکیب می‌شود.

استفاده از ایده و مکانیزم باربری تیر ورق‌ها، مقاومت برشی دیوار را دست پایین تخمین می‌زند. وقتی که عملکرد میدان کشش ناچیز است، محاسبه مقاومت ورق تنها بر اساس کمانش برشی است. بعلاوه حتی اگر محدودیت a/h (a/s_x) تامین نشود، مقاومت اضافی تامین شده بوسیله عملکرد میدان کشش می‌تواند قابل ملاحظه باشد. لذا با در نظر گرفتن مقاومت ناشی از میدان کشش قطری، همچنان روش تیر ورق تخمین پایین از مقاومت دیوار، به دلیل سختی ناچیز در بال‌ها را به دنبال خواهد داشت (بالها در دیوار برشی ستون‌ها هستند).

به دلیل تخمین دست پایین روش تیر ورق‌ها، این روش باید در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا با احتیاط و حساسیت بالایی مورد استفاده قرار گیرد. زیرا مقاومت دست پایین، باعث تخمین کمتری از لنگر واژگونی (با ایجاد نیروهای محوری در ستون‌ها) می‌شود.

در طراحی لرزه‌ای، نیروهای ستون در دیوارهای سخت شده بایستی بر اساس مقاومت کامل ورق صورت گیرد. همچنین سایر بارهای اعمالی به ستون نیز اضافه می‌شوند. بنابراین نتیجه این تنش‌ها در ستون ایجاد نیروی محوری بصورت زیر می‌کند.

$$\sigma_{21} = 0.6 R_y \cdot F_y \quad 5-17$$

عملکرد تیر نیز باعث ایجاد تنش در ستون می‌شود. لذا تنش بدست آمده از رابطه (۳-۱۸) ناشی از تیر باید به ستون اعمال شود.

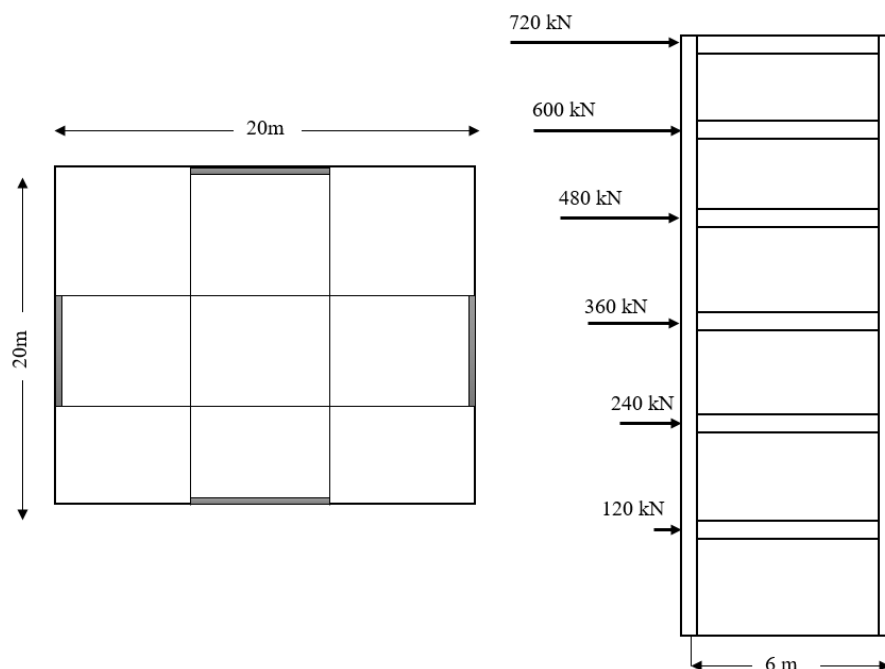
$$\sigma_{22} \leq R_y F_y (1 - C_v) \sin^2 \alpha \quad 5-18$$

۵-۵-۱ مثال طراحی

مثال ۵-۱: دیوار برشی فولادی نشان داده در شکل ۵-۷ که همان شکل مثال ۳-۱ است را به صورت سخت شده (سخت‌کننده‌های افقی و قائم) طراحی کنید.

در این مثال نحوه طراحی دیوار برشی فولادی بر اساس الزامات AISC با در نظر گرفتن آیین‌نامه‌های ملی تشریح می‌شود. بنابراین طراحی یک ساختمان ۶ طبقه با زیربنای هر طبقه برابر ۴۰۰ مترمربع در نظر گرفته شده است. در این ساختمان مسکونی ارتفاع طبقات ۳.۲m است و در مکان با خطر لرزه‌ای زیاد قرار دارد. اتصال تیر به ستون مفصلی است.

لذا تمام نیروی جانبی به وسیله دیوار برشی فولادی تحمل خواهد شد. فولاد مصرفی از نوع St37 با تنش تسلیم $2400 \frac{kg}{cm^2}$ است. بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، نیروهای جانبی در هر طبقه محاسبه شده است. همچنین تیرریزی به نحوی صورت گرفته که بر دهانه دیوار برشی فولادی بار ثقلی اعمال نمی‌شود.



شکل ۵-۷: نمای دیوار برشی فولادی و نیروهای جانبی مربوط به مثال طراحی

در این مثال هر چند اتصالات تیر به ستون در سازه مفصلی است، اما در پانل دیوار برشی فولادی اتصالات تیر به ستون از نوع خمشی ویژه می‌باشند. این امر به دلیل الزام آیین‌نامه AISC است.

مراحل طراحی و تحلیل بدین صورت خواهد بود که ابتدا یک طرح اولیه با اعمال فرضیات لازم صورت می‌گیرد. سپس سازه مورد نظر تحلیل خواهد شد و نهایتاً مقاطع کنترل می‌شود. ممکن است چند سعی و خطا تا تثبیت نهایی مقاطع صورت گیرد. در مثال حاضر به عنوان نمونه یک تیر و یک ستون طراحی نهایی شده‌اند. در مراحل تحلیل و طراحی، منظور از VBE^۱ و HBE^۱ ستون و تیر می‌باشند. علت استفاده از مخفف لاتین این است که در بیش‌تر مراجع معتبر دنیا از این نمادها استفاده شده و هنگامی که در پراکنش قرار می‌گیرند منظور نیروهای ایجاد شده ناشی از آنهاست.

^۱ Horizontal Boundary Element

طراحی اولیه

در طراحی اولیه ابعاد هندسی تیر، ستون، و ضخامت ورق فولادی مجهول است. اگر تقویت لازم انجام شود به نحوی که تسلیم حاکم بر رفتار ورق شود، مقاومت نهایی ورق برابر خواهد بود با:

$$\Phi V_n = 0.9(0.6F_y t_w L_{cf}) \quad 5-10 \text{ تکراری}$$

و اگر از سخت کننده استفاده نشود، مقاومت نهایی ورق برابر است با:

$$\Phi V_n = 0.9(0.42F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha)$$

در این رابطه، L_{cf} برابر با طول خالص ورق فولادی است که با توجه به معلوم نبودن ابعاد ستون در این مرحله، برابر با طول دهانه در نظر گرفته می شود. بنابراین از معادله فوق ضخامت ورق فولادی بدست می آید. با در نظر گرفتن فرضیات اشاره شده، نتایج محاسبات در جدول ۵-۱ نشان داده شده است.

جدول ۵-۱: انتخاب ضخامت ورق فولادی

طبقه	نیروی جانبی $F_i (kN)$	برش جانبی $V_i (kN)$	بدون سخت کننده $t_{w req} (mm)$	با سخت کننده $t_{w req} (mm)$	$t_w used (mm)$
۶	720	720	1.3	0.91	4.0
۵	600	1320	2.4	1.68	4.0
۴	480	1800	3.3	2.31	4.0
۳	360	2160	4.0	2.80	4.0
۲	240	2400	4.4	3.08	4.0
۱	120	2520	4.6	3.22	4.0

بنابراین ضخامت 4mm برای تمام طبقات استفاده می شود با این شرایط که در طبقات اول و دوم از دیوار با سخت کننده های افقی و قائم استفاده می شود و سایر طبقات از دیوار بدون سخت کننده استفاده خواهد شد. اگر فواصل سخت کننده ها در هر دو جهت یکسان باشند، محدودیت فاصله سخت کننده ها، s ، باید شرایط زیر را اقلان نماید.

$$\frac{s}{t_w} \leq 3.82 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 5-8 \text{ تکراری}$$

^۱ Vertical Boundary Element

بنابراین فاصله سخت‌کننده‌ها برابر مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$s \leq 3.82t_w \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.82 \times 0.4 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 44.1 \text{ cm}$$

اگر فاصله سخت‌کننده‌ها مساوی در نظر گرفته شود زاویه تنش در زیر صفحات (بین سخت‌کننده‌ها) به صورت زیر خواهد بود.

$$\tan \gamma = \frac{S_x}{a} = 1 \rightarrow \gamma = 45^\circ$$

با تعیین ضخامت اولیه ورق می‌توان تخمینی از مشخصات هندسی قاب محیطی بدست آورد. باید توجه نمود که لازم است ستون از حاشیه ایمنی، سختی و مقاومت کافی برخوردار باشد. لذا ستون بر اساس معیار سختی طراحی شده و بر اساس معیار مقاومت کنترل می‌شود. همچنین برای آنکه تنش کششی در ورق گسترش یابد، لازم است ستون از سختی لازم برخوردار باشد. بر این اساس ممان اینرسی ستون لازم است روابط زیر را تامین نماید.

$$I_c \geq 0.00307 \frac{t_w h^4}{L} \quad \text{۳-۱۴ تکراری}$$

و ممان اینرسی لازم تیر نیز برابر است با:

$$I_b \geq 0.003 \frac{\Delta t_w L^4}{h} \quad \text{۳-۱۷ تکراری}$$

در زیر ممان اینرسی لازم تیر و ستون محاسبه شده و بر اساس آن مقاطع اولیه انتخاب شده است. از آنجا که ضخامت ورق در تمام طبقات یکسان است لذا ممان اینرسی لازم برای ستون و برابر است با:

$$I_c \geq 0.00307 \frac{t_w \cdot h^4}{L} = 0.00307 \frac{0.4 \times 320^4}{600} = 21461 \text{ cm}^4$$

بنابراین از IPB300 با مشخصات زیر استفاده می‌شود.

IPB	I_x (cm^4)	A (cm^2)	Z_x (cm^3)
300	25170	149	1868

همچنین با توجه به اینکه ضخامت ورق در طبقات یکسان است لذا الزام حداقل ممان اینرسی تامین می‌شود. اما برای طبقه بام حداقل ممان اینرسی برابر است با:

$$I_b \geq 0.003 \frac{\Delta t_w \cdot L^4}{h} = 0.003 \frac{0.4 \times 600^4}{320} = 486000 \text{ cm}^4$$

بنابراین از IPB500 برای بام و از IPB300 برای سایر طبقات استفاده می‌شود.

با معلوم شدن مشخصات هندسی تیر، ستون و ضخامت ورق فولادی می‌توان زاویه تنش کششی را با استفاده از رابطه زیر محاسبه نمود برای طبقات ۳ تا ۶ که در ستون آخر جدول فوق نشان داده شده است. در گام بعدی محاسبات، زاویه محاسبه شده در محاسبات وارد خواهد شد.

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad \text{۳-۸ تکراری}$$

در این رابطه طول خالص ورق فولادی و ارتفاع خالص طبقه در معادله لحاظ شده است.

با مشخص زاویه میدان کشش قطری و همچنین طول خالص ورق می‌توان مقاومت نهایی ورق را محاسبه نمود که باید از برش جانبی بیشتر باشد. این محاسبات در جدول ۵-۲ نمایش داده شده است.

جدول ۵-۲: نسبت مقاومت برشی دیوار به برش جانبی

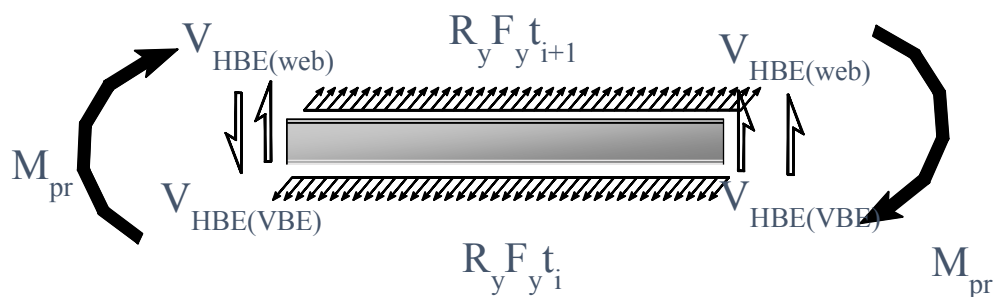
طبقه	VBE	t_w (mm)	L_{cf} (mm)	برش جانبی (kN) V_i (kN)	مقاومت نهایی ورق ϕV_n (kN)	$\frac{V_i}{\phi V_n} \leq 1$
۶	IPB300	4.0	5700	720	204.77	0.35
۵	IPB300	4.0	5700	1320	204.77	0.64
۴	IPB300	4.0	5700	1800	204.77	0.88
۳	IPB300	4.0	5700	2160	204.77	1.04
۲	IPB300	4.0	5700	2400	295.49	0.81
۱	IPB300	4.0	5700	2520	295.49	0.85

تحلیل سازه

در طراحی اولیه فرض شد که کل برش بوسیله ورق فولادی تحمل می‌شود. اما عملاً با توجه به خصوصیات هندسی ستون و ممان اینرسی بالای آن در باربری جانبی سهمیم خواهد بود. اما در تعداد طبقات کم مطابق پیشنهاد آیین‌نامه ۲۸۰۰ می‌توان دیوار را برای صد درصد نیروی جانبی طراحی نمود. آیین‌نامه ۲۸۰۰ پیشنهاد می‌کند که در ساختمان‌های کوتاه تر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر جانبی، می‌توان دیوارهای برشی را برای ۱۰۰ درصد بار جانبی و مجموعه قاب خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی نمود. علاوه بر آن برای آنکه قاب به عنوان قاب خمشی تلقی شود باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵٪ بار جانبی باشد. بنابراین هر چند توزیع به نسبت سختی ممکن است باعث کاهش ضخامت ورق شود اما در سازه‌های با تعداد طبقات کم چندان تاثیر گذار نخواهد بود.

طراحی تیر

در ادامه طراحی تیر طبقه اول به عنوان نمونه طراحی و کنترل می‌شود. در این تیر در طبقات بالا و پایین تر از دو ضخامت ورق فولادی استفاده شده است. در شکل ۵-۸ نیروهای وارد بر تیر برای محاسبه لنگر ایجاد شده در تیر نشان داده شده است.



شکل ۵-۸: دیاگرام آزاد جهت محاسبه لنگر داخلی تیر

تغییرات ضخامت ورق در بالا و پایین تیر باعث ایجاد خمش در تیر می‌شود. با توجه به اینکه ضخامت ورق در بالا و پایین تیر یکسان است لذا در تیر خمش و نیروی محوری ناشی از ورق ایجاد نمی‌شود.

$$w_u = 0$$

$$M_u = \frac{w_u \cdot L_{cf}^2}{8} = 0$$

محاسبه نیروی محوری

همانطور که در فصول مربوطه بیان شد، تیرها در دیوارهای برشی فولادی در معرض نیروهای محوری قابل ملاحظه ای ناشی از تاثیر تنش کششی ورق و نیروهای خمش ستون قرار می گیرند که به صورت زیر است. با توجه به یکسان بودن ضخامت ورق در بالا و پایین تیر، مقدار نیروی محوری ناشی از ورق در این رابطه $P_{HBE(WEB)} = 0$ است.

$$P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \mp \frac{1}{2} P_{HBE(WEB)} = P_{HBE(VBE)} \mp 0 = P_{HBE(VBE)}$$

$$P_{HBE(VBE)} = \sum_{1,2} 0.6 F_y \sin^2 \gamma t_w h_c = [0.6 \times 2400 \times \sin^2 45 \times 0.4 \times 290] \times 2$$

$$= 166.99 \times 10^3 \text{ kg}$$

در این رابطه h_c ارتفاع خالص طبقه است. از آنجا که تیرهای IPB300 با ارتفاع 30cm استفاده شده و ارتفاع طبقه نیز 320cm است لذا $h_c = 320 - 30 = 290 \text{ cm}$ است.

محاسبه لنگر خمشی

با توجه به یکسان بودن ضخامت ورق در بالا و پایین تیر، تیر طبقه تحت اثر لنگر ناشی از ورق قرار نمی گیرد اما لنگر 11.81 ton.m به عنوان سهم تیر از بار جانبی در طراحی لحاظ می شود. این لنگر در مثال قبل لحاظ نشد. در طراحی اعضا تحت اثر همزمان نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی باید اثرات مرتبه دوم ناشی از تغییر شکل جانبی عضو در نظر گرفته شود. در این مثال از روش تشدید لنگر خمشی بر پایه تحلیل ارتجاعی خطی به شرح زیر استفاده می شود.

$$M_r = B_1 \cdot M_u$$

۳-۴۸ تکراری

ضریب B_1 تشدید لنگر برای در نظر گرفتن تغییر شکل های داخلی است.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}}$$

۳-۴۹ تکراری

در این رابطه ضریب C_m ضریب هم مکانی لنگر حداکثر ناشی از تحلیل مرتبه اول با لنگر ثانوی در اعضا بدون انتقال جانبی است. برای اعضا فشاری تحت بار جانبی بین تکیه‌گاه‌ها در صفحه خمش، مقدار C_m را می‌توان بر پایه تحلیل منطقی محاسبه نمود. در غیر اینصورت به طور محافظه کارانه ای برابر یک منظور می‌شود. همان گونه که در مثال ۳-۱ نیز نشان داده شد، بهتر است از تیر فرعی به عنوان اتکا جانبی تیر استفاده شود. در این حالت طول کمانش تیر حول محور قوی نصف می‌شود.

$$P_e = \min \begin{cases} P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cf}^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 8650}{\left(\frac{570}{2}\right)^2} = 2099.98 \times 10^3 \text{ (kg)} \\ P_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_{cf}^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 25170}{570^2} = 1527.64 \times 10^3 \text{ (kg)} \end{cases}$$

بنابراین، حداقل مقادیر نیروی کمانشی در طراحی لحاظ می‌شود. لذا ضریب تشدید لنگر برابر است با:

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{166.99 \times 10^3}{1527.64 \times 10^3}} = 1.12$$

با محاسبه ضرایب فوق نیروهای طراحی صورت زیر حاصل می‌شوند.

$$P_r = P_u = 166.99 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$M_r = B_1 M_i = 1.12 \times 11.81 \times 10^5 = 13.22 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

با توجه به اینکه پروفیل نورد شده استفاده شده است لذا $R_y = 1.2$ مطابق مقررات ملی ساختمان ایران لحاظ می‌شود.

$$M_{pr} = 1.1 R_y F_y Z_x = (1.1 \times 1.2 \times 2400 \times 1868) = 59.18 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

حضور نیروی محوری باعث کاهش ظرفیت خمشی تیر می‌شود. در صورتی که نسبت بار محوری به بار تسلیم تیر بیشتر از ۲۰٪ باشد، اثر آن لحاظ می‌شود. بنابراین:

$$P_y = A_g F_y = 149 \times 2400 = 357.6 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{166.99 \times 10^3}{357.6 \times 10^3} = 0.47 > 0.2$$

$$M_{pr}^* = \frac{9}{8} \times \frac{1.1 R_y F_y Z}{M_{pr}} \left(1 - \frac{P_u}{P_y} \right) = \frac{9}{8} \times 59.18 \times 10^5 \times (1 - 0.45) = 36.62 \times 10^5 (kg.cm)$$

محاسبه برش

نیروهای برشی تیر، از سه قسمت تشکیل می‌شوند که عبارتست از: برش ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک تیر، برش ناشی از بارهای ثقیلی، برش ناشی از اختلاف ضخامت ورق در بالا و پایین تیر. در زیر این نیروی برشی محاسبه شده است.

$$V_r = \frac{2M_{pr}^*}{L_h} + \frac{w_g + w_u}{2} L_{cf} \quad \text{تکراری ۳-۲۵}$$

$$L_h = L - 2S_h = L - 2 \times \left[\frac{d_c + d_b}{2} \right] \quad \text{تکراری ۳-۲۰}$$

$$= 600 - 2 \times \left[\frac{30 + 30}{2} \right] = 570 \text{ cm}$$

در این مثال با توجه به پلان سازه، بار ثقیلی به تیر وارد نمی‌شود. بنابراین نیروی برشی برابر است با:

$$V_r = \frac{2 \times 36.62 \times 10^5}{570} + \frac{0}{2} \times 570 = 12.85 \times 10^3 \text{ kg}$$

نیروی محوری اثر کمی بر نیروی برشی دارد که از آن صرف‌نظر شد. پس از محاسبه نیروهای اعمال شده به تیر می‌توان به کنترل مقطع و طراحی آن پرداخت. در ادامه کنترل مراحل طراحی تیر شرح داده می‌شود.

کنترل فشردگی مقطع

در دیوارهای برشی فولادی، انتظار تحمل تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه‌ای می‌رود. لذا برای اعضا ضوابط سخت گیرانه تری در رابطه با کمانش موضعی بال و جان اعمال می‌شود. در نتیجه برای نسبت عرض یا ارتفاع به ضخامت اجزای تحت فشار، یا خمش و فشار رعایت اعداد کوچکتری مقرر می‌شود. این اعداد کوچکتر در آیین‌نامه‌ها تحت عنوان "فشردگی لرزه‌ای" عنوان می‌شود. با توجه به اینکه از پروفیل‌های نورده شده استفاده شده لذا شرایط فشردگی را اقلان خواهند کرد.

بررسی اتکا جانبی

کمانش جانبی باعث می‌شود که تیر به ظرفیت کامل پلاستیک نرسد. لذا این بررسی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. هر چند تیر در طبقه مدفون می‌شود اما در جهت اطمینان، اتکا جانبی بررسی می‌شود.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 7.58 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 385.12 \text{ (cm)}$$

$$L_r = \pi(0.3b_f) \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 815.79 \text{ (cm)}$$

طول مهار نشده خالص تیر 568cm است. بنابراین تسلیم حاکم است (L_p) باشد، تیر حداکثر ظرفیت پلاستیک خود را خواهد داشت. پس

$$M_n = M_p = ZF_y = 1868 \times 2400 = 44.83 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_u = \phi M_n = 0.9 \times 44.83 \times 10^5 = 40.35 \times 10^5 \text{ (kg} \cdot \text{cm)}$$

کنترل ترکیب فشار و خمش

اثر توام فشار محوری و خمش بر اساس زیر کنترل می‌شود:

$$F_{ey} = \frac{P_{ey}}{A} = \frac{1527.64 \times 10^3}{149} = 10252.6 > 0.44F_y = 1056 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_{e}}}\right) F_y = \left(0.658^{\frac{2400}{10252.6}}\right) 2400 = 2176 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

$$P_n = F_{cr} A = 2176 \times 149 = 324.22 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$P_u = \phi P_n = 0.9 \times 324.22 \times 10^3 = 291.79 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$\frac{P_r}{P_u} = \frac{166.99 \times 10^3}{291.79 \times 10^3} = 0.57 > 0.2$$

بنابر این اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی بر اساس رابطه زیر کنترل می‌شود.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \frac{M_r}{M_u} \leq 1$$

$$\frac{166.99 \times 10^3}{291.79 \times 10^3} + \frac{8}{9} \times \frac{13.22 \times 10^5}{40.35 \times 10^5} = 0.86 \text{ Ok}$$

در وسط دهانه فاصله تکیه‌گاه جانبی اقناع می‌شود. لذا نیروی طراحی این تکیه‌گاه جانبی درصدی از مقاومت بال بصورت زیر است:

$$P_{br} = 0.02 F_y t_f b_f = (0.02 \times 2400 \times 30 \times 2.7) = 3888 \text{ (kg)}$$

این عضو فرعی باید از سختی لازم نیز برخوردار باشد. سختی لازم آن برابر است با:

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left[\frac{10 M_r C_d}{L_b h_o} \right] \quad \text{۴۲-۳ تکراری}$$

پس یک تیر فرعی برای تحمل نیرو و تامین سختی فوق طراحی و اجرا می‌شود. در اتصال این تیر اصلی از جفت نبشی جان یا هر نوع اتصال ساده استفاده می‌شود. در کنترل مجدد تیر طول مهار نشده برابر است با:

$$L_b = 568/2 = 284 \text{ cm}$$

کنترل مقاومت برشی تیر

$$\frac{h}{t_w} = \frac{30 - 2 \times 1.9}{1.1} = 23.8 \leq 2.20 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63.5 \rightarrow \phi_v = 1$$

$$\phi V_n = \phi_v \cdot 0.6 F_y A_w = 1 \times 0.6 \times (30 - 2 \times 1.9) \times 1.1 \times 2400 = 41.5 \times 10^3 > V_r = 12.58 \times 10^3 \text{ Ok}$$

کنترل سختی تیر

با توجه به اینکه در طراحی اولیه، مقطع تیر براساس سختی انتخاب شد، نیازی به کنترل مجدد ندارد.

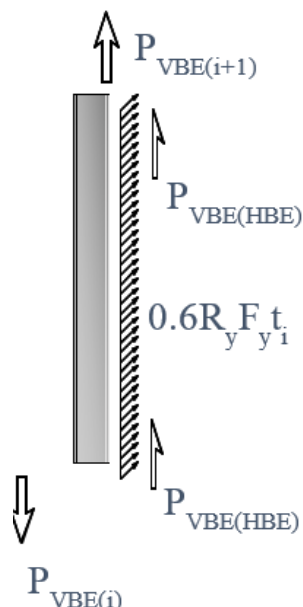
طراحی ستون

همان گونه که قبلاً نیز بیان شد، با توجه به طول ستون، معمولاً مقطع ستون که در طبقات پایین جوابگو باشد برای چند طبقه فوقانی به دلیل پرهیز از وصله، استفاده می‌شود. بنابراین در این مثال ستون طبقه اول طراحی می‌شود که در طبقات فوقانی نیز به کار گرفته می‌شود. با توجه به توضیحات بخش‌های گذشته و رجوع به شکل ۵-۹ نیروی فشاری ستون از سه منبع زیر تشکیل می‌شود:

الف) تسلیم ورق فولادی در طبقات بالاتر از تراز ستون در دست طراحی

ب) ظرفیت برش لرزه‌ای تیرهای طبقات بالاتر از تراز ستون در دست طراحی. که این برش نیز از برش تیر ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک تیر، و برش ایجاد شده در طول ورق فولادی تشکیل می‌شود.

ج) سهم قاب از بار جانبی



شکل ۵-۹: دیاگرام آزاد نیروهای داخلی در محاسبه نیروی محوری ستون

نیروی فشاری بندهای الف و ب با استفاده از فرمول زیر محاسبه شده و در جدول ۳-۵ لیست شده‌اند.

$$E_m = \underbrace{\sum 0.5R_y F_y t_w h_c \sin 2\alpha}_{\text{بدون سخت کننده}} + \underbrace{\sum 0.6R_y F_y t_w h_c \sin 2\gamma}_{\text{با سخت کننده}} + \sum V_u$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u L_{cf}}{2}$$

توجه شود برای بام برابر 607 kg/cm است و برای سایر طبقات صفر است. سایر نتایج در جدول ۳-۵ لیست شده است.

جدول ۳-۵: محاسبه نیروی محوری ستون

	L_{cf}	h_c	PHBE (VBE)	PHBE (web)	P_u	P_y	M_{pr}^*	L_h	$V_u \text{ (Kg)}$	$E_m \text{ (kg)}$
--	----------	-------	------------	------------	-------	-------	------------	-------	--------------------	--------------------

6	570	280	160722	325036	485758	1507200	11641988	520	178203	331217
5	705	290	153062	0	153062	357600	3807940	540	21917	180397
4	570	282	153062	0	153062	357600	3807940	540	21917	180397
3	570	282	153062	0	153062	357600	3807940	540	21917	180397
2	570	290	166990	0	166990	357600	3548646	540	21917	214013
1	570	305	166990	0	166990	357600	3548646	540	21917	223949

نیروی محوری ستون طبقه اول برابر است است با:

$$E_m = 511742.66 = 511.74 \times 10^3 (kg)$$

همچنین بار ثقلی با اعمال ضرایب ترکیبات بار بر اساس مقررات ملی ساختمان ایران باید مورد استفاده قرار گیرد که در این مثال از آنها صرفنظر شده است.

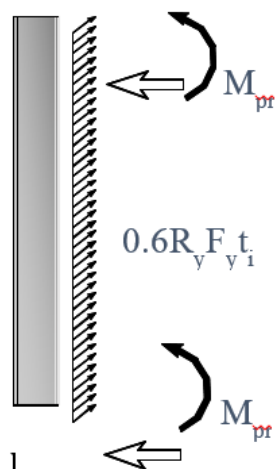
$$P_r = 511.74 \times 10^3 (kg)$$

$$E_m = \underbrace{\sum 0.5R_y F_y t_w h_c \sin 2\alpha}_{E_{m1}} + \sum \frac{2M_{pr}}{L_h} - \sum \frac{w_u L_{cf}}{2}$$

که مقدار آن فشاری است لذا در ستون کشش ایجاد نمی‌شود.

محاسبه لنگر خمشی

لنگر خمشی ستون از تسلیم ورق فولادی، تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها، و سهم قاب از بار جانبی تشکیل می‌شود. که به ترتیب محاسبه و توضیح داده می‌شود. توضیحات لازم در فصل‌های مربوطه ارائه شده است. این نیروها بصورت شماتیک در شکل ۵-۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۰: دیاگرام آزاد نیروهای داخلی در محاسبه لنگر ستون

لنگر خمشی به دلیل تسلیم ورق فولادی برابر است با:

$$M_{VBE(web)} = 0.6R_y F_y t_w \frac{h_c^2}{12} \sin^2 \gamma = \left[0.6 \times 1.15 \times 2400 \times 0.4 \times \frac{305^2}{12} \sin^2 45 \right]$$

$$= 25.67 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

لنگر خمشی به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک تیر برابر است با:

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} \sum M_{pb}$$

$$= \frac{1}{2} \sum \frac{M_{pr}^*}{1.1R_y} + V_u S_h = \frac{1}{2} \left[\frac{3548646.49}{1.1 \times 1.2} + 21917.87 \times (30 + 30) \right]$$

$$= 20.02 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

$$M_{VBE} = M_{VBE(web)} + M_{VBE(HBE)} = 25.67 \times 10^5 + 20.02 \times 10^5 = 45.09 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_y}{(K h_c)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 8560}{(1 \times 305)^2} = 1814.53 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$F_e = 12178.03 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{1166.82 \times 10^3}{1814.53 \times 10^3}} = 2.8$$

$$M_r = 2.8 \times 42.02 \times 10^5 = 117.65 \times 10^5 (kg.cm)$$

کنترل فشردگی لرزه‌ای مقطع

با توجه به اینکه پروفیل نورد شده است لذا شرایط فشردگی لرزه‌ای را اقلان می‌کند.

کنترل ترکیب فشار و خمش

$$F_e = 12178.03 > 0.44F_y = 1056 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y = 0.658^{\left(\frac{2400}{12178} \right)} \times 2400 = 2209.97 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$P_n = AF_{cr} = 149 \times 2209.79 = 329.28 \times 10^3 (kg)$$

$$P_u = 0.9P_n = 0.9 \times 329.28 \times 10^3 = 296.36 \times 10^3 (kg)$$

$$\frac{P_r}{P_u} = \frac{511.74 \times 10^3}{296.36 \times 10^3} > 1 NG$$

مشاهده می‌شود بدون لحاظ کردن اثر لنگر مقطع جوابگو نیست لذا باید از پروفیل قوی‌تری استفاده نمود.

جدول ۴-۵ مشخصات چند پروفیل لیست شده که از آنها برای سعی و خطا جهت دست یابی به مقطع مطلوب استفاده

شده است که در جدول ۵-۵ آورده شده است.

جدول ۴-۵: مشخصات هندسی و ظرفیت پروفیل‌ها

IPB	Z (cm ³)	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	P _{ey} (kg)	F _{ey} ($\frac{kg}{cm^2}$)	L _p (cm)	M _n (kg.cm)
400	3240	198	10820	2293596	11583,8	375,6	77.76 × 10 ⁵
450	3980	218	11720	2484375	11396,2	372,5	95.52 × 10 ⁵
500	4820	239	12620	2675155	11193,1	369,2	115.68 × 10 ⁵

جدول ۵-۵: نسبت نیرو به ظرفیت

IPB	B ₁	Mr (kg.cm)	F _{cr} ($\frac{kg}{cm^2}$)	P _n (kg)	$\frac{P_r}{\phi P_n}$	ratio
400	1.29	5803970.77	2200.65	435727.99	1.30	2.04
450	1.26	5678729.97	12197.5	479056.57	1.19	1.77
500	1.24	5575577.79	1895.83	1190578.83	0.48	0.95

پس از تعیین مشخصات نهایی تیر، ستون و ضخامت ورق می‌توان زاویه میدان تنش را محاسبه نمود سپس دریافت طبقات کنترل می‌شود که به خواننده واگذار می‌شود.

طراحی سخت‌کننده‌ها

فاصله سخت‌کننده‌ها در حالت افقی و قائم برابر و به نحوی انتخاب می‌شود که کمتر از 44cm باشد. بنابراین فاصله سخت‌کننده برابر 42cm انتخاب می‌شود که شامل ۱۳ سخت‌کننده قائم و ۷ سخت‌کننده افقی است. بنابراین

$$j = 2.5(h/a)^2 - 2 = 2.5\left(\frac{42}{42}\right)^2 - 2 = 0.5 \geq 0.5$$

لذا ممان اینرسی لازم برابر است با:

$$I_{st} = a \cdot t_w^3 \cdot j = 42 \times 0.4^3 \times 0.5 = 1.34 \text{ cm}^4$$

اگر ضخامت سخت‌کننده برابر ضخامت ورق یعنی 4mm انتخاب شود، عرض لازم با توجه به اینکه ممان اینرسی

سخت‌کننده از رابطه $I_{st} = \frac{t_s b_s^3}{12}$ قابل محاسبه است برابر $t_s = 3.43 \text{ cm}$ به دست خواهد آمد که برای اقناع شرایط

اجرایی عرض سخت‌کننده برابر 10cm انتخاب می‌شود.

۵-۶ روش PFI برای دیوارهای با سخت‌کننده

در این روش از رابطه زیر برای محاسبه تنش کمانش بحرانی استفاده می‌شود:

$$\tau_{cr} = K_s \frac{\pi^2 E}{12(1 - \vartheta^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2$$

۵-۳ تکراری

که در آن K_s ضریبی است تابع ابعاد و شرایط مرزی و لاغری دیوار که:

$$K_s = 5.34 + \frac{4}{\phi^2} \quad \phi = d/b > 1 \quad \text{برای تکیه‌گاه ساده} \quad ۱۹-۵$$

$$K_s = 8.98 + \frac{5.6}{\phi^2} \quad \phi = d/b < 1 \quad \text{برای تکیه‌گاه گیردار} \quad ۲۰-۵$$

بر اساس آن ابعاد زیر صفحه طوری انتخاب می‌شود که تنش بحرانی کمانش کمتر مساوی تنش برشی حد تسلیم ورق، τ_{wy} ، باشد. در این شرایط محل تلاقی خط $F_y/\sqrt{3}$ است که نشان دهنده حد فوقانی قابل قبول برای رابطه تنش کمانش ورق است. از این نقطه به بالا، مدول الاستیسیته ثابت نیست و تسلیم اتفاق می‌افتد. پژوهشگران نشان داده‌اند (Sabouri. 2005) که قبل از اینکه منحنی به نقطه C برسد، در اثر تنش‌های پسماند و یا نقص‌های هندسی در ورق فولادی در نقطه B کمانش می‌کند و منحنی به جای BCD مسیر BD را طی می‌کند. کمانش در ناحیه BD به کمانش غیرالاستیک مشهور است و منحنی BD با استفاده از مطالعات باسلر (Basler. 1961 and 1963) بر روی تیرورق‌ها به صورت زیر تعریف شده است.

$$\tau_{cr} = \sqrt{0.8\tau_{wy} \frac{K_s \pi^2 E}{12(1-\phi^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2} \leq \frac{F_y}{3} \quad ۲۱-۵$$

$$K_s = 5.34 + \frac{4}{(d/b)^2} \quad d/b > 1 \quad ۲۲-۵$$

$$K_s = 4 + \frac{5.34}{(d/b)^2} \quad d/b < 1 \quad ۲۳-۵$$

با استفاده از رابطه تنش کمانش بحرانی ورق، می‌توان ابعاد زیر صفحات را طوری به دست آورد که در ورق در ناحیه الاستیک کمانش نکند. همچنین با استفاده از رابطه ۲۱-۵ می‌توان ابعاد زیر صفحه را طوری تعیین نمود تا رسیدن تنش برشی به $F_y/\sqrt{3} = 0.6F_y$ در زیر صفحه کمانش جزئی اتفاق نیفتد. با کنترل $\tau_{cr} = 0.8 \tau_{wy}$ با توجه به اینکه در ورق کمانش الاستیک اتفاق می‌افتد می‌توان انتظار داشت که جمع شدگی منحنی هیستریزس کاهش پیدا کند.

در روش PFI برای جلوگیری از کمانش کلی ورق و ایجاد تسلیم و کمانش موضعی در زیر صفحات، ضخامت سخت‌کننده باید روابط زیر را اقلان نماید.

$$t_s > t_w \quad ۵-۲۶$$

$$I_s > 500t_w^4 \quad \text{سخت‌کننده در دو طرف ورق} \quad ۵-۲۷$$

$$I_s > 600t_w^4$$

سخت‌کننده در یک طرف ورق

۵-۲۸

در این روابط ممان اینرسی سخت‌کننده نسبت محور ورق فولادی سنجیده می‌شود.

۵-۶-۱ مثال طراحی

مثال ۵-۲: مثال ۵-۱ را مجدداً با روش اندکنش قاب-ورق PFI طراحی کنید.

در صورت استفاده از سخت‌کننده باید تسلیم قبل از کمانش اتفاق بیافتد. لازمه این مهم آن است که رابطه زیر

اقتناع شود.

$$\tau_{cr} = 0.8 \times \frac{\sigma_{ty}}{\sqrt{3}}$$

۵-۲۹

ضریب کمانش با فرض اینکه فاصله سخت‌کننده‌های افقی و قائم مساوی باشد یعنی $d = b$ برابر است با

$$K_v = 5.34(d/b)^2 + 4 = 5.34 \times 1^2 + 4 = 9.34$$

بنابراین تنش کمانشی ورق برابر است با

$$\tau_{cr} = \frac{K_v \pi^2 E}{12. (1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 = \frac{9.34 \times \pi^2 \times 2 \times 10^6}{12 \times (1 - 0.3^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2$$

با در نظر گرفتن اینکه $\sigma_{ty} = \sigma_0 = 2400 \frac{kg}{cm^2}$ حداقل ضخامت ورق برای آنکه تسلیم قبل از کمانش اتفاق بیافتد

برابر است با:

$$\tau_{cr} = \frac{9.34 \times \pi^2 \times 2 \times 10^6}{12 \times (1 - 0.3^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 = 0.8 \times \frac{2400}{\sqrt{3}} \rightarrow \frac{t_w}{b} = \frac{1}{125}$$

اگر از حداقل ضخامت لازم بر حسب شرایط اجرایی یعنی 4mm استفاده کنیم، حداکثر فاصله سخت‌کننده‌ها

برابر $b = 0.4 \times 125 = 50 \text{ cm}$ به دست خواهد آمد. با انتخاب ضخامت و فاصله سخت‌کننده‌ها، تنش کمانش بحرانی

برابر است با:

$$K_v = 5.34(50/50)^2 + 4 = 5.34 \times 1^2 + 4 = 9.34$$

$$\tau_{cr} = \frac{K_v \pi^2 E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 = \frac{9.34 \times \pi^2 \times 2 \times 10^6}{12 \times (1 - 0.3^2)} \left(\frac{0.4}{50} \right)^2 = 1079 \approx 0.8 \times \frac{2400}{\sqrt{3}} = 1108 \frac{kg}{cm^2}$$

با محاسبه تنش بحرانی کمانشی، تنش کششی برابر است با:

$$3\tau_{cr}^2 + 3\tau_{cr}\sigma_{ty} + \sigma_{ty}^2 - \tau_{cr} = 0$$

$$3 \times 1079^2 + 3 \times 1079\sigma_{ty} + \sigma_{ty}^2 - 2400^2 = 0 \rightarrow \sigma_{ty} = 592 \frac{kg}{cm^2}$$

بنابراین مقاومت برشی ورق برابر است با:

$$F_{wu} = bt \left(\tau_{cr} + \frac{\sigma_{ty}}{2} \right) = 600 \times 0.4 \times \left(1079 + \frac{592}{2} \right) = 330 \times 10^3 kg$$

این مقاومت از برش جانبی طبقه اول بیشتر است. لذا ضخامت ورق و فاصله سخت‌کننده‌ها قابل قبول است. مقاومت ورق

بدون استفاده از سخت‌کننده با توجه به اینکه $\frac{d}{b} = \frac{320}{600} = 0.53 \leq 1$ برابر است با:

$$K_v = 5.34(d/b)^2 + 4 = 5.34 \times (0.53)^2 + 4 = 5.51$$

$$\tau_{cr} = \frac{K_v \pi^2 E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 = \frac{5.51 \times \pi^2 \times 2 \times 10^6}{12 \times (1 - 0.3^2)} \left(\frac{0.4}{600} \right)^2 = 4.42 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$\tau_{cr} = 4.42 \leq \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}} = \frac{2400}{\sqrt{3}} \approx 1400$$

$$F_{wu} = 0.5bt_w\sigma_0 = 0.5 \times 600 \times 0.4 \times 2400 = 288 \times 10^6 (kg)$$

از آنجمله که مقاومت ورق بدون سخت‌کننده از برش جانبی طبقه دوم بیشتر است لذا طبقه اول با استفاده از

سخت‌کننده طراحی می‌شود و سایر طبقات از دیوار بدون سخت‌کننده استفاده می‌شود.

با مشخص شدن مشخصات ورق می‌توان ابعاد ستون‌ها را طراحی نمود. در روش PFI از الزام حداقل ظرفیت

پلاستیک خمشی ستون M_{fp} ، برای به دست آوردن مشخصات اولیه آن استفاده می‌شود. بر این اساس باید رابطه زیر

اقناع شود:

$$M_{fp} > \frac{\sigma_{ty} t_w d^2}{8}$$

۳-۶۳ تکراری

با دانستن این نکته که $M_{fp} = Z\sigma_{ty}$ که در آن Z مدول پلاستیک مقطع است، رابطه فوق را می‌توان به صورت زیر ساده نمود که برای طراحی قابل استفاده باشد.

$$Z = \frac{M_{fp}}{\sigma_{ty}} > \frac{t_w d^2}{8} \quad \text{۳-۶۴ تکراری}$$

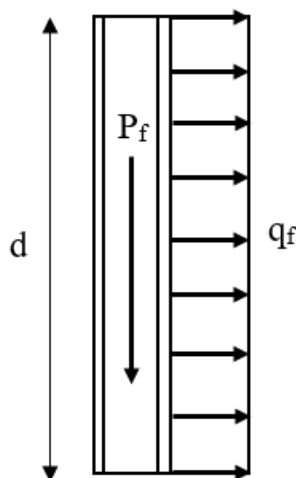
در این رابطه d و t_w متغیر هستند که با توجه به اینکه این دو پارامتر در مثال حاضر برای تمام طبقات یکسان است لذا می‌توان مدول پلاستیک لازم ستون را محاسبه نمود. توجه شود اگر ضخامت ورق در طبقات متغیر باشد باید برای تمام طبقات این رابطه کنترل شود. پس مدول پلاستیک لازم برای ستون برابر است با:

$$Z > \frac{0.4 \times 320^2}{8} = 5120 \text{ (cm}^3\text{)} \rightarrow \text{USEIPB550 (Z = 5600 cm}^3\text{)}$$

نیروهای وارد شده بر ستون از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$q_f = 0.5\sigma_{ty}t_w = 0.5 \times 592 \times 0.4 = 118.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$P_f = (\tau_{cr} + 0.5\sigma_{ty})t_w d = \left(1079 + \frac{592}{2}\right) 0.4 \times 320 = 176 \times 10^3 \text{ (kg)}$$



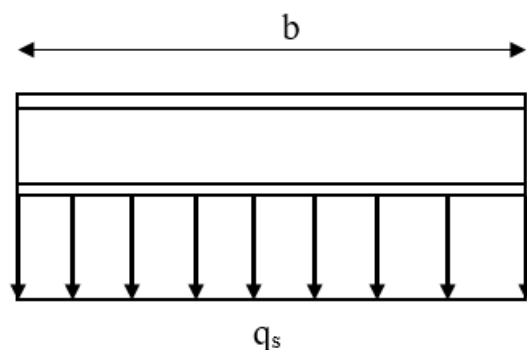
شکل ۵-۱۱: نیروهای وارد بر ستون

برای سایر طبقات مقدار نیروی محوری ستون برابر است با:

$$P_f = (\tau_{cr} + 0.5\sigma_{ty})t_w d = (0 + 0.5 \times 2400)0.4 \times 320 = 153.6 \times 10^3 (kg)$$

P_f مقدار بار محوری ناشی از ورق است که بر ستون اعمال می‌شود. مقدار بار وارد بر ستون شامل بار آن طبقه و طبقات بالاتر از آن تراز است. بنابراین برای طبقه اول مقدار این بار برابر با $6 \times 118.4 \times 10^3 = 7410.4 \times 10^3 (kg)$ است.

نیروهای وارد بر تیر نیز از رابطه زیر محاسبه می‌شود. همچنین تیر طبقه بام تحت اثر نیروی محوری مطابق زیر قرار خواهد گرفت.



شکل ۵-۱۲: نیروهای وارد بر تیر بام و تیر کف

$$q_s = 0.5\sigma_{ty}t_w = 0.5 \times 592 \times 0.4 = 118.4 \frac{kg}{cm}$$

$$P_s = \frac{1}{4}(\tau_{cr} + \sigma_{ty})t_w d = \frac{1}{4}(1079 + 592) \times 0.4 \times 320 = 53.47 \times 10^3 (kg)$$

بنابراین لازم است تیر طبقه فوقانی رابطه زیر را اقناع نماید.

$$M_{fp} > \frac{\sigma_{ty}t_w b^2}{16} \quad \text{۳-۶۵ تکراری}$$

در روش PFI نحوه محاسبه لنگر خمشی ستون ارائه نشده است و فقط برای محاسبه تغییر مکان‌های خمشی پیشنهاد شده که با ضرب برش هر طبقه در نصف ارتفاع آن مقدار لنگر خمشی محاسبه شود. بنابراین اگر از شکل ۵-۱۱ برای محاسبه لنگر خمشی استفاده کنیم مقدار آن برابر است با:

$$M_i = \frac{q_f d^2}{12} = \frac{118.4 \times 320^2}{12} = 10.10 \times 10^5 (kg \cdot cm)$$

با در نظر گرفتن نیروهای تعیین شده برای ستون طبقه اول برابر است با:

$$P_r = \sum P_f = 5 \times 153.6 \times 10^3 + 176.3 \times 10^3 = 944.3 \times 10^3 (kg)$$

بنابراین

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{(K \cdot d)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 13080}{(1 \times 320)^2} = 2518.82 \times 10^3 (kg)$$

$$F_e = 9916.61 (kg/cm^2)$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{944.3 \times 10^3}{2518.82 \times 10^3}} = 1.60$$

$$M_r = 1.60 \times 10.10 \times 10^5 = 16.16 \times 10^5 (kg \cdot cm)$$

$$F_e = 9916.61 \geq 0.44 F_y = 1056 (kg/cm^2)$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y = \left(0.658^{\frac{2400}{9916.61}} \right) 2400 = 2168.80 (kg/cm^2)$$

$$P_n = A F_{cr} = 254 \times 2168.80 = 550.87 \times 10^3 (kg)$$

$$P_u = 0.9 P_n = 0.9 \times 550.87 \times 10^3 = 495.78 \times 10^3 (kg)$$

$$\frac{P_r}{P_u} = \frac{944.3 \times 10^3}{495.78 \times 10^3} = 2.05 NG$$

بنابراین ستون I شکل با ارتفاع کل و عرض بال به ترتیب 60cm و 50cm با ضخامت بال و جان به ترتیب 4cm و 3cm انتخاب شده است که مشخصات آن به صورت زیر است.

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_y}{(Kd)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6 \times 83450.3}{(1 \times 320)^2} = 16070 \times 10^3 (kg)$$

$$F_e = 28902.97 (kg/cm^2)$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{944.3 \times 10^3}{16070 \times 10^3}} = 1.06$$

$$M_r = 1.06 \times 10.10 \times 10^5 = 10.71 \times 10^5 (kg \cdot cm)$$

$$F_e = 28902.97 \geq 0.44F_y = 1056 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0.658^{\frac{2400}{28902.97}}\right) 2400 = 2318.02 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$P_n = AF_{cr} = 556 \times 2318.02 = 1288.82 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$P_u = 0.9P_n = 0.9 \times 1288.82 \times 10^3 = 1159.94 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$\frac{P_r}{P_u} = \frac{944.3 \times 10^3}{1159.94 \times 10^3} = 0.81$$

$$M_n = ZF_y = 13228 \times 2400 = 317.47 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

$$\frac{P_r}{P_u} + \frac{8}{9} \frac{M_r}{\phi M_n} \leq 1$$

$$\frac{944.3 \times 10^3}{1159.94 \times 10^3} + \frac{8}{9} \times \frac{10.71 \times 10^5}{0.9 \times 317.47 \times 10^5} = 0.85 \leq 1 \rightarrow Ok$$

طراحی سخت‌کننده‌ها:

اگر سخت‌کننده در یک طرف ورق استفاده شود باید شرایط زیر را اقلان کند.

$$t_s > t_w \quad \text{۵-۲۶ تکراری}$$

$$I_s > 600t_w^4 \quad \text{۵-۲۸ تکراری} \quad \text{سخت‌کننده در یک طرف ورق}$$

با دانستن این نکته که $I_s = t_s b_s^3 / 12$ و همچنین با انتخاب ضخامت سخت‌کننده برابر ضخامت ورق فولادی، یعنی 4mm، طول سخت‌کننده برابر است با:

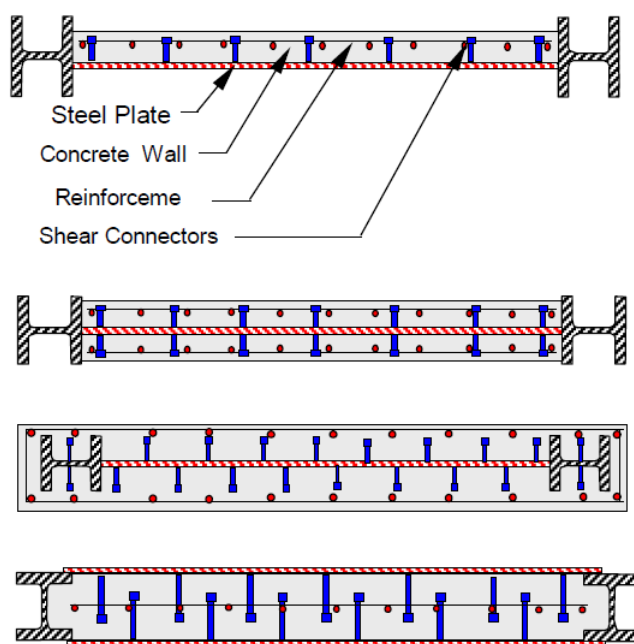
$$\frac{0.4b_s^3}{12} > 600 \times 0.4^4 \Rightarrow b_s > 7.72 \text{ cm}$$

بنابراین از سخت‌کننده با ضخامت 4mm و عرض 100mm و فاصله بین سخت‌کننده برابر 500mm استفاده می‌شود.

۵-۷ سایر روش‌های جلوگیری از کمانش ورق

۵-۷-۱ تقویت با استفاده از بتن

استفاده از یک دیوار بتن مسلح در کنار ورق فولادی می‌تواند علاوه بر اینکه مانع از کمانش ورق فولادی در ناحیه الاستیک شود، در باربری جانبی نیز مشارکت کند. با توجه به اینکه دیوار بتنی مانع از کمانش ورق می‌شود لذا تسلیم در کل سطح ورق توزیع می‌شود. ضخامت دیوار بتنی باید به حدی باشد که بتواند مانع از کمانش شود. در شکل ۵-۱۳ انواع حالات استفاده از دیوار مرکب نمایش داده شده است.



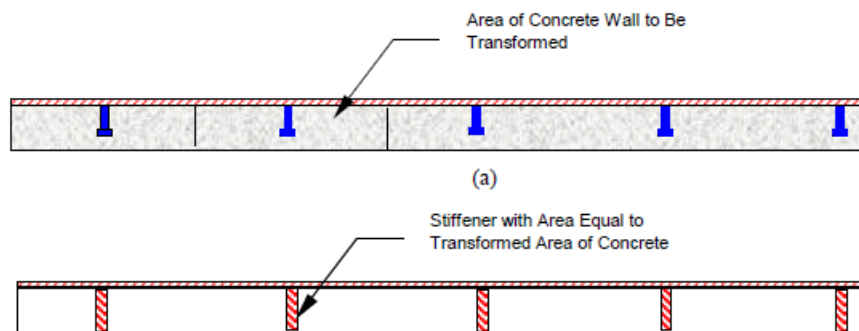
شکل ۵-۱۳: انواع دیوار مرکب با بتن [10]

از آنجا که دیوار بتنی مانع از کمانش ورق فولادی می‌شود لذا می‌توان به صورت شکل زیر دیوار را با سخت‌کننده‌های عرضی معادل نمود، شکل ۵-۱۴. در این معادل سازی سخت‌کننده‌ها در محل اتصال قرار داده می‌شوند و بر اساس آن می‌توان همانند دیوار سخت شده اقدام به طراحی دیوار مرکب نمود. بنابراین ظرفیت برشی اسمی دیوار در این حالت برابر رابطه ۵-۲۹ در نظر گرفته می‌شود.

$$V_n = 0.6A_{sp}F_y$$

۵-۲۹

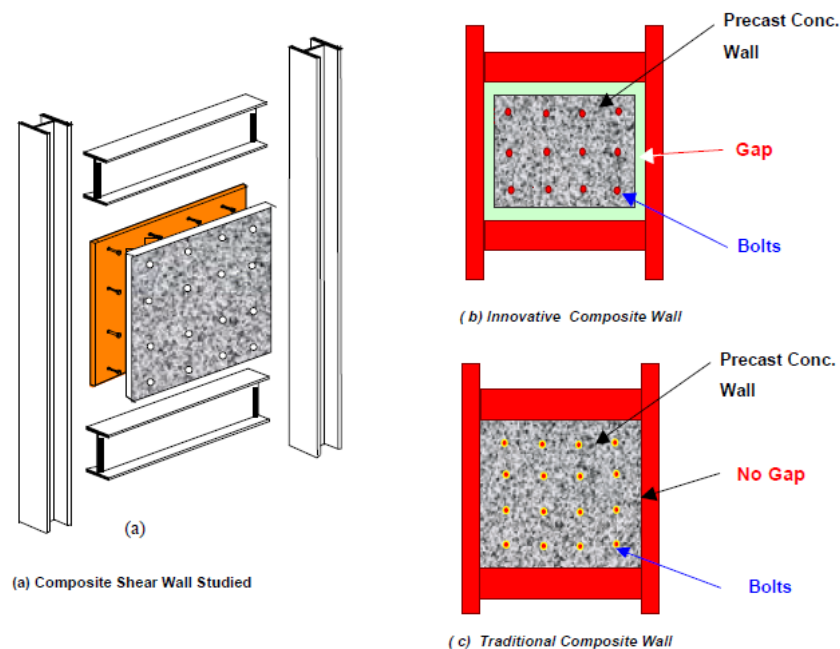
که در آن F_y و A_{sp} به ترتیب تنش تسلیم ورق فولادی و مساحت افقی ورق فولادی است.



شکل ۵-۱۴: معادل سازی دیوار مرکب با دیوار سخت شده با سخت کننده [10]

با توجه به اینکه دیوار بتنی در باربری مشارکت می‌کند، تحت اثر برش در صفحه قرار می‌گیرد. بنابراین دیوار بتنی نیز در یک قطر تحت فشار و در قطر دیگر تحت اثر کشش قرار خواهد گرفت. در این صورت در چرخه‌های اول بارگذاری دیوار بتن مسلح دچار ترک خوردگی و گسیختگی می‌شود. خرد شدگی بتن باعث می‌شود که تعمیر این نوع دیوار پس از زلزله بسیار مشکل شود. بنابراین آستانه اصل دیوار مرکب جدیدی را در سال ۲۰۰۲ پیشنهاد نمود که بین دیوار بتنی و قاب محیطی یک فاصله قرار می‌گیرد که در شکل ۵-۱۵ نمایش داده شده است. نمونه‌های آزمایشگاهی حاکی از عملکرد مطلوب این نوع دیوار بود.

نکته قابل توجه در سیستم پیشنهادی (دیوار دارای درز) آن است که هر چند این سیستم در نمونه‌های آزمایشگاهی عملکرد مناسبی داشته است اما شرایط کارگاهی و آزمایشگاهی با هم بسیار متفاوت است. ورق فولادی بسیار نازک است. موقعی که دیوار بتنی بدون درز نصب می‌شود با توجه به آنکه به قاب محیطی اتصالی ندارد لذا به ورق فولادی تکیه می‌کند. تکیه دادن دیوار باعث می‌شود که ورق فولادی به سمت خارج از صفحه متمایل شود. به اصطلاح می‌تواند گفت که ورق فولادی شکم می‌دهد. بنابراین در چنین شرایطی دیوار حالت کمانش یافته پیدا می‌کند و فرضیات طراحی برای آن صادق نیست.



شکل ۵-۱۵: دیوار برشی فولادی مرکب با درز [10]

۲-۷-۵ تقویت با الیاف پلیمری

تقویت ورق فولادی با استفاده از الیاف پلیمری (FRP) روش دیگر جهت تقویت دیوار فولادی برای جلوگیری از کمانش ورق در ناحیه الاستیک است. این روش در سال ۲۰۱۲ معرفی شد که در آن دیوار برشی فولادی با استفاده از الیاف پلیمری کربن تقویت شده بود [73,74]. پس از آن پژوهشگران استفاده از الیاف پلیمری شیشه را نیز مورد بحث و بررسی قرار دادند. با توجه قیمت بالای FRP در مقایسه با بتن، تقویت دیوار با FRP در حال حاضر توجیه اقتصادی ندارد و بیشتر جنبه تحقیقاتی خواهد داشت.

تحقیقات آزمایشگاهی و عددی نشان می‌دهد که استفاده از الیاف پلیمری مانع از کمانش ورق فولادی در ناحیه الاستیک می‌شود. ممانعت از کمانش ورق باعث می‌شود که تسلیم در سطح ورق فولادی توزیع شود تا ورق به ظرفیت کامل پلاستیک برسد. بنابراین تقویت دیوار با الیاف پلیمری باعث افزایش مقاومت جانبی و جذب انرژی دیوار می‌شود. نکته‌ای که در اجرای این سیستم باید توجه نمود آن است که الیاف باید با دقت و کیفیت بالایی به ورق فولادی نصب شوند زیرا در حین بارهای رفت و برگشتی به محض جدا شدن الیاف از ورق، الیاف نمی‌توانند به عنوان عامل ممانعت از کمانش مشارکت داشته باشند.

فصل ششم:

دیوار برشی باز شودار

فصل ششم: دیوار برشی باز شودار

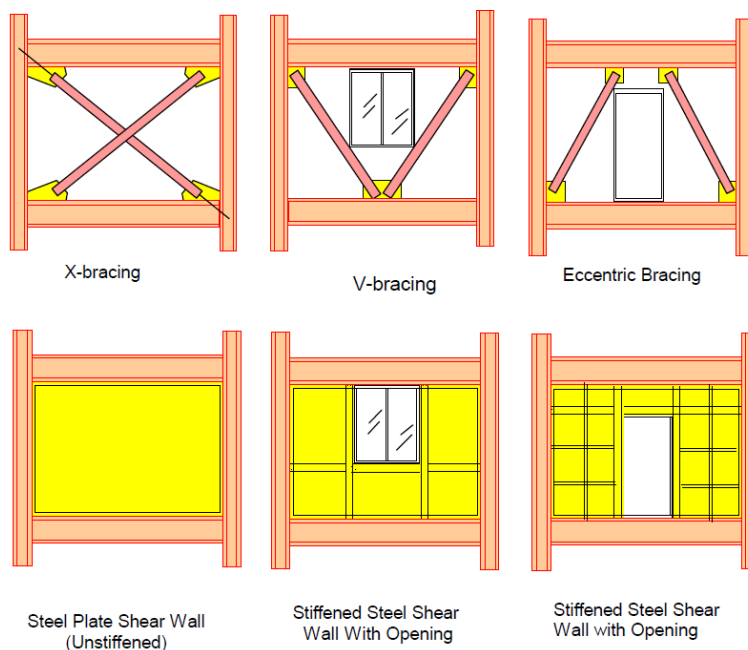
مقدمه

یکی از قابلیت‌های جالب توجه دیوار برشی فولادی، امکان ایجاد بازشو در آن است که از جنبه معماری حائز اهمیت است. با ایجاد بازشو در دیوار برشی فولادی باربری دیوار تغییر می‌کند. لذا لازم است ضوابط خاصی در طراحی، لحاظ شود. بدین منظور در این فصل به دیوار برشی فولادی بازشودار پرداخته می‌شود. در این راستا، مهم‌ترین تحقیقات انجام شده و مثال‌های طراحی ارائه خواهد شد.

۱-۶ بازشو در دیوار برشی فولادی

یکی از مزایای قابل توجه دیوار برشی فولادی، امکان ایجاد بازشو (درب و پنجره) در آن است. این ویژگی باعث مقبولیت بیشتر آن در بین مهندسان معمار و مالکان خواهد شد. هر چند این امکان، یک مزیت قابل توجه است اما باعث افت سختی جانبی و مقاومت جانبی سیستم می‌شود که در طراحی باید لحاظ شود. در شکل ۱-۶ نمای دیوار برشی فولادی با قابلیت ایجاد بازشو در مقایسه با سیستم بادبندی نمایش داده شده است. بزرگترین مشکل در خصوص ایجاد بازشو در دیوار برشی فولادی، عدم توانایی نرم افزارهای تجاری مرسوم طراحی از جمله SAP و ETABS در مدل سازی

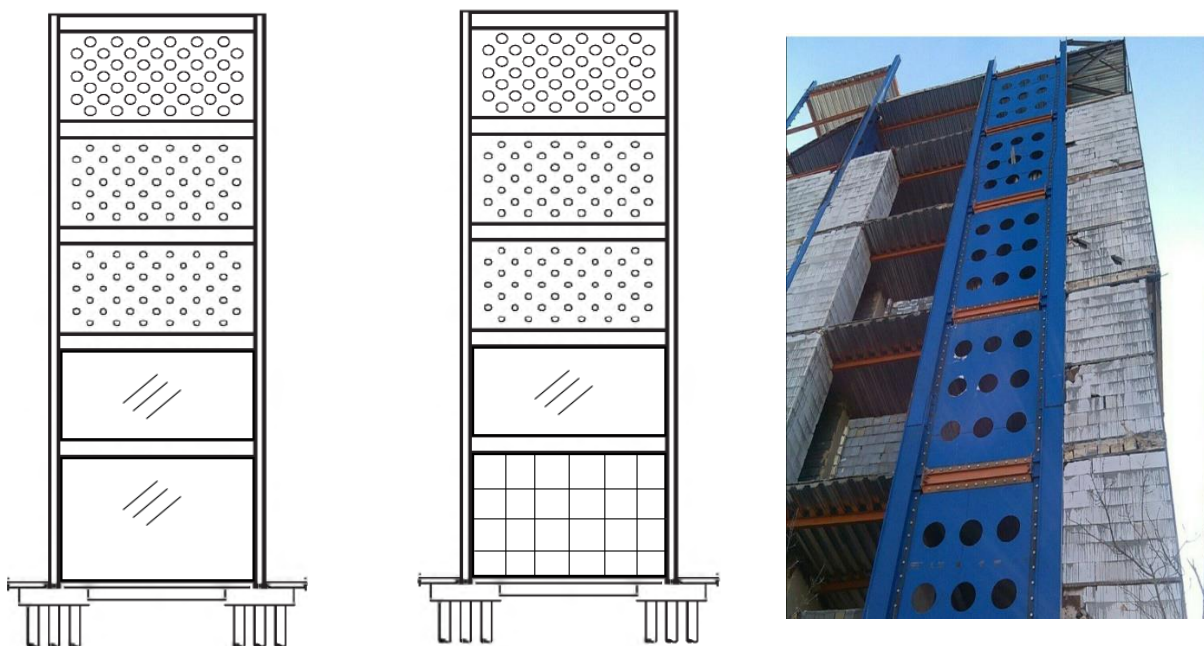
آن است. بنابراین برای دیوارهای برشی فولادی دارای بازشو باید به صورت دستی اقدام به طراحی شود. هر چند نرم افزارهای المان محدود ABAQUS ، ANSYS و ... قابلیت مدل سازی این سیستم را دارا هستند اما باید توجه نمود که این نرم افزارها فقط نرم افزارهای تحلیلی می باشند و قابلیت طراحی سازه با لحاظ کردن آیین نامه ها را ندارند.



شکل ۶-۱: قابلیت دیوار برشی فولادی در ایجاد بازشو در مقایسه با سیستم بادبندی [9]

قطعا ایجاد بازشو در دیوار برشی فولادی باعث کاهش سختی و مقاومت جانبی آن می شود. بنابراین لازم است اطراف بازشو تقویت شود. اما از این ایده که وجود بازشو باعث کاهش مقاومت می شود می توان مزایایی را نیز در نظر گرفت. همان گونه که در فصل های قبل بیان شد، اختلاف ضخامت ورق فولادی در پایین و بالای یک تیر باعث ایجاد یک نیروی محوری عظیم در تیر می شود که باعث افزایش ابعاد آن می شود. از طرفی برش طبقه در طبقات بالا کمتر می شود و نیاز به ضخامت ورق کاهش پیدا می کند. در طبقات بالا به ضخامت ورق بسیار کم نیاز است که تامین آنها بسیار مشکل است و حتی گاهی به حدی ضخامت کاهش پیدا می کند که نمی توان عملیات اجرایی یا جوشکاری انجام داد. برای حل این معضل، پژوهشگران سوراخ های عمودی در طبقات ایجاد می کنند که اول این که ضخامت ورق ثابت بماند دوم آن که لاغری ورق کم شود از طرفی مقاومت ورق نیز به میزان بار جانبی کاهش پیدا کند تا در قاب محیطی نیروهای بزرگ ایجاد نشود. در شکل ۶-۲ یک دیوار به صورت شماتیک نشان داده شده است که در طبقات اول و دوم، دیوار به

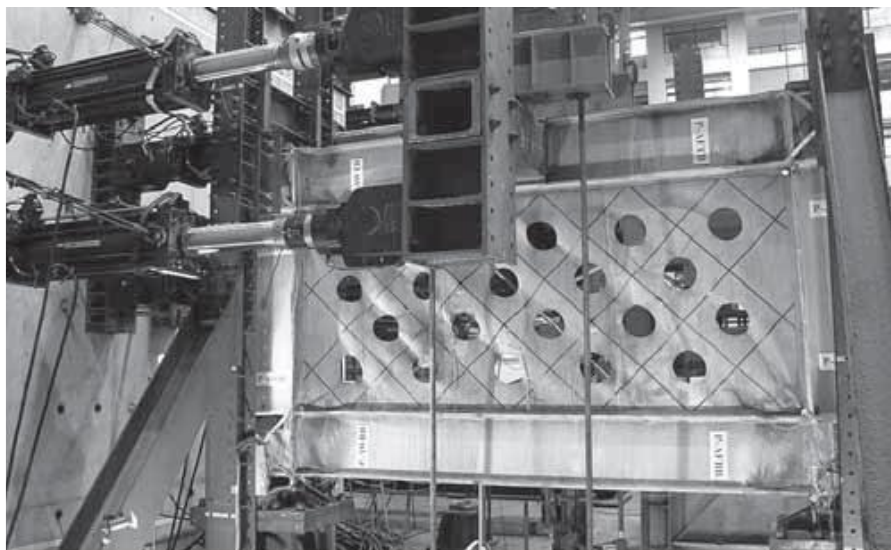
صورت کامل (با یا بدون سخت کننده) اما در طبقات بالاتر سوراخ های منظم عمده برای کنترل ضخامت ورق ایجاد شده است. هر چه به سمت طبقات بالاتر می رویم برش جانبی کاهش می یابد لذا مقاومت جانبی کمتری نیاز است. از این رو سوراخ های بزرگ تری ایجاد می شود.



شکل ۲-۶: نمونه های اجرایی دیوار برشی فولادی با سوراخ های متوالی

بنابراین هر چند وجود سوراخ (بازشو یا سوراخ های منظم) باعث کاهش سختی و مقاومت جانبی می شود اما می توان از آن نه تنها به عنوان یک عیب بلکه به عنوان یک مزیت قابل ملاحظه حتی برای عملکرد سازه ای بهره جست. نحوه طراحی دیوارهای دارای بازشو و همچنین دارای سوراخ های منظم، در بخش های بعدی بیان خواهد شد.

ویان و برونو [75,76] مطالعات آزمایشگاهی و عددی بر روی دیوارهای برشی فولادی بازشودار انجام دادند. در شکل ۳-۶ یک نمونه آزمایشگاهی دیوار بازشودار نشان داده شده است. مطالعات آنها شامل وجود بازشو در صفحه فولادی و گوشه های دیوار (محل اتصال ورق به تیر و ستون) بود که نتایج آنها منجر به ارائه معادلاتی برای پانل های بازشودار شد.

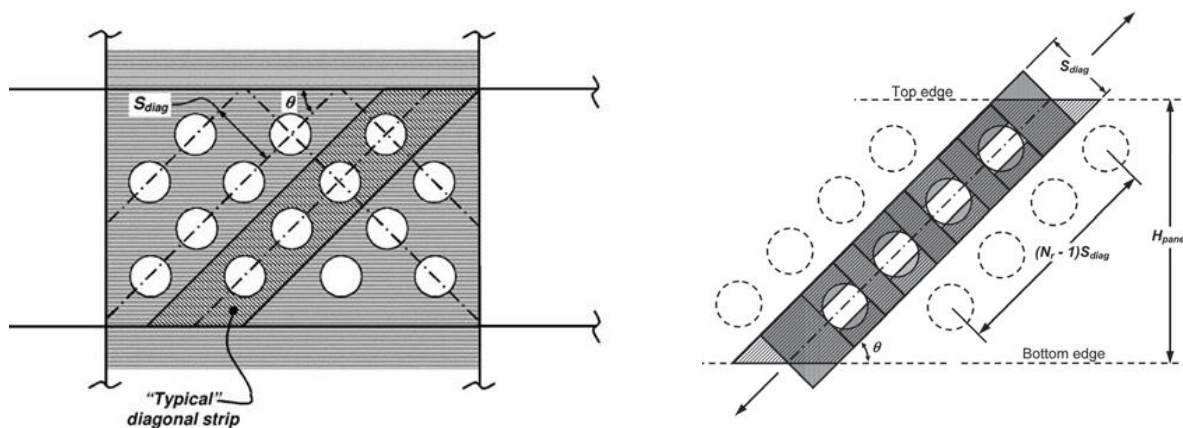


شکل ۶-۳: مدل آزمایشگاهی دیوار دارای سوراخ های متوالی [75]

نتایج برای یک پانل با بازشوهای متعدد که به صورت قطری چیده شده‌اند، مطابق شکل ۶-۴ می‌توان از یک ضریب کاهش سختی مطابق رابطه (۴-۱) برای محاسبه سختی استفاده نمود.

$$\frac{K_{perf}}{K_{panel}} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right)}{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right) \left(1 - \frac{N_r D \sin \theta}{H_{panel}} \right)} \quad 6-1$$

این معادله فقط برای $\frac{D}{S_{diag}} \leq 0.5$ صادق بوده و تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشت. علاوه بر آن برای سایر حالت وجود بازشو قابل استفاده بوده و تنها ۵ درصد خطا با نتایج آزمایشگاهی نشان داد.



شکل ۶-۴: جزئیات دیوار بازشودار بصورت قطری [76]

در رابطه ۶-۲ همانند شکل ۶-۴ پنج متغیر معرفی شده است که عبارتند از: قطر سوراخ D ، فاصله نوارهای قطری S_{diag} ، تعداد سطرهای افقی سوراخ N_r ، ارتفاع پانل H_{panel} ، زاویه میدان کشش قطری θ . همچنین این پژوهشگران جهت اطمینان از عملکرد مطلوب و شکل‌پذیر دیوار بازشو دار، رابطه زیر را ارائه نمودند.

$$\frac{D}{S_{diag}} \leq \left(1 - Y_t \frac{F_y}{F_u}\right) \quad ۶-۲$$

که اگر $\frac{F_y}{F_u} \leq 0.8$ باشد Y_t برابر ۱.۱ و در غیر این صورت برابر ۱ پیشنهاد شده است.

علاوه بر وجود بازشو در دیوار برشی فولادی، ایجاد کمانی از دایره در کنج ورق (محل اتصال تیر به ستون) نیز قابل بحث و بررسی است. توزیع تنش در این وضعیت دارای تفاوت‌هایی با سایر بازشوهاست. عملکرد نیروها در کمان گوشه، ترکیبی از نیروهای تسلیم ورق و تغییرات زاویه تنش کششی ورق در کنج دیوار است. برای هر دو حالت مفصلی کامل یا مفصل پلاستیک در انتهای طول کمان، کمان باید تا زمانی که میدان کشش قطری یا تسلیم در صفحه فولادی توسعه یابد، بتواند نیروها را تحمل کند. برای انتهای کمان نیروی محوری و همچنین لنگر خمشی در وسط طول کمان ایجاد می‌شود که ناشی از تغییر زاویه تنش‌ها دیوار در نزدیکی کمان است که مقدار آنها بر حسب دریفت Δ یا نسبت دریفت $\frac{\Delta}{h}$ برابر است با:

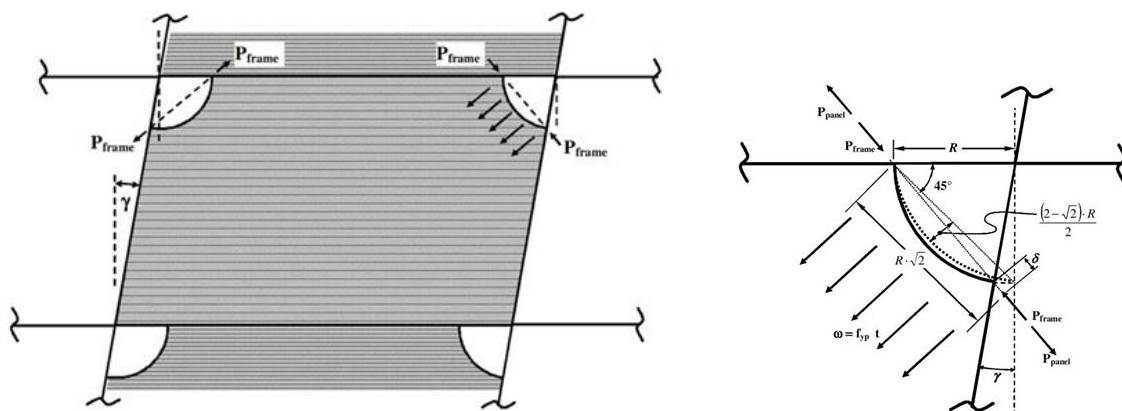
$$P_{frame-pin} = \frac{15EI}{4(2 - \sqrt{2})^2 R^2} \gamma = \frac{15EI}{16e^2} \quad ۶-۳$$

$$M_{frame-CL} = P_{frame-pin} \cdot e = \frac{15EI}{8(2 - \sqrt{2})R} \gamma = \frac{15EI}{16e} \left(\frac{\Delta}{h}\right) \quad ۶-۴$$

$$e = \left(\frac{2 - \sqrt{2}}{2}\right)R \quad ۶-۵$$

در روابط فوق e فاصله تا خط مار بر کمان است که در شکل ۶-۵ نمایش داده شده است. توجه شود که عرض کمان، یک پارامتر در اندرکنش نیروها نیست زیرا وابسته به تغییر شکل است. عرض مورد نیاز کمان با در نظر گرفتن مقاومت لازم در برابر مولفه‌های نیروی محوری ناشی از عملکرد تنش‌های کششی در گوشه‌های دیوار محاسبه می‌شود. برای بارهای گسترده کمان، با توزیع یکنواخت بار قابل انتظار بر واحد طول برابر است با:

$$P_{panel} = \frac{R_y F_y t_w R^2}{4e} \quad ۶-۶$$



شکل ۶-۵: توزیع تنش‌ها در دیوار دارای بازشو در کنج دیوار [76]

۲-۶ روش PFI

صبوری و روبرتز [45] مطالعاتی در مورد اثر باز شوها بر رفتار دیوارهای برشی فولادی انجام دادند. این پژوهشگران استفاده از روش اندرکنش قاب-صفحه (PFI) را با اعمال ضرایبی جهت محاسبه دیوارهای بازشودار بسط داده و نشان دادند که محاسبه سختی و مقاومت دیوار بازشودار در صورتی که کاهش مقاومت و سختی به صورت خطی با افزایش قطر بازشو دایره در نظر گرفته شود، ضمن دقت مناسب، در جهت اطمینان است.

مقاومت و سختی قاب با ضریب $(1 + \frac{D}{b})$ افزایش داده می‌شود از طرفی سختی و مقاومت برشی ورق فولادی با اعمال ضریب $(1 - \frac{D}{b})$ کاهش داده می‌شود که نهایتاً اثر کاهش بر سختی و مقاومت سیستم لحاظ می‌شود. بدین ترتیب با داشتن سختی و مقاومت نهایی کاهش یافته و تعدیل شده، دیاگرام بار-تغییر مکان سیستم مطابق فصل اول برای هر بازشو با قطر معین قابل محاسبه و ترسیم است.

در روش PFI فرض می‌شود در صورتی که یک بازشو با قطر به اندازه عرض ورق در مرکز آن ایجاد شود، چهار مفصل پلاستیک در ستون‌ها تشکیل می‌شود. لذا با فرض آنکه باربری ورق صفر می‌شود، ظرفیت برشی نهایی پانل با توجه به رابطه کنترل صلبیت تیرها به صورت زیر خواهد بود.

$$F_{pu.a_0} = \frac{8M_{fp}}{d} = 2F_{fu} \quad ۶-۷$$

در صورتی که قطر بازشو صفر باشد، بار برشی نهایی دیوار برشی فولادی برابر است با:

$$F_{pu} = F_{fu} + F_{wu} \quad ۶-۸$$

که در آن F_{fu} و F_{wu} به ترتیب ظرفیت برشی ورق و ظرفیت برشی قاب است.

$$F_{pu} = \frac{4M_{fp}}{d} + bt (\tau_{cr} + 0.5\sigma_{ty} \sin 2\theta) \quad ۶-۹$$

برای بازشوهایی با قطر D که مقدار آنها بین صفر و عرض پانل باشد، بار نهایی کاهش یافته پانل $F_{pu.r}$ را می‌توان به صورت تقریبی با درون یابی خطی بین $F_{pu.a_0}$ و F_{pu} به دست آورد.

$$F_{pu.r} = F_{pu.a_0} + (F_{pu} - F_{pu.a_0})\left(1 - \frac{D}{b}\right) \quad ۶-۱۰$$

با قرار دادن مقدار ظرفیت برشی ورق در رابطه فوق می‌توان نوشت.

$$F_{pu.r} = F_{fu}\left(1 + \frac{D}{b}\right) + F_{wu}\left(1 - \frac{D}{b}\right) \quad ۶-۱۱$$

که مقادیر F_{fu} و F_{wu} برابر است با:

$$F_{wu} = bt (\tau_{cr} + 0.5\sigma_{ty} \sin 2\theta) \quad ۶-۱۲$$

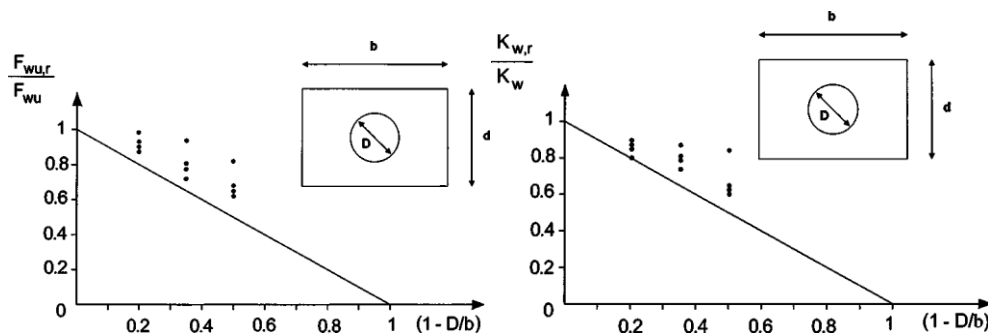
$$F_{fu} = \frac{4M_{fp}}{d} \quad ۶-۱۳$$

همچنین برای محاسبه سختی کاهش یافته دیوار برشی دارای بازشو $K_{p,r}$ همانند مقاومت جانبی کاهش یافته می‌توان با تقریب با ضرب کردن $\left(1 + \frac{D}{b}\right)$ در سختی قاب K_f مقدار آن را افزایش داد و سختی ورق فولادی K_w را به اندازه $(1 - \frac{D}{b})$ کاهش داد. بنابراین سختی برابر است با:

$$K_f = \frac{24EI_f}{d^3} \left(1 + \frac{D}{b}\right) \quad ۶-۱۴$$

$$K_w = \frac{bt}{d} \frac{\tau_{cr} + 0.5\sigma_{ty} \sin 2\theta}{\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_{ty}}{E \sin 2\theta}} \left(1 - \frac{D}{b}\right) \quad ۶-۱۵$$

در شکل ۶-۶ اثر بازشو بر سختی و مقاومت جانبی سیستم نمایش داده شده است.



شکل ۶-۶: تاثیر بازشو بر سختی و مقاومت دیوار برشی فولادی [45]

در صورتی که یک بازشو مربع یا هر شکل هندسی منظم در مرکز ورق فولادی ایجاد شود، می‌توان رفتار آن را مشابه بازشوی دایره ای که دارای قطری برابر با قطر مربع است، فرض نمود. با توجه به اینکه میدان کشش قطری پس از کمانش ورق در مرکز آن شکل گرفته و به تدریج همه ورق را در بر می‌گیرد، لذا وجود بازشو در مرکز ورق بیشترین اثر کاهندگی را در سختی و مقاومت برشی دارد.

۱-۲-۶ مثال طراحی

مثال ۱-۶: مثال ۳-۱ را در نظر بگیرید، اگر یک بازشو (درب) به عرض ۱.۵m و ارتفاع ۲.۱m در طبقه اول ایجاد شود، دیوار را طراحی کنید.

برای طراحی دیوار دارای بازشو در فرض اول دیوار بدون بازشو طراحی می‌شود سپس اثر بازشو در محاسبات لحاظ می‌شود. در مثال ۳-۲ نحوه طراحی دیوار با استفاده از روش PFI تشریح شد و مشخصات پروفیل ها و همچنین ضخامت ورق فولادی محاسبه شد که در آن ورق با ضخامت ۴ mm برای دیوار استفاده شد و از ستون I شکل با ارتفاع کل و عرض بال به ترتیب ۶۰ cm و ۵۰ cm با ضخامت بال و جان به ترتیب ۴ cm و ۳ cm انتخاب شده است که مشخصات آن به صورت زیر است.

$$A = 556 \text{ cm}^2; \quad Z = 13228 \text{ cm}^3$$

حال دیوار طبقه اول با لحاظ کردن بازشو بررسی می‌شود و ضخامت ورق ارزیابی می‌شود. در مرحله اول باید

دایره محیطی بازشو محاسبه شود که قطر آن برابر است با:

$$D = \sqrt{210^2 + 150^2} = 258 \text{ cm}$$

مقاومت برشی قاب برابر است با:

$$F_{fu} = \frac{4M_{fp}}{d} = \frac{4 \times (13228 \times 2400)}{320} = 396.6 \times 10^3 \text{ kg}$$

بنابراین سهم نیروی برشی قاب برابر است با:

$$F_{pu.a} = F_{fu} \left(1 + \frac{D}{b}\right) = 396.6 \times 10^3 \left(1 + \frac{258}{600}\right) = 567.138 \times 10^3 \text{ kg}$$

ظرفیت برشی قاب از برش جانبی بیشتر است لذا سهم ورق ناچیز خواهد بود. اما از آنجا که بر اساس پیشنهاد آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای ساختمان‌های کمتر از هشت طبقه ورق برای ۱۰۰٪ نیروی جانبی طراحی می‌شود، لذا ضخامت ورق بر اساس آن تعیین خواهد شد.

با فرض اینکه مقاومت کمانشی ورق ناچیز است و همچنین زاویه تنش‌های کششی برابر ۴۵ درجه است، مقاومت برشی ورق بدون لحاظ کردن بازشو برابر است با:

$$F_{wu} = 0.5bt_w\sigma_0 = 0.5 \times 600 \times t_w \times 2400 = 720t_w \times 10^3 \text{ (kg)}$$

که مقاومت برشی ورق با لحاظ کردن اثر بازشو برابر است با:

$$F_{wu.r} = F_{wu} \left(1 - \frac{D}{b}\right) = 720t_w \times 10^3 \left(1 - \frac{258}{600}\right) = 410t_w \times 10^3$$

مقدار ظرفیت برشی ورق با لحاظ کردن اثر بازشو باید از برش جانبی بیشتر باشد. به عبارت دیگر باید رابطه زیر اقرار شود.

$$F_{wu.r} \geq V_i = 252 \times 10^3 \text{ kg}$$

بنابراین ضخامت ورق لازم برابر است با:

$$410t_w \times 10^3 \geq V_i = 252 \times 10^3 \rightarrow t_w \geq 0.61 \text{ cm}$$

لذا از ورق با ضخامت 6 mm برای طبقه دارای بازشو استفاده می‌شود. اکنون با فرض ورق 6 mm ظرفیت دیوار کنترل می‌شود.

$$\frac{d}{b} = \frac{320}{600} = 0.53 < 1$$

$$K = 5.35 \left(\frac{600}{320} \right)^2 + 4 = 22.81$$

$$\tau_{cr} = \frac{K_v \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 = \frac{22.81 \times \pi^2 \times 2 \times 10^6}{12 \times (1 - 0.3^2)} \left(\frac{0.6}{600} \right)^2 = 41.19 < \frac{\sigma_0 = 2400}{\sqrt{3}} = 1385 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

بنابراین از مقاومت کمانشی ورق می‌توان صرف‌نظر نمود. پس $\sigma_0 = \sigma_{ty} = 2400$ و مقاومت برشی ورق با لحاظ کردن اثر بازشو برابر است با:

$$\begin{aligned} F_{wu.r} &= F_{wu} \left(1 - \frac{D}{b} \right) = 0.5 \times 600 \times 0.6 \times 2400 \times 10^3 \left(1 - \frac{258}{600} \right) = 246.24 \times 10^3 < V_i \\ &= 252 \times 10^3 \end{aligned}$$

ظرفیت برشی ورق با لحاظ کردن بازشو از برش جانبی بیشتر نیست که مقدار این کمبود مقاومت ناشی از گرد کردن اعداد خواهد بود. مقدار آن برابر است با:

$$\frac{V_i}{F_{wu.r}} = \frac{252 \times 10^3}{246.24 \times 10^3} = 1.02$$

کمبود مقاومت به اندازه ۲٪ قابل اغماض است. البته اگر ظرفیت قاب نیز در محاسبات لحاظ شود ظرفیت برشی مجموعه ورق و قاب برابر است با:

$$\begin{aligned} F_{pu.r} &= F_{fu} \left(1 + \frac{D}{b} \right) + F_{wu} \left(1 - \frac{D}{b} \right) = 567.14 \times 10^3 + 246.24 \times 10^3 = 813.38 \times 10^3 > V_i \\ &= 252 \times 10^3 \text{ Ok} \end{aligned}$$

کنترل صلبیت ستونها

برای ستون‌های طبقات با ضخامت ورق تعیین شده قبلاً صلبیت ستون کنترل شد. اما برای ستون طبقه اول با

توجه به تغییر ضخامت ورق فولادی، مدول پلاستیک لازم باید رابطه $Z > \frac{t_w d^2}{8}$ را اکتان کند. بنابراین:

$$Z = 13228 < \frac{0.6 \times 600^2}{8} = 27000$$

لذا باید ابعاد ستون تقویت شود و یا اینکه از همان ضخامت ورق با لحاظ کردن توزیع برش بین قاب و ورق

فولادی استفاده شود که در آن شرایط ضخامت ورق نیازی به تغییر نخواهد داشت لذا صلبیت ستون جوابگو خواهد بود.

۳-۶ ضوابط طراحی بر اساس AISC

در حال حاضر در آیین‌نامه AISC توصیه ای برای ایجاد سوراخ‌های منظم قطری آورده نشده است. اما در صورت

ایجاد بازشو از قبیل درب و پنجره به صورت مستطیل شکل می‌توان از ضوابط AISC برای طراحی دیوار استفاده نمود.

در این حالت بر اساس آیین‌نامه AISC در اطراف بازشوها باید از اعضا مرزی محلی (LBE^۱) استفاده شود مگر آنکه عدم

نیاز آنها به وسیله نمونه‌های آزمایشگاهی یا تحلیل‌های دقیق اثبات شود. اعضا مرزی قائم و افقی به ترتیب V-LBE و H-

LBE نامیده می‌شوند که در شکل ۶-۷ نیز قابل مشاهده می‌باشند. به منظور عملکرد مناسب دیوار بازشو دار لازم است

که V-LBE در اطراف بازشو در تمام ارتفاع دیوار (در هر طبقه که بازشو دارد) ادامه یابد حتی اگر بازشو در کل ارتفاع

طبقه ادامه پیدا نکند. از آن جایی که V-LBE به صورت یکپارچه در تمام ارتفاع ورق ادامه پیدا می‌کند و H-LBE

همانند یک اتکا جانبی برای آن عمل می‌کند لذا می‌توان انتظار داشت که المان‌های افقی علاوه بر ممانعت از کمانش

ورق باعث کاهش نیاز ممان اینرسی المان‌های محلی قائم نیز بشوند. لذا اهمیت هر دو المان به هم وابسته است. همانطور

که در فصول قبل برای قیدهای افقی و قائم بیان شد، قیدهای افقی باعث کاهش ممان اینرسی لازم ستون و قیدهای

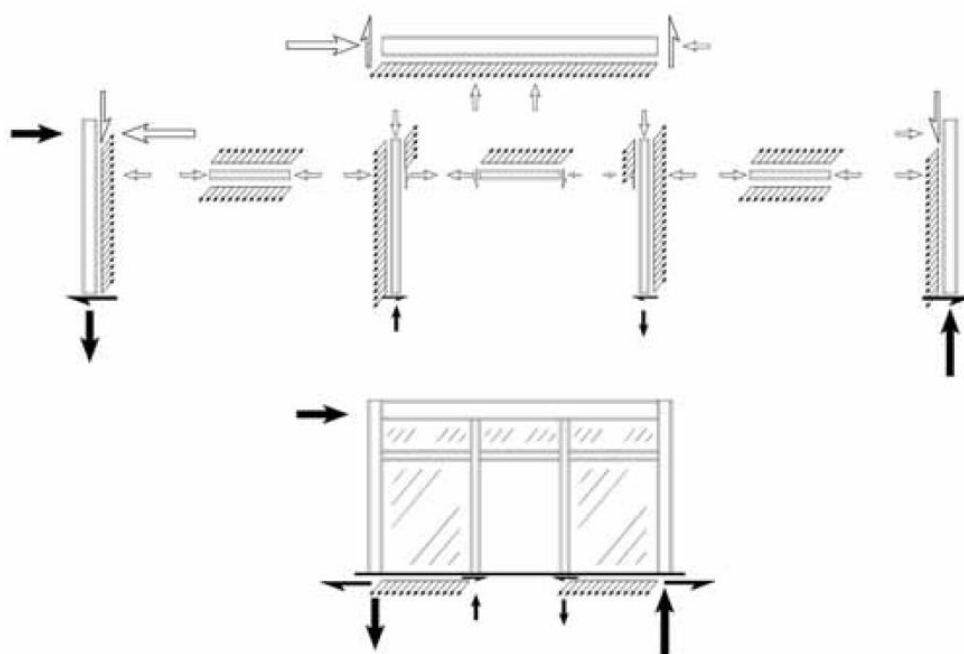
قائم باعث بهبود رفتار و تقویت تیر می‌شود. اثر LBE ها بر دیوار فولادی نیز از رفتار بیان شده تبعیت می‌کنند.

در اثر تشکیل میدان کشش قطری ورق (کامل و یا ناقص) و یا رفتار پس کمانشی آن هر یک از H-LBE عاملی

برای انتقال نیرو به H-LBE مجاور هستند. بنابراین میدان کشش قطری ورق باعث می‌شود که در هر H-LBE نیرو ایجاد

^۱ Local Boundary Element

شود و عکس‌العمل داخلی آن به المان H-LBE مجاور انتقال می‌دهد. همچنین V-LBE ها نیز باعث ایجاد نیرو در H-LBE می‌شوند. انتقال نیروها و همچنین تنش‌های ناشی از ورق باعث می‌شود که تحلیل نیروهای داخلی در LBE پیچیده باشد و برآورد این نیروها مستلزم انجام محاسبات دقیق است. در شکل ۶-۷ دیاگرام آزاد یک دیوار بازشودار را نشان می‌دهد. توجه شود برای سهولت و جلوگیری از شلوغ شدن شکل، لنگرهای انتهایی تیر نشان داده نشده است. این شکل به وضوح پیچیدگی محاسبات را نشان می‌دهد. اما AISC روابط ساده شده ای را برای طراحی دیوارهای برشی فولادی بازشودار پیشنهاد کرده است که در ادامه به آنها پرداخته می‌شود.



شکل ۶-۷: دیاگرام آزاد دیوار برشی فولادی بازشودار [35]

در طراحی اولیه مشخصات هندسی قاب محیطی (تیر و ستون)، ضخامت ورق فولادی، و مشخصات هندسی المان‌های مرزی مجهول است. لذا ابتدا باید تخمینی از المان‌های بیان شده در دست باشد تا بتوان در چرخه‌های بعدی طراحی آنها را بهینه نمود. از آنجا که در دیوار برشی فولادی بازشو دار نیز، تحمل برش جانبی طبقه عمدتاً بر عهده ورق فولادی است بنابراین به عنوان طراحی اولیه فرض می‌شود دیوار بدون بازشو است. با چنین فرضی ابتدا ضخامت ورق و مشخصات هندسی قاب محیطی محاسبه می‌شود. پس از آن اثر بازشو بر کفایت مقاطع طراحی شده کنترل می‌شود. در نهایت المان‌های مرزی طراحی می‌شوند. معمولاً با ایجاد بازشو و لحاظ کردن اثر LBE نیازی به طراحی مجدد V-LBE

نخواهد بود اگرچه ممکن است با لحاظ کردن آنها نیروها در V-LBE کاهش پیدا کند و مقاطع ضعیف تری لازم باشد. اما باید توجه نمود که H-LBE های بالا و پایین بازشو پس از طراحی اولیه مجدداً کنترل شوند. به این نکته نیز باید توجه نمود که با ایجاد بازشو لنگر در ستون کاهش می‌یابد. لازم به بیان است که طراحی اتصالات همانند طراحی دیوار برشی فولادی بدون بازشو است.

بازشو تغییرات عمده ای در نیروهای وارد بر تیر به وجود می‌آورد و ممکن است زاویه تنش کششی به طور قابل ملاحظه ای تغییر کند. با تغییر زاویه تنش کششی ممکن است تغییر مکان نسبی سیستم معیار حاکم بر طراحی شود. لذا وجود یک بازشوی بزرگ، بر حساسیت تحلیل تغییر مکان نسبی و کنترل آن می‌افزاید.

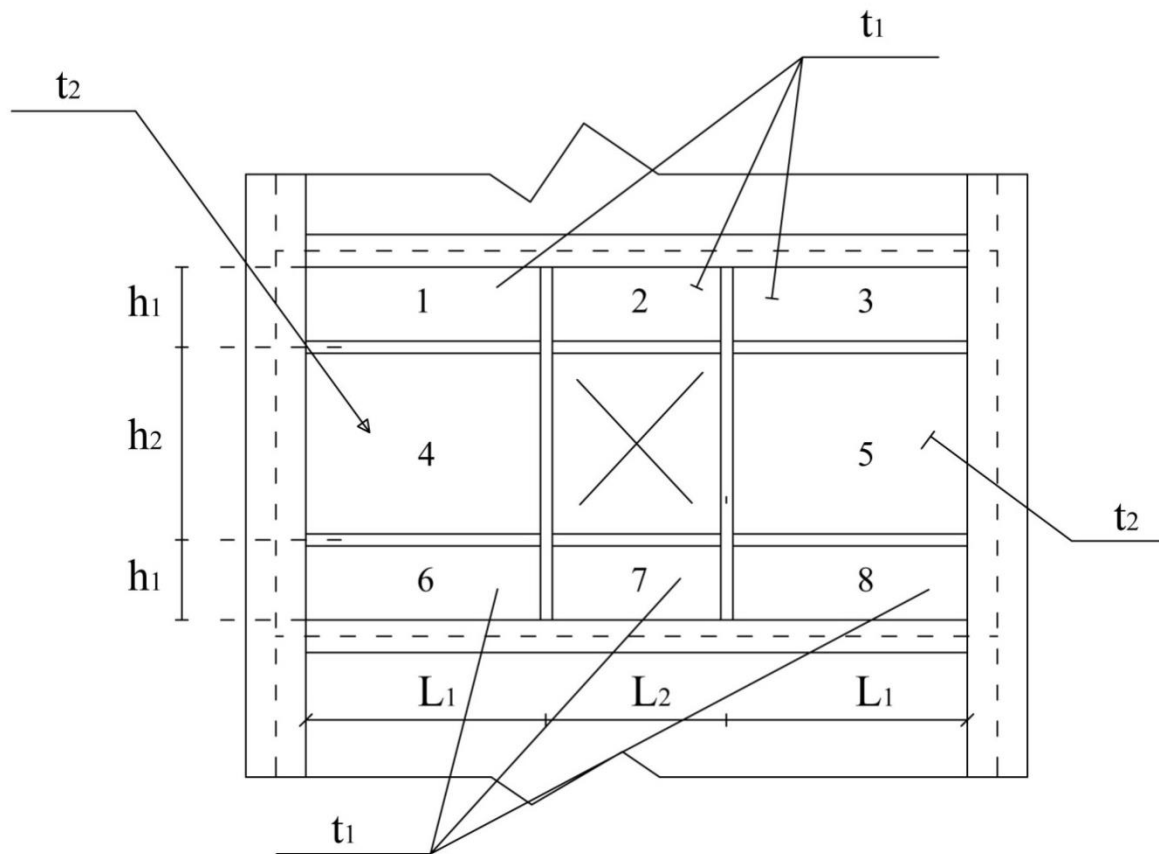
۱-۳-۶ طراحی اولیه

طراحی اولیه دیوارهای بازشودار شامل تعیین ضخامت ورق و تخمین مقاومت لازم^۱ LBE ها بر اساس مقاومت قابل انتظار هر صفحه پانل است. در مقاطع افقی دیوار بازشودار، ورقهای میانی باید ضخیم تر از دیگر قسمت‌ها انتخاب شوند. زیرا محل بدون بازشو به عنوان تامین کننده مقاومت و سختی جانبی طراحی می‌شود.

شکل ۸-۶ یک دیوار بازشو دار را نشان می‌دهد که در آن قطعات LBE بر اساس ورقهای شماره گذاری شده، طراحی می‌شوند. معادلات متناظر با این شکل را می‌توان برای دیگر بازشو ها نظیر درب به کار برد با این تفاوت که تنها پانل‌های ۶، ۷ و ۸ حذف شده و پانل‌های ۴ و ۵ تا تیر پایین امتداد می‌یابند. اگر ضخامت لازم صفحه فولادی بدون بازشو t_1 باشد، ورق‌های ۴ و ۵ در شکل ۸-۶ باید دارای ضخامت t_2 مطابق معادله زیر باشند.

$$t_2 = t_1 \left(\frac{L_{cf}}{L_1 + L_3} \right) \quad ۱۶-۶$$

^۱Local Boundary Element



شکل ۶-۸: نامگذاری المان‌های محیطی بازشو

در AISC برای تامین توزیع یکنواخت تری از تسلیم کششی پیشنهاد شده که از ناپیوستگی در مقاومت صفحات پرهیز شود. توجه شود که افزایش ضخامت صفحه مقابل مقطع بازشو، تاثیر بازشو بر تغییر مکان نسبی را جبران می‌کند.

۲-۳-۶ نیروها در المان‌های اطراف محل بازشو (LBE)

در اطراف بازشو المان‌های افقی و قائم تعبیه می‌شوند تا صفحه فولادی به تسلیم کششی برسد که بر اساس نیروی متناظر با تسلیم کششی ورق فولادی طراحی می‌شوند. هرچند برای تخمین ابعاد این المان‌ها در طراحی اولیه از معیار سختی استفاده می‌شود اما عملاً معیار مقاومت، حاکم بر طراحی آنها خواهد بود.

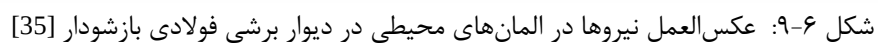
همانند سایر قسمت‌های دیوار، در طراحی اولیه، ابعاد المان‌های محیطی بازشو مجهول است. بر این اساس با فرض زاویه تنش‌های کششی برابر ۴۵ درجه در کل ورق، نیروی برشی در واحد طول در فصل مشترک با المان‌های محیطی برابر است با:

$$V_u = 0.5R_y F_y \sin(2 \times 45^\circ) t_w = 0.5R_y F_y t_w \quad ۶-۱۷$$

این نیرو بصورت بار محوری گسترده بر LBE اعمال می‌شود. که مقدار این نیروی گسترده اعمال شده به LBE برابر است با:

$$W_u = R_y F_y \sin^2(45^\circ) t_w = 0.5R_y F_y t_w \quad ۶-۱۸$$

عکس‌العمل هر LBE بر LBE مجاور اعمال می‌شود. علاوه بر اساس تعادل نیروهای داخلی، ستون‌های دیوار نیز در برابر LBE های افقی عکس‌العمل خواهند داشت. در شکل ۶-۹ دیاگرام آزاد هر یک از LBE ها و نیروهای متناظر، عکس‌العمل و نحوه عملکردشان نشان داده شده است. در این شکل نیروی جانبی از سمت چپ اعمال شده و جهت سهولت و وضوح تصویر از نمایش نیروهای اضافی ناشی از عکس‌العمل LBE مجاور یکدیگر خودداری شده است. در دیوارهای دارای بازشوی متقارن ($L_1=L_3$) تنها چهار نوع LBE خواهیم داشت که در شکل با نامهای a. b. c. d نامگذاری شده‌اند.



در زیر کلیاتی از نوع عملکرد هر المان ارائه شده است:

- المان a فقط برای انتقال نیروی محوری به تیر بالا و پایین پانل بازشو به کار برده می‌شود.
- المان b بار گسترده محوری را منتقل کرده و تنها در یک طرف ورق فولادی نصب می‌شود.
- بارهای عرضی کششی در المان نوع c ایجاد شده در حالیکه بار محوری تا المان d امتداد پیدا می‌کند.
- المان نوع c بار گسترده را به صورت فشاری به d اعمال می‌کند و پس از آن بار این المان به a و از طریق آن به تیر بالا و پایین پانل بازشو انتقال داده می‌شود.

شکل ۶-۹ به وضوح نشان می‌دهد که هر المان LBE در معرض نیروهایی از چند جهت قرار می‌گیرد. در ادامه نیروهای هر المان به تفکیک ارائه می‌شود تا طراح به راحتی در محاسبه آنها را بکار گیرد. در طراحی اولیه المان "a" طراحی شده و مقطع آن برای سایر المان‌ها نیز بکار برده می‌شود. سپس محاسبات دقیق در گام های بعدی انجام می‌شود.

"a" LEB :

در این المان بار عرضی گسترده w_u بار محوری گسترده v_u ، لنگر M_u ، عکس‌العمل برشی V_u برابر صفر است. نیروی محوری فشاری که از عکس‌العمل "c" LEB ناشی می‌شود برابر است با:

$$N_u = \frac{1}{4} R_y F_y t_2 h_2 \quad ۶-۱۹$$

توجه شود که دو "a" LEB تحت کشش می‌باشند. وقتی که مساحت افقی صفحات جان ضخیم تر $(2 t_2 L_1)$ با مساحت صفحه جان نازکتر $(t_1 [2L_1 + L_1])$ بدرستی بصورت سازگار طراحی نشده باشد، یک برش اضافی در مقطع ضعیفتر دیوار ایجاد می‌شود. در AISC پیشنهاد شده است که المان‌های قائم ("a") در هر انتها و "c" LEB در وسط بر اساس معیار سختی در صفحه و سختی خارج صفحه کنترل شوند. بنابراین ممان اینرسی لازم خارج صفحه برابر است با:

$$I \geq L_1 t_2^3 j \quad ۶-۲۰$$

که در آن

$$j = 2.5 \left(\frac{\sum h}{L_1} \right)^2 - 2 \geq 0.5 \quad ۶-۲۱$$

همچنین

$$\sum h = h_1 + h_2 + h_3 \quad ۶-۲۲$$

ممان اینرسی لازم درون صفحه برای دهانه ساده بر اساس اختلاف ضخامت جان-ورق فولادی برابر است با:

$$I \geq 0.01 \left(\frac{(t_2 - t_1) L_1^4}{h_2} \right) \quad ۶-۲۳$$

توجه شود که اگر اعضا دارای اتصال صلب باشند ضریب ۰,۰۱ به ۰,۰۰۳۰۷ کاهش می‌یابد.

در مسیر خارج صفحه "LEB" d بر اساس معیار سختی بر طبق ضوابط سخت‌کننده‌ها در فصل مربوطه، طراحی

شود. یعنی

$$I \geq h_2 t_2^3 j \quad ۶-۲۴$$

که

$$j = 2.5 \left(\frac{L_1}{h_2} \right)^2 - 2 \geq 0.5 \quad ۶-۲۵$$

همچنین پیشنهاد می‌شود که "LEB" b همانند الزامات "d" تحلیل و طراحی شود.

۶-۳-۳ طراحی نهایی

پس از طراحی اولیه و مشخص شدن مشخصات هندسی و تعیین زاویه تنش کششی در هر پانل، محاسبات دقیق

تر برای تعیین نیروهای المان‌های محیطی قابل انجام است. عموماً المان‌های LBE دارای ابعاد و مشخصات هندسی

کوچکتری نسبت به تیر و ستون هستند. برای محاسبه زاویه تنش، میانگین خصوصیات مقاطع استفاده می‌شود.

اگر زاویه تنش کششی در هر ورق تقسیم بندی شده اختلاف زیادی داشته باشند، معادلات زیر را می‌توان برای

طراحی LBE به کار برد. در غیر اینصورت می‌توان معادلات را به شکل ساده‌تری بکار برد.

LEB "a" :

بار عرضی انتقال یافته:

$$w_u = R_y F_y t_1 [\sin^2 \alpha_1 - \sin^2 \alpha_2] \quad ۶-۲۶$$

بار گسترده محوری:

$$v_u = 0.5 R_y F_y t_1 [\sin(2\alpha_1) - \sin(2\alpha_2)] \quad ۶-۲۷$$

در اغلب حالات نیروهای عرضی گسترده و نیروی محوری گسترده ناچیز و قابل اغماض هستند. همچنین وقتی از زاویه کششی میانگین استفاده می‌شود، مقدار آنها حدود صفر خواهد شد. در این رابطه α_i زاویه تنش کششی در ورق i است.

نیروی عکس‌العمل برشی:

$$V_u = w_u h_1 / 2 \quad ۶-۲۸$$

لنگر با فرض اتصال ساده:

$$M_u = w_u h_1^2 / 8 \quad ۶-۲۹$$

در صورتی که $\alpha_1 = \alpha_2$ باشد نیروهای فوق طبق معادله برابر صفر خواهد بود.

نیروی محوری فشاری در قسمت فوقانی:

$$N_{u \text{ top}} = \frac{1}{4} R_y F_y [t_1 h_1 \sin(2\alpha_2) - \sin(2\alpha_1) + t_2 h_2] \quad ۶-۳۰$$

در صورتی که $\alpha_1 = \alpha_2$ باشد مقدار این نیرو مطابق زیر ساده می‌شود.

$$N_{u \text{ top}} = \frac{1}{4} R_y F_y t_2 h_2 \quad ۶-۳۱$$

نیروی محوری فشاری در قسمت تحتانی:

$$N_{u \text{ bot}} = \frac{1}{4} R_y F_y [t_1 h_1 \sin(2\alpha_1) - \sin(2\alpha_2) + t_2 h_2] \quad ۶-۳۲$$

در صورتی که $\alpha_1 = \alpha_2$ باشد مقدار این نیرو مطابق زیر ساده می‌شود.

$$N_{u \text{ top}} = \frac{1}{4} R_y F_y t_2 h_2 \quad ۶-۳۳$$

LEB “b”:

بار عرضی گسترده:

$$w_u = R_y F_y t_1 \cos^2 \alpha_2 \quad ۶-۳۴$$

بار محوری گسترده:

$$v_u = R_y F_y t_1 \sin(2\alpha_1) \quad ۶-۳۵$$

نیروی عکس‌العمل برشی:

$$V_u = w_u L_2 / 2 \quad ۶-۳۶$$

لنگر با فرض اتصال ساده:

$$M_u = w_u L_2^2 / 8 \quad ۶-۳۷$$

نیروی محوری در انتهای عضو:

$$N_u = V_{u(a)} \pm \frac{1}{2} v_u L_2 + R_y F_y t_1 \sin^2 \alpha_1 \quad ۶-۳۸$$

اتصال در سمت چپ و راست به ترتیب تحت کشش و فشار بوده و ممان اینرسی لازم همانند بخش طراحی اولیه

استفاده می‌شود.

LBE “c”:

بار عرضی گسترده:

$$w_u = R_y F_y t_1 \sin^2 \alpha_4 \quad ۶-۳۹$$

بار محوری گسترده:

$$v_u = \frac{1}{2} R_y F_y t_2 \sin(2\alpha_4) \quad ۶-۴۰$$

نیروی عکس‌العمل برشی:

$$V_u = w_u h_2 / 2 \quad ۶-۴۱$$

لنگر با فرض اتصال صلب:

$$M_u = w_u h_2^2 / 12 \quad ۶-۴۲$$

نیروی محوری در انتهای عضو:

$$N_u = V_{u(d)} - V_{u(b)} \pm \frac{1}{2} v_u h_2 \quad ۶-۴۳$$

ممان اینرسی لازم همانند بخش طراحی اولیه استفاده می‌شود.

: LEB”d”

بار عرضی گسترده:

$$w_u = R_y F_y [t_2 \cos^2(\alpha_4) - t_1 \cos^2(\alpha_4)] \quad ۶-۴۴$$

بار محوری گسترده:

$$v_u = \frac{1}{2} R_y F_y [t_2 \sin(2\alpha_4) - t_1 \sin(2\alpha_1)] \quad ۶-۴۵$$

نیروی عکس‌العمل برشی:

$$V_u = w_u L_1 / 2 \quad ۶-۴۶$$

لنگر با فرض اتصال صلب:

$$M_u = w_u L_1^2 / 8 \quad ۶-۴۷$$

نیروی فشاری در انتهای راست:

$$N_{uR} = \frac{1}{2} R_y F_y [t_1 h_1 \sin^2(\alpha_1) + t_2 h_2 \sin^2(\alpha_4) - \frac{1}{2} t_2 L_2 \sin(2\alpha_4)] \quad ۶-۴۸$$

نیروی فشاری در انتهای چپ:

$$N_{uL} = N_{uR} - v_u L_1 \quad ۶-۴۹$$

وقتی که زاویه تنش‌های کششی بیش از ۱۰ درجه با هم اختلاف نداشته باشد، میانگین مقدار زاویه تنش‌های کششی ممکن است در طراحی LEB کاهش قابل ملاحظه‌ای در دقت محاسبه نداشته باشد. این روش ساده سازی مناسبی در طراحی خواهد بود.

در طراحی LEB قائم از طول مهار نشده خالص (ارتفاع طبقه بین تیرها) استفاده می‌شود. این المان باید برای تامین مهار تیر تحت نیروی فشاری طراحی شود. این شرایط بصورت یک "گره مهاری" عمل می‌کند. مقاومت و سختی لازم ستون در این "گره مهاری" به ترتیب براساس معادلات زیر بدست می‌آید.

$$P_{br} = 0.01P_u \quad ۶-۵۰$$

$$\beta_{br} = \frac{10.7P_u}{L_b} \quad ۶-۵۱$$

مقاومت و سختی لازم ستون بر اساس نیروی فشاری در سمت راست "LEB" محاسبه می‌شوند ($P_u = N_{ud}$).

۶-۳-۴ مقاومت برشی ورق جان

مقاومت برشی دیوارهای برشی فولادی بازشودار با اعمال ضرایب اصلاح می‌شوند. در زیر مقاومت اسمی در مکان هندسی اطراف بازشو جهت طراحی ارائه شده است.

مقاومت اسمی در بالای بازشو:

$$V_n = 0.42F_y t_1 [2L_1 \sin(2\alpha_1) + L_2 \sin(2\alpha_2)] \quad ۶-۵۲$$

مقاومت اسمی در تراز بازشو:

$$V_n = 0.42 \cdot F_y t_2 [2L_1 \sin(2\alpha_4)] \quad ۶-۵۳$$

مقاومت اسمی در پایین بازشو:

$$V_n = 0.42 \cdot F_y t_1 [2L_1 \sin(2\alpha_6) + L_2 \sin(2\alpha_7)] \quad ۶-۵۴$$

توجه شود در معادلات فوق فرض می‌شود که بازشو متقارن است (به عبارت دیگر $L_1 = L_3$). در بازشوهایی نامتقارن معادلات فوق را می‌توان با جایگذاری $L_1 + L_3$ بجای $2L_1$ اصلاح نمود.

۶-۳-۵ طراحی VBE

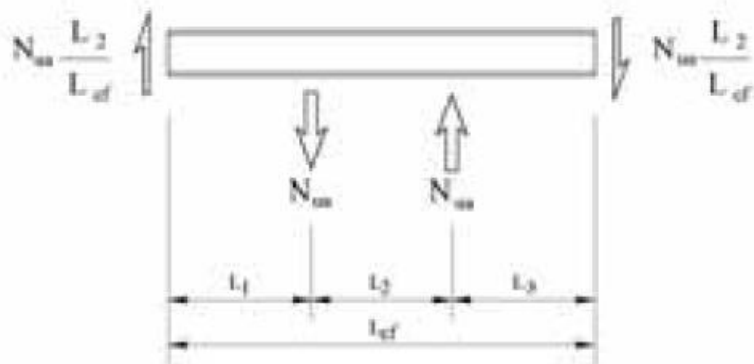
در طراحی اولیه فرض شد که ورق در تمام ارتفاع ستون ادامه دارد. با ایجاد بازشو مقدار لنگر در ستون کاهش پیدا می‌کند. حال می‌توان در جهت اطمینان از آن صرف‌نظر نمود که بسیار دست بالا خواهد بود و یا اینکه اثر کاهش لنگر را در طراحی ستون لحاظ نمود. در تراز بازشو می‌توان VBE حداقل ممان اینرسی لازم را به صورت زیر تعیین نمود. در رابطه زیر h برابر فاصله بین دو H-LBE در نظر گرفته می‌شود که باعث کاهش چشم‌گیر ممان اینرسی لازم و همچنین لنگر ایجاد شده در ستون می‌شود.

$$I_c \geq 0.00307 \frac{t_w h^4}{L_1} \quad ۶-۵۵$$

۶-۳-۶ طراحی HBE

جابجایی نسبی ایجاد شده در طبقه دارای بازشو باعث ایجاد زوج نیرو در V-LBE های طرفین بازشو می‌شود. این زوج نیرو توسط HBE واقع در بالا و پایین طبقه مورد نظر تحمل می‌شود. عکس‌العمل های ناشی از LBE های نوع a در هر HBE زوج نیرویی ایجاد می‌کند که باعث لنگر خمشی و در نتیجه افزایش مقاومت خمشی مورد نیاز خواهد شد، شکل ۶-۱۰. لنگر خمشی که توسط این کوپل ایجاد می‌شود برابر است با:

$$M_u = \frac{N_{u(a)} L_1 L_2}{L_{cf}} \quad ۶-۵۶$$



شکل ۶-۱۰: نیروهای معادل در بازشو [35]

که در رابطه فوق $N_u(a)$ عکس‌العمل HBE ناشی از LBE نوع a است. این لنگر به لنگر محاسبه شده بر اساس کشش ورق جان در بالا و پایین HBE و سایر لنگرهای خمشی موثر دیگر قاب باید اضافه شود.

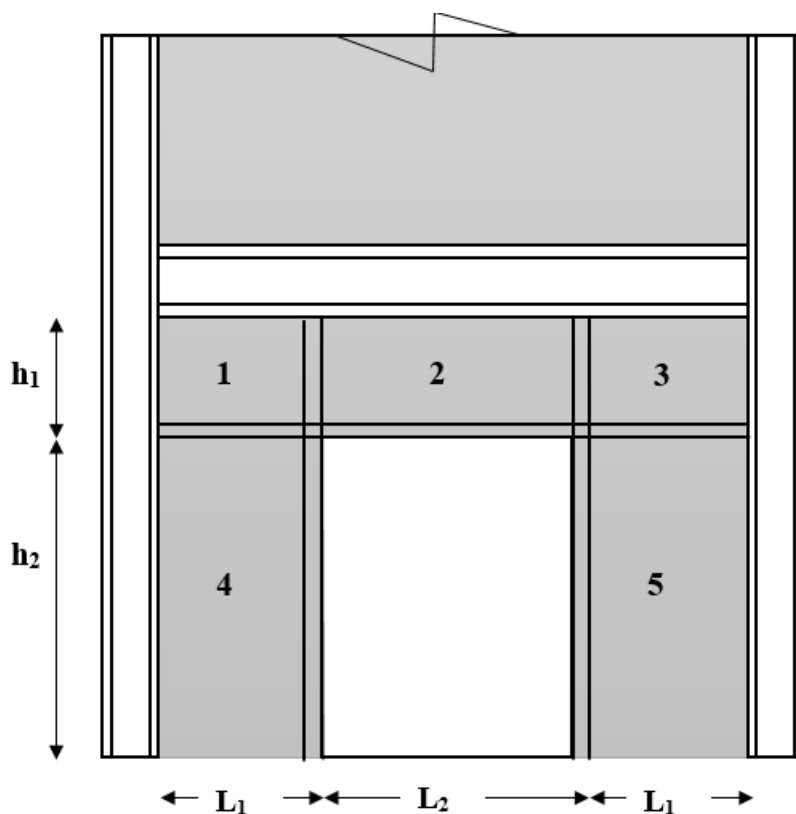
۶-۳-۷ مثال طراحی

مثال ۶-۲: مثال ۳-۱ را در نظر بگیرید که مشخصات پروفیل ها و ضخامت دیوار برشی فولای همانند جدول ۶-۱ استفاده شده است. اگر یک درب به عرض 1.5m و ارتفاع 2.1m در طبقه اول ایجاد شود، مقاطع را کنترل کنید.

جدول ۶-۱: مشخصات هندسی تیر و ستون

		Column			Beam						
	t_w (cm)	IPB	I_x	A	IPB	I_x	A	hc	L_{cf}	$tg \alpha$	α
6	0.4	400	57680	198	500	107200	628	280	560	1.03	46
5	0.4	400	57680	198	300	25170	149	290	560	0.94	43
4	0.4	500	107200	628	300	25170	149	282.5	550	0.89	42
3	0.5	500	107200	628	450	3980	218	282.5	550	0.91	42
2	0.5	500	107200	628	300	25170	149	290	550	0.87	41
1	0.5	500	107200	628	300	25170	149	305	550	0.86	41

در شکل ۶-۱۱ نشان داده شده که دیوار به ۵ بخش تقسیم شده که باید ضخامت های آنها و همچنین نیروها در آنها کنترل شود.



شکل ۱۱-۶: بازشو در طبقه اول

با توجه به اینکه طول بازشو $L_2 = 2.1m$ است بنابراین

$$L_1 = \frac{L_{cf} - L_2}{2} = \frac{550 - 210}{2} = 170 \text{ cm}$$

بنابراین ضخامت لازم در دو طرف بازشو برابر است با:

$$t_{4.5} = t_w \left(\frac{L_{cf}}{L_{cf} - L_2} \right) = 0.4 \left(\frac{550}{550 - 210} \right) = 0.64 \text{ cm}$$

بنابراین از ورق با ضخامت 8mm در دو طرف بازشو استفاده می‌شود. و از همان ورق 4mm در بالای بازشو یعنی ناحیه ۱، ۲ و ۳ استفاده می‌شود.

بررسی المان‌های مرزی

الف) $LBE a$: المان قائم دو طرف بازشو

با توجه به یکسان بودن ضخامت ورق در دو طرف آن، بار گسترده عرضی ناشی از اختلاف ضخامت ورق بوجود نخواهد آمد. لذا:

$$w_u = 0$$

همچنین در نبود بار گسترده عرضی، نیروی محوری گسترده، برش و لنگر نیز برابر صفر خواهد بود.

$$\begin{cases} \vartheta = 0 \\ V_u = 0 \\ M_u = 0 \end{cases}$$

عکس‌العمل نیروهای داخلی المان c باعث ایجاد نیروی فشاری زیر می‌شود.

$$N_u = \frac{1}{4} R_y F_y t_1 h_{r1} = \frac{1}{4} \times 1.15 \times 2400 \times 0.8 \times 95 = 52440 \text{ (kg)}$$

در این المان با توجه به یکسان بودن ضخامت ورق در طرفین نیازی به کنترل سختی در صفحه ناست. اما ممان اینرسی لازم خارج صفحه آن باید بر اساس رابطه زیر کنترل شود:

$$I \geq h_1 t_1^3 j \rightarrow I \geq 95 \times 0.8^3 \times 3.81 = 185.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$j = 2.5 \left(\frac{h_c}{L_1} \right)^2 - 2 \geq 0.5 \rightarrow j = 2.5 \times \left(\frac{305}{200} \right)^2 - 2 = 3.81$$

ب) LBE المان بالای بازشو

اختلاف ضخامت ورق باعث ایجاد بار گسترده عرضی زیر در این المان می‌شود. پس:

$$w_u = \frac{1}{2} R_y F_y t_2 = \frac{1}{2} \times 1.15 \times 2400 \times 0.5 = 690 \text{ (kg/cm)}$$

بار محوری گسترده نیز برابر است با:

$$V_u = \frac{1}{2} R_y F_y t_2 = \frac{1}{2} \times 1.15 \times 2400 \times 0.5 = 690 \text{ (kg/cm)}$$

بار گسترده عرضی فوق، باعث ایجاد برش و لنگر زیر می‌شود. که بصورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$V_u = \frac{w_u L_2}{2} = \frac{690 \times 200}{2} = 69 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$M_u = \frac{w_u L_2^2}{12} = \frac{690 \times 200^2}{12} = 23 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

علاوه بر نیروی محوری گسترده، در سمت چپ و راست این المان نیروهای محوری متمرکز زیر نیز در طراحی لحاظ می‌شوند. که نیروی محوری در انتهای چپ برابر است با:

$$\begin{aligned} N_{ul} &= \frac{1}{4} R_y F_y (t_1 L_2 - t_1 h_1) \\ &= \frac{1}{4} \times 1.15 \times 2400 \times (0.5 \times 200 - 0.5 \times 95) = 36225 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

و نیروی محوری انتهای راست برابر است با:

$$\begin{aligned} N_{uR} &= \frac{1}{4} R_y F_y (t_1 L_2 + t_1 h_1) \\ &= \frac{1}{4} \times 1.15 \times 2400 \times (0.5 \times 200 + 0.5 \times 95) = 101775 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

ممان اینرسی لازم در صفحه در حالتی که انتهای گیردار فرض می‌شود برابر است با:

$$I \geq 0.00307 \times \frac{t_1 L_2^4}{h_1} = 0.00307 \times \frac{0.5 \times 200^4}{95} = 25852 \text{ (cm}^4\text{)}$$

پ) LBE المان قائم در اطراف بازشو

در این المان نیروهای موجود برابر است با:

$$w_u = \frac{1}{2} R_y F_y t_4 = \frac{1}{2} \times 1.15 \times 2400 \times 0.8 = 1104 \text{ (kg/cm)}$$

$$V_u = \frac{1}{2} R_y F_y t_4 = \frac{1}{2} \times 1.15 \times 2400 \times 0.8 = 1104 \text{ (kg/cm)}$$

$$V_u = \frac{w_u h_2}{2} = \frac{1104 \times 210}{2} = 115920 \text{ (kg)}$$

$$M_u = \frac{w_u h_2^2}{12} = \frac{1104 \times 210^2}{12} = 4.06 \times 10^5 \text{ (kg.cm)}$$

نیروی محوری در قسمت فوقانی المان برابر است با:

$$N_{u\ top} = \frac{1}{4}R_yF_y[t_2(L_2 + L_1) - t_4(h_2 + L_1)]$$

$$= \frac{1}{4} \times 1.15 \times 2400 \times [0.5 \times (200 + 150) - 0.8 \times (210 + 200)] = -105.57 \times 10^3 (kg)$$

علامت منفی به معنای کششی بودن نیرو است. و نیروی محوری در قسمت تحتانی المان برابر است با:

$$N_{u\ bot} = \frac{1}{4}R_yF_y[t_1(L_2 + L_1) + t_2(h_2 + L_1)]$$

$$= \frac{1}{4} \times 1.15 \times 2400 \times [0.5 \times (200 + 150) + 0.8 \times (210 + 200)] = 105.347.07 \times 10^3 (kg)$$

$$I \geq 0.00307 \times \frac{t_2 h_2^4}{L_1} = 0.00307 \times \frac{0.8 \times 210^4}{150} = 31.84 \times 10^3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

ت) $d\ LBE$: المان افقی خارج از راستای بازشو

$$w_u = \frac{1}{2}R_yF_y(t_4 - t_1) = \frac{1}{2} \times 1.15 \times 2400 \times (0.8 - 0.5) = 414 \text{ (kg/cm)}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times 1.15 \times 2400 \times (0.8 - 0.5) = 414 \text{ (kg/cm)}$$

$$V_u = \frac{w_u L_1}{2} = \frac{414 \times 200}{2} = 41.4 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

$$M_u = \frac{w_u L_1^2}{12} = \frac{414 \times 200^2}{12} = 1380 \times 10^3 \text{ (kg.cm)}$$

نیروی محوری فشاری در انتهای سمت راست برابر است با:

$$N_{u\ R} = \frac{1}{4}R_yF_y[t_1(h_1 + L_2) + t_2 h_2] = \frac{1}{4} \times 1.15 \times 2400 \times [0.5 \times (95 + 150) + 0.8 \times 210]$$

$$= 200.45 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

در صورتی که از المان‌های با مقطع یکسان در سمت راست دیوار برشی فولادی (بین پانل سه و پنج) استفاده

شود، تمام جمله‌های رابطه فوق مثبت خواهند بود. لذا نیروی محوری فشاری برابر است با:

$$N_{uR} = \frac{1}{4}R_y F_y [t_1(h_1 - L_2) + t_4 h_2] = \frac{1}{4} \times 1.15 \times 2400 \times [0.5 \times (95 - 150) + 0.8 \times 210] \\ = 96.95 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

نیروی محوری در انتهای سمت چپ برابر است با:

$$N_{uR} = \frac{1}{4}R_y F_y [t_1(h_1 - 2L_1 - L_2) + t_4(h_2 + 2L_1)] \\ = \frac{1}{4} \times 1.15 \times 2400 \times [0.5 \times (95 - 2 \times 200 - 150) + 0.8 \times (210 - 2 \times 200)] \\ = -261.86 \times 10^3 \text{ (kg)}$$

ممان اینرسی لازم در صفحه خمش برابر است با:

$$I \geq 0.00307 \frac{(t_4 - t_1)L_1^4}{h_2} = 0.00307 \times \frac{(0.8 - 0.5) \times 200^4}{210} = 2285.71 \times 10^3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

همچنین ممان اینرسی خارج صفحه که باید تامین شود برابر است با:

$$I \geq h_2 t_4^3 j \rightarrow I \geq 210 \times 0.8^3 \times 9.08 = 976.28 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$j = 2.5 \left(\frac{L_1}{h_2} \right)^2 - 2 \geq 0.5 \rightarrow j = 2.5 \times \left(\frac{200}{95} \right)^2 - 2 = 9.08$$

بر اساس مقاومت لازم، مقطع اولیه المان‌های محیطی تعیین می‌شود. معمولاً طراحان به جهت سادگی اجرا و همچنین تسهیل در تحلیل پانل‌ها، از یک نوع مقطع استفاده می‌کنند.

فصل هفتم:

اثر ترک بر دیوار برشی فولادی

فصل هفتم: اثر ترک بر دیوار برشی فولادی

مقدمه

در بسیاری از آزمایش‌های انجام شده بر روی دیوار برشی فولادی هر چند هدف پژوهشگران ارزیابی جوش، ترک و گسترش آن نبوده است اما با توجه به ماهیت جوش، ترک ناخواسته ایجاد شده و گسترش پیدا کرده است. وجود ترک نتایج تست‌ها را تحت تاثیر قرار می‌دهد. با بررسی این مطالعات می‌توان دریافت که حتی در شرایط کنترل شده آزمایشگاهی هم ترک به وجود می‌آید و طبیعتاً در شرایط اجرای کارگاهی این وضعیت بسیار وخیم‌تر خواهد بود. بنابراین در این فصل به بررسی اثر ترک بر رفتار دیوار برشی فولادی پرداخته می‌شود.

۷-۱ کلیاتی در خصوص مکانیک شکست و ترک

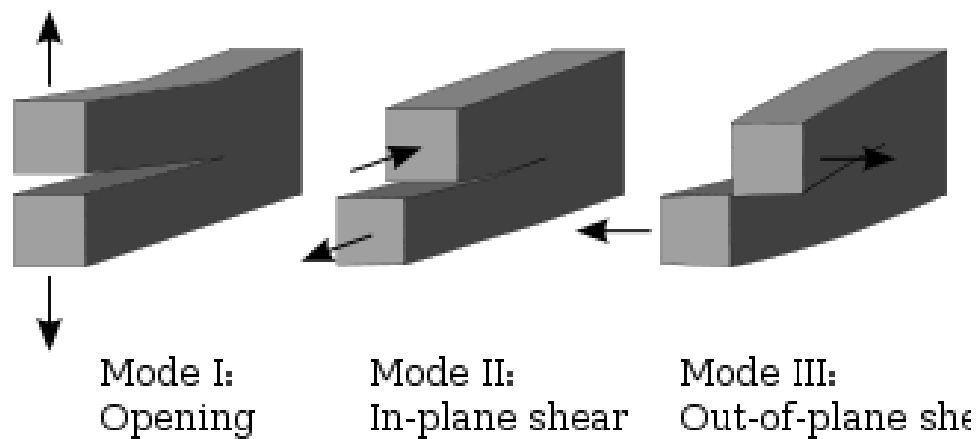
قبل از بحث بر روی ترک در دیوار برشی فولادی، کلیاتی از مکانیک شکست بیان می‌شود تا خواننده با اصول اولیه ترک و بررسی آن آشنا باشد. یک نکته حائز اهمیت آن است که فولاد نرمه ساختمانی که برای ساخت دیوار برشی فولادی به کار می‌رود، یک مصالح شکل‌پذیر است و برای بررسی اثر ترک بر رفتار آن، نیاز به استفاده از مکانیک شکست الاستیک - پلاستیک است. از آن جایی که ترک‌های مورد بحث، در مسیر جوشکاری و ناشی از نواقص جوشکاری هستند، فرض بر این است که در این ناحیه به دلیل تغییرات متالورژیکی ناشی از جوشکاری، ترک در یک ماده الاستیک خطی با

ناحیه پلاستیک کوچک^۱ گسترش می‌یابد. لذا برای مطالعه اثر ترک، روابط مکانیک شکست الاستیک خطی قابل استفاده هستند.

میدان تنش در مجاورت نوک ترک بستگی به طول ترک، تنش اعمال شده و ضریب مربوط به اندازه عضو و هندسه آن دارد. اولین گام در بررسی ترک، تحلیل تنش در قطعه ترک دار است که بوسیله آن، بررسی رشد ترک و در نتیجه حساسیت قطعه به ترک امکان پذیر است. میدان تنش در مجاورت نوک یک ترک می‌تواند با استفاده از یک سری تانسور تنش به صورت زیر نشان داده شود:

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{\sqrt{r}} \{ K_I f_{ij}^I(\theta) + K_{II} f_{ij}^{II}(\theta) + K_{III} f_{ij}^{III}(\theta) \} + \dots \quad ۷-۱$$

که در آن r, θ مختصات قطبی یک نقطه در مجاورت نوک ترک را بیان می‌کنند. همچنین K_I, K_{II}, K_{III} ضرایب شدت تنش هستند. سه مد بارگذاری برای ترک مطابق شکل ۷-۱ تعریف می‌شود.



شکل ۷-۱: مدهای بارگذاری ترک

در هر نقطه به مختصات (x, y, z) می‌توان تنش‌های $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ را تعریف کرد. برای تحلیل تنش در یک المان سازه‌ای ترک دار، نیاز به حل توأم معادلات میدانی شامل معادلات تعادل، سازگاری، و ساختاری است. در مسائل صفحه‌ای معادلات تعادل عبارتند از:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0 \quad ۷-۲$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = 0 \quad ۷-۳$$

اگر جابجایی در جهت X و Y را به ترتیب با u و v نشان دهیم، بین کرنش ها و جابجایی ها رابطه های زیر برقرار است:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad ۷-۴$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad ۷-۵$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad ۷-۶$$

اگر تابعی مانند ψ که به عنوان تابع ایری^۱ معروف است را بتوان یافت به طوری که مولفه های تنش به صورت زیر این تابع به دست آیند، در این صورت معادلات تعادل برقرار خواهند بود.

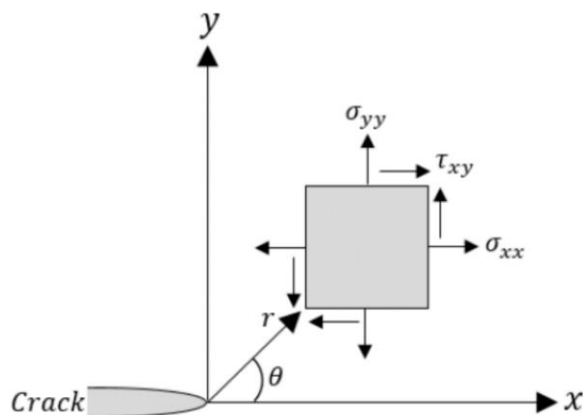
$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} \quad ۷-۷$$

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} \quad ۷-۸$$

$$\tau_{xy} = -\frac{\partial^2 \psi}{\partial x \partial y} \quad ۷-۹$$

با در نظر گرفتن قانون هوک به عنوان معادلات ساختاری، از حل توأم معادلات پیش گفته شده، میدان تنش محاسبه خواهد شد. بر این اساس، برای یک المان کوچک به ابعاد dx و dy و به فاصله r از نوک ترک و با زاویه θ نسبت به صفحه ترک انتخاب شود، تنش های نرمال و برشی به صورت رابطه ۷-۱۰ و شکل ۷-۲ خواهد بود.

^۱ Airy



شکل ۷-۲: میدان تنش در نوک ترک

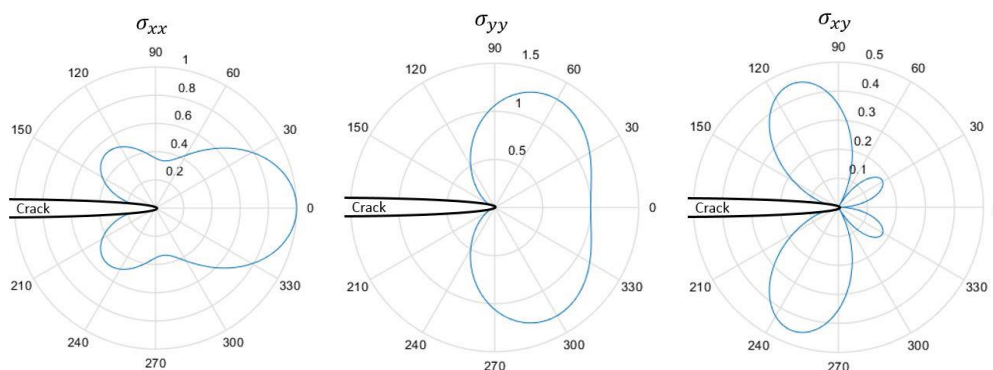
$$\sigma_{xx}(r, \theta) = \frac{KI}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right] - \frac{KII}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \left[2 + \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \right]$$

$$\sigma_{yy}(r, \theta) = \frac{KI}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right] - \frac{KII}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2}$$

۷-۱۰

$$\tau_{xy}(r, \theta) = \frac{KI}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} + \frac{KII}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \left[2 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right]$$

وضعیت میدان تنش در نوک ترک در شکل ۷-۳ نمایش داده شده است.

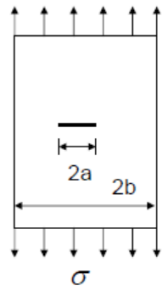
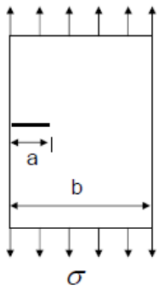
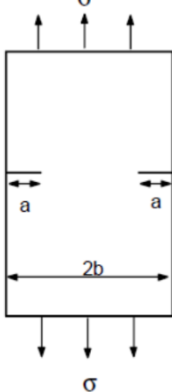
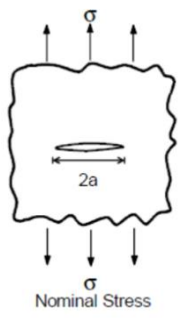
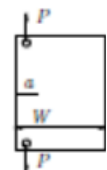
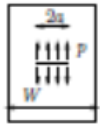
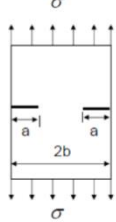
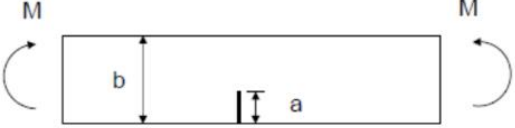
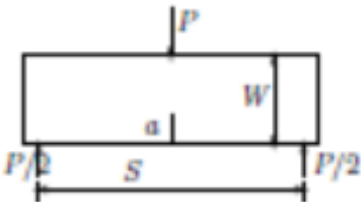


شکل ۷-۳: وضعیت تنش‌ها در نوک ترک در حالت صفحه‌ای

در معادلات ۷-۱۰ ضرایب K_I, K_{II} به عنوان ضرایب شدت تنش شناخته می‌شوند. روش‌های متعددی برای محاسبه این ضرایب پیشنهاد شده است که آن‌ها را می‌توان به روش‌های تحلیلی، روش‌های عددی، و روش‌های آزمایشگاهی دسته بندی نمود. روش‌های تحلیلی را به دلیل پیچیدگی محاسبات فقط برای اشکال هندسی ساده با بارگذاری ساده می‌توان بکار برد. این روش‌ها شامل روش توابع پتانسیل موسخلیشویلی، توابع تنش وسترگارد، توابع وزنی

بوکنر، روش ضرایب شدت تنش از طریق ضریب تمرکز تنش ایروین، ... است. مسائلی که بتوان با استفاده از روش‌های تحلیلی به نتیجه رسید بسیار محدود است. این ضرایب برای برخی حالات بارگذاری ساده توسط پژوهشگران محاسبه شده‌اند که در شکل ۷-۴ نمایش داده شده است.

محاسبه ضریب شدت تنش با استفاده از روش‌های آزمایشگاهی را می‌توان به صورت روش فتوالاستیک و یا روش‌های مکانیکی انجام داد. لذا علاوه بر آنکه دارای مشکلات و پیچیدگی‌های خاصی است، بسیار هزینه بر و گران هستند. از این رو به عنوان یک راه حل کارا می‌توان از روش المان محدود با دقت مناسب برای تعیین ضرایب شدت تنش و همچنین تعیین تنش‌ها استفاده نمود. البته در شرایط هندسه و بارگذاری ساده، روش‌های تحلیلی بسیار ساده‌تر از روش المان محدود هستند. هرچند روش المان محدود ساده‌تر از روش‌های تحلیلی و آزمایشگاهی است و بسیار ارزانتر از روش‌های آزمایشگاهی است اما پیچیدگی‌های خاص خود را هم دارد که ضرورت آشنایی با نرم افزارهای المان محدود را می‌طلبد. در بسیاری از نرم افزارهای المان محدود قابلیت محاسبه ضریب تمرکز خودکار تنش وجود ندارد. بنابراین انتخاب نوع نرم افزار برای تحلیل تنش و همچنین ضریب شدت تنش از اهمیت بالایی برخوردار است.

 $K_I = f(g, a) \sigma \sqrt{\pi a}$ $f(g, a) = \sqrt{\sec\left(\frac{\pi a}{2b}\right)}$ $\cong 1 \quad (b \gg a)$	 $K_I = f(g, a) \sigma \sqrt{\pi a}$ $f(g, a) = 1.12 - 0.231(a/b) + 10.55(a/b)^2 - 21.72(a/b)^3 + 30.39(a/b)^4$	 $= 1.12 \sigma \sqrt{\pi \cdot a} \cdot \left[\sec\left(\frac{(\pi \cdot a)}{(2 \cdot b)}\right) \right]^{1/2}$
Infinite Width Plate  Nominal Stress σ $K = \sigma \sqrt{\pi \cdot a}$	 $K_I = \frac{P}{BW^{1/2}} \left[29.6 \left(\frac{a}{W} \right)^{1/2} - 183.3 \left(\frac{a}{W} \right)^{3/2} + 633.7 \left(\frac{a}{W} \right)^{5/2} - 1017 \left(\frac{a}{W} \right)^{7/2} + 638.9 \left(\frac{a}{W} \right)^{9/2} \right]$  $K_I = p \sqrt{\pi a}$ P per unit thickness	 $K_I = f(g, a) \sigma \sqrt{\pi a}$ $f(g, a) = 1.12 + 0.203(a/b) - 1.197(a/b)^2 + 1.930(a/b)^3$
 t = thickness $\sigma = 6M / tb^2 = \text{max tensile bending stress}$ $K_I = f(g, a) \sigma \sqrt{\pi a}$ $f(g, a) = 1.122 - 1.40(a/b) + 7.33(a/b)^2 - 13.08(a/b)^3 + 14.0(a/b)^4$  $K_I = \frac{PS}{BW^{3/2}} \left[2.9 \left(\frac{a}{W} \right)^{1/2} - 4.6 \left(\frac{a}{W} \right)^{3/2} + 21.8 \left(\frac{a}{W} \right)^{5/2} - 37.6 \left(\frac{a}{W} \right)^{7/2} + 37.7 \left(\frac{a}{W} \right)^{9/2} \right]$		

شکل ۴-۷: ضرایب شدت تنش برای چند نوع بارگذاری ساده

۷-۲ روش‌های تعیین انرژی کرنشی

محاسبه ضریب شدت تنش به طور مستقیم با توزیع تنش در اطراف نوک ترک مرتبط است و برای محاسبه دقیق آن باید بتوان معادلات حاکم و مقادیر تنش در اطراف نوک ترک را محاسبه نمود. در برخی مسائل مانند ترک‌های سطحی سه بعدی، ترک در مواد غیرایزوتروپیک، و یا حالت مود ترکیبی، محاسبه و توزیع تنش در نوک ترک بسیار پیچیده است. لذا استفاده از کمیت انرژی رها شده که به طور مستقیم با نوک ترک مرتبط نبوده و تابع پاسخ کلی قطعه نسبت به نیروست، می‌تواند کارا باشد. به عبارت دیگر چون میزان انرژی تابع حاصل ضرب نیرو در جابجایی است و عبارت $\frac{1}{\sqrt{r}}$ در محاسبات به صورت مستقیم دخیل نیست بنابراین حالت ویژه وجود نخواهد داشت. در نتیجه می‌توان از تحلیل عمومی تنش و جابجایی به انرژی کرنشی دست پیدا کرد. محاسبه انرژی کرنشی با استفاده از روش‌های تجربی (آزمایشگاهی) و عددی میسر است. از نظر روش‌های تجربی، آزمایش‌های استاندارد برای این منظور موجود است.

بر اساس معیار انرژی، رشد ترک در صورتی اتفاق می‌افتد که انرژی لازم برای رشد سطح ترک به اندازه dA توسط سیستم تامین شود. به زبان ریاضی رشد ترک به صورت زیر است:

$$\frac{d(U - F + W)}{dA} = 0 \quad ۱۱-۷$$

$$\frac{d(F - U)}{dA} = \frac{dw}{dA} \quad ۱۲-۷$$

در این روابط: U انرژی موجود در ورق، W انرژی لازم برای تشکیل ترک و F کار انجام شده توسط نیروی خارجی است. نرخ انرژی رها شده G یا نیروی گسترش ترک برابر است با:

$$G = \frac{d(F - U)}{dA} \quad ۱۳-۷$$

برای به دست آوردن G می‌توان یکی از سه روش زیر را بکار گرفت.

- ابتدا K را از روش ASME-399 برای قطعه به دست آورده سپس بر اساس K مقدار G محاسبه شود.

- از انرژی کل U نسبت به A مشتق گیری می‌شود تا G به دست آید. با فرض ضخامت ثابت B ، برای جسم،

رابطه $dA = B da$ برقرار است که در آن a طول ترک است.

$$G = \frac{1}{B} \left(\frac{dU}{da} \right)_p = - \frac{1}{B} \left(\frac{dU}{da} \right)_v \quad ۱۴-7$$

- روش وادادگی

$$G = \frac{d(F - U)}{dA}$$

$$G = \frac{d}{da}(F - U) = \frac{1}{B} \left(P \frac{dV}{da} - \frac{dU}{da} \right) \quad ۱۵-7$$

$$U = \frac{1}{2} PV$$

$$V = CP$$

$$G = \frac{P^2}{2B} \frac{\partial C}{\partial a} \quad ۱۶-7$$

برای یافتن G باید از تابع C نسبت به a مشتق گرفت سپس در $\frac{P^2}{2B}$ نمود تا مقدار G به دست آید. در این

رابطه B ضخامت قطعه است. همچنین R نیروی مقاومت ترک عبارت است از:

$$R = \frac{dW}{da} \quad ۱۷-7$$

۷-۳ اثرات پلاستیسیته نوک ترک

بر اساس تحلیل الاستیک که در قسمت قبل انجام شد، اگر فاصله از نوک ترک به صفر میل داده شود مقدار تنش به سمت بی‌نهایت میل می‌کند که این مطلب را نمی‌توان در موارد واقعی انتظار داشت. حد مقدار واقعی تنش با استفاده تنش تسلیم ماده کنترل می‌شود. بنابراین لازم است در نوک ترک وضعیت پلاستیسیته نیز روشن شود. ایروین^۱ [77] فرض کرد که پدیده پلاستیسیته نوک ترک طوری اتفاق می‌افتد که گویا طول ترک از مقدار فیزیکی و واقعی آن بزرگتر است. در اثر پلاستیسیته نوک ترک، جابجایی بیشتر و سختی آن از سختی الاستیک کمتر می‌شود. بر اساس معیار Irwin مطابق شکل (۷-۵) شعاع ناحیه پلاستیک و طول ترک معادل به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\sigma_{yield} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r_y}} \xrightarrow{r_y = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{K_I}{\sigma_{yield}} \right)^2} r_p = r_y \quad ۱۸-7$$

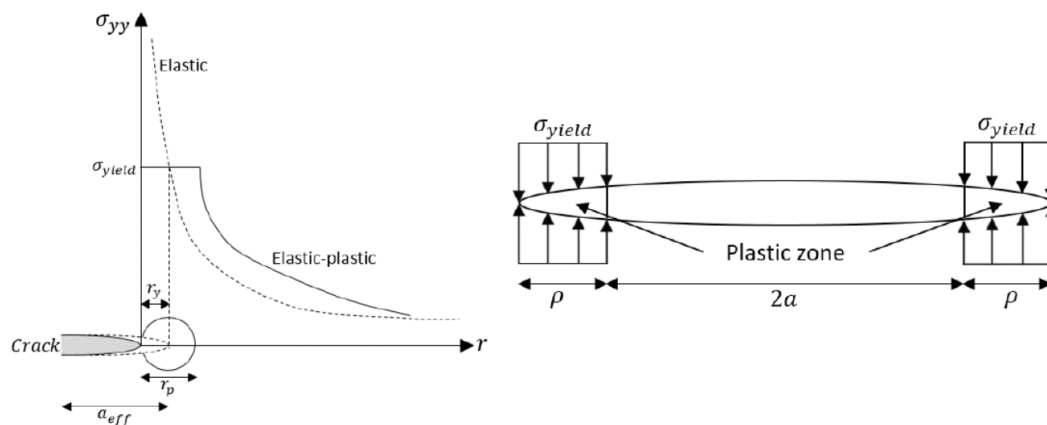
^۱ Irwin

بر اساس تخمین دوم Irwin، طول ناحیه پلاستیک دوبرابر مقدار بدست آمده در بالا یعنی برابر $r_p^* = 2r_p$ است.

$$a_{eff} = a + r_y \quad ۱۹-۷$$

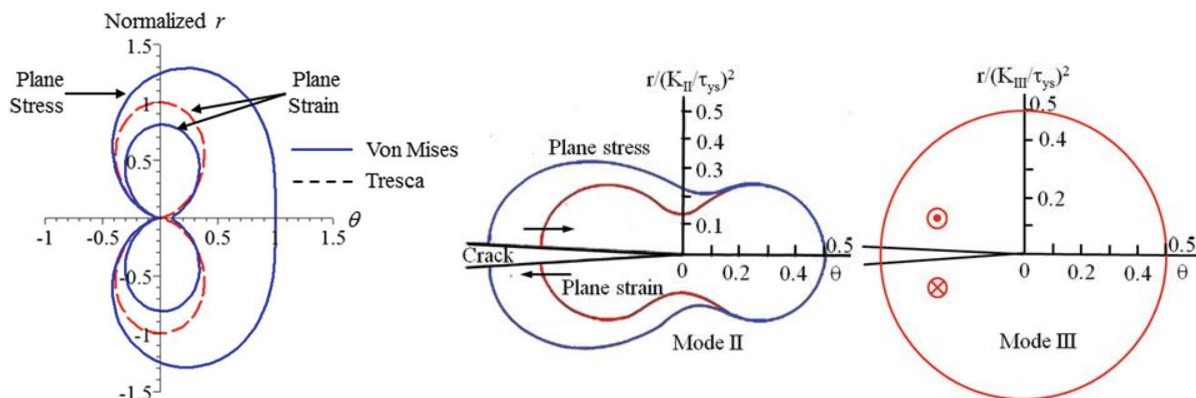
در شکل ۷-۵ مقدار ρ بر اساس Dugdale به صورت زیر محاسبه می شود [78].

$$\rho = \frac{\pi}{8} \left(\frac{K_I}{\sigma_{yield}} \right)^2 \approx r_y \quad ۷-۲۰$$



شکل ۷-۵: پلاستیسیته نوک ترک [78]

هرچند تاکنون پیشرفت های زیادی در خصوص پلاستیسیته نوک ترک حاصل شده است اما همچنان پیچیدگی های آن پابرجاست. در بخش قبل برای سادگی فرض شد که منطقه پلاستیک به شکل دایره است. شکل دقیق تر منطقه پلاستیک بر اساس معیار تسلیم Von-Mises و Tresca برای θ های مختلف در شکل ۷-۶ نمایش داده شده است. با استفاده از روش های تجربی نیز می توان اثرات پلاستیسیته ترک را محاسبه نمود. اگر المان تحت تاثیر مدهای ترکیبی باشد، ناحیه پلاستیک بیشتر می شود. با توجه به اینکه در دیوار برشی فولادی، مدهای ترکیبی اتفاق می افتد لذا پیچیدگی مساله بیشتر خواهد شد.



شکل ۷-۶: شکل منطقه پلاستیک بر اساس معیارهای تسلیم [78]

۷-۴ انتگرال J

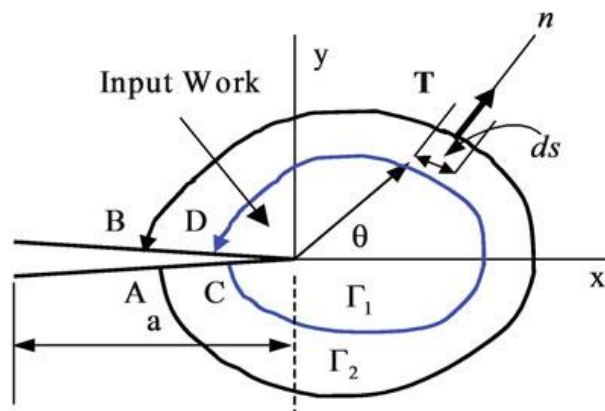
برای محاسبه G از روابط (۷-۱۴) تا (۷-۱۶) فرض می‌شود که منطقه پلاستیک نوک ترک به قدری کوچک است که مکانیک شکست الاستیک خطی قابل کاربرد باشد. برای مبنای این فرض، نرخ انرژی رها شده G تحت تاثیر تغییر شکل پلاستیک نوک ترک ناست و از میدان تنش الاستیک پیروی می‌کند. اگر از منطقه پلاستیک صرفنظر نشود، G تحت تاثیر ناحیه پلاستیک قرار می‌گیرد. انتگرال J یک موفقیت بزرگ در زمینه مکانیک شکست است به طوری که این روش ابتدا به عنوان روشی برای محاسبه میزان انرژی رها شده یک ماده همگن خطی و غیرخطی فارغ از نیروهای حجمی و تنش‌های اولیه معرفی شد. اما امروزه این روش قدرتمند برای مواد الاستوپلاستیک، ترک‌های سه بعدی و همچنین مودهای مختلف و ترکیب مودهای شکست نیز گسترش داده شده است.

$$J = \int_{\Gamma} (W dy - T_i \frac{d_i}{dx} ds) \quad 7-21$$

در این انتگرال T بردار تنش عمود بر Γ و در جهت خارج آن (به طوری که مولفه‌های آن عبارتند از: $T_i = \sigma_{ij} n_j$) است. u_i مولفه بردار جابجایی و همچنین ds یک المان طولی از کانتور Γ است. انتگرال J مستقل از مسیر است یعنی در شکل ۷-۷ مقدار $J_{\Gamma 1} = J_{\Gamma 2}$ است. همچنین محاسبه رابطه زیر منجر به رابطه $G=J$ می‌شود.

$$J = r \int_{-\pi}^{\pi} \left[W(r, \theta) \cos \theta - T(r, \theta) \frac{du_i}{\partial x_i} \right] d\theta \quad 7-22$$

چون انتگرال J مستقل از مسیر است لذا می‌توان مسیر را طوری انتخاب نمود که محاسبه انتگرال ساده باشد.



شکل ۷-۷: کانتور در اطراف ترک

استفاده از انتگرال J هرچند یک ابزار بسیار قدرتمند در تحلیل‌های خطی و غیرخطی و همچنین مسائل گسترش ترک است اما استفاده از آن دارای پیچیدگی‌های ریاضی است.

۵-۷ روش المان محدود

حل مسئله ترک به روش‌های تحلیلی بیان شده در بخش‌های قبل فقط برای دسته محدودی از مسائل قابل استفاده است. حتی با وجود پیشرفت‌های چشمگیر در علم مکانیک شکست، استفاده از روش‌های تحلیلی بسیار پیچیده، زمانبر و گاهی غیرممکن است. روش المان محدود بسیاری از این مشکلات را برطرف کرده است و می‌تواند به عنوان یک راه حل منطقی مورد استفاده قرار گیرد. هر چند استفاده از روش المان محدود نیاز به مهارت استفاده از نرم افزارها مخصوصاً در مسائل رشد ترک دارد اما همچنان راه کاری بسیار مفید و موفق است. از طرفی تحلیل تنش دیوار برشی فولادی با توجه به اثرات چند پدیده مانند پلاستیسیته نوک ترک، پلاستیسیته سطح ورق خارج از محدوده از ترک، کمانش خطی و کمانش غیرخطی ورق فولادی و همچنین گسترش ترک بسیار پیچیده است. در نظر گرفتن هر کدام از این پدیده‌ها در تحلیل‌های غیرخطی کاری بسیار دشوار است حال آنکه اثرات چند پدیده بیان شده ممکن است همزمان اتفاق بیفتند که تحلیل‌ها را دچار پیچیدگی زیادی می‌کنند. حتی در صورت عدم وجود ترک، همچنان توزیع تنش در ورق فولادی دارای پیچیدگی‌های بسیاری است که پژوهشگران مطالعات گسترده‌ای بر روی آن انجام داده‌اند. توزیع تنش در ورق فولادی از یک توزیع یکنواخت پیروی نمی‌کند که این مساله بر مشکلات تحلیلی آن می‌افزاید. وجود ترک و همچنین پلاستیسیته در ورق فولادی باعث بیشتر شدن این پیچیدگی و مشکلات تحلیلی آن می‌شود. در دیوارهای

برشی فولادی، ترکیب مود اول و دوم شکست برای ترک ایجاد می‌شود. بنابراین استفاده از روش المان محدود برای بررسی اثر ترک بر رفتار دیوار برشی فولادی کاملاً منطقی به نظر برسد. البته صحت سنجی نتایج المان محدود با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی ضروری است.

۶-۷ ایجاد ترک در نمونه‌های آزمایشگاهی

با توجه به ارتفاع طبقه و عرض ورق‌های موجود و همچنین تکنیک‌های اجرایی، غالباً در عمل نمی‌توان از ورق یکپارچه برای اجرای دیوار برشی فولادی استفاده نمود. و یا حتی اگر از ورق فولادی یک پارچه استفاده شود، وجود وصله در ورق فولادی ناگزیر است. شکل ۸-۷ نمایی از دیوار برشی فولادی اجرا شده‌ای را نشان می‌دهد که از دو ورق مجزا تشکیل شده و به وسیله جوش به هم متصل شده‌اند. با توجه به اجرای مشکل این جوش و اینکه چنین جوشی در محل اجرا انجام خواهد شد، حتی با وجود جوشکار ماهر و نظارت مناسب، کیفیت مناسبی نخواهد داشت. برای رفع این مشکل می‌توان از اتصال پیچی نیز استفاده نمود اما با توجه به افزایش هزینه ساخت، مجریان تمایلی به وصله پیچی ندارند و معمولاً در سراسر دنیا این وصله به صورت جوشی (جوش دو ورق دیوار در کنار هم) انجام می‌شود. با توجه به ضخامت کم ورق‌های فولادی، و مشکلات بیان شده اجرایی، وجود ترک ناگزیر است. ترک عموماً در اثر بارهای رفت و برگشتی، خوردگی، جوشکاری ناقص و... بوجود می‌آید که با گسترش آن، امکان گسیختگی کلی نیز وجود خواهد داشت. حتی اگر ترک آن نیز تشخیص داده شود، تعمیر دیوار به راحتی قابل انجام نیست. لذا باید بررسی شود که وجود ترک تا چه حدی قابل اغماض یا قابل تعمیر است. همچنین ترک در چه ناحیه‌ای از دیوار بیشترین تاثیر بر رفتار لرزه‌ای را خواهد داشت و نمودار بار-تغییر مکان سازه چگونه قابل دستیابی است.



شکل ۷-۸: نمونه اجرایی دیوار برشی فولادی

در بسیاری از مطالعات آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی، پدیده ترک و رشد آن مشاهده شده است. در این آزمایش ها، هر چند هدف پژوهشگران ارزیابی ترک و گسترش آن نبوده است اما با توجه به ماهیت ترک، ناخواسته ایجاد می شود و گسترش پیدا می کند و آزمایش دیوار را تحت تاثیر قرار خواهد داد. با بررسی این مطالعات می توان دریافت که حتی در شرایط کنترل شده آزمایشگاهی هم ترک به وجود می آید تبعا در شرایط اجرای کارگاهی این وضعیت بسیار وخیم تر خواهد بود. در شکل های ۹-۷ تا ۱۱-۷ وجود ترک و گسترش آن در نمونه های آزمایشگاهی نشان داده شده است.

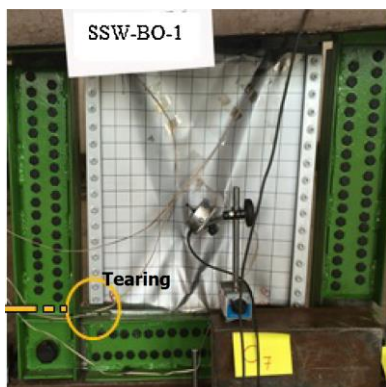
نتایج آزمایش نشان داده شده در شکل ۹-۷ بیانگر آن است که ایجاد ناگهانی ترک در نمونه مانع از تسلیم ورق شده و نتایج آزمایش را به شدت تحت تاثیر قرار داده است. پژوهشگران رفتار دیوار برشی فولادی را برای ارزیابی قابلیت های آن در بهسازی لرزه ای مورد بررسی قرار دادند، شکل ۱۰-۷. در یکی از این آزمایش ها به دلیل گسترش ترک در ورق فولادی، شکل پذیری پایین نشان داد. هر چند هدف این پژوهشگران ارزیابی ترک و گسترش آن نبود اما نتیجه نشان داد که گسترش ترک باعث کاهش شدید شکل پذیری می شود.



شکل ۹-۷: گسترش ترک در مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی دو طبقه [79]



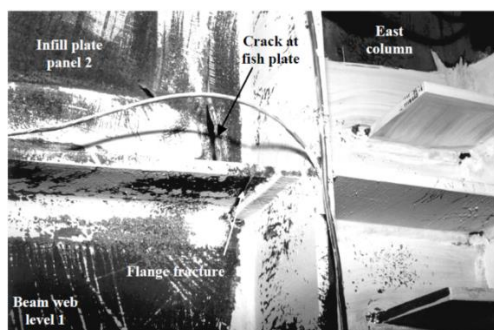
شکل ۷-۱۰: گسترش ترک در ورق فولادی [80]



[81]



[75]



[82]



[83]



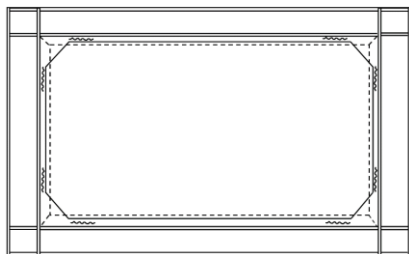
شکل ۷-۱۱: ایجاد ترک در نمونه آزمایشگاهی

در سال ۲۰۱۵ پژوهشگران [84] مطالعاتی را بر روی ورق‌های موجدار دارای ترک انجام دادند. نتایج این تحقیقات نشان می‌دهد که طول اولیه ترک در گسترش آن اهمیت دارد. این پژوهشگران اثر نسبت‌های هندسی بر رفتار پس کمانشی ورق دارای ترک میانی در حالت بارگذاری برشی بررسی نمودند. از چنین وضعیتی می‌توان در خصوص دیوارهای برشی فولادی نیز استفاده نمود هر چند رفتار پس کمانشی آنها بسیار با هم متفاوت است. در اوایل سال ۲۰۱۷ پژوهشگران مطالعات آزمایشگاهی را بر روی دیوار برشی فولادی انجام دادند که در آن ورق فولادی با بازشو و بدون بازشو تنها به تیر وصل شده بود و بین ورق فولادی و ستون فاصله کوچکی ایجاد شد [81]. در تمامی مدل‌های آزمایشگاهی، گسیختگی در گوشه‌های ورق آغاز شد و طی چند سیکل اولیه بارگذاری، گسترش ترک خستگی ایجاد شد. بنابراین افت شدید سختی و مقاومت در همان چرخه‌های اول بارگذاری در نمونه‌ها مشهود بود. هر چند گسترش ترک در نمونه‌ها در چرخه‌های اول بارگذاری ایجاد شد و ترک گسترش یافت و باعث افت رفتار شد، اما گسترش ترک باعث گسیختگی ناگهانی دیوار نشد. نتایج آزمایشگاهی جذب انرژی بالای دیوارها را نشان می‌دهد هر چند با افت شدید مقاومت همراه بود. در دریافت ۳٪ حدوداً جذب انرژی از ۷۰٪ به ۲۰٪ کاهش پیدا نمود.

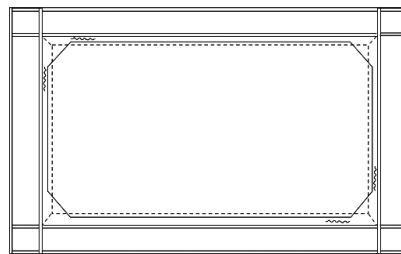
۷-۷ اثر ترک بر رفتار دیوار برشی فولادی

مولفین اثر ترک بر رفتار دیوار برشی فولادی سخت نشده را به روش المان محدود به صورت جامع مورد بحث قراردادند [11,32,33]. بدین منظور وضعیت ترک در حالت‌های مطابق شکل ۷-۱۲ را بررسی نمودند. ترک‌های در نظر گرفته شده، ترک‌های محتمل بر حسب شرایط اجرایی و همچنین مشاهدات آزمایشگاهی انتخاب شده بود.

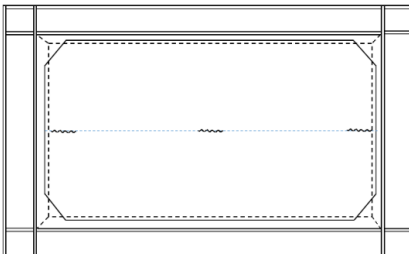
نتایج نشان داد که در تحلیل‌های پوش آور، محل ترک در پایین یا بالای ورق تأثیری یکسانی بر رفتار دیوار برشی فولادی دارد. به عبارت دیگر ترک در پایین ورق در مقایسه با بالای ورق تفاوتی با هم ندارد. دلیل این عدم تفاوت رفتار در بالا و پایین ورق ناشی از شرایط تکیه‌گاهی یکسان برای چهار طرف ورق است که از تیرها و ستون‌های اطراف آن ناشی می‌شود. ممان اینرسی بالای تیر و ستون در اطراف ورق شرایط تکیه‌گاهی یکسانی را برای ورق ایجاد می‌کند. علاوه بر آن وجود ترک قائم در سمت موافق بارگذاری یا خلاف آن نیز از همین شرایط تبعیت می‌کند.



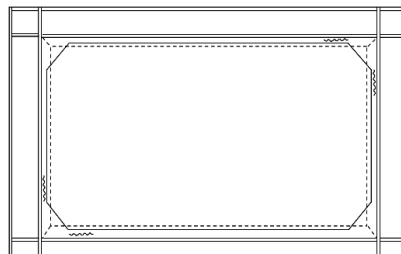
انواع ترک‌های محتمل در کنج‌های دیوار برشی فولادی



ترک‌های ایجاد شده در قطر فشاری



ترک در محل اتصال دو ورق



ترک‌های ایجاد شده در قطر کششی

شکل ۷-۱۲: ترک‌های محتمل در دیوار برشی فولادی

مقایسه رفتار دیوارها با وجود ترک در قطر کششی و قطر فشاری نشان می‌دهد که هر چند شرایط تکیه‌گاهی و بارگذاری یکسان است اما پاسخ سازه برای وجود ترک در قطر کششی و قطر فشاری مقداری با هم تفاوت دارد. دلیل اصلی آن را چنین می‌توان توجیه نمود که در اثر اعمال بار، گوشه‌های قطر فشاری در حالت الاستیک باقی می‌ماند و در آن میدان کشش قطری تشکیل نمی‌شود اما گوشه‌های قطر کششی میدان کشش قطری ایجاد می‌شود. لذا وجود ترک در قطر فشاری تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر رفتار دیوار ندارد و حتی در صورت وجود ترک با طول اولیه کم گسترش نخواهد یافت. با توجه به اینکه میدان کشش قطری در گوشه قطر فشاری تشکیل نمی‌شود بنابراین رفتار قطر کششی بحرانی‌تر از قطر فشاری است.

اگر طول اولیه ترک کم باشد تفاوتی بین ترک افقی و قائم وجود ندارد به عبارت دیگر در طول ترک اولیه کوچک، تاثیر ترک افقی و قائم بر رفتار دیوار یکسان است. اما اگر طول اولیه ترک زیاد باشد با وجود ترک افقی، در مراحل مختلف باربری سیستم با توجه به طول اولیه ترک دیوار دچار گسیختگی می‌شود حال آنکه در دیوارهای با ترک قائم با هر شرایط نسبت طول به ارتفاع ورق گسیختگی کلی ایجاد نمی‌شود و گسیختگی‌های موضعی در ورق ایجاد می‌شود. بنابراین اگر طول اولیه ترک کم باشد، نوع ترک تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر پارامترهای لرزه‌ای ندارد. اما اگر طول

اولیه ترک زیاد باشد، نوع ترک تاثیر چندانی بر سختی الاستیک و تغییر مکان تسلیم سیستم ندارد اما سایر پارامترها را تحت تاثیر قرار می‌دهد. و بیشترین تاثیر بر تغییر مکان نهایی و جذب انرژی سیستم است که ضریب رفتار را تحت تاثیر قرار می‌دهند. به طور کلی تغییر مکان تسلیم دیوار متاثر از نوع ترک نیست. بنابراین اثر ترک افقی بسیار مخرب تر از ترک قائم است. در هر شرایطی می‌توان دیوار با ترک قائم را به عنوان سیستم باربر جانبی در نظر گرفت در حالی که دیوارهای با ترک اولیه افقی زیاد را نمی‌توان به عنوان یک سیستم باربر جانبی تلقی کرد.

در ترک‌های افقی، با افزایش طول اولیه ترک، گسیختگی زودتر اتفاق خواهد افتاد. با کاهش تغییر مکان نهایی سیستم، شکل‌پذیری، جذب انرژی و همچنین مقاومت نهایی سیستم کاهش پیدا می‌کند. بنابراین طول اولیه ترک تاثیر بسیار مهم بر رفتار سیستم دارد. همچنین طول اولیه ترک به شدت سختی را در ناحیه الاستیک و غیر الاستیک تحت تاثیر قرار خواهد داد. با افزایش طول ترک، افت شدید سختی ورق در نسبت دریافت کمتر از ۱،۰٪ آغاز خواهد شد. این نسبت دریافت حدوداً شروع تسلیم و تشکیل میدان کشش قطری است. با تشکیل میدان کشش قطری در ورق، سهم عمده تحمل بار جانبی به قاب منتقل می‌شود. بنابراین نمودارهای سختی قاب در مراحل اولیه بارگذاری یعنی دریافت کمتر از ۳،۰٪، روند صعودی را نشان می‌دهد و پس از آن، سختی دچار افت می‌شود. البته هر چه طول اولیه ترک بیشتر باشد، افت سختی هم در ورق و هم در قاب افزایش پیدا خواهد کرد. دلیل آن این نکته است که وجود ترک و رشد آن باعث می‌شود که قاب بار بیشتری را متحمل شود بنابراین مفصل پلاستیک زودتر تشکیل می‌شود.

نکته جالب توجه آن است که تغییرات رفتار قاب در شرایط مختلف تقریباً مشابه به هم بوده و اختلاف چندانی در مقایسه با تغییرات رفتاری ورق ندارد. در مقابل ورق‌ها با طول ترک یکسان رفتار وابسته به نسبت L/h را نشان می‌دهند. هر چه این نسبت افزایش پیدا می‌کند سطح نمودار به سمت بالا حرکت می‌کند و افزایش پارامترهای لرزه‌ای را نشان می‌دهد هر چند تغییرات چندانی در رفتار قاب ایجاد نمی‌شود. بنابراین برای دست یابی به نمودار پوش آور دیوار ترک دار، می‌توان رفتار قاب را در حالت حدی نهایی برآورد نمود و فقط با اطلاع از رفتار ورق به رفتار نهایی دیوار دست پیدا کرد. این ایده در فصل آینده گسترش داده خواهد شد.

در شروع بارگذاری بیشترین بار توسط ورق، برای طول ترک کم بین ۵۵ تا ۷۰٪ از کل بار جانبی، تحمل می‌شود. پس از تشکیل میدان کشش قطری سهم باربری ورق کم شده و باربری به قاب محول می‌شود. هر چه L/h بیشتر باشد سهم باربری جانبی ورق از قاب بیشتر می‌شود. این رویه در تمام طول ترک‌ها صادق است و همواره سهم ورق از بار جانبی به صورت نزولی و سهم قاب از بار جانبی به صورت صعودی است.

مولفین با مقایسه سهم باربری قاب و ورق در دیوار برشی فولادی ترک دار دریافتند که تغییر باربری سهم ورق و قاب در دریافت حدودا ۰٫۱٪ برای انواع طول ترک‌هاست. این دریافت بر اساس ترسیم سهم باربری قاب و ورق از بار جانبی حاصل شد. سهم باربری قاب و ورق فولادی تصدیق جالبی از ضریب نامعینی بالای دیوار برشی فولادی را نشان می‌دهد. هر چند در دیوار ترک دار، قسمتی از ورق از باربری خارج می‌شود و در باربری شرکت نمی‌کند اما با تغییر زاویه میدان کششی قطری، لایه های کناری ورق بار اضافی را تحمل می‌کنند و مانع از گسیختگی آن می‌شوند تا جایی که ورق نتواند این میدان را تشکیل دهد.

در دیوارهای با ترک قائم، با ایجاد ترک و گسترش آن، میدان کشش قطری تغییر زاویه داده و با اتکا به دو تیر بالا و پایین زاویه تغییر می‌کند. همچنین هر چه طول ترک افزایش پیدا کند رفتار سیستم افت خواهد داشت که قابل انتظار نیز بود. همچنین مقایسه سختی غیرالاستیک نمونه نشان می‌دهد که در تمام سیستم‌ها با هر طول ترک اولیه در دریافت حدودا بین ۰٫۲٪ تا ۰٫۴٪ رفتار تقریبا منطبق بر هم را خواهند داشت. دلیل اصلی آن این است که در این محدوده باربری اصلی بوسیله قاب انجام می‌شود. در دیوارهای با ترک قائم نیز با افزایش طول ترک، ورق افت شدید سختی را در نسبت دریافت کمتر از ۰٫۱٪ خواهد داشت. این دریف حدودا شروع تسلیم و تشکیل میدان کشش قطری است. با شروع تشکیل میدان کشش قطری در ورق، تحمل باربری جانبی از ورق به قاب منتقل می‌شود. بنابراین نمودار سختی قاب حالت صعودی سختی در مراحل اولیه بارگذاری یعنی درفت کمتر از ۰٫۳٪ را نشان می‌دهد و پس از آن سختی دچار افت می‌شود. البته هر چه ترک در ورق بیشتر باشد، افت سختی هم در ورق و هم در قاب افزایش پیدا خواهد کرد. دلیل آن این نکته است که وجود ترک و افزایش آن باعث می‌شود که قاب بار بیشتری را متحمل شود بنابراین مفصل پلاستیک زودتر در آن تشکیل می‌شود.

در دیوارهای با ترک قائم، در شروع بارگذاری بیشترین بار توسط ورق تحمل می‌شود، که این مقدار برای دیوارهای با طول ترک کم بین ۵۶ تا ۶۹٪ کل بار جانبی است. پس از تشکیل میدان کشش قطری سهم باربری ورق کم شده و باربری از ورق به قاب محول می‌شود. هر چه نسبت L/h بیشتر باشد سهم باربری جانبی ورق از قاب بیشتر می‌شود. این رویه در تمام طول ترک‌ها صادق است و همواره سهم ورق از بار جانبی به صورت نزولی و سهم قاب از بار جانبی به صورت صعودی است. باید توجه نمود که نمودار پوش آور قاب به صورت جداگانه متأثر از سهم باربری نیست و تنها این سهم باربری می‌تواند گسیختگی سازه را متأثر شود.

با ترسیم سهم باربری جانبی ورق و قاب به صورت جداگانه با نسبت L/h مساوی اما با طول ترک‌های متفاوت می‌توان دید بهتری از تاثیر طول اولیه و همچنین تاثیر نسبت L/h در باربری جانبی دست یافت. مولفین با بررسی نمودارهای مربوط به آن نشان دادند که سهم باری جانبی ورق در ابتدای بارگذاری بیشتر از سهم باربری قاب است. سهم باربری ورق از بار جانبی در ابتدای بارگذاری برای نسبت $L/h=1$ برابر ۵۶٪، برای نسبت $L/h=1.4$ برابر ۶۵٪ و برای نسبت $L/h=1.8$ حدوداً برابر ۷۰٪ است. این اعداد به روشنی گواه این نکته هستند که در شروع بارگذاری جانبی عمده بار توسط ورق تحمل می‌شود. اما با تشکیل میدان کشش قطری سهم باربری ورق افت پیدا می‌کند و باربری بیشتر به قاب محول می‌شود. بنابراین سهم باربری ورق از بار جانبی روند نزولی را نشان می‌دهد اما سهم باربری قاب از بار جانبی روند صعودی را نشان می‌دهد.

اگر سهم باری جانبی قاب و ورق را در یک نمودار مطابق شکل (۴-۲۰) ترسیم کنیم تفاوت مهمی بین ترک افقی و قائم نمایان می‌شود. نکته قابل توجه و مهم که در تفاوت با ترک افقی است، دریافت انتقال سهم بار جانبی است. برای ترک قائم نسبت L/h بسیار حائز اهمیت است. در $L/h=1$ در دریافت حدوداً ۰٫۱٪ سهم قاب و ورق مساوی می‌شود که این مقدار برای ۱٫۸، ۱٫۴، $L/h=1.4$ به ترتیب برابر ۰٫۲ و ۰٫۳٪ است. بنابراین هر چه L/h افزایش پیدا کند سهم کاهش ورق کمتر می‌شود.

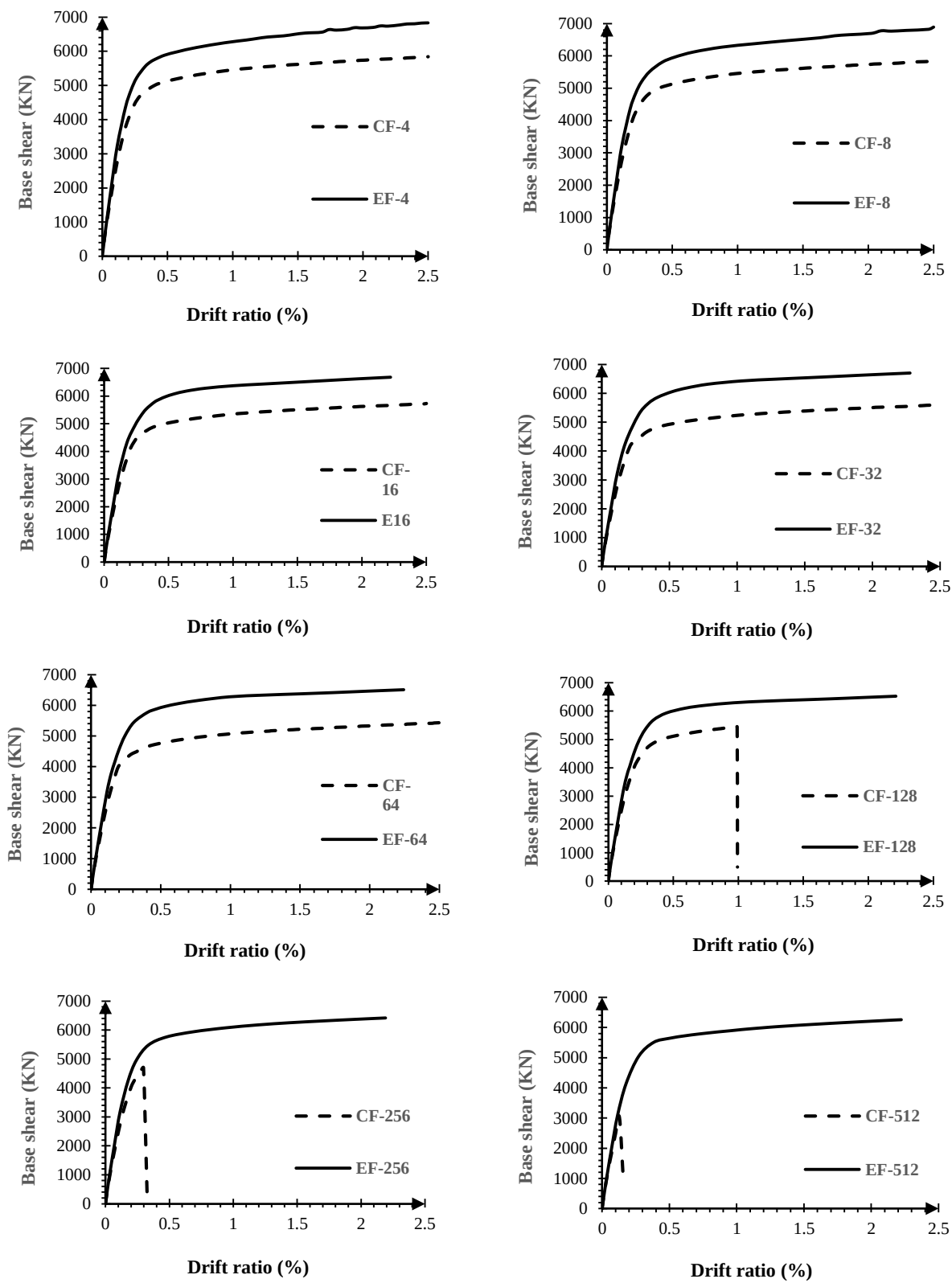
۷-۸ بررسی اثر ترک در وصله ورقها

در مدل‌های دارای ترک میانی، با افزایش طول ترک، دیوار دچار افت شده است که کاهش مقاومت و جذب انرژی را در پی خواهد داشت. در ترک‌های با طول اولیه حدوداً ۱۰٪ طول ورق فولادی دیوار به طور ناگهانی دچار

گسیختگی شده و در ترک‌های بیش از آن، دیوار بدون آنکه وارد فاز غیرخطی شود گسیخته شده است. این بدان معناست که دیوار با چنین ترکی را نمی‌توان به عنوان یک سیستم باربر جانبی در مناطق لرزه خیز نظر گرفت. از طرف دیگر در دیوارهای با ترک کناری، در هیچ یک از مدل‌ها تا تغییر مکان نهایی در سیستم گسیختگی کامل که منجر به انهدام سازه شود، رخ نمی‌دهد. بنابراین چنین می‌توان استنباط نمود که ترک‌های میانی بحرانی تر از ترک‌های کناری هستند. دلیل آن را چنین می‌توان توجیه نمود که، که قطر اصلی دیوار وظیفه باربری را بر عهده دارد بنابراین با وجود ترک در وسط دیوار، میدان کشش قطری باعث تشدید پدیده گسترش ترک می‌شود و سیستم را به سمت گسیختگی کلی ورق سوق می‌دهد.

برای روشن شدن بیشتر اثر ترک‌های کناری و ترک‌های میانی، در شکل ۷-۱۳ نمودار بار- تغییر مکان دو نوع ترک به ازای طول‌های مختلف ترک نشان داده شده است. در این شکل‌ها CF برای دیوارهای با ترک‌های میانی و EF برای دیوارهای با ترک کناری است. عدد پس از این حروف معرف طول اولیه ترک بر حسب میلیمتر است. این نمودارها نشان می‌دهد که ترک‌های میانی اثر مخربتری نسبت به ترک‌های کناری دارند و هر چه طول اولیه ترک بیشتر باشد، اثر آن چشمگیر تر خواهد بود. همچنین مشاهده می‌شود که در مدل‌های با ترک کناری، هرچند افت سختی و مقاومت وجود داشته اما در ناحیه الاستیک در دیوارها گسیختگی رخ نداده است.

وجود ترک کناری باعث کاهش سختی و مقاومت می‌شود، اما تا طولی برابر با 25% طول دیوار، تأثیر چندانی بر ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت ندارد. همچنین کاهش جزئی ضریب رفتار، ناشی از وجود ترک کناری مشاهده می‌شود.



شکل ۷-۱۳: نمودار بار- تغییر مکان

۷-۹ مطالعه پارامتریک دیوار برشی فولادی

برای دستیابی به نمودار بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی ترکدار از ایده اصلاح طول ورق استفاده می‌شود. در این ایده ابتدا نمودار بار-تغییر مکان دیوار بدون در نظر گرفتن اثر ترک در ناحیه الاستیک و غیرالاستیک محاسبه خواهد شد. پس از آن، اثر گسترش ترک لحاظ می‌شود که در آن فرض می‌شود با توجه به گسترش ترک ظرفیت ورق فولادی کاهش می‌یابد. بنابراین از طول ورق اصلاح شده (کاهش یافته) در معادلات ارائه شده برای دیوار برشی فولادی بدون ترک لحاظ استفاده خواهد شد. در این روش بدون لحاظ کردن معادلات پیچیده اثر گسترش ترک، تنها ضرایبی به طول ورق در حالت گسترش ترک اعمال خواهد شد که به سادگی می‌توان نمودار بار-تغییر مکان را به دست آورد.

در صورتی که یک دیوار برشی فولادی به عنوان یک طبقه مجزا مطابق مطابق روش PFI در نظر گرفته شود، برای دستیابی به دیاگرام بار - تغییر مکان برشی آن با توجه به تئوری ارائه شده، می‌توان ورق فولادی و قاب را تفکیک نموده و دیاگرام هر کدام را جداگانه به دست آورد و نهایتاً با استفاده از اصل جمع آثار^۱، نمودار بار-تغییر مکان دیوار کامل را ترسیم کرد.

ورق دیوار برشی فولادی لاغر، معمولاً تحت اثر بارهای کم کمانش می‌کند و این کمانش معمولاً قبل از تسلیم ورق آغاز می‌شود. تنش کمانش برشی الاستیک بر اساس تئوری کلاسیک بر پایه تحقیقات باسلر [85] برابر است با:

$$\tau_{cr} = \frac{K_v \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \quad 7-23$$

$$\begin{cases} K_v = 5.34 + \frac{4}{(d/b)^2} & \frac{d}{b} \leq 1 \\ K_v = 4 + \frac{5.34}{(d/b)^2} & \frac{d}{b} > 1 \end{cases} \quad 7-24$$

اگر یک المان از ورق جان دیوار برشی فولادی^۲ را نمایش دهیم، وضعیت تنش‌های ورق فولادی قبل و بعد از

کمانش مطابق شکل ۷-۱۴ است که مقدار این تنش‌ها برابر است با:

^۱ Super position

^۲ Infill steel plate shear wall

$$\sigma_{xx} = \sigma_{ty} \cdot \sin^2 \theta$$

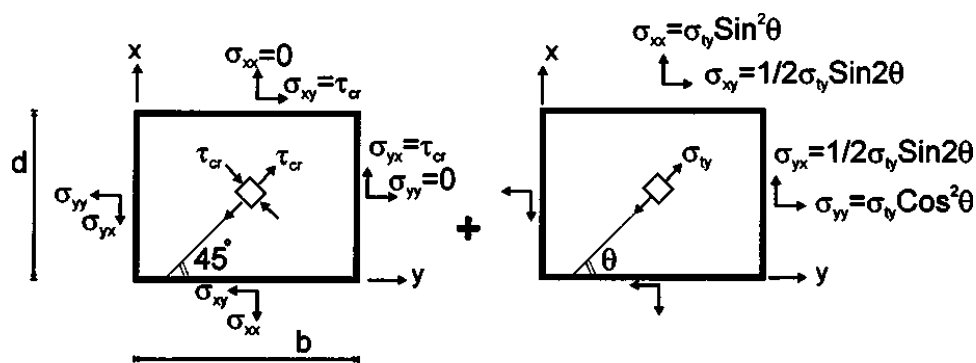
$$\sigma_{yy} = \sigma_{ty} \cdot \cos^2 \theta$$

۷-۲۵

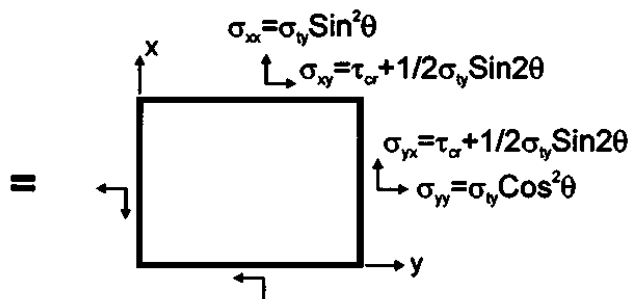
$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} = \tau_{cr} + 0.5\sigma_{ty} \cdot \sin 2\theta$$

در این روابط و همچنین روابط بعد، σ_t معادل تنش است که ورق فولادی تسلیم می‌شود، E و G به

ترتیب مدول الاستیسیته و مدول برشی هستند و θ نیز زوایه تنش‌های میدان کشش قطری است.



a.) Stresses during buckling b.) Tension field stresses



c.) Stresses after buckling

شکل ۷-۱۴: وضعیت تنش‌های دیوار برشی فولادی

تغییر مکان ورق در هنگام تسلیم u_{we} ، یا به عبارت دیگر تغییر مکان حد الاستیک ورق برابر است با:

$$u_{we} = \left(\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_t}{E \sin 2\theta} \right) d$$

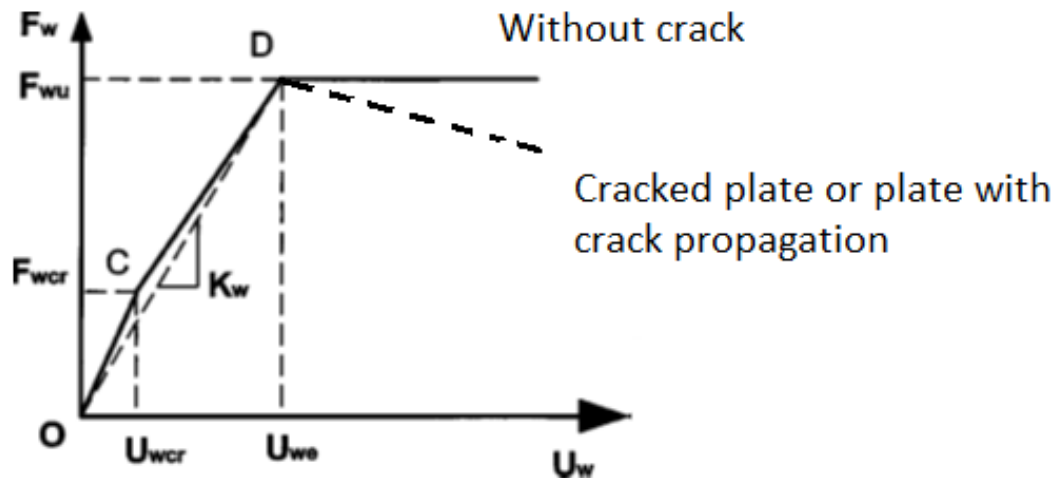
۷-۲۶

همچنین نیروی برشی ورق در هنگام کمانش ورق برابر $F_{wcr} = \tau_{cr} b t$ است. تغییر مکان متناظر با نیروی

برشی کمانش ورق، با توجه به رفتار برشی خالص آن را می‌توان از رابطه $u_{wcr} = 2 \frac{F_{wcr}}{E} (1 + \vartheta)$ به دست آورد. با در

دست داشتن نیرو و تغییر مکان برشی ورق و همچنین نیروی کمانش آن، دیاگرام نیرو - تغییر مکان برشی ورق مطابق

شکل ۷-۱۵ قابل دستیابی است. همان طور که در این شکل مشاهده می‌شود نقطه C حد کمانش و نقطه D حد جاری شدن ورق را نشان می‌دهد. که برای سادگی به جای خط OC. خط OD جایگزین می‌شود. پژوهشگران نشان داده‌اند که اثر چنین جایگزینی ناچیز است [46].



شکل ۷-۱۵: دیاگرام بار-تغییر مکان برشی ورق

معادله خط OC (مربوط به قبل از کمانش) و خط CD (مربوط به پس از کمانش) به صورت زیر خواهد بود.

$$F_w = \frac{Ebt}{2d(1+\nu)} U_w \quad (7-27 \text{ الف})$$

$$F_w = \frac{Ebt}{2(1+\nu)d} U_w - \tau_{cr}bt \left(1 - \frac{1+\nu}{2} \sin^2 2\theta\right) \quad (7-27 \text{ ب})$$

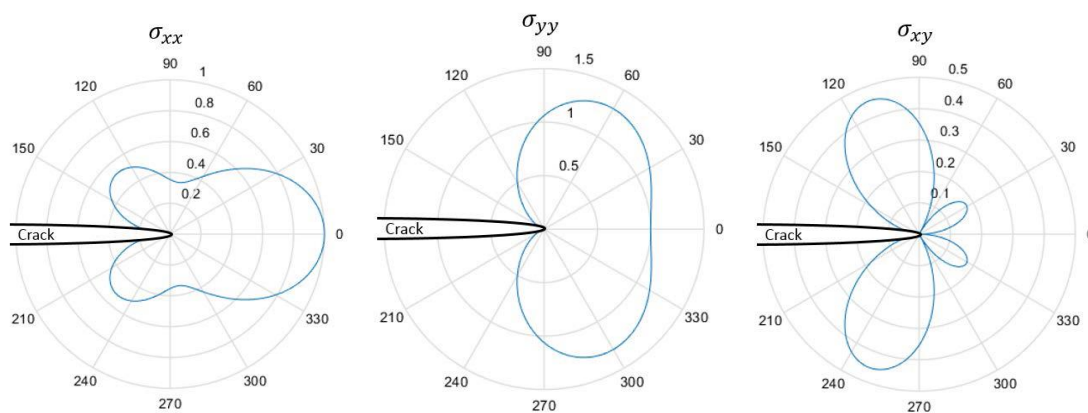
هر چند که پژوهشگران نشان داده‌اند برای ورق‌های، خط OC را می‌توان با OD جایگزین نمود اما اگر پدیده گسترش ترک وجود داشته باشد قابل اغماض نیست و باید اثر آن لحاظ شود و چه بسا همانند نتایج فصل گذشته باعث گسیختگی کامل ورق شود. با توجه به اینکه ورق فولادی تحت اثر تنش‌های کششی و برشی همزمان است بنابراین ورق فولادی تحت اثر ترکیب مد اول و دوم است.

اگر در ورق فولادی ترکی وجود داشته باشد، میدان تنش نوک ترک از معادلات (۷-۲۸) به دست می‌آید. این معادلات تنش‌های نرمال و برشی را در نقطه‌ای به فاصله r از نوک ترک و با زاویه θ نسبت به صفحه ترک به دست می‌دهند:

$$\begin{aligned}\sigma_{xx}(r, \theta) &= \frac{KI}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right] - \frac{KII}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \left[2 + \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \right] \\ \sigma_{yy}(r, \theta) &= \frac{KI}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right] - \frac{KII}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \\ \sigma_{xy}(r, \theta) &= \frac{KI}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} + \frac{KII}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \left[2 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right]\end{aligned}\quad ۷-۲۸$$

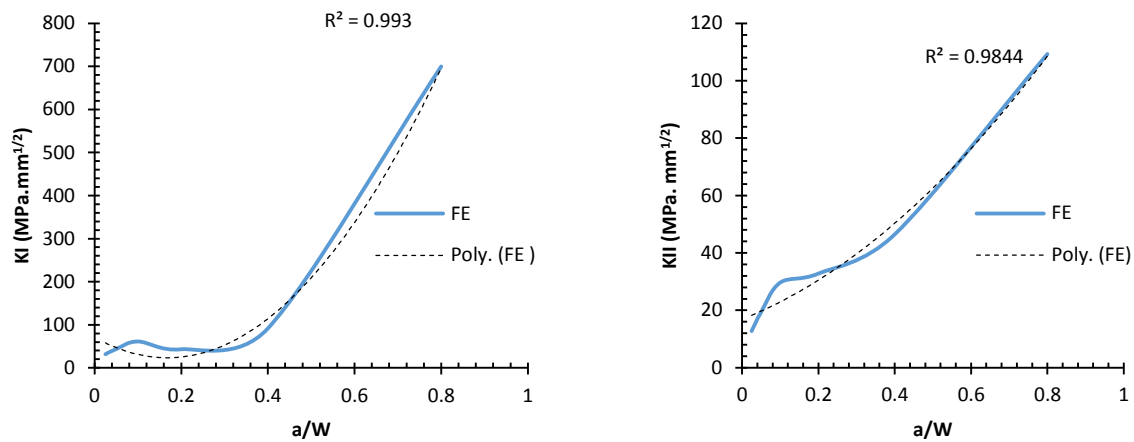
میدان تنش نوک ترک برای هر سه نوع تنش قبلا در فصل دوم نمایش داده شد که مجددا در شکل ۷-۷-

۱۶ نمایش داده شده است.



شکل ۷-۱۶: وضعیت تنش‌ها در نوک ترک

در روابط فوق، KI و KII ضریب شدت تنش ترکیب مودها است که مقدار آنها برای ورق دیوار برشی فولادی که تحت اثر کشش و برش است مطابق روابط ۷-۲۹ تا ۷-۳۶ برای هر دو نوع ترک کناری و میانی در ورق فولادی پیشنهاد می‌شود. در این رابطه a طول اولیه ترک و w طول ورق فولادی است. جهت سادگی و پرهیز از استفاده از این روابط در شکل ۷-۱۷ نمودار آنها ترسیم شده است که با در دست داشتن طول اولیه ترک و طول ورق فولادی، ضریب شدت تنش‌ها را برداشت نمود.



شکل ۷-۱۷: ترک کناری

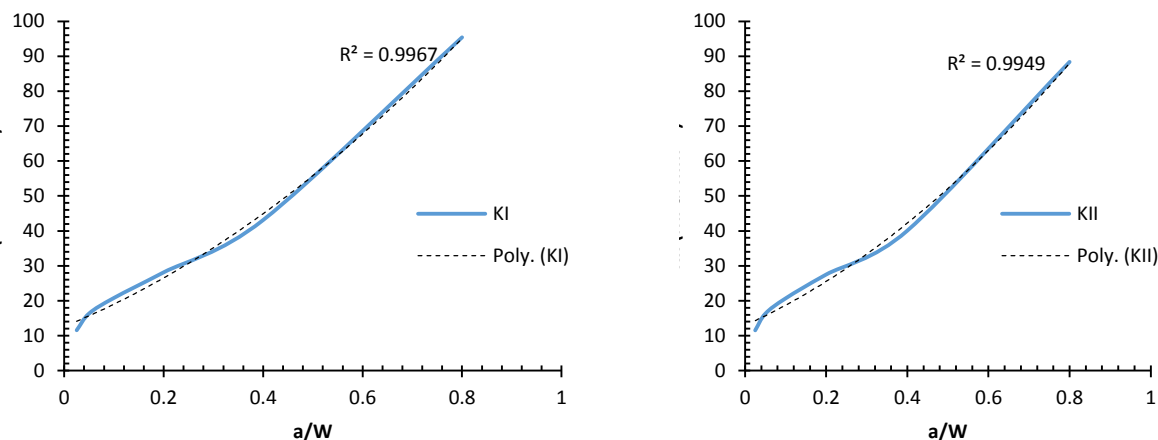
$$K_I = \frac{P}{tW} \left(1682 \left(\frac{a}{w} \right)^2 - 564.42 \left(\frac{a}{w} \right) + 70.85 \right) \quad ۷-۲۹$$

$$K_{II} = \frac{P}{tW} \left(77.32 \left(\frac{a}{w} \right)^2 + 52.74 \left(\frac{a}{w} \right) + 16.89 \right) \quad ۷-۳۰$$

یا به صورت ساده‌تر:

$$K_I = \frac{P}{tW} \sqrt{\pi} \left(948.97 \left(\frac{a}{w} \right)^2 - 318.44 \left(\frac{a}{w} \right) + 39.97 \right) \quad ۷-۳۱$$

$$K_{II} = \frac{P}{tW} \sqrt{\pi} \left(43.62 \left(\frac{a}{w} \right)^2 + 29.76 \left(\frac{a}{w} \right) + 9.53 \right) \quad ۷-۳۲$$



شکل ۷-۱۸: ترک میانی

$$K_I = \frac{P}{tW} (55.7(\frac{a}{w})^2 + 58.5(\frac{a}{w}) + 12.63) \quad ۷-۳۳$$

$$K_{II} = \frac{P}{tW} (51.57(\frac{a}{w})^2 + 52.54(\frac{a}{w}) + 12.96) \quad ۷-۳۴$$

$$K_I = \frac{P}{tW} \sqrt{\pi} (31.43(\frac{a}{w})^2 + 33(\frac{a}{w}) + 7.12) \quad ۷-۳۵$$

$$K_{II} = \frac{P}{tW} \sqrt{\pi} (29(\frac{a}{w})^2 + 29.64(\frac{a}{w}) + 7.32) \quad ۷-۳۶$$

چنانچه ترک خوردن ورق دیوار برشی فولادی ترکیبی از مدهای ترک باشد، نرخ انرژی رها شده از جمع

نرخ انرژی رها شده هر مد یعنی G_I حاصل می‌شود. نرخ رها شدن انرژی در هر مد بر اساس میدان تنش نوک

ورق به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$G_I = \frac{1-\nu^2}{E} K_I^2 \text{ و } G_{II} = \frac{1-\nu^2}{E} K_{II}^2 \quad ۷-۳۷$$

برای ترک در دیوار برشی فولادی، گسترش ترک وقتی آغاز می‌شود که رابطه (۷-۳۸) برقرار شود. هنگام

گسترش ترک مقداری از انرژی ممکن است صرف ایجاد منطقه پلاستیک جدید در نوک ترک شود. به عبارت

دیگر با رسیدن G_I به G_{IC} ترک شروع به گسترش می‌کند. G_{IC} جز خواص ماده است و برای فولاد ساختمانی

در حدود 100 MPa است.

$$D_{prop} = \frac{G}{G_c} = \left(\frac{G_I}{G_{Ic}}\right)^\beta + \left(\frac{G_{II}}{G_{IIc}}\right)^\gamma + \left(\frac{G_{III}}{G_{IIIc}}\right)^\chi = 1 \quad ۷-۳۸$$

$$Gc = \int_0^{w_1} \sigma_e dw \quad ۷-۳۹$$

$$D_{prop} = \frac{l_c (\varepsilon_{eq}^p - \varepsilon_{eq,ini}^p)}{w_1} \quad ۷-۴۰$$

در این روابط عرض ترک w_1 و قتیکه D_{prop} به مقدار واحد می رسد، σ_e تنش موثر برابر تنش گسیختگی مصالح است. برای ورق دیوار برشی فولادی که تحت اثر تنش نرمال و تنش برشی است $\beta = \gamma = \chi = 1$. همچنین تنش موثر را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$\sigma_e = (1 - D_{prop}) \sigma \quad ۷-۴۱$$

که در آن پارامترهای ε_{eq}^p و $\varepsilon_{eq,ini}^p$ به ترتیب کرنش پلاستیک معادل و کرنش پلاستیک در شروع گسیختگی (D_{ini}) و 1 و 0 (D_{prep}) است. تنش کمانش در ورق فولادی با وجود ترک بر اساس معیار شوکلا [86] برابر است با:

$$\tau_{cr} = \frac{K_{Ic} K_{IIc}}{\sqrt{\pi a} \sqrt{K_{IIc}^2 \sin^2(2\theta) - K_{Ic}^2 \sin^2(2\theta) + K_{Ic}^2}} \quad ۷-۴۲$$

با صرف نظر از وجو ترک و همچنین گسترش آن، بر اساس معیار Von Misses ورق زمانی تسلیم می شود که رابطه زیر برقرار شود.

$$(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{xz}^2 + \sigma_{yz}^2) = 2Fy^2 \quad ۷-۴۳$$

با توجه به اینکه ضخامت کم ورق فولادی کم، وضعیت تنش ها به صورت تنش مسطح^۱ است، مقدار تنش های با اندیس z برابر صفر است ($\sigma_z = \sigma_{yz} = \sigma_{xz} = 0$). لذا رابطه اخیر را می توان به صورت زیر ساده نمود:

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 + 3\tau_{xy}^2 = Fy^2 \quad ۷-۴۴$$

در هنگام تسلیم شدن ورق با در نظر گرفتن کمانش و جاگذاری مقادیر تنش ها داریم:

^۱ Plane stress

$$3 \tau_{cr}^2 + 3 \tau_{cr} \sigma_t \sin 2\theta + \sigma_t^2 - F_y^2 = 0 \quad ۷-۴۵$$

بنابراین مقدار تنش معادل تسلیم ورق برابر است با:

$$\sigma_t = 1.5 \tau_{cr} \sin 2\theta \pm \sqrt{(1.5 \tau_{cr} \sin 2\theta)^2 - (3 \tau_{cr}^2 - F_y^2)} \quad ۷-۴۶$$

تنش σ_t حدی از تنش بدون در نظر گرفتن ترک است که اگر تنش در ورق به σ_t برسد، ورق تسلیم می‌شود و میدان کشش قطری با خطوط تسلیم در سطح ورق ظاهر می‌شود. حال اثر ترک و گسترش آن را لحاظ خواهیم نمود. اگر معادله ۷-۲۸ را به صورت قطبی بنویسیم داریم:

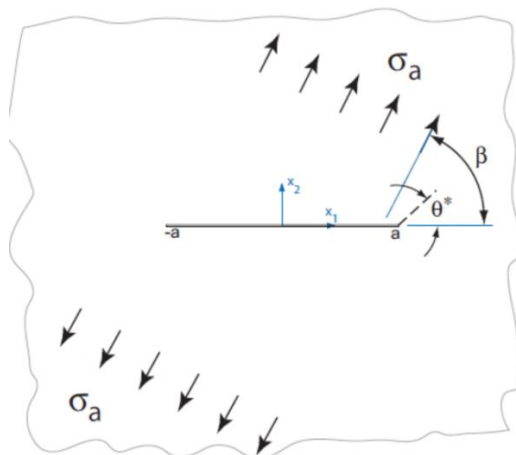
$$\sigma_\theta = \frac{1}{2\pi r} \cos \frac{\beta}{2} \left[K_I \cos^2 \frac{\beta}{2} + \frac{3}{2} K_{II} \sin \beta \right] \quad ۷-۴۷$$

$$\sigma_r = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\beta}{2} \left[K_I (1 + \sin^2 \frac{\beta}{2}) + K_{II} (\frac{3}{2} \sin \frac{\beta}{2} - 2 \tan \frac{\beta}{2}) \right] \quad ۷-۴۸$$

که در آن، β زاویه تنش در هنگام گسترش ترک است که در شکل ۷-۲۰ نمایش داده شده است. در این شکل σ_θ مقدار تنش است. زاویه β می‌تواند با زاویه تنش‌های اصلی یعنی α برابر باشد یا نباشد. مقدار زاویه α بر اساس آیین‌نامه AISC برابر است با:

$$\tan \alpha = \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + th(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_cL)}}} \quad ۳-۱۸ \text{ تکراری}$$

در این رابطه، t ضخامت ورق فولادی و A_c و A_b به ترتیب سطح مقطع ستون و سطح مقطع تیر I_c ممان اینرسی ستون‌ها است.



شکل ۷-۲۰: اثر تنش و زاویه آن بر رشد ترک

به طور کلی اگر $\sigma_r > \sigma_t$ باشد، گسترش ترک قبل از تشکیل میدان کشش قطری ایجاد می‌شود. به عبارت دیگر گسیختگی در ناحیه الاستیک رخ خواهد داد. همچنین اگر $\sigma_t < \sigma_r < \sigma_u$ گسیختگی در ناحیه پلاستیک رخ خواهد داد. بنابراین با محاسبه مقدار σ_r و σ_t می‌توان وضعیت گسیختگی دیوار را تعیین نمود.

۷-۱۰ زاویه گسترش ترک

برای به دست آوردن زاویه گسترش ترک θ^* ، می‌توان از اصول انرژی استفاده نمود. زاویه گسترش ترک عمود بر ترک‌های حلقوی است. بنابراین در $\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta^*} = 0$ و همچنین $\frac{\partial^2 \sigma_\theta}{\partial \theta^{*2}} < 0$ مقدار تنش حلقوی حداکثر است و گسترش ترک اتفاق خواهد افتاد. جایی که σ_θ حداکثر باشد، مقدار $\tau_{r\theta}$ برابر صفر است. بنابراین برای به دست آوردن زاویه گسترش ترک، از $\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta^*} = 0$ استفاده می‌کنیم که برابر است با:

$$K_I \sin \theta^* + K_{II} (3 \cos \theta^* - 1) = 0 \quad 7-49$$

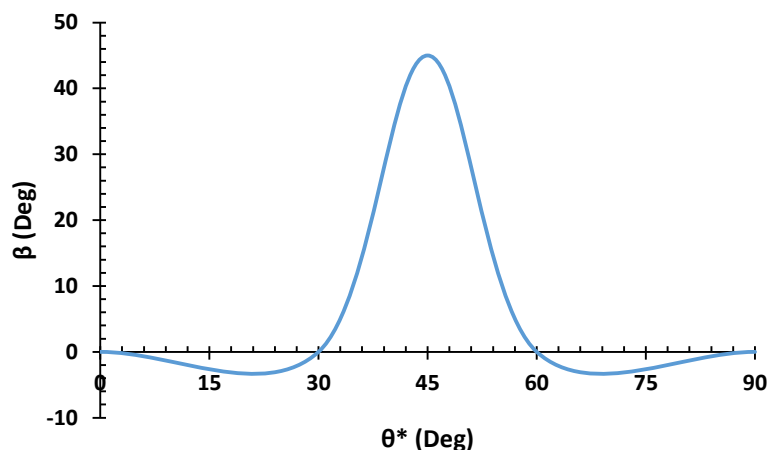
با جایگذاری مقدار KI و KII برای ورق تنها تحت اثر مد ترکیبی و همچنین با استفاده از قوانین مثلثات داریم.

$$\sigma \sqrt{\pi a} [\cos^2 \beta \sin \theta^* + \sin \beta \cos \beta (3 \cos \theta^* - 1)] = 0 \quad 7-50$$

با ساده سازی و رفع ابهام از رابطه فوق، زاویه گسترش ترک به صورت زیر حاصل می‌شود که در شکل ۷-۲۱ نمودار آن ترسیم شده است.

$$\tan \theta^* = \frac{2 \cos \beta}{\cos \beta + \sin \beta} \quad \text{۷-۵۱}$$

مطابق این شکل اگر زاویه میدان کشش قطری برابر ۴۵ درجه باشد، گسترش ترک در راستای زاویه میدان کشش قطری اتفاق خواهد افتاد. همچنین در زاویه ۳۰ تا ۶۰ درجه، راستای گسترش ترک به سمت بالا حرکت کرده و در خارج این محدوده ترک به سمت پایین حرکت می‌کند.



شکل ۷-۲۱: ترسیم زاویه گسترش ترک بر حسب زاویه تنش‌های اصلی کششی

در این رابطه (۷-۴۹)، KI و KII از روابط پیشنهادی قبل محاسبه می‌شوند. در نزدیکی تکیه‌گاه یعنی ترک در گوشه‌های دیوار شرایط رشد ترک مقداری متفاوت است و از مد اول تبعیت می‌کند. لذا زاویه رشد ترک برابر است با:

$$\tan \theta^* = \frac{2 \cos \beta}{\cos \beta + \sin \beta} - C \quad \text{۷-۵۲}$$

در این رابطه C ضریب اصلاحی است و مقدار آن برای ترک کناری برابر ۴۵ درجه و ترک در وصله میانی برابر صفر در نظر گرفته می‌شود.

۷-۱۱ تخمین شروع گسترش ترک

برای رشد ترک دو شرط لازم است؛ شرط اول برقراری رابطه زیر است:

$$\left(\frac{G_I}{G_{Ic}}\right) + \left(\frac{G_{II}}{G_{IIc}}\right) = 1 \quad \text{۷-۵۳}$$

برای فولاد ساختمانی نسبت $\frac{K_{IIc}}{K_{II}} \approx 1.04$ است. با توجه به اینکه $G = \frac{K^2}{E}$ پس $\frac{G_{IIc}}{G_{II}} = 1.02$ است.

بنابراین معادله ۷-۵۴ به صورت زیر در می‌آید:

$$\left(\frac{G_I}{G_{Ic}}\right) + \left(\frac{G_{II}}{1.02G_{Ic}}\right) = 1 \quad 7-54$$

معادله ترکیب مد اول و دوم فوق را می‌توان بر حسب G_{Ic} که جزو خصوصیات مصالح است به صورت زیر ساده سازی نمود.

$$G_I + 0.98G_{II} = G_{Ic} \quad 7-55$$

بنابراین هر وقت رابطه فوق برقرار باشد، شرط اول رشد ترک تحقیق پیدا کرده است. در این روابط مقدار σ برابر $\frac{V}{L \sin \alpha}$ است. پس اثر بار جانبی در رشد ترک دیده شده است. شرط دوم برای رشد ترک این است که رشد ترک زمانی اتفاق می‌افتد که $\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta_0} = 0$ و یا $\sqrt{2\pi r} \sigma_\theta \geq K_{Ic}$ باشد.

۷-۱۲ محاسبه نمودار نیرو-تغییر مکان ورق حاوی ترک

مقاومت برشی ورق با در نظر گرفتن کمانش و تسلیم بدون در نظر گرفتن وجود ترک برابر است با:

$$F_w = \tau_{cr} b t = (\tau_{cr} + 0.5 \sigma_t \sin 2\theta) b t \quad 7-56$$

برای ترسیم بار-تغییر مکان در ناحیه پلاستیک با لحاظ کردن اثر گسترش ترک از معادله فوق استفاده می‌شود تنها مقدار b اصلاح خواهد شد. برای اصلاح طول ورق b ، در روابط بار-تغییر مکان ورق، به جای تاثیر مستقیم اثر گسترش ترک، مقدار طول اصلاح شده را جایگزین می‌کنیم. اگر فرض کنیم طول ورق ترک دار برابر b_2 باشد، که در آن b_1 طول ترک گسترش یافته است لذا $b_2 = b - b_1$ است. بنابراین مقاومت ورق ترک دار برابر است با:

$$F_{w2} = (\tau_{cr} + 0.5 \sigma_t \sin 2\alpha) b_2 t \quad 7-57$$

از مقدار b_2 باید پلاستیسیته نوک ترک کم شود. البته مقدار آن کم است و می‌توان از آن صرف‌نظر نمود. برای در نظر گرفتن اثر پلاستیک نوک ترک در ورق دیوار برشی فولادی از معیار Irwin استفاده می‌کنیم. بر اساس معیار Irwin که قبلاً تشریح شد، پلاستیسیته نوک ترک برابر است با:

$$\sigma_{yield} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r_y}} \xrightarrow{r_y = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{K_I}{\sigma_{yield}}\right)^2} r_p = r_y \quad 7-58$$

$$a_{eff} = a + r_y \quad 7-59$$

در شکل (۷-۵) مقدار ρ بر اساس Barenblatt Dugdale به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\rho = \frac{\pi}{8} \left(\frac{K_I}{\sigma_{yield}} \right) \approx r_y \quad 7-60$$

با داشتن مقاومت برشی ورق برای ترسیم نمودار پوش آور تنها نیاز به دست داشتن مقدار تغییر مکان برشی ورق است. شروع تغییر مکان پلاستیک برشی ورق، Δ_{wp} ، از مساوی قرار دادن کار نیروی برشی و انرژی کرنشی ورق U ، به دست می‌آید. محاسبه Δ_{wp} با در نظر گرفتن اثر میدان کشش قطری، تسلیم ورق و همچنین کمانش ورق برابر است با:

$$U = \iiint \left[\frac{1}{2E} (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - 2\vartheta \sigma_x \sigma_y) + \frac{1}{2G} \tau_{xy}^2 \right] d_x d_y d_z \quad 7-61$$

با جایگذاری زاویه θ برابر زاویه میدان کشش قطری α و همچنین انتگرال گیری از رابطه (۷-۴۰)، انرژی کرنشی برابر است با:

$$U = \left[\frac{1}{2E} (\sigma_t^2 \cos^4 \alpha + \sigma_t^2 \sin^4 \alpha - 2\vartheta \sigma_t^2 \cos^2 \alpha \sin^2 \alpha) + \frac{1+\vartheta}{4E} \sigma_t^2 \sin^2 \alpha \right] b d t \quad 7-62$$

در این رابطه I_c ممان اینرسی ستون‌ها است. سایر پارامترها در قسمت قبلی تعریف شدند. با در نظر گرفتن ضریب پواسون برابر 0.3 و همچنین به کمک روابط مثلثاتی، رابطه فوق به صورت زیر ساده می‌شود.

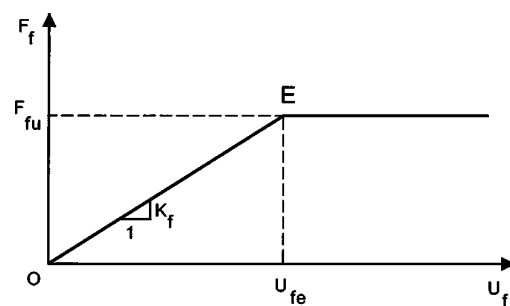
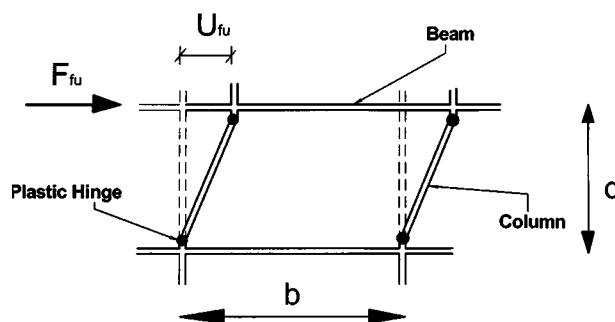
$$U = \frac{1.3\sigma_t^2}{8E} (3 + \sin^2 2\alpha) b d t \quad 7-63$$

کار نیروی خارجی ورق برابر $W = F_w \Delta_w$ است. با مساوی قرار دادن کار خارجی و انرژی کرنشی، تغییر مکان

برشی Δ_{wp} به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta_{wp} = \frac{0.65 \sigma_t}{E} \frac{3 + \sin^2 2\alpha}{\sin 2\alpha} d \quad ۷-۶۴$$

برای دستیابی به دیاگرام نیرو - تغییر مکان برشی قاب، با فرض اتصال صلب تیر به ستون و رفتار الاستیک و پلاستیک کامل برای قاب، می‌توان دیاگرام شکل ۷-۲۲ را با استفاده از معادلات ۷-۶۵ تا ۷-۶۷ به دست آورد که فرض می‌شود اتصال تیر به ستون صلب است. فرض اتصال صلب تیر به ستون در قاب دیوار برشی فولادی از الزام آیین‌نامه AISC ناشی می‌شود. بر اساس آیین‌نامه AISC اتصال تیر به ستون در سیستم دیوار برشی فولادی باید از نوع قاب خمشی ویژه باشد [43].



ساده سازی قاب پس از تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون

دیاگرام تغییر مکان برشی قاب

شکل ۷-۲۲: دستیابی به نمودار بار-تغییر مکان قاب تنها

برای قاب خمشی در ناحیه الاستیک، سختی الاستیک برابر است با

$$K_f = \frac{24EI_{cd}}{d^3} \frac{12\rho + 1}{12\rho + 4} \quad ۷-۶۵$$

که در آن I_{cd} و I_{bd} به ترتیب برابر ممان اینرسی ستون و تیر است. همچنین بر اساس اصول تحلیل سازه‌ها $\rho = \frac{I_{bd}}{4I_{cd}}$ است. در این رابطه، ارتفاع قاب برابر ارتفاع خالص ستون یا همان ارتفاع ورق پیشنهاد می‌شود. نیروی برش قاب پس از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها، F_f ، به عنوان ظرفیت برشی یا نیروی برشی نهائی معرفی می‌شود. و تغییر مکان Δ_f متناظر با تغییر مکان حد الاستیک (شروع تغییر مکان پلاستیک) قاب بوده و برابر است با:

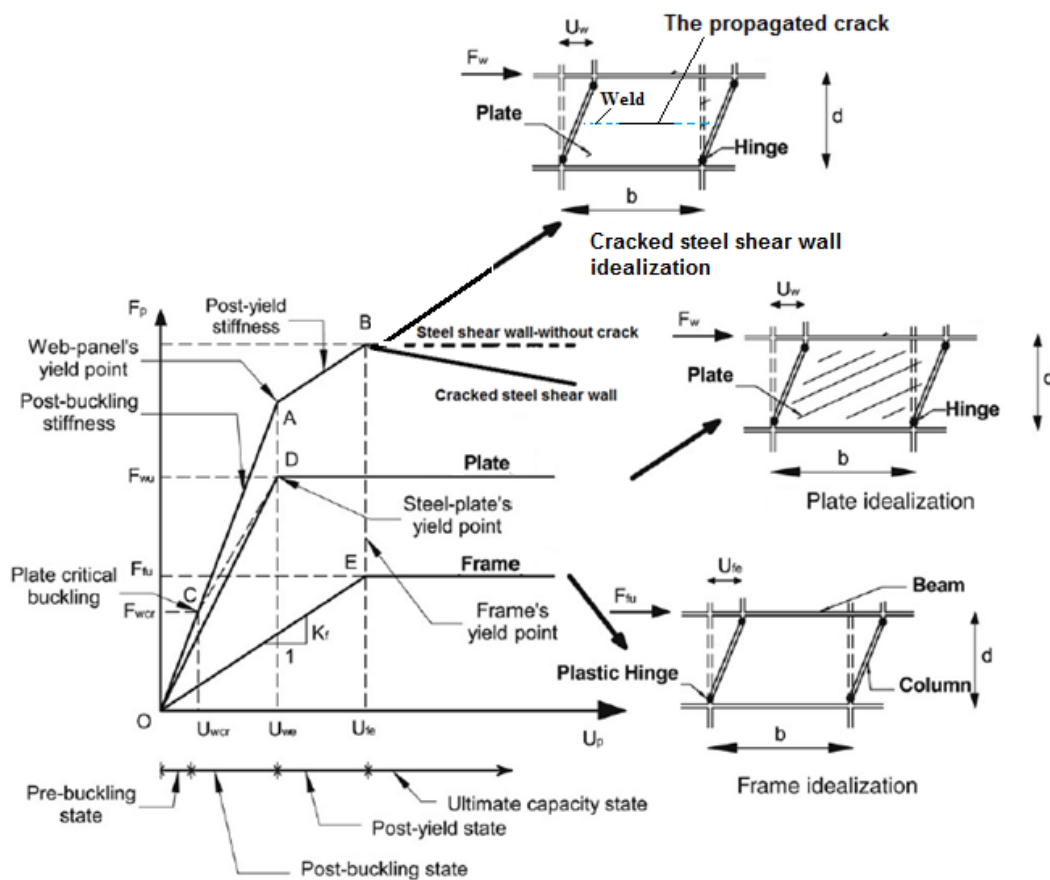
$$\Delta_f = \frac{M_p d^2}{6E I_c}$$

۷-۶۶

$$F_f = \frac{4M_{fu}}{d}$$

۷-۶۷

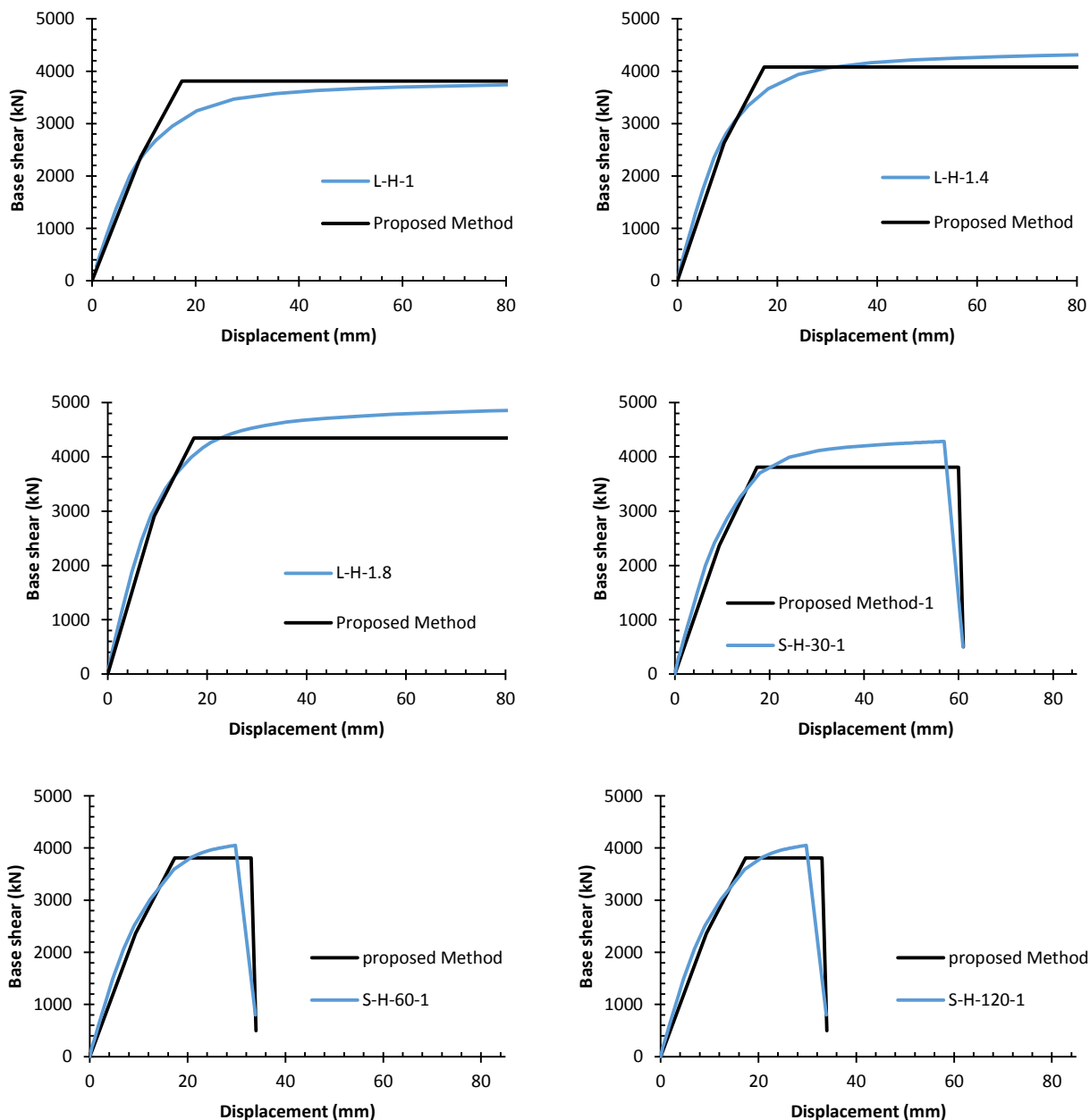
بنابراین نمودار بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی به صورت شکل ۷-۲۳ قابل ترسیم است.



شکل ۷-۲۳: نمودار بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی ترک دار [35]

۷-۱۳ مقایسه مدل پیشنهادی با مدل المان محدود

برای ارزیابی دقت مدل پیشنهاد شده، در شکل ۷-۲۴ نمودار بار-تغییر مکان بدست آمده از روش المان محدود برای نمونه‌های مختلف با مدل پیشنهادی مقایسه شده است. همان‌گونه که از این نمودارها نمایان است، روش پیشنهادی محل شروع گسیختگی سازه را با دقت بسیار خوبی ارزیابی می‌کند. علاوه، مدل پیشنهادی در ناحیه پاسخ



شکل ۷-۲۴: مقایسه نمودار بار-تغییر مکان مدل پیشنهادی و المان محدود

الاستیک تقریباً منطبق بر مدل المان محدود است و خطای آن کمتر از ۲٪ است. اما در ناحیه غیر الاستیک مقداری مقاومت نهایی را کمتر (که خطای آن کمتر از ۵٪) از نتایج المان محدود ارزیابی می‌کند که برای مسائل مقاومسازی و همچنین طراحی سازه در جهت اطمینان است.

۷-۱۴ زوایه میدان کشش قطری قبل و بعد از رشد ترک

در آیین‌نامه AISC. CSA و سایر آیین‌نامه‌های معتبر دنیا، زوایه میدان کشش قطری ورق به صورت زیر پیشنهاد شده است.

$$\tan \alpha = \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + ht \left[\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right]}} \quad 7-68$$

پارامترهای این رابطه قبلاً معرفی شد. این رابطه بر اساس اصل کار مجازی از کار نیروهای محوری و خمشی ستون، نیروی محوری تیر و کار نیروی محوری ورق ایجاد شده است. مولفین استفاده از رابطه زیر را برای دیوار با وجود و عدم ترک در ورق فولادی پیشنهاد می‌کنند.

$$\tan \alpha = \sqrt[4]{\frac{2.25 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + ht \left[\frac{1}{A_b} + \frac{0.625h}{A_{wc} \cdot L} + \frac{h^3}{360I_c L} \right]}} \quad 7-69$$

اگر معادله ۷-۶۹ با معادله پیشنهادی AISC مقایسه شود، دیده می‌شود که اثر برش در ورق فولادی به صورت

پارامتر $\frac{2}{0.8t \cdot L}$ در معادله ظاهر می‌شود. همچنین اثر برش در جان ستون به صورت پارامتر $\frac{0.625h}{A_{wc} \cdot L}$ در مخرج

معادله در مقایسه با معادله AISC ظاهر شده است اگر از اثرات برش در جان ستون و همچنین ورق فولادی صرف‌نظر شود، معادله پیشنهادی منطبق بر معادله AISC خواهد شد.

در جدول ۷-۲ زاویه میدان کشش قطری در حالت بدون ترک برای مدل‌های المان محدود برای معادله پیشنهاد شده و معادله AISC با هم مقایسه شده است. مقایسه نتایج نشان می‌دهد که معادله پیشنهادی دقت بهتری نسبت به معادله AISC دارد. این نتایج نشان می‌دهد که هر چه L/h افزایش می‌یابد خطای رابطه پیشنهادی AISC افزایش پیدا می‌کند در حالی که رابطه پیشنهادی همواره خطایی کمتر از 0.5% دارد.

جدول ۷-۲: صحت سنجی روابط ارائه شده برای زاویه میدان کشش قطری

مدل	<i>FE</i>	<i>AISC</i>	معادله پیشنهادی	درصد خطا <i>AISC</i>	درصد خطا معادله پیشنهادی
<i>S-H-7.5-1</i>	46	45.6	45.00	1.32	0.00
<i>S-H-7.5-1.4</i>	47.5	45.9	47.67	3.37	0.36
<i>S-H-7.5-1.8</i>	50.0	46.15	49.67	7.35	0.36

فصل هشتم:

مدل سازی و تحلیل غیرخطی دیوار برشی فولادی با استفاده از ABAQUS

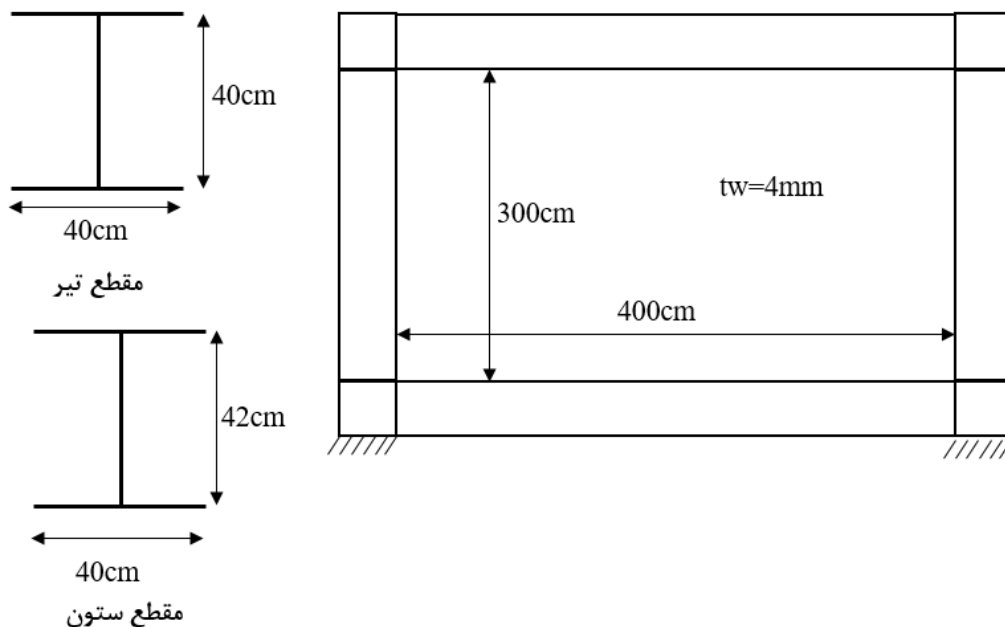
فصل هشتم: مدل سازی و تحلیل غیرخطی دیوار برشی فولادی با استفاده از ABAQUS

مقدمه

در فصل‌های گذشته رفتار دیوار برشی فولادی و همچنین ضوابط طراحی آن تشریح شد. در این فصل برای تکمیل مطالب در خصوص دیوار برشی فولادی، نحوه مدل سازی و تحلیل غیرخطی دیوار در نرم افزار ABAQUS توضیح داده می‌شود. در این سعی شده است مطالب به صورت گام به گام و ساده تشریح شود تا بتوان به راحتی مطابق این فصل اقدام به تحلیل غیرخطی دیوار برشی فولادی نمود. نرم افزار ABAQUS یکی از بهترین و کاربردی‌ترین نرم افزارها برای انجام تحلیل‌های خطی و غیرخطی دیوار برشی فولاد است که در این فصل به آن پرداخته می‌شود.

۸-۱ مشخصات مدل

در شکل ۸-۱ مدل هندسی که در نظر است با استفاده از نرم افزار ABAQUS تحلیل شود نمایش داده شده است. ضخامت ورق‌های پیوستگی برابر 3cm در نظر گرفته شده است.



شکل ۸-۱: مشخصات هندسی مدل

یکی از بحث‌های اصلی در این مثال نحوه وارد کردن خصوصیات ماده در حالت تغییر شکل پلاستیک است. در مازول Property در مرحله اول یک ماده جدید همانند آنچه در مثالهای قبل آموختید بسازید و ویژگیهای Density و Elastic را برای آن تعریف کنید اما Ok نکنید.

$$\text{Density} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Young's Module} = 200 \text{ GPa}$$

$$\text{Poisson's Ratio} = 0.3$$

این اطلاعات رفتار ماده را در محدود تغییر شکل الاستیک مدل می‌کند. اما پس از رسیدن به نقطه تسلیم، رفتار ماده از حالت خطی خارج می‌شود و برای مدل کردن آن نیاز به وارد کردن اطلاعات تکمیلی بیشتری است. اطلاعات مربوط به رفتار یک ماده پس از نقطه تسلیم از آزمایش‌های کشش تک محوره بدست می‌آید. جهت مدل کردن یک ماده در محدود تغییر شکل پلاستیک نیاز است تا به این اطلاعات دسترسی داشته باشیم. به طور مثال در این مساله اطلاعات مربوط به تنش و کرنش فولاد از نتایج تست کشش استخراج شده است.

مساله بسیار مهمی در مدل کردن ماده در محدوده پلاستیک مطرح است و آن این است که نتایجی که در آزمایش کشش بدست می‌آیند، تنش و کرنش مهندسی یا اسمی است. برای شناساندن رفتار پلاستیک ماده به نرم افزار، حتما باید تنش و کرنش واقعی ماده وارد شود. برای تبدیل تنش و کرنش اسمی به تنش و کرنش واقعی از روابط زیر استفاده می‌شود:

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \ln (1 + \varepsilon_0) \\ \sigma &= \sigma_0 (1 + \varepsilon_0)\end{aligned}\quad ۸-۱$$

که در آن ε_0 و σ_0 به ترتیب کرنش و تنش اسمی و ε و σ به ترتیب کرنش و تنش واقعی است. در جدول ۸-۱ مقادیر تنش و کرنش برای معرفی به نرم افزار آورده شده است. در جدول مزبور، ستون اول، تنش‌های واقعی و ستون دوم کرنش‌های واقعی را نشان می‌دهد. ستون سوم کرنش‌های پلاستیک واقعی است که از کم کردن کرنش تسلیم از کرنش واقعی محاسبه می‌شود؛ یعنی:

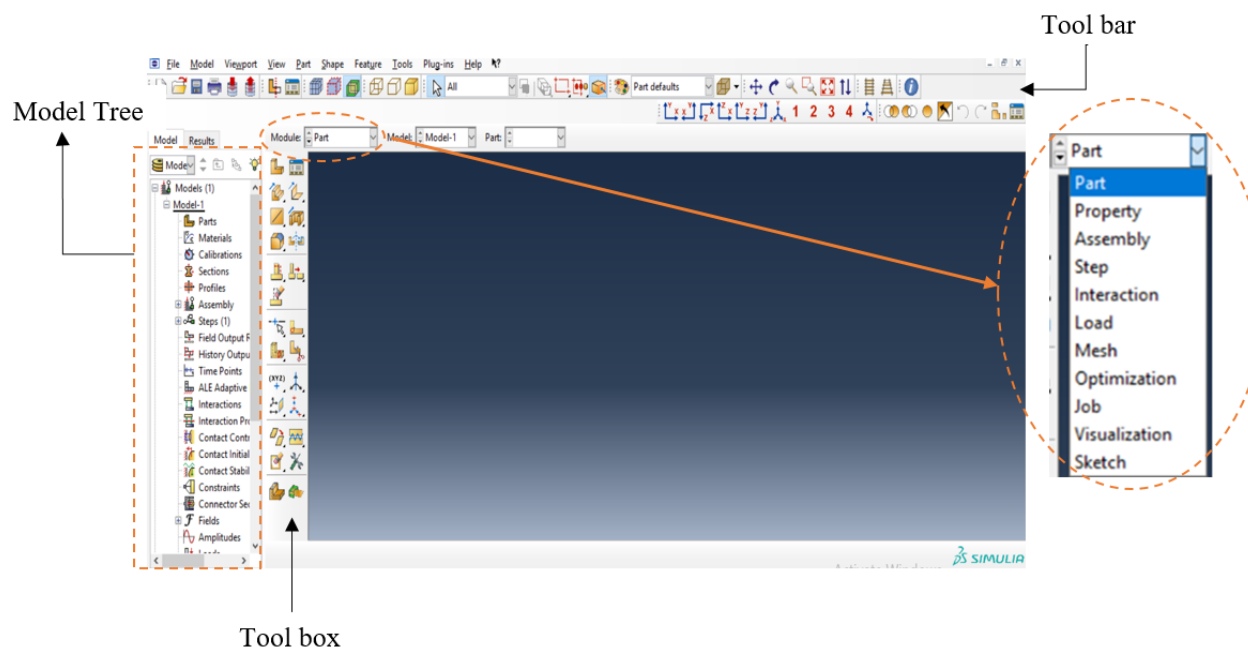
$$\varepsilon_{plastic} = \varepsilon - \varepsilon_{yield} \quad ۸-۲$$

جدول ۸-۱: مقادیر تنش و کرنش واقعی مصالح

کرنش پلاستیک	کرنش واقعی	تنش واقعی kg/cm^2	کرنش اسمی	تنش اسمی kg/cm^2
0	0	2400	0	2400
0.0186	0.019803	2499	0.02	2450
0.0476	0.04879	3097.5	0.05	2950
0.0941	0.09531	3850	0.1	3500
0.1386	0.139762	4197.5	0.15	3650
0.1811	0.182322	4440	0.2	3700

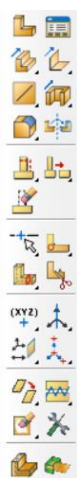
در شکل ۸-۲ نمای کلی پنجره اصلی آباکوس نمایش داده شده است. در سمت راست، قسمت Module بزرگنمایی شده است. در این پنجره مدل‌سازی تیر، ستون و ورق فولادی از Part استفاده می‌شود که به صورت پیش فرض نرم افزار است. در بخش Property مشخصات مصالح به نرم افزار معرفی می‌شود. پس از آنکه قطعات دیوار مدل‌سازی شد و ضخامت و همچنین مشخصات مصالح به آنها اختصاص داده شد، در قسمت Assembly در کنار هم قرار داده می‌شوند تا دیوار برشی فولادی به صورت کامل ساخته و قطعات بهم چسبانده می‌شوند. در بخش Step

جزئیات تحلیل برای نرم افزار معرفی می شود و در بخش Load بارهای جانبی و همچنین وضعیت تکیه گاه ها اختصاص داده می شود. در بخش Job اقدام به تحلیل سازه می شود و نهایتا خروجی ها در بخش Visualization قابل مشاهده و استخراج خواهد بود. در ادامه هر بخش به طور مفصل و گام به گام تشریح خواهد شد.



شکل ۸-۲: نمای پنجره اصلی

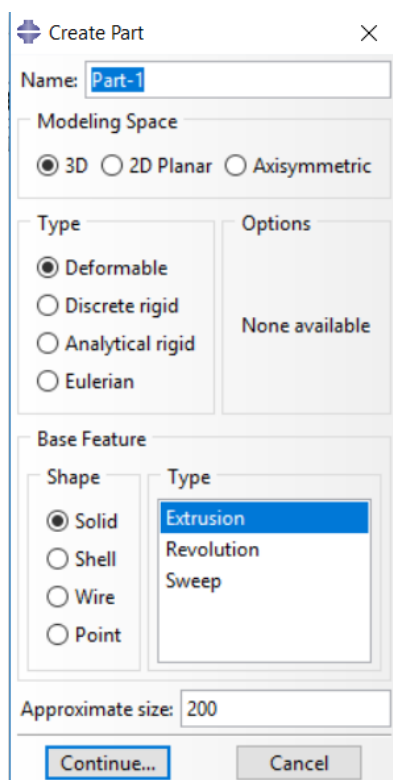
۸-۲ شروع مدل سازی



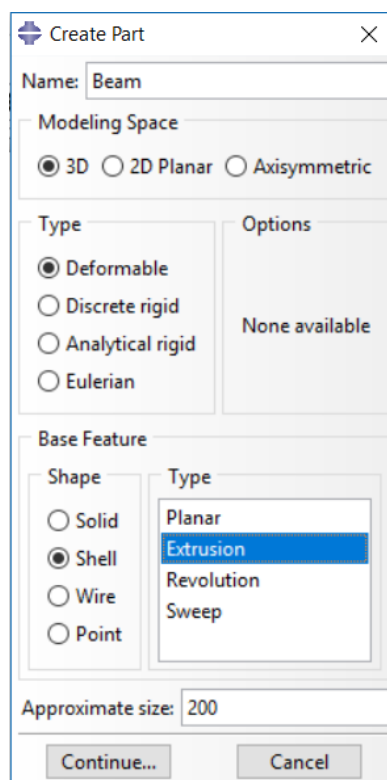
شکل ۸-۳

برای مدل سازی تیر، ستون و همچنین ورق فولادی از ماژول Part شروع می کنیم. در زمان فعال بودن Part در قسمت Tool box آیکن های شکل ۸-۳ قابل مشاهده هستند. برای شروع مدل سازی روی آیکن  کلیک کنید. با کلیک کردن بر روی این آیکن، پنجره شکل ۸-۴ ظاهر می شود. در این پنجره در قسمت Name یک نام برای قطعه ای که قصد داریم بسازیم انتخاب می کنیم. برای آنکه بتوان قطعات را بعد از هم تفکیک دهیم، نام Beam را برای تیر، نام Column را برای ستون و نام Plate را برای ورق فولادی انتخاب می کنیم. بنابراین در قسمت Name، کلمه Beam را تایپ می کنیم.

با توجه به اینکه قصد داریم از المان Shell برای مدل سازی تیر، ستون و ورق استفاده کنیم بنابراین در بخش Shape المان Shell را انتخاب می کنیم. در قسمت Type نیز نوع Extrusion را انتخاب می کنیم. در شکل ۸-۴ تنظیمات برای مدل سازی تیر نمایش داده شده است.



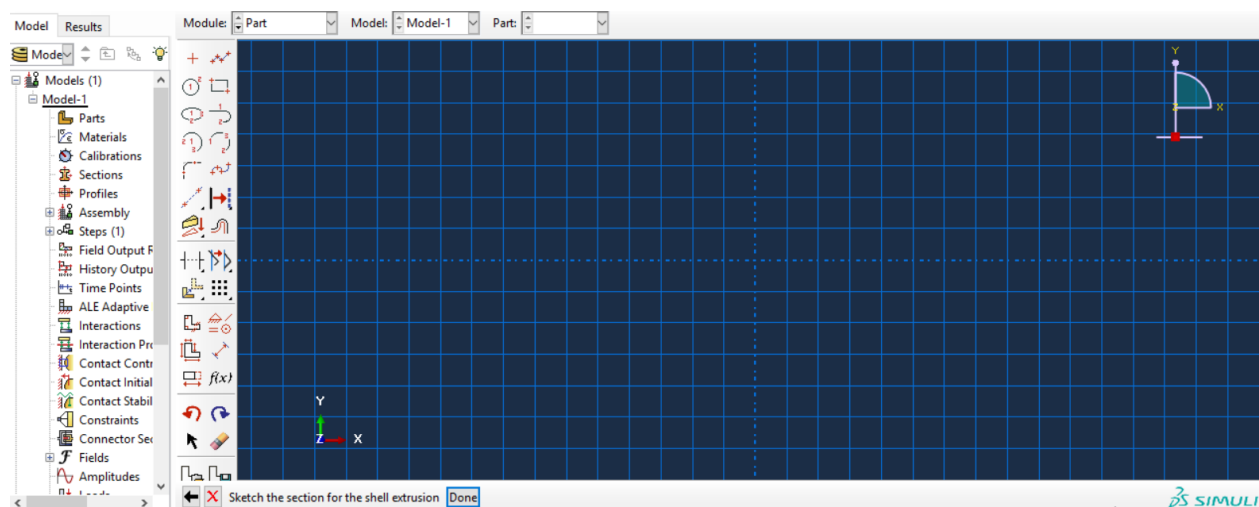
پیش فرض نرم افزار



اصلاح شده برای مدل سازی تیر

شکل ۸-۴: آمده سازی تیر برای مدل سازی

با کلیک بر روی Continue پنجره شکل ۸-۵ ظاهر می شود.



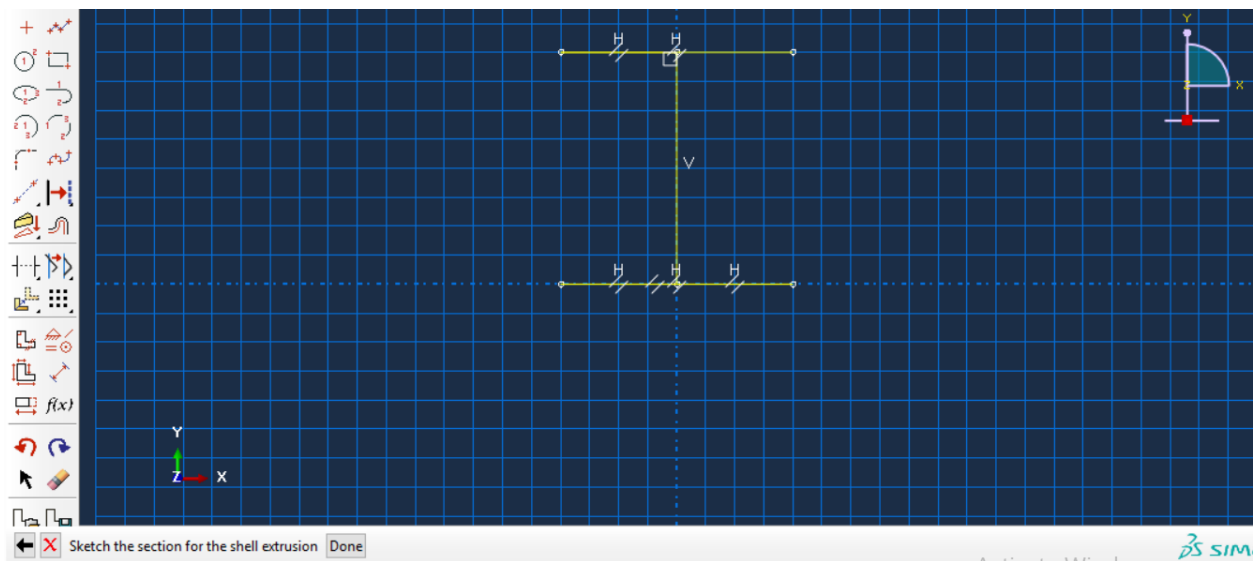
شکل ۵-۸

روش‌های متعددی برای مدل سازی وجود دارد. اما یکی از ساده‌ترین آنها دادن مختصات برای ترسیم المان است.

بنابراین روی  از نوار ابزار سمت راست کلیک می‌کنیم. که نمای شکل ۸-۶ ساخته می‌شود. در پایین پنجره

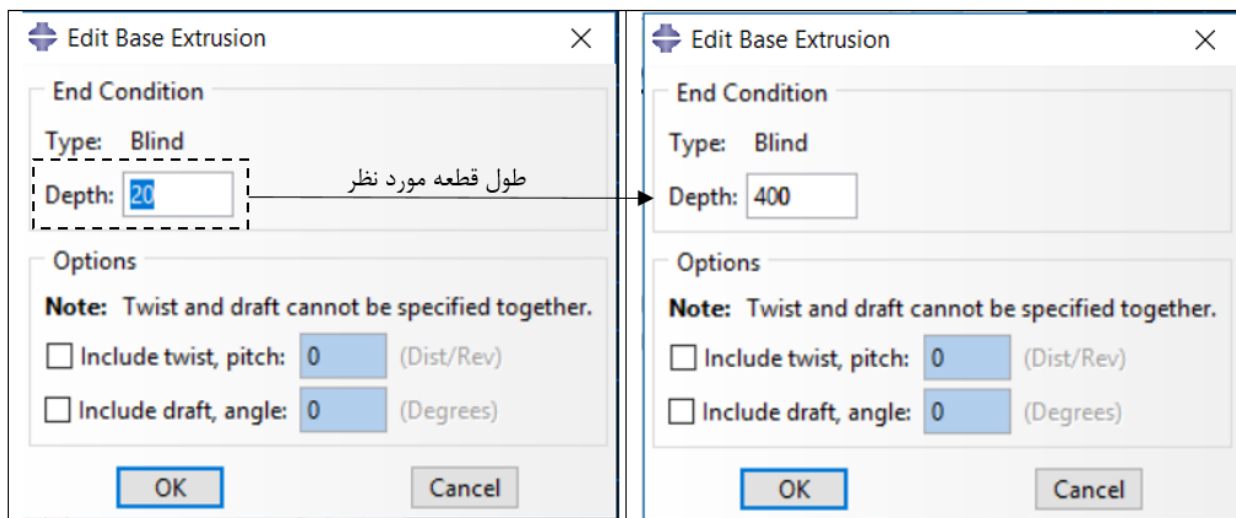
روی Done کلیک کنید تا پنجره شکل ۸-۷ ظاهر شود.

مختصات (x,y)			مرحله
-20,40			۱
20,40			۲
0,40			۳
-20,0			۴
0,0			۵
20,0			۶



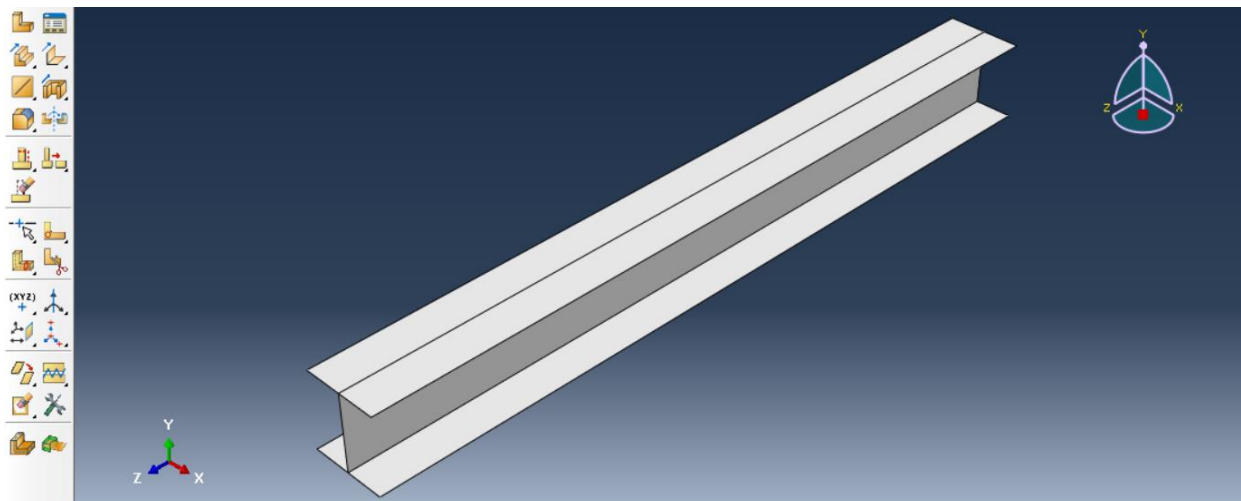
شکل ۶-۸

در این پنجره عمق یا به عبارت دیگر طول تیر را وارد می‌کنیم و Ok می‌زنیم تا تیر ساخته شود.



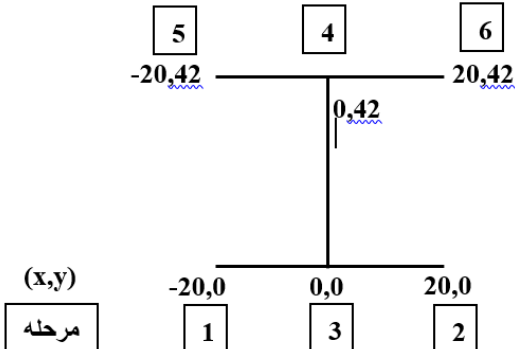
شکل ۷-۸

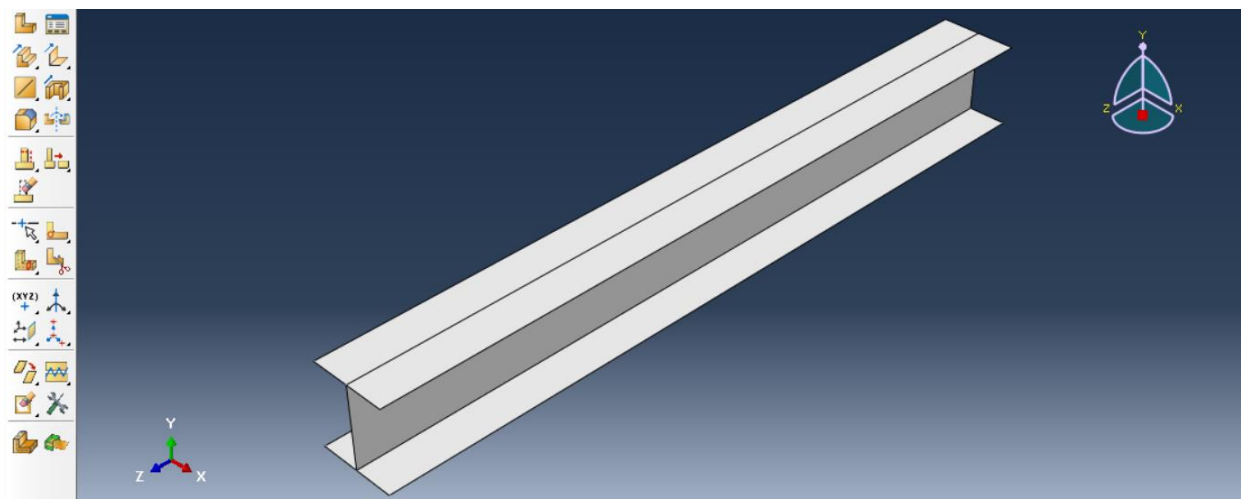
در شکل ۷-۸ که طول تیر را وارد می‌کنیم، با زدن دکمه Ok تیر همانند شکل ۸-۸ ساخته می‌شود.



شکل ۸-۸: مدل تیر ساخته شده

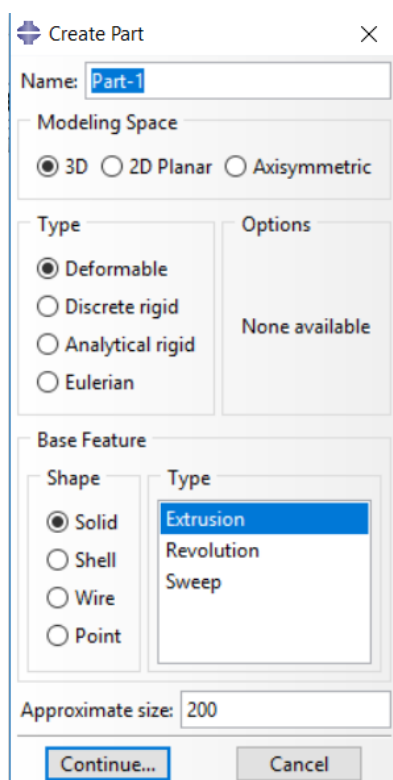
برای ساخت ستون نیز همانند روند مدل سازی تیر اقدام می‌کنیم یعنی مجدداً روی  کلیک می‌کنیم و تمام فرآیند ساخت تیر را تکرار می‌کنیم با این تفاوت که طول ستون را 380cm در نظر می‌گیریم و همچنین مشخصات مقطع را به صورت جدول زیر وارد می‌کنیم. در شکل ۹-۸ نمای ساخته شده ستون نمایش داده شده است.

			مرحله	مختصات (x,y)
			۱	-20.0
			۲	20.0
			۳	0.0
			۴	0.42
			۵	-20.42
			۶	20.42

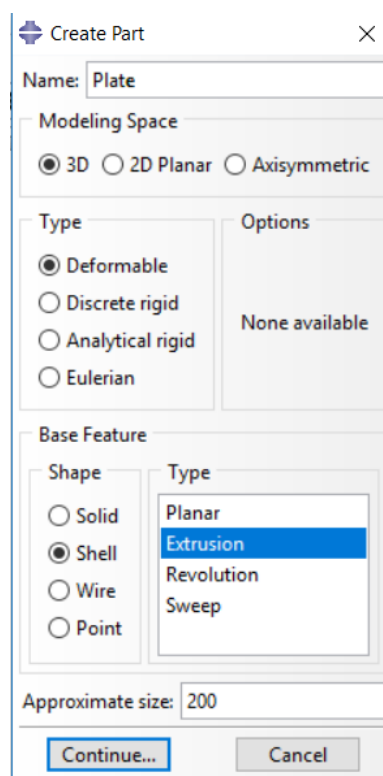


شکل ۸-۹

برای ساخت ورق به صورت زیر عمل می‌کنیم.



پیش فرض نرم افزار



اصلاح شده برای مدل سازی تیر

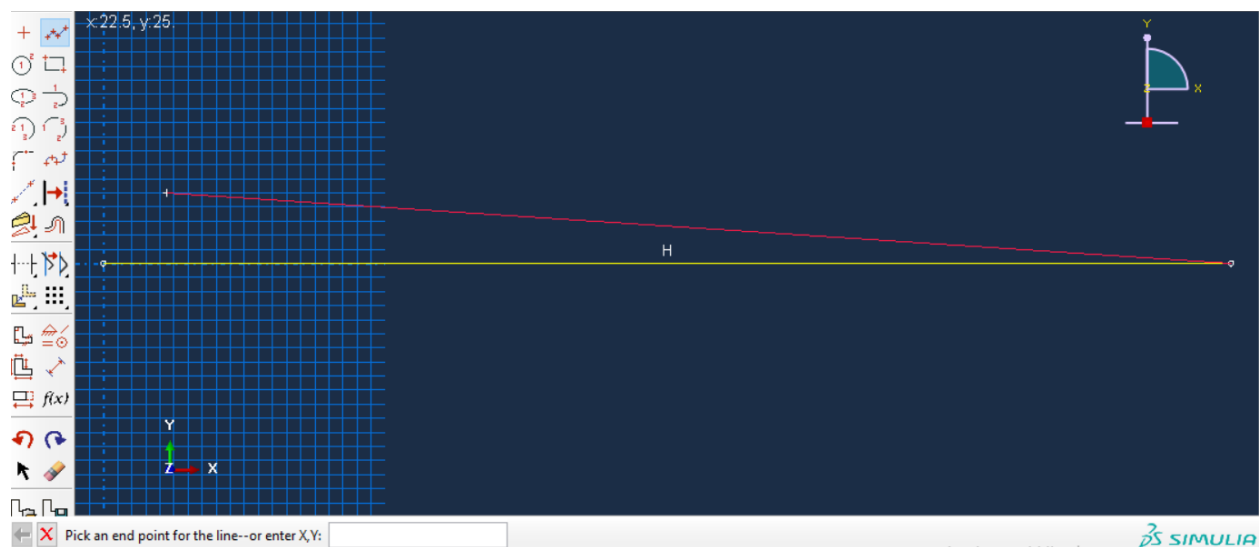
شکل ۸-۱۰

سپس روی  کلیک می‌کنیم. در پنجره باز شده، طول ورق را وارد می‌کنیم. یعنی

مرحله اول  Pick a starting point for the line--or enter X,Y: 0,0

مرحله اول  Pick an end point for the line--or enter X,Y: 400,0

با زدن Inter پنجره شکل ۸-۱۱ ظاهر می‌شود. همان گونه که در این شکل نمایان است، طول ورق بیشتر از پنجره اصلی نرم افزار است که تاثیری در ساخت و یا تحلیل ندارد. این شبکه بندی مربعی شکل فقط برای ترسیم می‌تواند به کاربر در ترسیم ها کمک کند وگرنه تاثیری در روند ساخت قطعات و همچنین تحلیل سازه‌ها ندارد.

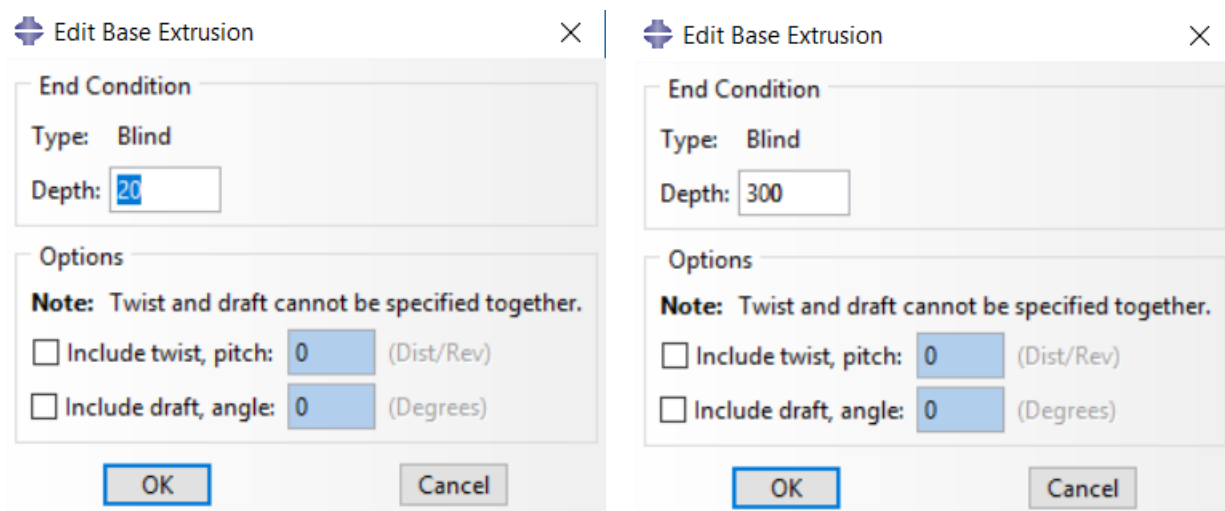


شکل ۸-۱۱

سپس روی  کلیک می‌کنیم که با کلیک کردن بر روی آن در نوار ابزار پایین، نمای ظاهر می‌شود. حال روی

Done کلیک می‌کنیم تا پنجره شکل ۸-۱۲ ظاهر شود. در این پنجره  Sketch the section for the shell extrusion 

ارتفاع ورق را وارد می‌کنیم و Ok می‌زنیم تا پنجره شکل ۸-۱۳ ظاهر شود.

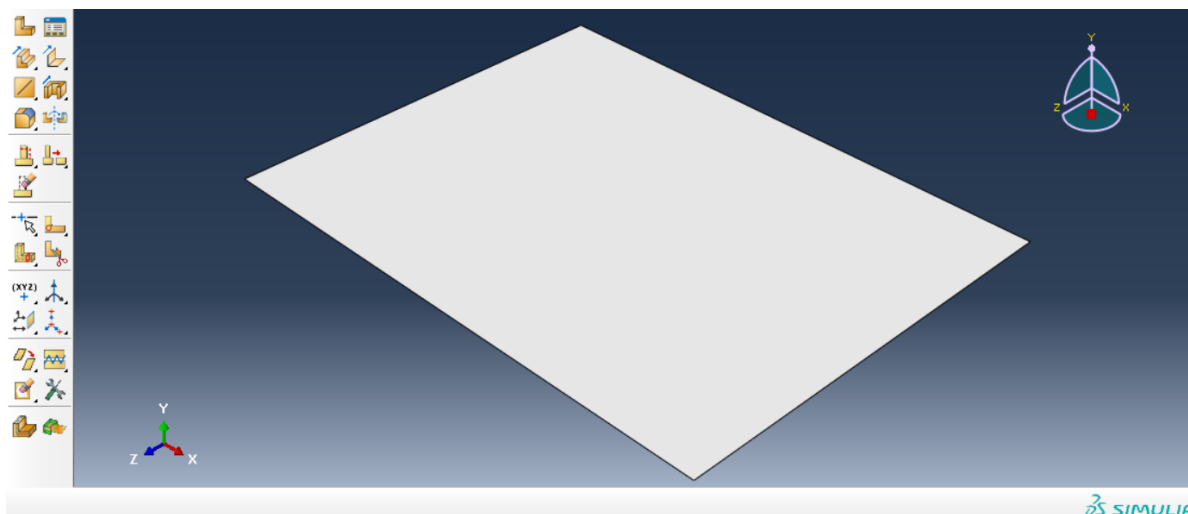


پیش فرض نرم افزار

اصلاح شده برای مدل سازی ورق

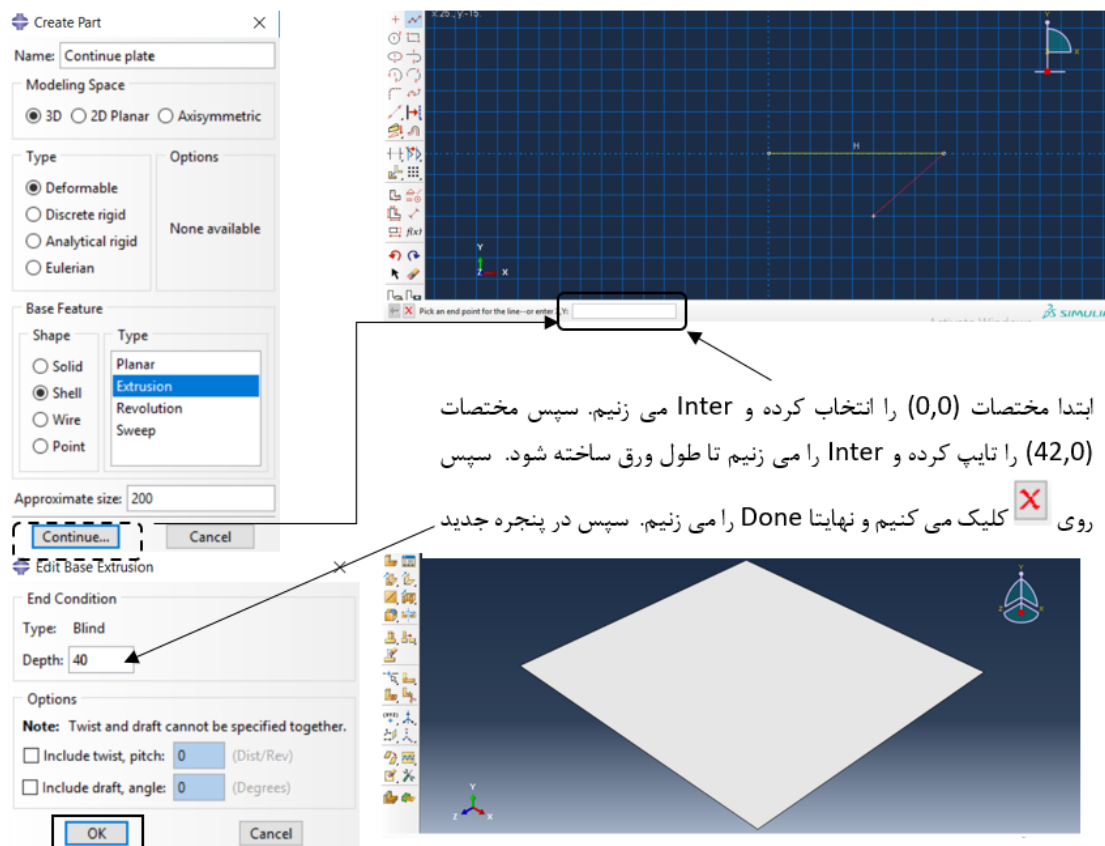
شکل ۸-۱۲

در ترسیم ورق روش‌های دیگری از جمله ترسیم ورق به عنوان Plane نیز وجود دارد که می‌توان از آنها نیز استفاده نمود. استفاده از هر کدام از روش‌های ساخت ورق تاثیری در نتایج تحلیل ندارد. در این فصل از یک روند برای مدل سازی تمام قطعات استفاده شد که ضمن سادگی روند یکسانی دنبال شود.



شکل ۸-۱۳

برای معرفی ورق‌های پیوستگی دقیقا همانند روند ساخت ورق فولادی عمل می‌کنیم با این تفاوت که نام Continue plate را برای ورق‌های پیوستگی انتخاب می‌کنیم. همچنین ابعاد مربوط به ورق پیوستگی را وارد می‌کنیم. در شکل ۸-۱۴ روند ساخت ورق‌های پیوستگی به صورت گام به گام نمایش داده شده است.



شکل ۸-۱۴: ساخت ورق پیوستگی

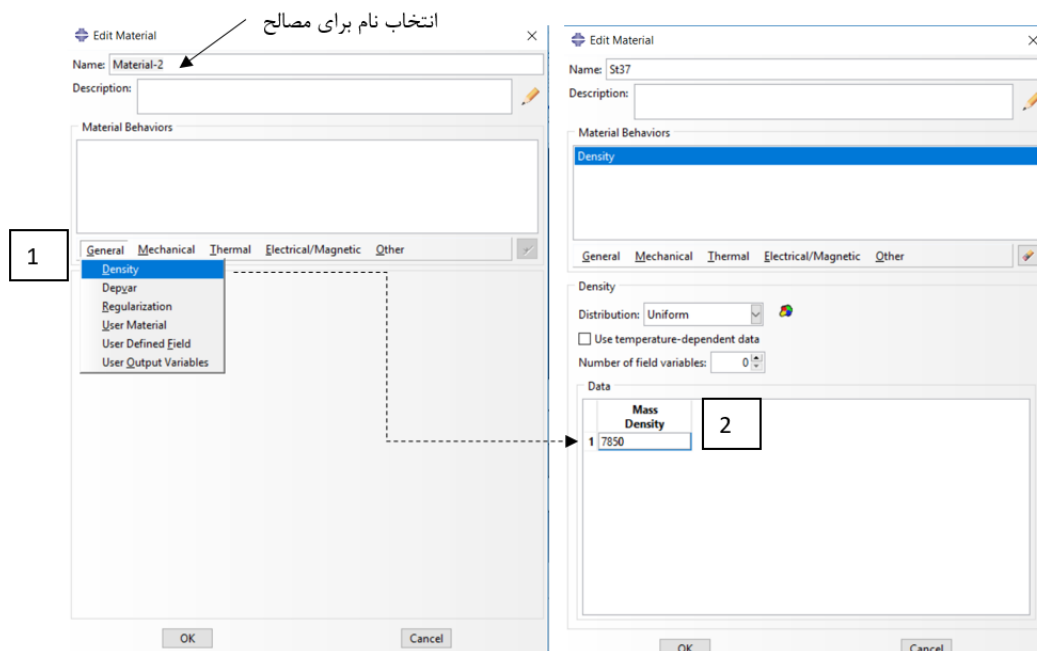
۳-۸ اختصاص دادن مشخصات به مقاطع

در این بخش ابتدا باید مشخصات هندسی و مصالح معرفی شوند سپس به اعضا اختصاص داده شوند. برای این کار باید ماژول Property را انتخاب کنیم. بنابراین از نوار ابزار افقی در قسمت Module ماژول Property را انتخاب می‌کنیم.



شکل ۸-۱۵

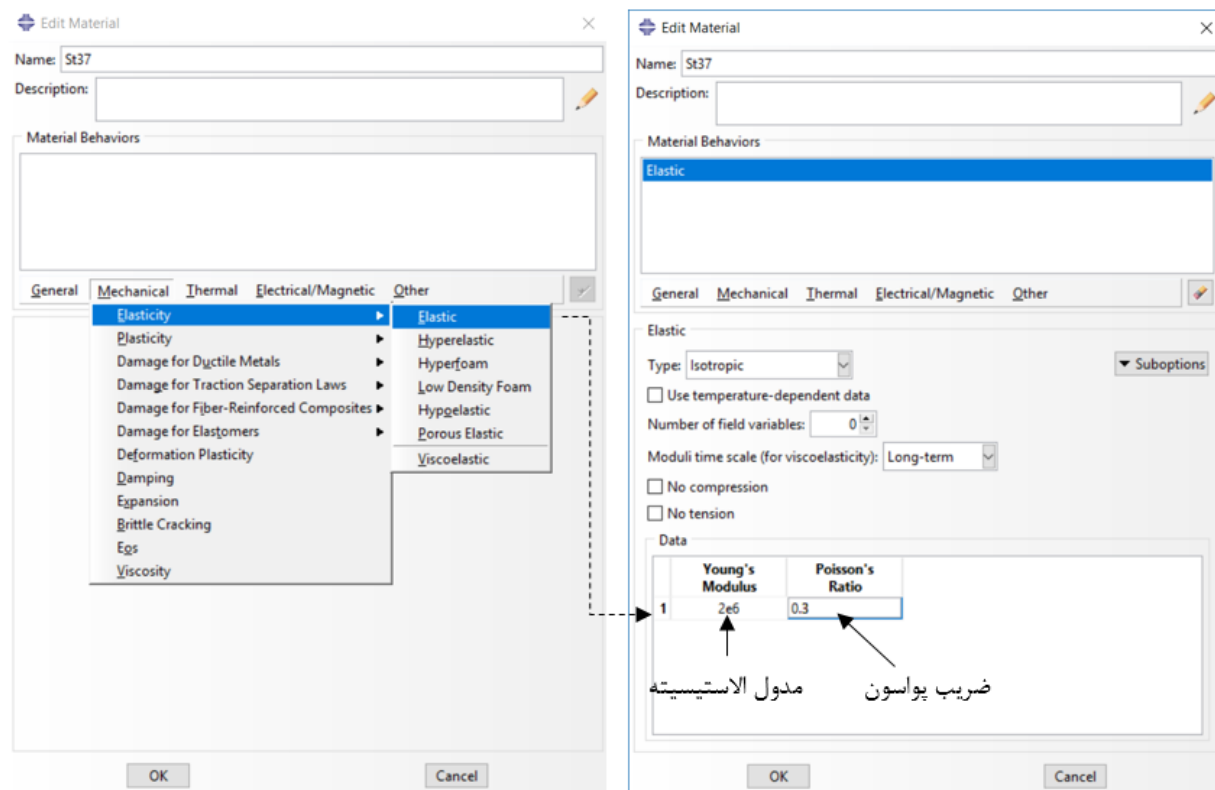
برای معرفی مصالح روی  کلیک کنید تا پنجره شکل ۸-۱۶ ظاهر شود. در این پنجره ابتدا بر روی General کلیک کنید سپس همانند شکل، مقدار جرم واحد حجم را برابر ۷۸۵۰ وارد کنید.



شکل ۸-۱۶

پس از معرفی وزن واحد جرم، باید مشخصات الاستیک و پلاستیک مصالح معرفی شود. برای این کار همانند

شکل ۸-۱۷ عمل می‌کنیم.

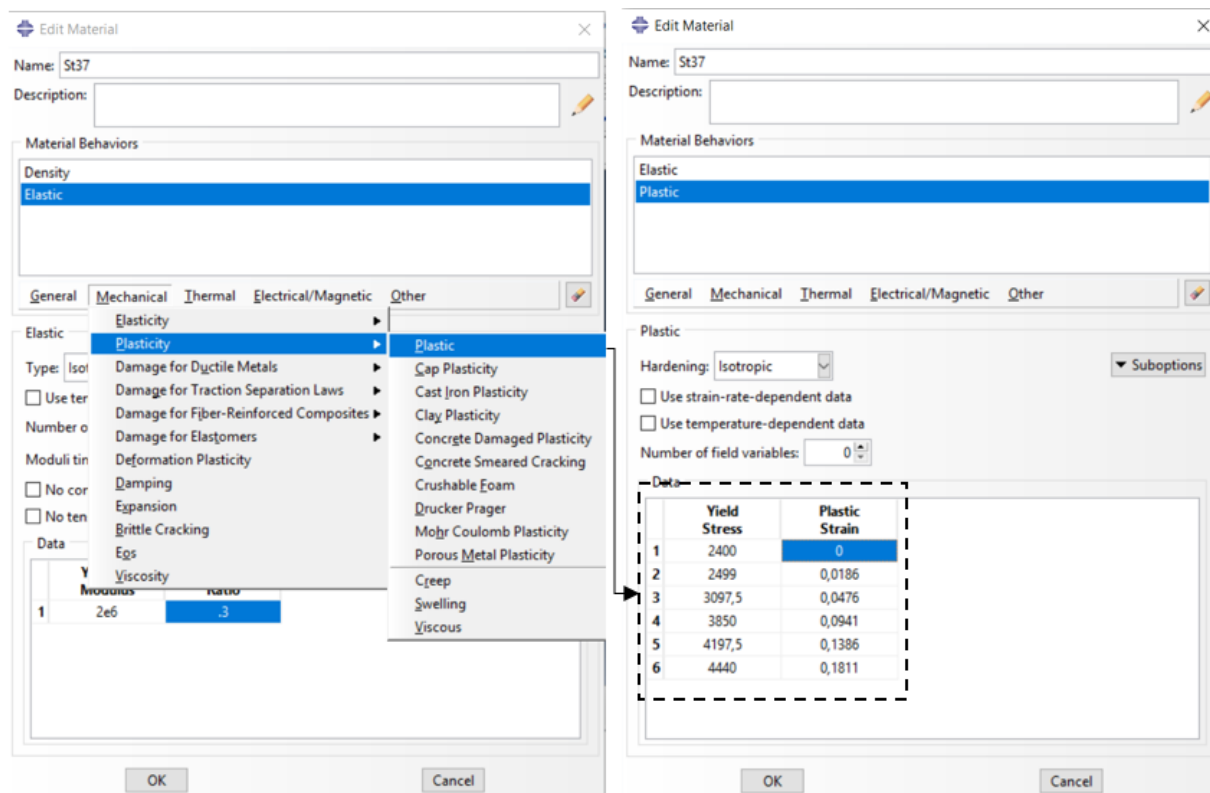


شکل ۸-۱۷: معرفی مشخصات الاستیک مصالح

پس از معرفی مدول الاستیسیته و ضریب پواسون، مشخصات پلاستیک به نرم افزار معرفی می‌شود. همان گونه

که در بخش اول این فصل توضیح داده شد، باید تنش و کرنش واقعی به نرم افزار معرفی شود. بنابراین تنش و کرنش

منطبق بر جدول ۸-۱ به نرم افزار معرفی می‌شود.

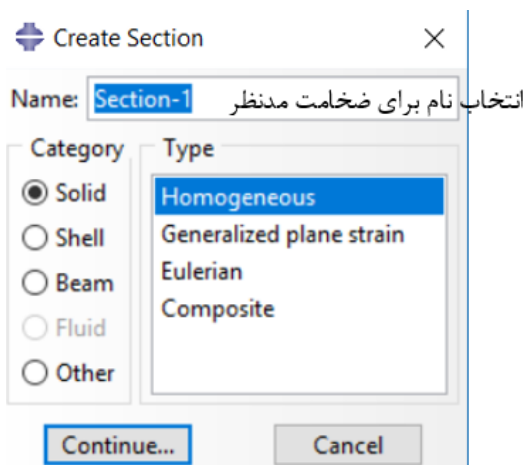


شکل ۸-۱۸: معرفی مشخصات پلاستیک مصالح

توجه شود اگر چند مصالح گوناگون در مدل سازی نیاز باشد به همین ترتیب که تشریح شد مصالح با نام های مختلف معرفی می شود.

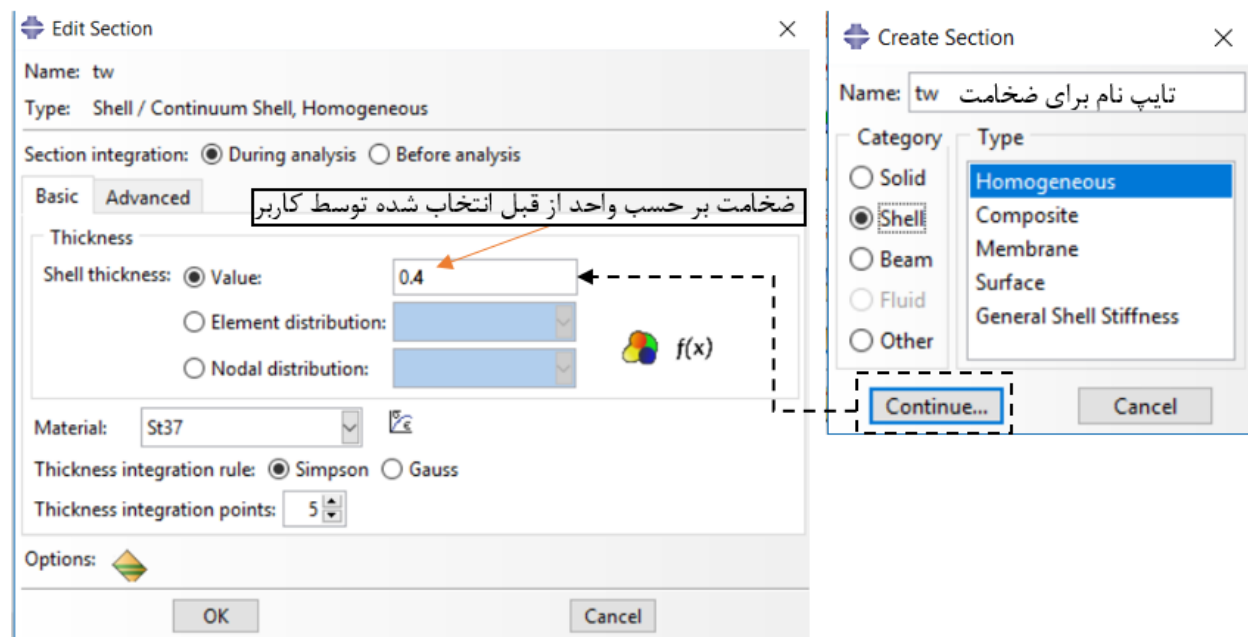
پس از معرفی مصالح باید مشخصات هندسی یعنی ضخامت ورق های گوناگون را معرفی کنیم. از آنجا که ضخامت بال و جان تیر و ستون و همچنین ضخامت ورق فولادی با هم متفاوت است باید نام هایی برای آنها انتخاب کنیم که بتوانیم برای اختصاص دادن آنها را تشخیص دهیم. بدین منظور tcp را برای ورق های پیوستگی، tw را برای ضخامت ورق فولادی، tfb را برای ضخامت بال تیر، twb را برای ضخامت جان تیر انتخاب می کنیم تا تشخیص دهیم اندیس b مربوط به تیر است. همچنین tfc را برای ضخامت بال تیر، و twc را برای ضخامت جان ستون انتخاب می کنیم تا تشخیص دهیم اندیس c مربوط به ستون است. بنابراین برای معرفی ضخامت ها به صورت شکل زیر عمل می کنیم.

مطابق شکل ۸-۱۵ بر روی  کلیک می‌کنیم. با کلیک کردن بر روی  پنجره مطابق شکل ۸-۱۹ ظاهر می‌شود. این کار را باید برای معرفی هر ضخامت انجام دهیم.

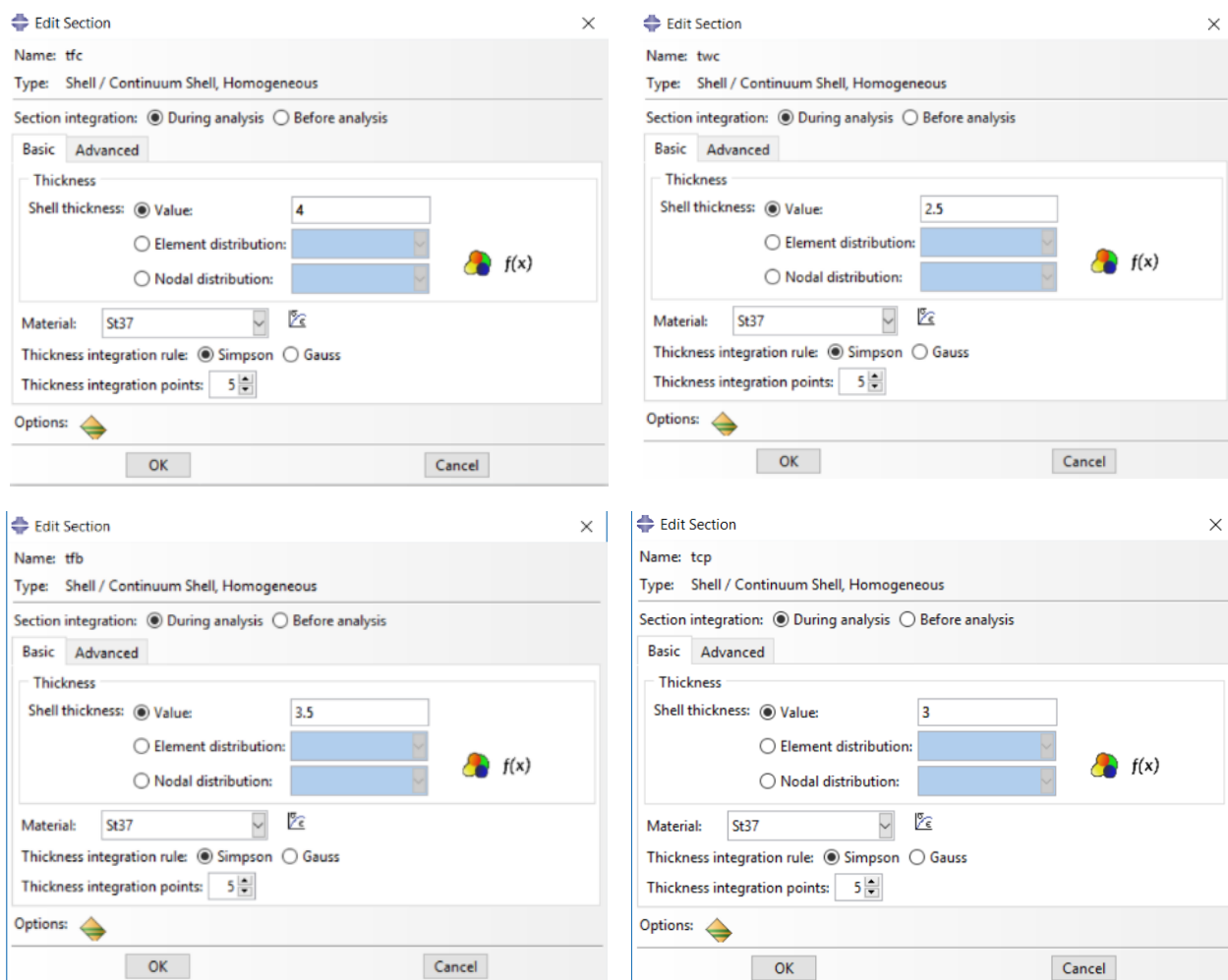


شکل ۸-۱۹

در شکل ۸-۲۰ نحوه معرفی ضخامت ورق فولادی نمایش داده شده است. همین روند را برای سایر ضخامت‌ها یعنی ضخامت بال و جان تیر و همچنین ورق‌های پیوستگی تکرار می‌کنیم.

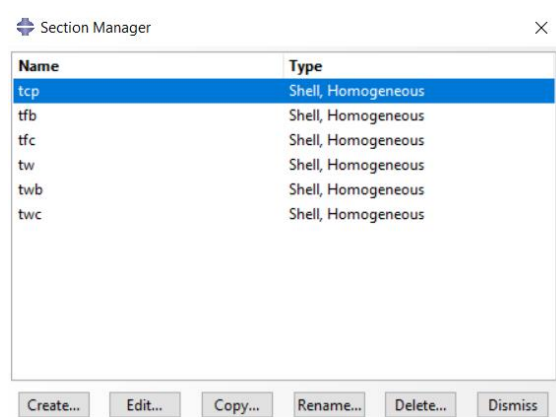


شکل ۸-۲۰: مراحل معرفی ضخامت ورق فولادی



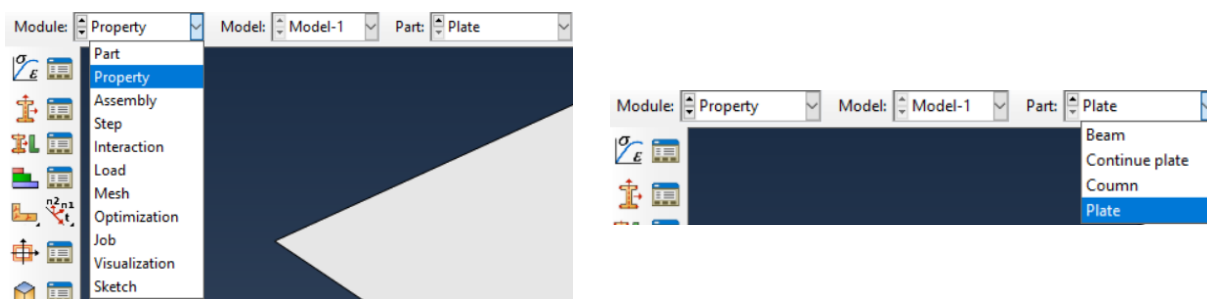
شکل ۸-۲۱: معرفی ضخامت ها

پس از معرفی ضخامت های اگر روی آیکن  که در کنار معرفی ضخامت ها  وجود دارد کلیک کنیم، پنجره ای مطابق شکل ۸-۲۲ ظاهر می شود. در این پنجره اگر بخواهیم ضخامتی را تغییر دهیم می توانیم روی Edit کلیک کرد و ضخامت را تغییر داد.



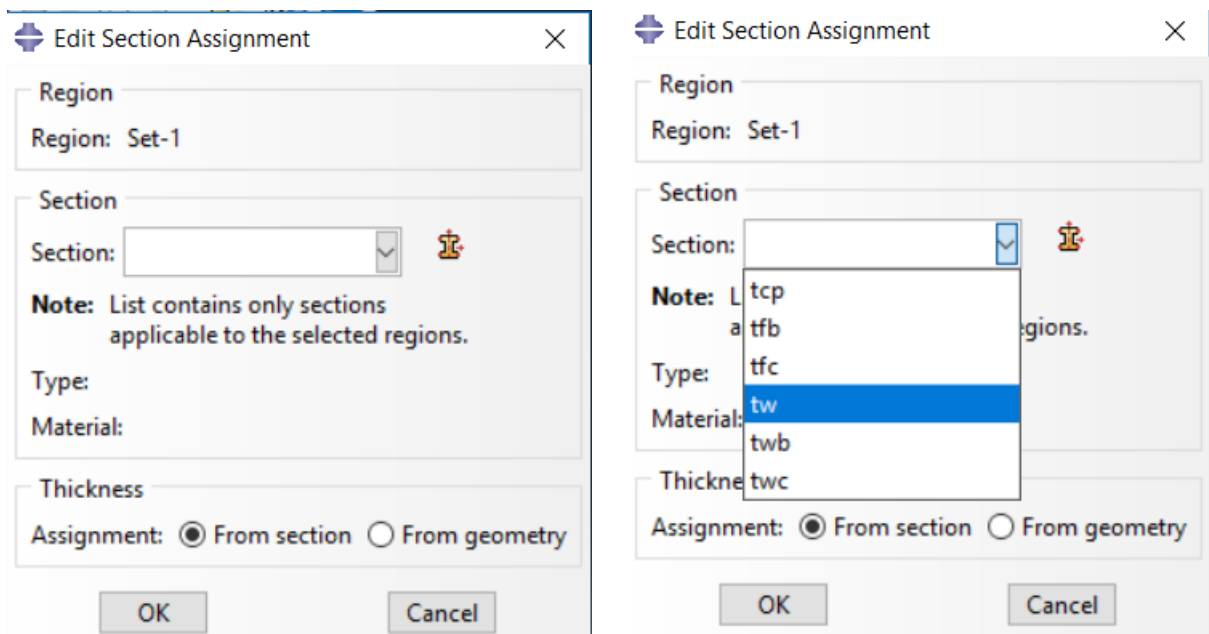
شکل ۸-۲۲: پنجره ویرایش ضخامت های معرفی شده

پس از معرفی ضخامت ها باید آنها را به قطعات ساخته شده اختصاص دهیم. برای این کار از منوی بالا پنجره در قسمت Module ابتدا Property را انتخاب کنید. سپس از پنجره Part همانند شکل ۸-۲۲، Plate را انتخاب کنید. با انتخاب Plate در صفحه اصلی نرم افزار، ورق فولادی نمایش داده می شود.



شکل ۸-۲۲

سپس از ابزارهای قائم سمت چپ روی  کلیک کنید. با کلیک کردن بر روی آن، روی ورق فولادی کلیک کنید تا به حالت انتخاب درآید. سپس در پایین پنجره Done را بزنید تا پنجره شکل ۸-۲۳ ظاهر شود. همانند آنچه در این شکل نمایش داده شده است، ضخامت مورد نظر را انتخاب می کنیم و Ok را می زنیم. در این مرحله ضخامت tw که قبلا برای ورق فولادی تعریف کردیم اختصاص می دهیم. بنابراین در قسمت Section ضخامت tw را انتخاب می کنیم. در مراحل بعد، ضخامت مربوط به هر قسمت را جداگانه اختصاص می دهیم. با زدن Ok قطعه ای که مقطع (ضخامت و مصالح) به آن اختصاص داده شده به رنگ سبز در می آید که نشانگر اختصاص موفقیت آمیز مقطع و مصالح به آن قطعه است.

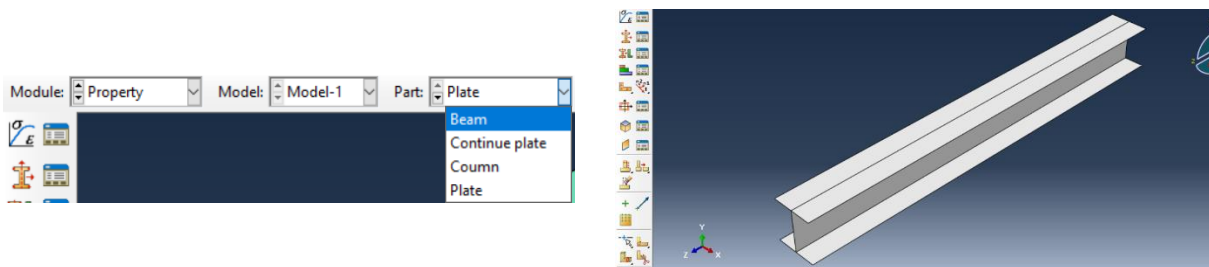


پیش فرض نرم افزار

انتخاب ضخامت مورد نظر

شکل ۸-۲۳: اختصاص ضخامت

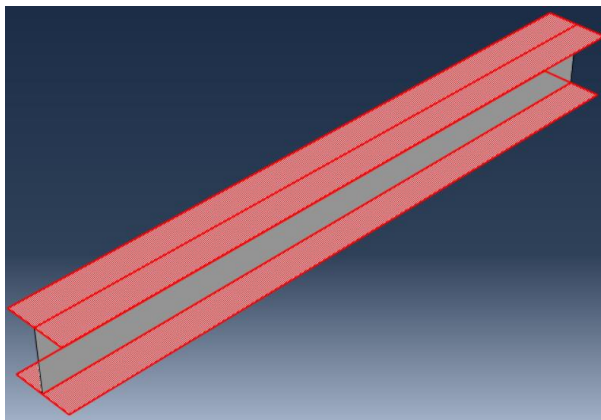
برای سایر قطعات نیز به همین منوال اقدام می‌کنیم. برای نمونه، اختصاص مقاطع به مقطع تیر نیز توضیح داده می‌شود. سایر موارد تکرار مکررات است که خواننده باید آنها را انجام دهد. برای اختصاص دادن مقاطع به تیر در قسمت Part همانند شکل ۸-۲۲، مقطع Beam را انتخاب می‌کنیم که در شکل ۸-۲۴ نمایش داده شده است. با انتخاب Beam مقطع تیر همانند شکل سمت راست ۸-۲۴ نمایش داده می‌شود.



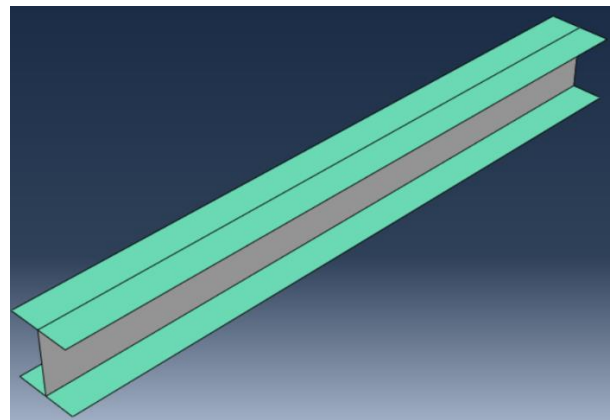
شکل ۸-۲۴

سپس با کلیک کردن بر روی بال‌های تیر، آنها را انتخاب می‌کنیم که در شکل ۸-۲۵ نمایش داده شده است. برای انتخاب کردن بالها، دکمه shift را نگه می‌داریم تا بتوان تمام قسمت‌ها را انتخاب کرد.

پس از آن انتخاب بال تیر همانند روندی که برای اختصاص مشخصات به ورق فولادی طی شد، مجدداً تکرار می‌کنیم. یعنی همانند بخش قبل روی آیکن  در نوار ابزار کناری کلیک می‌کنیم. بعد از آن روی Done کلیک می‌کنیم تا پنجره ای همانند شکل ۸-۲۳ ظاهر شود (تکراری). در این پنجره ضخامت مربوط به بال تیر یعنی tfb را انتخاب می‌کنیم و Ok می‌زنیم تا مقطع به بال تیر اختصاص داده شود.



انتخاب بال تیر

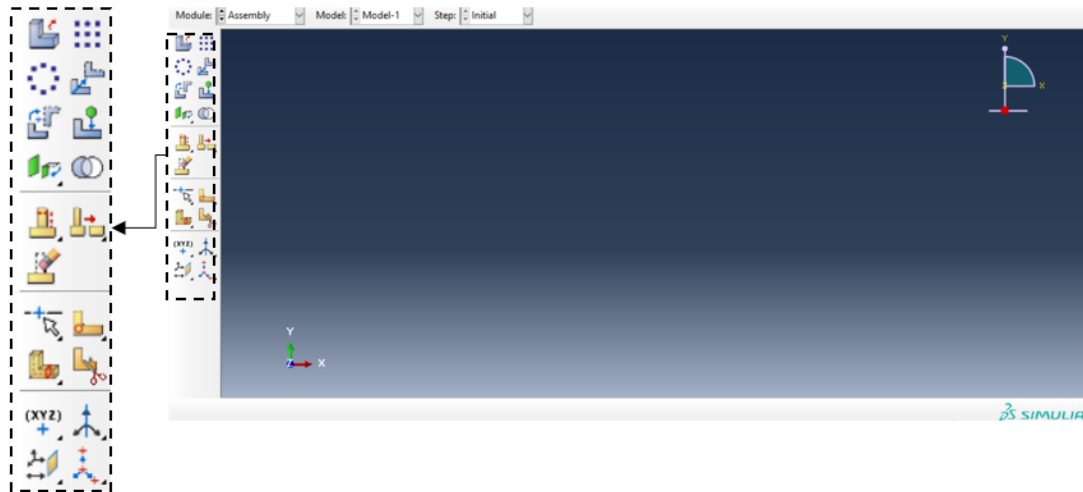


اختصاص مشخصات به بال تیر

شکل ۸-۲۵

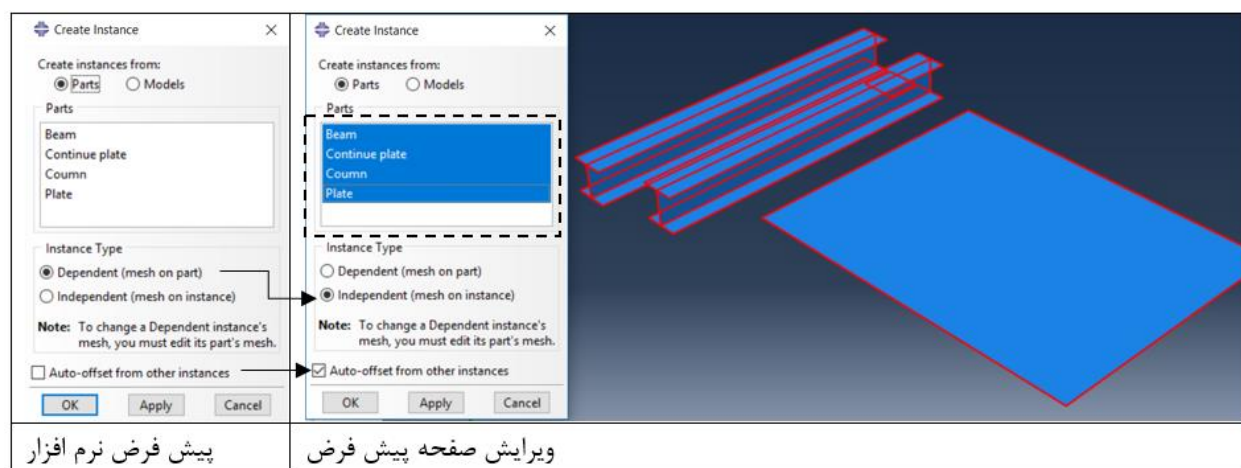
پس از اختصاص مشخصات به بال، جان تیر را انتخاب می‌کنیم و Done را می‌زنیم. در پنجره باز شده ضخامت مربوط به جان یعنی twb را انتخاب کرده و Ok را می‌زنیم. همین روند را برای اختصاص مشخصات به ستون و ورق‌های پیوستگی تکرار می‌کنیم که برای پرهیز از تکرار مکررات از بیان آن خودداری می‌شود.

پس از اختصاص مشخصات به قطعات باید قطعاتی که به صورت مستقل ایجاد شده‌اند در کنار هم قرار داده شوند تا دیوار برشی فولادی کامل ساخته شود. این کار در ماژول Assembly انجام می‌شود. همان گونه که در شکل ۸-۲ نمایش داده شد، از منوی نشان داده شده Assembly را انتخاب می‌کنیم. با انتخاب آن، پنجره شکل ۸-۲۶ ظاهر می‌شود. در این شکل ابزارهای قائم که در ادامه مورد استفاده قرار خواهند گرفت در سمت چپ بزرگنمایی شده است.



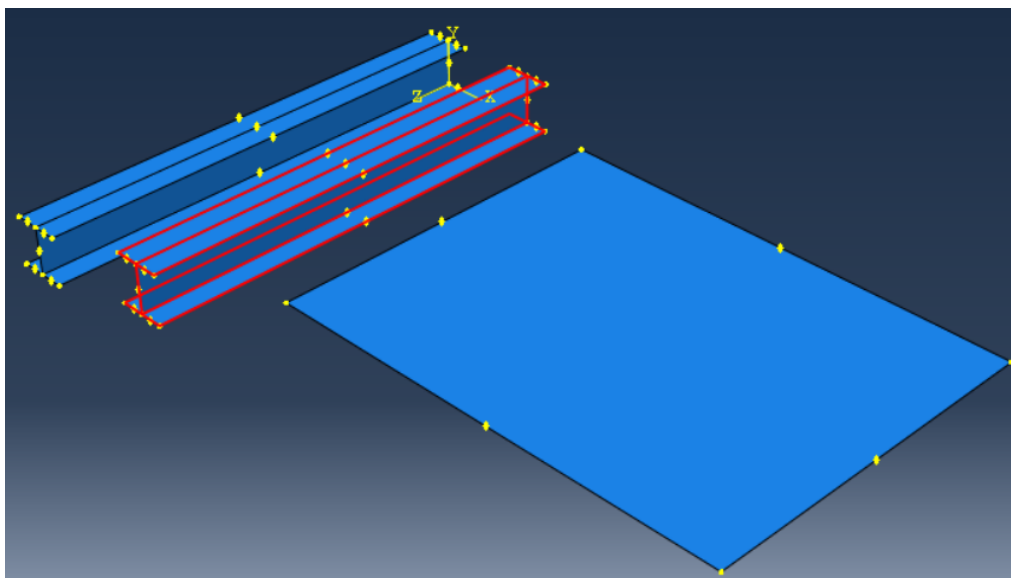
شکل ۸-۲۶: صفحه Assembly و ابزار مربوط به آن

در نوار ابزار قائم شکل ۸-۲۶ که بزرگنمایی شده است روی  کلیک کنید. با کلیک کردن بر روی آن، پنجره جدید باز می‌شود که در شکل ۸-۲۷ نمایش داده شده است. نام قطعاتی که در قسمت Part مطابق شکل ۸-۲۷ نمایش داده شده را انتخاب کنید. با انتخاب هر کدام از قطعات، آن قطعه در صفحه اصلی نرم افزار نمایان می‌شود. در قسمت Instance Type نوع Independent را انتخاب کنید تا بتوان قطعات را به صورت مستقل مش بندی نمود. همچنین تیک Auto-offset from other instant را بزنید تا قطعات نمایش داده شده در صفحه اصلی نرم افزار مقداری از هم فاصله داده شده و قابل تشخیص باشد. در نهایت Ok را بزنید.



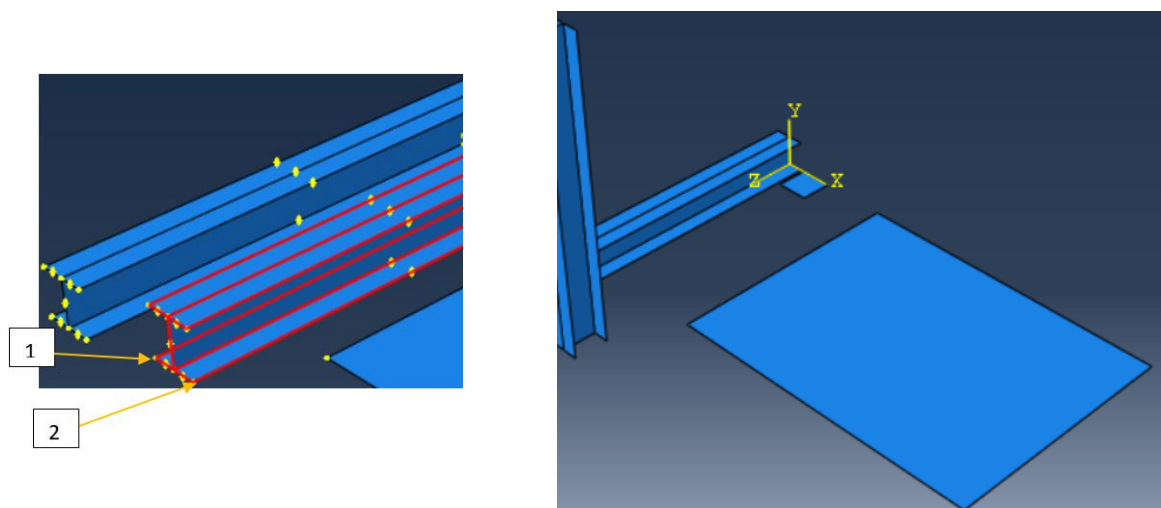
شکل ۸-۲۷: تنظیم پنجره Assembly

پس از فراخوانی قطعات به پنجره Assembly باید آنها را مونتاژ نمود. برای این کار روی  کلیک کنید تا بتوان قطعات را چرخاند. پس از انتخاب آن، ستون را انتخاب کنید و سپس Done را بزنید.



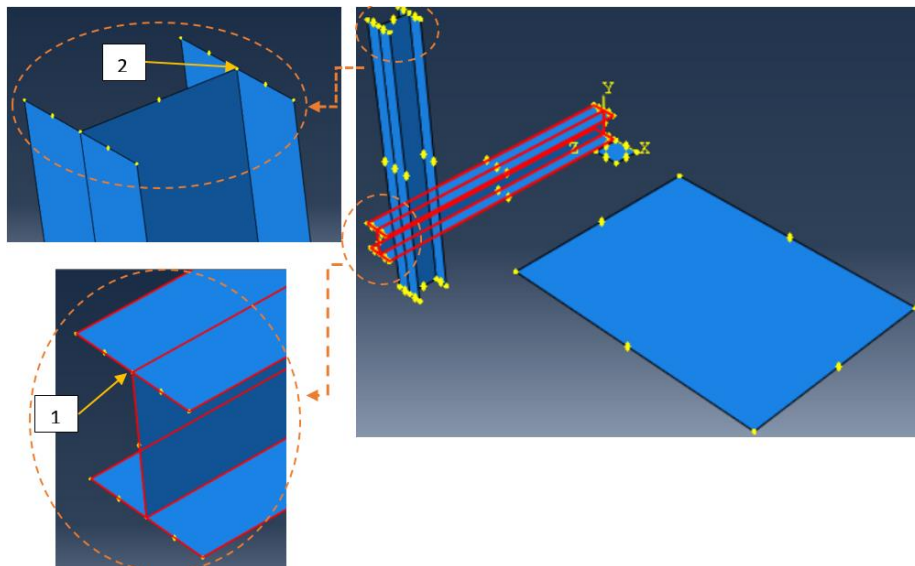
شکل ۸-۲۸

پس از کلیک بر روی Done باید محور دوران را انتخاب کنید تا قطعه حول آن محور چرخانده شود. لذا مطابق شکل ۸-۲۹، دو نقطه نشان داده شده در شکل را به ترتیب انتخاب کنید سپس Inter را بزنید. مجدداً Inter را بزنید یا روی Ok کلیک کنید تا ستون به حالت ایستاده مطابق شکل ۸-۲۹ سمت راست درآید.



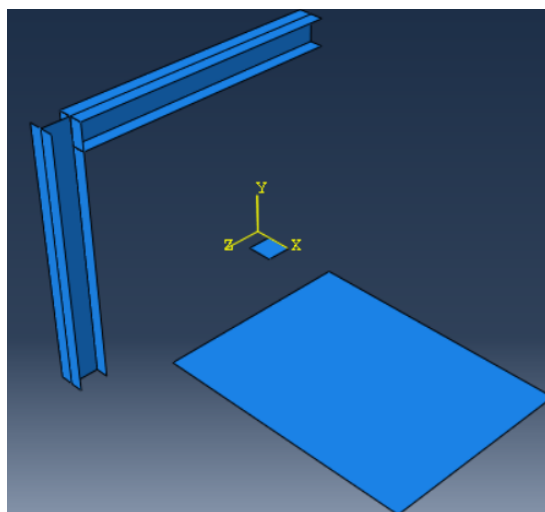
شکل ۸-۲۹: دوران دادن ستون

پس از دوران دادن ستون باید تیر را به ستون متصل نمود. روی  کلیک کنید. سپس مطابق شکل روی تیر کلیک کنید تا به حالت انتخاب درآید. با انتخاب تیر، مقطع آماده انتقال به محل مورد نظر است. سپس مطابق شکل ۸-۲۹ ابتدا نقطه انتهای بال فوقانی تیر را انتخاب کنید، شماره ۱ در شکل ۸-۲۹، سپس نقطه شماره ۲ روی ستون را انتخاب کنید تیر در محل مورد نظر قرار گیرد. سپس Done را در نوار ابزار افقی پایین پنجره بزنید.



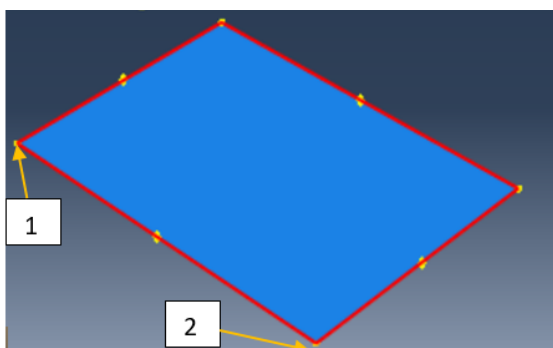
شکل ۸-۳۰: انتقال تیر به محل نصب

نهایتاً Ok را بزنید. پس از زدن Ok، نمای شکل ۸-۳۱ در پنجره اصلی نرم افزار نمایش داده می‌شود.

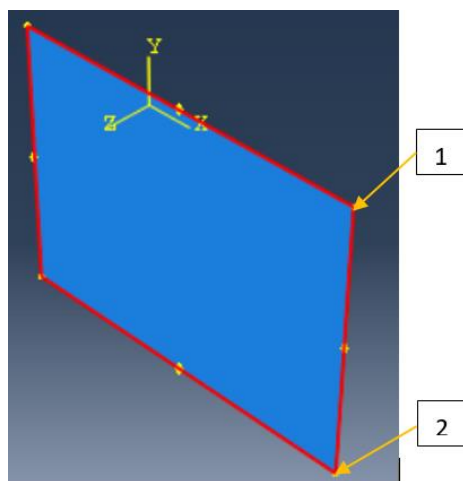


شکل ۸-۳۱: نصب تیر بر روی ستون

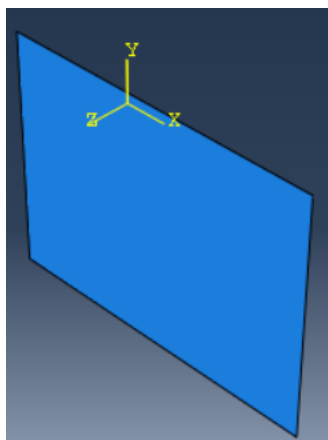
پس از تیر باید ورق فولادی را دوران و سپس در محل مورد نظر نصب کنیم. برای این کار مجدداً طبق روال دوران ستون اقدام می‌کنیم. یعنی برای این کار روی  کلیک کنید پس از انتخاب آن، ورق فولادی را انتخاب کنید و سپس Done را بزنید. پس از زدن Done، مطابق شکل ۸-۳۲ به ترتیب گره‌های نشان داده در شکل که با شماره ۱ و ۲ نشان داده شده را کلیک کنید سپس Inter بزنید. مجدداً Inter را بزنید یا در پنجره پایین Ok را بزنید تا ورق به حالت ایستاده مطابق شکل ۸-۳۲ درآید.



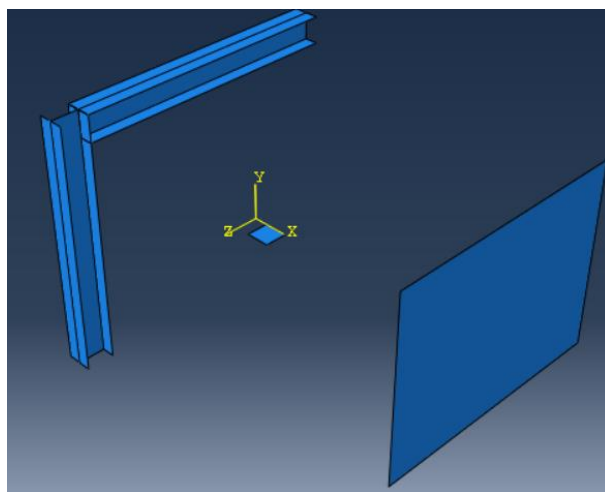
مرحله ۱



مرحله ۲



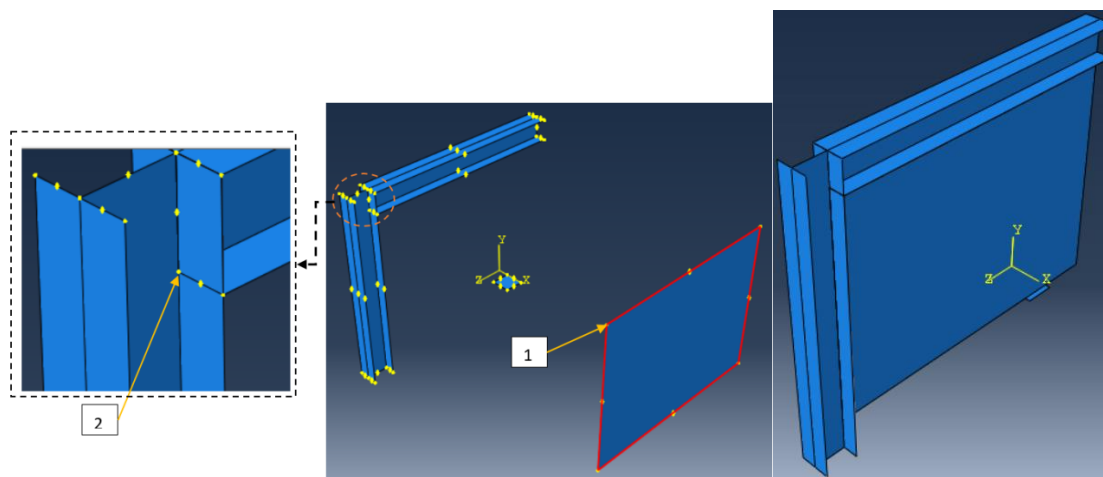
نمایش پس از دوران مرحله ۱



نمایش پس از دوران مرحله ۲

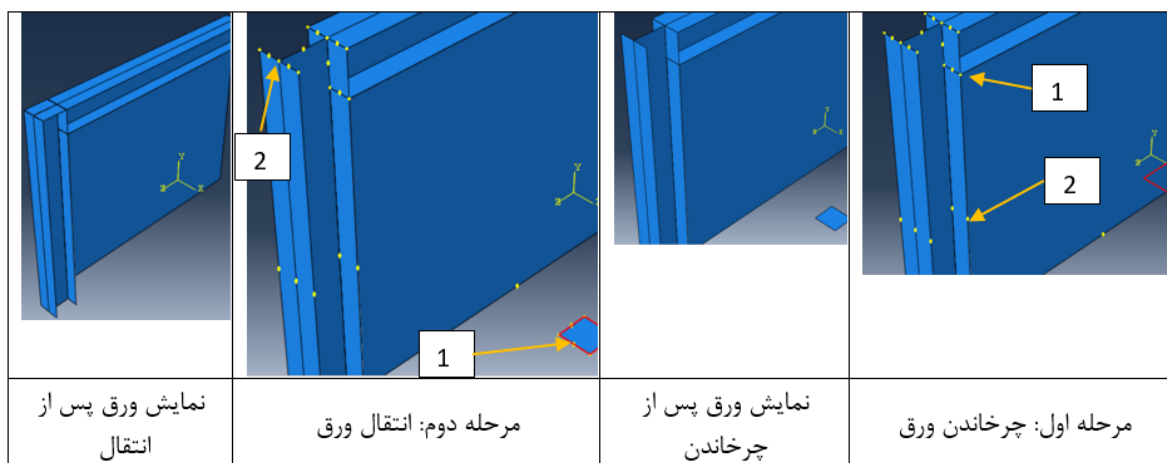
شکل ۸-۳۲: دوران ورق فولادی

پس از اتمام دوران ورق فولادی، باید آن را در محل مورد نظر نصب کرد. برای این کار مطابق همان روندی که برای انتقال تیر انجام شد، روال تکرار می‌شود. بنابراین روی  کلیک کنید. سپس ورق فولادی را انتخاب کنید تا به حالت انتخاب درآید سپس Done را در نوار ابزار افقی پایین پنجره بزنید.



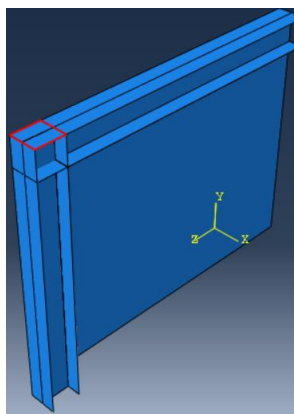
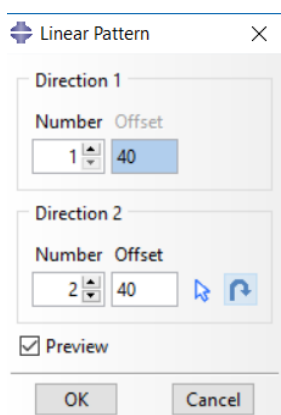
شکل ۸-۳۳

همانند روند چرخاندن و انتقال ورق فولادی، ورق پیوستگی را نیز ابتدا می‌چرخانیم و سپس در محل بالای ستون قرار می‌دهیم. با توجه به اینکه این روند کاملاً تکراری است، لذا در شکل ۸-۳۴ به صورت گام به گام نمایش داده شده است. توجه شود برای چرخاندن از  استفاده می‌شود و برای انتقال قطعه از  استفاده می‌شود.



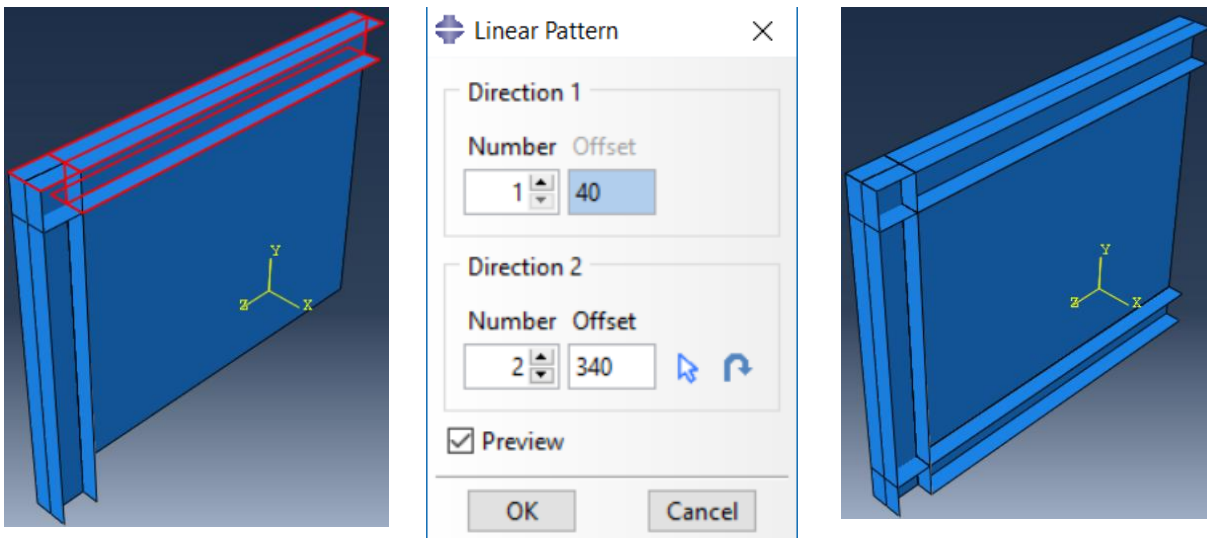
شکل ۸-۳۴

پس از آنکه تیر، ستون، ورق فولادی و ورق پیوستگی در محل خود قرار گرفتند با استفاده از دستور کپی بقیه سازه را مدل سازی می‌کنیم. برای کپی کردن ورق اتصال و همچنین تیر و ستون روی  کلیک کنید. در پنجره ظاهر شده، ورق پیوستگی را انتخاب کرده و Ok را بزنید تا پنجره شکل ۸-۳۵ ظاهر شود. در این پنجره، در راستای قائم مطابق عدد ۴۰ را وارد کنید و  را بزنید تا کپی به سمت پایین صورت گیرد. با وارد کردن عدد یا استفاده از  نرم افزار همزمان وضعیت قرار گیری قطعه کپی شده را نشان می‌دهد.



شکل ۸-۳۵

برای کپی کردن تیر و همچنین ورق اتصال در پای سازه، مطابق شکل ۸-۳۶ ابتدا روی  کلیک کرده سپس آنها را انتخاب می‌کنیم. با انتخاب قطعات مورد نظر و زدن Inter، پنجره ای باز می‌شود که مطابق شکل تنظیمات آن را انجام می‌دهیم و Ok را می‌زنیم تا تیر و ورق‌های پیوستگی در پای سازه تکرار شوند.



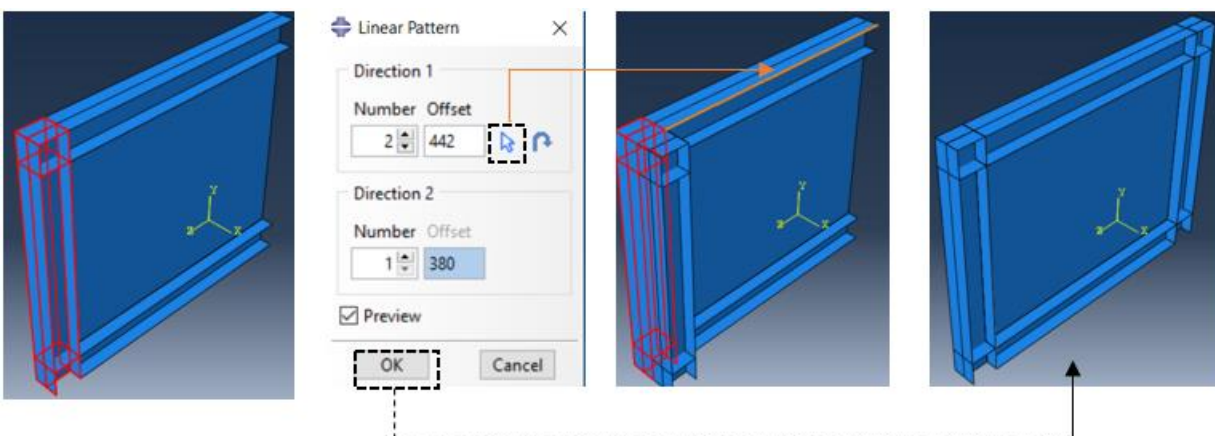
انتخاب تیر و ورق پیوستگی

تنظیم مربوط به محل قرار گیری

نمایش بعد از کپی شدن

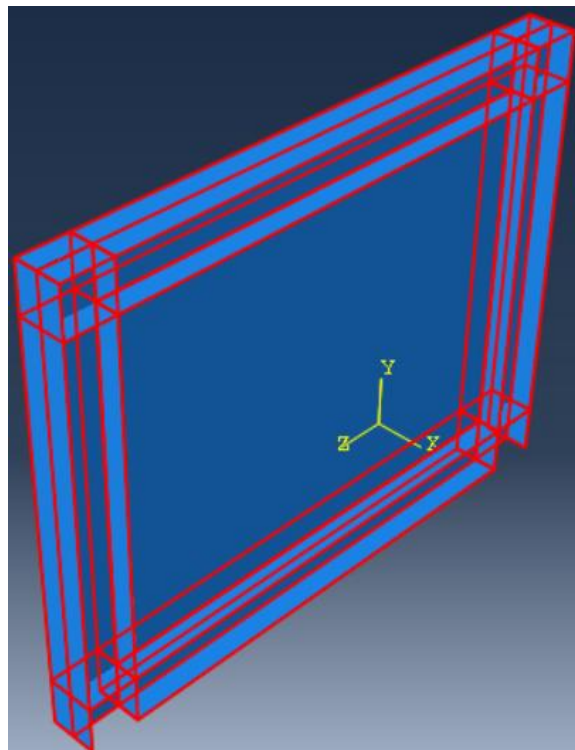
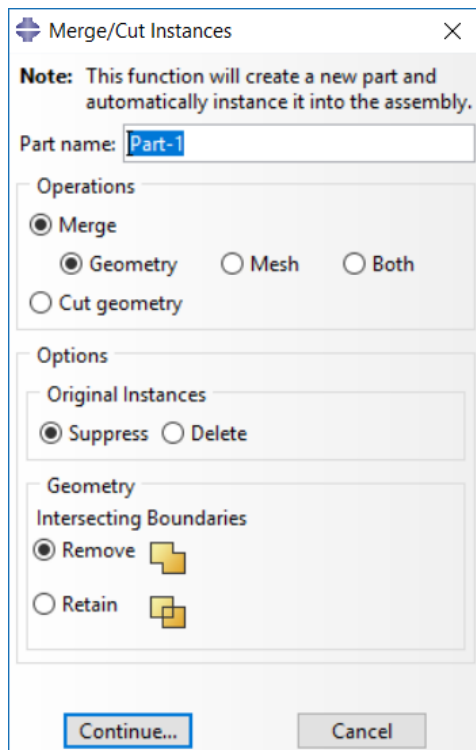
شکل ۸-۳۶

برای تکرار ستون در سمت راست سازه نیز همین روند را تکرار می‌کنیم. بنابراین ابتدا روی  کلیک کرده سپس ستون و ورق‌های پیوستگی را مطابق شکل ۸-۳۷ انتخاب می‌کنیم. در پنجره ظاهر شده مسیری که باید ستون در آن جهت تکرار شود را به نرم افزار معرفی می‌کنیم. بنابراین روی علاومت  کلیک می‌کنیم و سپس روی خط بال تیر کلیک می‌کنیم تا جهت تکرار و کپی شدن ستون برای نرم افزار مشخص شود. سپس مطابق شکل در جهت تعیین شده عدد ۴۴۲ را وارد می‌کنیم و Ok را می‌زنیم تا ستون کپی شود که نمای آن در شکل نمایش داده شده است.



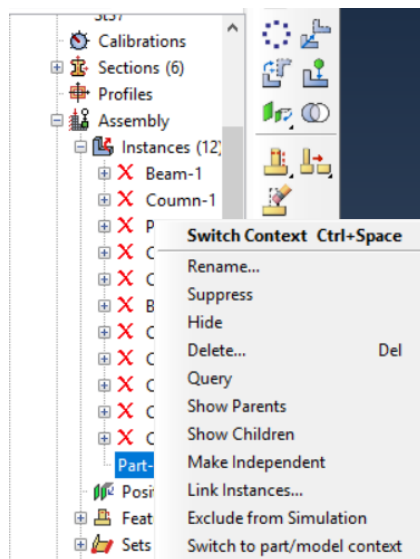
شکل ۸-۳۷

با تکرار ستون، سازه دیوار برشی فولادی تکمیل شده و باید قطعات را به هم پیوسته کنیم. برای پیوسته کردن قطعات روی  کلیک کنید. سپس مطابق شکل ۸-۳۸ کل دیوار برشی فولادی را با کشیدن کادر دور آن به حالت انتخاب دریاورید و سپس در پنجره ظاهر شده، روی  کلیک کنید و Continue را بزنید تا کل دیوار به هم پیوسته شود.



شکل ۸-۳۸

پس از پیوسته کردن قطعات دیوار به هم، مطابق شکل ۸-۳۹ از پنجره درختی سمت چپ روی روی Part 1-1 کلیک راست کنید و Make Independent را انتخاب کنید. با انتخاب این گزینه سازه مهیای مش بندی و تحلیل است.



شکل ۸-۳۹

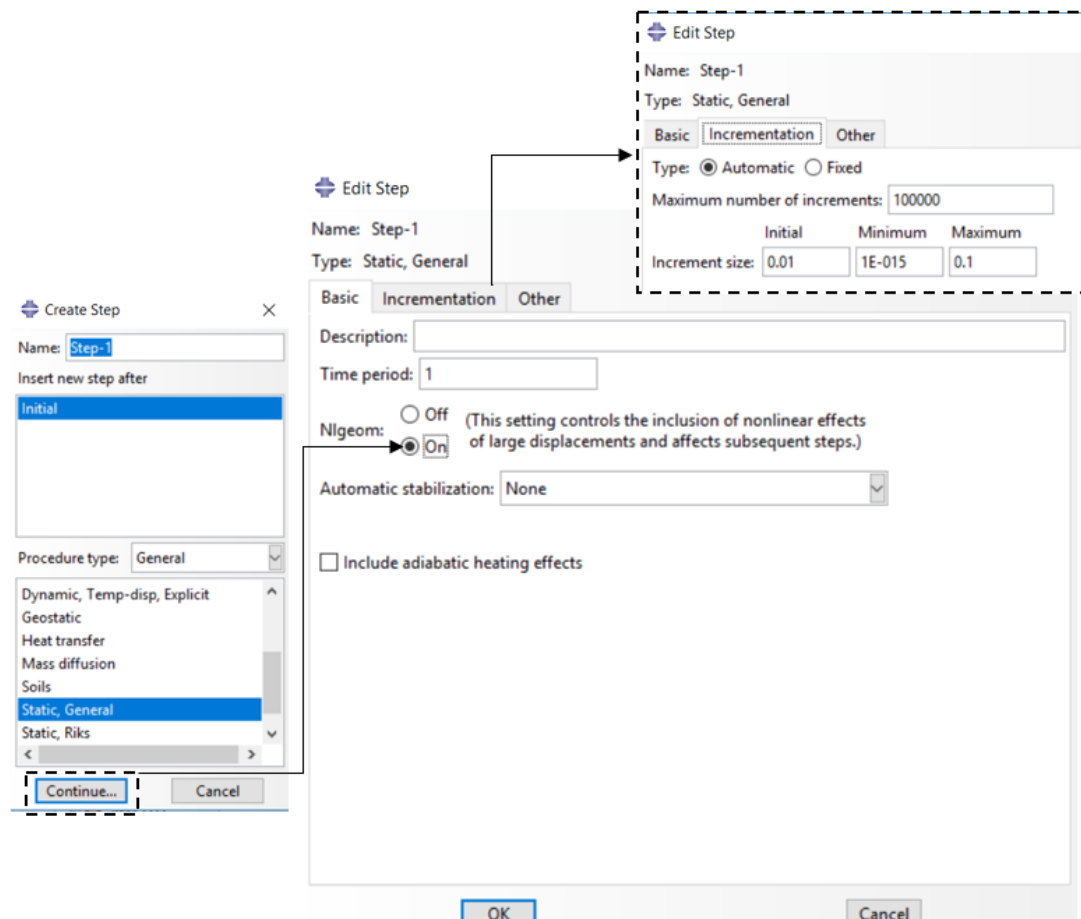
برای معرفی تحلیل مورد نظر، همان گونه که در شکل ۸-۳۹ نشان داده شده، Step را انتخاب می‌کنیم. با انتخاب Step، نوار ابزار قائم به صورت شکل ۸-۴۰ در می‌آید.



شکل ۸-۴۰

برای معرفی تحلیل روی  از این نوار کلیک می‌کنیم. با زدن این دکمه، پنجره شکل ۸-۴۱ ظاهر می‌شود که پیش فرض نرم افزار بر روی تحلیل استاتیکی است که آن را می‌پذیریم و Continue را می‌زنیم. با زدن دکمه Continue در پنجره باز شده مطابق شکل ۸-۴۱ Nlgeom را فعال کنید که فعال کردن آن به منزله در نظر گرفتن تغییر

شکل‌های بزرگ در تحلیل است. در همین پنجره در شاخه Incrimination تنظیمات مربوط به تحلیل غیرخطی مطابق شکل را انجام می‌دهیم. البته می‌توان پیش فرض نرم افزار را نیز پذیرفت.



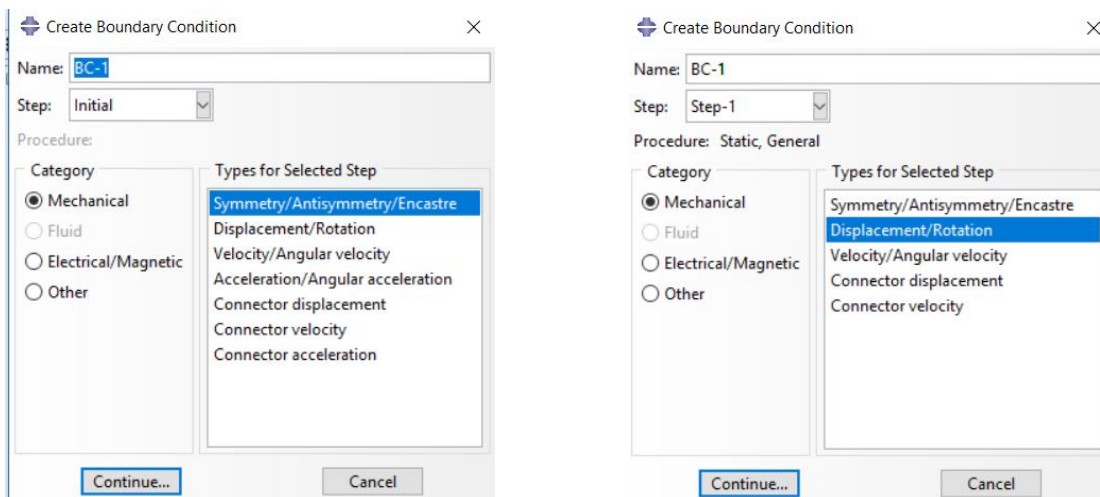
شکل ۸-۴۱



شکل ۴۲-۸

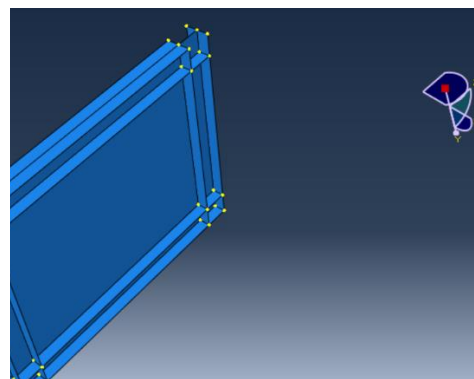
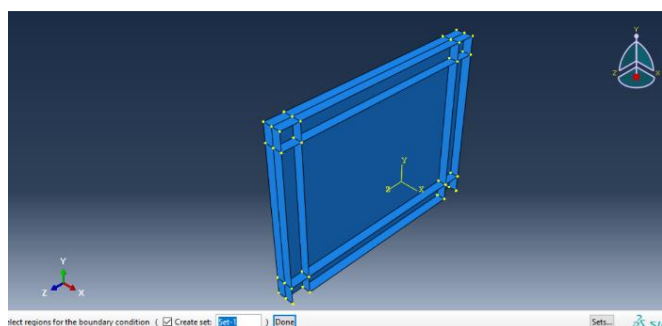
پس از تنظیمات مربوط به تحلیل سازه، بارهای و تکیه‌گاه‌ها را معرفی می‌کنیم. بنابراین در این مرحله با رجوع به شکل ۸-۲ ماژول Load را انتخاب می‌کنیم. همان گونه که از شکل ۸-۱ پیداست، تکیه‌گاه‌های پای سازه گیردار است و همچنین بار جانبی به بال ستون وارد شده است. با وارد شدن به ماژول Load نوار ابزار قائم سمت چپ به صورت شکل ۸-۴۲ است.

برای اعمال شرایط تکیه‌گاه گیردار روی  کلیک کنید تا پنجره شکل ۸-۴۳ ظاهر شود. در این پنجره دقت کنید که Step بر روی Step-1 باشد. بنابراین همانند شکل ۸-۴۳ این پنجره را تنظیم کنید و Continue را بزنید.



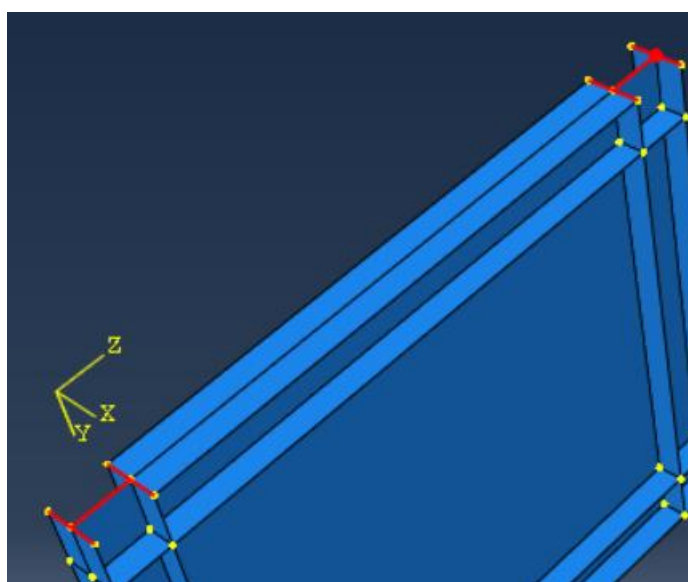
شکل ۸-۴۳: تنظیم برای اعمال تکیه‌گاه گیردار

پس از ظاهر شدن شکل ۸-۴۴ باید پای ستون‌ها را انتخاب کنیم. برای این کار در گوشه سمت راست روی خط YZ همانند شکل  کلیک کنید و Y را به سمت Z بکشانید تا دیوار چرخانده شود.

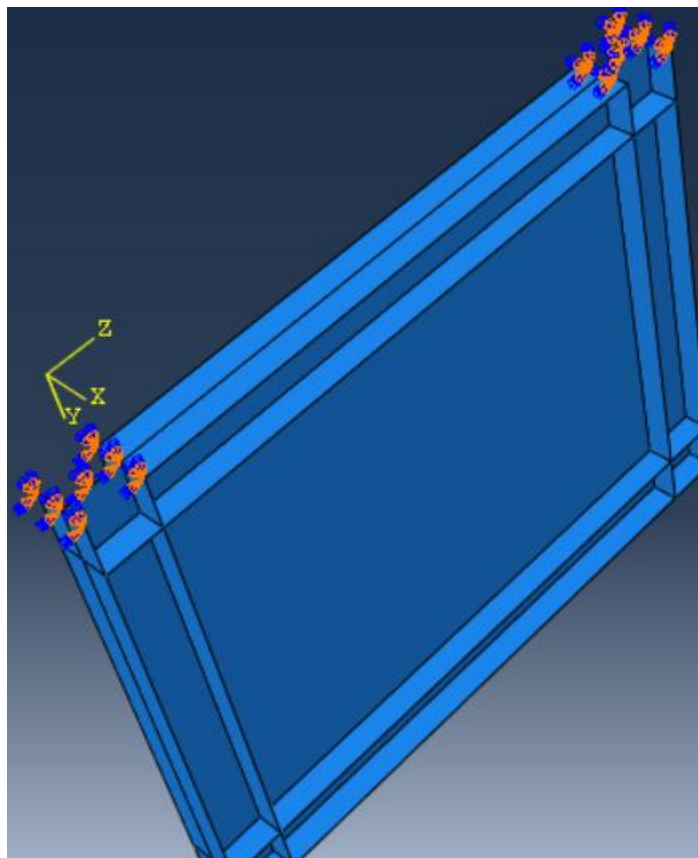
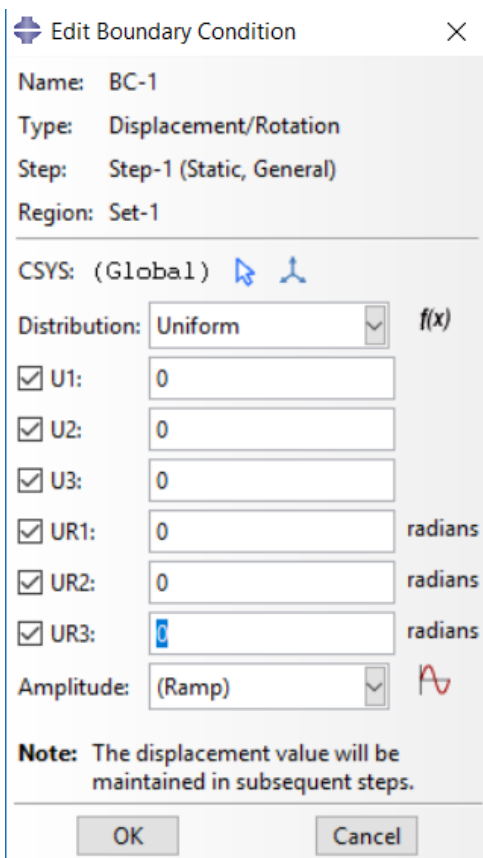


شکل ۴۴-۸

پس از چرخاندن دیوار، پای ستون را همانند شکل ۴۵-۸ انتخاب کنید و Done را بزنید تا پنجره شکل ۴۶-۸ ظاهر شود. در هنگام انتخاب خطوط پای ستون کلید Shift را نگه دارید.



شکل ۴۵-۸: انتخاب پای ستون



شکل ۸-۴۶: اعمال تکیه‌گاه گیردار

پس از اعمال شرایط تکیه‌گاه گیردار روی  کلیک کنید تا نمای نمایش دیوار به حالت معمولی درآید. اگر

در نوار ابزارها فعال نباشد با استفاده از مسیر View/Toolbar/Views آن را فعال کنید. با فعال کردن آن نوار ابزار 

فعال می‌شود که برای نمایش دیوار مناسب است. 

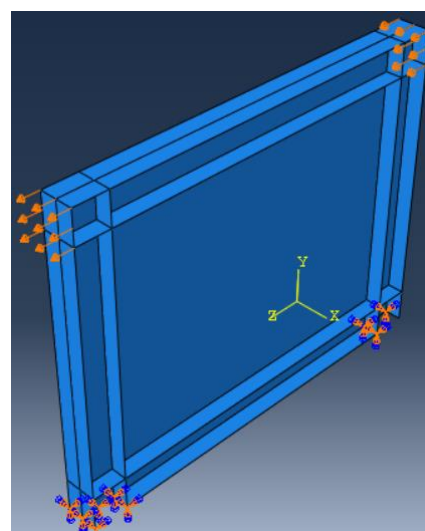
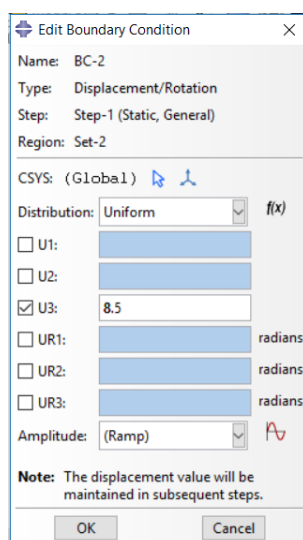
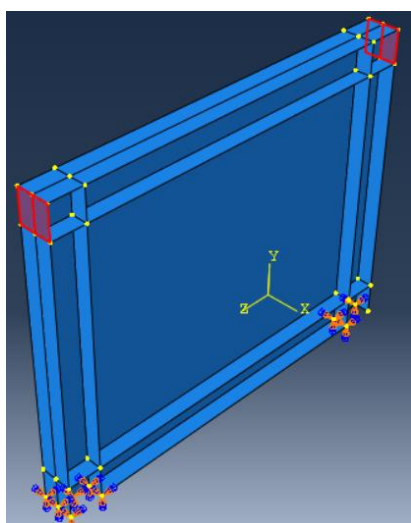
برای اعمال بار جانبی به دو صورت می‌توان بار را اعمال نمود. می‌توان نیرو را اعمال نمود و پس از تحلیل سازه، تغییر مکان را که در خروجی‌ها توسط نرم افزار محاسبه شده برداشت نمود و منحنی بار-تغییر مکان ترسیم کرد. این نحوه ترسیم منحنی بار-تغییر مکان با مشکلات بسیاری همراه است. اول این که نمی‌توان تعیین نمود که چه باری باید اعمال شود تا تغییر مکان به حداکثر تغییر مکان غیرخطی مطابق آیین‌نامه برسد. بنابراین اگر بخواهیم بار را اعمال کنیم با سعی و خطا همراه خواهد بود. اما راهکار مناسب این است که به سازه تغییر مکان جانبی معادل حداکثر تغییر مکان

آیین‌نامه یا بیشتر اعمال می‌کنیم و سپس برش پایه را برداشت می‌کنیم. در این حالت بدون نیاز به سعی و خطا نمودار بار-تغییر مکان نهایی سازه حاصل می‌شود. بنابراین در ادامه نحوه اعمال بار جانبی از جنس تغییر مکان تشریح می‌شود.

توجه:

برای اعمال بار رفت و برگشتی و ترسیم منحنی هیستریزیس فقط مرحله اعمال بار تغییر می‌کند و سایر مراحل که تا کنون و بعد از این مرحله عیناً تکرار می‌شود. بنابراین برای اعمال هیستریزیس بجای آن که یک تغییر مکان ثابت اعمال شود، در پنجره اعمال تغییر مکان جانبی روی  کلیک کنید تا پنجره جدید ظاهر شود. در پنجره ظاهر شده حالت‌های مختلف بارگذاری را انتخاب نمود. اگر نوع Tabular انتخاب شود می‌توان تاریخچه بارگذاری (گام‌ها به عنوان Time و مقدار به عنوان Amplitude) را به نرم افزار معرفی نمود.

برای اعمال بار روی  کلیک کنید. در پنجره ظاهر شده همانند شکل ۸-۴۳ تنظیمات را تکمیل کنید تا شکل ۸-۴۷ ظاهر شود. محل اعمال بار را همانند شکل ۸-۴۳ انتخاب کنید و Inter را بزنید تا پنجره تعریف تغییرمکان ظاهر شود. در این پنجره U3 یعنی جهت Z را تیک بزنید و در مقابل آن ۸٫۵ سانتیمتر را مطابق شکل وارد کنید و Ok بزنید تا تغییر مکان جانبی اعمال شود.



شکل ۸-۴۷



پس از اعمال بارها، به ماژول Mesh بروید. همانند شکل ۸-۲

ماژول Mesh را انتخاب کنید تا در نوار ابزار قائم به صورت شکل ۸-۴۸

ظاهر شود. در این نوار ابزار امکاناتی برای تقسیم بندی، مش بندی و

همچنین المان مورد نظر در دسترس کاربر قرار می گیرد که در ادامه نحوه

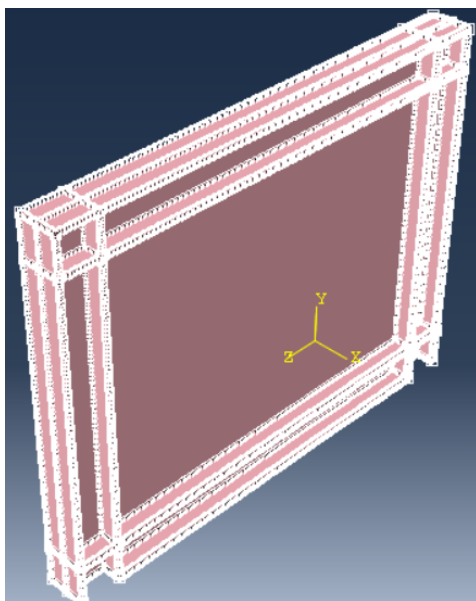
استفاده از آنها تشریح می شود.

شکل ۸-۴۸

برای تقسیم بندی قطعات در اعمال مش بندی روی  کلیک کنید. در پنجره ظاهر شده در مقابل

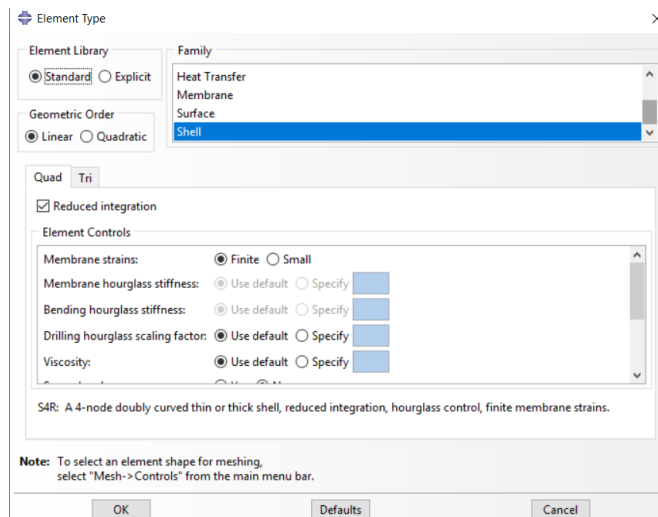
Approximate global size که پیش فرض نرم افزار ۲۰ است، عدد ۸ را وارد کنید. البته می توان پیش فرض نرم افزار را

نیز پذیرفت. پس از انتخاب تقسیم بندی Done را بزنید تا شکل ۸-۴۹ ظاهر شود.



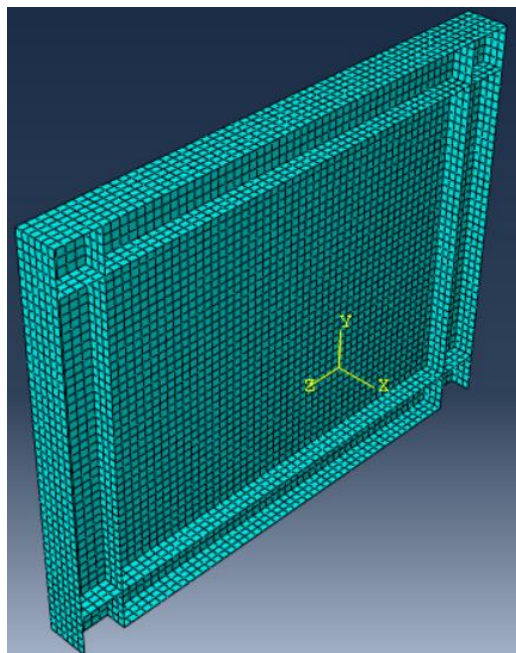
شکل ۸-۴۹: تقسیم بندی دیوار برای مش بندی

حال روی آیکن  کلیک کنید سپس روی کل دیوار کادر بکشید تا به حالت انتخاب درآید. پس از آنکه کل دیوار انتخاب شد روی Done در نوار ابزار افقی پایین پنجره اصلی کلیک کنید تا پنجره شکل ۸-۵۰ ظاهر شود. در این پنجره دقت کنید مشخصات پیش فرض نرم افزار مطابق شکل ۸-۵۰ باشد. اگر پیش فرض نرم افزار مطابق شکل نبود تنظیمات را مطابق شکل انجام دهید و Ok را بزنید.



شکل ۸-۵۰: تنظیمات نوع المان

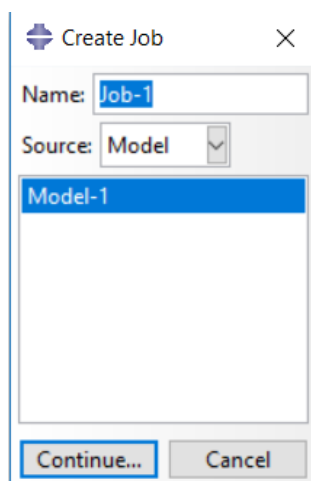
حال روی آیکن  کلیک کنید و در نوار ابزار افقی پایین پنجره Yes را انتخاب کنید تا دیوار مطابق شکل ۸-۵۱ مش بندی شود.



شکل ۸-۵۱

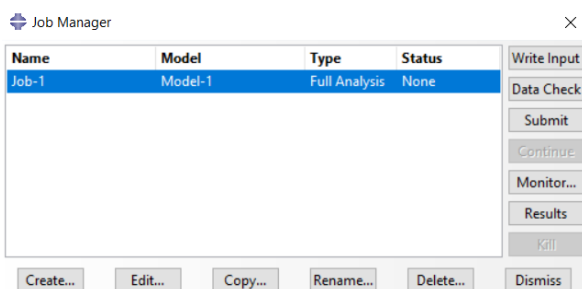
۸-۴ تحلیل سازه

در حال حاضر سازه آماده تحلیل است. برای تحلیل بر اساس شکل ۸-۲ ماژول Job را انتخاب کنید. سپس از نوار ابزار قائم ظاهر شده سمت چپ روی  کلیک کنید. در پنجره ظاهر شده مطابق شکل ۸-۵۲ یک اسم را برای تحلیل انتخاب کنید و Continue را بزنید. پس از آن در پنجره ظاهر شده Ok بزنید تا سازه آماده تحلیل شود.

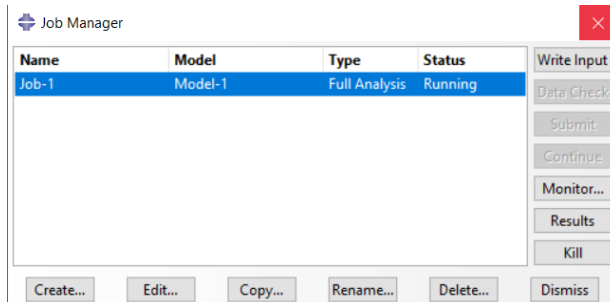


شکل ۸-۵۲

اکنون که سازه آماده تحلیل است، از روی  کلیک کنید تا پنجره شکل ۸-۵۳ ظاهر شود. در این پنجره روی Submit کلیک کنید تا تحلیل آغاز شود.



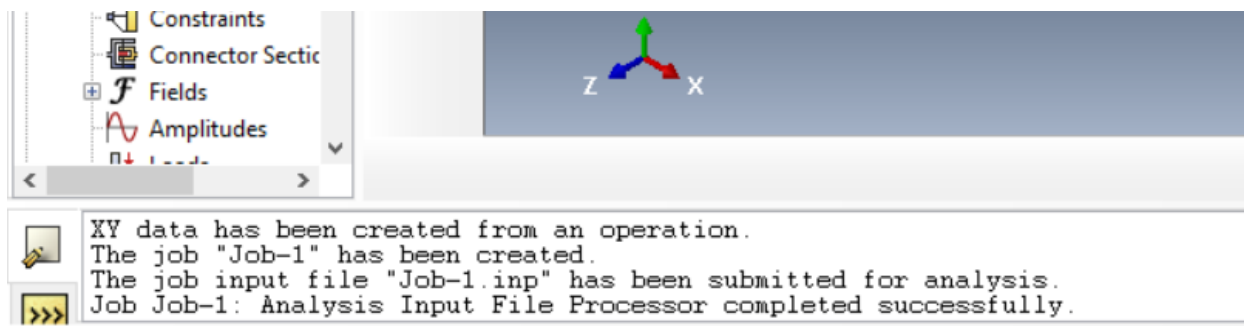
آماده سازی جهت تحلیل



حین تحلیل

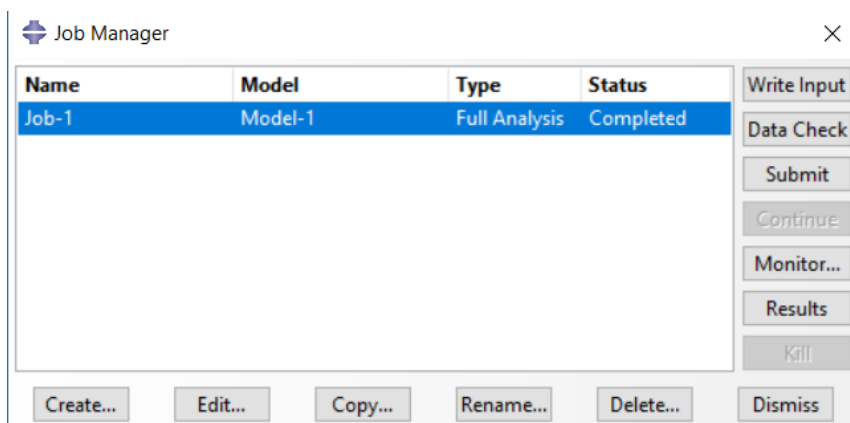
شکل ۸-۵۳

در حین تحلیل پیغام هایی همانند شکل ۸-۵۴ مشاهده می شود. که در اینجا حاکی از عملکرد موفق مدل و تحلیل دارد.



شکل ۸-۵۴

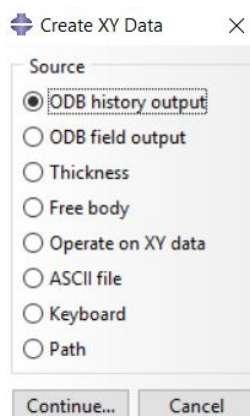
اگر تحلیل موفق باشد، پنجره مطابق شکل ۸-۵۵ را مشاهده خواهید کرد که Completed حاکی از تحلیل کامل مدل دارد. برای مشاهده خروجی ها در این پنجره روی Results کلیک کنید که باعث ورود به ماژول Visualization می شود.



شکل ۸-۵۵: پایان تحلیل

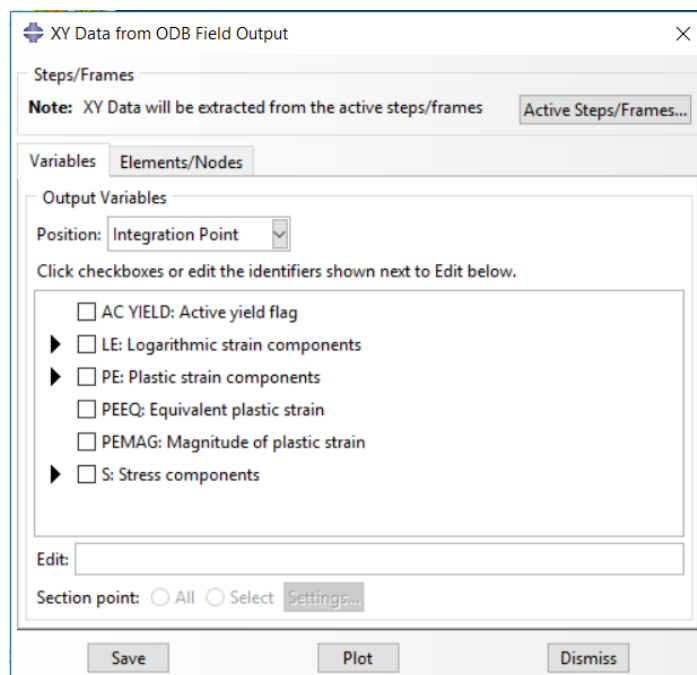
۵-۸ ترسیم خروجی ها

برای ترسیم خروجی ها روش های متفاوتی و متنوعی در نرم افزار وجود دارد. در این بخش یک روش ساده و کاربردی جهت ترسیم نمودار بار-تغییر مکان توضیح داده می شود. پس از اتمام تحلیل روی Results کلیک کنید تا وارد پنجره نمایش نتایج تحلیل شوید. در این پنجره با کلیک کردن بروی آیکن  از نوار ابزار سمت چپ می توان به صورت گرافیکی خروجی ها را مشاهده نمود. پس از کلیک بر روی این آیکن، در نوار ابزار فوقانی می توان با انتخاب هر کدام از پنجره ها، خروجی های متعددی را مشاهده نمود. یکی از مهمترین خروجی های نرم افزار، ترسیم نمودار بار-تغییر مکان است. برای ترسیم آن روی  در نوار ابزار سمت چپ کلیک کنید تا پنجره مطابق شکل ۸-۵۶ ظاهر شود.



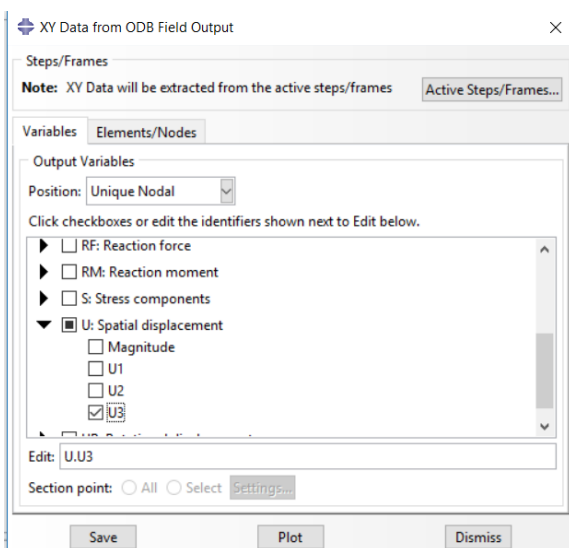
شکل ۸-۵۶

در این پنجره ODB field output را انتخاب کنید و Continue را بزنید تا پنجره شکل ۵۷-۸ ظاهر شود.

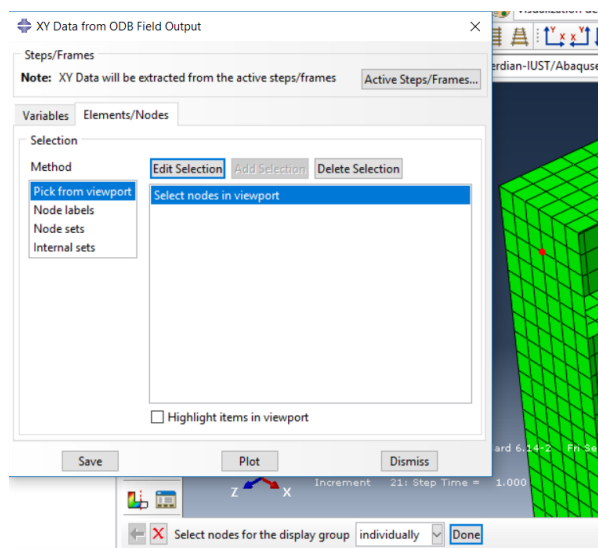


شکل ۵۷-۸

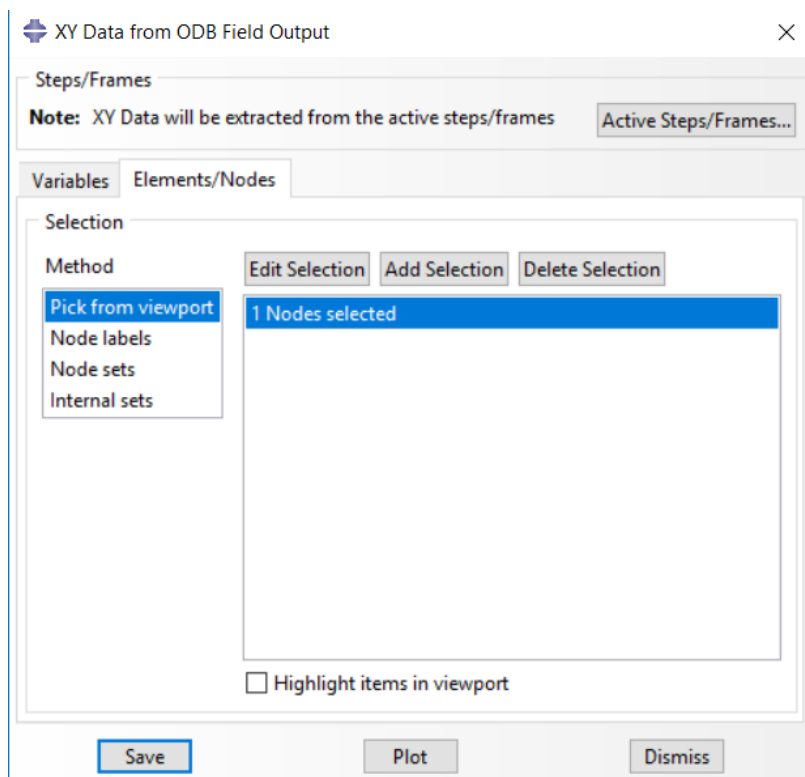
در پنجره ظاهر شده، در قسمت Position مطابق شکل ۵۸-۸ الف گزینه Unique Nodal را انتخاب کنید همچنین در قسمت پنجره پایین آن تغییر مکان جهت U3 را انتخاب کنید. پس از آن در سربرگ Element/Nodal گزینه Edite sections را بزنید سپس یکی از گره های آکس تیر را مطابق شکل ۵۸-۵ ب انتخاب کنید و Done را بزنید تا داده های مربوط به تغییر مکان سیستم توسط نرم افزار برداشت شود. پس از کلیک بر روی Done روی Save در پنجره مطابق شکل ۵۸-۸ ج کلیک کنید و در پنجره ظاهر شده Ok را بزنید.



الف) تنظیم سربگ Variables



ب) تنظیم سربگ Elements/Nodes

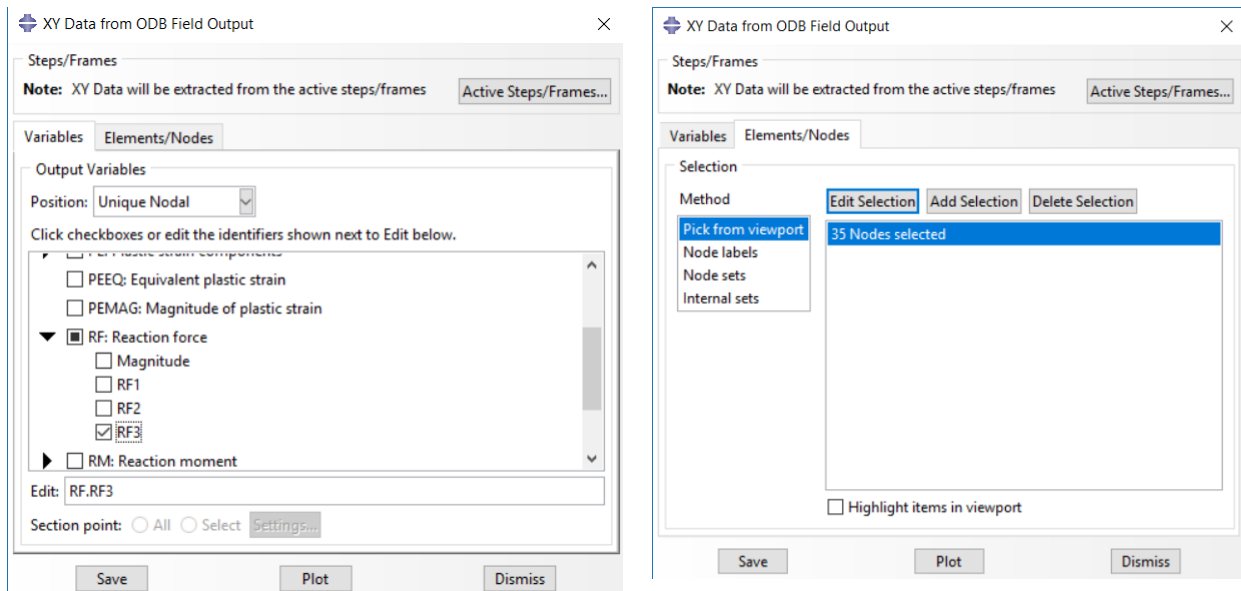


ج) نمایش پنجره پس از کلیک بر روی Done

شکل ۸-۵۸: تنظیمات مربوط به ترسیم تغییر مکان

برای برداشت نتایج مربوط به برش پایه همین روند را با اندکی تغییر تکرار می‌کنیم. در پنجره ظاهر شده، در قسمت Position مطابق شکل ۸-۵۹ گزینه Unique Nodal را انتخاب کنید همچنین در قسمت پایین آن تغییر

مکان جهت RF3 را انتخاب کنید. پس از آن در سربرگ Element/Nodal گزینه Edite sections را بزنید سپس مطابق شکل ۳-۶۰ تمام گره های تکیه‌گاه را انتخاب کنید و Done را بزنید. در شکل ۳-۵۹-ب پنجره پس از زدن Done نمایش داده شده که نشان می‌دهد ۳۵ گره انتخاب شده‌اند. لذا در همین پنجره Save را بزنید و پنجره ظاهر شده را Ok کنید.



الف) تنظیم سربرگ Variables

ب) تنظیم سربرگ Elements/Nodes

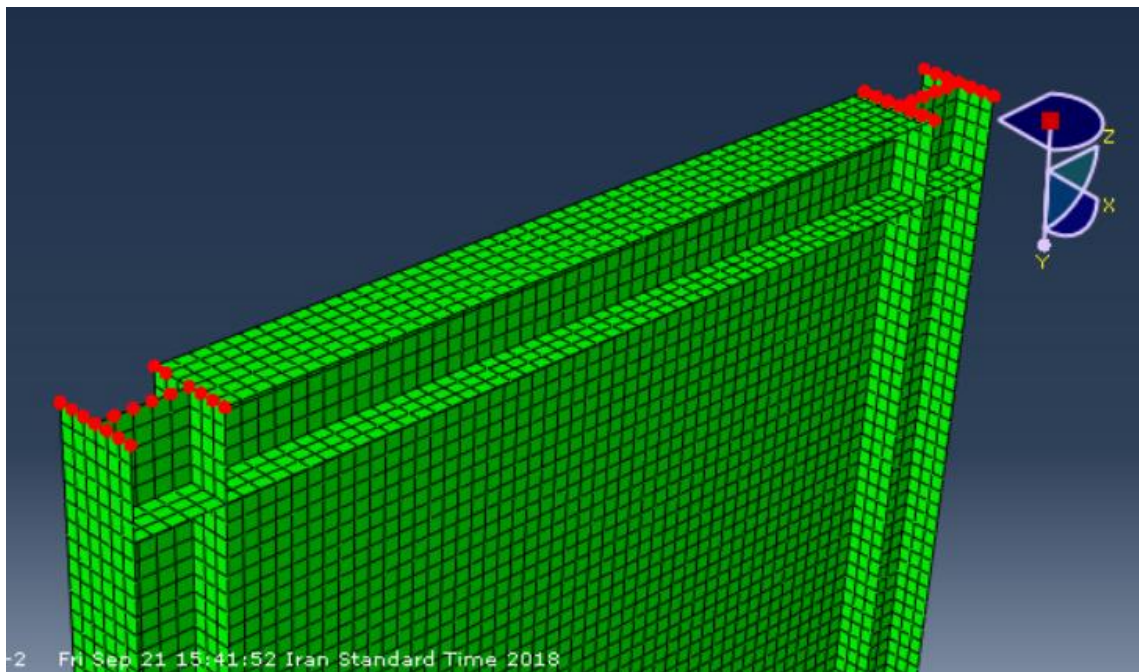
شکل ۸-۵۹: تنظیمات مربوط به ترسیم برش پایه

برای آنکه مطابق شکل ۳-۶۰ گره های پای سازه در دسترس باشد می‌توانید



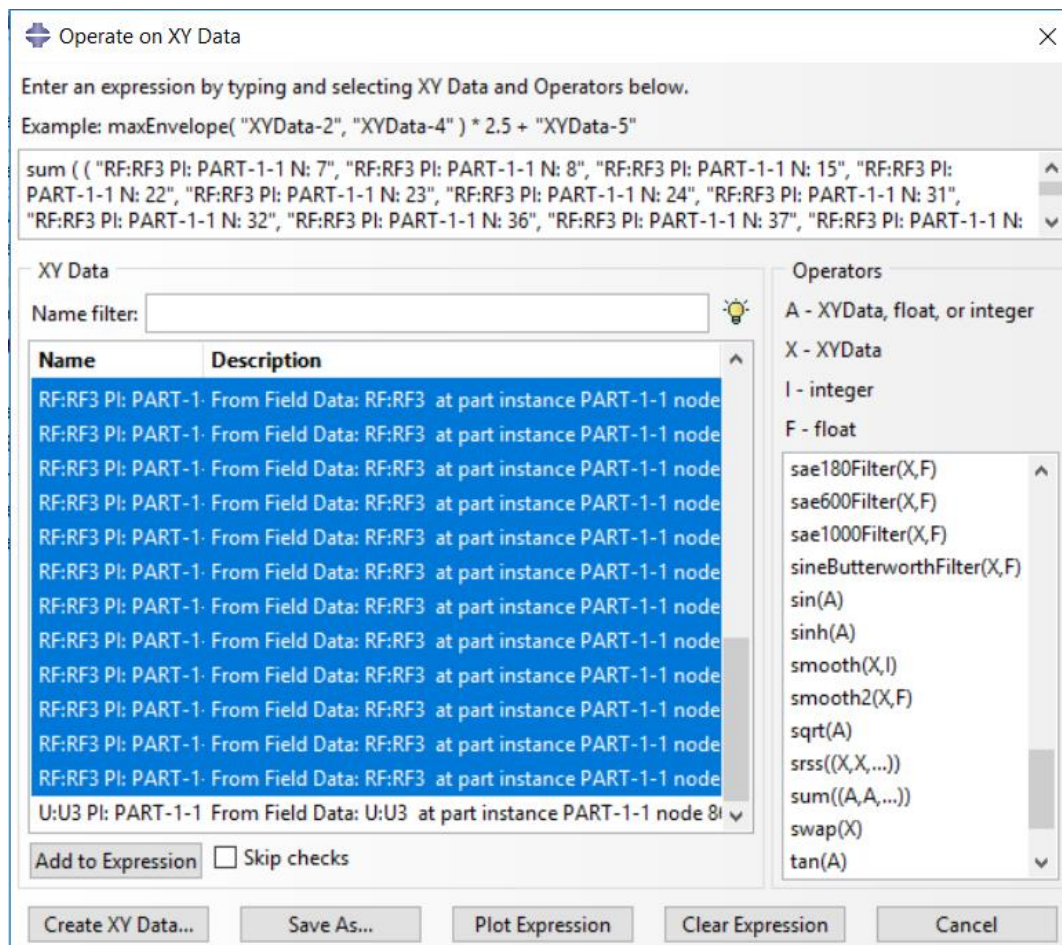
را بچرخانید تا پای سازه

به راحتی نمایش داده شود.



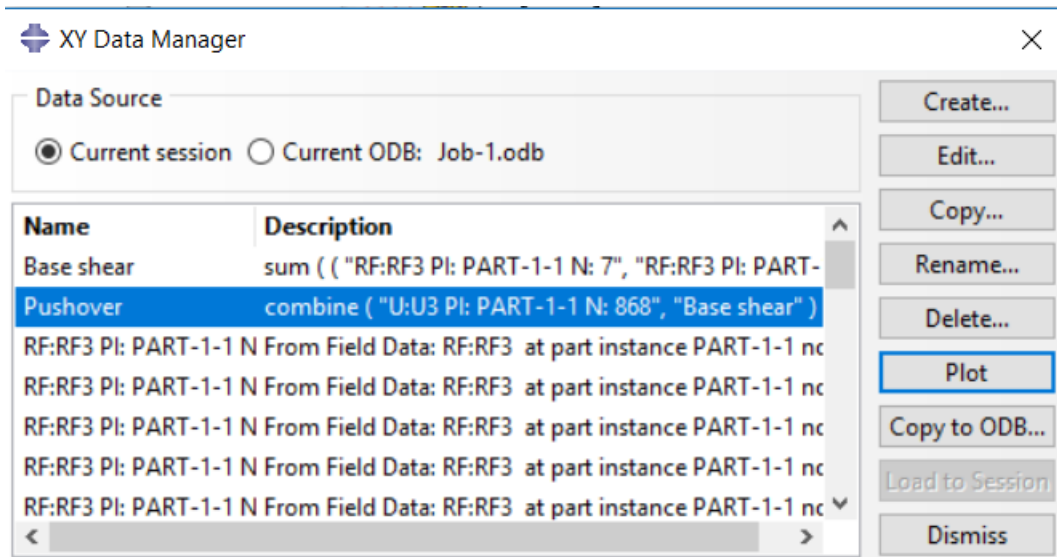
شکل ۸-۶۰: دوران سازه جهت انتخاب گره های تکیه‌گاهی

مجدداً روی  در نوار ابزار سمت چپ کلیک کنید سپس در پنجره ظاهر شده Operate on XY data را انتخاب کنید و continue را بزنید تا پنجره جدید ظاهر شود. در پنجره ظاهر شده از ابزارهای سمت راست روی Sum (A.A....) کلیک کنید. سپس تمام نتایج مربوط به RF را مطابق شکل ۸-۶۱ انتخاب کنید سپس در همین پنجره Save as را انتخاب کنید تا پنجره جدید ظاهر شود. در پنجره ظاهر شده یک نام برای برش پایه انتخاب کنید که بهتر نام Base shear برای آن انتخاب شود سپس Ok را بزنید. پس از زدن Ok پنجره را ببندید.

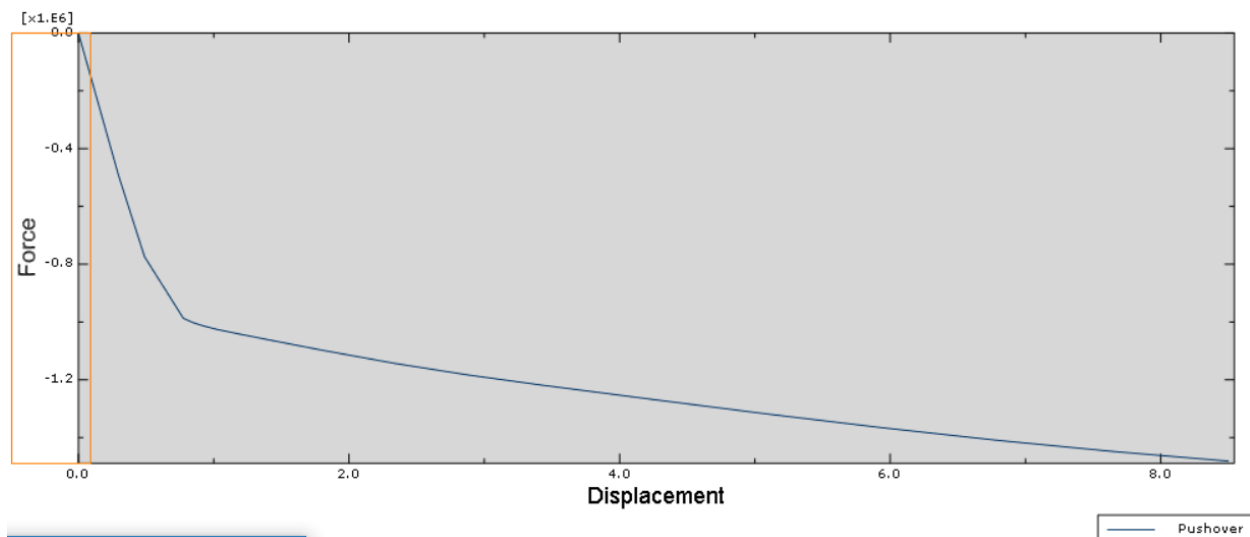


شکل ۸-۶۱: جمع گره های حاوی نیروی برش پایه

مجدداً روی  در نوار ابزار سمت چپ کلیک کنید سپس در پنجره ظاهر شده Operate on XY data را انتخاب کنید و continue را بزنید تا پنجره جدید ظاهر شود. در پنجره ظاهر شده از ابزارهای سمت راست روی Combine(X.X) کلیک کنید. مطابق شکل ۸-۶۲ ابتدا روی U:U3... دوبار کلیک کنید تا انتخاب شود سپس روی base shear دوبار کلیک کنید. سپس در همین پنجره Save as را انتخاب کنید تا پنجره جدید ظاهر شود. در پنجره ظاهر شده نام Pushover را انتخاب کنید سپس Ok را بزنید. پس از زدن Ok پنجره را ببندید. اکنون روی  در کنار کلیک سپس در پنجره ظاهر شده مطابق شکل ۸-۶۳ روی Pushover کلیک کنید سپس Plot را بزنید تا نمودار مطابق شکل ۸-۶۴ ترسیم شود.



شکل ۸-۶۳: تنظیمات مربوط به ترسیم نمودار بار-تغییر مکان

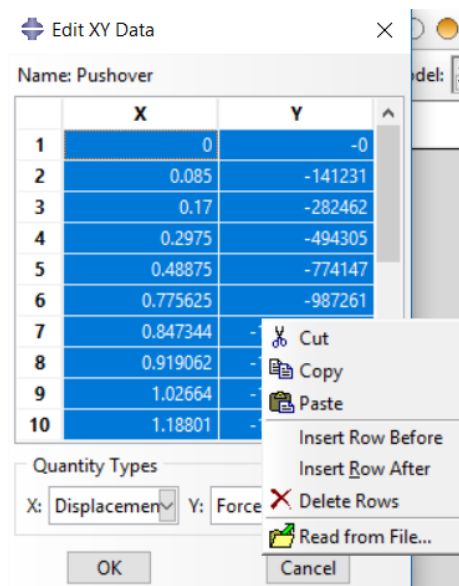


شکل ۸-۶۴: تنظیمات مربوط به ترسیم نمودار بار-تغییر مکان

همان گونه که از شکل ۸-۶۴ نمایان است، برش پایه بصورت ضریب منفی ترسیم شده است لذا در پنجره شکل

۸-۶۳ روی Edite کلیک کنید سپس مطابق شکل ۸-۶۵ تمام درایه ها را انتخاب کنید و با کلیک راست کردن بر آن آنها

و انتخاب Copy آنها را کپی کنید و به نرم افزار Excell انتقال دهید.



شکل ۸-۶۵: انتخاب درایه های مربوط به نمودار

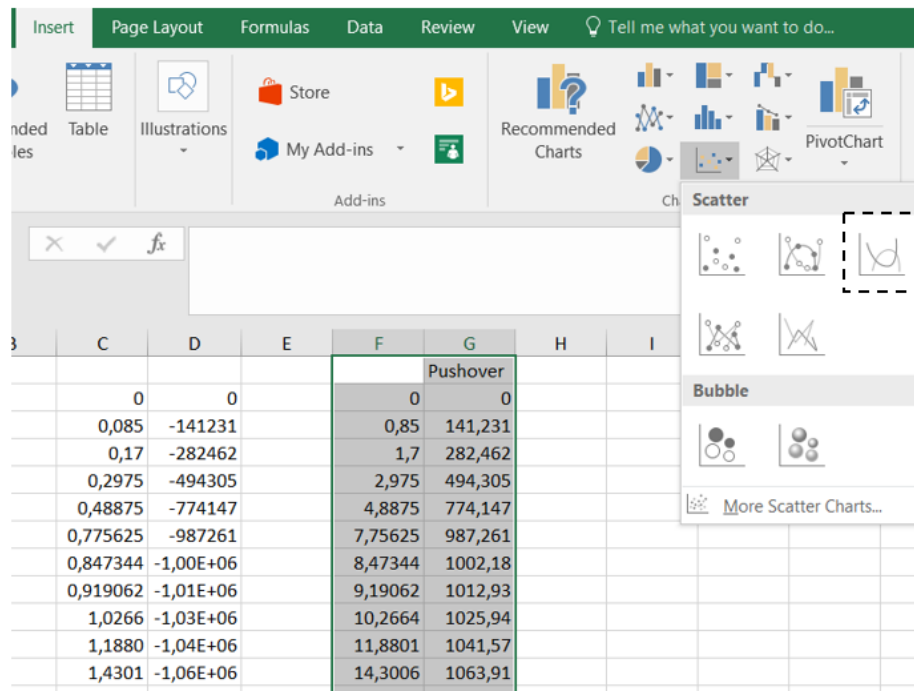
پس از آنکه اعداد به نرم افزار Excell انتقال داده شدند لازم است تنظیمات لازم جهت تبدیل واحد و اصلاح نمودار انجام شود. لذا روی یک از سلول ها مطابق شکل ۸-۶۶ کلیک کنید سپس از کیبورد رایانه علامت مساوی یعنی "=" را بزنید تا سلول آماده دریافت دستور شود. سپس یکی سلول نظیر برش پایه یعنی اولین سلول در ستون دوم را انتخاب کنید و آن را تقسیم بر 1000- کنید (1000-/-...) تا اعداد برش پایه تبدیل به kN شود. همین کار را برای تغییر مکان انجام دهید با این تفاوت که تغییر مکان ها را در ۱۰ ضرب کنید تا تبدیل به mm شوند.

			Pushover
0	0	0	=D2/-1000
0.085	-141231		
0.17	-282462		
0.2975	-494305		
0.48875	-774147		
0.775625	-987261		
0.847344	-1,00E+11		
0.919062	-1,01E+11		
102.664	-1,03E+11		
118.801	-1,04E+11		
143.006	-1,06E+11		
179.313	-1,10E+11		
233.775	-1,14E+11		
288.236	-1,18E+11		
342.698	-1,22E+11		
42.439	-1,27E+11		
50.939	-1,32E+10		

شکل ۸-۶۶: تنظیمات در نرم افزار Excell برای ترسیم نمودار

پس از آنکه ضرایب به تمام درایه ها اعمال شد، تمام آنها را انتخاب کنید و سپس از نوار ابزار فوقانی در قسمت

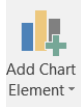
Insert روی  یا  مطابق شکل ۸-۶۹ کلیک کنید تا نمودار ترسیم شود.



شکل ۸-۶۹: ترسیم نمودار در نرم افزار Excell

پس از ترسیم نمودار می‌توان به صورت دلخواه متن های لازم را بر روی محورهای افقی و قائم درج نمود. بنابراین

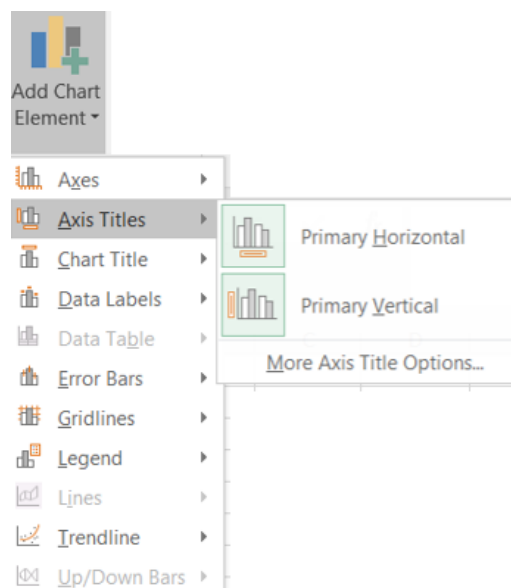
ابتدا روی نمودار کلیک کنید تا به حالت انتخاب درآید. با انتخاب نمودار، گزینه Design به گزینه های موجود اضافه

می‌شود. روی  در قسمت Design کلیک کنید. با کلیک کردن روی آن از مطابق شکل ۸-۷۰ گزینه هایی

ظاهر می‌شود. در این پنجره روی Primary Horizontal کلیک کنید سپس Displacement (mm) را تایپ

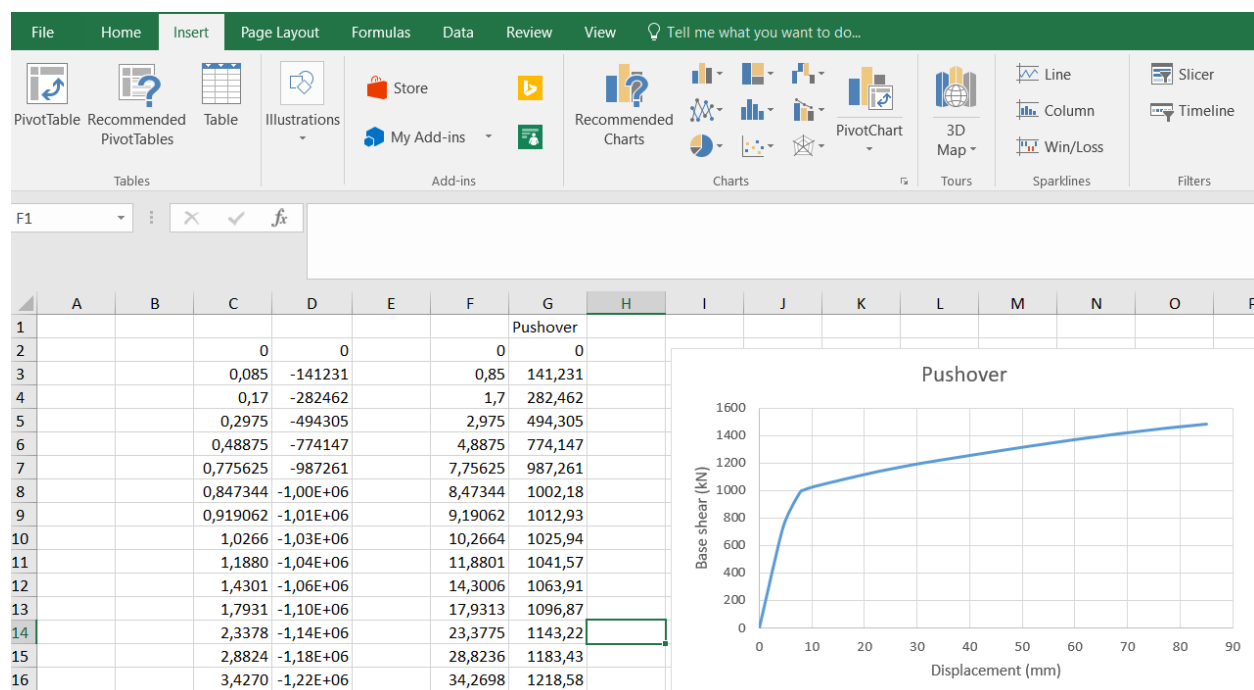
کنید تا در محور افقی درج شود. همچنین روی Primary Vertical کلیک کنید سپس Base shear (kN) را تایپ کنید

تا در محور قائم درج شود.



شکل ۸-۷: تنظیم محورهای افقی و قائم نمودار

پس از تنظیمات توضیح داده شده، نمودار به صورت شکل ۸-۷۱ ظاهر می‌شود. نمودار ترسیم شده را می‌توان به دیگر نرم افزارها انتقال داد و استفاده نمود. سایر خروجی ها به همین ترتیب قابل ترسیم می باشند.



شکل ۸-۷۱: نمودار ترسیم شده پس از تنظیمات لازم

- [1] Bruneau. M., Uang. C., Sabelli. S.. (2011). Ductile Design of Steel Structure. Mc Graw Hill. Second Edition.
- [2] Chopra. A.. (2004). Dynamic of Structure-Theory and Application to Earthquake Engineering. MC Graw Hill.
- [3] آیین‌نامه طراحی سازه در برابر زلزله- استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم، وزرات راه و شهرسازی، ۱۳۹۳.
- [4] Sabouri-Ghomi. S., Gholhaki. M.. (2004). Ductility of thin steel plate shear walls. Asian Journal of Civil Engineering. 9 (2): 153-166.
- [5] Clough. R. Penzien. J. (1995). DYNAMICS OF STRUCTURES. THIRD EDITION. Computers & Structures. Inc. University Ave. Berkeley. CA 94704-USA.
- [6] وتر. محمدقاسم، قمری. علی، طراحی سازه‌های فولادی به روش حدی، انتشارات سیمای دانش، جلد اول، ۱۳۹۳.
- [7] تسنیمی. عباسعلی، معصومی. علی، محاسبه ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن-وزرات راه و شهرسازی، گزارش تحقیقاتی شماره گ-۴۳۶، چاپ اول ۱۳۸۵.
- [8] مقررات ملی ساختمان ایران-مبحث دهم، انتشارات مرکز تحقیقات مسکن، وزرات راه و شهرسازی، ۱۳۹۲.
- [9] Astaneh-Asl. A. (2000) Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls. Steel TIPS Report. Structural Steel Educational Council. Moraga. CA.
- [10] Astaneh-Asl. A. (2002) Seismic Behavior and Design of Composite Shear Walls. Steel TIPS Report. Structural Steel Educational Council. Moraga. CA.
- [11] Broujerdian. V., Ghamari. A., Ghadami. A. (2016). An investigation into crack and its growth on the seismic behavior shear walls. Thin-Walled Structures. 101: 205-212.
- [12] Caccese. V., and Elgaaly. M. (1993) Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls under Cyclic Load". ASCE Journal of structural engineering. 119: 573-587.
- [13] Elgaaly. M., and Caccese. V. (1993) Post-buckling Behavior of Steel- Plate Shear Walls under Cyclic Loads. ASCE Journal of structural engineering. 119:588-605.
- [14] Berman. J. W., and Bruneau. M. (2004) Steel Plate Shear Walls are Not Plate Girders." Engineering Journal. AISC. Vol.41. No.3. pp.95-106.

[15] قمری. علی، اکبرپور. عباس، مهاربندهای واگرا، انتشارات سیمای دانش، جلد اول، ۱۳۹۴.

[16] Ghamari, A., Haeri, H., Khaloo, A., Zhu, Z (2019), Improving the hysteretic behavior of Concentrically Braced Frame (CBF) by a proposed shear damper, Steel and Composite Structures, An International Journal 30 (4), 383-392

[17] Vetr. MG., Ghamari. A. (2019) Experimentally and analytically study on eccentrically braced frame with vertical shear links, The Structural Design of Tall and Special Buildings, <https://doi.org/10.1002/tal.1587>

[18] Driver. R., Kulak. G., Kennedy. D., and Elwi. A. (1996) Seismic Performance of Steel Plate shear Walls Based on a Large-Scale Multi-Storey Test. Proceedings on CD-ROM. 11th World Conference on earthquake Engineering, Mexico.

[19] Vetr. MG., Shirali, NM., Ghamari. A. (2016) Seismic resistance of hybrid shear wall (HSW) systems, Journal of Constructional Steel Research 116, 247-270.

[20] Brayan. G.H.. (1891). "On the stability of a plane plate under thrusts in its own plane with applications on the buckling of the sides of a ship"; Proc London Maths SOC 1891.

[21] Stein. M. and Neff. (1947). NACA Tech. note No. 1222.

[22] Budiansky. B., and Connor. R.W. (1984). NACA Tech. note No. 1559.

[23] Timoshenko. SP., Gere JM.; "Theory of elastic stability". 2nd edition Mc Graw-Hill; N.Y. 1961.

[24] Allen. H.G. and Bulson. B.S. (1980). "Background to buckling"; Mc Graw-Hill; N.Y.

[25] Rhodes J. (2003). "Some observations on the post-buckling behavior of thin-walled members"; Thin-Walled Structures. 41 (2-3).

[26] Loughlana. J., and Hussain. N. (2017). the post-buckled failure of steel plate shear webs with centrally located circular cut-outs. Journal of Structures. 63(3). 220-229.

[27] Driver. R.G. Kulak. G.L. Elwi. A.E., and Kennedy. D.J.L. (1998) FE and simplified models of a steel plate shear wall. ASCE Journal of Structural Engineering. 124 (2): 121-130.

[28] Berman. J., and Bruneau. M. (2005) Experimental investigation of light- gauge steel plate shear walls". ASCE Journal of Structural Engineering. 131: 259- 267.

[29] Alinia. M.M., Moosavi. S.H. (2008). a parametric study on the longitudinal stiffeners of web panels. Thin-Walled Structures 46: 1213– 1223.

[30] Gholipour. M., Alinia. M.M. (2016) Behavior of multi-story code-designed steel plate shear wall structures regarding bay width. *Journal of Constructional Steel Research*. 122: 40–56.

[31] Gholipour. M., Alinia. M.M. (2016) A Comparative Study of the Shell Element and Strip Model Methods for Analysis of Steel Plate Shear Wall Structures. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 60(4). 531–546.

[32] Broujerdian V. Shayanfar MA. Ghamari A (2017) Corner crack effect on steel plate shear wall. *Civ Eng Infrastruct J* 5:311–317.

[33] Shayanfar. M., Broujerdian. V., Ghamari.. (2019). Numerically and Parametrically Investigating the Cracked Steel Plate Shear Walls (SPSWs). *Iranian Journal of Science and Technology. Transactions of Civil Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s40996-019-00250-6>.

[34] AISC (2016) Seismic provisions for structural steel buildings. ANSI/AISC 341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago

[35] American Institute of Steel Construction-AISC (2006) Design guide 20: steel plate shear walls. Chicago.

[36] Thorburn. L., and Kulak. G.L., and Montgomery C. (1983) Analysis of Steel Plate Shear Walls”. *Structural Engineering Report No. 107*. University of Alberta. Canada.

[37] Wagner. H. (1931) Flat sheet metal girders with very thin metal webs. Part I-General theories and assumptions”. NACA. Tech memo: 604.

[38] Berman. J., and Bruneau. M. (2003) Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*. ASCE Journal of Structural Engineering. 129 (11). 1448-1456.

[39] Timler. P., and Kulak. G., (1983) Experimental Study of Steel Plate Shear Walls. *Structural Engineering Report No. 114*. University of Alberta. Canada.

[40] Tromposch. E., Kulak. G. (1987) Cyclic and Static Behavior of Thin Panel Steel Plate Shear Walls”. University of Alberta. Report 145.

[41] Shishkin. J., and Driver. R., and Driver. G. (2003) Analysis of Steel Plate Shear Walls Using the Modified Strip Model. *Structural Engineering Report No. 261*. University of Alberta.

[42] Rezai. M., and Ventura. C., and Prion. H., and Lubbell. A. (1998) Unstiffened Steel Plate Shear Walls: Shake Table Testing. *Proceedings. Sixth U.S. National Conf. on Earthquake Engineering*. Settle.

- [43] Rezai. M. (1999) Seismic behaviour of steel plate shear walls by shake table testing. Ph.D. Dissertation. University of British Columbia. Vancouver. Canada.
- [44] Sabouri-Ghomi. S.. Ventura. C. Kharrazi. M. (2005). "Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls". Journal of Structural Engineering. 878-889
- [45] Sabouri-Ghomi. S.. Ventura. C.E.. & Kharrazi. M.H. (2005). "Shear analysis and design of ductile steel plate walls". Journal of Structural Engineering. 131(6). 878-889.
- [46] Kharrazi. M.. and Prion. H.. and Ventura. C. (2008) Implementation of M-PFI method in design of steel plate walls". Journal of Constructional Steel Research. 64:465-479.
- [47] Breman, M., Brounue, M. (2005), Plastic analysis of steel plate shear wall, Engineering Structures, 9 (4):40-53.
- [48] Qian. X.. (2017). Development of a High-Performance Steel Plate Shear Wall System with an Innovative Gusset Plate Moment Connection. PhD thesis. University of California. Berkeley.
- [49] Qian. X.. Astaneh-Asl. A. (2016c). "Development of a New Steel Moment Connection." World Congress on Civil. Structural. and Environmental Engineering (CSEE'16) Prague. Czech Republic. 8.
- [50] Qian. X.. Astaneh-Asl. A. (2016d). "Introducing a New Ductile and Economical Steel Moment Connection." 2016 SEAOC Convention. October 12-15 Maui. Hawaii. 8.
- [51] سعید صبوری قمی ، صدف مرکباتچی ، پیمان موسوی ، " بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی به هم پیوسته " نهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، اصفهان، اردیبهشت ۱۳۹۱.
- [52] Daniel J. Borello. Larry A. Fahnestock. (2012). " Behavior and mechanisms of steel plate shear walls with coupling" Journal of Constructional Steel Research. 74:100-120.
- [53] Li. C.H.. Tsai. K.. Cang. C.. and Lin. C. (2011). Cyclic Test of a Coupled Steel Plate Shear Wall Substructure. Procedia Engineering. 14: 1-13.
- [54] مجید قلهکی ، حسین نادر پور ، محمد باقر قدکساز ، بررسی طول تیر پیوند در تعیین دریافت سازه تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی در سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با اتصال صلب " هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران اردیبهشت ۹۳ ، بابل.
- [55] Ghamari, A., Akbarpour, A., Ghanbari, A (2019), Improving behavior of semi-supported steel plate shear walls, Journal of Central South University 26 (10), 2891-2905.

[56] Moharrami. H. And Habibnejad Korayem. A. (2008) "Advantages of thin steel shear walls for retrofitting of steel structures". Structure & steel. The Proceeding of Iranian society of steel structures.

[57] Jahanpour. A. Jönsson. J. and Moharrami. H. (2012). "Seismic behavior of semi-supported steel shear wall" Journal of Constructional Steel Research. Vol 74. no1. pp. 118-133.

[58] Jahanpour. A. and Moharrami. H. (2015). "Evaluation of behavior of the secondary columns in semi-supported steel shear walls" Thin-Walled Structures. Vol 93. no1. pp. 94-101.

[59] جهانپور. ع، ۱۳۸۹، رفتار سنجی دیوهای برشی فولادی نازک نیمه مقید در لبه‌ها، رساله دکتری دانشگاه تربیت مدرس.

[60] Ozcelik. Y. Clayton. P.. (2017). Strip model for steel plate shear walls with beam-connected web plates. Engineering Structures. 136: 369–379.

[61] Ozcelik. Y. Clayton. P.. (2018). Strip model for steel plate shear walls with beam-connected web plates. Engineering Structures 136: ۸۲۰–۸۳۲.

[62] Guo L. Rong Q. Ma X. Zhang S. (2011). Behavior of steel plate shear wall connected to frame beams only. Int J Steel Struct. 11:467–79. <http://dx.doi.org/10.1007/s13296-011-4006-7>.

[63] Khaloo, A., Foroutani, M., A Ghamari (2020), Influence of crack on the steel plate shear walls strengthened by diagonal stiffeners, The Structural Design of Tall and Special Buildings, e1716

[64] Khaloo, A., Foroutani, M., A Ghamari (2019), Influence of diagonal stiffeners on the response of steel plate shear walls (SPSWs) considering crack propagation, Bulletin of Earthquake Engineering 17 (9), 5291-5312.

[65] Alinia. M.M.. (2005). A study into optimization of stiffeners in plates subjected to shear loading. Thin-Walled Structures 43: 845–860.

[66] Takanashi. Y.. and Takemoto. T.. and Tagaki. M. (1973) Experimental Study on Thin Steel Shear Walls and Particular Bracing under Alternative Horizontal Load. Preliminary Report. IABSE-. Portugal.

[67] Alinia. M.M... Dastfan. M.. (2006). Behaviour of thin steel plate shear walls regarding frame members. Journal of Constructional Steel Research 62: 730–738.

[68] Alinia. M.M.. Dastfan. M.. (2007). Cyclic behavior. deformability and rigidity of stiffened steel shear panels. Journal of Constructional Steel Research. 63: 554–563.

[69] Alinia, M.M., Habashi, H.R., Khorram, A., (2009). Nonlinearity in the post buckling behaviour of thin steel shear panels. *Thin-Walled Structures*. 47: 412–420.

[70] Alinia, M.M., Hosseinzadeh, S., and Habashi, H. (2008) Buckling and post-buckling strength of shear panels degraded by near border cracks. *Journal of constructional steel research*. 64:1483–1494.

[71] Alinia, M.M., Kashizadeh, S. (2006). Effect of flexibility of substructures upon thermal behaviour of spherical double layer space truss domes. Part I: Uniform thermal loading. *Journal of Constructional Steel Research*. 62: 359–368

[72] Alinia, M.M., Sarraf Shirazi, R., (2009). On the design of stiffeners in steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*. 65:2069-2077.

[73] Hatami, F., Ghamari, A. and Rahai, A. (2012). “Investigating the properties of steel shear walls reinforced with carbon fiber polymers (CFRP)”. *Journal of Constructional Steel Research*. 70. 36-42.

[74] Hatami F, Ghamari A, Hatami F (2014) Effect of fiber angle on LYP steel shear walls behavior. *J Central South Univ* 21:768–774.

[75] Bruneau, M., and Berman, J. and Lopez-Garcia, D., and Vian, D. (2005) *Steel Plate Shear Wall Buildings: Design Requirements and Research*. Proceedings of 2005 North American Steel Construction Conference, Montreal, Canada.

[76] Vian, D., and Bruneau M. (2005). "Steel Plate Shear Walls for Seismic Design and Retrofit of Building Structure". Technical Report MCEER-05-0010. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, USA.

[77] Irwin, G.R., Fracture. Plastic zone near a crack and fracture toughness. Proc. 7th Sagamore Conference. 1960.

[78] Dugde, D.S., (1960). Yielding of steel sheets containing slits. *journal of mechanics. Physics. solids*. 8: 100-108.

[79] Lin C, Tsai K, Lin Y, Wang K, Qu B, Bruneau M (2007) Full scale steel plate shear wall: NCREE/MCEER phase I tests. In: *Proceeding of the 9th Canadian*.

[80] Guendel M, Hoffmeister B, Feldmann M (2011) Experimental and numerical investigations on steel shear walls for seismic retrofitting. In: *Proceedings of the 8th*.

[81] Shekastehband. B.. and Azaraxsh. A.. and Showkati. H.. (2017) Experimental and numerical study on seismic behavior of LYS and HYS steel plate shear walls connected to frame beams only. Archives of Civil and Mechanical Engineering. 17: 154-168.

[82] Behbahanifard M. Grondin G. Elwi EA (2003) Experimental and numerical investigation of steel plate shear wall. University of Alberta. Report No. 254.

[83] Dubina D. Dinu F (2014) Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. Thin-Walled Struct 78:57–69.

[84] Yaghoubshahi. M.. and Alinia. M.MGabrielTesta. Bonora. N. . (2015). On the post buckling of flawed shear panels considering crack growth effect. Thin-Walled Structures. 97:186–198.

[85] Basler. K.. (1961). “Strength of Plate Girders in Shear”. Journal of the Structural Division. ASCE. 87. n. ST7. October.

[86] Shukla. A. (2005). Practical fracture mechanics in design. New York. NY: Marcel Dekker.