

معرفی

سیستم باربر جانبی

دیوارهای برشی فولادی

دکتر مهدی پروینی

مرداد ماه ۱۳۹۶



اصول و مبانی طراحی دیوارهای برشی فولادی

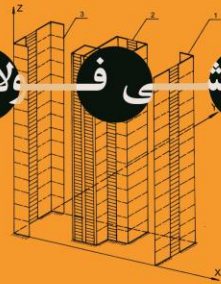
مهدی پروینی



اصول و مبانی

طراحی دیوارهای

برشی فولادی



مهدی پروینی

در سالهای اخیر استفاده از سیستم دیوار برشی فولادی به دلیل مزایای فراوانی که نسبت به سایر سیستمهای مقاوم در برابر زلزله دارد مورد توجه پژوهشگران و طراحان قرار گرفته است. از جمله این مزایا می توان به شکل پذیری زیاد، خاصیت جذب انرژی زیاد و در عین حال سختی بالا و اقتصادی بودن آن نسبت به سایر سیستمهای مقاوم در برابر زلزله اشاره کرد. در کشور ما نیز به لحاظ لرزه خیزی بالا و نیاز به مقاوم سازی بافت های قدیمی و غیر ایمن در برابر زلزله، استفاده از این سیستم به عنوان یک سیستم باربر جانبی مناسب و مقرون به صرفه به نظر می رسد.

اگرچه تحقیقات وسیعی در کشورهای کانادا، ژاپن و ایالات متحده آمریکا بر روی این سیستم (تحت اثر عوامل مختلف) انجام شده اما هنوز اطلاعات لازم جهت طراحی و کاربرد این سیستم در کشورمان ناکافی است. کتاب حاضر بطور جامعی به تحقیقات معتبر صورت گرفته و همچنین مبانی طراحی این سیستم سازه ای پرداخته است.



کتاب تألیف شده در سال ۱۳۹۳

1-1) مقدمه

در سه دهه اخیر استفاده از دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم باربر جانبی در ساختمان مورد توجه پژوهشگران و طراحان قرار گرفته است. این پدیده نوین که در جهان به سرعت رو به گسترش است، در ساخت ساختمانهای جدید و بعضاً تقویت ساختمانهای موجود، به خصوص در کشورهای با لرزه‌خیزی بالا همچون آمریکا و ژاپن به کار گرفته شده است.

نتایج یک مقایسه اقتصادی نشان می‌دهد که استفاده از سیستم دیوار برشی فولادی نسبت به سیستم قاب خمشی فولادی تا 50 درصد در مصرف فولاد صرفه‌جوئی به همراه خواهد داشت.

از نقطه نظر اجرائی نیز، دیوار برشی فولادی سیستمی بسیار ساده بوده و هیچ‌گونه پیچیدگی خاصی در اجرای آن وجود ندارد. از این رو مهندسان، تکنسین‌ها و کارگران فنی، با داشتن دانش فنی موجود و بدون نیاز به کسب مهارت جدید می‌توانند آن را اجرا نمایند. دقت انجام کار در حد دقت‌های متعارف در اجرای سازه‌های فولادی بوده و با رعایت آن، ضریب اطمینان اجرائی به مراتب بالاتر از دیگر انواع سیستم‌ها می‌باشد. همچنین با توجه به امکان ساخت قطعات این سیستم در کارخانه و نصب آن در محل، سرعت اجرای سیستم بالا بوده و از هزینه‌های اجرائی، تا حد زیادی کاسته می‌شود.

این سیستم، جایگزینی تمیزتر و سریع‌تر به لحاظ اجرائی و ایمن‌تر به لحاظ مقاومت و رفتار، نسبت به دیوار برشی بتنی می‌باشد و نه تنها در سازه‌های فولادی بلکه در سازه‌های بتنی نیز می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

از نقطه نظر مقایسه با سیستم‌های مهاربندی و از نظر سختی برشی این سیستم از سخت‌ترین سیستم‌های مهاربندی (که X شکل می‌باشد) سخت‌تر بوده و با توجه به امکان ایجاد بازشو در هر نقطه آن، کارائی همه سیستم‌های مهاربندی را از این نظر داراست. نتایج تحقیقات نشان می‌دهد که رفتار سیستم در محیط پلاستیک و همچنین میزان جذب انرژی آن نسبت به سیستم‌های مهاربندی بهتر است. در این سیستم به علت گستردگی مصالح و اتصالات، تعدیل تنش‌ها به مراتب بهتر از سیستم‌های مقاوم دیگر، مثل قاب‌های

خمشی و انواع مهاربندها که معمولاً در آنها مصالح به صورت دسته‌شده و اتصالات به صورت متمرکز می‌باشند، صورت گرفته و رفتار سیستم به خصوص در محیط پلاستیک مناسب‌تر است.

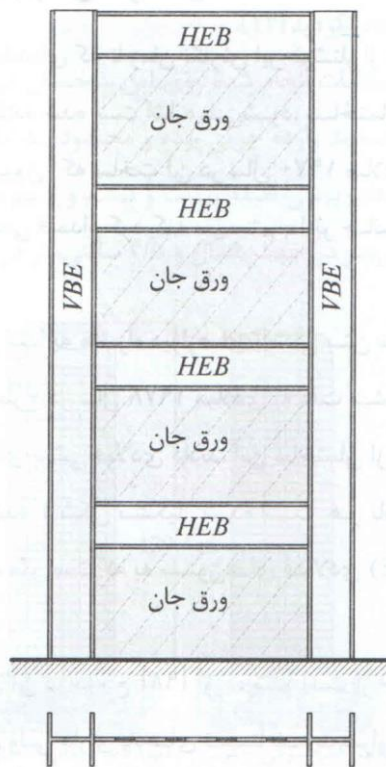
1-2) معرفی سیستم دیوار برشی فولادی

دیوار برشی فولادی از تعدادی پانل برشی تشکیل شده است. هر پانل برشی از یک ورق فولادی و تیر و ستون‌هایی که ورق را احاطه کرده‌اند، تشکیل شده است. اجزای مختلف این سیستم توسط مراجع معتبر به شرح ذیل نام گذاری شده‌اند (شکل 1-1)

1. اعضای قائم این سیستم (ستون‌ها) به اعضای مرزی قائم (Vertical Boundary Elements) موسوم هستند.

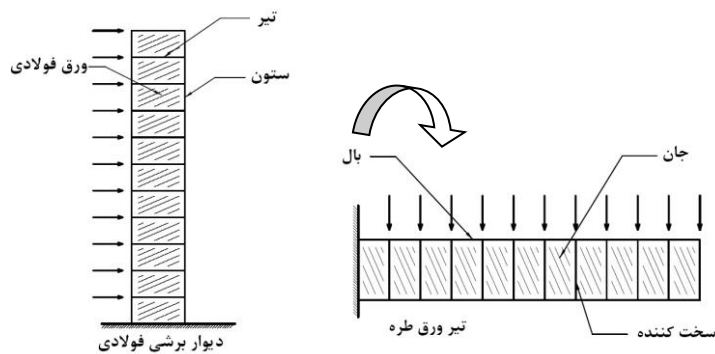
2. اعضای افقی این سیستم (تیرها) به اعضای مرزی (Horizontal Boundary Elements) موسوم هستند.

3. ورق‌های فولادی عمودی مابین تیرها و ستون‌ها در هر پانل، ورق جان (Web plate) نامیده می‌شوند.



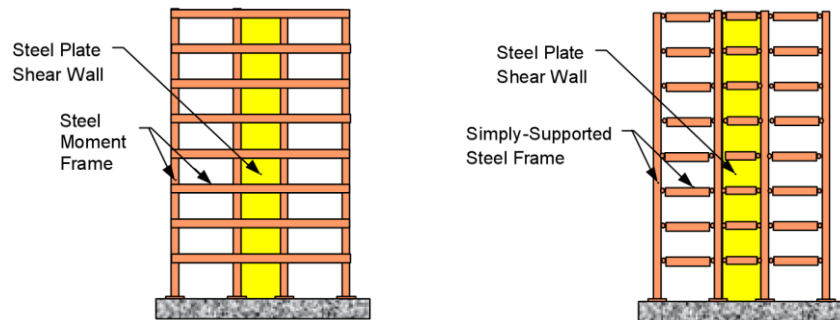
شکل 1-1: اعضای سیستم دیوار برشی فولادی

دیوار برشی فولادی مشابه یک تیر ورق طره فولادی است که در آن ستون‌ها به منزله بال‌های تیروورق، تیرهای طبقات همانند سخت‌کننده‌های آن و ورق فولادی به مثابه جان آن می‌باشد، (شکل 1-2).



شکل 1-2: مشابهت دیوار برشی فولادی و تیروورق طره فولادی

در این سیستم، اتصال بین تیرها و ستون‌ها می‌تواند ساده یا صلب باشد، (شکل 1-3) و برخلاف تیورق‌ها که بال‌ها به علت ضعیف بودن، نقش به‌سزایی در گرفتن نیروهای برشی ندارند، در دیوارهای برشی فولادی به علت قوی بودن ستون‌ها، این اعضاء می‌توانند نقش خوبی در باربری ایفاء نمایند.



شکل 1-3: اتصال تیر به ستون ساده و صلب در دیوارهای برشی فولادی

در سالهای اخیر، از دیوارهای برشی فولادی به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در تعدادی از ساختمان‌ها که عمدتاً در ژاپن و امریکای شمالی قرار دارند استفاده شده است.

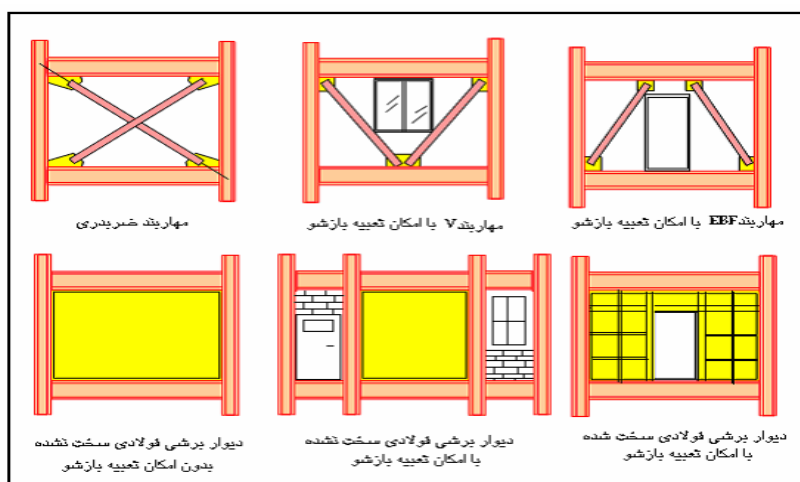
1-3 انواع دیوار برشی فولادی

دیوارهای برشی فولادی در ساختمانها انواع گوناگونی دارند. این طبقه بندی از چند دیدگاه مختلف قابل بررسی است. مشخصات مصالح مصرفی در اعضاء این سیستم، ملاحظات معماری و عملکرد ورق جان در برابر کماتش برشی (قطری) از عمده ترین این دید گاه ها محسوب میشوند.

مشخصات مصالح مصرفی ورق جان و المان های مرزی می تواند متفاوت باشدچنان که در بسیاری موارد مقاومت ورق را پایین تر از مقاومت تیرها و ستون ها انتخاب می کنند. این مسئله بویژه در پانل های سخت نشده موجب رفتار بهتری خواهد شد.

بیشترین ملاحظات معماری در تعبیه بازشوها قابل بحث است. همانطور که در شکل 1-4 نیز نشان داده

شده امکان تعبیه بازشو به اشکال مختلف با توجه به ملاحظات معماری وجود دارد

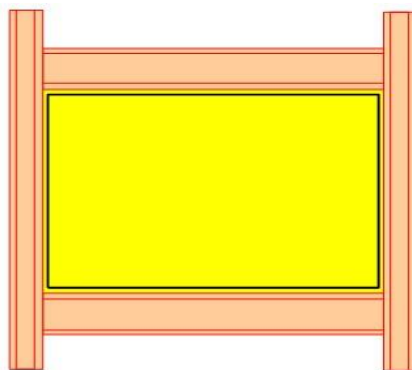


شکل 1-4: ملاحظات معماری

در جامع ترین طبقه بندی دیوارها ، که بر اساس نحوه عملکرد ورق جان در برابر کمانش برشی (قطری) میباشد و تمامی آیین نامه های معتبر دنیا نیز روابط طراحی خود را بر این اساس تبیین نموده اند، دیوارهای برشی به سه نوع تقسیم بندی میشوند. در ادامه به تشریح این طبقه بندی خواهیم پرداخت

1) دیوارهای برشی با ورق جان سخت نشده

در ایالات متحده رایج ترین دیوارهای برشی فولادی دارای ورقهای جان نازک و بدون سخت کننده هستند. (شکل 1-5) این نوع دیوار، پایه سیستم دیوار برشی فولادی است، که در آیین نامه های ASCE7 و AISC341 بعنوان "دیوار برشی فولادی ویژه" آمده است.



شکل 1-5: دیوارهای برشی فولادی سخت نشده

در این نوع دیوارها، ورق جان مقاومت فشاری ناچیزی دارد و بنابراین کمانش برشی (قطری) در سطوح بسیار پائین بارگذاری اتفاق می‌افتد. در این شرایط بارهای جانبی بجای برش، بوسیله کشش قطری در ورق جان¹ (مشابه عمل میدان کششی در تیورقها) تحمل می‌شوند. المانهای مرزی بگونه‌ای طراحی می‌شوند که به ورقهای جان اجازه دهند کشش قطری زیادی را گسترش دهند؛ در طراحی برای مناطق با لرزه‌خیزی زیاد، این اعضاء طوری طراحی می‌شوند که به ورقهای جان اجازه دهند در کل پانل به تنش تسلیم موردانتظار خود برسند. (شکل 1-6)

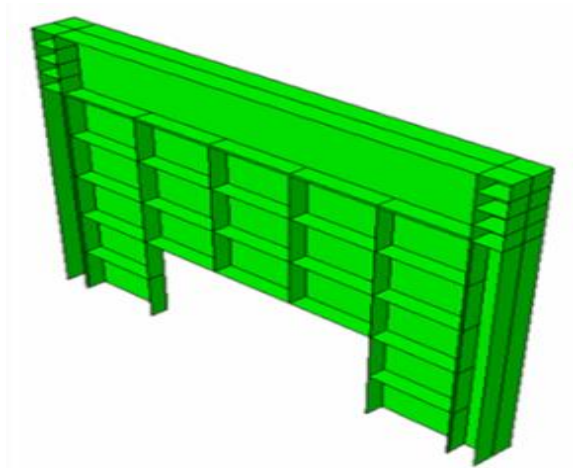


شکل 1-6: دیوارهای برشی فولادی سخت نشده

2) دیوارهای برشی با ورق جان سخت شده

در نوع دیگری از دیوارهای برشی فولادی ورق جان بوسیله سخت کننده های طولی و عرضی اجرا میشود. بطور کلی در سیستم دیوار برشی با جان سخت شده هدف، جلوگیری از کمانش صفحه تا جاری شدن آن در برش می باشد. (شکل 1-7)

¹ ورق جان به ورق فولادی اشاره دارد که در برابر برش افقی در دیوار مقاومت می‌کند. ورق جان از دوطرف به ستونها که المانهای مرزی قائم (VBE) نامیده می‌شوند و در بالا و پائین به تیرها که المانهای مرزی افقی (HBE) نامیده می‌شوند، متصل است.



شکل 1-7: دیوارهای برشی فولادی سخت نشده

سخت کننده‌ها کماتش برشی ورق جان را افزایش می دهند. سخت کننده‌ها ممکن است به اندازه‌ای باشند که ورق جان بتواند مقاومت تسلیم برشی خود را گسترش دهد یا ممکن است بصورت جزئی باشند. برای ورقهای جان با سخت کننده‌های جزئی، مقاومت، ترکیبی از مقاومت کماتش برشی و مقاومت اضافی بدست آمده از عمل میدان کششی است. مقاومت موجود با استفاده از روشهای توسعه یافته برای تیورورها محاسبه می گردد.

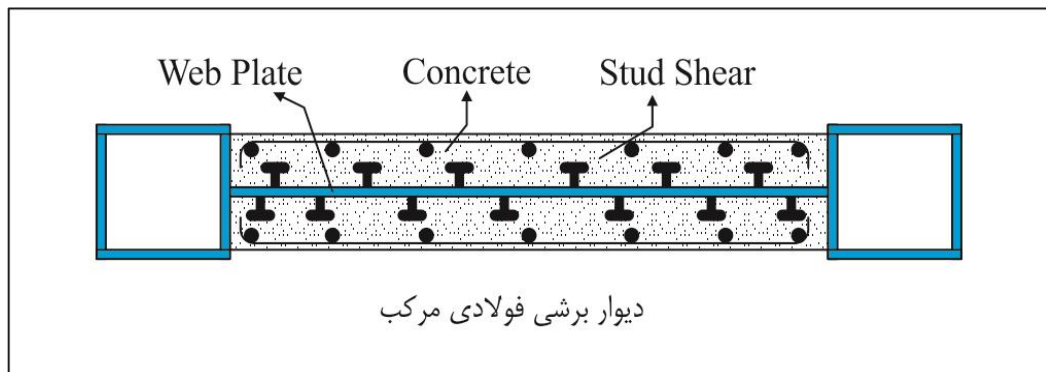
(شکل 1-8)



شکل 1-8: دیوارهای برشی فولادی سخت نشده

3) دیوارهای برشی فولادی مرکب (کامپوزیت)

دیوارهای برشی فولادی مرکب (کامپوزیت) نیز در طرحهای ساختمانی استفاده می‌شوند. در این سیستم، ورقهای فولادی جان با اضافه کردن بتن در یکطرف یا دوطرف ورق جان سخت می‌گردد. سخت شدن کافی معمولاً برای اجازه دادن به تسلیم برشی ورق جان ایجاد می‌شود. در AISC341 ضوابط طراحی دیوارهای برشی مرکب آمده است. (شکل 1-9)



شکل 1-9: دیوار برشی فولادی کامپوزیت

این نوع دیوارهای برشی فولادی در برخی ساختمان ها در سالهای اخیر بکار گرفته شده اند، اما کاربرد آنها مانند سایر سیستم های مقاوم در برابر بارهای جانبی متداول نمی باشد.

دیوارهای برشی فولادی مرکب در مقایسه با دیوارهای برشی بتنی و فولادی

معمولی دارای مزیت‌هایی ذیل است :

1- در مقایسه با دیوارهای برشی بتنی مسلح، این نوع دیوارها (در صورتی که ظرفیت برشی مشابه با دیوار برشی بتنی مسلح داشته باشند)

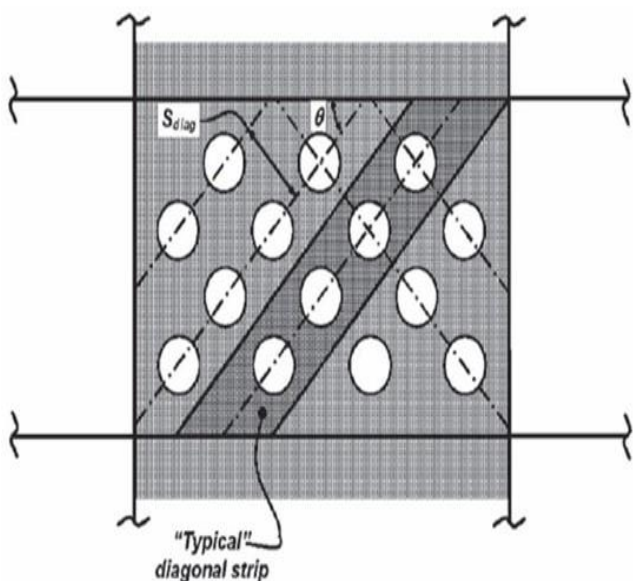
دارای ضخامت و وزن کمتری می باشند. فضای اشغالی کم در دیوارهای برشی فولادی مختلط از دیدگاه معماری، بسیار مفید بوده و باعث دسترسی به فضای مفید بیشتر مخصوصاً در سازه های بلند می شود. وزن کمتر این نوع دیوارها نیز منجر به فونداسیون و همچنین نیروی زلزله کوچکتر در مقایسه با دیوار برشی بتنی خواهد شد.

2- این نوع دیوارهای برشی می توانند بصورت درجا یا پیش ساخته باشند. در صورتی که دیوارهای بتنی پیش ساخته بکار برده شوند چنین دیوارهایی می توانند به صفحه فولادی در زمان مناسب در هنگام ساخت متصل گردند

3- در دیوارهای برشی فولادی، برش طبقه توسط عمل میدان کششی بعد از کمانش قطر فشاری صفحه فولادی تحمل می گردد، اما در دیوارهای برشی مختلط، صفحه بتنی از کمانش صفحه فولادی قبل از تسلیم شدن آن جلوگیری می کند. بنابراین صفحه فولادی، برش طبقه را از طریق تسلیم شدگی برشی تحمل می کند و در نتیجه، ظرفیت برشی صفحه فولادی نسبت به وضعیت قبلی افزایش می یابد.

4- صفحه بتنی به عنوان عایق صوتی و حرارتی و نیز پوششی در مقابل آتش سوزی برای صفحه فولادی عمل می کند.

4) دیوارهای برشی فولادی حفره دار



شکل ۱-۱۰: دیوار برشی فولادی حفره دار

دیوار برشی فولادی حفره دار نوع خاصی از دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده است که در آن سوراخ هایی با آرایش خاص بر روی ورق جان ایجاد می شود.

- بطور معمول هدف اصلی از ایجاد حفره روی ورق جان در این نوع دیوارها کاهش سختی و مقاومت دیوار برشی فولادی است. بعبارت دیگر در مواردی که دسترسی به ورق کم ضخامت به راحتی امکان پذیر نباشد میتوان سختی و مقاومت مورد نیاز را با ایجاد سوراخ بر روی ورق ضخیمر تامین نمود.
- کار آمدی این روش با استفاده از روش های تحلیلی و آزمایشگاهی به اثبات رسیده است و می توان انتظار داشت که سیستم با این شرایط تا حد تغییر مکان متناظر با زلزله های شدید شکل پذیر باقی بماند.
- این روش مورد تایید آیین نامه های بین المللی بوده مشروط بر آنکه حفره های ایجاد شده در ورق جان دارای قطر یکسان باشند و با یک الگوی منظم در سراسر ورق پراکنده شود. دوایر باید به گونه ای قرار گیرد که مرکز آنها بر روی یک قطر قرار گیرد.

1-4) مزایای استفاده از دیوارهای برشی فولادی

دیوارهای برشی فولادی نسبت به سایر سیستمهای ساختمانی در هزینه، اجرا، عملکرد و سهولت طراحی، مزایای بسیاری دارند. در مقایسه با دیوارهای برشی بتنی، کاهش ضخامت (و در نتیجه افزایش مساحت زیربنای پلان) یک منفعت اساسی می باشد. کاهش جرم نیز می تواند در طراحی فونداسیون مهم باشد. و مهمترین مزیت این است که دیوارهای برشی فولادی در زمان بسیار کمتری نسبت به دیوارهای برشی بتنی نصب می شوند. دیوارهای برشی فولادی می توانند بعنوان گزینه ای برای قابهای مهاربندی شده در نظر گرفته شوند. آنها می توانند سختی و مقاومت معادلی تأمین نمایند و مساحت پلان مشابه یا کمتری نیاز داشته باشند. سرعت ساخت دیوارهای برشی نیز با قابهای مهاربندی قابل مقایسه است. در حالی که معمولاً مقدار زیادی از جوشکاری بصورت کارگاهی است، بیشتر جوشکاری کارگاهی ورقهای جان را می توان بصورت یک پاس جوش گوشه انتخاب کرد و بنابراین معمولاً عملیات نصب با سرعت بیشتری انجام می شود.

سختی و مقاومت سیستم، عملکرد خوبی را تحت بارهای جانبی متوسط تضمین می کند. شکل پذیری ورقهای فولادی در دیوارهای برشی فولادی منجر به عملکرد خوب تحت بار لرزه ای شدید می شود.

بدلیل اینکه دیوارهای برشی فولادی سختی و مقاومت زیادی تأمین می‌نمایند، دهانه‌های کوتاه‌تر می‌توانند استفاده شوند. این موضوع منجر به انعطاف‌پذیری بیشتر برای استفاده از فضای معماری می‌شود. بطور خلاصه علاوه بر مزایایی که سیستم دیوار برشی فولادی نسبت به سیستم مهاربندی دارد، استفاده از این سیستم نسبت به دیوار برشی بتنی مزایای زیر را در بر دارد:

- کاهش وزن ساختمان و به تبع آن کاهش نیروهای جانبی وارده
- کاهش ابعاد و هزینه ساخت پی‌ها
- افزایش فضای مفید طبقات ساختمان
- استفاده از مصالح یکسان (فولاد) در ساخت دیوار برشی فولادی و قابهای فولادی مجاور آن
- سرعت ساخت و نصب بالا (دیوار برشی فولادی راه‌حل مناسبی برای ساخت سازه‌ها در مناطق سردسیر است که در آنها اجرای سازه‌های بتنی با توجه به طولانی بودن فصل سرما با مشکل روبرو است)
- مناسب بودن سیستم به منظور استفاده از آن در بهسازی سازه‌های ضعیف و آسیب‌دیده
- سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی زیاد این سیستم نسبت به دیگر سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی

1-5) محدودیت‌های استفاده از سیستم دیوارهای برشی فولادی

دیوارهای برشی فولادی را می‌توان برای ساختمانهای مسکونی از یک و دو طبقه تا بلندمرتبه‌ترین ساختمانها^۲ مورد استفاده قرار داد. بهر حال با اینکه سیستم برای ساختمانهای کوچک و بزرگ قابل استفاده است، اما در مورد انتخاب این سیستم بایستی به موارد زیر توجه کرد:

² ASCE7 بجز برای سیستمهای دوگانه، در مناطق طراحی لرزه‌ای D و E و F، ارتفاع دیوارهای برشی فولادی را به 160 فوت (حدوداً 50 متر) محدود می‌کند.

1) تأمین تعدادی از الزامات AISC341 برای طراحی لرزه‌ای، ممکن است مشکل یا حداقل نسبت به جزئیات معمولی در ساختمانهای کوچک خسته‌کننده‌تر باشد. تأمین ضوابطی که الزام می‌کنند که تیرها و ستونهای دیوارهای برشی فولادی یک قاب خمشی تشکیل دهند (و با الزامات مختص به قابهای خمشی ویژه تطبیق نمایند)، ممکن است در ساختمانهایی که دیوارهای برشی فولادی در آن بکار گرفته شده، مشکل باشد.

2) برای ساختمانهای بلند، کنترل تغییرمکان نسبی مشکل‌تر است. با اینکه تأمین یک ورق فولادی با مقاومت کافی مشکلی ایجاد نمی‌کند، تغییرمکان نسبی ساختمان ممکن است نیاز به دهانه‌های بلندتر دیوار برشی فولادی برای کاهش نیرو در ستونها داشته باشد. بهر حال، بدلیل اینکه دیوارهای برشی فولادی با دهانه‌های افقی بلند مورد مطالعه قرار نگرفته است، استفاده از آنها محدود است. کنترل تغییرمکان نسبی ساختمان، ممکن است نیاز داشته باشد که دیوارهای برشی فولادی در بعضی جهات تقویت گردند، مثلاً استفاده از دو دیوار برشی برای کاهش نیروی محوری در ستونها و تأمین تیرهای فرعی برای انتقال نیروهای واژگونی به ستونها مجاور.

3) با توجه به استفاده از ورقهای با ضخامت کم در دیوارهای برشی فولادی، اینگونه سازها نیازمند تدابیر ویژه در مورد پایایی سیستم در برابر حریق و همچنین جلوگیری از مشکلات ناشی از خوردگی است.

1-6) پیشینه استفاده از دیوارهای برشی فولادی در دنیا

دیوارهای برشی فولادی در تعداد بسیاری از ساختمانها در ایالات متحده، کانادا، مکزیک، ژاپن و ایران در طیف وسیعی از انواع ساختمانهای مسکونی تا ساختمانهای بلندمرتبه استفاده شده است. علاوه بر ساختمانهای جدید، ورقهای فولادی جان برای مقاوم‌سازی ساختمانهای موجود دارای قاب که سختی و مقاومت بیشتری نیاز دارند، بکار رفته است.

دیوارهای برشی فولادی هر جا عملکرد ساختمان اجازه استفاده از دیوارهای با طول متوسط را بدهد، بکار می‌روند. ساختمانهای میان مرتبه و بلندمرتبه با پلانهای تکراری و هسته ساختمانی پیوسته، بویژه برای دیوارهای برشی فولادی مناسب می‌باشند.

1) کاربرد در ژاپن

مثالهایی از ساختمانهای جدید دارای دیوار برشی فولادی در ژاپن، ساختمان Nippon Steel و ساختمان Shinjuku Nomura که هر دو در توکیو قرار دارند و در سال 1970 ساخته شده‌اند، می‌باشد.

• ساختمان نیپون استیل :

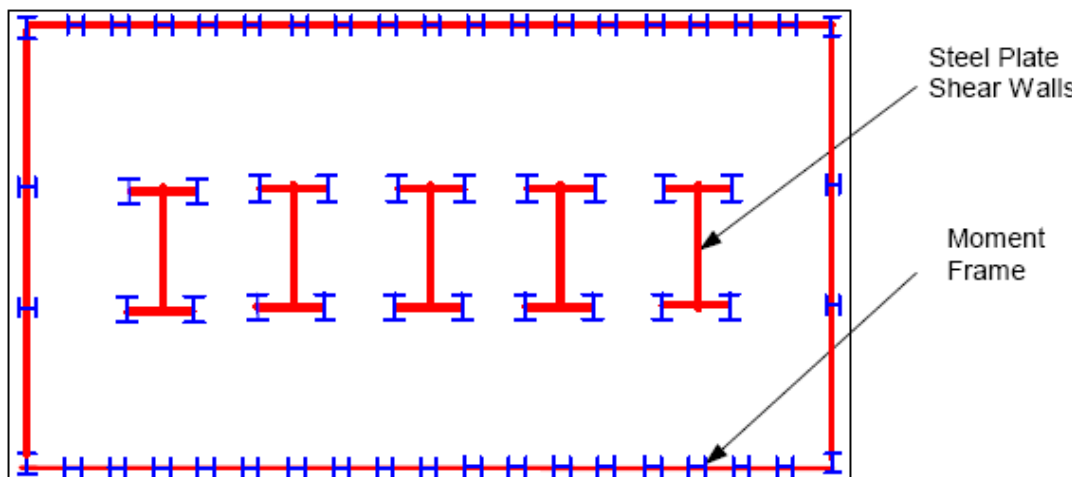
بنظر می‌رسد اولین ساختمانی که در آن از دیوارهای برشی فولادی استفاده گردید، ساختمان بیست طبقه Nippon Steel در توکیو بوده است. (شکل 1-11)



شکل 1-11- ساختمان Nippon Steel (سمت راست)

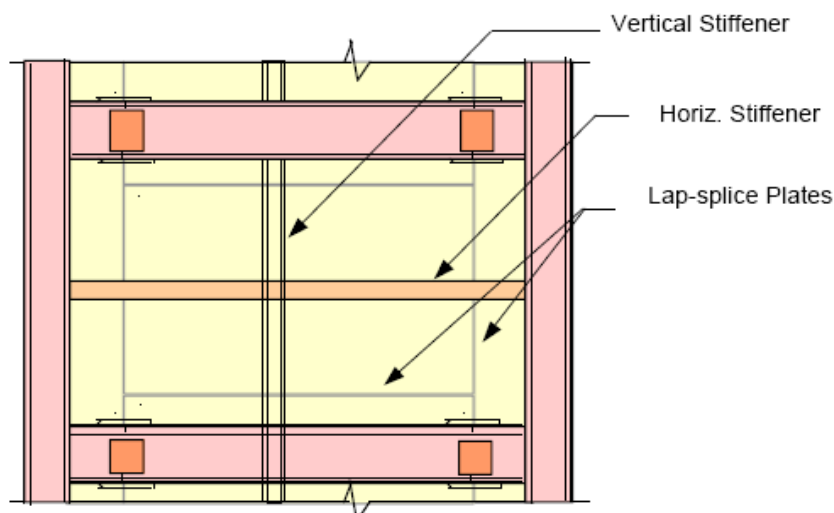
با توجه به لرزه‌خیزی شدید منطقه و دقت ژاپنی‌ها در انتخاب سیستم مقاوم سازه‌های خود برای نیروهای جانبی ناشی از زلزله، اهمیت و رفتار مناسب دیوارهای برشی فولادی تا حدی مشخص می‌گردد. البته این انتخاب با مطالعه دقیق و آزمایشهای انجام‌شده در دانشگاه توکیو صورت گرفته است.

پلان دیوار برشی فولادی در ساختمان Nippon Steel در شکل 1-12 نشان داده شده است. (یوکویاما و همکاران، 1978). در این ساختمان دو سیستم عمده برای مقاومت در برابر بارهای جانبی پیش‌بینی شده است. در جهت عرضی فقط از دیوارهای برشی فولادی و در جهت طولی علاوه بر بهره‌گیری از دیوارهای مذکور، از قابهای خمشی فولادی نیز استفاده شده است.



شکل 1-12- پلان دیوار برشی فولادی برای ساختمان Nippon Steel

با توجه به مدارک موجود سازه این ساختمان، در طبقه چهارم و بالاتر از دیوارهای برشی فولادی و برای طبقات پایین‌تر از دیوارهای برشی فولادی قرار گرفته در بتن استفاده شده است.



شکل 1-13: جزئیات سیستم دیوار برشی فولادی در ساختمان نیپتون استیل

همچنین ابعاد پانلهای دیوارهای مورد استفاده بطور تیپ، (2.75 متر در 3.7 متر) با سخت‌کننده‌های افقی و قائم و ورقهای ضخامت (4.5 و 6.0 و 9.0 و 12.0 میلیمتر) برای جلوگیری از کمانش ورقهای فولادی می‌باشد. جزئیات سیستم دیوار برشی فولادی ساختمان نیپتون استیل در شکل (1-13) نشان داده شده است.

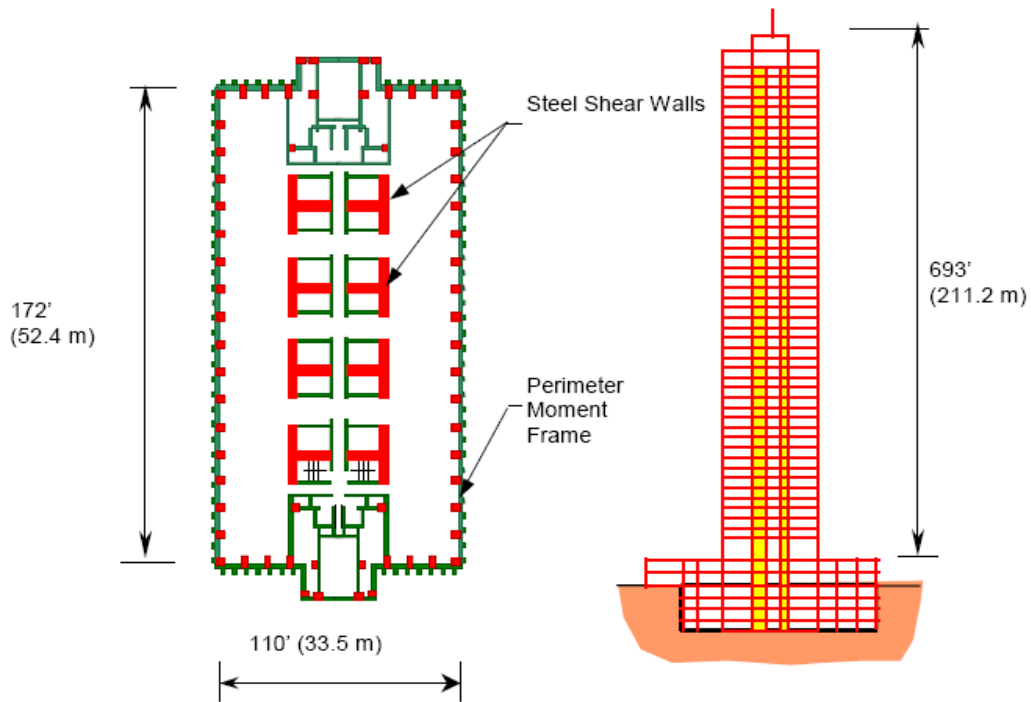
• **ساختمان شینجوکو نومورا:**

در ساخت سومین ساختمان بلند توکیو به نام شینجوکونومورا با ارتفاع ۲۱۱ متر و ۵۱ طبقه از سطح زمین و ارتفاع ۲۷/۵ متر و ۵ طبقه زیرزمین، برای اجتناب از بکارگیری دیوار برشی بتنی، از سیستم دیوار برشی ورق فولادی در هسته‌های مرکزی آن که اطراف آسانسورها، پله‌ها و رایزرهای تاسیساتی می‌باشد، استفاده گردید. (شکل 1-14)



شکل 1-14- پلان دیوار برشی فولادی برای ساختمان Nippon Steel

در شکل 1-15 پلان و مقطع ساختمان مذکور نشان داده شده است.



شکل 1-15: پلان و مقطع ساختمان شینجوکو نومورا

در دیوارهای برشی فولادی مذکور برای جلوگیری از کمانش ورقهای فولادی، از سخت‌کننده استفاده شده است. سخت‌کننده‌ها در یک طرف بصورت عمودی و در سمت دیگر بصورت افقی به ورقهای فولادی جوش شده‌اند.

اتصال ورقهای فولادی به قاب اطراف به کمک پیچ می‌باشد که با توجه به پرکار بودن این نوع اتصال توصیه شده است برای صرفه جویی در وقت و هزینه از اتصال جوش استفاده شود.

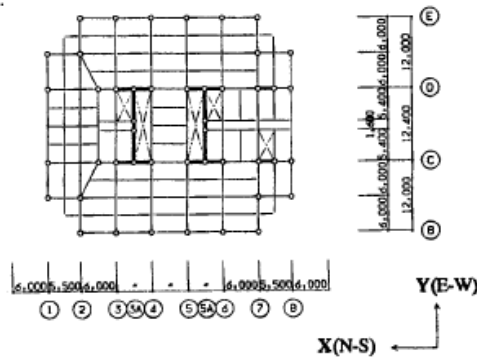
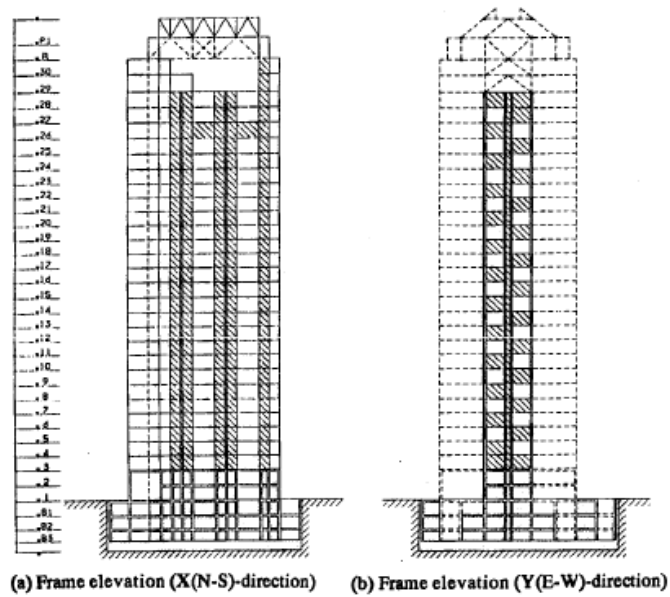
• برج 35 طبقه سیتی هال کوبه :

برج 35 طبقه سیتی هال کوبه یکی دیگر از سازه‌ای بلند ساخته شده در ژاپن است. (شکل 1-16)



شکل 1-16 سیتی هال کوبه

این ساختمان از طبقه سوم به بالا دارای دیوار برشی فولادی با سخت کننده است همانطور که در شکل (1-17) نشان داده شده، در ترازهای زیرزمین دیوارهای مسلح شده با بتن و در دو طبقه بعدی از دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت بعنوان انتقال بین حالت مسلح شده با بتن و فولاد استفاده شده است. ساختمان در معرض زلزله 1995 کوبه قرار گرفت. فوجی تانی و همکاران (1996) مقدار کمی کماتش موضعی در دیوارهای برشی فولادی دارای سخت کننده در طبقه 26 و تغییر مکانهای ماندگار (جابجائی بام نسبت به خط قائم بترتیب 225 میلیمتر در شمال و 35 میلیمتر در غرب) گزارش کردند.



شکل 1-17- پلان و نمای ساختمان سیتی هال کوبه (فوجی تانا و همکاران، 1996)

در بررسی تجربه ژاپنی‌ها در مورد دیوارهای برشی فولادی، مهم است بدانیم که در روش مهندسی سازه سنتی در ژاپن، تمام اتصالات تیر به ستون در ساختمان را حتی وقتی در بخشی از سیستم سازه‌ای از مهاربند یا دیوار استفاده می‌شود، اتصالات کاملاً گیردار در نظر گرفته می‌شوند. در اینصورت، دیوارهای برشی فولادی مانند میراگرهای هیسترسیز می‌باشند که عملکرد اولیه آنها، کاهش حداکثر پاسخ ساختمان در حین زلزله است. با این حال، وجود دیوارهای برشی فولادی و قابهای خمشی مقاوم کامل در مقایسه با روش آمریکای شمالی فراوانی بیشتری دارد.

2) کاربرد در ایالات متحده

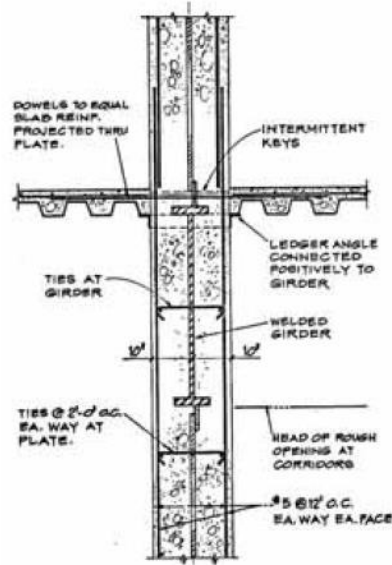
- بیمارستان 16 طبقه سانفرانسیسکو

برای یک ساختمان جدید 16 طبقه که بیمارستان H.C.Moffit در مرکز پزشکی سانفرنسیسکو دانشگاه کالیفرنیا را توسعه می‌داد، انواع مختلفی از سیستم‌های سازه‌ای در نظر گرفته شد. (شکل 1-18)



شکل 1-18- سیتی هال کوبه

دیوارهای برشی بهترین سیستم سازه‌ای برای مطابقت با الزامات بارهای طراحی لرزه‌ای زیاد و سختی بالا تعیین گردید (در آن زمان برای نگهداری سیستم‌های حیاتی بیمارستان از آسیب، مناسب تشخیص داده شد، بطوریکه این سیستمها بعد از یک زلزله شدید قابل بهره‌برداری بمانند)، و برای ارتفاع طبقه قابل دسترسی بمنظور هماهنگی با تراز طبقات ساختمان موجود مجاور و بنابراین هماهنگ کردن تعدادی از داکتها، لوله‌ها و سایر تأسیسات مکانیکال و الکتریکیال در فضای سقف، محدودیتهائی ایجاد شد. Poland و Wosser (2003) گزارش دادند که دیوارهای برشی بتنی مسلح با ضخامتی بیش از (120 سانتیمتر) ضخامت مورد نیاز هستند تا در برابر نیروهای طراحی زیاد مقاومت نمایند، که از لحاظ معماری غیرقابل پذیرش بود، و بجای آن از دیوارهای برشی فولادی استفاده گردید. جزئیات تیپ دیوارها در اشکال 1-19 نشان داده شده است. طراحی این پروژه در 1977 تکمیل شد و ساخت آن 5 سال بطول انجامید.



شکل 1-19- توسعه بیمارستان H.C.Moffit، جزئیات تیپ دیوارهای برشی فولادی و نمونه‌ای از سطح مقطع (Dean و همکاران، 1977؛ Wosser و Poland، 2003)

• هتل 30 طبقه هایت ریجنسی

برای ساخت هتل هزار اتاق هایت ریجنسی واقع در شهر دالاس در ایالت تگزاس آمریکا، طراح به دلایل مختلف در جهت عرض ساختمان از سیستم دیوار برشی ورق فولادی برای گرفتن نیروهای جانبی بخصوص باد استفاده نمود. شکل 1-20 عکسی از ساختمان مذکور را نشان می‌دهد.



شکل 1-20: نمای هتل هایت ریجنسی

دیوارهای برشی فولادی با توجه به موقیت قرارگیری آنها در ساختمان مذکور از ۷ تا ۲۵ طبقه بکار گرفته شده‌اند. دیوارهای برشی فولادی بکاررفته در این ساختمان بصورت تقویت‌شده و یا به عبارت دیگر با سخت‌کننده می‌باشند.

علل استفاده از دیوارهای برشی فولادی در این ساختمان به شرح زیر است:

- کاهش مصرف فولاد از $1197 \frac{N}{m^2}$ به $790 \frac{N}{m^2}$ در مقایسه با قاب های فولادی ممان‌گیر. همانطور که مشاهده می‌گردد این کاهش بیش از ۳۰٪ صرفه جویی در مصرف فولاد را به دنبال داشته است.
- کنترل تغییرمکان ساختمان با بهره‌گیری از سختی برشی بالای این نوع سیستم، بطوریکه از تغییرمکان در بالاترین طبقه تا حد قابل توجهی نسبت به دیگر سیستمها کاسته شده و مقدار آن برای بار طراحی باد به 200 mm محدود گردیده است.
- صرفه‌جویی در فضا با کاهش ضخامت دیوارها، زیرا اگر بجای دیوارهای برشی ورق فولادی از مهاربند استفاده می‌گردید، ضخامت دیوارها بصورت قابل توجهی افزایش می‌یافت.
- سرعت ساخت بالا، با توجه به اینکه دیوارهای مذکور در کارخانه تولید و در محل نصب گردیده‌اند، سرعت ساخت به مراتب نسبت به استفاده از دیوارهای برشی بتنی بالاتر رفته است.

• بیمارستان آلیو ویو

مطالعه سرگذشت بیمارستان آلیو ویو در سیلمار، منتهی‌الیه شمال‌غربی دره سان‌فرناندو در منطقه لوس آنجلس کالیفرنیا یکی از آموزنده‌ترین مطالب در رابطه با رفتار ساختمانها در برابر زلزله می‌باشد. این بیمارستان 500 تخت‌خوابی که در شکل 1-21 نشان داده شده است، در نوامبر 1970 به بهره‌برداری رسید و پس از ۱۰ هفته بر اثر زلزله نهم فوریه ۱۹۷۱ تخریب گردید. ساختمان این بیمارستان از مشهورترین ساختمانهای تخریب‌شده در زلزله سان‌فرناندو بود که در آن علاوه بر تعدادی زخمی سه نفر که از بین آنها دو نفر بیمار و یک نفر از کادر بیمارستان بودند، کشته شدند.

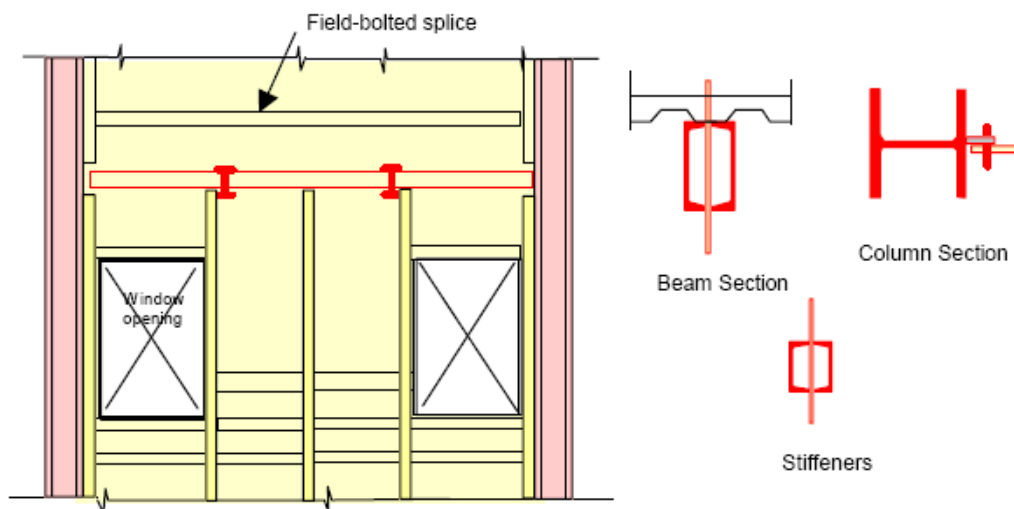
سازه اصلی ساختمان بیمارستان از نوع بتنی مسلح طراحی گردیده بود که در دو طبقه اول آن از قابهای ممان‌گیر و در چهار طبقه بالای آن از ترکیب دیوار برشی و قابهای ممان‌گیر استفاده شده بود.

بیمارستان آلیو ویو مجدداً در اوایل دهه ۸۰ میلادی در همان محل قبلی ساخته شد. این بار با مطالعه و بررسی بسیار، برای جلوگیری از خرابی مجدد بیمارستان در زلزله‌های احتمالی بعدی از دیوارهای برشی فولادی در سازه آن برای مقابله با نیروهای جانبی استفاده گردید.



شکل 1-21: نمای بیمارستان آلیو ویو

در شکل 1-22 همانطور که مشاهده می‌شود در دیوارهای برشی فولادی بکار رفته از بازشو نیز استفاده شده است و تیرهای افقی همانند سخت‌کننده‌ها از ناودانی دابل که توسط ورقهای اتصال به هم جوش شده تشکیل شده‌اند و پانلهای فولادی توسط پیچ و پین به ستونها متصل شده‌اند.

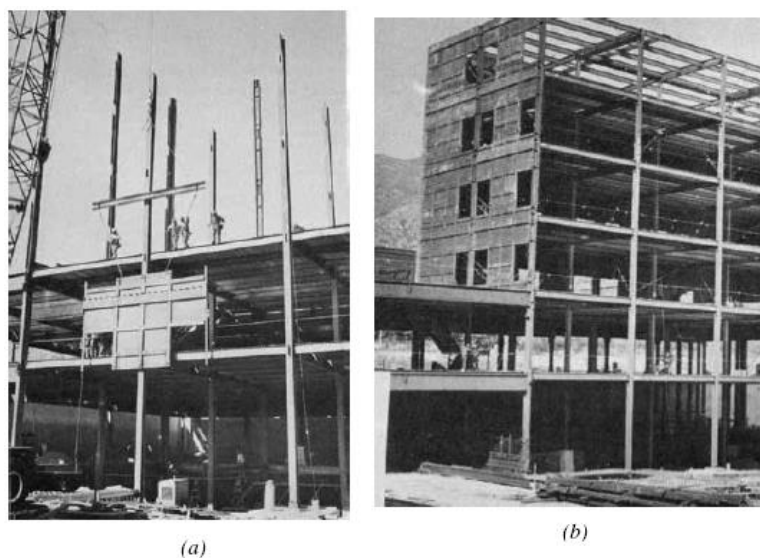


شکل 1-22: نمونه تیپ دیوار برشی بکار رفته در بیمارستان آلیو ویو

در صورت استفاده از دیوارهای برشی بتنی بجای دیوارهای برشی فولادی، ضخامت دیوارهای مذکور قابل توجه و مقدار آرماتور لازم در آنها بسیار زیاد می‌گردد. در اطراف بازشوها نیز نیاز به آرماتور اضافی برای تقویت دیوار برشی بتنی اجتناب‌ناپذیر می‌بود. علاوه بر آن استفاده از دیوارهای برشی بتنی ضخیم باعث افزایش وزن ساختمان و طبیعتاً افزایش نیروهای ناشی از زلزله بر ساختمان که متناسب با وزن می‌باشد، می‌گردد.

با توجه به مطالعات طراح در صورتی که در ساخت مجدد بیمارستان از قابهای ممان‌گیر استفاده می‌شد، مقدار مصرف فولاد در هر مترمربع زیربنا حدوداً 1915 N/m^2 می‌گردد، ولی با توجه به استفاده از سیستم دیوارهای برشی فولادی مصرف فولاد در هر مترمربع به $957/5 \text{ N/m}^2$ کاهش یافت، به عبارت دیگر 50٪ در مصرف فولاد صرفه‌جویی بعمل آمد.

بیمارستان آلیو ویو در 17 ژانویه 1994 مجدداً تحت اثر زلزله قوی نرت‌ریج کالیفرنیا قرار گرفت. در زلزله مذکور شتاب اندازه‌گیری‌شده زمین در محل پارکینگ بیمارستان که فقط چند متر تا ساختمان اصلی فاصله داشت، در جهت افقی دارای مقدار ماکزیمم $0/91 \text{ g}$ و در جهت قائم دارای مقدار ماکزیمم $0/6 \text{ g}$ بود. مقادیر شتاب ماکزیمم اندازه‌گیری‌شده در محل بام ساختمان اصلی بیمارستان در جهت افقی $2/3 \text{ g}$ و در جهت قائم $1/7 \text{ g}$ بود. علیرغم این ارتعاشات قوی بیمارستان مذکور برخلاف رفتار بسیار بد ساختمان آن در زلزله قبلی، هیچگونه خسارت سازه‌ای در بر نداشت و خسارت وارده به اجزاء غیرسازه‌ای آن اعم از تأسیسات و غیره بسیار ناچیز بود. (اشکال 1-23 و 24)



شکل 1-23- مراحل نصب دیوار برشی بیمارستان Olive View (ENR, 1978)



شکل 1-24- خسارت غیرسازه‌ای در بیمارستان Olive View در زلزله 1994 نورث ریج (Naeim)

و Lobo, 1997)

• ساختمان مرکز درمانی در چارستون

پس از زلزله 1971 سان‌فرناندو که در آن دو بیمارستان تخریب گردید و بر اثر آن 46 نفر جان خود را از دست دادند، تصمیم گرفته شد تا ساختمانهای کلیه بیمارستانها از نظر مقاومت در برابر زلزله مورد بررسی قرار گرفته و در صورت نیاز تقویت شوند. از جمله ساختمانهایی که در این بررسی پس از بازنگری نیاز به تقویت جدی داشت، مربوط به یک مرکز درمانی در چارلستون واقع در جنوب کارولینا بود. این بیمارستان که در سال 1963 ساخته شده، متشکل از ساختمانهای متعددی از یک تا پنج طبقه می‌باشد که زیربنای آن در حدود $32500 m^2$ است. اسکلت ساختمان اصلی بیمارستان از نوع بتنی مسلح و سقفها از نوع دال بتنی تخت می‌باشند. سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی از نوع قاب ممان‌گیر همراه با دیوارهای اطراف پله‌ها بود که صرفاً برای بار باد طراحی شده‌اند.

برای تقویت بیمارستان مذکور به علت پیچیدگی آن از بهترین تیم طراحی و تحقیقاتی استفاده گردید. تیم مذکور پس از مطالعه و بررسی علیرغم آنکه شاید مناسب‌ترین روش تقویت ساختمانهای بتنی در مقابل بارهای جانبی استفاده از دیوارهای برشی بتنی می‌باشد، به دلایل زیر تصمیم گرفت تا در تقویت بیمارستان مذکور به جای دیوار برشی بتنی از دیوارهای برشی فولادی استفاده نماید.

- جلوگیری از اخلاص در کار روزانه بیمارستان و کاهش مشکلات برای بیماران، زیرا دیوارهای برشی فولادی امکان ساخت در کارخانه و نصب سریع و تمیز را در محل بوجود می‌آورد.

- جلوگیری از کاهش زیر بنای مفید و اتلاف فضاها، باتوجه به اینکه طبق پیش‌بینی بعمل آمده 60 دیوار برشی برای تقویت ساختمان اصلی بیمارستان مورد نیاز بود و استفاده از دیوار برشی فولادی به مراتب اتلاف فضای کمتری داشت.

- پیش‌بینی امکان تغییرات در آینده، زیرا در دیوارهای برشی فولادی به سادگی می‌توان تغییرات موردنظر را اعم از جابجائی و یا ایجاد بازشو به دلایل مختلف از جمله عبور تأسیسات انجام داد. این تغییرات در دیوارهای برشی بتنی به مراتب سخت‌تر و یا بعضاً غیرممکن می‌باشد.

• ساختمان کتابخانه ایالتی اورگون

ساختمان کتابخانه ایالتی اورگان آمریکا واقع در سیلم در سال 1937 بنا گردیده بود و ضرورت حفظ آن به لحاظ تاریخی احساس می‌شد. بدین لحاظ سازه آن برای بارهای جانبی ناشی از زلزله مورد مطالعه قرار گرفت.

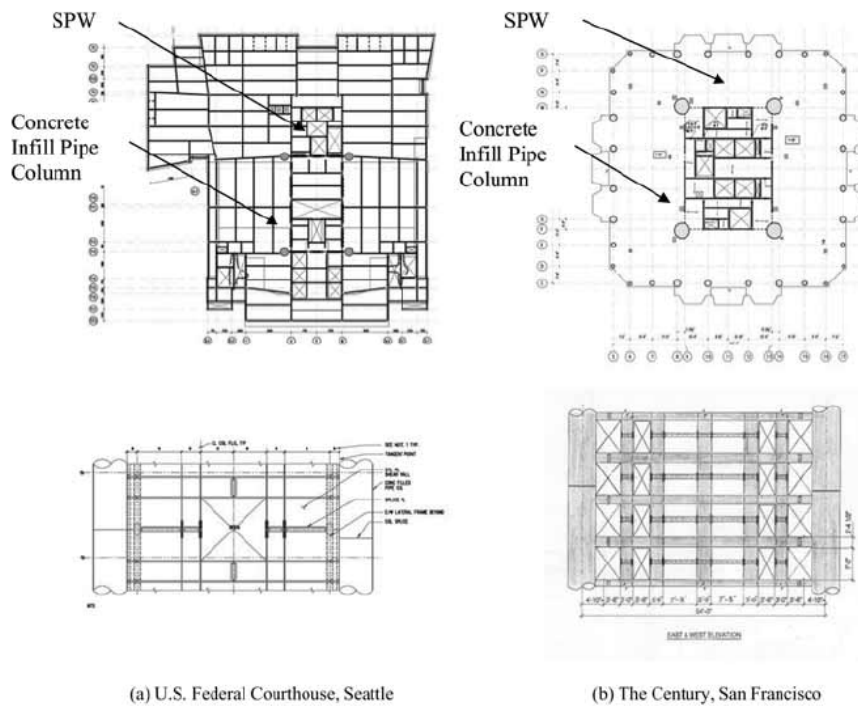
با بررسی سازه مذکور که از نوع بتنی با تیرها و ستونهای مستطیل شکل بود، مشاهده گردید که مقاومت آن در برابر بارهای جانبی زلزله ناچیز است. لذا تصمیم گرفته شد با فرض عدم استحکام ساختمان مذکور در مقابل بارهای جانبی سازه آن مورد تقویت قرار گیرد. با مطالعه روشهای متعدد به دلایل زیر بهترین سیستم برای این منظور سیستم دیوارهای برشی فولادی تشخیص داده شد:

- لزوم کنترل تغییرمکان ساختمان به لحاظ حفظ تجهیزات داخلی آن که از اهمیت ویژه‌ای برخوردار بود، لذا با توجه به سختی قابل توجه دیوارهای برشی ورق فولادی این کنترل به خوبی انجام گرفت.
- لزوم بازبودن و سرویس‌دهی کتابخانه در زمان تقویت ساختمان، که به لحاظ ساخت قطعات در کارخانه و نصب پاکیزه و بدون ریخت و پاش آن در محل این خواسته نیز برآورده گردید.
- لزوم جلوگیری از اشغال فضا و زیر بنا تا حد امکان، که بعلاظرافت دیوارهای برشی فولادی این مطلب نیز در مقایسه با سیستمهای دیگر همچون دیوار برشی بتنی اجابت گردید. در تقویت ساختمان مذکور، دیوارهای برشی فولادی طوری طراحی گردیدند که بدون نیاز به ماشین آلات سنگین که می‌توانست باعث اخلاخل در کار روزانه کتابخانه گردد، قطعات به صورت جداگانه در کارخانه ساخته و حداکثر با دو کارگر حمل و نصب شود.

کاخ دادگستری مرکزی ایالات متحده

برای یک ساختمان بلندمرتبه 46 طبقه در سانفرانسیسکو (The Century)، استفاده از یک سیستم هسته دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده و ستونهای لوله‌ای فولادی مرکب بزرگ (پرشده با بتن) بعنوان

المانهای مرزی پیشنهاد شد. ستونهای مرکب بمقدار زیادی در سختی خمشی شرکت می‌کنند و در برابر واژگونی در سیستم مقاومت می‌کنند. (شکل 1-25).

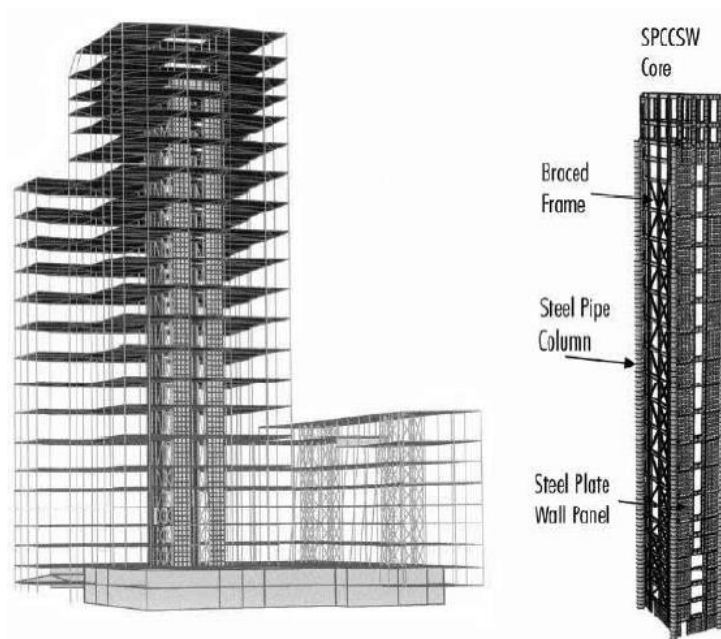


شکل 1-25- هسته دیوارها با ستونهای لوله‌ای فولادی مرکب پر شده با بتن (Hooper و Seilie، 2005)

اگرچه آن پروژه در نهایت اجرا نشد (بعد از اینکه طراحی بطور کامل انجام شد و مجوزهای ساختمانی اخذ گردید)، همان ایده در جهت کم‌عرض شمال-جنوب هسته برای کاخ دادگستری مرکزی ایالات متحده بکار رفت. کاخ دادگستری مرکزی، یک ساختمان 23 طبقه در سیاتل (شکل 1-26) بود که در جهت شرقی-غربی آن از قابهای مهاربندی شده استفاده شده بود.



شکل 1-26- کاخ دادگستری مرکزی ایالات متحده، سیاتل



شکل 1-27- سیستم سازه‌ای برای کاخ دادگستری مرکزی ایالات متحده، سیاتل

انتخاب دیوار برشی فولادی برای این پروژه براساس چهار فایده برای این سیستم بود.

1) سیستم دیوار برشی فولادی، دیوارهایی نازک‌تر از آنچه که برای یک دیوار برشی بتنی معادل مورد نیاز بود، احتیاج داشت (45cm) شامل پوشش برای دیوار برشی فولادی در برابر (71cm) برای دیوار برشی بتنی، که در نتیجه تقریباً دو درصد بر فوت مترمربع خالص، صرفه‌جویی می‌شد.

2) سیستم از دیوارهای برشی بتنی سبک‌تر بود (تقریباً 18 درصد کمتر از استفاده از یک سیستم هسته دیوار برشی بتنی معادل) که کاهش متناظر در بارهای فونداسیون بدلیل بار ثقلی و کلیه بارهای جانبی لرزه‌ای به‌همراه داشت.

3) کاهش زمان ساخت بود، چون دیوار سریع نصب می‌شد و نیازی به زمان عمل‌آوری بتن نبود و نصب آن نسبت به قابهای بادبندی ویژه معادل آسان‌تر بود.

4) این سیستم مقاومت پس‌کمانشی و شکل‌پذیری عالی آن بود. (آزمایشهایی برای اعتبار سیستم استفاده‌شده این پروژه ویژه انجام شده است).

3) کاربرد در کانادا

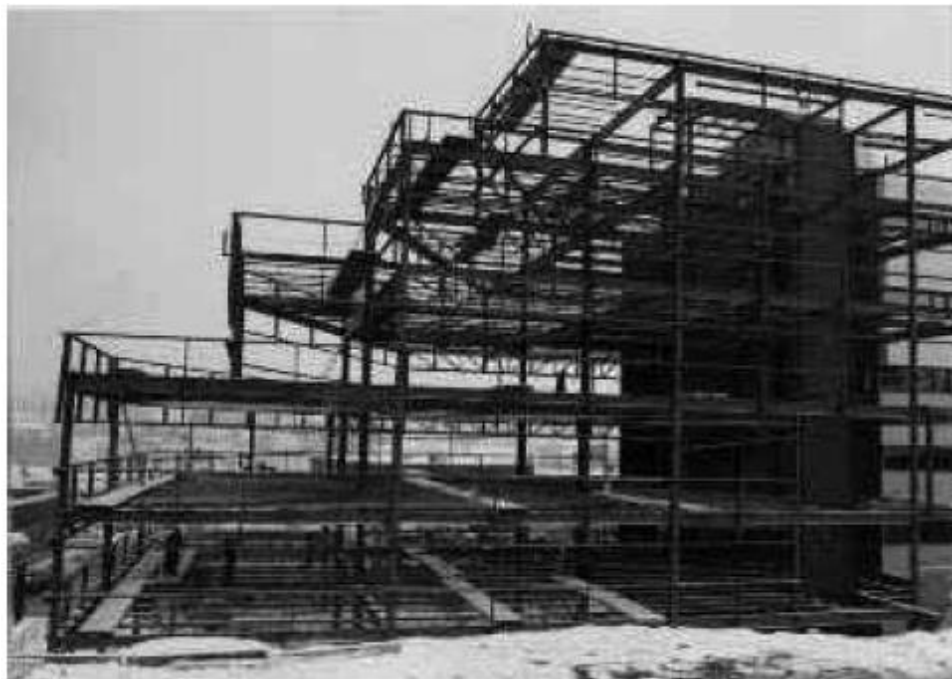
از اوایل دهه 1980، دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده در کانادا ساخته شدند، چون تمرکز محققین کانادایی بر روی این نوع دیوار برشی فولادی بود. طرح استفاده از دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک برای اولین بار در دهه 80 میلادی در دانشگاه آلبرتای کانادا توسط کولاک و همکاران مطرح گردید. آنها بررسیها و مطالعات تئوریک و آزمایشگاهی خود را صرفاً بر روی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک متمرکز کرده و ضمن انجام آزمایشهایی، برای محاسبه ظرفیت نهائی آنها، صفحه نازک جان را با یک سری میله‌های کششی مورب جایگزین نمودند.

• ساختمان شش طبقه نامنظم در کبک

با انتشار مقررات طراحی لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی در استاندارد طراحی فولادی کانادا، اجرا این نوع دیوارها بمقدار زیادی سرعت گرفت.

نوعی از دیوارهای برشی فولادی قرارگرفته در پیرامون آسانسورها، بهترین راه‌حل برای مقاومت در برابر بار جانبی بر روی یک ساختمان شش طبقه با یک پلان نامنظم (شکل 1-28) بود که وسعتی در حدود (3700 مترمربع) در ساختمان مرکزی Canam Manac Group در خیابان Georges, Quebec داشت. بعلاوه محدودیت ابعاد هسته آسانسورها، دیوارها دارای 2.55 متر عرض (مرکز بمرکز ستونها) و 22.5 متر ارتفاع

بودند. تمامی ورقهای میانقاب دارای 5 میلیمتر ضخامت بودند.. قطعات دیوار در کارخانه ساخته شده و بصورت دوطبقه در محل با پیچهای اتکائی نصب گردیدند. (شکل 1-29)



شکل 1-28- توسعه ساختمان مرکزی Canam Manac Group



شکل 1-29- دیوار برشی فولادی در توسعه ساختمان مرکزی Canam Manac Group

• ساختمان هفت طبقه در کبک

یک سیستم دیوار برشی فولادی نیز برای ساختمان ING در Ste-Hyacinthe, Quebe براساس زمان اجرای سریعتر و بدست آوردن فضای قابل استفاده، انتخاب گردید که با دیگر سیستمهای سازه‌ای در نظر گرفته شده (از جمله دیوارهای بتنی مسلح و قابهای مهاربند فولادی) قابل مقایسه بود. ایده طراحی در این ساختمان براساس یک هسته مرکزی برای دیوارها که در وسط ساختمان، قرار داشت، انتخاب شد. (شکل 1-30).



شکل 1-30- هسته دیوار در وسط ساختمان ING

در این ساختمان ارتفاع 24 متری کامل دیوارها بصورت پیش‌ساخته در کارگاه ساخته شد، تعدادی از دیوارها در بخشهایی به اندازه نصف دهانه ساخته شدند و در کارگاه با درز جوشی قائم از بالا تا پائین، به یکدیگر متصل گردیدند، (شکل 1-31) بجز برای وصله تیرها که پیچی بودند.. پای دیوار بطور ممتد به فونداسیون مهار گردید. (شکل 1-32).



شکل 1-31- نمای نزدیک دیوار در محل وصله وسط دهانه، ساختمان ING



شکل 1-32- دیوار برشی فولادی و جزئیات پای دیوار، ساختمان ING

• ساختمان مؤسسه تحقیقات کلینیکی مونترآل (ICRM)

دیوارهای برشی فولادی همچنین برای اضافه کردن دوطبقه به یک ساختمان یک طبقه موجود مؤسسه تحقیقات کلینیکی مونترآل (ICRM) در مونترآل مورد استفاده قرار گرفتند. (شکل 1-38). یکی از

دیوارهای برشی فولادی در دوطبقه از بالای قاب فولادی یک طبقه موجود تا سقف امتداد پیدا کرد و دیگری سه طبقه ادامه یافت. ابعاد هر یک بترتیب 3 متر در 3.5 متر و 3 متر در 4.8 متر با ورقهائی بضامت 6.8 میلیمتر بود. هر دیوار همانند یک واحد به کارگاه حمل شد. (شکل 1-33)



شکل 1-33- جزئیات دیوار برشی فولادی برای ساختمان ICRM

4) کاربرد در مکزیک

یک ساختمان با مالکیت مشترک واقع در دامنه کوه، در ابتدا با بتن مسلح و طبقاتی به ارتفاع (3 متر) و ارتفاع کل (68.5 متر) طرح گردید. براساس تقاضای مالک بمنظور مقایسه هزینه، یک گزینه فولادی طراحی شد. محاسبات اولیه نشان داد که قابهای فولادی شکل پذیر در ترکیب با دیوارهای برشی بتنی قرار گرفته در اطراف هسته آسانسور اقتصادی تر هستند و برای ساخت، این سیستم سازه ای انتخاب شد. صرفه جوئی، بیشتر در وزن طبقات پائینی و در زمان سریعتر اجرا حاصل شد. در هر صورت، برنامه زمان بندی ساخت اجرا نشد، چون پیمانکار نتوانست دیوارهای برشی بتنی را بسرعت قاب فولادی اجرا کند،

در سال 2003 همان مالکین یک ساختمان تقریباً مشابه در یک زمین مجاور ساختند (اشکال 1-34 الی 1-36). براساس تجربه قبلی، تصمیم گرفتند دیوارهای برشی بتنی را با دیوارهای برشی فولادی عوض کنند. این دیوارها براساس ضوابط طراحی و پیشنهادات استاندارد کانادا CAN/CSA S16-01 طراحی شدند، به این دلیل که این سیستم هنوز در آئین نامه های طراحی کاربردی مکزیک مطرح نشده بود، در آن زمان این سیستم برای ویرایشهای آینده آئین نامه مکزیک، در نظر گرفته شد. آن ساختمان مطابق برنامه، بسیار سریعتر و با هزینه پائین تری نسبت به ساختمان قبلی ساخته شد.



شکل 1-34- ساختمان دارای دیوار برشی فولادی در مکزیك-نمای خارجی دیوارها در اطراف هسته

آسانسور



شکل 1-35- ساختمان دارای دیوار برشی فولادی در مکزیك-نمای داخلی دیوارها در اطراف هسته آسانسور



شکل 1-36- ساختمان دارای دیوار برشی فولادی در مکزیک (مارتینز-رومئو 2003)

(5) ساختمانهای دیگر

علاوه بر ساختمانهای ذکرشده، ساختمانهای بسیار دیگری نیز در سطح جهان با استفاده از سیستم

دیوارهای برشی فولادی در سازه آنها، ساخته شده‌اند که در اشکال 1-37 تا 1-40 نشان داده شده‌اند:



شکل 1-37: ساختمان مسکونی ۵۱ طبقه واقع در سان فرانسیسکو



شکل 1-38: ساختمان ۳۲ طبقه بایرهوچ هوس در لورکوزن آلمان



شکل 1-39: برج 74 طبقه تجارت بین الملل پکن چین



شکل 1-40: ساختمان ۲۰ طبقه دادگاه فدرال در سیاتل آمریکا

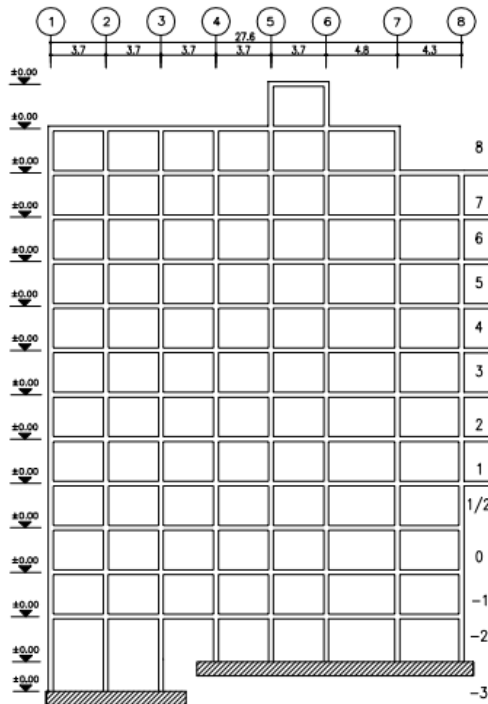
6) استفاده از دیوارهای برشی فولادی در ایران

- استفاده از دیوارهای برشی در دهه 50 شمسی

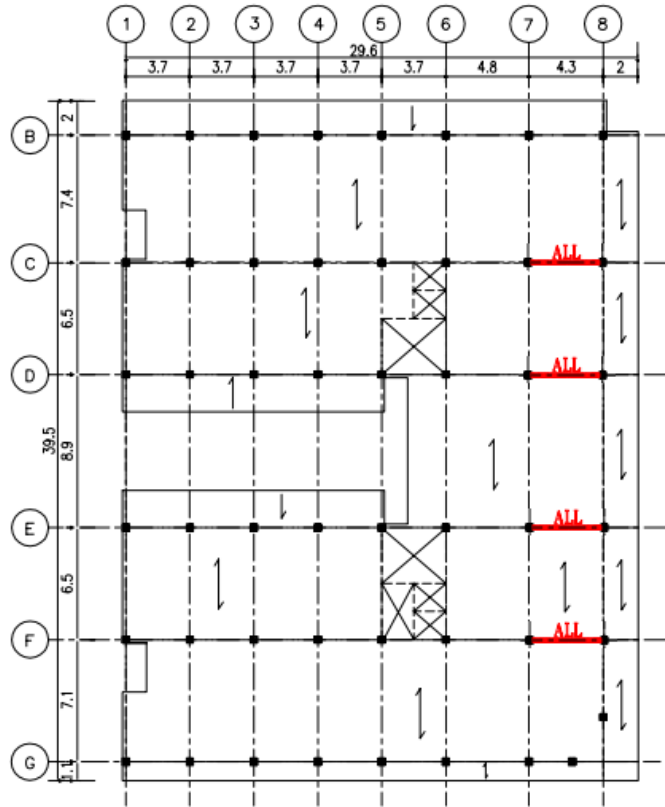
بمنظور بهسازی لرزه‌ای یک ساختمان 12 طبقه، از دیوار برشی فولادی استفاده شده است. ساختمان موردنظر با زیربنایی حدود 12000 مترمربع در اوایل دهه 50 شمسی در مرکز تهران بنا شده است. پلان و مقطع ساختمان در اشکال 1-41 و 1-42 دیده می‌شود. با بررسی‌های انجام‌شده روی ساختمان، لزوم بهسازی آن به اثبات رسید. با توجه به محدودیتهای اجرائی، زمان مورد نیاز و ایجاد کمترین توقف در بهره‌برداری سعی شد طرح بهسازی در کمترین تعداد دهانه‌ها اجرا گردد. در راستای طولی از مهاربندهای برون‌محور و در راستای عرضی با توجه به محدودیتهای معماری، تعداد کم و طول ناکافی دهانه‌ها از چهار دیوار برشی فولادی استفاده گردید که تعداد آن در طبقات بالاتر به دو دهانه کاهش یافت.

در این پروژه یکی از دیوارهای بکار گرفته شده در ساختمان بوسیله نرم افزار Abaqus مدل شده است. در مدلسازی هر دو رفتار غیرخطی مصالح و هندسی در نظر گرفته شده است. به این معنی که دیوار غیرخطی فرض شده و کرنشها و تغییرمکانهای بزرگ در تحلیل در نظر گرفته شده اند. بر این اساس تحلیل استاتیکی غیرخطی با الگوی بار مثلثی انجام گردید. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می دهد که برش پایه در نقطه عملکرد با الگوی بار مثلثی 1600 تن بوده و اتلاف انرژی سیستم نیز 23 درصد می باشد.

ضخامت ورق فولاد مصرفی 6 میلیمتر بود و برای تقویت پی از یک سرشمع مستحکم و 8 عدد شمع و از یک تیر قوی در بالاترین پانل استفاده شد. با توجه به نیازهای تأسیساتی، بازشوهائی در پانلهای دیوار برشی فولادی در نظر گرفته شد.



شکل 1-41: مقطع ساختمان 12 طبقه در ایران، تهران



شکل 1-42: پلان ساختمان 12 طبقه تقویت شده با دیوار برشی در ایران، تهران

- استفاده از دیوارهای برشی در دهه 90 شمسی

با گسترش دانش طراحی و آیین نامه های مربوطه ، پس از حدود 40 سال وقفه دیوارهای برشی فولادی یکبار دیگر در ایران بعنوان سیستم باربر جانبی و در طیف وسیعی از ساختمانها اعم از مسکونی ، تجاری ، اداری و آموزشی بکار گرفته شد. با توجه به عدم وجود آیین نامه های ملی در خصوص طراحی این سیستم سازه ای ، تمامی این سازه ها با استناد به ضوابط و مقررات پیشنهادی آیین نامه های معتبری همچون AISC 341, CAN/CSA S16-01 طراحی و اجرا گردیده اند. در ادامه تصاویری از مراحل اجرایی این سیستم سازه ای در ایران آمده است. (اشکال 1-43 الی 1-45)



شکل 43-1 نمایی از دیوارهای بکار رفته در یک ساختمان 7 در تهران



شکل 44-1 نمایی از دیوارهای بکار رفته در یک ساختمان 10 در تهران



قوه قضائیه

سازمان ثبت اسناد و املاک کشور



گواهی نامه ثبت طرح صنعتی

۰۰۱۱۰۸ الف/۹۳

مشخصات مالک: مهدی پروینی، شماره ملی: ۳۳۵۹۵۳۳۰۳۸، نشانی: تهران خیابان شهید کلاهدوز پلاک ۱۳۸ واحد ۸، کد پستی: ۱۶۴۸۷۱۳۵۸۱، تابعیت جمهوری اسلامی ایران

مشخصات طراح: مهدی پروینی، شماره ملی: ۳۳۵۹۵۳۳۰۳۸، نشانی: تهران خیابان شهید کلاهدوز پلاک ۱۳۸ واحد ۸، کد پستی: ۱۶۴۸۷۱۳۵۸۱، تابعیت جمهوری اسلامی ایران

مشخصات طرح صنعتی: در طراحی دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده که یکی از انواع دیوارهای برشی فولادی است، که در آن به طور منظم سوراخهایی تعبیه شده است نوع کالا و طبقه: دیوار برشی فولادی حفره دار، طبقه: ۲۵

حق تقدم:

شماره و تاریخ اظهارنامه اصلی:

محل ثبت:

| | | |
|---|---|--------------------------------------|
| شماره و تاریخ ثبت طرح: ۱۳۹۳/۱۲/۱۱- ID-۱۲۲۳۴ | شماره و تاریخ ثبت اظهارنامه: ۱۳۹۳/۰۹/۱۴ - ۱۳۹۳۵۰۱۴۰۰۲۰۰۶۱۱۵ | مدت اعتبار: ۱۳۹۳/۰۹/۱۴ تا ۱۳۹۸/۰۹/۱۴ |
|---|---|--------------------------------------|

اداره کل مالکیت صنعتی
رئیس اداره ثبت طرح های صنعتی

ایرج احمد بزرگی
تایخ:

اعضای:

* تصویر طرح صنعتی ضمیمه می باشد.
* در صورت تعدد طرح یا مالک و یا تغییرات، مراتب بر شرح مندرج در نظر گواهی نامه می باشد.

جناب آقای دکتر پروینی
مدیرعامل محترم شرکت سبک آفرینان عمارت پارس

باسلام و احترام،

در پاسخ به نامه شماره ۹۳-۱۰۳-۶ مورخ ۹۳/۲/۶، در خصوص ارسال مدارک برای دریافت نظریه فنی، الزامات مربوط به سیستم قاب ساده فولادی با دیوار برشی فولادی ویژه به شرح زیر ارسال می گردد:

- ۱- بارگذاری ثقلی این سیستم باید بر اساس آخرین ویرایش مببحث ششم مقررات ملی ساختمان و بارگذاری لرزه ای آن با در نظر گرفتن ضریب رفتار $R_u=6.5$ بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ انجام شود و در مناطق با خطر لرزه ای زیاد و خیلی زیاد حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان ۵۰ متر یا ۱۵ طبقه می باشد.
- ۲- تحلیل و مدل سازی دیوار برشی فولادی باید مطابق آخرین ویرایش راهنمای طراحی دیوارهای برشی فولادی Steel Design Guide20 انجام شود.
- ۳- طراحی و اجرای دیوارهای برشی فولادی شکل پذیر، اعضای مرزی و اتصالات آن باید بر اساس الزامات و ضوابط آخرین ویرایش راهنمای طراحی دیوارهای برشی فولادی Steel Design Guide20 و الزامات لرزه ای آیین نامه AISC341-10 انجام شود.
- ۴- برای طراحی با شکل پذیری ویژه مقاومت تسلیم فولاد باید کمتر از ۳۴۵ مگا پاسکال باشد.
- ۵- استفاده از مقاطع سازه ای توخالی مانند مقاطع قوطی و استوانه در اعضای مرزی قائم مجاز نمی باشد.
- ۶- مهار اعضای مرزی افقی باید با الزامات مربوط به مهار تیرها با شکل پذیری متوسط باید با بند D1.2a آیین نامه AISC341-10 مطابقت داشته باشد.
- ۷- اعضای مرزی میانی باید در مجاورت تمام بازشوها به کار رود به طوری که در تمام عرض و ارتفاع دیوار ادامه یابد. (مطابق آیین نامه AISC341-10)
- ۸- اعضای مرزی افقی و قائم و اعضای مرزی میانی باید با الزامات بند D1.1 آیین نامه AISC341-10 مربوط به اعضای با شکل پذیری ویژه مطابقت داشته باشند.
- ۹- مطابق آیین نامه AISC341-10 نواحی حفاظت شده شامل نواحی زیر بوده و باید الزامات بند D1.3 را ارضا نماید:
 - الف) جانهای دیوار برشی فولادی ویژه
 - ب) اجزایی که جانها را به اعضای مرزی قائم و افقی متصل می کند.
 - ج) ناحیه مفاصل پلاستیک در هر انتهای عضو مرزی افقی
 ناپیوستگی های ناشی از روش های ساخت و اجرا در ناحیه حفاظت شده مجاز نیست.
- ۱۰- جوشهای زیر از نوع جوشهای بحرانی هستند و باید الزامات مربوطه را مطابق بند A3.4b و I2.3 آیین نامه AISC341-10 ارضا نمایند.
 - الف) جوشهای شیری در وصله ستون
 - ب) جوش های اتصال ستون به ورق پای ستون
 - ج) جوشهای اتصالات اعضای مرزی قائم به اعضای مرزی افقی



شماره: ۹۰۲۱-۸-۹۳ تاریخ: ۲۴/۱/۹۳ پیوست:

- ۱۱- اتصالات اعضای مرزی قائم به اعضای مرزی افقی باید از نوع اتصال خمشی با گیرداری کامل باشند و باید الزامات بند E1.6b آیین نامه AISC341-10 را ارضا نمایند.
- ۱۲- اتصال ورق جان به اعضای مرزی باید برای مقاومت تسلیم مورد انتظار ورق جان در کشش طراحی شود. در این اتصال صرفاً باید از ورق اتصال (fish plate) به کمک جوش یا پیچ استفاده شود.
- ۱۳- وصله های ستون باید با الزامات بند D2.5 آیین نامه AISC341-10 مطابقت داشته باشند. جوشهای وصله باید از نوع جوش شیاری با نفوذ کامل باشد. وصله های ستون باید برای حداقل ۵۰ درصد کمترین مقاومت خمشی موجود اعضای متصل طراحی شود.
- ۱۴- تمهیدات لازم به منظور تضمین عملکرد صلب و یکپارچه دیافراگم های افقی باید در نظر گرفته شود و به منظور انتقال نیروهای برشی در تراز هر دیافراگم سقف به قاب فولادی، بویژه در قسمت اعضای مرزی باید برشگیرهای فولادی لازم، طراحی و اجرا گردد.
- ۱۵- در صورتی که نیاز به عبور لوله های تاسیساتی باشد از دیوار برشی با ورق جان سوراخ شده یا ایجاد بازشوهایی در کنج های بالایی ورق جان با شرط رعایت الزامات آیین نامه ای می توان استفاده کرد.
- ۱۶- در دیوارهای برشی سوراخ دار سوراخهای ورق های جان باید دارای الگوی منظمی باشند. سوراخ ها باید با قطر یکنواخت در سطح جان قرار گیرند و به طور قطری در یک زاویه یکنواخت نسبت به زاویه قائم قرار گرفته باشند. مقاومت برشی طراحی پانل بر اساس قطر سوراخ ها و فاصله بین آنها از روابط آیین نامه ای محاسبه می شود.
- ۱۷- باید از اتصال عناصر الحاقی به ورق های جان اجتناب شده و دیوار معماری در هر یک از طرفین ورق جان طوری تعبیه شود تا تغییر مکان جانبی ناشی از کمانش روی ملحقات دیوار تاثیر گذار نباشد.
- ۱۸- اتصال دیوارهای غیر باربر و جداکننده ها به سیستم سازه ای باید به نحوی باشد که ضمن تحمل بارهای وارده مانند طوفان، زلزله، ضربه (مطابق استاندارد ملی ایران به شماره ۱۱۲۷۲)، مشارکتی در سختی جانبی سازه نداشته باشند.
- ۱۹- ضروری است اقدامات و تمهیدات لازم برای تامین و رعایت ضوابط مبحث سوم مقررات ملی ساختمان ایران با عنوان "حفاظت ساختمان ها در مقابل حریق" و همچنین الزامات نشریه شماره ض-۶۸۲ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی با عنوان "آیین نامه محافظت ساختمان ها در برابر آتش"، مربوط به مقاومت اجزای ساختمان در مقابل حریق با در نظر گرفتن ابعاد ساختمان، تعداد طبقات، مساحت ساختمان، کاربری و وظیفه عملکردی اجزای ساختمان در نظر گرفته شود.
- لازم به ذکر است این نظریه فنی منحصر به طراحی و کاربرد این سیستم سازه ای می باشد و به هیچ عنوان ناظر بر تولید و کیفیت محصول نمی باشد.
- همچنین این نظریه فنی به مدت ۱۸ ماه از تاریخ صدور آن دارای اعتبار می باشد.

محمود صفارزاده

معاون تحقیقات و فناوری





وزارت راه و شهرسازی



مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

مدیریت خدمات مهندسی و آزمایشگاهی

نظریه فنی

سال ۱۳۹۴



فهرست نظریه های فنی سال ۱۳۹۴

| ردیف | فناوری | تاریخ صدور | شماره ابلاغ | فناوری جدید | صدور / تمدید |
|------|-----------------------------------|------------|-------------|-------------|--------------|
| ۱ | دیوار برشی فولادی | ۱۳۹۴/۰۳/۰۶ | ۹۴-۸-۲۳۶۳۴ | خیر | صدور |
| ۲ | پلی بوت | ۱۳۹۴/۰۳/۰۶ | ۹۴-۸-۲۳۸۵ | خیر | صدور |
| ۳ | اتصال تیر فولادی به ستون مرکب | ۱۳۹۴/۰۴/۰۲ | ۹۴-۵۳-۲۸۸۸ | بلی | صدور |
| ۴ | دیوار غیر باربر متال فوم | ۱۳۹۴/۰۵/۲۵ | ۹۴-۸-۴۰۲۵ | خیر | تمدید |
| ۵ | سقف قوسی فولادی | ۱۳۹۴/۰۶/۱۸ | ۹۴-۸-۴۶۵۳ | بلی | صدور |
| ۶ | تیرچه یکپارچه | ۱۳۹۴/۰۶/۲۰ | ۹۴-۸-۵۱۵۳ | بلی | صدور |
| ۷ | دیوار برشی فولادی ویژه | ۱۳۹۴/۰۹/۲۸ | ۹۴-۸-۱۴۴۶۵ | خیر | صدور |
| ۸ | پانل دیواری | ۱۳۹۴/۰۸/۱۳ | ۹۴-۸-۵۹۸۴ | خیر | صدور |
| ۹ | تیرچه مکانیکی | ۱۳۹۴/۰۸/۱۴ | ۹۴-۸-۶۰۲۰ | بلی | صدور |
| ۱۰ | وصله مکانیکی | ۱۳۹۴/۰۸/۲۴ | ۹۴-۸-۶۲۳۰ | خیر | صدور |
| ۱۱ | تیرچه | ۱۳۹۴/۰۹/۱۴ | ۹۴-۸-۱۳۱۴۲ | بلی | صدور |
| ۱۲ | میلگرد GFRP | ۱۳۹۴/۰۹/۱۸ | ۹۴-۹-۱۳۸۶۳ | خیر | صدور |
| ۱۳ | بادبند کمانش تاب | ۱۳۹۴/۱۰/۱۹ | ۹۴-۸-۱۶۲۸۹ | بلی | صدور |
| ۱۴ | سیستم تهویه مطبوع تبخیری دو قسمتی | ۱۳۹۴/۱۲/۰۹ | ۹۴-۸-۲۱۴۴۲ | بلی | صدور |
| ۱۵ | وصله مکانیکی | ۱۳۹۴/۱۲/۱۸ | ۹۴-۸-۲۲۴۴۳ | خیر | صدور |
| ۱۶ | پانل های سقفی پیش ساخته | ۱۳۹۴/۱۲/۲۴ | ۹۴-۸-۲۲۸۳۰ | خیر | صدور |

تعداد ۷ فناوری نوین

تعداد ۱۶ نظریه فنی



دیوار برشی فولادی پیش ساخته حفاظت شده با اتصال پیچی

مقدمه:

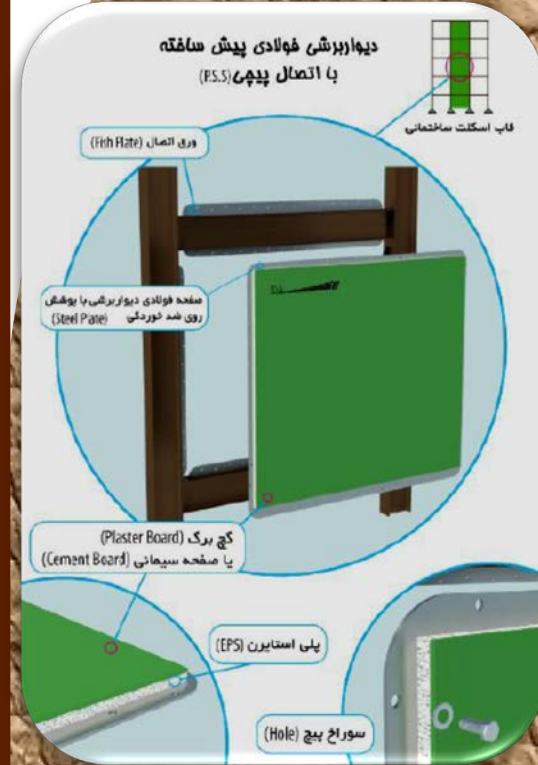
سیستم دیوار برشی فولادی (steel shear wall) به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در سه دهه اخیر در دنیا مورد توجه قرار گرفته‌اند و برای ساخت و مقاوم‌سازی ساختمانهای مهمی در دنیا بویژه کشورهای زلزله‌خیزی مانند ژاپن و آمریکا استفاده شده است. مطالعه این سیستم مقاوم برابر جانبی به ویژه مطالعه عملکرد آن پس از زلزلههای بزرگ حاکی از رفتار مناسب این سیستم برابر جانبی در زلزله می‌باشد.

معرفی سیستم:

دیوار برشی فولادی پیش‌ساخته حفاظت شده، عبارتست از دیوار برشی که طی فرآیندهای متفاوت نظیر الحاق انواع پوشش (از قبیل خوردگی و حرارتی) و نیز فرآیند برشکاری و جوشکاری و سوراخکاری به منظور تعبیه بازشوها و نصب سخت‌کننده‌ها آماده و به عنوان یک محصول واحد معرفی می‌گردد. انواع پوششها در این طرح عبارتند از پوشش روی غنی شده که به منظور جلوگیری از خوردگی ورق فولادی با روش الکترولیز روی فولاد پوشانده می‌شود. پس از پوشانیدن با رویبا استفاده از چسب مخصوص پلی‌استایرن با چگالی مشخص به منظور سبک شدن سیستم استفاده می‌شود. با استفاده از پوشش ضد حریق بر اساس نیاز آن طبق نظر کارشناس برای محلهای که پتانسیل زیادی برای آتش‌سوزی دارند محصول نهایی در برابر زمان و دمای مشخصی از آتش‌سوزی محافظت می‌گردد. قبل از فرآیند پوشش‌دهی فرآیند جوشکاری به منظور نصب سخت‌کننده‌های فولادی برای کنترل تغییر شکل جانبی و کمانش‌های خارج صفحه انجام می‌شود. در این مرحله همزمان فرآیند سوراخکاری و برشکاری برای نصب پیچ در کارگاه ساختمانی و نصب بازشو بر روی ورق فولادی انجام می‌پذیرد و در پایان نصب صفحه گچی یا سیمانی روی محصول صورت می‌پذیرد.

مزایای دیوار برشی فولادی پیش ساخته حفاظت شده با اتصال پیچی:

۱. کاهش وزن مخصوص فولاد مصرفی سازه
۲. کاهش بار مرده و سبک‌سازی سازه
۳. کاهش سطح اشغال دیوار برشی در نتیجه افزایش فضای مفید داخلی
۴. افزایش سرعت اجرا
۵. کاهش طول و تعداد دیوار برشی نسبت به دیوار برشی بتنی و در نتیجه رفع محدودیت‌های معماری ناشی از آن
۶. افزایش ضریب رفتار و شکل‌پذیری بیشتر نسبت به انواع دیگر سیستم مقاوم جانبی مانند مهاربندی فولادی یا سیستم دیوار برشی بتنی





الزامات:

۱. مدل‌سازی، تحلیل، طراحی و اجرای دیوارهای برشی فولادی، اعضای مرزی و اتصالات آن باید بر اساس الزامات و ضوابط آخرین ویرایش راهنمای طراحی دیوارهای برشی فولادی Steel Design Guide 20 و الزامات لرزه‌ای آیین‌نامه AISC 341-10 انجام شود.
۲. رعایت ضوابط راهنمای طراحی دیوارهای برشی فولادی Steel Design Guide 20 در مورد طراحی اتصالات پیچی و همچنین توجه به رواداری‌های نصب و اجرای قاب سازه‌ای در طراحی جزییان اتصالات پیچی ضروری می‌باشد.
۳. ضروری است اقدامات و تمهیدات لازم برای تامین و رعایت ضوابط مبحث سوم مقررات ملی ساختمان ایران با عنوان "حفاظت ساختمان‌ها در مقابل حریق" و همچنین الزامات نشریه شماره ض-۶۸۲ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی با عنوان "آیین‌نامه حفاظت ساختمان‌ها در برابر آتش"، مربوط به مقاومت اجزای ساختمان در مقابل حریق با در نظر گرفتن ابعاد ساختمان، تعداد طبقات، مساحت ساختمان، کاربری و وظیفه عملکردی اجزای ساختمان در نظر گرفته شود.
۴. در صورت استفاده از رنگ پف کننده ضد حریق برای محافظت در برابر آتش این سیستم، لازم است فضای کافی برای عملکرد مناسب و به موقع این نوع رنگ ضد حریق، در نظر گرفته شود. چسباندن عایق حرارتی پلی‌استایرنی به لایه رنگ ضد حریق، منوط به انجام آزمایش و اثبات رفتار مناسب رنگ ضد حریق در هنگام آتش‌سوزی است زیرا عملکرد مناسب رنگ ضد حریق در زمان آتش‌سوزی، مستلزم انجام واکنش‌های شیمیایی مربوطه است که تماس آن با مذاب پلی‌استایرن ایجاد شده در اثر حرارت بالا، می‌تواند روی آن اثرگذار باشد.
۵. در صورت استفاده از عایق حرارتی پلی‌استایرنی منبسط شده روی دیوار برشی فولادی برای تامین ضوابط مبحث ۱۹ مقررات ملی ساختمان ایران، لازمست این پلی‌استایرن منبسط شده از نوع خودخاموش‌شو (کندسوز) بوده و دارای گواهینامه فنی از این مرکز باشد.
۶. عایق پلی‌استایرنی منبسط شده باید به‌وسیله پوشش مانع حرارتی محافظت شود و استفاده از این عایق بدون پوشش مانع حرارتی مجاز نیست. انواع پوشش‌های مانع حرارتی قابل قبول عبارتند از: اندود گچ به ضخامت حداق ۱۵ میلیمتر یا تخته گچی به ضخامت حداقل ۱۲/۵ میلیمتر با اندود ماسه سیمان، مصالح بنایی یا بتن به ضخامت حداقل ۲۵ میلیمتر
۷. چنانچه از اندودهای با اجرای تر (مانند اندود گچ یا ماسه سیمان) به عنوان پوشش مانع حرارتی استفاده شود، این اندودها باید روی رابیتس اجرا شوند. اجرای مستقیم پوشش مانع حرارتی بر روی عایق پلی‌استایرنی و بدون اتصالات مکانیکی، مجاز نیست. پوشش مانع حرارتی باید با اتصالات مکانیکی مناسب به طور محکم و مطوئن به دیوار برشی فولادی مجاور، متصل شود.
۸. جداکننده‌های دربرگیرنده این ورق‌ها، باید به‌گونه‌ای باشد که الزامات مربوط به انرژی، مطابق مبحث ۱۹ مقررات ملی ساختمان ایران رعایت شود.
۹. صدابندی هوابرد جداکننده‌های بین واحدهای مستقل و پوسته خارجی ساختمان که در برگیرنده این نوع دیوارها هستند، می‌بایست مطابق مبحث هیجدهم مقررات ملی ساختمان ایران با عنوان "عایق‌بندی و تنظیم صدا" تامین شود.





سیستم سازه‌ای دارای دیوار برشی فولادی ویژه سخت شده

مقدمه:

دیوار برشی فولادی یک سیستم باربر جانبی نوینی است که در سه دهه اخیر مورد توجه طراحان و محققین قرار گرفته است. ساختمان نیپون استیل، بعنوان اولین ساختمان معروف شناخته شده است که در آن از دیوار برشی فولادی استفاده شده و سیستم باربر ثقلی سازه، قاب فولادی و برای مقابله با بار جانبی از سیستم دیوار برشی فولادی در یک جهت و سیستم دوگانه دیوار و قاب در جهت دیگر استفاده شده است.

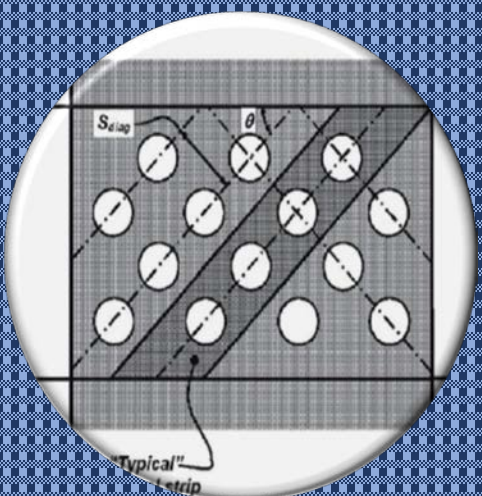
معرفی سیستم:

دیوار برشی فولادی یکسری ورق فولادی که توسط تیرها و ستونها احاطه شده، تشکیل شده است، این سیستم همانند یک تیر ورق طره‌ای قائم عمل می‌کند که در آن ستونها به منزله بال تیر ورق، تیرها همانند سخت کننده‌ها و ورق‌های فولادی به منزله جان تیر ورق هستند. وظیفه اصلی این سیستم مقاومت در برابر بار خارجی ناشی از برش طبقه و مقابله با لنگر واژگونی ناشی از آن است. وقتی که این سیستم تحت بار جانبی قرار می‌گیرد، لنگر ایجاد شده بصورت یک کوپل نیروی فشار یو کششی در ستونها به فونداسیون منتقل می‌شود و برش ایجاد شده توسط میدان‌های کششی ایجاد شده در ورق تحمل می‌شود. دیوارهای برشی فولادی در ساختمانها انواع مختلفی دارد. در ایالات متحده رایج‌ترین دیوارهای برشی فولادی دارای ورقهای جان نازک و بدون سخت کننده هستند.

این نوع دیوار، پایه سیستم دیوار برشی فولادی است، که در ASCE 7 و AISI 341 بعنوان "سیستم پایه مقاوم در برابر بار لرزه‌ای" آمده است. این نوع ورق جان، مقاومت فشاری ناچیزی دارد و بنابراین کماتش برشی در ترازهای پائین بارگذاری اتفاق می‌افتد. بارهای جانبی بجای برش، بوسیله کشش قطری در ورق جان (مشابه عمل میدان کششی در تیر ورقها) تحمل می‌شود. المانهای مرزی بگونه‌ای طراحی می‌شوند که به ورقهای جان اجازه کشش قطری زیادی را گسترش دهند. اصولاً دیوارهای برشی فولادی بعلت کشش قطری در ورق جان و نیروهای واژگونی در ستونها مجاور در برابر بارهای جانبی مقاومت می‌کنند. وظیفه اصلی این سیستم مقاومت در برابر بار خارجی ناشی از برش طبقه و مقابله با لنگر واژگونی ناشی از آن است.

مزایای سیستم:

۱. عملکرد بهتر سازه در هنگام بروز زلزله
۲. ایجاد سازه امن تر و برخوردار از سیستم مقاوم در برابر بار جانبی جدید
۳. کاهش در مصرف فولاد مصرفی و به تبع آن کمک به محیط زیست
۴. کمک به اقتصاد کشور
۵. و ...





الزامات:

این الزامات در خصوص دیوار برشی فولادی ویژه فاقد سخت کننده افقی، قائم یا توامان می باشد.

- ۱- بارگذاری ثقلی این سیستم باید بر اساس آخرین ویرایش مبحث ششم مقررات ملی ساختمان انجام شود و بارگذاری لرزه‌ای آن با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ صورت گیرد. برای سیستم سازه ای شامل قاب ساده فولادی و دیوار برشی فولادی ویژه سخت نشده، ضریب رفتار $R_u=7$ ، $C_d=6$ و $\Omega_0=2$ پیشنهاد می‌شود و برای این سیستم در مناطق با خطر لرزه ای زیاد و خیلی زیاد حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان ۵۰ متر یا ۱۵ طبقه می باشد. برای سیستم سازه‌ای مختلط شامل قاب خمشی فولادی ویژه و دیوار برشی فولادی ویژه سخت نشده، پیشنهاد می‌شود که ضریب رفتار $R_u=8$ ، $C_d=6.5$ و $\Omega_0=2.5$ در نظر گرفته شود. برای سیستم اخیر محدودیت ارتفاع ساختمان برابر ۱۵۰ متر می‌باشد.

۲- تحلیل و مدل سازی دیوار برشی فولادی باید مطابق راهنمای طراحی دیوارهای برشی فولادی Design Steel Guide 20 انجام شود.

۳- طراحی و اجرای دیوارهای برشی فولادی ویژه، اعضای مرزی و اتصالات آن باید بر اساس الزامات و ضوابط راهنمای طراحی دیوارهای برشی فولادی Steel Design Guide 20 و الزامات لرزه ای آیین نامه AISC341-10 انجام شود.

۴- برای طراحی با شکل پذیری ویژه مقاومت تسلیم فولاد باید کمتر از ۳۴۵ مگا پاسکال باشد.

۵- مهار اعضای مرزی افقی باید با الزامات مربوط به مهار تیرها با شکل پذیری متوسط مطابق بند D1.2a آیین نامه AISC341-10 مطابقت داشته باشد.

۶- اعضای مرزی میانی باید در مجاورت تمام بازشوها به کار رود به طوری که در تمام عرض و ارتفاع دیوار ادامه یابد. (مطابق آیین نامه AISC341-10)

۷- اعضای مرزی افقی و قائم و اعضای مرزی میانی باید با الزامات بند D1.1 آیین نامه AISC341-10 مربوط به اعضای با شکل پذیری ویژه مطابقت داشته باشند.

۸- مطابق آیین نامه AISC341-10 نواحی زیر باید الزامات بند D1.3 را ارضا نماید:

الف) جانهای دیوار برشی فولادی ویژه

ب) اجزایی که جانها را به اعضای مرزی قائم و افقی متصل می کند.

ج) ناحیه مفاصل پلاستیک در هر انتهای عضو مرزی افقی

نایبوستگی‌های ناشی از روش های ساخت و اجرا در ناحیه حفاظت شده مجاز نیست.

۹- جوشهای زیر از نوع جوشهای بحرانی هستند و باید الزامات مربوطه را مطابق بند A3.4b و I2.3 آیین نامه AISC341-10 ارضا نمایند.

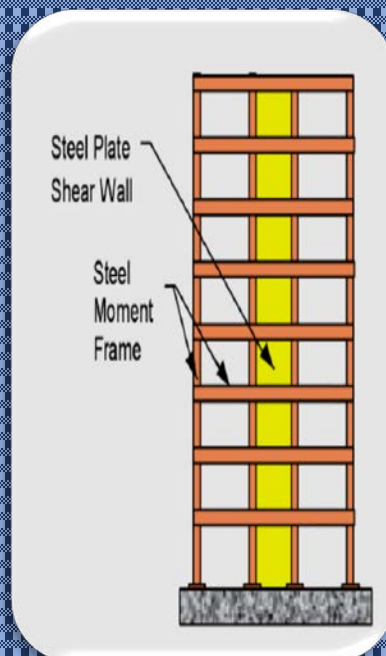
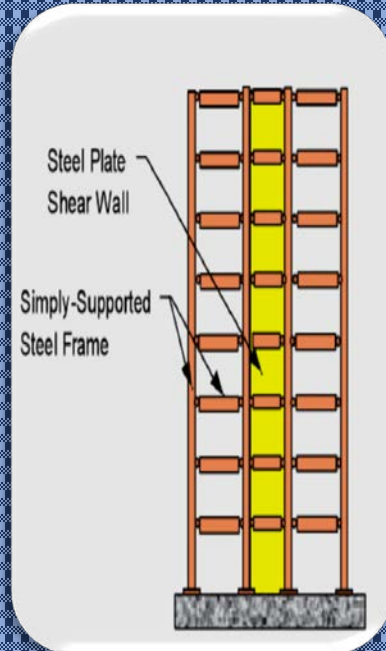
الف) جوشهای شیاری در وصله ستون

ب) جوش های اتصال ستون به ورق پای ستون

ج) جوشهای اتصالات اعضای مرزی قائم به اعضای مرزی افقی جوشهای زیر از نوع جوشهای بحرانی هستند و باید الزامات مربوطه را مطابق بند A3.4b و I2.3 آیین نامه AISC341-10 ارضا نمایند.

۱۰- اتصالات اعضای مرزی قائم به اعضای مرزی افقی باید از نوع اتصال خمشی با گیرداری کامل باشند و

باید الزامات بند E1.6b آیین نامه AISC341-10 را ارضا نمایند.





- ۱۱- اتصال ورق جان به اعضای مرزی باید برای مقاومت تسلیم مورد انتظار ورق جان در کشش طراحی شود. در این اتصال صرفاً باید از ورق اتصال لبه (fish plate) به کمک جوش یا پیچ استفاده شود.
- ۱۲- در صورت استفاده از پیچ جهت اتصال ورق فولادی به ورق اتصال لبه (fish plate)، رعایت ضوابط راهنمای طراحی دیوارهای برشی Steel Design Guide 20، در مورد طراحی اتصالات پیچی و همچنین توجه به رواداری های نصب و اجرا در طراحی جزئیات اتصالات پیچی ضروری می باشد.
- ۱۳- وصله های ستون باید مطابق الزامات مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شود.
- ۱۴- تمهیدات لازم باید به منظور تضمین عملکرد صلب و یکپارچه دیافراگم های سقف در نظر گرفته شود. نیروهای برشی در تراز سقف باید بوسیله المانهای جمع کننده، اعضای لبه ای و برشگیرهای متصل به قاب فولادی از دیافراگم به دیوار برشی منتقل شود. در نظر گرفتن تمهیدات لازم جهت طراحی صحیح این المانها ضروری است.
- ۱۵- باید از اتصال عناصر الحاقی به ورق های جان اجتناب شده و دیوار معماری در هر یک از طرفین ورق جان طوری تعبیه شود تا تغییر مکان جانبی ناشی از کمانش روی ملحقات دیوار تاثیر گذار نباشد.
- ۱۶- اتصال دیوارهای غیر باربر و جداکننده ها به سیستم سازه ای باید به نحوی باشد که ضمن تحمل بارهای وارده مانند طوفان، زلزله، ضربه (مطابق استاندارد ملی ایران به شماره ۱۱۲۷۲)، مشارکتی در سختی جانبی سازه نداشته باشند.
- ۱۷- مسئولیت صحت طراحی و محاسبات سازه ای پروژه های مورد نظر متقاضی به طور کامل بر عهده ایشان می باشد. همچنین لازم است متقاضی نظارت عالی در اجرای پروژه های موضوع این نظریه فنی را به عهده داشته باشد و از رعایت اصول اجرای دیوار برشی فولادی اطمینان حاصل نماید.
- ۱۸- به طور کلی در خصوص سیستم سازه ای فولادی، ضروری است اقدامات و تمهیدات لازم برای تامین و رعایت ضوابط مبحث سوم مقررات ملی ساختمان ایران " با عنوان "حفاظت ساختمانها در برابر حریق و همچنین الزامات نشریه شماره ض-۶۸۲ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی با عنوان "آیین نامه محافظت ساختمانها در برابر آتش"، مربوط به مقاومت اجزای ساختمان در مقابل حریق با در نظر گرفتن ابعاد ساختمان، تعداد طبقات، مساحت ساختمان، کاربری و وظیفه عملکردی اجزای ساختمان در نظر گرفته شود.



مقدمه و مرور مطالعات گذشته بر

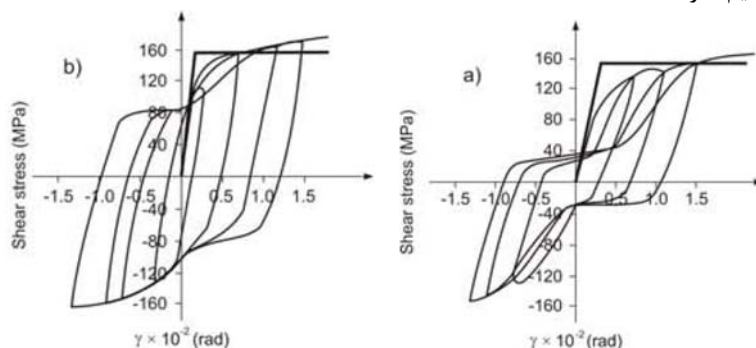
روی دیوارهای برشی فولادی

:

۱-۲-۱- تاکاهاشی^{۲۰} و همکاران (۱۹۷۳)

تاکاهاشی و همکاران [۳] تعدادی آزمایش و آنالیز اجزاء محدود بر روی پانل‌های برشی با ورق نازک و دارای سخت‌کننده در خلال سالهای ۱۹۷۰ تا ۱۹۷۳ انجام دادند. هدف مطالعات، ارزیابی رفتار این سیستم به عنوان جایگزینی برای دیوارهای برشی بتنی ضخیم بود. آنها ۱۲ نمونه یک طبقه و ۲ نمونه دو طبقه را در دو فاز آزمایش کردند. در فاز اول، ۱۲ نمونه یک طبقه با نسبت عرض به ارتفاع ۲۱۰۰ به ۹۰۰ میلی متر مورد مطالعه قرار گرفت. مطالعات بر روی فاصله و ضخامت سخت‌کننده‌ها که بر روی یک یا دو طرف پانل‌های فولادی نصب گردیده بودند، انجام شد. در نهایت، مقاومت، منحنی هیستریزس و رفتار پس‌کمانش آنها مورد بررسی قرار گرفت. مقیاس نمونه‌ها $\frac{1}{4}$ و کلیه آنها بجز یکی دارای سخت‌کننده‌های قائم یا قائم و افقی بودند. قاب محیطی، صلب انتخاب گردید و تیر و ستون‌ها توسط پیچ و به صورت مکانیزم به هم متصل شده بودند. تمام نمونه‌ها تحت بار دوره‌ای وارد شده در قطرشان مورد آزمایش قرار گرفتند. رفتار نمونه‌های بدست آمده از آزمایش‌های فاز اول نشان داد که همگی قادر به تحمل تغییرشکل‌های بزرگ بوده و دارای رفتار پایدار و شکل‌پذیرند. نتایج نشان داد که در بعضی از نمونه‌ها، کمانش کلی اتفاق می‌افتد که این به دلیل ضعف سخت‌کننده‌های عرضی می‌باشد. دیگر نتایج، حاکی از کمانش موضعی در زیر پانل‌ها بود که این به دلیل سختی قابل قبول سخت‌کننده‌ها با توجه به فاصله آنهاست. علاوه بر این، کمانش پلاستیک، به همان خوبی کمانش الاستیک رخ داد. نمونه‌های دارای دو طرف سخت‌کننده نسبت به نمونه‌های دارای یک طرف سخت‌کننده پایداری بیشتری در رفتار از خود نشان دادند. در اکثر نمونه‌ها حلقه‌های هیستریزس بصورت k شکل درآمدند و در نمونه‌های دارای سخت‌کننده‌های سنگین این منحنی‌ها به صورت دوکی شکل ظاهر شدند. به عنوان نمونه، شکل ۱-۵ (راست) رفتار هیستریزس نمونه با ضخامت ورق $\frac{2}{3}$ میلی‌متر ولی بدون سخت‌کننده و شکل ۱-۵ (چپ) رفتار هیستریزس نمونه با همان ضخامت ورق و دارای سخت‌کننده را نشان می‌دهد. در فاز دوم آزمایش‌ها، تاکاهاشی و همکاران دو نمونه بزرگ مقیاس یک دهانه دو طبقه را که مربوط به یک ساختمان سی و دو طبقه بود تحت بار افقی دوره‌ای مورد آزمایش قرار دادند. نمونه‌های آزمایشی بر مبنای نتایج به دست آمده از آزمایش‌های فاز اول طراحی شدند. مبنای طراحی این نمونه‌ها بر اساس تسلیم برشی قبل از کمانش کلی بود. که بر این اساس کمانش زیرصفحه‌ها به عنوان حد الاستیک کمانش ورق‌های پرکننده پذیرفته می‌شود. نتایج،

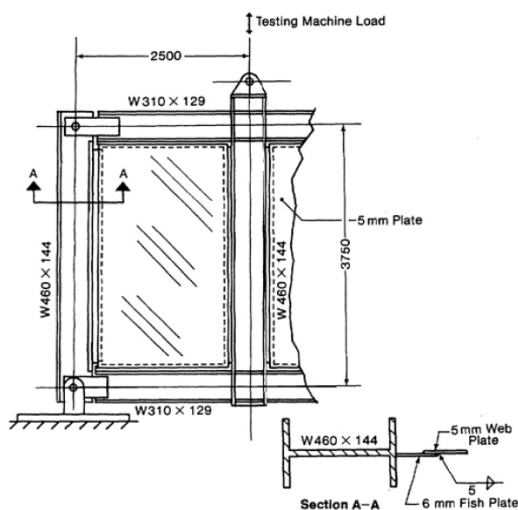
حاکي از پايداري حلقه‌هاي هيستريزيس و جذب انرژي بالاي نمونه‌ها بود. در اين گونه طراحي، کمانش زير صفحه‌ها به معنای مقاومت تسليم نمونه‌هاست.



شکل ۵-۱: رفتار هيستريزيس نمونه بدون سخت کننده (راست) و نمونه داراي سخت کننده (چپ)

۱-۲-۲- تيملر^{۲۱} و کولاک (۱۹۸۳)

به منظور مطالعه بر روی مدل نواری، یک نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی یک طبقه با مقیاس کامل و دارای ضخامت ورق برابر ۵ میلی‌متر توسط تيملر و کولاک [۴] ساخته و مورد آزمایش قرار گرفت. نمونه شامل دو پانل بود که هر کدام ۳۷۵۰ میلی‌متر عرض و ۲۵۰۰ میلی‌متر ارتفاع داشت و به گونه‌ای به همدیگر متصل شده بودند که میدان کشش قطری آنها قرینه یکدیگر تشکیل شود. نمونه تحت بارگذاری دوره‌ای (تا حد سرویس) و پس از آن تحت بار یک جهته (تا حد خرابی)، مورد آزمایش قرار گرفت. اتصال تیر میانی به ستون بصورت صلب و تیرهای خارجی بصورت مفصلي بود، (شکل ۶-۱). همچنین هیچ‌گونه بار ثقلی بر روی ستون‌های دیوار در نظر گرفته نشد.



شکل ۶-۱: دیوار برشی فولادی آزمایش شده توسط تيملر و کولاک

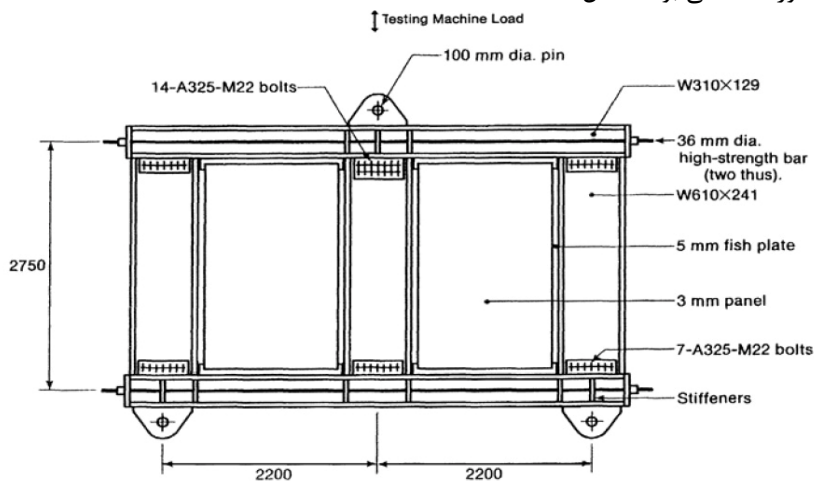
تيملر و کولاک نمونه را تحت بارگذاری دوره‌ای تا سه برابر حداکثر جابجائی مجاز سرویس بر طبق آئين‌نامه (CSA-) S16.1-M78، بارگذاری نمودند. در نهایت، بار تا حدی که منجر به خرابی نمونه گردید، افزایش یافت. در بار تسليم، توزيع تنش‌های اصلی در حول خط مرکزی صفحه مطابقت خوبی با نتایج تحليل‌های ثنوری داشت. ظرفیت نهائی

²¹ Timler

نمونه براساس پارگی جوش ورق با تسمه اتصالی واسط^{۲۲} به دست آمد و این در حالی بود که ظرفیت نهائی پانل، قاب محیطی و ورق به مراتب بیشتر از بار فوق بود.

۱-۲-۳- ترومپوش^{۲۳} و کولاک (۱۹۸۷)

به منظور تشخیص و بررسی مدل نوارهای کششی مورب پیشنهادی تریورن و همکاران [۵]، یک نمونه دیوار برشی فولادی یک طبقه (با مقیاس واقعی) بدون سخت‌کننده تحت بار دوره‌ای توسط ترومپوش و کولاک [۶] مورد آزمایش قرار گرفت. این نمونه شبیه نمونه آزمایشی تیملر و کولاک [۴] بود. ولی در این نمونه ارتفاع، عرض و ضخامت ورق به ترتیب برابر ۲۲۰۰، ۲۷۵۰ و ۳/۲۵ میلی‌متر بود. همچنین اتصال تیر به ستون‌ها بصورت پیچی و اتصال ستون‌ها به صفحه ستون بصورت مفصلی بود، (شکل ۱-۷).



شکل ۱-۷: نمونه دیوار برشی فولادی آزمایش شده توسط ترومپوش و کولاک

برای شبیه‌سازی اثر بارهای ثقلی وارد بر سازه، یک نیروی محوری بر روی ستون‌ها، توسط میله‌های پیش‌تنیده پر مقاومت که در دو انتهای ستون‌ها تعبیه شده بود، وارد گردید.

نظر به محدودیت‌های سیستم بارگذاری، قبل از اینکه نمونه دچار خرابی شود ظرفیت جک به پایان رسید. بارهای دوره‌ای به صورت متوالی تا حداکثر ۶۷٪ ظرفیت نمونه افزایش یافتند. ۲۸ دوره بارگذاری به گونه‌ای که هر دو دوره، یک مقدار جابجائی مساوی در قسمت کشش و فشار داشت، انجام شد. پس از این، بارگذاری به حالت بارافزون تا رسیدن به حداکثر ظرفیت (خرابی نمونه) اعمال گردید. در ادامه آزمایش به منظور جلوگیری از بروز مشکلات بعدی، بار ثقلی که توسط میله‌های پیش‌تنیده ایجاد شده بود، برداشته شد. محدودیت ظرفیت جک هیدرولیکی، حداکثر بار نهائی آزمایش را تعیین کرد. اما این به معنای حداکثر ظرفیت نهائی نمونه نبود. زمانی که بار به مقدار نهائی خود رسید در تعدادی از گوشه‌های ورق به دلیل چرخش ورق، پارگی جوش اتفاق افتاد. علاوه بر این لغزش پیچ‌های اتصال تیر به ستون باعث خرابی اتصال شد.

۱-۲-۴- رابرتز^{۲۴} و صبوری (۱۹۹۱)

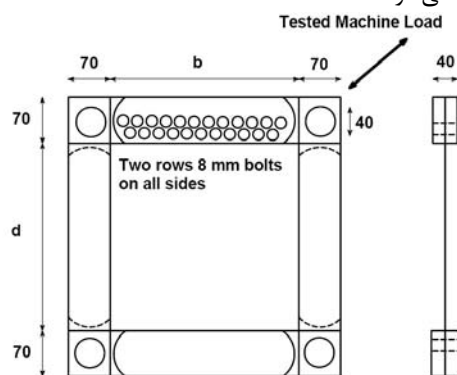
رابرتز و صبوری [۱۰، ۹، ۸، ۷] در دانشگاه کاردیف^{۲۵} یک سری آزمایش تحت بار دوره‌ای بر روی پانل‌های کوچک برشی با ورق بدون سخت‌کننده به منظور دستیابی به خصوصیات هیستریزی آنها انجام دادند.

^{۲۲} Fish Plate

^{۲۳} Tromposch

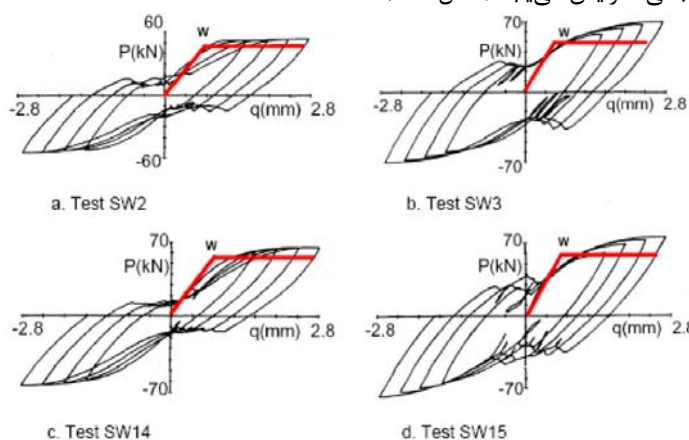
^{۲۴} Roberts

شش نمونه با ورق‌هایی با ابعاد 300×300 میلی‌متر و شش نمونه با ورق‌هایی با ابعاد 450×300 میلی‌متر بدون بازشو و با بازشو مورد آزمایش قرار گرفت. محدوده ضخامت آنها برابر با 0.54 ، 0.83 و $2/3$ میلی‌متر بود. ورق نازک‌تر از جنس آلومینیوم، ورق 0.83 میلی‌متر از جنس فولاد معمولی و ورق $2/3$ میلی‌متری از جنس فولاد نرم بود. ورق توسط دو ردیف پیچ با قطر 8 میلی‌متر از نوع فولاد پرمقاومت بین قاب متصل شده و تیر و ستون‌های قاب به صورت مفصلی ساخته شد، که در شکل ۸-۱ دیده می‌شود.



شکل ۸-۱: جزئیات نمونه‌های آزمایش شده توسط صبوری و رابرتز

هر پانل با به کار بردن بارهای کششی و فشاری در دو گوشه مقابل هم تحت آزمایش قرار گرفت. بار کششی گوشه پانل تا جایی وارد شد که پانل به حالت الاستیک - کاملاً پلاستیک رسید. سپس نمونه تحت بار فشاری مشابه قرار گرفت. این روند تا جایی که چهار دوره کامل بار- تغییرمکان با تغییرشکل‌های بزرگ پلاستیک انجام گردید، ادامه یافت. همه پانل‌ها نشان دادند که پایدار بوده و منحنی هیستریزس آنها بصورت S شکل می‌باشد و میزان جذب انرژی با افزایش حداکثر جابجایی، افزایش می‌یابد (شکل ۹-۱).

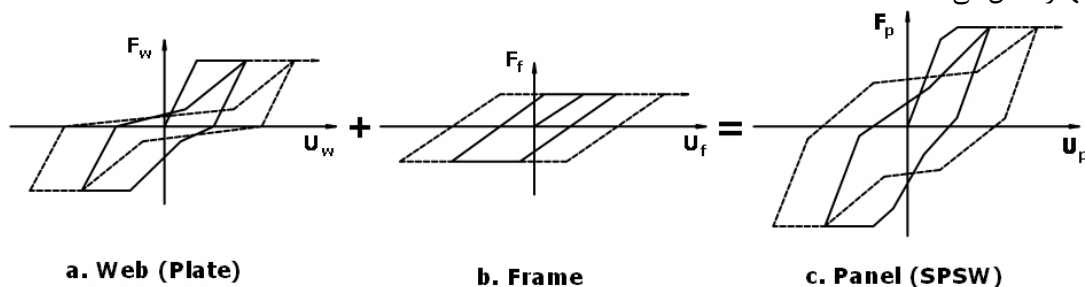


شکل ۹-۱: مقایسه مدل تحلیلی پیشنهادی و نتایج آزمایش‌های صبوری و رابرتز

گرچه قبل از هر گونه خرابی در نمونه‌ها به آزمایش‌ها پایان داده شد، با این حال آزمایش‌ها نشان داد که پانل‌ها از شکل‌پذیری کافی برای تحمل ۴ دوره بارگذاری با تغییرشکل‌های بزرگ پلاستیک برخوردار بودند. منحنی‌های هیستریزس ارائه شده توسط رابرتز و صبوری نشان دهنده شکل‌پذیری بیش از ۷، بدون کاهش چشمگیر مقاومت برای نمونه‌هاست.

رابرتز و صبوری یک مدل الاستیک - کاملاً پلاستیک برای پیش‌بینی رفتار هیستریزس ورق پانل‌های برشی لاغر و همچنین یک مدل الاستیک- کاملاً پلاستیک برای پیش‌بینی رفتار هیستریزس قاب در برگرنده ورق فولادی، ارائه

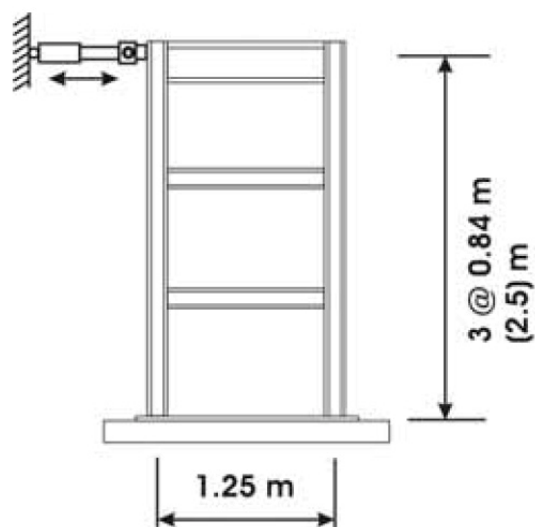
نمودند. در مدل ارائه شده برای قاب، فرض می‌شود که مفاصل پلاستیک در بالا و پائین ستون تشکیل می‌شود. حلقه‌های هیستریزیس هر پانل براساس اصل جمع آثار قوا از مجموع حلقه‌های هیستریزیس ورق جان و قاب محیطی به دست می‌آید. هر حلقه هیستریزیس نشان‌دهنده پارامترهای کمانش برشی حدی و پارامتر تسلیم پلاستیک نهائی ورق جان در ترکیب با مقاومت برشی نهائی ستون‌های قاب است. شکل ۱-۱۰ حلقه‌های هیستریزیس ورق و قاب و ترکیب آنها را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۱۰: مدل هیستریزیسی برای یک پانل برشی فولادی با اتصال تیر به ستون صلب

۱-۲-۵- الغالی^{۲۶} و همکاران (۱۹۹۳)

در امریکا، الغالی و همکاران [۱۱] تعدادی آزمایش در دانشگاه مین^{۲۷} انجام دادند که در آنها به بررسی اثر استفاده از مقاومت پس‌کمانشی پانل‌های برشی فولادی در دیوارهای برشی فولادی پرداخته شد. در این مطالعات ۶ نمونه سه طبقه با مقیاس $\frac{1}{6}$ با ضخامت ورق‌های مختلف و اتصالات تیر به ستون گوناگون تحت بار یک جهته و دوره ای مورد آزمایش قرار گرفتند. دو پارامتر مهم مورد مطالعه عبارت بودند از اثر اتصال تیر به ستون و نسبت لاغری پانل در رفتار دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده. ضخامت ورق‌ها عبارت بودند از ۰/۷۶، ۱/۹۰ و ۲/۶۶ میلی‌متر و فاصله محور به محور ستون‌ها و ارتفاع طبقات به ترتیب ۱۲۵۰ و ۸۳۰ میلی‌متر بود، (شکل ۱-۱۱).



شکل ۱-۱۱: نمونه های دیوار برشی فولادی آزمایش شده توسط الغالی و همکاران

²⁶ Elgaly

²⁷ Main

شش نمونه مذکور به ترتیب زیر تقسیم بندی گردیدند:

- یک نمونه قاب خمشی

- سه نمونه ساخته شده از قاب با اتصال تیر به ستون صلب و ورق با ضخامت‌های ۰/۷۶، ۱/۹۰ و ۲/۶۶ میلی‌متر.

- دو نمونه ساخته شده از قاب با اتصال تیر به ستون ساده و ورق با ضخامت‌های ۰/۷۶ و ۱/۹۰ میلی‌متر.

پس از این که هر نمونه به صورت کامل تحت بارگذاری دوره‌ای قرار گرفت، در پایان، تصمیم گیری شد که اگر نمونه هنوز ظرفیت تحمل بار را دارد، جک به صورت بار کششی یک جهته، تا حداکثر ظرفیت نمونه، به آن نیرو وارد کند. مطالعات، نتایج با ارزشی در توسعه مدل‌های تحلیلی مربوط به رفتار دیوارهای برشی فولادی در بر داشت. رفتار هیستریزس نمونه‌ها، دارای منحنی‌های S شکل پایدار بوده و شکل‌پذیری بالایی از خود بروز دادند. اثر اتصال تیر به ستون به صورت ساده، اثر اندکی بر روی رفتار نمونه‌ها داشت. این مسأله به دلیل اثر جوش پیوسته ورق به تیرها و ستون‌های محیطی بوده که همانند یک اتصال صلب عمل نموده و حتی اگر جوشکاری بال‌های تیرها به ستون‌ها نیز انجام نمی شد، اتصال هنوز همانند اتصال صلب عمل می‌کرد.

اثر اتصال تیر به ستون در نمونه‌های با ورق نازک، اثر خود را بیشتر نشان می‌داد. مقدار جذب انرژی توسط نمونه ابتدائاً تابعی از ضخامت ورق بود و زمانی که نمونه در معرض نیروهای جانبی بزرگ قرار می‌گرفت، میزان جذب انرژی در هر دوره، (با همان تعداد پیک جابجائی) در نمونه با ضخامت ورق ۲/۶۶ میلی‌متر بیشتر از نمونه با ضخامت ورق ۰/۷۶ میلی‌متر بود. وجود ورق‌های فولادی در جذب انرژی حتی در دوره‌های بارگذاری اولیه نیز مؤثر است. این مسأله مربوط به کمانش خارج از صفحه است که توسط کیکس و همکاران به آن اشاره شده است.

۱-۲-۶- درایور^{۲۸} (۱۹۹۷)

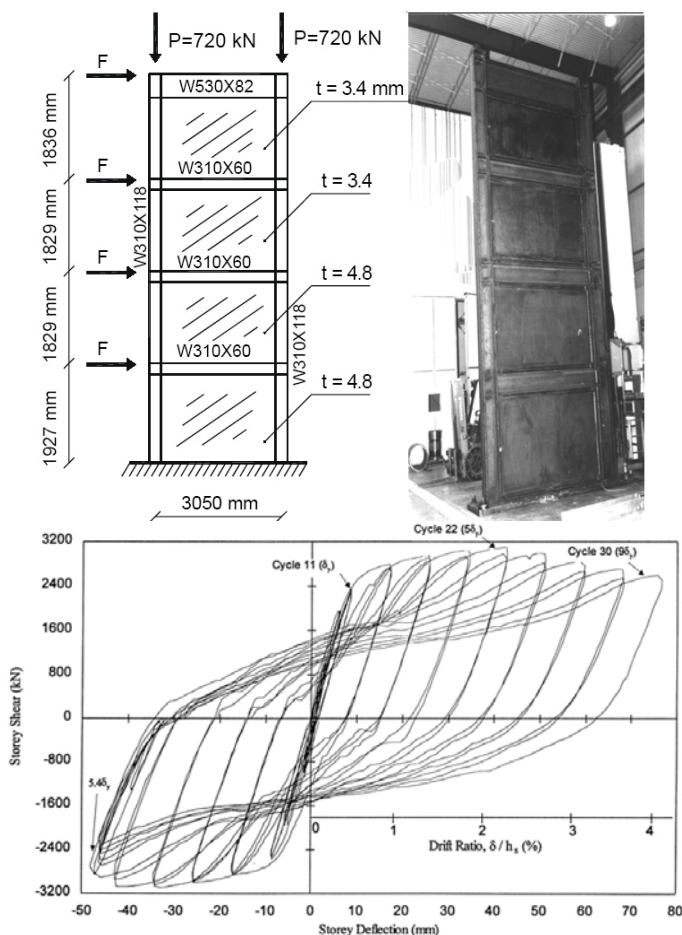
درایور [۱۲] یک نمونه دیوار برشی فولادی با مقیاس $\frac{1}{4}$ را که دارای اتصالات تیر به ستون صلب بود، تحت بار شبه استاتیکی (دوره‌ای) مورد آزمایش قرار داد. هدف اصلی این آزمایش، مطالعه عملکرد یک دیوار برشی فولادی چند طبقه تحت اثر بارگذاری دوره‌ای بود. سختی الاستیک، مقاومت تسلیم، رفتار پس از تسلیم، جذب انرژی، ناپایداری دوره‌ای و تأثیر قاب خمشی بر روی شکل حلقه‌های هیستریزس، از نکات برجسته تحقیق بود. نمونه چهار طبقه با ارتفاع هر طبقه برابر ۱/۸۳ متر که در شکل ۱-۱۲ (بالا) آورده شده است، دارای ارتفاع کلی ۷/۵ متر و عرض ۳/۴ متر بود. ضخامت ورق پانل طبقه اول و دوم ۴/۸ میلی‌متر و ضخامت ورق طبقات سوم و چهارم برابر ۳/۴ میلی‌متر بود. هیچ‌گونه سخت‌کننده‌ای برای این ورق‌ها تعبیه نشد.

اتصال بال تیرها به ستون با استفاده از جوش نفوذی کامل انجام شد. یک ورق اتصالی واسطی، ورق داخلی را به اعضاء محیطی متصل می نمود. یک جک قائم به منظور مدل‌سازی بار مرده در بالای ستون‌ها تعبیه شد. بارهای جانبی بصورت دوره‌ای در هر چهار طبقه وارد شدند. ۳۵ دوره بارگذاری با حداکثر شکل‌پذیری ۹ بر روی سازه اعمال شد. نتایج نشان داد که شکل‌پذیری نمونه بیشتر از آن چیزی است که تحلیل اجزاء محدود نشان می‌دهد.

جابجائی دوره‌های بارگذاری براساس ضرابی از تغییرمکان تسلیم انجام شد و پس از هر سه دوره مشابه، دوره جدید آغاز می شد. وقتی که نمونه در حال باربرداری در جهت مقابل بود و پس از رسیدن تغییرمکان به نه برابر جابجائی تسلیم، پای یکی از ستون‌ها دچار شکستگی شد. ترک ابتدا در قسمت بال خارجی پاشنه شروع شده و سپس تمام جان ستون را فرا گرفت. در این زمان، برش پایه به ۰/۸۵ مقدار حداکثر خود (که مربوط به دوره‌ای بود که تغییرمکان طبقه اول آن پنج برابر جابجائی تسلیم بود) رسید.

شکل ۱-۱۲ (پائین) حلقه‌های هیستریزس ثبت شده را نشان می‌دهد، که در آن به خوبی می‌توان مشاهده نمود که سازه رفتار شکل‌پذیر داشته و دارای حلقه‌های هیستریزس پایدار است. این نکته حائز اهمیت است که اتصالات صلب،

مشخصاً در مکانیزم جذب انرژی سیستم مشارکت نداشتند. این مسأله از آنجا نتیجه‌گیری شد که مقدار پوسته‌شدگی سفید آبه^{۲۹} نمونه در اطراف اتصال، خیلی کم دیده شد. شکست پای نمونه به دلیل ایجاد تمرکز تنش در محل اتصال ستون به کف ستون بود. هرچند که در این زمان، منحنی هیستریزیس، مقاومت افزون ۱/۳ و شکل‌پذیری بیش از ۶ را نشان داد.



شکل ۱-۱۲: تصویر و جزئیات نمونه دیوار برشی فولادی چهار طبقه (بالا) و منحنی هیستریزیس پانل طبقه اول آن (پائین)

۱-۲-۷- لوبل^{۳۰} و همکاران (۱۹۹۷)

در دانشگاه بریتیش کلمبیا^{۳۱}، لوبل و همکاران [۱۳] در سال ۱۹۹۷ آزمایش‌هایی با بارگذاری دوره‌ای بر روی دو پانل ساده با نام‌های SPSW-1 و SPSW-2 (شکل ۱-۱۳) و یک نمونه چهار طبقه با نام SPSW-4 (شکل ۱-۱۴) انجام دادند.

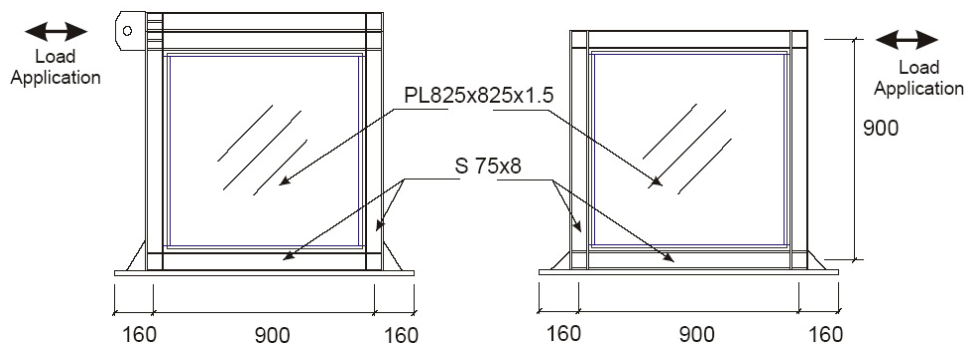
هر نمونه تحت بارگذاری دوره‌ای در هر دو محدوده الاستیک و غیرالاستیک آزمایش شد. نمونه‌های آزمایشی بصورت یک دهانه از هسته قاب فولادی و در مقیاس ۱/۴ ساخته شدند. اهداف اصلی در آزمایش عبارت بودند از: محاسبه

²⁹ White Wash

³⁰ Lubell

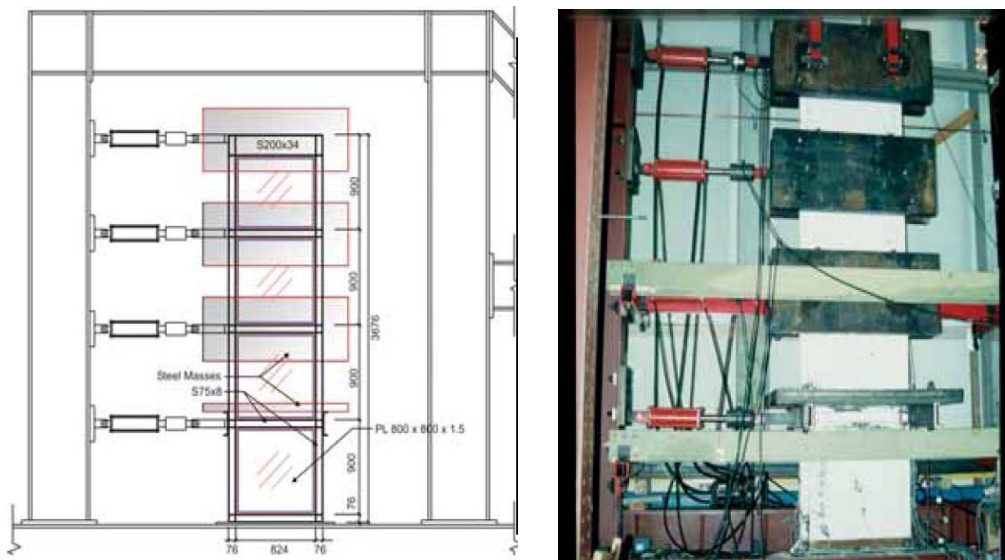
³¹ British Columbia

مقاومت نهائی، سختی الاستیک و پس از کمانش، تشکیل میدان کشش قطری در ترکیب با کمانش فشاری قطری ورق، پایداری منحنی‌های هیستریزس پانل، تأثیر سختی تیر و ستون‌ها و تعامل بین قاب و پانل برشی.



شکل ۱۳-۱: نمای کلی نمونه‌های SPSW-1 (راست) و SPSW-2 (چپ)

بارگذاری براساس پروتکل بارگذاری ATC-24 انجام شد. بر مبنای نتایج بدست آمده از آزمایش یک طبقه SPSW-1، در نمونه یک طبقه SPSW-2 از یک تیر $S75 \times 8$ در قسمت بال بالائی تیر فوقانی به منظور مدل کردن اثر طبقات حذف شده بالائی استفاده شد، (شکل ۱۳-۱ چپ). به همان دلیل، در نمونه چهار طبقه SPSW-4 یک تیر عمیق $S200 \times 34$ در رقوم فوقانی نمونه جانمایی شد، (شکل ۱۴-۱).



شکل ۱۴-۱: تصویر و نمای کلی نمونه SPSW-4 در داخل قاب آزمایش

تمام اتصالات تیر به ستون، با انجام جوش گوشه جان و بال تیرها به بال ستون‌ها به صورت اتصال صلب اجراء شد. به دلیل استفاده مجدد از شرایط بارگذاری و آزمایشگاه، پانل‌های یک طبقه به همان ابعاد پانل طبقه اول نمونه چهار طبقه ساخته شدند. طراحی نمونه براساس قاب چند طبقه انجام شد و هندسه آن با توجه به ابعاد قاب پشتیبان، ظرفیت برشی کف و دیگر محدودیت‌های آزمایشگاه انجام شد.

لوبل و همکاران از نتایج تحلیل و آزمایش، نتیجه‌گیری کردند که رفتار دیوار برشی فولادی بسیار مطلوب بوده و استفاده از آن در مناطق با لرزه‌خیزی بالا بسیار کمک‌کننده است. مهم‌ترین نتایج آنها شامل ظرفیت جابجائی و شکل‌پذیری خوب و رفتار پایدار هیستریزس آنها به همراه جذب انرژی مطلوب بود. خاطر نشان می‌شود که نمونه یک

طبقه، تغییرشکل‌های غیرالاستیک عمده‌ای داشت به گونه‌ای که ضریب شکل‌پذیری آن حدود ۶ و ضریب افزایش مقاومت آن حدود ۱/۵ بود.

۱-۲-۸- رضائی (۱۹۹۹)

در سال ۱۹۹۹ در دانشگاه بریتیش کلمبیا، رضائی [۱۴] یک آزمایش بر روی میز لرزان^{۳۲} بر روی نمونه چهار طبقه شبیه نمونه مطالعه شده توسط لوبل (SPSW-4) انجام داد. ستون و تیرهای طبقات به ترتیب از مقاطع B100*9 و S75*8 ساخته شدند و تیر عمیق فوقانی و تیر عمیق کف به ترتیب از نوع S200*34 و W100*19 انتخاب شدند. ضریب شکل ۱:۱ برای پانل‌ها انتخاب گردید. مقیاس نمونه ۱/۴ انتخاب و ضخامت ورق‌ها ۱/۵ میلی متر در نظر گرفته شد. شکل ۱-۱۵ نمونه مورد آزمایش و تجهیزات آن را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۱۵: نمونه و قاب آزمایش میز لرزان نمونه چهار طبقه

قاب زرد رنگ، قاب پشتیبان جانبی است که از حرکت عمود بر صفحه دیوار جلوگیری نموده و نصف وزن ۶۸۰۰ کیلوگرمی توزیع شده در هر طبقه را تحمل می‌کند. عمده‌ترین هدف آزمایش بر روی میز لرزان، دستیابی به اطلاعات مربوط به عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی چند طبقه براساس رکوردهای ورودی زلزله است. نمونه در معرض تعدادی رکورد زلزله قرار گرفت. محدودیت ظرفیت میز لرزان باعث جلوگیری از پاسخ غیرالاستیک نمونه شد. بنابراین بحث و نتیجه‌گیری آزمایش‌کنندگان عمدتاً بر روی رفتار الاستیک سیستم متمرکز شد. براساس منحنی بار- تغییرشکل هر چهار طبقه دیوار برشی فولادی در برابر حرکت پایه، این نکته مهم مشهود بود که بیشترین جذب انرژی از نیروی وارد شده به سازه را پانل طبقه اول انجام می‌دهد. پانل طبقه اول اکثر انرژی را با تغییرشکل برشی تحمل می‌کند. در حالی که تیر بالای سازه به صورت یک جسم صلب بر روی پانل طبقه اول دوران می‌کند.

³² Shake Table

براساس منحنی بار- تغییرمکان، دیده می‌شود که سختی دیوار برشی فولادی عمدتاً بستگی به سختی برشی ورق‌ها دارد. علاوه بر این، نکته مهم دیگری به دست آمد که طراحی یک نمونه با قابلیت خوب، باید براساس تغییرمکان انجام گیرد، نه مقاومت.

با توجه به مقدار اندک کرنش‌های اندازه‌گیری شده از بال‌های بالائی و پائینی تیر طبقه اول، مقدار خمش ایجاد شده در تیر قابل صرف‌نظر کردن بود. این مسأله بدان دلیل است که ورق‌ها در بال بالائی و پائینی هر تیر، اثرات میدان کشش قطری یکدیگر را خنثی می‌کنند. همچنین این نکته مشهود بود که در لحظه بار برگشتی، ورق اثر زیادی بر روی مقاومت برشی نمونه ندارد و در آن لحظه نمونه به صورت یک قاب عمل می‌کند. این مسأله باعث تغییرشکل منحنی‌های هیستریزیس به سمت منحنی‌های S شکل می‌شود، زیرا از لحظه باربرداری تا شکل‌گیری دوباره میدان کشش قطری در جهت مخالف، سختی نمونه فقط سختی قاب است. برای نمونه دیوار برشی فولادی چهارطبقه، حداکثر شکل‌پذیری جایجائی برابر ۱/۵ به دست آمد. این مقدار قبل از رسیدن نمونه به ناپایداری ستون ناشی از تسلیم آن است. نمونه ضریب مقاومت افزون حدود ۱/۲۰ را از خود نشان داد.

۱-۲-۹- صبوری و قلهکی (۲۰۰۰)

صبوری و قلهکی [۱۵] تعداد زیادی آنالیز اجزاء محدود بر روی پانل‌های برشی یک طبقه دارای سخت کننده با ضخامت‌های ورق مختلف انجام دادند.

آنالیزها به دو بخش پانل‌های دارای بازشو و بدون بازشو تقسیم شدند. در بخش آنالیز پانل‌های دارای بازشو، بازشوه‌های دایره و مربع شکل، با درصدهای مختلف در مرکز پانل‌ها تعبیه شد. علت قرار دادن بازشوها در مرکز پانل‌ها، بدلیل مشاهده اثر حداکثر بازشوها بر روی مقاومت، سختی، شکل‌پذیری و جذب انرژی پانل‌ها بود. نتایج آنالیزها نشان داد که کاهش مقاومت و سختی پانل‌های دارای بازشو نسبت به مشابه بدون بازشو، تابعی از نسبت سطح بازشو به سطح پانل بوده و در طراحی‌ها می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. آنالیزها همچنین نشان دادند، که گرچه مقاومت و سختی پانل‌ها، با ایجاد بازشو کاهش می‌یابد ولی شکل‌پذیری افزایش می‌یابد.

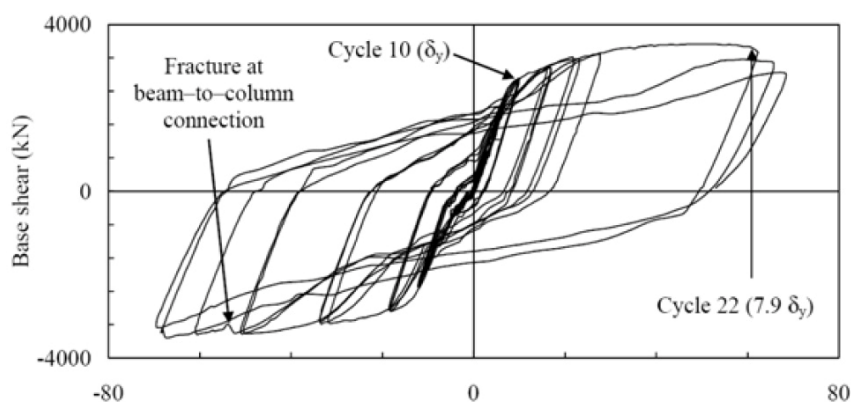
۱-۲-۱۰- بهبهانی‌فرد (۲۰۰۳)

بهبهانی‌فرد [۱۶] در بخش آزمایشگاهی مطالعات خود، یک آزمایش بر روی نمونه با مقیاس $\frac{1}{4}$ سه طبقه تحت بارگذاری دوره‌ای (شبه استاتیکی) با وجود بار ثقلی در ستون‌ها، انجام داد. نمونه مورد آزمایش، سه طبقه بالائی مربوط به نمونه چهار طبقه آزمایش شده توسط درایور [۱۲] بود. تکنیک‌های ترمیم و ساخت استاندارد در خصوص نمونه، به کار گرفته شد و بارگذاری براساس پروتکل بارگذاری ATC-24 اعمال شد.

۲۴ دوره بارگذاری بر روی نمونه اعمال شد که ۱۴ دوره آن در محدوده غیرالاستیک بود. با توجه به این که نمونه مورد آزمایش دارای یک تاریخچه بارگذاری قبلی و تغییرشکل‌های پلاستیک بود، لذا بررسی تأثیرات آنها بر عملکرد کلی دیوار، یکی از مهم‌ترین اهداف تحقیق بود.

نمونه از خود سختی اولیه بالا، شکل‌پذیری و جذب انرژی عالی و حلقه‌های هیستریزیس پایدار نشان داد. شکل ۱-۱۶ منحنی برش پایه در مقابل جایجائی طبقه اول، نمونه سه طبقه را نشان می‌دهد.

هرچند که اتصال تیر به ستون صلب در حین آزمایش شکست، اما این خرابی اثر چندانی روی مقاومت و رفتار نمونه نداشت.



شکل ۱۶-۱: منحنی هیستریزیس برش پایه در مقابل جابجایی طبقه اول نمونه سه طبقه

۱-۲-۱۱- برمن^{۳۳} و برونو^{۳۴} (۲۰۰۳)

برمن و برونو [۱۷] پیشنهاد CAN/CSA-S16-01 در زمینه آنالیز و طراحی دیوارهای برشی فولادی را مورد بازبینی قرار دادند و دریافتند که این پیشنهاد باعث طراحی محافظه کارانه و دست پائین نسبت به ظرفیت نهائی مورد انتظار می شود.

بنابراین یک پیشنهاد جدید جهت طراحی دیوارهای برشی فولادی ارائه نمودند. در کار آنها ضخامت ورق با استفاده از معادلات به دست آمده از تحلیل پلاستیک مدل نواری که یک روش مورد قبول در دیوارهای برشی فولادی است، محاسبه گردید. فرضیات آنها شبیه آن چیزی بود که توسط صبوری و رابرتز ارائه شده بود.

برمن و برونو یک مقایسه بین مقاومت نهائی به دست آمده از آزمایش دیوار برشی فولادی و تحلیل پلاستیک پیشنهادی انجام داده و تطابق خوبی بین آنها مشاهده کردند. آنها همچنین مکانیزم‌های انهدام پلاستیک اصلی برای چندین شکل مختلف دیوار ارائه نمودند. همچنین روش طراحی موجود، به صورت منظم ارائه گردید و بخشی از آن که منجر به طراحی دست پایین تر از مقاومت نهائی مورد انتظار بود، شناسائی گردید. براساس نتایج تحلیل پلاستیک یک روش جدید برای تعیین اندازه ضخامت ورق ارائه شد. آنها ادعا نمودند که روش پیشنهادی آنها به مهندسان اجازه می دهد که مکانیزم خرابی نهائی دیوارهای برشی فولادی را کنترل کنند.

در واقع روابطی که آنها برای محاسبه حداکثر ظرفیت برشی پانل‌های برشی نازک بر اساس روش تحلیل پلاستیک به دست آوردند، قبلاً توسط صبوری و رابرتز بصورت کامل تر و برای انواع مختلف دیوارهای برشی فولادی (اعم از دیوارهای دارای سخت کننده و بدون سخت کننده، دارای بازشو و بدون بازشو، ضخیم و نازک، معمولی و شکل پذیر) بر اساس مدل تعامل ورق با قاب ارائه شده بود. بر اساس روابط آنها، فقط می توان ظرفیت برشی را به دست آورد و حال آن که بر اساس مدل تعامل ورق با قاب می توان دیگر پارامترها نظیر تغییر مکان‌ها، تنش‌ها و ... را محاسبه نمود. این مسأله به طراح امکان می دهد که با دید وسیع و کنترل تمامی پارامترها اقدام به طراحی نموده و درک بهتری از رفتار و عملکرد سازه داشته باشد.

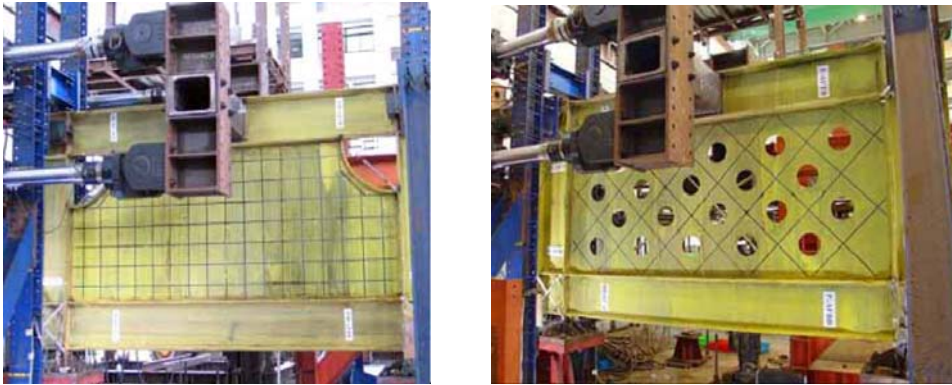
۱-۲-۱۲- وین^{۳۵} و برونو (۲۰۰۴)

وین و برونو [۱۸] سه نمونه دیوار برشی یک طبقه را که از ورق‌های با تنش تسلیم پائین ساخته شده و تیر آنها از نوع مقطع کاهش یافته در دو انتها بود، مورد مطالعه قرار دادند، (شکل ۱۷-۱).

³³ Berman

³⁴ Bruneau

³⁵ Vian



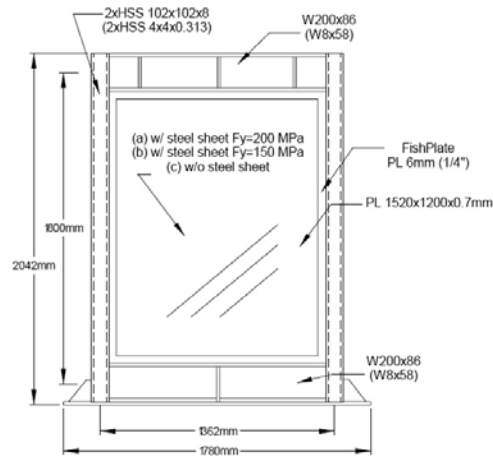
شکل ۱-۱۷: تصویر نمونه های دیوار برشی فولادی یک طبقه با وجود بازشوهای زیاد در ورق فولادی (راست) و وجود بازشو بصورت ربع دایره در گوشه ورق فولادی (چپ)

دو عدد از نمونه‌ها به منظور عبور تأسیسات مکانیکی از داخل آنها، سوراخ شده بودند. سوراخ‌های توزیع شده در ورق، در اولین نمونه دیوار برشی فولادی مورد آزمایش ایجاد شدند. که این مسأله باعث کاهش مقاومت نمونه نسبت به پانل بدون سوراخ می‌شود. در نمونه دوم، سوراخکاری به دو سوراخ ربع دایره در دو گوشه پانل تغییر یافته و لبه آنها نیز توسط ورق مسلح گردید.

۱-۲-۱۳- خرازی (۲۰۰۵)

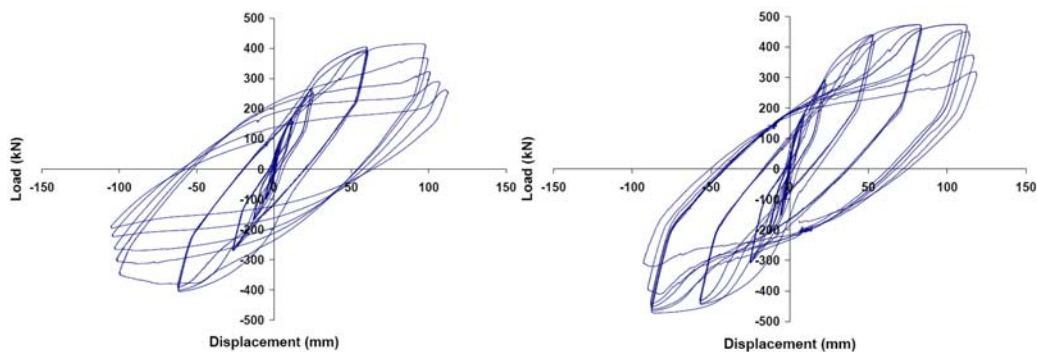
خرازی [۱۹] دو آزمایش بر روی نمونه‌های دیوار برشی فولادی یک طبقه تحت بارگذاری دوره‌ای، در دانشگاه بریتیش کلمبیا انجام داد.

شکل ۱-۱۸ ابعاد نمونه‌های مورد آزمایش را نشان می‌دهد. تفاوت دو نمونه در مقاومت تسلیم ورق‌های آنهاست.



شکل ۱-۱۸: جزئیات نمونه های دیوار برشی فولادی یک طبقه آزمایش شده توسط خرازی

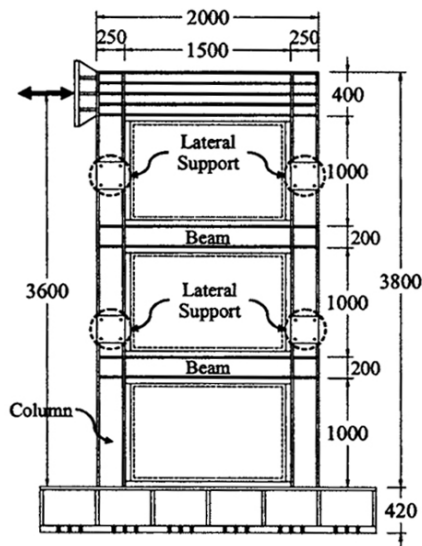
در نمونه اول، از ورق فولادی با تنش تسلیم ۲۵۰ مگاپاسکال و در نمونه دوم از ورق فولاد نرم با تنش تسلیم ۱۵۰ مگاپاسکال استفاده شد. نمونه‌ها بر اساس پروتکل بارگذاری ATC-24 به ترتیب تحت ۲۷ و ۲۹ دوره بارگذاری قرار گرفتند. شکل ۱-۱۹، به ترتیب منحنی هیستریزس نمونه‌های مذکور را نشان می‌دهد و در آنها مشاهده می‌شود که منحنی‌های هیستریزس به صورت S شکل بوده و قابلیت جذب انرژی بالا و شکل پذیری مناسب از خود نشان می‌دهند.



شکل ۱-۱۹: منحنی های هیستریزس بار - تغییر مکان نمونه با ورق دارای تنش تسلیم ۲۵۰ مگاپاسکال (راست) و نمونه با ورق دارای تنش تسلیم ۱۵۰ مگاپاسکال (چپ)

۱-۲-۱۴- پارک^{۳۶} و همکاران (۲۰۰۷)

پارک و همکاران [۲۰] در سال ۲۰۰۷ پنج نمونه دیوار برشی فولادی با مقیاس تقریباً $\frac{1}{3}$ و ضخامت های ورق ۲، ۴ و ۶ میلی متر و با دو نوع مقطع ستون را تحت بارگذاری دوره ای مورد آزمایش قرار دادند (شکل ۱-۲۰).

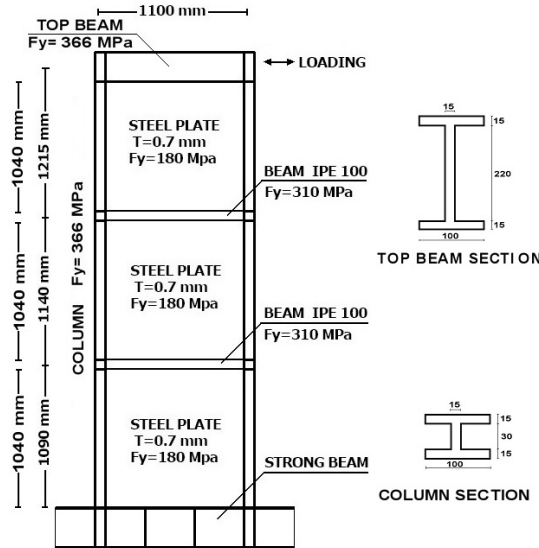


شکل ۱-۲۰: جزئیات نمونه های دیوار برشی فولادی پارک و همکاران

تمام تیرها، ستون ها و ورق ها از فولاد پرمقاومت انتخاب شدند. بارگذاری جانبی فقط در طبقه سوم اعمال گردید و هیچ گونه بار ثقلی بر روی نمونه ها وارد نشد. بارگذاری تا $0.8 \delta_y$ اعمال شد و فقط در نمونه دارای ورق به ضخامت ۲ میلی متر و مقطع ستون قوی، ورق ها قبل از خرابی ستون ها به تسلیم رسیدند و در بقیه نمونه ها به علت عدم تناسب سختی و مقاومت ستون ها با ورق ها، ستون ها قبل از تسلیم ورق ها دچار کمانش های موضعی و کلی شدند و بنابراین قبل از این که از تمام ظرفیت ورق ها استفاده شود، نمونه ها از حیث ارتفاع خارج شدند. نمونه های مذکور بدون توجه به ظرفیت و مقاومت ستون ها با ورق های پرکننده و بدون پشتوانه قوی طراحی، ساخته شدند. پارک و همکارانش سعی نمودند تا بر اساس نتایج آزمایش های شان رفتار دیوارهای برشی فولادی را به دو گونه رفتار خمشی و برشی تقسیم بندی نمایند که با توجه به عدم در نظر گرفتن بسیاری از پارامترها و ملاک های طراحی، نتایج نادرستی ارائه نمودند.

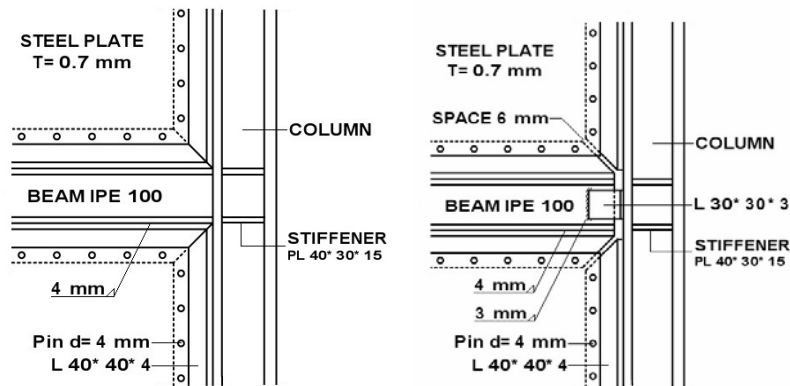
۱-۲-۱۵- قلهکی (۲۰۰۷)

قلهکی در سال ۲۰۰۷ دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل پذیر سه طبقه دارای ورق نازک با مقیاس یک سوم (شکل ۱-۲۱) را تحت بارگذاری دوره ای مورد آزمایش قرار داد [۲۱].



شکل ۱-۲۱: جزئیات نمونه‌های دیوار برشی فولادی قلهکی

دیوارهای مذکور دارای دو نوع اتصال تیر به ستون صلب و ساده بودند (شکل ۱-۲۲) و در ورق پانل‌ها و ستون‌ها به ترتیب از فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) و پرمقاومت استفاده شد. هر کدام از نمونه‌ها به ترتیب تحت ۳۱ و ۱۹ دوره بارگذاری قرار گرفتند. که از این تعداد به ترتیب ۲۵ و ۱۳ دوره آن در محدوده غیرخطی انجام شد. قبل از خرابی نمونه و پایان آزمایش، تغییرمکان طبقه اول نمونه‌های با اتصال صلب و ساده به ترتیب به ۱۰ و ۱۱ برابر تغییرمکان اولین تسلیم شدگی آنها رسید.



شکل ۱-۲۲: جزئیات اتصال تیر به ستون ساده (راست) و صلب (چپ)

نمونه‌ها شکل‌پذیری عالی، سختی اولیه زیاد و جذب انرژی بالایی داشتند و حلقه‌های هیستریزس آنها رفتار پایداری را نشان دادند. استفاده از فولاد نرم در ورق پانل‌ها باعث جذب انرژی فوق العاده‌ای در تغییرمکان‌های بزرگ شد. علاوه بر این، در خلال آزمایش‌ها و تا پایان آنها هیچ گونه علایمی از کمانش موضعی یا کلی در ستون‌ها دیده نشد. نتایج نشان داد که نوع اتصال تیر به ستون بر روی ضریب شکل‌پذیری، مقاومت و جذب انرژی تأثیرگذار است؛ ولی تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی سختی اولیه ندارد.

روشهای تحلیل دیوارهای برشی فولادی

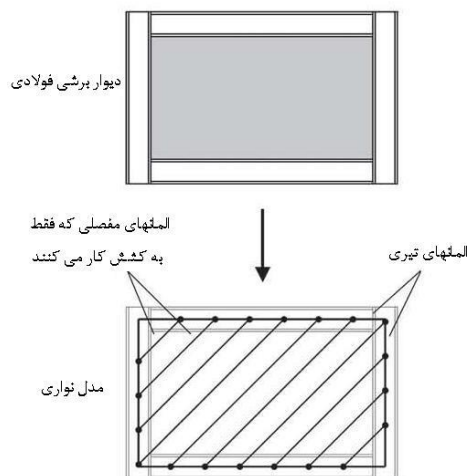
تحلیل دیوارهای برشی فولادی در برابر بارهای جانبی با دو هدف عمده زیر انجام میشود.

هدف اول از مدل سازی دیوارها تعیین نیروها در المانهای مرزی بمنظور طراحی این المانهاست ، در این مرحله نیروهای محوری و خمشی در المانهای مرزی (تیر و ستون) و همچنین تنش در ورق جان، بمنظور تعیین ابعاد این المانها بدست میآید.

هدف دوم از تحلیل دیوارهای برشی فولادی تخمین تغییرمکان جانبی قاب است.

1) مدل نواری

متعارف ترین روش مدل سازی برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی مدل کردن ورق جان با استفاده از تعدادی نوارهای موازی فقط کششی (یعنی المانهایی که فقط نیروهای محوری کششی را تحمل می کنند) با فاصله مساوی و دو انتهای مفصلی می باشد. این روش سازگاری قابل قبولی با نمونه های ساخته شده آزمایشگاهی دیوارهای برشی فولادی نشان داده است.



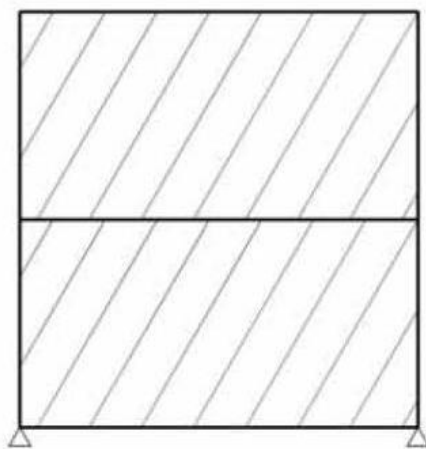
مدل نواری برای تحلیل استاتیکی (خطی و غیر خطی) دیوار برشی فولادی

مدول الاستیسیته نوارها برابر با مدول الاستیسیته فولاد است و سطح مقطع هر نوار برابر با ضخامت ورق فولادی در فاصله بین نوارهاست. (که در امتداد جهت عمود بر نوارها اندازه گیری می شود).

آزمایش ها نشان داده اند که مدل نواری سختی اولیه پیش از تسلیم یک دیوار برشی فولادی و نیروها در اعضای قاب تحت بارهای بهره برداری را بطور مناسب پیش بینی می کند.

این مدل همچنین در تحلیل غیرخطی (پوش‌آور) برای بدست آوردن رابطه نیرو-تغییر مکان برای دیوار برشی فولادی و نیروهای نهائی در المانهای سیستم استفاده شده است.

روش مدل نواری در ضوابط طراحی آئین‌نامه کانادا (CSA2001) برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی معتبر شناخته شده است. در این روش برای مدل کردن ورق جان و بمنظور تخمین تأثیرات بار توزیع شده روی المانهای مرزی قاب، اختصاص حداقل 10 نوار (توصیه آئین‌نامه CSA) با فواصل مساوی و دو انتهای مفصلی لازم و ضروری است.



یک نمونه مدل نوار کششی

زاویه‌ی نوارهای کششی در این روش تابعی از سطح مقطع ستون‌ها و تیرها، و همچنین ابعاد ورق فولادی و ضخامت این ورق‌ها می‌باشد. محل برخورد نوارهای کششی میانقاب‌ها در بالا و پائین تیر، لزوماً در یک نقطه اتفاق نمی‌افتد و بنابراین اگر زاویه دقیق تنش کششی در هر طبقه با دقت مدل شود، تیر به تعداد قطعات زیادی تقسیم می‌شود. طول قطعات مورد نیاز تیر برای n نوار (با در نظر گرفتن تنها یک ورق جان) برابر است با:

$$\Delta_x = \frac{l}{n} [L + h \tan(\alpha)]$$

که در آن:

$$\Delta_x = \text{طول قطعه تیر بین گره‌ها}$$

$$n = \text{تعداد نوارها}$$

$$h = \text{ارتفاع پانل}$$

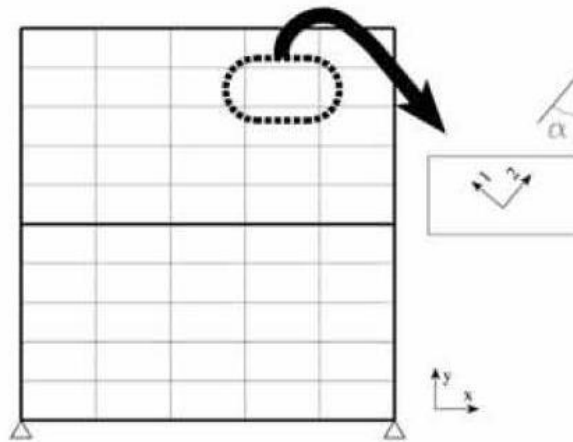
$$L = \text{طول پانل}$$

. مساحت هر نوار در این روش برابر است با:

$$A_s = \frac{[L \cos(\alpha) + h \sin(\alpha)] t_w}{n}$$

4-3-2) مدل غشایی غیرهمسان

المانهای غشایی نیز می‌توانند برای مدل کردن رفتار ورقهای جان مورد استفاده قرار گیرند. بمنظور مدل‌سازی صحیح اختلاف بین مقاومت فشاری و کششی این المانهای نازک، از المانهای غیرهمسان استفاده می‌شود. مدل المان غشائی در اصل یک مدل نواری کششی است، و کشش خالص در جان ورق محاسبه می‌شود. مش‌بندی المان غشائی برای جذب نیروهای خمشی در المانهای مرزی باید کافی باشد. آستانه اصل (2001) حداقل 4 تقسیم‌بندی را در هر جهت پیشنهاد می‌کند (که باعث بوجود آمدن 16 المان در پانل می‌شود). شکل 4-13 یک المان غشائی غیرهمسان از یک دیوار برشی فولادی را نشان می‌دهد که در هر پانل به پنج فاصله مساوی در هر جهت تقسیم شده و محور محلی المان در امتداد زاویه محاسباتی تنش، چرخیده است.



شکل 4-13 مدل غشائی غیر همسان از یک دیوار برشی فولادی

4-3-3) تحلیل غیرخطی

تحلیل غیرخطی یکی از روش‌های بسیار مفید در طراحی دیوارهای برشی فولادی است. المانهای خرپائی غیرخطی می‌تواند در یک مدل نواری بمنظور در نظر گرفتن اثرات تسلیم کششی یکنواخت جان در المانهای مرزی افقی و قائم مورد استفاده قرار گیرد.

این نوع تحلیل پوش‌آور (Pushover) بهترین وسیله جهت تعیین نیروهای طراحی واقعی برای المانهای مرزی است. نیروهای محوری و خمشی محاسبه شده با این روش اغلب کمتر از نیروهای محاسبه شده با استفاده از روش طراحی ظرفیتی است.

بررسی روش‌های مدل‌سازی دیوار برشی فولادی در نرم‌افزارهای طراحی سازه

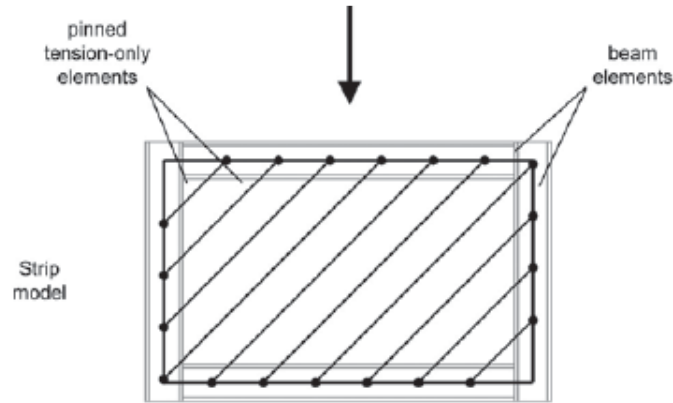
دیوار برشی فولادی بی‌شک یکی از مناسب‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی است، که به دلیل مزایای زیاد آن در چهار دهه اخیر مورد توجه طراحان قرار گرفته است. با توجه به رفتار پیچیده سیستم دیوار برشی فولادی، نحوه مدل‌سازی صحیح این سیستم در نرم‌افزارهای طراحی ساختمان مهم‌ترین چالش پیش روی مهندسین طراح است. از این رو در این مقاله به بررسی دو مدل نواری و غشایی برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی بر اساس یک نمونه دیوار برشی یک طبقه آزمایشگاهی پرداخته شده است. نتایج حاصل نشان‌دهنده انطباق مناسب و قابل قبول مدل‌های فوق با نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.

1- بررسی انواع روش‌های تحلیل دیوار برشی فولادی

در نرم‌افزارهای تحلیل و طراحی سازه موجود از قبیل ETABS یا SAP امکان مدل‌سازی مکانیزم باربری دیوار برشی فولادی بر پایه کمانش ورق‌های پرکننده و تشکیل میدان‌های پس کمانشی به‌طور مستقیم وجود ندارد. از این رو محققین روش‌هایی را بر اساس نتایج کارهای آزمایشگاهی جهت ساده نمودن مدل‌سازی دیوارهای برشی ارائه کرده‌اند که در ادامه به بررسی این روش‌ها می‌پردازیم:

1-1 مدل‌های نواری

روش مدل نواری در ضوابط طراحی آئین‌نامه کانادا (CSA 2001) برای دیوارهای برشی فولادی معتبر شناخته شده است. همچنین این روش به‌طور خلاصه در تفسیر آئین‌نامه AISC-341 آمده است. [8] در این روش برای مدل‌سازی دیوارهای برشی فولادی مساحت پانل دیوار برشی با تعدادی اعضای مورب موازی که اصطلاحاً نوار نامیده می‌شوند و فقط نیروی کششی را تحمل می‌کنند معادل می‌شود. شکل 3. [7]



شکل 3- مدل نواری دیوار برشی فولادی

مساحت هر نوار معادل برابر است با:

$$A_s = \frac{[L \cos(\alpha) + h \sin(\alpha)] t_w}{n} \quad (1)$$

که در آن

A_s = سطح مقطع یک نوار

L = طول پانل

h = ارتفاع پانل

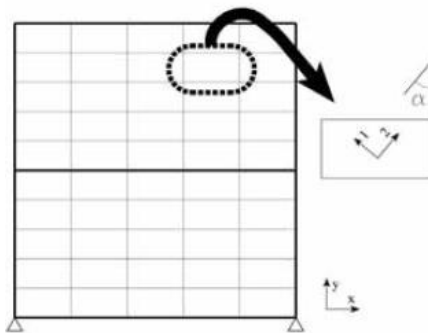
t_w = ضخامت ورق

n = تعداد نوارها

α = زاویه میدان کششی نسبت به محور قائم

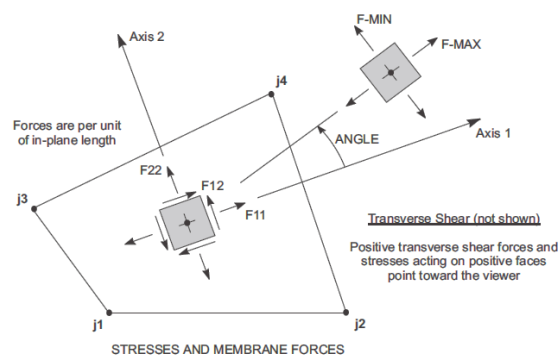
2-1 مدل غشایی غیرهمسان

المان‌های غشایی نیز می‌توانند برای مدل کردن رفتار ورقهای جان مورد استفاده قرار گیرند. به منظور مدل‌سازی اختلاف بین مقاومت فشاری و کششی اعضای با ضخامت کم، تعریف المان با مصالح غیرهمسان مورد نیاز است.، محور محلی المان غشایی باید به گونه‌ای تنظیم شود که زاویه آنها با زاویه میدانهای کمانشی در یک راستا قرار گیرند. (شکل 4)



شکل 4 - نحوه مدل‌سازی دیوار برشی با المان غشایی

خواص مصالح در راستای میدان کمانشی همانند خواص واقعی مصالح و جهت عمود بر میدان کمانشی سختی باید صفر(یا یک مقدار ناچیز) فرض شود که هیچ تنش فشاری قطری در المان ایجاد نشود. [7] راهکار مناسب دیگر استفاده از المان غشایی با مصالح همسان و سختی متغیر است. در این روش محورهای محلی المان غشایی را بگونه ای چرخانده که در راستای میدان کمانشی قرار گیرند، سپس ضریب سختی کششی در راستای میدان کمانشی را همان مقدار پیش فرض قرار داده و سایر ضرایب را عدد بسیار کوچکی وارد کرده بگونه ای که در سایر جهات سازه سختی نداشته باشد.



شکل 5- نیروهای موجود در المان غشایی

مدل المان غشایی در اصل یک مدل نواری کششی است و کشش خالص در جان ورق محاسبه می شود. مش بندی المان غشایی برای جذب نیروهای خمشی در المانهای مرزی باید کافی باشد. جهت مدل سازی دیوار برشی فولادی با استفاده از المان غشایی در نرم افزار ETABS، یک المان صفحه ای از نوع غشایی با ضخامت پانل دیوار برشی تعریف می گردد. پس از ترسیم دیوار برشی و اختصاص دادن مقطع تعریف شده، المان غشایی می بایست با تعداد مناسب تقسیم بندی به شکلی که هر جز ایجاد شده به مربع نزدیک باشد، مش بندی شود. (حداقل 4x4) سپس محورهای محلی المانها به گونه ای چرخانده می شود که یکی از محورها در جهت میدان کمانشی و محور دیگر عمود بر میدان کمانشی قرار گیرد. (در این مقاله زاویه 45 درجه فرض شده است)

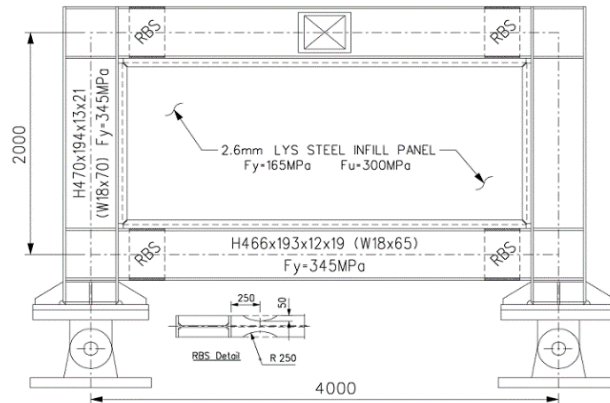
در ادامه به مطالعه دو روش نواری و غشایی بر اساس یک نمونه آزمایشگاهی یک طبقه پرداخته شده است.

2- تعریف مدل آزمایشگاهی

شکل 6 نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی ساخته شده توسط برونو و همکاران در دانشگاه بوفالو را نشان می دهد. یک دیوار یک طبقه یک دهانه با فاصله محور به محور ستونها 4000 میلیمتر و فاصله محور به محور تیرهای 2000 میلیمتر می باشد. در شکل 7 نمای کلی از مدل آزمایشگاهی ارائه شده است. [9]



شکل 6- نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی



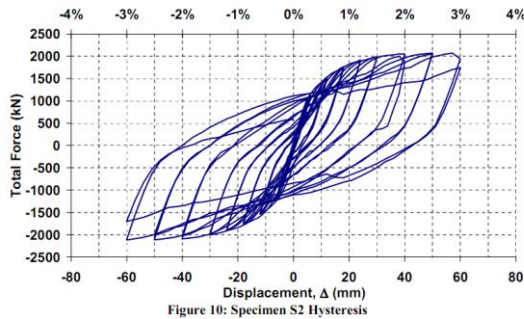
شکل 7 - نمای کلی از مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی

ستون‌ها و تیرها از فولاد با تنش تسلیم 345 مگاپاسگال و ورق‌ها از فولاد با تنش تسلیم 165 مگاپاسگال ساخته شده است. از آنجا که ضعیف بودن ستون‌ها باعث ایجاد انحنا در ورق‌شده و مانع از تشکیل میدان‌های کشش قطری به‌طور کامل و استفاده از ظرفیت کامل ورق می‌گردد ستون‌های نمونه آزمایشگاهی از فولاد پر مقاومت ساخته شده‌اند. مشخصات فولاد نمونه مطابق جدول 1 می‌باشد. [9]

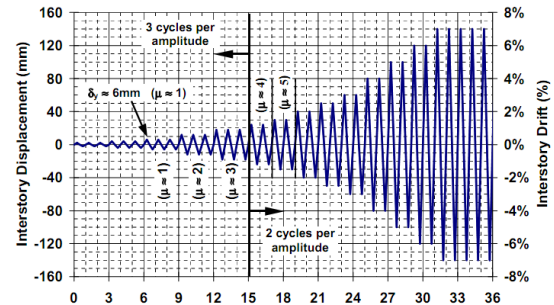
جدول 1 - مشخصات فولاد نمونه آزمایشگاهی برونو

| فولاد | F_y (Kg/cm ²) | F_u (Kg/cm ²) | E (Kg/cm ²) |
|-------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| ورق پرکننده | 165 | 300 | 210000 |
| ستون و تیر | 345 | 550 | 210000 |

نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری دوره‌ای بر اساس پروتکل بارگذاری ATC24 مطابق شکل 8 قرار گرفته و نمودار نیرو- تغییر مکان آن نسبت به طبقه اول ترسیم شده است. شکل 9 نشان دهنده منحنی هیستریزس بدست آمده پس از تحلیل چرخه ای می باشد. [9]



شکل 9- منحنی هیستریزس نمونه آزمایشگاهی

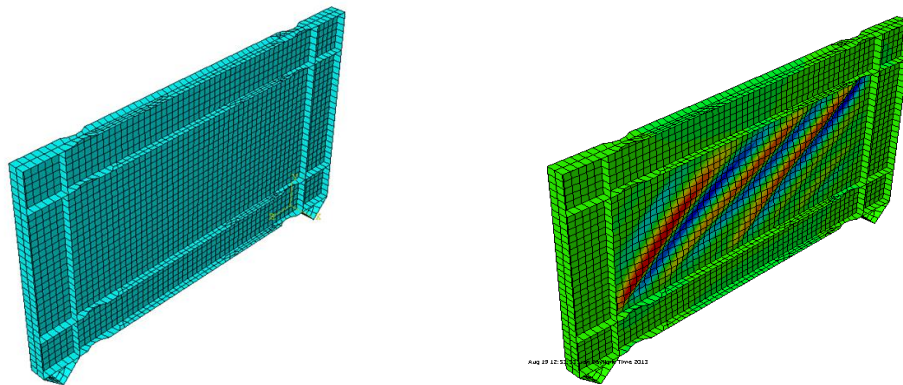


شکل 8- پیشینه بارگذاری مطابق با پروتکل ATC24

3- مدل سازی عددی دیوار برشی

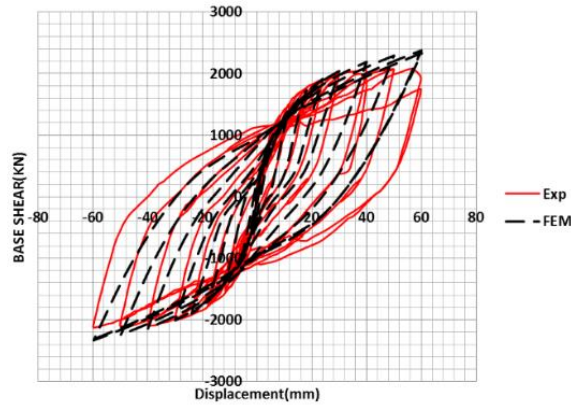
3-1 مدل سازی عددی دیوار برشی غشایی:

جهت مدل سازی عددی دیوار برشی فولادی و تعیین صحت مدل اجزاء محدود از نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. تمام تیرها، ستون ها و ورق ها با استفاده از المان های پوسته ای S4R مدل سازی شده اند. شکل 10.

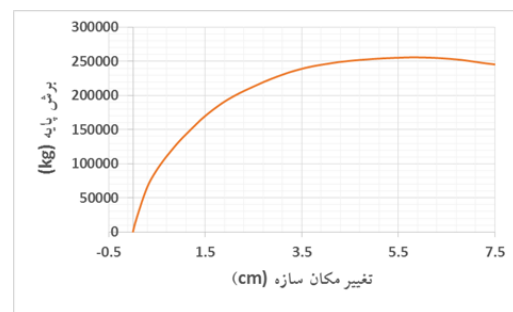
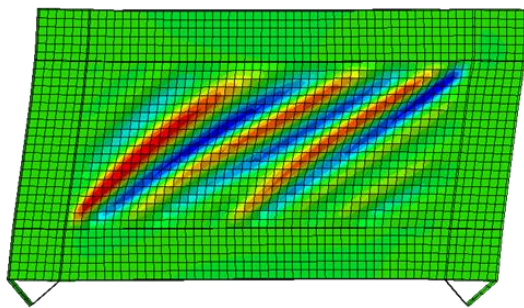


شکل 10- مدل اجزاء محدود نمونه آزمایشگاهی

جهت کالیبره کردن مدل اجزاء محدود با مدل آزمایشگاهی، بار چرخه ای مطابق پروتکل بارگذاری ATC24 در بالای دیوار قرار داده شده و سپس نمودار بار- تغییر مکان طبقه اول با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردیده است که حاکی از تطابق مناسب نتایج روش اجزاء محدود با نتایج آزمایشگاهی می باشد. شکل 11.



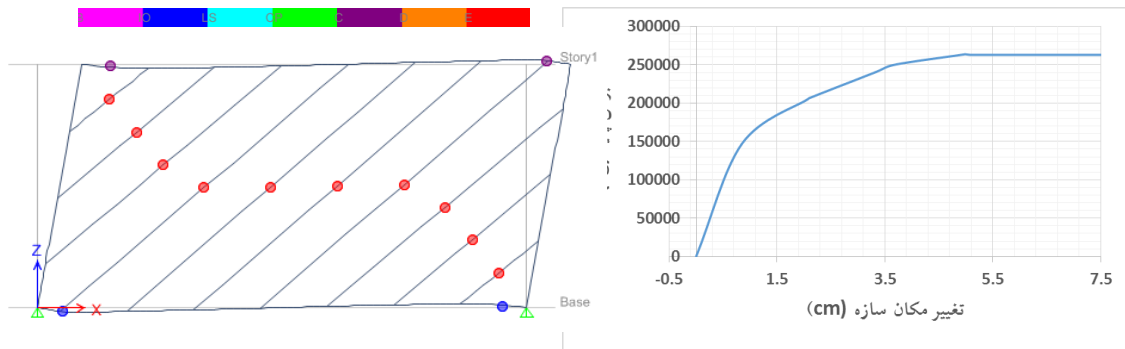
شکل 11- مقایسه منحنی هیستریزس مدل آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود



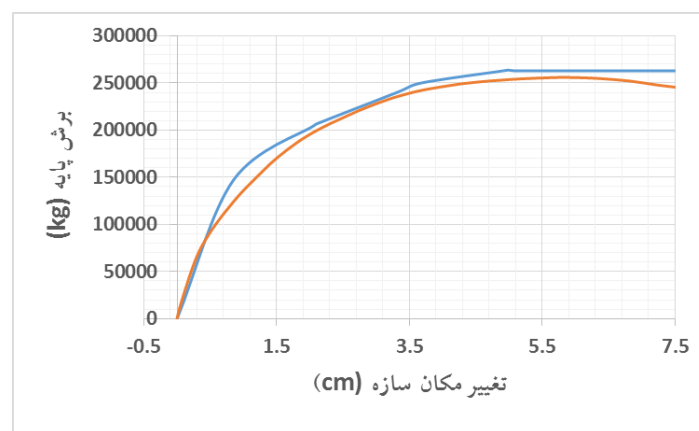
شکل 12- منحنی نیرو-تغییر مکان مدل اجزاء محدود

2-3 مدل‌سازی عددی دیوار برشی نواری:

در این قسمت مدل نواری ذکر شده به کمک نرم‌افزار SAP2000 مدل‌سازی و یک تحلیل بار افزون غیرخطی بر روی آن انجام می‌گیرد. در ادامه نتایج به دست آمده با نتایج حاصل از آنالیز اجزای محدود در نرم‌افزار ABAQUS مقایسه می‌شود. تحلیل بار افزون، تحلیلی تقریبی است که در آن سازه در معرض بارهای جانبی که به طور یکنواخت وارد می‌شوند، قرار می‌گیرد. این افزایش بار معمولاً تا زمانی که سازه به مقدار جابجایی مشخصی تغییر شکل یابد، ادامه دارد. شکل 13 نشان‌دهنده وضعیت مفاصل پلاستیک اعمال شده به سازه می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد ورق دیوار برشی به طور کامل پلاستیک شده و همچنین تیرها دوران بیش از محدوده الاستیک را تجربه کردند. همچنین در شکل 14 نمودار بار-تغییر مکان مدل نواری و مدل اجزاء محدود تحت بار یک طرفه نمایش داده شده است که نتایج نشان‌دهنده تطابق نسبتاً خوب مدل نواری و مدل اجزاء می‌باشد.



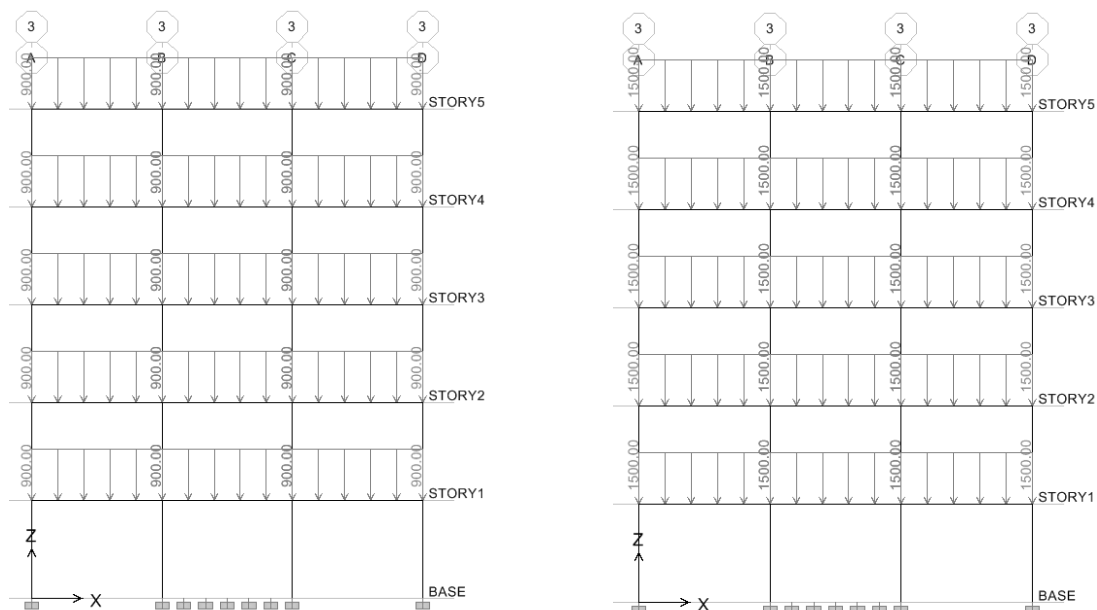
شکل 13- منحنی نیرو- تغییر مکان بر اساس تحلیل استاتیکی غیرخطی



شکل 14- مقایسه منحنی پوش آور مدل SAP, ABAQUS

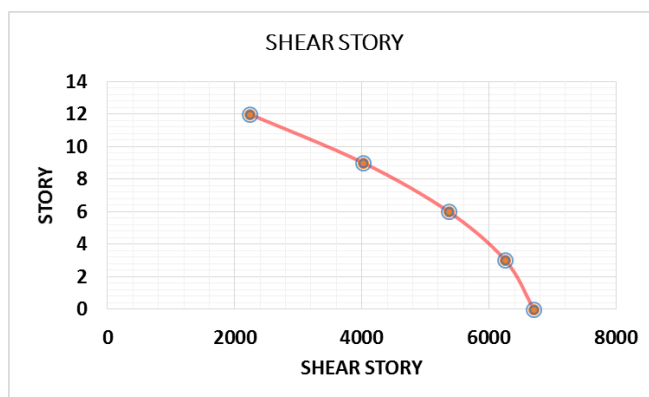
4- مقایسه کاربردی دو روش نواری و غشایی جهت مدل‌سازی دیوار برشی در نرم‌افزار ETABS:

در این مرحله یک قاب دویعدی 5 طبقه با سیستم دیوار برشی فولادی مورد بررسی قرار گرفته است. فاصله مرکز به مرکز ستون‌ها 4 متر و ارتفاع طبقات 3 متر در نظر گرفته شده و بارهای وارده مطابق شکل 15 می‌باشد:



شکل 15- بارگذاری قاب موردبررسی

پس از تحلیل قاب موردنظر و برش هر طبقه مطابق شکل 16 بدست آمده است:



شکل 16- نمودار برش پایه قاب موردبررسی

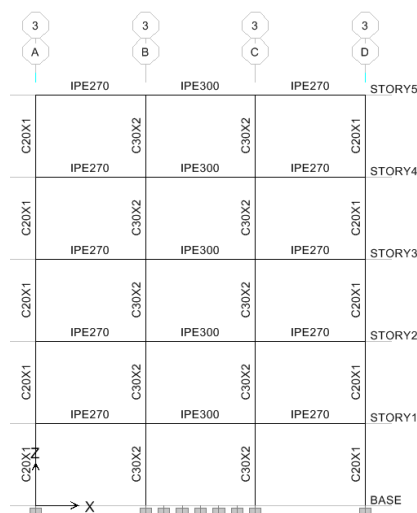
حداقل ضخامت ورق بر اساس حداکثر برش به دست آمده از تحلیل سازه بر اساس رابطه ارائه شده در آیین نامه AISC-341 برابر است با:

$$t_w > \frac{V_u \times \Omega}{0.42 \times F_y \times L_c \times \sin 2 \alpha} \quad (2)$$

جدول 2- طراحی ضخامت ورق دیوار برشی قاب موردبررسی

| Story | V_a | F_y | L_{cf} | $t_w(cm)$ |
|-------|-------|-------|----------|-----------|
| 5 | 2234 | 1800 | 350 | 0.014 |
| 4 | 4022 | 1800 | 350 | 0.025 |
| 3 | 5363 | 1800 | 350 | 0.034 |
| 2 | 6256 | 1800 | 350 | 0.039 |
| 1 | 6703 | 1800 | 350 | 0.042 |

محاسبات مربوط به طراحی المان‌های مرزی دیوار و سایر تیر و ستون‌ها با توجه به ضوابط موجود انجام گرفته که در این مقاله از ذکر جزئیات آن خودداری شده است و تنها مقاطع به دست آمده در شکل 17 نشان داده شده است :



شکل 17- مقاطع فرضی قاب موردبررسی

نیروی برش و تغییر مکان حاصل از این بارگذاری در جدول 3 آمده است.

جدول 3- مقادیر برش و تغییر مکان طبقات قاب موردبررسی در مدل نواری

| Story | Story Shear (kg) | Displacement (cm) |
|-------|------------------|-------------------|
| 5 | 2138 | 0.9064 |
| 4 | 3968 | 0.744 |
| 3 | 4809 | 0.543 |
| 2 | 5747 | 0.333 |
| 1 | 6492 | 0.127 |

مدل نواری این قاب با معادل‌سازی ضخامت‌های داده شده و به دست آوردن سطح مقطع اعضای نواری مطابق جدول 4 مورد تحلیل قرار گرفته و نیروهای برش و تغییر مکان هر طبقه طی جدول 5 ارائه گردیده است.

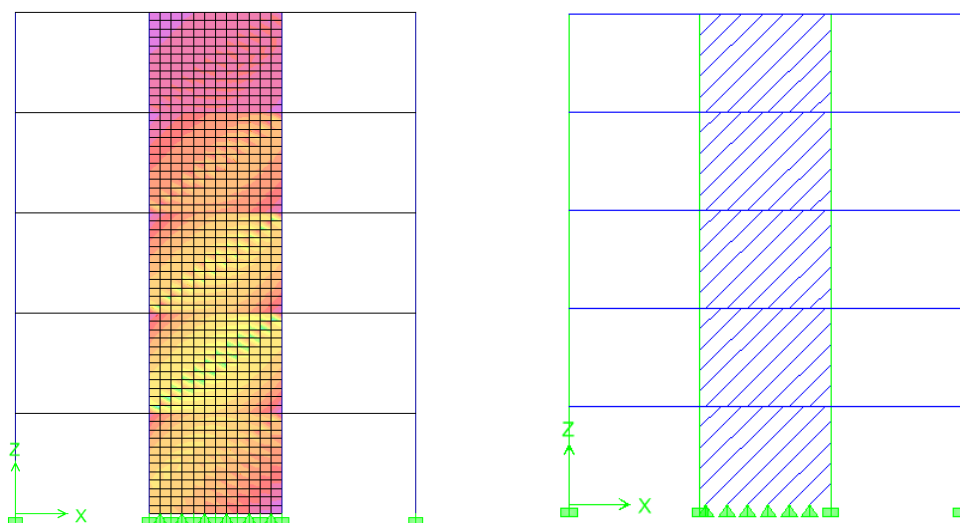
جدول 4- سطح مقطع نوار قاب موردبررسی

| Story | H(cm) | L(cm) | tw(cm) | n | As (cm ²) |
|-------|-------|-------|--------|----|-----------------------|
| 5 | 300 | 400 | 0.014 | 10 | 0.69 |
| 4 | 300 | 400 | 0.025 | 10 | 1.24 |
| 3 | 300 | 400 | 0.034 | 10 | 1.68 |
| 2 | 300 | 400 | 0.039 | 10 | 1.93 |
| 1 | 300 | 400 | 0.042 | 10 | 2.08 |

جدول 5- مقادیر برش و تغییر مکان طبقات قاب موردبررسی در مدل غشایی

| Story | Story Shear (kg) | Displacement (cm) |
|-------|------------------|-------------------|
| 5 | 2167 | 0.908 |
| 4 | 3372 | 0.746 |
| 3 | 4809 | 0.545 |
| 2 | 5745 | 0.333 |
| 1 | 6343 | 0.127 |

از آنجاکه نیروهای وارده در هر دو روش یکسان بوده است در صورتی که جابجایی سازه در هر دو مدل نواری و غشایی یکسان باشد، ثابت بودن ماتریس سختی مدل نواری و غشایی قابل استنتاج می باشد.



شکل 18- مدل نواری و مدل غشایی قاب موردبررسی

5- جمع بندی و نتیجه گیری:

نتایج مطالعه فوق نشان دهنده تطابق بسیار مناسب مدل آزمایشگاهی با مدل اجزاء محدود تحت بارگذاری چرخه ایی و تطابق مناسب مدل اجزاء محدود و مدل نواری تحت تحلیل غیر خطی بار افزون را نشان می دهد، همچنین مدلسازی دیوار برشی فولادی به دو روش غشایی و نواری در نرم افزار ETABS دارای نتایج مشابهی می باشد. از اینرو مدلسازی دیوار برشی فولادی در نرم افزارهای طراحی سازه با استفاده از دو روش غشایی و نواری امکان پذیر است. با توجه به اینکه زاویه میدانهای کمانشی تابعی از ضخامت ورق و مقطع المانهای مرزی می باشد و طراحی سیستم دیوار برشی فولادی همراه با پروسه سعی و خطا می باشد و در هر سیکل طراحی زاویه میدانهای کمانشی تغییر می کند در این صورت استفاده از مدل نواری بسیار سخت و زمان بر خواهد شد در حالیکه در مدل غشایی به راحتی می توان زاویه محورهای محلی را در هر سیکل طراحی مطابق میدانهای کمانشی عوض کرد. از اینرو روش غشایی راهکار مناسب تری جهت مدلسازی دیوار برشی فولادی در نرم افزار های طراحی می باشد.

آشنایی با انواع ضرایب در طراحی سازه ها

۲-۱- مقدمه

هدف اصلی در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها بر این مبناست که رفتار ساختمان، در مقابل نیروهای ناشی از زلزله‌های کوچک بدون خسارت و در محدوده خطی باقی مانده و در مقابل نیروهای ناشی از زلزله‌های شدید، ضمن حفظ پایداری کلی خود خسارت‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای را تحمل کند. به همین دلیل مقاومت لرزه‌ای که مورد نظر آئین‌نامه‌های طراحی در برابر زلزله است، عموماً کمتر و در برخی موارد، خیلی کمتر از مقاومت جانبی مورد نیاز برای حفظ پایداری سازه در محدوده ارتجاعی، در یک زلزله شدید است [۲۲]. بنابراین، سازه‌ها به هنگام رخداد زلزله‌های متوسط و بزرگ وارد محدوده غیرارتجاعی شده و برای طراحی آنها نیاز به یک تحلیل غیرارتجاعی است، ولی به دلیل پرهزینه بودن این روش و عدم گستردگی برنامه‌های تحلیل غیر ارتجاعی و سهولت روش ارتجاعی، روش‌های تحلیل و طراحی متداول، براساس تحلیل ارتجاعی سازه و با نیروی کاهش یافته زلزله صورت می‌گیرد. کاهش مقاومت سازه از مقاومت ارتجاعی موردنیاز عموماً با استفاده از ضرایب کاهش مقاومت انجام می‌شود. بدین منظور آئین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای کنونی با شیوه ذکر شده، نیروهای لرزه‌ای برای طراحی ارتجاعی ساختمان را از یک طیف خطی که وابسته به زمان تناوب طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل احداث ساختمان است، به دست می‌آورند و برای ملحوظ کردن اثر رفتار غیرارتجاعی و اتلاف انرژی بر اثر رفتار هیستریسیس، میرایی و اثر مقاومت افزون سازه، این نیروی ارتجاعی را به وسیله ضریب کاهش مقاومت (ضریب رفتار) به نیروی طراحی تبدیل می‌کنند.

در تهیه مقررات لرزه‌ای ساختمان‌ها مهمترین و بحث‌انگیزترین بخش، در اختیار داشتن ضرایب رفتار است. این ضرایب با وجود وظیفه یکسان در آئین‌نامه‌ها و مقررات ساختمانی مختلف، با نامها و مقادیر عددی متفاوتی شناخته می‌شوند. به عنوان نمونه، این ضرایب در آئین‌نامه‌ها و مقررات آمریکائی نظیر آئین‌نامه ساختمانی متحدالشکل (1997، UBC مقررات 2000، NEHRP یا FEMA 273, 1997) به نام ضریب اصلاح پاسخ^۱ (R)، در آئین‌نامه ساختمانی ملی کانادا (NBCC, 1995) به عنوان ضریب اصلاح نیرو^۲، در مقررات SEAOC, 1988 به نام ضریب عملکرد سیستم^۳ (R_w) [۲۳]، در آئین‌نامه اروپائی EUROCODE 8, 1995 & 2000 به نام ضریب رفتار^۴ (q)، در استاندارد بارگذاری نیوزلند (NZS, 1992) به عنوان ضریب شکل‌پذیری تغییرمکانی^۵ (μ) و ضریب عملکرد سازه‌ای^۶ (S_p)، در استاندارد ساختمانی ژاپن (LAEE, 1992) به نام ضریب شکل‌پذیری^۷ ($1/D_s$) و در استاندارد ۲۸۰۰ ایران به نام ضریب رفتار (R)، شناخته می‌شود. در پژوهش حاضر، به تبعیت از استاندارد ۲۸۰۰ ایران، از عبارت ضریب رفتار و نماد R استفاده می‌شود، زیرا این عبارت به اختصار عملکرد این پارامتر را در رفتار سازه‌ها توصیف می‌کند.

همان‌گونه که اشاره شد مقادیر عددی منتسب به ضرایب رفتار، در آئین‌نامه‌های مختلف متفاوت هستند. به عنوان نمونه، محدوده مقادیر ضرایب رفتار در آئین‌نامه اروپائی EC8 برای سازه‌های بتن مسلح با سیستم قاب خمشی بین ۱/۵ تا ۵/۰ است، در حالیکه برای همین سیستم در آئین‌نامه‌های آمریکائی مقادیر ضرایب رفتار تا ۸/۰ هم می‌رسد. از

¹ Response Modification Factor

² Force Modification Factor

³ System Performance Factor

⁴ Behavior Factor

⁵ Displacement Ductility Factor

⁶ Structural Performance Factor

⁷ Ductility Factor

این‌رو، ساختمان‌هایی که با آئین‌نامه اروپائی EC8 طراحی می‌شوند، تحت تراز نیرویی بیش از تراز نیروی آئین‌نامه‌های آمریکائی قرار می‌گیرند. از این موضوع چنین برمی‌آید که ساختمان‌های طراحی شده مطابق الزامات آئین‌نامه آمریکائی در مقایسه با ساختمان‌های مشابهی که مطابق آئین‌نامه 8 EUROCODE طراحی شده‌اند اقتصادی‌تر و به عبارتی، آسیب‌پذیرترند [۲۵،۲۴]. ضریب رفتار موجود در آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران)، بر مبنای قضاوت مهندسی ارائه شده و دارای کاستی‌هایی است که برخی از آنها به شرح زیر است:

الف) برای سیستم‌های سازه‌ای از یک نوع با ارتفاع‌ها و زمان‌های تناوب ارتعاش متفاوت، از ضرایب رفتار یکسانی استفاده می‌شود.

ب) در R ، تأثیر شکل‌پذیری^۸، مقاومت افزون^۹ و درجه نامعینی به صراحت نیامده است.

پ) اثر لرزه‌خیزی منطقه در R لحاظ نشده است.

ت) اثر شرایط خاک در R ملحوظ نشده است.

تاکنون رابطه‌هایی برای محاسبه R پیشنهاد شده است که هر کدام تأثیر پاره‌ای از عوامل مؤثر در آن را ملحوظ داشته‌اند. یکی از جدیدترین رابطه‌های ارائه شده برای R ، رابطه‌ای است که سه عامل شکل‌پذیری، مقاومت افزون و درجه نامعینی را دربر دارد. دو عامل شکل‌پذیری و مقاومت افزون برای کشورهای مختلف می‌تواند متفاوت باشد، زیرا به متغیرهای کیفی و کمی متعددی مانند فرهنگ ساخت و ساز، روش‌های اجرائی، ناحیه لرزه‌خیزی، آئین‌نامه بارگذاری و طراحی بستگی دارد. عامل درجه نامعینی برای نخستین بار در ATC-34 و ATC-19 و سپس در آئین‌نامه UBC97 طرح شده و جای سؤال و ابهام فراوان دارد. از اوایل دهه ۱۹۸۰، پژوهشگران در صدد تجزیه ضریب رفتار به عوامل تشکیل‌دهنده آن برآمدند. برای این منظور مطالعات آزمایشگاهی و میدانی زیادی به انجام رسید که از آن جمله می‌توان به کارهای انجام شده در انجمن فن‌آوری کاربردی (ATC) و نیز پژوهش‌های یوانگ و فریمن اشاره کرد. به دنبال این پژوهشها، در سال ۱۹۹۵، فرمول‌بندی جدیدی برای ضریب رفتار ارائه گردید که مطابق رابطه ۱-۲ به صورت حاصلضرب سه عامل است: [۲۶،۲۴]

$$R = R_S R_{\mu} R_R \quad (1-2)$$

در این رابطه، R_S ضریب کاهش ناشی از مقاومت افزون یا ضریب مقاومت افزون، R_{μ} ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (وابسته به زمان تناوب) و R_R ضریب کاهش ناشی از نامعینی یا ضریب درجه نامعینی سازه است. ضریب چهارمی نیز برای در نظر گرفتن اثر میرایی لرج افزوده ارائه شده که برای سازه‌های متداول کاربردی ندارد و در این قسمت از توضیح بیشتر در مورد آن پرهیز می‌شود [۲۷].

گرایش آئین‌نامه‌ها در سالهای اخیر، بر شفاف‌سازی میزان تأثیر عوامل یاد شده در ضریب رفتار بوده است [۲۹،۲۸]، در آئین‌نامه‌های جدید، معمولاً ضرایب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و مقاومت افزون در جدول‌ها ارائه می‌شود. ضریب کاهش ناشی از درجه نامعینی سیستم نیز با روش‌هایی که در آئین‌نامه‌ها آمده است محاسبه شده و به عنوان یک ضریب کاهش اثر داده می‌شود. هدف از این تحقیق، برآورد ضریب رفتار بر مبنای عوامل مؤثر در آن در مورد دیوارهای برشی فولادی است. بر این اساس روش‌های محاسبه ضریب رفتار و بررسی اجزاء این ضریب و عوامل مؤثر در آن مورد بحث قرار می‌گیرند.

۲-۲- روش‌های محاسبه ضریب رفتار

تاکنون پژوهشگران برای محاسبه ضریب رفتار، روش‌های متفاوتی را مورد استفاده قرار داده‌اند. با مقایسه این روش‌ها می‌توان آنها را در دو گروه کلی تقسیم‌بندی کرد. یکی روش‌های پژوهشگران آمریکائی و دیگری روش‌های

⁸ Ductility

⁹ Over Strength

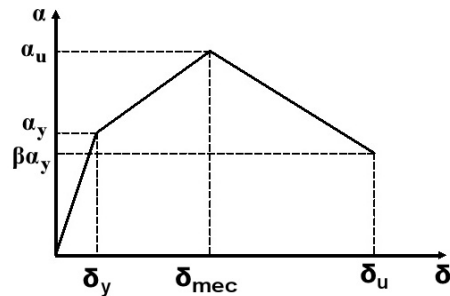
پژوهشگران اروپایی. عموماً روش‌های آمریکائی مبانی تئوری ساده‌تری دارند، ولی با وجود این کاربردی‌تری هستند، در حالی که روش‌های اروپائی دارای مبانی تئوری و تحلیلی پیچیده‌تری بوده و استفاده از آنها در عمل دشوار است.

۲-۲-۱- روش‌های اروپائی

در سالهای اخیر، پژوهشگران اروپائی نیز همگام با پژوهشگران آمریکائی به تحقیق در مورد برآورد ضرایب رفتار سازه‌ها پرداخته‌اند. عمدتاً روش‌هایی که توسط اروپائی‌ها مورد استفاده قرار گرفته به دو گروه تقسیم می‌شود: روش‌های متکی بر تئوری شکل‌پذیری و روش‌های انرژی.

۲-۲-۱-۱- روش تئوری شکل‌پذیری

این روش که بر مبانی تئوری شکل‌پذیری استوار است اولین بار توسط کاسنزا و همکاران در سال ۱۹۸۶ معرفی شده است. در این روش، ضریب رفتار (q) با توجه به شکل ۱-۲، از رابطه ۲-۲ به دست می‌آید:



شکل ۱-۲: مدل رفتاری ساده شده برای سیستم یک درجه آزادی

$$q = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \alpha_c \left[\frac{\alpha_u}{\alpha_y} - \beta \right] + \beta \quad (1-2)$$

در این رابطه، α_c ضریب ارتجاعی بحرانی برای بارهای قائم و β پارامتر وابسته به زمان تناوب ارتعاش سازه است و از رابطه ۲-۳ به دست می‌آید:

$$\beta = \beta' \frac{\alpha_u}{\alpha_y} \quad (3-2)$$

با توجه به دو رابطه اخیر می‌توان q را از رابطه ۲-۴ به دست آورد:

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_y} [(1 - \beta') \alpha_c + \beta'] \quad (4-2)$$

جهت تکمیل روش فوق، در سال ۱۹۹۶، مازولانی با استفاده از نتایج حاصل از پاسخ سیستم‌های یک درجه آزادی، رابطه ۲-۵ را برای β' پیشنهاد کرده است:

$$\beta' = 1 - T \quad , \quad \beta' > 0.5 \text{ sec} \quad (5-2)$$

از این‌رو برای زمان‌های تناوب بزرگتر از ۰/۵ ثانیه، q دارای مقداری ثابت و برای $T < 0/5$ یک تابع خطی از زمان تناوب است.

۲-۲-۱-۲- روش انرژی

روش انرژی بر این فرض استوار است که حداکثر انرژی جنبشی ناشی از یک زلزله شدید با حداکثر انرژی که یک سازه قادر است جذب نماید، برابر است. معادله تعادل انرژی در یک سازه به صورت رابطه ۲-۶ است:

$$E_{ku} = W_o + D_u - E_{2u} \quad (6-2)$$

در این رابطه، E_{ku} حداکثر انرژی جنبشی قابل جذب و استهلاک در سازه، W_o انرژی ذخیره شده در سازه در مرحله تغییر شکل ارتجاعی، D_u انرژی ذخیره شده طی تغییر شکل‌های غیرارتجاعی سازه و E_{2u} کار انجام شده توسط نیروهای قائم در کل روند تغییر شکل سازه می‌باشد.

اگر طیف پاسخ شتاب زمین، در زلزله طراحی s و انرژی جنبشی ناشی از آن E_k نامیده شود، معمولاً می‌توان با اعمال یک ضریب m آن را به شدیدترین زلزله طراحی، مرتبط کرد. با توجه به این موضوع، انرژی جنبشی ناشی از این زلزله مخرب (E_{km}) که با استفاده از حداکثر شبه سرعت برآورد شده از طیف ms مشخص می‌گردد، توسط رابطه ۲-۷ به E_k مرتبط می‌شود:

$$E_{km} = m^2 E_k \quad (7-2)$$

در نتیجه بنا بر اصل تعادل انرژی‌ها، لازم است رابطه ۲-۸ برقرار باشد:

$$E_{km} = E_{ku} \quad (8-2)$$

روش‌های تحلیلی مفصل و پیچیده‌ای برای حل معادله فوق و استخراج ضرایب رفتار از آن وجود دارد که معروف‌ترین آنها توسط کومو و لانی ارائه شده است. در اینجا به دلیل پیچیده و وقت‌گیر بودن این روش‌ها از ذکر جزئیات آنها پرهیز می‌شود.

۲-۲-۲- روش‌های آمریکائی

در این گروه، دو روش شاخص‌تر از بقیه بوده و روش‌های دیگر، با کمی تفاوت عمدتاً مشابه این روش‌ها هستند. یکی از این روش‌ها که به روش طیف ظرفیت معروف است حاصل تحقیقات فریمن می‌باشد. روش دوم نیز که به روش ضریب شکل‌پذیری مشهور است، دستاورد پژوهش‌های یوانگ [۳۰] است. در ادامه، روش اول به اختصار و روش دوم که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است، به شکل کامل‌تری معرفی می‌شود.

۲-۲-۲-۱- روش طیف ظرفیت فریمن

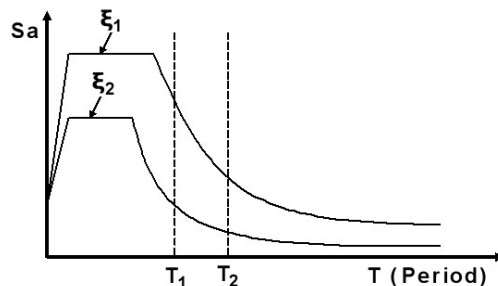
فریمن یک روش تحلیلی برای بدست آوردن مقدار R که تحت تأثیر پارامترهای زیادی قرار دارد، به صورت رابطه ۲-۹ ارائه نمود:

$$R = R_i \times R_j \times R_k \times \dots \times R_n \quad (9-2)$$

که هر یک از پارامترها جانشین عواملی از قبیل آرایش قاب‌ها، سیستم سازه‌ای، ترکیب بارها، درجه نامعینی، میرایی، ویژگی‌های رفتار غیرخطی سازه، خصوصیات مصالح، نسبت ابعاد ساختمان، مکانیزم خرابی و پارامترهای مؤثر دیگر می‌باشند. گستردگی عوامل مؤثر در تعیین R چنان است که به سختی می‌توان دو ساختمان با ضرایب رفتار یکسان یافت. به عبارت دیگر، هر ساختمان ویژگی‌های منحصر به فرد و مخصوص به خود را دارد. از این‌رو، به جای آن که تمامی عوامل مؤثر یاد شده در رابطه ضریب رفتار وارد گردند، شایسته‌تر است که تنها عواملی که نقش اساسی‌تری دارند دخالت داده شوند. در این روش، دو عامل اصلی ظرفیت سازه و نیروهای ناشی از زلزله، در نظر گرفته می‌شوند. سپس عواملی که ظرفیت را افزایش و نیروهای لرزه‌ای را کاهش می‌دهند، مشخص می‌گردند.

در این روش، ظرفیت افزایش یافته R_C نامیده می‌شود. پاره‌ای از عوامل مؤثر در مقدار R_C عبارتند از: ضرایب بار و ضرایب کاهش مقاومت مصالح، طراحی دست بالای اعضاء، سخت‌شدگی کرنشی، نامعینی سازه، شکل‌پذیری سازه و ظرفیت اضافه‌ای که از لحظه جاری شدن اولین تار کششی یا فشاری مقطع تا تشکیل مفصل خمیری کامل در یک عضو، قابل دستیابی است.

انتظار نمی‌رود به هنگام رخداد زلزله‌های متوسط و شدید، سازه در حالت ارتجاعی باقی بماند. در هنگام وقوع زلزله، هر چه رفتار سازه از حد ارتجاعی فراتر رود، سختی آن کاهش یافته و میرایی افزایش می‌یابد. کاهش سختی باعث طولانی‌تر شدن زمان تناوب و افزایش میرایی باعث افزایش استهلاک انرژی می‌شود. با بلندتر شدن زمان تناوب و افزایش میرایی، نیروهای لرزه‌ای وارد به سازه (نیازهای لرزه‌ای) کاهش می‌یابند (با توجه به طیف‌های پاسخ در شکل ۲-۲). سازه از مقدار متناظر با T_1 و ξ_1 به مقدار متناظر با T_2 و ξ_2 می‌رسد. در این حالت، نسبت نیروهای ارتجاعی به نیروهای غیرارتجاعی (کاهش یافته بر اثر نرم‌تر شدن سازه و افزایش استهلاک انرژی)، به عنوان R_D تعریف می‌شود.



شکل ۲-۲: طیف نیروهای وارد بر سازه در دو حالت ارتجاعی و غیر ارتجاعی

حال با مشخص شدن R_C و R_D ، ضریب رفتار (R) از رابطه ۲-۱۰ به دست می‌آید:

$$R = R_C \cdot R_D \quad (۱۰-۲)$$

از آنجا که R_C و R_D برای هر ساختمان مقادیر منحصر به فردی می‌باشند، ضریب رفتار هر ساختمان نیز مقداری منحصر به فرد خواهد داشت.

۲-۲-۲-۲- روش ضریب شکل‌پذیری یوانگ

با در نظر گرفتن رفتار کلی یک سازه متعارف (شکل ۲-۳)، مقدار مقاومت ارتجاعی مورد نیاز که برحسب ضریب برش پایه (C_e) تعریف شده، عبارت است از:

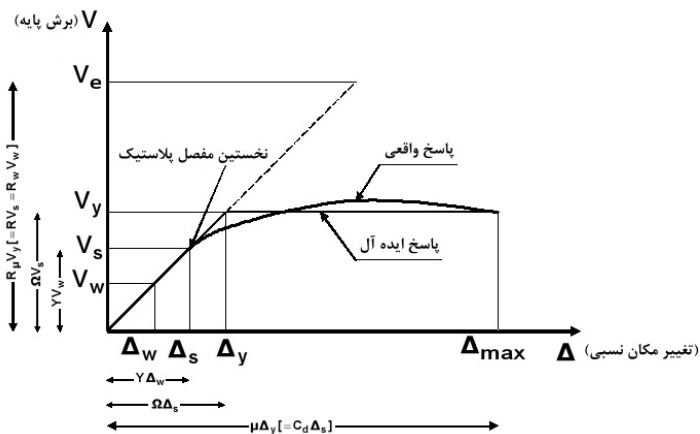
$$C_e = \frac{V_e}{W} \quad (۱۱-۲)$$

در این رابطه، W وزن مؤثر سازه و V_e حداکثر برش پایه است، در صورتی که سازه کلاً در محدوده ارتجاعی باقی بماند.

معمولاً طراحی صحیح یک سازه تا حدود قابل قبول منجر به شکل‌پذیر شدن آن می‌شود و در این حالت، سازه می‌تواند به حداکثر مقاومت خود (V_y) برسد. همان‌گونه که در شکل ۲-۳ نشان داده شده است، حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی ایجاد شده در طبقه برابر با Δ_{max} است. از آنجا که محاسبه مقدار V_y با مقاومت حد خمیری سازه یا مقاومت نهائی به هنگام ایجاد مکانیزم گسیختگی متناظر بوده و نیاز به تحلیل غیرخطی دارد، مقدار آن با رابطه مشخصی بیان نشده است [۳۰].

برای مقاصد طراحی، برخی آئین‌نامه‌ها مقدار V_y را به مقدار V_s که نمایانگر تشکیل اولین مفصل خمیری در مجموعه 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 آئین‌نامه‌ها با طراحی بر مبنای مقاومت بستگی دارد. در طراحی مقاطع برای مقدار نیروی وارده، می‌توان از روش‌هایی مانند روش بار نهائی و روش طراحی با ضرایب بار و مقاومت، استفاده نمود. اختلاف مقدار نیروی وارد بین V_y و V_s را اصطلاحاً مقاومت افزون می‌نامند [۳۱]. از آنجا که در بعضی از آئین‌نامه‌ها استفاده از روش‌های بار مجاز متداول است [۳۲]، برخی آئین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای، مانند SEAOC-1988

و UBC-1994 (به طور مشخص) و استاندارد ۲۸۰۰ ایران (به صورت ضمنی)، مقدار V_s را به V_w کاهش می‌دهند. بنابراین، نسبت ضریب رفتار در آئین‌نامه‌های SEAOC-1988، UBC-1884 (که با R_w نشان داده می‌شود) و نیز استاندارد ۲۸۰۰ ایران، به ضریب رفتار در مقررات UBC-1997 یا NEHRP-2000 (که با R نشان داده می‌شود)، باید عددی در حدود ۱/۵-۱/۴ باشد. مزیت استفاده از V_s یا V_w ، در این است که طراح، تنها یک تحلیل ارتجاعی انجام می‌دهد و سپس با استفاده از آئین‌نامه‌های موجود، ابعاد قطعات و جزئیات اجرایی را تعیین می‌نماید.



شکل ۲-۳: رفتار کلی یک سازه متعارف

اولین اشکال استفاده از تحلیل ارتجاعی برای نیرو در ترازهای V_s یا V_w در این است که محاسب نمی‌تواند مقاومت واقعی سازه را تعیین کند. از این رو، در صورتی که مقدار مقاومتی که به صورت ضمنی در آئین‌نامه زلزله، در مقدار ضرایب کاهش فرض شده است (مقاومت افزون) تأمین نشود، رفتار سازه در زلزله‌های شدید رضایت‌بخش نخواهد بود. اشکال دوم، این است که مقادیر تغییر مکان‌های غیرارتجاعی را نمی‌توان با تحلیل ارتجاعی خطی محاسبه نمود. برای محاسبه تغییر مکان‌های غیرارتجاعی، آئین‌نامه‌ها معمولاً از ضرایب تشدید تغییر مکان‌های ارتجاعی (C_d) استفاده می‌نمایند [۳۱، ۳۰]. در آئین‌نامه‌های مختلف، مقدار این ضریب تشدید برای سیستم‌های سازه‌ای متفاوت معمولاً به صورت مضربی از R ارائه می‌گردد.

در روش یوانگ، برای تعیین ضریب رفتار R یا R_w ، عوامل مؤثر به شکل زیر تعریف می‌شوند:

۲-۲-۲-۱- ضریب شکل‌پذیری کلی سازه (μ)

با ایده‌آل کردن منحنی رفتار کلی سازه به منحنی ارتجاعی-خمیری (الاستیک-پلاستیک) کامل در شکل ۲-۳، ضریب شکل‌پذیری کلی سازه به صورت خارج قسمت حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی (Δ_{max}) به تغییر مکان جانبی نسبی تسلیم (Δ_y) تعریف می‌شود.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (۲-۱۲)$$

۲-۲-۲-۲- ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_μ)

بر اثر شکل‌پذیری، ساختمان ظرفیتی برای استهلاک انرژی هیستریزس خواهد داشت. به دلیل این ظرفیت استهلاک انرژی، نیروی طراحی ارتجاعی (V_e) را می‌توان به تراز مقاومت تسلیم (V_y) کاهش داد. از این رو، ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری، عبارت است از خارج قسمت نیروی نهایی وارد به سازه (V_e) (در صورتی که رفتار ارتجاعی باقی بماند)، به نیروی متناظر با حد تسلیم عمومی سازه به هنگام تشکیل مکانیزم خرابی (V_y).

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (13-2)$$

۲-۲-۲-۲-۲ ضریب مقاومت افزون (Ω)

مقاومت ذخیره‌ای که بین تراز تسلیم کلی سازه (V_y) و تراز اولین تسلیم (V_s) وجود دارد به عنوان مقاومت افزون شناخته می‌شود. از این‌رو، ضریب مقاومت افزون، عبارت است از خارج قسمت نیروی متناظر با حد تسلیم کلی سازه به هنگام تشکیل مکانیزم خرابی (V_y)، به نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل خمیری در سازه (V_s).

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (14-2)$$

۲-۲-۲-۲-۴ ضریب تنش مجاز (Y)

این ضریب، براساس نحوه برخورد آئین‌نامه‌های مصالح با تنش‌های طراحی (بار مجاز یا بار نهائی) تعیین می‌شود و مقدار آن عبارت است از نسبت نیرو در حد تشکیل اولین مفصل خمیری (V_s)، به نیرو در حد تنش‌های مجاز (V_w).

$$Y = \frac{V_s}{V_w} \quad (15-2)$$

همان‌گونه که قبلاً نیز ذکر گردید ضریب فوق در حدود ۱/۵-۱/۴ می‌باشد. مثلاً این ضریب براساس روش تنش مجاز آئین‌نامه AISC-ASD 1989 به صورت زیر برآورد می‌شود [۳۱]:

$$Y = \frac{V_s}{V_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{ZF_y}{S \left(0.16 F_y \frac{4}{3} \right)} = \frac{0.115 F_y}{0.18 F_y} = 0.64$$

در رابطه فوق، Z و S به ترتیب مدول‌های پلاستیک و الاستیک بوده و ضریب $\frac{3}{4}$ اضافه تنش مجاز به هنگام اثر نیروهای زلزله است و نسبت Z/S (ضریب شکل) مثلاً برای مقاطع بال پهن در حدود ۱/۱۵ است. ضریب بار ۱/۴ برای بارگذاری لرزه‌ای در ACI318 نیز در واقع مشابه Y در رابطه فوق است.

۲-۲-۲-۲-۵ فرمول‌بندی ضریب رفتار

با توجه به تعریف‌های ارائه شده و شکل ۲-۳ می‌توان رابطه‌های زیر را به دست آورد (برای حالت‌هایی مانند آئین‌نامه‌های UBC-1997، IBC-2000 و NEHRP-2000):

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_s} = R_{\mu} \Omega \quad (16-2)$$

برای حالت طراحی با تنش‌های مجاز [۳۱] (مانند آئین‌نامه‌های UBC-1988، UBC-1994 و استاندارد ۲۸۰۰ ایران):

$$R_w = \frac{V_e}{V_w} = \frac{V_e}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_s} \cdot \frac{V_s}{V_w} = R_{\mu} \Omega Y \quad (17-2)$$

و برای ضریب تشدید تغییرمکان جانبی (ضریبی که تغییرمکان واقعی را از تغییرمکان الاستیک برآورد می‌کند):

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \mu \Omega \quad (18-2)$$

در صورتی که ضریب افزایش تغییرمکان جانبی متناظر با حد مجاز تنش‌ها مدنظر باشد (آئین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران) [۳۱]:

$$C_{dw} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_w} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \frac{\Delta_s}{\Delta_w} = \mu \Omega Y \quad (19-2)$$

از رابطه‌های ۲-۱۶ تا ۲-۱۹ چنین برمی‌آید که:

- مقادیر R ، R_w ، C_d و C_{dw} ، همگی تابعی از شکل‌پذیری سازه (μ یا R_μ)، ضریب مقاومت افزون (Ω) و نسبت میرایی (که اثر آن در R_μ منعکس است) می‌باشند [۳۰].
 - به طور کلی نادرست است که ضرایب کاهش R یا R_w را ضرایب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (یا ضرایب شکل‌پذیری) نامید، زیرا آثار مقاومت افزون (Ω) می‌تواند در حد ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_μ) عمل نماید [۳۰].

- همچنین در آئین‌نامه‌های UBC-1988، UBC-1994 و استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ضریب تنش مجاز (Y) که حدود ۱/۵ است دارای اثر قابل توجهی است. از این‌رو بهتر است این ضرایب را ضرایب رفتار در حالت تنش‌های حد تسلیم یا ضرایب رفتار در حالت تنش‌های حد مجاز نامید [۳۱].
 - به نظر می‌رسد، ضریب رفتار R در استاندارد ۲۸۰۰ ایران، با ضریب رفتار R_w در آئین‌نامه UBC-1988 و UBC-1994، مشابه باشد، نه با ضریب R براساس آئین‌نامه NEHRP-1988، NEHRP-2000 یا q براساس آئین‌نامه اروپائی EC8، از این‌رو مقادیر ضریب رفتار و یا ضریب تشدید تغییرمکان جانبی در استاندارد ایران را باید از رابطه‌های ۲-۱۷ و ۲-۱۹ به دست آورد نه رابطه‌های ۲-۱۶ و ۲-۱۸ [۳۱].
 - با توجه به رابطه‌های ۲-۱۶ تا ۲-۱۹ برای تعیین مقادیر R ، R_w ، C_d و C_{dw} ، لازم است موارد زیر برای سازه‌های با سیستم‌ها و شکل‌پذیری‌های متفاوت تعیین شود:

الف) مقدار ضریب مقاومت افزون (Ω)

ب) مقدار ضریب شکل‌پذیری کلی سازه (μ) یا ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_μ)

ج) رابطه بین ضریب شکل‌پذیری (μ) و ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_μ) و زمان تناوب (T) سیستم

۲-۲-۳- مقایسه روش‌های محاسبه ضریب رفتار

با توجه به مطالب طرح شده در دو روش آمریکائی فریمین و یوانگ، چنین به نظر می‌رسد که تعریف Ω در روش یوانگ، مانند تعریف R_c در روش فریمین است. اختلاف این دو روش در ماهیت ضرایب R_D و R_μ است. فریمین با قبول مقداری تقریب، R_D را برای سازه‌های با درجات آزادی مختلف مستقیماً از مقایسه طیف ارتجاعی و غیرارتجاعی محاسبه می‌کند، در حالی که در روش یوانگ، μ محاسبه شده و از رابطه‌هایی که μ را به R_μ (برای سازه‌های یک درجه آزادی) مرتبط می‌کند، R_μ سازه‌های با چند درجه آزادی با مقداری تقریب، محاسبه می‌گردد.
 همچنین با بررسی اجمالی کلیه روش‌های طرح شده برای محاسبه ضریب رفتار می‌توان دریافت که روش ضریب شکل‌پذیری یوانگ از روش‌های آمریکائی و روش تئوری شکل‌پذیری از روش‌های اروپائی، مشابهت زیادی به یکدیگر داشته و هر دو براساس نتایج تحقیقات نیومارک برای سیستم‌های یک درجه آزادی، استوارند. روش انرژی نیز همان‌گونه که مطرح شد، روشی تئوری بوده و کاربرد عملی آن دشوار و مهجور است [۳۲].

۲-۳- اجزاء ضریب رفتار

نتیجه پژوهش‌های زیادی که در اوایل دهه ۱۹۸۰ انجام شد، منجر به تجزیه R به عوامل تشکیل دهنده آن گردید. از جمله این پژوهش‌ها می‌توان به کارهای فریمین و یوانگ در ATC-19 [۳۳] و ATC-34 [۳۴] اشاره کرد. پژوهشگران در ATC-19، فرمول‌بندی جدیدی را برای R پیشنهاد کردند که به صورت حاصلضرب سه عامل است:

$$R = R_S R_\mu R_R \quad (20-2)$$

در این رابطه، R_S ضریب مقاومت افزون وابسته به زمان تناوب، R_μ ضریب شکل‌پذیری وابسته به زمان تناوب و R_R ضریب درجه نامعینی است. ضریب درجه نامعینی، که به عنوان بخشی از پروژه ATC-34 توسعه یافته، به منظور کمی کردن قابلیت اعتماد سیستم‌های قاب لرزه‌ای که از ردیف‌های متعدد قاب لرزه‌ای قائم در هر یک از جهت‌های اصلی ساختمان بهره می‌گیرند، پیشنهاد شده است [۲۷].

ضریب چهارمی نیز برای به حساب آوردن اثر میرایی لزج افزوده، مدنظر گرفته شده تا در فرمول‌بندی جدید گنجانده شود، این ضریب، کاهش پاسخ ناشی از ابزارهای میراگر لزج تکمیلی را وارد محاسبات می‌کند. چنین ضریب میرایی لزجی می‌تواند برای کاهش تغییرمکان‌ها در یک قاب با رفتار غیرارتجاعی مورد استفاده قرار گیرد، اما نایستی متناسب با آن، نیازهای نیرو کاهش داده شود. اگر ضریب رفتار با روش‌های طراحی بر مبنای نیرو به کار رود، ضریب میرایی از فرمول‌بندی جدید حذف می‌گردد [۲۷].

در ادامه، در مورد اجزای مهمی که مقادیر عددی اختصاص داده شده به ضریب رفتار را تحت تأثیر قرار می‌دهند، بحث خواهد شد. در هر ارزیابی از اجزای R باید تصدیق کرد که این اجزا مستقل از یکدیگر نبوده و احتمال وابستگی آنها به یکدیگر خیلی زیاد است.

قابل ذکر است که فرمول‌بندی پیشنهادی ATC-19 به صورت خاص به آثار نامنظمی در پلان و ارتفاع سیستم‌های سازه‌ای پرداخته است. از این‌رو، نامنظمی می‌تواند با کاهش در ضریب رفتار لحاظ شود.

۲-۳-۱- شکل‌پذیری

۲-۳-۱-۱- ضریب شکل‌پذیری کلی سازه

بهتر است مقدار ضریب شکل‌پذیری کلی سازه (μ) را که نمایانگر ظرفیت استهلاک انرژی اجزا یا کل سازه است، از روش‌های آزمایشگاهی تعیین نمود. رفتار کلی سازه که در شکل ۲-۳ نشان داده شده است، تنها مربوط به سیستم‌هایی است که می‌توانند انرژی را با یک رفتار پایدار مستهلک کنند، مانند قاب‌های مقاوم خمشی شکل‌پذیر ویژه و قاب‌های دارای مهاربندی خارج از مرکز، برای سیستم‌های دیگر، که کاهش شدید سختی و مقاومت دارند، تعریف تغییرمکان تسلیم و تغییرمکان حداکثر در رابطه ۲-۵ می‌تواند نادرست باشد. تعیین ضریب μ به خصوص برای سازه‌های بلندتر از یک طبقه کار پیچیده‌ای است. برای محاسبه این ضریب غالباً از تغییرمکان نسبی طبقه به عنوان معیار تغییرمکان استفاده می‌شود (شکل ۲-۳).

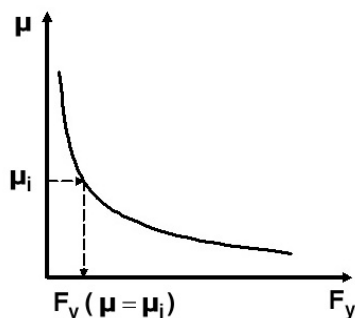
۲-۳-۱-۲- ضریب کاهشی ناشی از شکل‌پذیری

سازه‌ها بر اثر وجود شکل‌پذیری، مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را با رفتار هیستریزیس مستهلک می‌کنند، که مقدار این استهلاک انرژی، بستگی به مقدار شکل‌پذیری کلی سازه دارد. شکل‌پذیری کلی باید به گونه‌ای باشد که شکل‌پذیری محلی اعضاء از مقدار مجاز خود تجاوز نکند. بدین منظور، هنگام طراحی لازم است حداقل مقاومت لازم سازه که شکل‌پذیری کلی آن را به حد شکل‌پذیری مشخص شده از قبل، محدود می‌کند، مشخص شود [۳۵]. همان‌گونه که در قسمت‌های قبل توضیح داده شد، ضریب کاهشی ناشی از شکل‌پذیری (R_μ)، با نسبت مقاومت ارتجاعی موردنیاز به مقاومت غیرارتجاعی مورد نیاز تعریف می‌شود.

$$R_\mu = \frac{F_y (\mu=1)}{F_y (\mu=\mu_i)} \quad (2-21)$$

که در این رابطه $F_y (\mu=1)$ مقاومت جانبی مورد نیاز، برای جلوگیری از تسلیم سیستم بر اثر یک زلزله مشخص و $F_y (\mu=\mu_i)$ مقاومت جانبی تسلیم مورد نیاز برای محدود کردن ضریب شکل‌پذیری کلی سازه (μ) به مقداری کمتر و یا برابر با ضریب شکل‌پذیری کلی از پیش تعیین شده (هدف یا μ_i) وقتی که سیستم در معرض همان زلزله

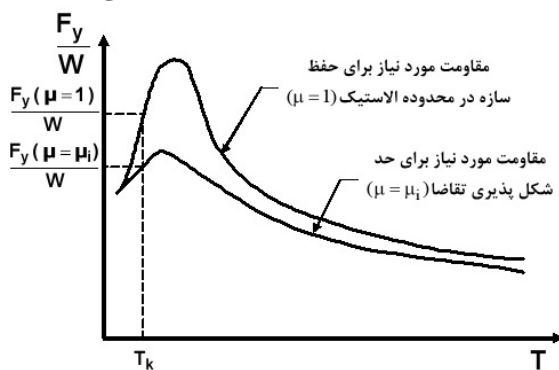
قرار گیرد، می‌باشد. به طور کلی، در ساختمان‌هایی که در هنگام وقوع زلزله رفتار غیرارتجاعی دارند، تغییر شکل‌های غیرارتجاعی با کاهش مقاومت جانبی تسلیم سازه (یا با افزایش ضریب R_{μ})، افزایش می‌یابند (شکل ۲-۴) [۳۵].



شکل ۲-۴: تغییرات نیاز شکل پذیری تغییر مکانی با تغییر در مقاومت جانبی سیستم

برای یک زلزله مشخص و یک ضریب μ_i معین، مشکل اساسی، محاسبه حداقل ظرفیت مقاومت جانبی ($F_y(\mu = \mu_i)$) است که باید در سازه به منظور جلوگیری از به وجود آمدن نیازهای شکل‌پذیری بزرگ‌تر از μ_i ، تأمین گردد. در نتیجه محاسبه $F_y(\mu = \mu_i)$ برای هر زمان تناوب و هر شکل‌پذیری هدف، شامل عملیاتی تکراری است. بدین صورت که، مقاومت جانبی تسلیم (F_y) برای سیستم در نظر گرفته و سیستم تحلیل می‌شود، این کار، تا زمانی ادامه می‌یابد که ضریب شکل‌پذیری کلی محاسبه شده (μ) با یک رواداری مشخص، برابر ضریب شکل‌پذیری کلی هدف (μ_i) گردد و آنگاه مقاومت جانبی متناظر با این ضریب شکل‌پذیری، $F_y(\mu = \mu_i)$ نامیده می‌شود [۳۵].

برای تعیین ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری، روش کار بدین صورت است که مقاومت جانبی ارتجاعی ($F_y(\mu = 1)$) و غیر ارتجاعی ($F_y(\mu = \mu_i)$) که برای یک سیستم با زمان تناوب مشخص به دست آمده، این مقادیر به وزن سیستم، نرمال می‌شوند. این نیروها برای زمانهای تناوب مختلف سازه به دست می‌آید و با توجه به آن، طیف خطی و طیف غیرخطی با ضریب شکل‌پذیری μ_i محاسبه می‌شود. از تقسیم طیف خطی به طیف غیرخطی، مقدار ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری برای آن زلزله به خصوص و ضریب شکل‌پذیری هدف، به دست می‌آید (شکل ۲-۵) [۳۵].



شکل ۲-۵: طیف ارتجاعی و غیرارتجاعی با شکل‌پذیری ثابت

یافتن رابطه بین μ و R_{μ} برای سیستم‌های یک درجه آزادی موضوع پژوهش‌های فراوانی در سالهای اخیر بوده است. از جمله کسانی که در این مورد تحقیق کرده‌اند، عبارتند از: کراوینکلر و نصر، میراندا و برترو، نیومارک و هال، لای و بیگز، ریدل و نیومارک، القادسی و محرز، ریدل، هیدالگو و کروز، آریاس و هیدالگو، تسو و نانوموسکی، ویدیک، فایفر و فیشینگر، فیشینگر و فایفر، تسیمی و محمودی، لی، هان و او، السلیمانی و روست، پنگ و همکاران و نهایتاً تاکدا و همکاران.

از آنجا که هدف این پژوهش یافتن رابطه بین μ و R_μ نیست و بحث این رابطه‌ها خارج از حوصله این تحقیق است، در این قسمت، تنها به معرفی سه رابطه شناخته شده و معروف که در اکثر پژوهش‌ها [۲۴] مورد استفاده قرار گرفته و کارایی خود را نشان داده است، اکتفا می‌شود. این رابطه‌ها عبارتند از رابطه‌های نیومارک و هال، کراوینکلر و نصر و میراندا و برترو.

الف) نیومارک و هال

نیومارک و هال در سال ۱۹۸۲، رابطه‌ای را پیشنهاد کردند که با استفاده از آن می‌توان ضریب کاهشی ناشی از شکل‌پذیری (R_μ) را برای سیستم‌های الاستیک-کاملاً پلاستیک یک درجه آزادی، به صورت زیر برآورد کرد:

حالت ۱- برای سازه‌های نرم یا فرکانس‌های کوچکتر از ۱ هرتز (تناوب بزرگ‌تر از ۱ ثانیه):

سازه‌های با فرکانس کم رفتار غیر منتظره‌ای دارند زیرا بر خلاف انتظار با کاهش مقاومت، جابجایی نه تنها افزایش نمی‌یابد بلکه بعضاً کاهش نیز می‌یابد در این حالت مطابق شکل ۲-۶ (چپ) با فرض $\Delta_{max} = \Delta_e$ و با استفاده از روابط تالس در مثلث OAB داریم:

$$\frac{AB}{EC} = \frac{OB}{OE} \rightarrow \frac{V_e}{V_y} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \Rightarrow R_\mu = \mu \quad (22-2)$$

حالت ۲- برای سازه‌های سخت یا فرکانس بین ۲ تا ۸ هرتز (تناوب بین ۰/۱۲ تا ۰/۵ ثانیه):

در این حال کاهش مقاومت موجب افزایش قابل توجهی در جابجایی می‌شود در این حال مطابق شکل ۲-۶ (راست)، رابطه ضریب رفتار و شکل‌پذیری از مساوی قرار دادن مساحت OAB و OCDE بدست می‌آید و داریم:

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (23-2)$$

که باید شرط زیر برقرار باشد:

$$\frac{\mu}{R_\mu} = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \geq 1$$

اثبات:

$$S_{OAB} = S_{OCDE}$$

$$K = \frac{V_e}{\Delta_e} = \frac{V_y}{\Delta_y}$$

$$S_{OAB} = \frac{1}{2} V_e \Delta_e = \frac{1}{2} \frac{V_e^2}{K} = \frac{1}{2} V_e^2 \frac{\Delta_y}{V_y}$$

$$S_{OCDE} = \frac{1}{2} V_y \Delta_y + V_y (\Delta_{max} - \Delta_y)$$

با مساوی قرار دادن دو مساحت داریم:

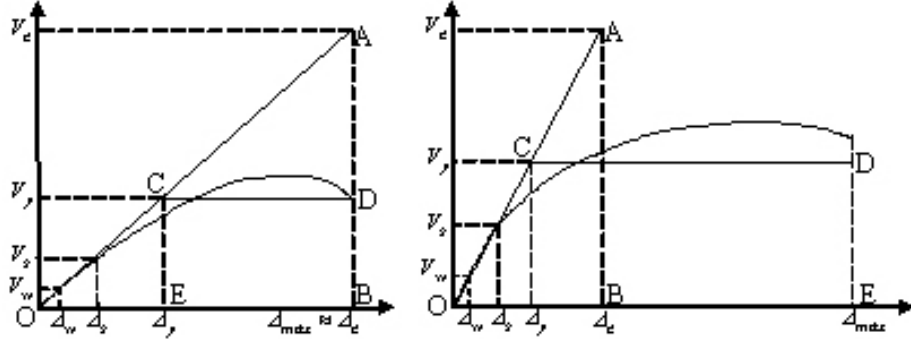
$$\frac{1}{2} V_e^2 \frac{\Delta_y}{V_y} = \frac{1}{2} V_y \Delta_y + V_y (\Delta_{max} - \Delta_y)$$

با تقسیم دو طرف بر $\frac{1}{2} V_y \Delta_y$ داریم:

$$\left(\frac{V_e}{V_y} \right)^2 = 1 + 2 \left(\frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} - 1 \right)$$

$$R_\mu^2 = 1 + 2(\mu - 1)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$$



شکل ۲-۶: رفتار غیرارتجاعی سازه نرم (چپ) و سازه سخت (راست)

حالت ۳- برای سازه‌های سخت یا فرکانس بالای ۳۳ هرتز (تناوب کمتر از ۰/۰۳ ثانیه):

$$R_{\mu} = 1/0 \quad (24-2)$$

برآورد R_{μ} در زمانهای تناوب بین ۰/۰۳ و ۰/۱۲ ثانیه و نیز بین ۰/۵ و ۱/۰ ثانیه با میان‌یابی بین مقادیر حدی روابط فوق قابل محاسبه است.

ب) کراوینکلر و نصر

کراوینکلر و نصر در سال ۱۹۹۲، رابطه‌ای برای سیستم‌های یک درجه آزادی بر روی زمین‌های صخره‌ای یا خاک سخت ارائه کردند. آنها نتایج مطالعات آماری را بر پایه ۱۵ نگاشت حرکت زمین در غرب آمریکا، برای زلزله‌هایی در محدوده بزرگی از ۵/۷ تا ۷/۷ ریشتر را مورد استفاده قرار دادند. رابطه کراوینکلر و نصر با فرض میرایی معادل ۰/۵ میرایی بحرانی به صورت رابطه ۲۵-۲ است [۳۶]:

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (25-2)$$

که مقدار c از رابطه ۲۶-۲ به دست می‌آید:

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (26-2)$$

در این رابطه α سختی بعد از تسلیم بوده و به صورت درصدی از سختی الاستیک بیان می‌شود. a و b که پارامترهای برازش (رگرسیون) هستند برای مقادیر مختلف α از جدول ۱-۲ به دست می‌آیند.

جدول ۱-۲: ضرایب پیشنهادی کراوینکلر و نصر برای محاسبه R_{μ}

| b | a | α |
|------|------|----------|
| ۰/۴۲ | ۱/۰۰ | ۰/۰۰ |
| ۰/۳۷ | ۱/۰۰ | ۰/۰۲ |
| ۰/۲۹ | ۰/۸۰ | ۰/۱۰ |

کراوینکلر و نصر سیستم‌های چند درجه آزادی را نیز مورد مطالعه قرار دادند. آنها برای سیستم‌های دارای ستون قوی تیر ضعیف به این نتیجه رسیدند که نیازهای مقاومتی سیستم‌های SDOF برای سازه‌های قابی چند درجه آزادی بایستی عموماً افزایش داده شود تا حداکثر نسبت شکل‌پذیری تغییرمکانی طبقه را به مقدار هدف برای سیستم SDOF محدود کند.

به طور کلی، ضریب رفتار با افزایش نسبت شکل‌پذیری هدف افزایش می‌یابد و با افزایش سختی کرنشی کاهش می‌یابد. برای ساختمان‌هایی که زمان تناوب اصلی نوسان آنها از ۰/۷۵ ثانیه تجاوز می‌کند، در صورتی که نسبت‌های

شکل‌پذیری هدف ثابت نگهداشته شوند، آثار موده‌های بالا، افزایشی در مقاومت جانبی طراحی را ایجاد می‌نماید [۳۶، ۲۷، ۲۴].

ج) میراندا و برترو

میراندا و برترو در سال ۱۹۹۴، با مرور رابطه‌های ارائه شده توسط پژوهشگران دیگر، از جمله نیومارک و هال (۱۹۸۲)، ریدل و نیومارک (۱۹۷۹) و کراوینکلر و نصر (۱۹۹۲)، روابط بر حسب R_μ, μ, T را برای زمین‌های صخره‌ای، رسوبی و خاک نرم با استفاده از ۱۲۴ نگاشت حرکت زمین، توسعه دادند. رابطه‌های ارائه شده توسط این محققان برای ضریب کاهشی ناشی از شکل‌پذیری به صورت زیر می‌باشد [۳۵]:

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \quad (29-2)$$

که در این رابطه:

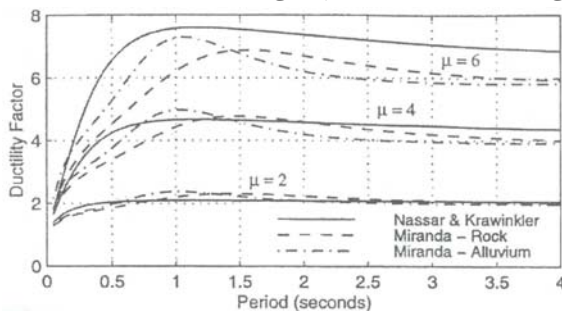
$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{-15(\ln(T) - 0.6)^2} \quad \text{برای زمین‌های سنگی}$$

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln(T) - 0.2)^2} \quad \text{برای زمین‌های رسوبی}$$

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{-3(\ln(T/T_g) - 0.35)^2} \quad \text{برای زمین‌های دارای خاک نرم}$$

که T_g زمان تناوب غالب زلزله می‌باشد.

مقایسه‌ای بین رابطه‌های ارائه شده توسط میراندا و برترو و کراوینکلر و نصر برای زمین‌های سنگی و رسوبی در شکل ۲-۷ صورت گرفته است. همان‌گونه که از این شکل برمی‌آید، تفاوت‌های بین رابطه‌های کراوینکلر و میراندا اندک بوده و برای مقاصد مهندسی می‌توان از این اختلاف چشم‌پوشی کرد.



شکل ۲-۷: مقایسه ضرایب کاهشی ناشی از شکل‌پذیری

۲-۳-۲- مقاومت افزون

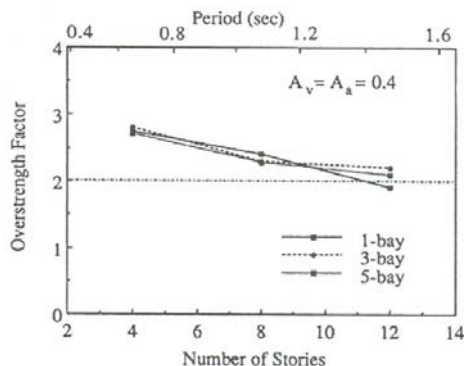
هنگامی که یکی از اعضای سازه به حد تسلیم رسیده و اصطلاحاً در آن مفصل پلاستیک تشکیل شود، مقاومت سازه از دیدگاه طراحی در حالت بهره‌برداری به پایان می‌رسد، ولی در حالت طراحی انهدام، پدیده فوق به عنوان پایان مقاومت سازه به حساب نمی‌آید، زیرا عضو مورد نظر همچنان می‌تواند با تغییرشکل غیرارجاعی، انرژی ورودی را جذب کند تا به مرحله گسیختگی و انهدام برسد. با تشکیل مفاصل پلاستیک، به تدریج سختی سازه با کاهش درجه نامعینی استاتیکی کاهش می‌یابد، ولی سازه همچنان پایدار است و قادر خواهد بود در مقابل نیروهای خارجی از خود مقاومت نشان دهد. وقتی که نیروی خارجی باز هم افزایش یابد، روند تشکیل مفاصل پلاستیک نیز ادامه یافته و مفاصل بیشتری در سازه پدید می‌آید تا جایی که سازه از نظر استاتیکی ناپایدار شده و دیگر توان تحمل بار جانبی اضافی را نداشته باشد. مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین مفصل پلاستیک تا مرحله مکانیزم (ناپایداری) از خود بروز می‌دهد، مقاومت افزون نامیده می‌شود [۲۲]. در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مقاومت ارتجاعی مورد نیاز سازه‌ها را متناسب با مقاومت

افزون آنها کاهش می‌دهند. برای این منظور، مقدار ضریب رفتار سازه‌ها متناسب با مقاومت افزون افزایش داده می‌شود تا مقاومت مورد نیاز کاهش یافته محاسبه گردد [۲۲].

سالهاست که پژوهشگران اهمیت مقاومت افزون را در جلوگیری از خراب شدن برخی سازه‌ها به هنگام رخداد زلزله‌های شدید شناخته‌اند. برای مثال، در زلزله سال ۱۹۸۵ مکزیک، وجود مقاومت افزون، عامل بسیار مؤثری در جلوگیری از خرابی برخی ساختمان‌ها بوده است. همچنین در زلزله سال ۱۳۶۹ (هدش) رودبار و منجیل بسیاری از ساختمانهای ۷-۸ طبقه در شهر رشت که دارای اتصالات خورجینی و شکل‌پذیری ناچیز بودند، بر اثر وجود مقاومت افزون (که عمدتاً به دلیل وجود عناصر غیر سازه‌ای، پارتیشن‌ها و نما ایجاد شده بود) از فرو ریختن کامل جان سالم به در بردند [۳۷].

در مطالعات انجام شده بر روی میز لرزان برای ساختمان‌های چند طبقه بتن مسلح و فولادی به وسیله پژوهشگران دانشگاه کالیفرنیا در برکلی در سالهای ۱۹۸۴ تا ۱۹۸۹ نیز بر اهمیت ضریب مقاومت افزون تأکید شده است [۲۷]. اهمیت ضریب مقاومت افزون بویژه در ساختمان‌های با زمان‌های تناوب کوتاه بیشتر است، زیرا در زمان‌های تناوب کوتاه، ضریب کاهش مقاومت بر اثر شکل‌پذیری (R_{μ}) حتی با ضرایب شکل‌پذیری (μ) بزرگ، کمتر از ساختمان‌های با زمان تناوب بلند است.

در شکل ۲-۸، که از پژوهش‌های یوانگ گرفته شده، تغییرات ضریب مقاومت افزون برای یکی از قاب‌های داخلی یک ساختمان اداری واقع در محدوده با خطر لرزه‌خیزی بالا نشان داده شده است.



شکل ۲-۸: تغییرات ضریب مقاومت افزون برای سیستم‌های با زمان‌های تناوب مختلف

ضریب مقاومت افزون در این شکل به وسیله تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون به دست آمده است. همان‌گونه که در این شکل مشخص است، برای سازه‌های با زمان تناوب کوتاه، مقدار ضریب مقاومت افزون زیاد بوده و با افزایش زمان تناوب، مقدار این ضریب کاهش می‌یابد. علت این امر آن است که در سازه‌های کوتاه، نیروهای ثقلی بر طراحی حاکم هستند و در سازه‌های بلند نیروهای جانبی زلزله بر طراحی حاکم‌اند [۳۰].

۲-۳-۱- عوامل مؤثر در مقاومت افزون

مقاومت افزون یک سازه در واقع مقدار مقاومتی است که بر اثر عوامل مختلف در سازه ذخیره شده و انهدام سازه را به تأخیر می‌اندازد. در زیر به پاره‌ای از عوامل مؤثر در مقاومت افزون اشاره می‌شود [۳۹،۳۸،۲۴،۲۲].

- ۱- بیشتر بودن مقاومت واقعی مصالح از مقاومت اسمی آنها
- ۲- بزرگتر بودن ابعاد اعضا و مقادیر آنها از مقادیر مورد نیاز در طراحی
- ۳- استفاده از مدل‌های ریاضی ساده شده و محافظه‌کارانه در تحلیل‌ها
- ۴- ترکیب‌های مختلف بار

- ۵- مقاومت اعضای غیر سازه‌ای (نظیر دیوارهای میانقاب) و اعضای سازه‌ای (نظیر دالها) که در برآورد ظرفیت مقاومت جانبی به حساب نمی‌آیند.
- ۶- افزایش مقاومت ناشی از محصور شدگی بتن
- ۷- رعایت حداقل الزامات آئین‌نامه‌های طراحی در مورد محدود کردن تغییرمکان‌های جانبی، تغییرشکل‌های اعضا، ابعاد مقاطع و عناصر تسلیح
- ۸- استفاده از روش معادل استاتیکی در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها
- ۹- باز توزیع نیروهای داخلی در محدوده غیرارتجاعی بر اثر نامعینی سازه
- ۱۰- صرف‌نظر از اثر بعد سوم در تحلیل‌های دو بعدی
- ۱۱- افزایش مقاومت اعضا بر اثر سرعت بارگذاری (اثر نرخ کرنش)
- ۱۲- نوع سیستم سازه‌ای
- ۱۳- هندسه سازه و آرایش پلان
- ۱۴- ارتفاع سازه (زمان تناوب ارتعاش)
- ۱۵- آئین‌نامه طراحی
- ۱۶- لرزه‌خیزی منطقه (نسبت بارهای جانبی به بارهای قائم)
- ۱۷- ملاحظات معماری
- ۱۸- سطح فرهنگ و تکنولوژی ساخت

۲-۲-۳-۲- تعیین ضریب کاهش ناشی از مقاومت افزون

به دست آوردن مقادیر مقاومت افزون با در نظر گرفتن سهم تمام عوامل یاد شده، بسیار پیچیده بوده و نمی‌تواند در طراحی سازه‌ای، قابل اعتماد باشد. از این رو لازم است پاره‌ای از عوامل کیفی، ثابت در نظر گرفته شده و عوامل کمی نیز دسته‌بندی گردیده و به عوامل مهم‌تر توجه گردد، سهم سایر عوامل نیز در ظرفیت سازه لحاظ شود [۴۰].

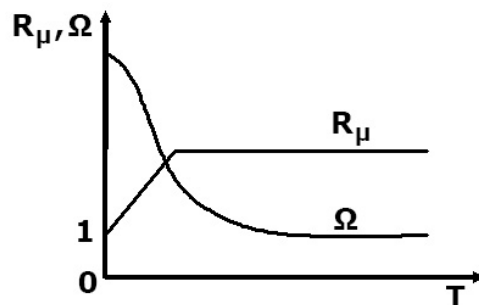
برای تعیین مقدار ضریب مقاومت افزون می‌توان علاوه بر روش‌های آزمایشگاهی، از روش‌های تحلیلی نیز استفاده نمود. بدین منظور می‌توان از روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی (مانند روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون یا روش طیف ظرفیت)، استفاده کرد.

برای تعیین مقاومت افزون یک سازه، به این صورت عمل می‌شود که نیروهای ثقلی بر سازه اعمال شده و مقدار نیروهای جانبی سازه با یک الگوی خاص (مثلاً الگوی مثلثی آئین‌نامه) به طور یکنواخت افزایش داده می‌شود و مقادیر برش پایه و تغییرمکان بام به طور مداوم ثبت می‌گردد این عمل تا آنجا که اولین عضو سازه، جاری شده و در آن مفصل پلاستیک به وجود آید، ادامه می‌یابد. افزایش نیرو بعد از این مرحله باعث باز توزیع نیروها در بقیه اعضا شده و سازه قادر به تحمل نیروی جانبی بیشتر می‌شود. نیروی جانبی مجدداً افزایش داده می‌شود تا در بقیه اعضا نیز مفصل پلاستیک تشکیل شود و در صورتی تحلیل متوقف می‌گردد که سازه ناپایدار (مکانیزم) شود یا شکل‌پذیری محلی یکی از اعضا از حد مجاز تجاوز نماید (عضو گسیخته شود)، یا معیارهای تعریف شده دیگری حاکم گردد. در این حالت، از تقسیم حداکثر نیروی جانبی تحمل شده توسط سازه به نیروی حد جاری شدن اولین عضو در سازه (تشکیل اولین مفصل پلاستیک)، ضریب مقاومت افزون به دست می‌آید (شکل ۲-۳).

۲-۲-۳-۲- بررسی ضریب مقاومت افزون در آئین‌نامه‌ها

در آئین‌نامه‌های زلزله، ضرایب رفتار، بصورت یک عدد ثابت و مشخص برای هر سیستم سازه‌ای، ارائه شده است. چنانچه قبلاً نیز بیان گردید، ضرایب رفتار حاصل ضرب دو عامل ضریب اضافه مقاومت R و ضریب کاهش نیرو در اثر

شکل پذیری R_{μ} می‌باشد. بعضی از آئین‌نامه‌های جدید طراحی در برابر زلزله، مقادیری را برای هر یک از این ضرایب صرفاً با استفاده از تجربه ارائه نموده‌اند و بعضی دیگر ضریب رفتار R را فقط بصورت یک ضریب واحد تعریف نموده‌اند. یعنی که اثر مقاومت افزون در ضریب رفتار بطور ضمنی اعمال گشته است. بدین ترتیب طراح نمی‌تواند از مقادیر واقعی ضرایب مقاومت افزون و ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری و سهم هر یک در ضریب رفتار، آگاهی یابد. براساس تحقیقات انجام شده مشخص شده است ضریب R_{μ} در محدوده پریودی کم افزایش یافته و سپس تقریباً ثابت می‌شود و بالعکس ضریب Ω در محدوده پریودی کم، کاهش یافته و سپس تقریباً ثابت می‌شود، حالت ایده‌آل چنین تغییراتی در شکل ۹ نشان داده شده است.



شکل ۲-۹: تغییرات ضریب مقاومت افزون و ضریب کاهش نیرو بر اثر شکل‌پذیری با زمان تناوب

همانگونه که از شکل ۲-۹ نتیجه می‌شود، ممکن است حاصلضرب دو ضریب R_{μ} و Ω بتواند مقدار ثابت ارائه شده در آئین‌نامه‌ها برای R را توجیه نماید اما استفاده از یک ضریب رفتار در تمام محدوده‌های پریودی، خیلی تقریبی است و از ثابت بودن حاصلضرب این دو ضریب در تمام محدوده‌های پریودی نمی‌توان مطمئن بود و استفاده از یک عدد ثابت بعنوان مقاومت افزون اطمینان بخش نخواهد بود. مثلاً محاسبه مقاومت افزون در آئین‌نامه طراحی لرزه‌ای ژاپن برای ساختمان‌های با ارتفاع بین ۳۱ تا ۶۰ متر اجباری است. بعضی از آئین‌نامه‌ها مانند آئین‌نامه شیلی، آئین‌نامه مکزیک، آئین‌نامه آرژانتین و آئین‌نامه پلسازی ونزوئلا از ضریب رفتار متناسب با پریود استفاده کرده‌اند ولی تأثیر Ω در R در این آئین‌نامه‌ها، به روشنی مشخص نبوده و طراح مجبور به محاسبه و تأمین یک حداقل برای آن نشده است.

از اولین آئین‌نامه‌هایی که ضریب مقاومت افزون را بصورت یک ضریب مشخص ارائه نموده‌اند می‌توان به آئین‌نامه کانادا NBCC1995 (ضریب $\frac{1}{6}$) [۴۱] و آئین‌نامه کشور سوئیس SIA160 (ضریب $\frac{1}{56}$) اشاره نمود.

مقدار مقاومت افزون در پیش‌نویس آئین‌نامه یوگسلاوی از $(\frac{1}{18})$ تا $(\frac{1}{67})$ با توجه به نوع سازه متغیر است. همچنین آئین‌نامه اروپای متحد از ضریب R_{μ} متناسب با پریود به همراه معرفی حداقل ضریب مقاومت افزون Ω برای تعیین ضریب رفتار R و برآورد نیروی زلزله، استفاده می‌کند، که در زیر به شرح هر یک پرداخته می‌شود:

الف) آئین‌نامه ملی کانادا NBCC 1995

در این آئین‌نامه ضریب رفتار بصورت $R = \frac{R_i}{U}$ تعریف می‌شود به عبارت دیگر $R_{\mu} = R_i$ و $\Omega = \frac{1}{U}$ که در آن از ضریب $U = 0.16$ بعنوان ضریب کالیبره کردن نام برده شده است بنابراین ضریب Ω بصورت ضریب ثابت $\frac{1}{67}$ برای کلیه سازه‌ها ارائه شده است. همچنین تأکید شده است که چنانچه طرح بتواند مقدار مقاومت افزون بیشتری برای سازه تأمین کند و این مطلب را به اثبات برساند می‌تواند از مقدار بیشتر از $\frac{1}{67}$ نیز استفاده نماید.

ب) آئین نامه اروپای متحد EUROCODE 8,1993

در این آئین نامه از اجزاء ضریب رفتار استفاده شده است و توصیه شده است که ترجیحاً ضریب Ω محاسبه گردد در غیر اینصورت حداقل مقدار Ω پیشنهادی آئین نامه، مورد استفاده قرار می گیرد. این حداقل برای اکثر سازه ها برابر $1/2$ می باشد که برای سازه های با نیروی محوری که در ستون ها، این ضریب به $1/6$ افزایش یافته است.

ج) آئین نامه UBC1997

در این آئین نامه ضریب مقاومت افزون برای اکثر سیستم های سازه ای، مقدار $2/8$ معرفی شده است و برای قاب فولادی با بادبندی محوری مقدار $2/2$ پیشنهاد شده است.

د) آئین نامه اروپائی فولاد ECCS

در این آئین نامه مقادیر ضریب مقاومت افزون (Ω) برای کلیه سیستم های ذکر شده در آئین نامه باید از روش های مناسب (مثلاً استاتیکی غیرخطی) محاسبه گردند. برای سازه هایی که عمدتاً در خمش عمل می کنند توصیه شده است که Ω نباید از $1/6$ بیشتر باشد و چنانچه مقدار ضریب Ω از طریق محاسبات غیرخطی تعیین نشده باشد، آئین نامه اعداد زیر را بطور محافظه کارانه برای سیستم های مختلف سازه ای توصیه نموده است.

- برای ساختمان های یک طبقه و یا ساختمان های با بادبندی خارج از محور ($\Omega = 1/10$)

- برای ساختمان های بلند مرتبه ($\Omega = 1/20$)

- برای ساختمان های با بادبندی محوری ($\Omega = 1/10$)

- برای ساختمان های طره ای (ضریب شکل مورد استفاده = Ω)

۲-۳-۳- درجه نامعینی

نامعینی سیستم های سازه ای مفهوم مهمی است که از دیرباز مورد توجه مهندسان بوده است. پس از مشاهده تخریب تعداد زیادی از سیستم های سازه ای با درجات نامعینی کم، در زلزله های ۱۹۹۴ نرثریج و ۱۹۹۵ کوبه، موضوع نامعینی سیستم های سازه ای به شکل جدی تری مطرح شد. تاکنون تعریف ها و تفسیرهای متفاوتی از نامعینی سازه ای، که وابسته به عدم قطعیت نیاز و ظرفیت سازه هاست، ارائه شده است. از این رو، استفاده از مفاهیم عدم قطعیت، مبنای یکی از روش های مطالعه نامعینی سیستم های سازه ای تحت بارهای لرزه ای است.

در سال ۱۹۸۷، کرنل برای در نظر گرفتن عدم قطعیت در سیستم های سازه ای، ضریبی به نام ضریب نامعینی پیشنهاد کرد. این ضریب به عنوان احتمال شرطی گسیختگی سیستم معرفی و اولین گسیختگی را که ممکن بود در هر یک از اعضای سازه ای سکوه ای دریائی رخ دهد، مشخص می کرد [۳۷].

هنداوی و فرانگوپل در سال ۱۹۹۴، یک ضریب نامعینی احتمالاتی را پیشنهاد کردند. ضریب پیشنهادی این پژوهشگران به صورت نسبت احتمال تسلیم اولین عضو منهای احتمال انهدام، به احتمال انهدام سیستم تعریف می شد [۳۷].

برترو پدر و پسر [۴۳،۴۲] در سال ۱۹۹۹ برای اندازه گیری نامعینی سازه های قابی تحت اثر حرکت های زمین ناشی از زلزله، از مفهوم درجه نامعینی استفاده کردند. درجه نامعینی که این پژوهشگران مورد استفاده قرار دادند به عنوان تعداد نواحی بحرانی یا مفاصل پلاستیک در سیستم سازه ای تعریف می شود که مقدار قابل توجهی از انرژی هیستریزس پلاستیک را قبل از انهدام سازه مستهلک می نمایند. در پژوهش یاد شده، اثرهای مقاومت افزون، ضرایب تغییرات نیاز و ظرفیت و دیگر عوامل، بررسی شده و چنین نتیجه گیری شده است که جدا کردن نامعینی از عوامل دیگر دشوار است.

در ATC-19 و ATC-34، به منظور کمی کردن قابلیت اعتماد سیستم های قاب لرزه ای، ضرایبی به عنوان ضرایب نامعینی پیشنهاد شده است [۲۶،۲۴].

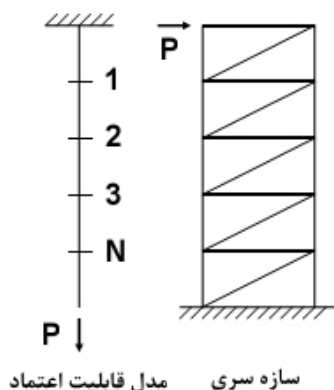
آئین‌نامه ساختمانی متحدالشکل (UBC) و مقررات NEHRP، از سال ۱۹۹۷ یک ضریب p با عنوان ضریب قابلیت اعتماد / نامعینی معرفی کرده‌اند که در طراحی در نیروی جانبی زلزله ضرب می‌شود [۴۴،۳۲]. در آئین‌نامه ساختمانی بین‌المللی (IBC) سال ۲۰۰۰ نیز چنین ضریبی آورده شده است. در پی این بررسی‌ها گفته شده است که برای رسیدن به ضریب نامعینی کمی و قابل قبول که بتواند در ارزیابی سازه‌ها و نیز طراحی مورد استفاده قرار گیرد، به تحقیقات و تجربیات گسترده‌ای نیاز است [۳۷].

۲-۳-۱- تئوری قابلیت اعتماد در سیستم‌های سازه‌ای

نتایج نخستین پژوهشی که در رابطه با استفاده از مفهوم قابلیت اعتماد در سیستم‌های سازه‌ای و ارتباط آن با درجه نامعینی این سیستم‌ها انجام شد، طی مقاله‌ای در سال ۱۹۷۴، توسط موسز (موسی)، منتشر گردید [۴۵]. گرچه مبنای این تحقیقات و یافته‌های آن بر اساس بارگذاری باد بوده است، ولی تقریباً در تمامی مطالعاتی، که اثر نامعینی سازه‌ها را تحت بارگذاری لرزه‌ای بررسی کرده‌اند از نتایج کارهای موسز استفاده شده و دستاوردهای این محقق برای بارگذاری لرزه‌ای نیز تعمیم یافته است.

برای یک طراحی مطمئن و ایمن، موضوع قابلیت اعتماد، غالباً متوجه عضوهای نظیر تیرها و ستون‌ها می‌باشد. ضرایب اطمینان طراحی که به این ترتیب به دست می‌آیند، این تضمین را می‌دهند که احتمال خرابی عضو در برش، خمش و نیروی محوری، کوچک باشد. این در حالی است که چون این اجزاء عموماً بخشی از یک سیستم سازه‌ای را تشکیل می‌دهند، این سوال مطرح است که آیا اندرکنش بین عضو و سیستم سازه‌ای از قابلیت اعتماد یک عضو سازه‌ای بیشتر است یا کمتر؟ پاسخ به این سؤال به عواملی مانند درجات نامعینی استاتیکی، شکل‌پذیری، خصوصیات مودهای خرابی و پیکربندی سیستم سازه‌ای وابسته است [۴۵].

تاکنون از دو مدل قابلیت اعتماد سازه‌ای، که در شناسایی و تحلیل سیستم‌های واقعی سازه‌ای می‌توانند مفید باشند، استفاده شده است. در ادامه دو مدل قابلیت اعتماد سازه‌ای که در شناسایی و تحلیل سیستم‌های واقعی سازه‌ای می‌توانند مفید باشند، مطرح خواهد شد. یک سیستم سازه‌ای ممکن است دارای اعضای موازی، سری یا ترکیبی از این دو باشد. در شکل ۲-۱۰، یک سیستم سری و مدل قابلیت اعتماد آن نشان داده شده است.

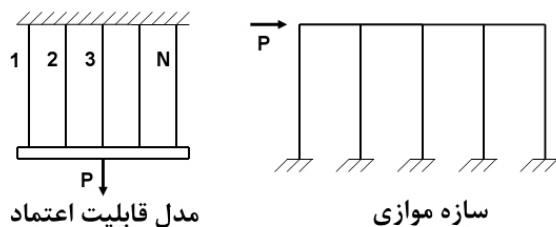


شکل ۲-۱۰: سیستم سازه‌ای سری و مدل قابلیت اعتماد آن

در این سیستم با خرابی هر عضو، کل سیستم دچار خرابی می‌گردد و بدین لحاظ به آن، سیستم ضعیف‌ترین اتصال گفته می‌شود. سازه‌های معین استاتیکی مثال‌هایی از این نوع سیستم‌ها هستند [۴۵].

در شکل ۲-۱۱، یک سیستم موازی و مدل قابلیت اعتماد آن نشان داده شده است. در این سیستم پس از خرابی عضو خاص، توزیع مجدد نیرو در اعضاء انجام می‌پذیرد و این عمل آنقدر ادامه می‌یابد تا سیستم دچار انهدام شود. بدین لحاظ به سیستم موازی، سیستم ایمن - زوال نیز گفته می‌شود. این سیستم در تحلیل انهدام سازه‌های نامعین

استاتیکی که خرابی در آنها هنگامی رخ می‌دهد که چندین عضو به ظرفیت مقاومت خود برسند، مورد استفاده قرار می‌گیرد [۴۵].



شکل ۲-۱۱: سیستم سازه ای موازی و مدل قابلیت اعتماد آن

اینکه چندین عضو به ظرفیت مقاومتی خود برسند، حاکی از آن است که سیستم به نوعی دارای مقاومت همبسته بوده و این موضوع نشان می‌دهد که متغیرهای تصادفی مقاومت، به گونه‌ای به یکدیگر مرتبطند که اگر مقاومت یک عضو، مثلاً بیشتر از مقدار میانگین خود باشد، احتمال زیادی وجود خواهد داشت که سایر مقاومت‌ها نیز از مقدار میانگین خود، بیشتر باشند. این همبستگی ممکن است بر اثر وجود منابع مشترک مصالح، تشابه روش ساخت، روش‌های کنترل و بازرسی و شاید تعبیر یکنواختی مقاومت‌ها توسط طراح پدید آید. فرض استقلال مقاومت‌ها به مفهوم عدم همبستگی بین آنهاست [۴۶].

در سیستم‌های موازی، استقلال مقاومت‌ها، ایمنی را به واسطه کاهش عدم قطعیت مقاومت کلی افزایش می‌دهد. خلاف این موضوع برای سیستم‌های سری صادق است. در سیستم‌های سری استقلال مقاومت‌ها، ایمنی را به واسطه افزایش احتمال آنکه با خرابی یک عضو خاص، کل سیستم خراب شود، کاهش می‌دهد [۴۶].

مدل‌های موازی و سری، تنها الگوهای ایده‌آل هستند و اکثر سازه‌ها ترکیبی از این مدل‌ها می‌باشند. برای مثال، در یک ساختمان چند طبقه، هر ستون واقع در یک طبقه در برابر بار جانبی، مانند قسمتی از یک سیستم موازی عمل می‌کند، در حالی که هر طبقه ساختمان قسمتی از یک سیستم سری را تشکیل می‌دهد [۴۵]. هنگامی که عدم قطعیت در بارگذاری مطرح باشد، مقایسه مدل‌ها تا حدی مخدوش می‌شود. یعنی چنانچه عدم قطعیت در بار خارجی (مثلاً بیان شده برحسب ضریب تغییرات بار، V_L) خیلی بیشتر از عدم قطعیت در مقاومت (V_R) باشد، احتمال خرابی توسط V_L کنترل می‌شود و رفتار سیستم خواه سری باشد یا موازی و خواه همبسته باشد یا مستقل، تأثیر کمی بر روی احتمال خرابی خواهد داشت. به عنوان مثال، اگر گردبادی که احتمال وقوع آن خیلی کم است بر ساختمانی که برای بارهای معمولی باد طرح شده است اثر کند، سازه صرفنظر از نوع پیکربندی خراب خواهد شد. در حالت متداول‌تر بارگذاری که در آن، طراح به طور ویژه استراتژی حفاظتی در برابر بارهای نهائی از قبیل طوفان یا زلزله را مد نظر قرار داده باشد، پیکربندی سازه و نوع سیستم در ارزیابی قابلیت اعتماد مؤثر خواهد بود. از دیگر نکاتی که روی اندرکنش عضو و سیستم سازه اثر می‌گذارد، رفتار عضو پس از رسیدن به ظرفیت اسمی اوست. یک عضو شکل‌پذیر، تراز نیروی خود را در صورت ادامه تغییرمکان حفظ می‌کند، در حالی که تراز نیروی یک عضو ترد یا نیمه ترد با ادامه تغییرمکان، کاهش می‌یابد. از این‌رو، در اکثر سازه‌هایی که اعضای ترد دارند، رفتار سازه صرفنظر از هندسه پیکربندی، همانند سیستم‌های سری می‌باشد. به عبارت دیگر، خرابی هر عضو باعث خرابی سیستم خواهد شد. تنها سازه‌های با درجه نامعینی استاتیکی بالا که دارای ضریب اطمینان اسمی بزرگی نیز باشند، به اندازه کافی ظرفیت مقاومتی ذخیره خواهند داشت تا پس از خرابی عضو ترد، بتوانند توزیع مجدد نیرو کرده و به انتقال بار ادامه دهند [۴۶].

۲-۳-۳-۲- اثر نامعینی سازه‌ای در آئین‌نامه‌های مختلف

همانگونه که اشاره شد، موسز ضریب کاهش مقاومت میانگین را متناسب با عکس جذر تعداد شرط‌های مقاومتی مستقل (مفاصل پلاستیک در یک سیستم با امکان حرکت جانبی) برای قاب‌های نامعین مقاوم، پیشنهاد کرده بود. در

ATC-19، فرض شده است که برای تأمین نامعینی کافی در هر یک از جهت‌های اصلی سازه یک ساختمان، حداقل چهار ردیف قاب‌های لرزه‌ای قائم که از نظر مقاومت و تغییر شکل سازگار باشند، لازم است. از این‌رو، با در نظر گرفتن هر یک از ردیف‌های قاب لرزه‌ای قائم به عنوان یک شرط مقاومتی در حرکت جانبی، مقادیر جدول ۲-۲ به دست خواهد آمد. این آئین‌نامه، ضریب نامعینی را به عنوان بخشی از فرمولاسیون ضریب رفتار پیشنهادی خود قلمداد کرده و آن را در ردیف ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون قرار داده است.

جدول ۲-۲: مقادیر ضرایب نامعینی در ATC و مقادیر محاسبه شده از پیشنهاد موسز

| تعداد ردیف‌های قاب لرزه‌بر | ضریب نامعینی ATC-19 و ویتاکر | ضریب محاسباتی از پیشنهاد موسز |
|----------------------------|------------------------------|-------------------------------------|
| ۲ | ۰/۷۱ | $\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{4}} = ۰/۷۰۷$ |
| ۳ | ۰/۸۶ | $\frac{\sqrt{3}}{\sqrt{4}} = ۰/۸۶۶$ |
| ۴ | ۱/۰۰ | $\frac{\sqrt{4}}{\sqrt{4}} = ۱/۰۰$ |

در مورد نامعینی سازه‌ها ذکر این نکته ضروری است که اگر طراحی سازه‌ای برای نیروهای وارد بر آن به صورت کاملاً بهینه صورت گرفته باشد، ممکن است مفاصل پلاستیک به صورت متوالی تشکیل نشده و تعداد زیادی از مفاصل همزمان تشکیل گردند، در چنین حالتی درجات نامعینی سازه به یکباره کاهش قابل ملاحظه‌ای یافته و از اعتماد به پایداری آن کاسته می‌شود. در تفسیر مقررات NEHRP سال ۲۰۰۰ نیز قید شده است که عدم تشکیل مفاصل پلاستیک به صورت متوالی و مناسب در سازه‌هایی که بهینه‌سازی می‌شوند، موجب می‌گردد که مقادیر پارامترهای طراحی برای تأمین عملکرد مناسب در این سازه‌ها کافی نباشد. گرچه روش‌های برخورد با نامعینی سازه‌ها متفاوت است، ولی نکته قابل توجه در تمام روش‌ها گستردگی دامنه تغییرات ضریب درجه نامعینی سازه‌ها است. بدین معنی که، در یک نوع سیستم سازه‌ای بدون تغییر در مصالح و اجرای آن، تنها عامل نامعینی می‌تواند اعتماد به پایداری سازه در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله و به تبع آن ضریب رفتار سازه را به شدت تحت تأثیر قرار دهد. این مسئله هشدار می‌دهد که برای سازه‌هایی که با وجود نامعینی کم، با استفاده از ضرایب رفتار توصیه شده در آئین‌نامه، طراحی و اجرا می‌شوند.

در سه آئین‌نامه NEHRP، UBC و IBC اثر نامعینی به طور غیر مستقیم وارد شده است، زیرا در صورتی که تعداد اعضای مقاوم در برابر زلزله (اعضای که برش طبقه بین آنها توزیع می‌شود) زیاد بوده و اختلاف ظرفیت باربری آنها کم باشد، ضمن اینکه برش طبقه بین تعداد بیشتری از اعضا تقسیم می‌شود. نسبت برش عضو به طبقه نیز کاهش می‌یابد. در این صورت، مقدار ضریب قابلیت اعتماد/ نامعینی کاهش خواهد یافت، در حالی که اگر تعداد اعضا مقاوم در برابر زلزله، کم بوده یا ظرفیت باربری آنها اختلاف زیادی با هم داشته باشد، سهم تعدادی از اعضا (که مقاومت بیشتری دارند) از برش طبقه زیاد شده و متناسب با آن مقدار ضریب قابلیت اعتماد یا نامعینی افزایش خواهد یافت. از این‌رو، طرح به گونه‌ای غیر مستقیم وادار می‌شود تا از تعداد اعضای مقاوم بیشتر و یکنواخت‌تری در سازه و به ویژه در دو سوم پائینی ارتفاع سازه استفاده کند. در آئین‌نامه‌ها، ضریب نامعینی، در ترکیبات بارگذاری لرزه‌ای دخالت داده شده است. مبنای این ضریب، تقسیم برش طبقه به صورت نسبتاً یکنواخت بین تعداد زیادی از اعضا باربر است. این تعداد به مساحت طبقه بستگی دارد و با افزایش مساحت، طراح ملزم می‌شود از اعضا باربر بیشتری برای مقابله با بارهای جانبی زلزله استفاده کند، یا در غیر این صورت، جریمه آن را که تحمل ضرایب بزرگ‌تری در ترکیبات بار است، بپذیرد. در

روش موسز، تنها یک ضریب برای کاهش مقاومت متناسب با جذر تعداد شرط‌های مقاومتی یا مفاصل پلاستیک در یک سیستم نامعین پیشنهاد شده است.

۲-۳-۳-۳- آثار درجه نامعینی بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها

مطابق مطالعات برترو، در نظر گرفتن نامعینی، آثار سودمندی در پاسخ سازه‌ها به حرکت‌های زلزله دارد. به هر حال، هر یک از اثرها می‌تواند و باید در جای مناسب خود در فرآیند طراحی لحاظ شود و نیابستی با ضریب کاهنده R_s ناشی از مقاومت افزون یا اثر احتمالات نامعینی بر قابلیت اعتماد سیستم، مخلوط شود [۴۳، ۴۲]. برخی از اثرهای نامعینی بر پاسخ لرزه‌ای به صورت زیر است:

الف) کاهش تأثیر اندازه در اجزاء سازه‌ای. این بدان معنی است که استفاده از تعداد عناصر کمتر برای مقاومت در برابر بارهای جانبی، به استفاده از اعضاء گره‌ها و اتصالات با ابعاد بزرگتر منجر می‌شود و این امر به کاهش دوران پلاستیک و ظرفیت اتلاف انرژی می‌انجامد.

ب) کاهش نیاز شکل‌پذیری و تغییر مکان ناشی از پیچش غیرارجاعی.

ج) گسترش اتلاف انرژی بین عناصر متعدد و اجتناب از تمرکز آسیب.

برای بهره‌گیری از سودمندی‌های نامعینی در سازه، لازم است به موارد زیر توجه شود:

الف) ضرایب تغییرات نیازهای سازه‌ای نسبت به ضرایب تغییرات ظرفیت‌ها کاهش یابد.

ب) مقاومت افزون افزایش یابد.

ج) ظرفیت دوران مفاصل پلاستیک (شکل‌پذیری) افزایش یابد.

د) یک ظرفیت دوران حداقل (ظرفیت دورانی بیش از نیاز دوران ضربدر یک ضریب اطمینان) در تمام اعضای سیستم سازه‌ای تضمین شود. در این صورت، اعضا بدون خرابی می‌توانند از تغییر مکان‌های سازه تبعیت کرده و به اعضای دیگر اجازه دهند که انرژی ورودی را مستهلک نمایند.

R3. DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR BASIC SEISMIC LOAD RESISTING SYSTEMS

| TABLE R3-1 Design Coefficients and Factors for Basic Seismic Load Resisting Systems | | | | | | | |
|---|--|--|--|-------------------------|-----|-----|-----|
| Basic Seismic Load Resisting System | Response Modification Coefficient R | System Overstrength Factor Ω_o | Deflection Amplification Factor C_d | Height Limit (ft) | | | |
| | | | | Seismic Design Category | | | |
| | | | | B & C | D | E | F |
| Building Frame Systems | | | | | | | |
| Buckling-Restrained Braced Frames, non-moment-resisting beam-column connections | 7 | 2 | 5½ | NL | 160 | 160 | 100 |
| Special Plate Shear Walls | 7 | 2 | 6 | NL | 160 | 160 | 100 |
| Buckling-Restrained Braced Frames, moment-resisting beam-column connections | 8 | 2½ | 5 | NL | 160 | 160 | 100 |
| Dual Systems with Special Moment Frames Capable of Resisting at Least 25% of the Prescribed Seismic Forces | | | | | | | |
| Buckling-Restrained Braced Frame | 8 | 2½ | 5 | NL | NL | NL | NL |
| Special Plate Shear Walls | 8 | 2½ | 6½ | NL | NL | NL | NL |

(NL = Not Limited)

User Note: The values in this table are intended to be used in the same ways as those in Table 9.5.2.2 of SEI/ASCE 7.

R4. VALUES OF APPROXIMATE PERIOD PARAMETERS

| Table R4-1 Values of Approximate Period Parameters C_r and x | | |
|---|-------|------|
| Structure Type | C_r | x |
| Buckling-Restrained Braced Frames | 0.03 | 0.75 |
| Special Plate Shear Walls | 0.02 | 0.75 |

TABLE 12.2-1 DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR SEISMIC FORCE-RESISTING SYSTEMS

| Seismic Force-Resisting System | ASCE 7 Section where Detailing Requirements are Specified | Response Modification Coefficient, R^d | System Overstrength Factor, Ω_0^g | Deflection Amplification Factor, C_d^b | Structural System Limitations and Building Height (ft) Limit ^c | | | | |
|--|---|--|--|--|---|-----|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | | | | Seismic Design Category | | | | |
| | | | | | B | C | D ^d | E ^d | F ^e |
| A. BEARING WALL SYSTEMS | | | | | | | | | |
| 1. Special reinforced concrete shear walls | 14.2 and 14.2.3.6 | 5 | 2½ | 5 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 2. Ordinary reinforced concrete shear walls | 14.2 and 14.2.3.4 | 4 | 2½ | 4 | NL | NL | NP | NP | NP |
| 3. Detailed plain concrete shear walls | 14.2 and 14.2.3.2 | 2 | 2½ | 2 | NL | NP | NP | NP | NP |
| 4. Ordinary plain concrete shear walls | 14.2 and 14.2.3.1 | 1½ | 2½ | 1½ | NL | NP | NP | NP | NP |
| 5. Intermediate precast shear walls | 14.2 and 14.2.3.5 | 4 | 2½ | 4 | NL | NL | 40 ^k | 40 ^k | 40 ^k |
| 6. Ordinary precast shear walls | 14.2 and 14.2.3.3 | 3 | 2½ | 3 | NL | NP | NP | NP | NP |
| 7. Special reinforced masonry shear walls | 14.4 and 14.4.3 | 5 | 2½ | 3½ | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 8. Intermediate reinforced masonry shear walls | 14.4 and 14.4.3 | 3½ | 2½ | 2¼ | NL | NL | NP | NP | NP |
| 9. Ordinary reinforced masonry shear walls | 14.4 | 2 | 2½ | 1¾ | NL | 160 | NP | NP | NP |
| 10. Detailed plain masonry shear walls | 14.4 | 2 | 2½ | 1¾ | NL | NP | NP | NP | NP |
| 11. Ordinary plain masonry shear walls | 14.4 | 1½ | 2½ | 1¼ | NL | NP | NP | NP | NP |
| 12. Prestressed masonry shear walls | 14.4 | 1½ | 2½ | 1¾ | NL | NP | NP | NP | NP |
| 13. Light-framed walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets | 14.1, 14.1.4.2, and 14.5 | 6½ | 3 | 4 | NL | NL | 65 | 65 | 65 |
| 14. Light-framed walls with shear panels of all other materials | 14.1, 14.1.4.2, and 14.5 | 2 | 2½ | 2 | NL | NL | 35 | NP | NP |
| 15. Light-framed wall systems using flat strap bracing | 14.1, 14.1.4.2, and 14.5 | 4 | 2 | 3½ | NL | NL | 65 | 65 | 65 |
| B. BUILDING FRAME SYSTEMS | | | | | | | | | |
| 1. Steel eccentrically braced frames, moment resisting connections at columns away from links | 14.1 | 8 | 2 | 4 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 2. Steel eccentrically braced frames, non-moment-resisting, connections at columns away from links | 14.1 | 7 | 2 | 4 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| → 3. Special steel concentrically braced frames | 14.1 | 6 | 2 | 5 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| → 4. Ordinary steel concentrically braced frames | 14.1 | 3¼ | 2 | 3¼ | NL | NL | 35 ^j | 35 ^j | NP ^j |
| 5. Special reinforced concrete shear walls | 14.2 and 14.2.3.6 | 6 | 2½ | 5 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 6. Ordinary reinforced concrete shear walls | 14.2 and 14.2.3.4 | 5 | 2½ | 4½ | NL | NL | NP | NP | NP |
| 7. Detailed plain concrete shear walls | 14.2 and 14.2.3.2 | 2 | 2½ | 2 | NL | NP | NP | NP | NP |
| 8. Ordinary plain concrete shear walls | 14.2 and 14.2.3.1 | 1½ | 2½ | 1½ | NL | NP | NP | NP | NP |
| 9. Intermediate precast shear walls | 14.2 and 14.2.3.5 | 5 | 2½ | 4½ | NL | NL | 40 ^k | 40 ^k | 40 ^k |
| 10. Ordinary precast shear walls | 14.2 and 14.2.3.3 | 4 | 2½ | 4 | NL | NP | NP | NP | NP |
| 11. Composite steel and concrete eccentrically braced frames | 14.3 | 8 | 2 | 4 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 12. Composite steel and concrete concentrically braced frames | 14.3 | 5 | 2 | 4½ | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 13. Ordinary composite steel and concrete braced frames | 14.3 | 3 | 2 | 3 | NL | NL | NP | NP | NP |
| 14. Composite steel plate shear walls | 14.3 | 6½ | 2½ | 5½ | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 15. Special composite reinforced concrete shear walls with steel elements | 14.3 | 6 | 2½ | 5 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 16. Ordinary composite reinforced concrete shear walls with steel elements | 14.3 | 5 | 2½ | 4½ | NL | NL | NP | NP | NP |
| 17. Special reinforced masonry shear walls | 14.4 | 5½ | 2½ | 4 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 18. Intermediate reinforced masonry shear walls | 14.4 | 4 | 2½ | 4 | NL | NL | NP | NP | NP |
| 19. Ordinary reinforced masonry shear walls | 14.4 | 2 | 2½ | 2 | NL | 160 | NP | NP | NP |
| 20. Detailed plain masonry shear walls | 14.4 | 2 | 2½ | 2 | NL | NP | NP | NP | NP |
| 21. Ordinary plain masonry shear walls | 14.4 | 1½ | 2½ | 1¼ | NL | NP | NP | NP | NP |

TABLE 12.2-1 DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR SEISMIC FORCE-RESISTING SYSTEMS (continued)

| Seismic Force-Resisting System | ASCE 7 Section where Detailing Requirements are Specified | Response Modification Coefficient, R^a | System Overstrength Factor, Ω_0^d | Deflection Amplification Factor, C_d^b | Structural System Limitations and Building Height (ft) Limit ^c | | | | |
|--|---|--|--|--|---|-----|-------------------|-----------------|-----------------|
| | | | | | Seismic Design Category | | | | |
| | | | | | B | C | D ^d | E ^d | F ^e |
| 22. Prestressed masonry shear walls | 14.4 | 1 1/2 | 2 1/2 | 1 3/4 | NL | NP | NP | NP | NP |
| 23. Light-framed walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets | 14.1, 14.1.4.2, and 14.5 | 7 | 2 1/2 | 4 1/2 | NL | NL | 65 | 65 | 65 |
| 24. Light-framed walls with shear panels of all other materials | 14.1, 14.1.4.2, and 14.5 | 2 1/2 | 2 1/2 | 2 1/2 | NL | NL | 35 | NP | NP |
| 25. Buckling-restrained braced frames, non-moment-resisting beam-column connections | 14.1 | 7 | 2 | 5 1/2 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 26. Buckling-restrained braced frames, moment-resisting beam-column connections | 14.1 | 8 | 2 1/2 | 5 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| → 27. Special steel plate shear wall | 14.1 | 7 | 2 | 6 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS | | | | | | | | | |
| 1. Special steel moment frames | 14.1 and 12.2.5.5 | 8 | 3 | 5 1/2 | NL | NL | NL | NL | NL |
| 2. Special steel truss moment frames | 14.1 | 7 | 3 | 5 1/2 | NL | NL | 160 | 100 | NP |
| 3. Intermediate steel moment frames | 12.2.5.6, 12.2.5.7, 12.2.5.8, 12.2.5.9, and 14.1 | 4.5 | 3 | 4 | NL | NL | 35 ^{h,i} | NP ^h | NP ⁱ |
| 4. Ordinary steel moment frames | 12.2.5.6, 12.2.5.7, 12.2.5.8, and 14.1 | 3.5 | 3 | 3 | NL | NL | NP ^h | NP ^h | NP ⁱ |
| 5. Special reinforced concrete moment frames | 12.2.5.5 and 14.2 | 8 | 3 | 5 1/2 | NL | NL | NL | NL | NL |
| 6. Intermediate reinforced concrete moment frames | 14.2 | 5 | 3 | 4 1/2 | NL | NL | NP | NP | NP |
| 7. Ordinary reinforced concrete moment frames | 14.2 | 3 | 3 | 2 1/2 | NL | NP | NP | NP | NP |
| 8. Special composite steel and concrete moment frames | 12.2.5.5 and 14.3 | 8 | 3 | 5 1/2 | NL | NL | NL | NL | NL |
| 9. Intermediate composite moment frames | 14.3 | 5 | 3 | 4 1/2 | NL | NL | NP | NP | NP |
| 10. Composite partially restrained moment frames | 14.3 | 6 | 3 | 5 1/2 | 160 | 160 | 100 | NP | NP |
| 11. Ordinary composite moment frames | 14.3 | 3 | 3 | 2 1/2 | NL | NP | NP | NP | NP |
| D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES | | | | | | | | | |
| → 1. Steel eccentrically braced frames | 14.1 | 8 | 2 1/2 | 4 | NL | NL | NL | NL | NL |
| → 2. Special steel concentrically braced frames | 14.1 | 7 | 2 1/2 | 5 1/2 | NL | NL | NL | NL | NL |
| 3. Special reinforced concrete shear walls | 14.2 | 7 | 2 1/2 | 5 1/2 | NL | NL | NL | NL | NL |
| 4. Ordinary reinforced concrete shear walls | 14.2 | 6 | 2 1/2 | 5 | NL | NL | NP | NP | NP |
| 5. Composite steel and concrete eccentrically braced frames | 14.3 | 8 | 2 1/2 | 4 | NL | NL | NL | NL | NL |
| 6. Composite steel and concrete concentrically braced frames | 14.3 | 6 | 2 1/2 | 5 | NL | NL | NL | NL | NL |
| 7. Composite steel plate shear walls | 14.3 | 7 1/2 | 2 1/2 | 6 | NL | NL | NL | NL | NL |
| 8. Special composite reinforced concrete shear walls with steel elements | 14.3 | 7 | 2 1/2 | 6 | NL | NL | NL | NL | NL |
| 9. Ordinary composite reinforced concrete shear walls with steel elements | 14.3 | 6 | 2 1/2 | 5 | NL | NL | NP | NP | NP |
| 10. Special reinforced masonry shear walls | 14.4 | 5 1/2 | 3 | 5 | NL | NL | NL | NL | NL |
| 11. Intermediate reinforced masonry shear walls | 14.4 | 4 | 3 | 3 1/2 | NL | NL | NP | NP | NP |
| → 12. Buckling-restrained braced frame | 14.1 | 8 | 2 1/2 | 5 | NL | NL | NL | NL | NL |
| → 13. Special steel plate shear walls | 14.1 | 8 | 2 1/2 | 6 1/2 | NL | NL | NL | NL | NL |

TABLE 12.2-1 DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR SEISMIC FORCE-RESISTING SYSTEMS (continued)

| Seismic Force-Resisting System | ASCE 7 Section where Detailing Requirements are Specified | Response Modification Coefficient, R^a | System Overstrength Factor, Ω_0^g | Deflection Amplification Factor, C_d^b | Structural System Limitations and Building Height (ft) Limit ^c | | | | |
|--|---|--|--|--|---|-----|-----------------|-------------------|-------------------|
| | | | | | Seismic Design Category | | | | |
| | | | | | B | C | D ^d | E ^d | F ^e |
| E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES | 12.2.5.1 | | | | | | | | |
| 1. Special steel concentrically braced frames ^f | 14.1 | 6 | 2½ | 5 | NL | NL | 35 | NP | NP ^{h,k} |
| 2. Special reinforced concrete shear walls | 14.2 | 6½ | 2½ | 5 | NL | NL | 160 | 100 | 100 |
| 3. Ordinary reinforced masonry shear walls | 14.4 | 3 | 3 | 2½ | NL | 160 | NP | NP | NP |
| 4. Intermediate reinforced masonry shear walls | 14.4 | 3½ | 3 | 3 | NL | NL | NP | NP | NP |
| 5. Composite steel and concrete concentrically braced frames | 14.3 | 5½ | 2½ | 4½ | NL | NL | 160 | 100 | NP |
| 6. Ordinary composite braced frames | 14.3 | 3½ | 2½ | 3 | NL | NL | NP | NP | NP |
| 7. Ordinary composite reinforced concrete shear walls with steel elements | 14.3 | 5 | 3 | 4½ | NL | NL | NP | NP | NP |
| 8. Ordinary reinforced concrete shear walls | 14.2 | 5½ | 2½ | 4½ | NL | NL | NP | NP | NP |
| F. SHEAR WALL-FRAME INTERACTIVE SYSTEM WITH ORDINARY REINFORCED CONCRETE MOMENT FRAMES AND ORDINARY REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS | 12.2.5.10 and 14.2 | 4½ | 2½ | 4 | NL | NP | NP | NP | NP |
| G. CANTILEVERED COLUMN SYSTEMS DETAILED TO CONFORM TO THE REQUIREMENTS FOR: | 12.2.5.2 | | | | | | | | |
| 1. Special steel moment frames | 12.2.5.5 and 14.1 | 2½ | 1¼ | 2½ | 35 | 35 | 35 | 35 | 35 |
| 2. Intermediate steel moment frames | 14.1 | 1½ | 1¼ | 1½ | 35 | 35 | 35 ^h | NP ^{h,i} | NP ^{h,i} |
| 3. Ordinary steel moment frames | 14.1 | 1¼ | 1¼ | 1¼ | 35 | 35 | NP | NP ^{h,i} | NP ^{h,i} |
| 4. Special reinforced concrete moment frames | 12.2.5.5 and 14.2 | 2½ | 1¼ | 2½ | 35 | 35 | 35 | 35 | 35 |
| 5. Intermediate concrete moment frames | 14.2 | 1½ | 1¼ | 1½ | 35 | 35 | NP | NP | NP |
| 6. Ordinary concrete moment frames | 14.2 | 1 | 1¼ | 1 | 35 | NP | NP | NP | NP |
| 7. Timber frames | 14.5 | 1½ | 1½ | 1½ | 35 | 35 | 35 | NP | NP |
| H. STEEL SYSTEMS NOT SPECIFICALLY DETAILED FOR SEISMIC RESISTANCE, EXCLUDING CANTILEVER COLUMN SYSTEMS | 14.1 | 3 | 3 | 3 | NL | NL | NP | NP | NP |

^a Response modification coefficient, R , for use throughout the standard. Note R reduces forces to a strength level, not an allowable stress level.
^b Reflection amplification factor, C_d , for use in Sections 12.8.6, 12.8.7, and 12.9.2.
^c NL = Not Limited and NP = Not Permitted. For metric units use 30.5 m for 100 ft and use 48.8 m for 160 ft. Heights are measured from the base of the structure as defined in Section 11.2.
^d See Section 12.2.5.4 for a description of building systems limited to buildings with a height of 240 ft (73.2 m) or less.
^e See Section 12.2.5.4 for building systems limited to buildings with a height of 160 ft (48.8 m) or less.
^f Ordinary moment frame is permitted to be used in lieu of intermediate moment frame for Seismic Design Categories B or C.
^g The tabulated value of the overstrength factor, Ω_0 , is permitted to be reduced by subtracting one-half for structures with flexible diaphragms, but shall not be taken as less than 2.0 for any structure.
^h See Sections 12.2.5.6 and 12.2.5.7 for limitations for steel OMFs and IMFs in structures assigned to Seismic Design Category D or E.
ⁱ See Sections 12.2.5.8 and 12.2.5.9 for limitations for steel OMFs and IMFs in structures assigned to Seismic Design Category F.
^j Steel ordinary concentrically braced frames are permitted in single-story buildings up to a height of 60 ft (18.3 m) where the dead load of the roof does not exceed 20 psf (0.96 kN/m²) and in penthouse structures.
^k Increase in height to 45 ft (13.7 m) is permitted for single story storage warehouse facilities.

dual systems, the more stringent system limitation contained in Table 12.2-1 shall apply and the design shall comply with the requirements of this section.

12.2.3.1 R , C_d , and Ω_0 Values for Vertical Combinations. The value of the response modification coefficient, R , used for design at any story shall not exceed the lowest value of R that is used in the same direction at any story above that story. Likewise, the

deflection amplification factor, C_d , and the system over strength factor, Ω_0 , used for the design at any story shall not be less than the largest value of this factor that is used in the same direction at any story above that story.

EXCEPTIONS:

1. Rooftop structures not exceeding two stories in height and 10 percent of the total structure weight.

Table 4.2. Proposed Design Coefficients and Factors for *Steel Shear Wall*
Seismic-force-resisting systems

(The author A. Astaneh-Asl tentatively proposed the values in the table)

| Basic Seismic-force-resisting System | Response Modification Factor, R | System Over-Strength Factor Ω_o | Deflection Amplification Factor, C_d | System Limitations and Building Height Limitations (feet) by Seismic Design Category as Determined in Section 1616.3 of IBC-2000 | | | | |
|---|------------------------------------|---|---|--|----|-----|-----|-----|
| | | | | A or B | C | D | E | F |
| 1. <i>Un-stiffened</i> steel plate shear walls inside a gravity carrying steel frame with simple beam to column connections | 6.5 | 2 | 5 | NL | NL | 160 | 160 | 100 |
| 2. <i>Stiffened</i> steel plate shear walls inside a gravity carrying steel frame with simple beam-to-column connections | 7.0 | 2 | 5 | NL | NL | 160 | 160 | 160 |
| 3. Dual system with special steel moment frames and <i>un-stiffened</i> steel plate shear walls | 8 | 2.5 | 4 | NL | NL | NL | NL | NL |
| 4. Dual system with special steel moment frames and <i>stiffened</i> steel plate shear walls | 8.5 | 2.5 | 4 | NL | NL | NL | NL | NL |

Note: NL=No Limit

مقایسه دو روش طراحی دیوار برشی فولادی (طراحی براساس ظرفیت و طراحی براساس تحلیل)

چکیده

عملکرد لرزه‌ای مناسب سیستم دیوار برشی فولادی (SPSW) سبب توجه روز افزون محققین و ورود مباحث طراحی آن به آئین‌نامه‌های طراحی شده است. آئین‌نامه AISC341-05 یک روش طراحی براساس ظرفیت را براساس مطالعات انجام شده تا سال ۲۰۰۵ ارائه کرده است. بر این اساس، سازه طراحی شده رفتار مطلوبی را در استهلاک انرژی تضمین می‌کند. در این روش، طراحی مقاطع تیر و ستون براساس نیروهای حاصل از جاری شدن کامل ورق انجام شده و سبب بزرگ شدن قابل توجه ستون‌ها و در برخی حالات کمرنگ شدن جنبه اقتصادی آن می‌شود. رویکرد دیگر، طراحی سازه براساس نیروهای داخلی اعضا تحت برش پایه طراحی می‌باشد. در این مقاله به کمک آنالیز بارافزون، طراحی براساس نیروهای موجود در اعضا انجام شده و سپس به مقایسه تقاضای مقاطع تیر و ستون با مقاطع طراحی شده پرداخته شده است. ۶ سازه با تعداد طبقات و نسبت ارتفاع به دهانه مختلف براساس ضوابط آئین‌نامه AISC341-05 طراحی و مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج مطالعه کاهش قابل توجه مقاطع تیر و ستون در طبقات فوقانی ساختمان‌های چندطبقه را نشان می‌دهد. در عین حال در طبقات پایینی ابعاد ستون‌ها افزایش ناچیزی می‌یابند. در تیرهای این طبقات مقطع قوی-تری نسبت به نتایج آئین‌نامه نیاز است. به طور کلی با ثابت ماندن ظرفیت باربری، وزن کلی سیستم به طور متوسط ۲۵ درصد کاهش می‌یابد. پیشنهاد می‌گردد در طراحی دیوار برشی از نیروهای داخلی بدست آمده از تحلیل مستقیم سازه استفاده شود.

۱- مقدمه

دیوار برشی فولادی از نظر ظاهری و رفتار کلی شبیه تیرورقی است که در آن ستون‌ها مانند بال‌های تیوروق و تیرها مانند سخت‌کننده‌های جان عمل می‌کنند. زمانی که دیوار برشی تحت بارهای جانبی قرار می‌گیرد، عمده مقاومت خمشی از کوپل نیروی محوری در ستون‌ها (مانند بال تیوروق) حاصل شده و انتقال نیروی برشی به پی ساختمان از طریق مکانیزم باربری میدان کششی قطری حاصل می‌شود.

عملکرد لرزه‌ای مناسب، سادگی اجرا و کاهش وزن سازه سبب گسترش استفاده از این سیستم در مناطق مختلف جهان شده است. با توجه به مطالعات آزمایشگاهی و عددی انجام شده، این سیستم سختی اولیه و قابلیت جذب و استهلاک انرژی بسیار خوبی در برابر بارهای جانبی به‌ویژه زلزله دارد. این ویژگی سبب توجه روز افزون محققین و ورود روش‌های طراحی آن در آئین‌نامه‌های مختلف شده است. از این میان می‌توان به آئین‌نامه‌های CAN/CSA S16-01 [۱] و AISC 341-05 [۲] اشاره کرد. با ورود مباحث دیوار برشی فولادی به آئین‌نامه‌ها، تلاش‌های بسیاری جهت ارائه روش طراحی بهینه و در عین حال ساده‌ای که بتواند عملکرد مناسب این سیستم را در استهلاک انرژی تأمین کند صورت گرفته است. در این میان جامع‌ترین منبع ارائه شده برای طراحی دیوار برشی (AISC820 (Design Guide 20) [۳] می‌باشد. این دستورالعمل شامل مروری بر مطالعات گذشته، تفسیر بخش طراحی دیوار برشی [۲] و مثال‌های طراحی می‌باشد.

در روش طراحی ارائه شده در [۲]، اعضای مرزی دیوار (تیر و ستون‌ها) باید در برابر نیروهای حاصل از جاری شدن کامل ورق، الاستیک باقی بمانند. این فرض اگرچه رفتار لرزه‌ای مناسبی را برای سیستم تضمین می‌کند، اما باعث افزایش شدید مقاطع تیر و ستون می‌گردد. مطالعات انجام شده نشان‌دهنده مزاد ظرفیت در طبقات فوقانی ساختمان‌های چند طبقه می‌باشد. این مزاد ظرفیت عموماً به دلیل تأثیر مدهای بالا در رفتار سازه‌های متوسط و بلند مرتبه ایجاد می‌شود [۴]. در این مقاله با استفاده از تحلیل و محاسبه نیروهای داخلی اعضا، سازه‌ای با ظرفیت باربری مشابه سازه قبلی طراحی شده، و در ادامه به مقایسه رفتار دو سازه و مشخصات مقاطع پرداخته می‌شود.

۲- مدل‌سازی

مدلسازی در نرم افزار ABAQUS [۵] براساس پارامترهای ارائه شده در [۳] انجام گردید و شرایط مختلف ارائه شده در FEMA356 [۶]، مانند اعمال بار ثقلی پیش از بار جانبی و اعمال بار جانبی به مرکز جرم سازه در تمامی مدل‌ها در نظر گرفته شد. شرح کامل مدل‌سازی و مصالح در [۷] آمده و از تکرار آن در این جا خودداری می‌گردد.

۳- طراحی براساس ضوابط AISC341

در طراحی اولیه مدل‌ها از [۳] که به تفسیر بندهای [۲] پرداخته، و مطالعات انجام شده در [۸] استفاده شد. سازه‌های مورد مطالعه شامل شش قاب سه دهانه با تعداد طبقات سه و نه و با دهانه‌های میانی ۴، ۶/۵ و ۹ متر می‌باشند. دو دهانه کناری قاب هر کدام به طول ۶/۵ متر و ارتفاع هر طبقه ۴ متر فرض شد. آئین‌نامه بارگذاری ASCE7-05 [۹] جهت تعیین بارهای طراحی مورد استفاده قرار گرفت. همانند [۷] خاک از گروه D و پارامترهای S_{D1} و S_{DS} به ترتیب برابر ۰/۷۹ و ۱/۰۷ در نظر گرفته شدند و مقاطع مورد استفاده نیز مشابه [۷] از مقاطع W آمریکایی در نظر گرفته شد. در نامگذاری این مقاطع عدد اول نشان‌دهنده ارتفاع مقطع و عدد دوم نشان‌دهنده وزن در واحد طول مقطع می‌باشد.

طراحی براساس ظرفیت در دستورالعمل AISC820 [۳] بدین صورت انجام می‌گیرد که کل برش طبقه به ورق داده شده و ضخامت آن تعیین می‌گردد. البته امکان کاهش ضخامت ورق با توجه به سهم باربری قاب از برش وجود دارد. تیرها برای نیروی گسترده برشی و محوری ناشی از جاری شدن کامل ورق و عکس‌العمل نیروی محوری ستون طراحی شدند. به همین ترتیب ستون‌ها برای نیروهای حاصل از جاری شدن کامل ورق، تشکیل مفصل پلاستیک در انتهای تیر و لنگر واژگونی طراحی می‌شوند. فرض جاری شدن کامل ورق اگرچه رفتار مناسب سیستم را تضمین می‌کند، ولی با توجه به نسبت تقاضا به ظرفیت ورق، که در برخی طبقات بسیار کم است، محافظه کارانه به نظر می‌رسد. براساس این فرض، طبقاتی که ضخامت ورق یکسانی دارند، تیر و ستون‌های تقریباً مشابهی پیدا می‌کنند. به‌عنوان مثال، در مدل نه طبقه با دهانه میانی ۹ متری همانگونه که در جدول ۱ مشاهده می‌شود، به دلیل ضخامت یکسان ورق، ستون‌های طبقات ۱ تا ۸ یکسان بوده و در طبقه ۹ تنها یک شماره کاهش مقطع مشاهده می‌شود. در مدل‌های سه طبقه نیز همانگونه که در سازه با دهانه ۹ متری دیده می‌شود، کاهش مقطع ستون در طبقات دوم و سوم چندان نیست.

از سوی دیگر در بسیاری از طبقات با توجه به برش طبقه، حداقل ضخامت ورق تعریف شده در AISC820 [۳] یعنی ۱/۵۹ میلی‌متر مورد استفاده قرار گرفت. با وجود آنکه این مشکل در ساختمان‌های کم ارتفاع با برش پایه کم و طبقات فوقانی ساختمان‌های چند طبقه بسیار محتمل است، آئین‌نامه‌های موجود راه حلی برای بهینه کردن سیستم در این ساختمان‌ها ارائه نمی‌کنند. نسبت تقاضا به ظرفیت ورق در این طبقات بسیار کمتر از یک می‌باشد، در نتیجه در بار زلزله‌ی سطح طراحی، ورق به صورت کامل جاری نمی‌شود، و این در حالی است که تیر و ستون‌ها برای تحمل نیروهای ناشی از جاری شدن کامل ورق طراحی شده‌اند.

فرض دیگر در این آئین‌نامه خنثی شدن نیروهای وارده به تیری است که میان دو طبقه با ضخامت ورق یکسان قرار دارد. در این حالت، فرض می‌شود ورق در کلیه طبقات همزمان به صورت کامل تسلیم شود، در نتیجه نیروهای یکسانی بر بالا و پایین تیر عمل نموده و یکدیگر را خنثی می‌کنند. این فرض سبب ضعیف طراحی شدن تیر این‌گونه طبقات می‌گردد. این مسئله به سادگی در جدول ۱ برای طبقات ۲ تا ۸ قابل تشخیص است. در عین حال تیر طبقه بام به دلیل نیروهای وارده از پلاستیک شدن کامل ورق عموماً بسیار قوی می‌شود. در جدول ۱ و ۲ مشخصات مقاطع طراحی شده براساس [۲] ارائه شده است.

جدول ۱- مقاطع طراحی شده برای سازه‌های نه طبقه براساس AISC341-05

| طبقه | نه طبقه با دهانه میانی ۴ متر | | | نه طبقه با دهانه میانی ۶/۵ متر | | | نه طبقه با دهانه میانی ۹ متر | | |
|------|------------------------------|---------|--------|--------------------------------|---------|---------|------------------------------|---------|---------|
| | ورق (mm) | ستون | تیر | ورق (mm) | ستون | تیر | ورق (mm) | ستون | تیر |
| ۹ | ۱/۵۹ | W36X194 | W18X55 | ۱/۵۹ | W36X302 | W24X176 | ۱/۵۹ | W36X652 | W30X357 |
| ۸ | ۱/۵۹ | W36X194 | W18X55 | ۱/۵۹ | W36X302 | W18X55 | ۱/۵۹ | W36X800 | W18X65 |
| ۷ | ۱/۵۹ | W36X395 | W18X55 | ۱/۵۹ | W36X441 | W18X55 | ۱/۵۹ | W36X800 | W18X50 |
| ۶ | ۲/۶۸ | W36X395 | W18X97 | ۱/۵۹ | W36X441 | W18X55 | ۱/۵۹ | W36X800 | W18X50 |
| ۵ | ۲/۶۸ | W36X529 | W18X86 | ۱/۵۹ | W36X441 | W18X55 | ۱/۵۹ | W36X800 | W18X50 |
| ۴ | ۲/۶۸ | W36X529 | W18X86 | ۱/۵۹ | W36X441 | W18X55 | ۱/۵۹ | W36X800 | W18X50 |
| ۳ | ۲/۶۸ | W36X529 | W18X86 | ۱/۵۹ | W36X441 | W18X55 | ۱/۵۹ | W36X800 | W18X50 |
| ۲ | ۲/۶۸ | W36X529 | W18X86 | ۱/۵۹ | W36X441 | W18X55 | ۱/۵۹ | W36X800 | W18X50 |
| ۱ | ۲/۶۸ | W36X529 | W18X86 | ۱/۹ | W36X441 | W18X71 | ۱/۵۹ | W36X800 | W18X50 |

جدول ۲- مقاطع طراحی برای سازه‌های سه طبقه براساس AISC341-05

| طبقه | سه طبقه با دهانه میانی ۴ متر | | | سه طبقه با دهانه میانی ۶/۵ متر | | | سه طبقه با دهانه میانی ۹ متر | | |
|------|------------------------------|---------|---------|--------------------------------|---------|---------|------------------------------|---------|---------|
| | ورق (mm) | ستون | تیر | ورق (mm) | ستون | تیر | ورق (mm) | ستون | تیر |
| ۳ | ۱/۵۹ | W14X257 | W18X119 | ۱/۵۹ | W14X370 | W24X162 | ۱/۵۹ | W36X395 | W30X357 |
| ۲ | ۱/۵۹ | W14X257 | W18X50 | ۱/۵۹ | W14X370 | W18X50 | ۱/۵۹ | W36X395 | W14X68 |
| ۱ | ۱/۵۹ | W14X257 | W18X50 | ۱/۵۹ | W14X370 | W18X50 | ۱/۵۹ | W36X441 | W14X68 |

۴- طراحی براساس نیروهای موجود در اعضا

به منظور طراحی مجدد سازه براساس نیروهای موجود در اعضا، نیروهای داخلی تمامی تیر و ستون‌ها در تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر بر اساس توصیه‌های FEMA P-750 [۱۰] محاسبه و استخراج می‌شوند. تغییر مکان مورد نظر طوری انتخاب می‌شود که در ستون‌های سازه هیچ مفصل پلاستیکی ایجاد نشود و سازه به حد برش پایه جاری شدن مؤثر (V_p) رسیده باشد. نیروهای استخراج شده شامل نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی در مقاطع مختلف در طول هر عضو می‌باشد. بر این اساس با چند تکرار طراحی، سازه‌ای حاصل می‌شود که ظرفیت باربری یکسانی با سازه‌ی اولیه دارد. طراحی اعضا (تیر و ستون‌ها) براساس AISC360-05 [۱۱] انجام شده است. نتایج طراحی براساس نیروهای وارده در جدول ۳ و ۴ ارائه شده است.

جدول ۳- مقاطع طراحی برای سازه‌های نه طبقه براساس نتایج تحلیل

| طبقه | نه طبقه با دهانه میانی ۴ متر | | | نه طبقه با دهانه میانی ۶/۵ متر | | | نه طبقه با دهانه میانی ۹ متر | | |
|------|------------------------------|---------|--------|--------------------------------|---------|---------|------------------------------|---------|---------|
| | ورق (mm) | ستون | تیر | ورق (mm) | ستون | تیر | ورق (mm) | ستون | تیر |
| ۹ | ۱/۵۹ | W36X135 | W14X53 | ۱/۵۹ | W36X135 | W14X68 | ۱/۵۹ | W36X282 | W30X261 |
| ۸ | ۱/۵۹ | W36X135 | W14X53 | ۱/۵۹ | W36X135 | W14X68 | ۱/۵۹ | W36X282 | W18X86 |
| ۷ | ۱/۵۹ | W36X135 | W14X53 | ۱/۵۹ | W36X210 | W14X68 | ۱/۵۹ | W36X282 | W18X86 |
| ۶ | ۲/۶۸ | W36X282 | W21X73 | ۱/۵۹ | W36X210 | W18X86 | ۱/۵۹ | W36X282 | W18X86 |
| ۵ | ۲/۶۸ | W36X282 | W21X73 | ۱/۵۹ | W36X210 | W18X86 | ۱/۵۹ | W36X395 | W18X119 |
| ۴ | ۲/۶۸ | W36X282 | W24X84 | ۱/۵۹ | W36X210 | W18X86 | ۱/۵۹ | W36X395 | W18X119 |
| ۳ | ۲/۶۸ | W36X529 | W24X84 | ۱/۵۹ | W36X441 | W18X86 | ۱/۵۹ | W36X800 | W18X119 |
| ۲ | ۲/۶۸ | W36X529 | W24X84 | ۱/۵۹ | W36X441 | W18X86 | ۱/۵۹ | W36X800 | W18X119 |
| ۱ | ۲/۶۸ | W36X529 | W24X84 | ۱/۹ | W36X441 | W27X102 | ۱/۵۹ | W36X800 | W18X86 |

جدول ۴- مقاطع طراحی برای سازه‌های سه طبقه براساس نتایج آنالیز

| طبقه | سه طبقه با دهانه میانی ۴ متر | | | سه طبقه با دهانه میانی ۶/۵ متر | | | سه طبقه با دهانه میانی ۹ متر | | |
|------|------------------------------|---------|--------|--------------------------------|---------|--------|------------------------------|---------|---------|
| | ورق (mm) | ستون | تیر | ورق (mm) | ستون | تیر | ورق (mm) | ستون | تیر |
| ۳ | ۱/۵۹ | W14X159 | W18X65 | ۱/۵۹ | W14X211 | W18X50 | ۱/۵۹ | W36X231 | W30X261 |
| ۲ | ۱/۵۹ | W14X159 | W18X65 | ۱/۵۹ | W14X211 | W18X86 | ۱/۵۹ | W36X231 | W16X100 |
| ۱ | ۱/۵۹ | W14X257 | W21X68 | ۱/۵۹ | W14X398 | W18X86 | ۱/۵۹ | W36X487 | W16X100 |

۵- مقایسه منحنی‌های بارافزون و سختی

سازه‌های طراحی شده، در نرم افزار ABAQUS مدل گردیدند و منحنی برش پایه - تغییرمکان بام آن‌ها ترسیم شدند. منحنی‌های بارافزون به‌دست آمده توانایی باربری سازه در تغییرمکان‌های جانبی زیاد و استهلاک انرژی قابل توجه سازه را نشان می‌دهند. سازه طراحی شده براساس AISC341-05 قادر به پذیرش تغییرمکان جانبی بیشتر از ۸/۵ درصد بوده و افزایش سختی قابل توجه پس از جاری شدن ورق را نشان می‌دهد. در شکل ۱ منحنی بار افزون برای دو شیوه‌ی طراحی بیان شده، برای سازه‌ی سه طبقه با دهانه میانی ۶/۵ متر به‌عنوان نمونه ارائه شده است. با توجه به منحنی شکل ۱، ظرفیت باربری سازه

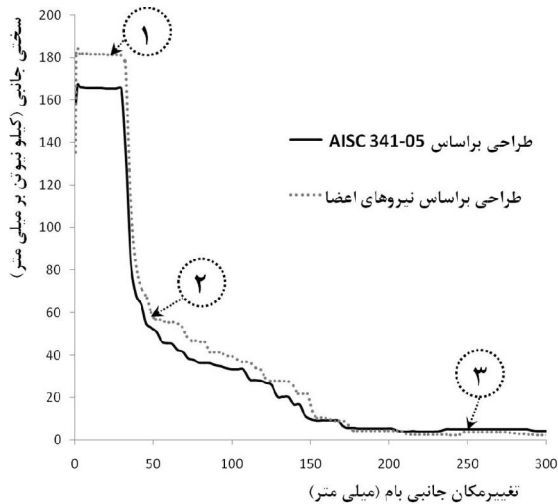
مذکور در دو روش طراحی تقریباً یکسان می‌باشد. همچنین منحنی سختی سازه مذکور، در شکل ۲ ارائه شده است. در منحنی‌های سختی تمامی سازه‌ها، سه ناحیه به شرح زیر متمایز است:

۱- ناحیه خطی: این ناحیه از شروع بارگذاری و کماتش بلافاصله ورق تا جاری شدن اولین نوار کششی ادامه می‌یابد و طی آن سختی سیستم تقریباً ثابت است. علت ثابت بودن سختی، رفتار خطی مصالح در این محدوده‌ی بارگذاری است.

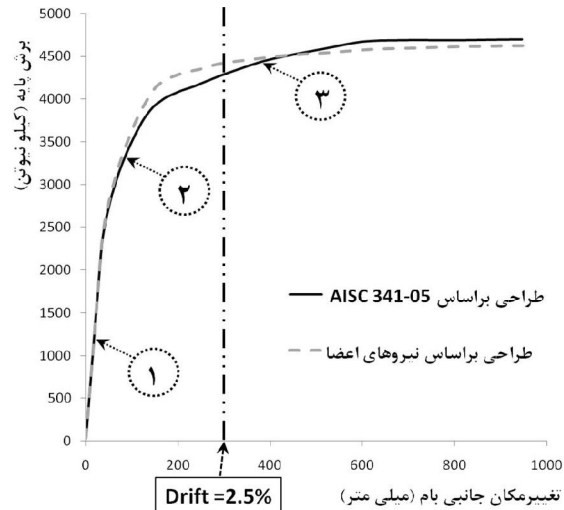
۲- ناحیه رشد پلاستیسیته در ورق و مفاصل پلاستیک در تیرها: پس از تشکیل و گسترش پلاستیسیته در ورق، به تدریج مفاصل پلاستیک در تیرهای متصل به دیوار برشی تشکیل می‌شود. در طول این مرحله سختی سیستم کاهش می‌یابد. اولین مفصل پلاستیک در تیر طبقه‌ای که حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی را داراست، رخ می‌دهد. علت این مسئله جاری شدن نسبتاً کامل ورق در این طبقات و اعمال نیروهای حاصل از آن به اعضای مرزی است.

۳- ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌های دیوار برشی: این ناحیه با افت شدید در سختی سازه همراه است و عملاً تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها، و حداکثر برش پایه جاری شدن مؤثر سازه را نمایش می‌دهد.

هر دو سازه، در ناحیه خطی سختی اولیه تقریباً یکسانی را نشان می‌دهند. در ناحیه دوم سختی سازه طراحی شده به روش نیرویی عموماً بیشتر است و در ناحیه سوم در برخی مدل‌ها میزان باربری سازه طراحی شده براساس AISC341-05 [۲] کمی بیشتر است. این مسئله با توجه به حد مجاز تغییرمکان جانبی نسبی ارائه شده در [۹] که ۲/۵ درصد است، تعیین کننده نمی‌باشد.



شکل ۲- منحنی سختی جانبی برحسب تغییرمکان جانبی بام



شکل ۱- منحنی برش پایه برحسب تغییرمکان جانبی بام حاصل از دو روش طراحی

۶- مقایسه نتایج حاصل از دو روش طراحی

با توجه به جداول ۱ تا ۵ چند نکته قابل تأمل است:

۱- به طور کلی در حالت طراحی براساس نیروها، کاهش قابل توجهی در وزن سازه رخ می‌دهد. این نکته به این معناست که با ملاک قرار دادن نیروهای حاصل از تحلیل (به‌ویژه تحلیل غیرخطی) می‌توان با حفظ ظرفیت باربری سازه، وزن آن را کاهش داد. این مسئله سبب پر رنگ شدن بعد اقتصادی استفاده از دیوار برشی فولادی می‌گردد.

در جدول ۵ میزان کاهش وزن سازه برای مدل‌های مختلف ارائه شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود، میزان کاهش در سازه‌های با مشخصات هندسی مختلف تقریباً یکسان است. به طور متوسط به کمک طراحی براساس نیروهای وارد بر اعضا می‌توان تا ۲۵ درصد وزن سازه را کاهش داد. کاهش شدید در وزن مدل‌های نه طبقه ۹ متری و ۶/۵ متری ناشی از کاهش وزن ستون از طبقه ۳ به بالا می‌باشد. از طرف دیگر کاهش وزن ۱۸ درصدی در مدل سه طبقه ۹ متری ناشی از انتخاب ۲ تیپ ستون در طراحی اولیه و تأثیر زیاد مقطع ستون در وزن سازه می‌باشد.

جدول ۵- میزان کاهش وزن کلی سازه طراحی شده به روش نیرویی نسبت به طراحی براساس AISC341-05

| نه طبقه | | | سه طبقه | | |
|---------|----------|---------|---------|----------|---------|
| ۴ متری | ۶/۵ متری | ۹ متری | ۴ متری | ۶/۵ متری | ۹ متری |
| ۲۴ درصد | ۲۸ درصد | ۳۰ درصد | ۲۳ درصد | ۲۴ درصد | ۱۸ درصد |

۲- در طبقات فوقانی تمامی مدل‌ها، کاهش بسیار شدیدی در ابعاد مقطع ستون در سازه حاصل از طراحی براساس نیروها رخ داده است. کاهش مقطع ستون، در مدل‌های سه طبقه از طبقه دوم و در مدل‌های نه طبقه از طبقه سوم چشمگیر است. علت عدم کاهش مقطع ستون در طبقات زیرین، بالا بودن نسبت تقاضا به ظرفیت ورق و برش پایه زیاد در این طبقات می‌باشد. به طور کلی نسبت تقاضا به ظرفیت ورق در رفتار دیوار برشی فولادی بسیار تأثیرگذار است، به نحوی که طبقات با نسبت تقاضا به ظرفیت بالا، بیشترین تغییر مکان جانبی نسبی را دارند و در رفتار دیوار طبقه بحرانی محسوب می‌شوند. در طبقات فوقانی برخلاف فرض آئین‌نامه AISC 341-05 [۲]، حتی در برش پایه نهایی، ورق کاملاً جاری نمی‌شود و نیروهای وارد به تیر و ستون‌ها کمتر از حد فرض شده برای طراحی است. خرابی کلی در سازه با تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها آغاز می‌شود، به همین خاطر تقاضا در تیرها و ستون‌های فوقانی در هر حال بسیار کمتر از میزان پیش‌بینی شده در آئین‌نامه است.

۳- مقطع تیر در طبقات پایینی قوی‌تر شده است. این نکته نشان‌دهنده نادرست بودن فرض آئین‌نامه‌ها در رابطه با خنثی شدن نیروهای وارد بر تیرهای میانی است. همانگونه که گفته شد این فرض براساس جاری شدن کامل و همزمان ورق در تمام طبقات است. اما نتایج تحلیل بارافزون نشان می‌دهد که ورق‌ها در مراحل مختلف بارگذاری و در طبقات مختلف با نسبت‌های متفاوت جاری می‌شوند. در نتیجه مقدار نیروها در یک سمت تیر کمتر از سمت دیگر بوده و یکدیگر را کاملاً خنثی نمی‌کنند. برای تعیین طبقاتی که تیر قوی‌تری نیاز دارند، نسبت تقاضا به ظرفیت ورق می‌تواند مد نظر قرار گیرد، زیرا ورق‌ها تقریباً بر اساس این نسبت جاری می‌شوند.

۴- کاهش مقطع تیر در طبقات بالایی مشابه آنچه در رابطه با ستون‌ها گفته شد، می‌باشد. یک نکته قابل تأمل کاهش ناچیز ابعاد مقطع در تیر طبقه بام و نقش تعیین‌کننده آن در ظرفیت سیستم در مدل‌های با دهانه میانی ۹ متر می‌باشد. علت این مسئله برش و لنگر قابل توجه موجود در این تیرهاست.

۷- نتیجه گیری

در این مقاله ۶ سازه با دیوار برشی فولادی با ابعاد دهانه و تعداد طبقات مختلف با دو روش طراحی مورد بررسی قرار گرفت. در روش اول سازه‌ها براساس آئین‌نامه دیوار برشی فولادی آمریکا طراحی شدند و در روش دوم سازه‌ها براساس نیروهای موجود در اعضاء مختلف در یک برش پایه خاص طوری طراحی شدند که دو سازه ظرفیت باربری یکسانی داشته باشند. همچنین با بررسی تغییر سختی جانبی، رفتار سازه‌ها در سه مرحله بررسی شدند.

سازه طراحی شده براساس نیرو، دارای مقاطع سبک‌تری در طبقات بالایی است. علت آن شیوه محافظه‌کارانه آئین‌نامه AISC 341-05 در طراحی اعضا براساس ظرفیت ورق می‌باشد. ورق در این طبقه به دلیل کوچک بودن نسبت تقاضا به ظرفیت ورق، کاملاً جاری نمی‌شود و نیروهای بسیار کوچکتری نسبت به نیروهای پیش‌بینی شده به اعضا وارد می‌شوند. از سوی دیگر فرض خنثی شدن نیروهای وارد بر تیرهای میانی نادرست می‌باشد. ورق در طبقات مختلف به نسبت‌های مختلفی جاری می‌شوند و نیروها در بالا و پایین تیرها، حتی اگر ضخامت ورق در دو سو یکسان باشد، یکدیگر را کاملاً خنثی نمی‌کنند. همچنین نتایج نشان داده‌اند که به کمک روش طراحی براساس نیرو می‌توان همزمان با حفظ ظرفیت باربری، تا ۲۵ درصد وزن سازه را کاهش داد. از این رو پیشنهاد می‌شود در آینده مطالعات جامع‌تری برای نزدیک کردن روش‌های طراحی به نتایج تحلیل صورت گیرد.

بررسی ضوابط و الزامات مربوط به طراحی آئین نامه ای دیوار برشی فولادی

خلاصه

دیوارهای برشی فولادی برای گرفتن نیروهای جانبی زلزله و باد در ساختمان های بلند در سالهای اخیر مطرح و مورد توجه قرار گرفته است. این پدیده نوین که در جهان به سرعت رو به گسترش می باشد در ساخت ساختمان های جدید و همچنین تقویت ساختمان های موجود به خصوص در کشورهای زلزله خیز بکار گرفته شده است. از ویژگی های آن اقتصادی بودن، اجرای آسان، وزن کم نسبت به سیستم های مشابه، شکل پذیری زیاد، نصب سریع، جذب انرژی بالا و کاهش قابل ملاحظه تنش پسماند در سازه را می توان نام برد. همچنین رفتار سیستم در محیط پلاستیک و میزان جذب انرژی آن نسبت به سیستم های مهار بندی بهتر است. آئین نامه AISC نیز قسمت طراحی دیوار برشی فولادی را به ضوابط لرزه ای سازه های فولادی اضافه کرده است. هرچند تحقیقات خوبی در کشور در زمینه دیوار های برشی فولادی انجام شده، اما هنوز آئین نامه ای مناسب و کاربردی که مهندسان بتوانند برای طراحی این سیستم استفاده کنند در دسترس نیست. به همین دلیل ارائه ضوابطی که بتوان از مزایای قابل توجه این سیستم استفاده کرد لازم است. در این مقاله ضوابط طراحی آئین نامه ای دیوار برشی فولادی بررسی می شود.

۱. مقدمه

امروزه استفاده از دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم باربر جانبی لرزه ای به طور کارآمد در بهسازی لرزه ای به منظور افزایش مقاومت جانبی و سختی ساختمان ها در برابر زلزله، در سازه های بتنی و فولادی مورد توجه قرار گرفته است. وظیفه اصلی دیوار برشی فولادی مقاومت در برابر نیروهای برشی ایجاد شده در طبقات و لنگر واژگونی حاصل از آن در اثر زمین لرزه می باشد. استفاده از دیوار برشی فولادی حتی قبل از آنکه ضوابط مربوط به آن توسط آیین نامه های طراحی تدوین شود، مورد توجه بوده است.

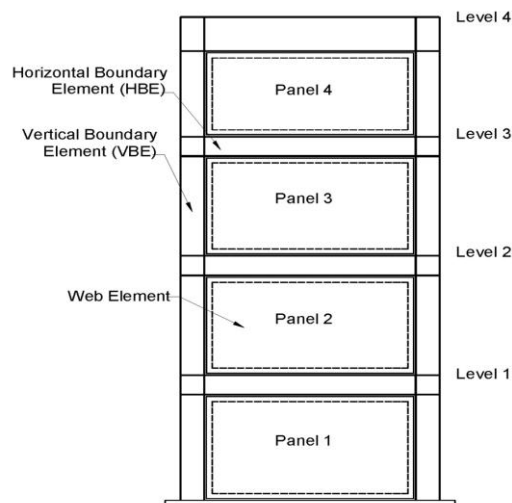
دیوار برشی فولادی در مقایسه با قاب های فولادی ممان گیر تا حدود ۵۰٪ صرفه جویی در مصرف فولاد را در سازه به همراه داشته است. از مزایای اصلی این سیستم می توان به انعطاف پذیری و قابلیت استهلاک انرژی زیاد و در عین حال سختی اولیه بالا اشاره کرد. وزن کمتر این ورق های فولادی به نسبت دیوارهای برشی بتنی، خود از عواملی است که باعث کاهش نیروی زلزله می گردد. یکنواختی منحنی های هیستریسیس دیوارهای برشی فولادی تحت بارگذاری سیکلی، علاوه بر اینکه نشان دهنده ی شکل پذیری مطلوب سازه است، معرف پایداری بسیار خوب این سیستم نیز می باشد [۷].

در سیستم دیوار برشی فولادی به علت گستردگی مصالح و اتصالات، تعدیل تنش ها به مراتب بهتر از سیستم های مقاوم دیگر در برابر بارهای جانبی مانند قاب ها و انواع مهاربند ها که معمولاً در آن ها مصالح به صورت دسته شده و اتصالات متمرکز می باشند، صورت گرفته و رفتار سیستم به خصوص در محیط پلاستیک مناسب تر می باشد [۸].

یکی از عوامل مهم مانع از گسترش اجرای این سیستم نقص اطلاعات در مورد این سیستم و رفتار آن در برابر بارهای لرزه ای و همچنین عدم اشاره ی کافی به این سیستم ها در آیین نامه ها می باشد. در سال ۲۰۰۴ میلادی آیین نامه های مختلف از جمله آیین نامه طراحی سازه های فولادی کانادا [۵] و FEMA450 [۳] ضوابطی را برای طراحی دیوار برشی فولادی ارائه کردند. در سال ۲۰۰۵ میلادی نیز ضوابط مربوط به طراحی دیوارهای برشی فولادی ویژه به آیین نامه طراحی لرزه ای سازه های فولادی AISC [۱] اضافه گردید. در کشور ما نیز هرچند تحقیقات خوبی در زمینه دیوار های برشی فولادی انجام شده، اما هنوز آیین نامه ای مناسب و کاربردی که مهندسان بتوانند برای طراحی این سیستم استفاده کنند در دسترس نیست. به همین دلیل ارائه ضوابطی که بتوان از مزایای قابل توجه این سیستم استفاده کرد لازم است. در این مقاله مطالعات و نتایج اخیر و ضوابطی که در طراحی آیین نامه ای دیوار برشی فولادی مورد نیاز است بررسی می شود.

۲. معرفی سیستم دیوار برشی فولادی

در دیوارهای برشی فولادی (SPSW¹)، ورقهای فولادی سخت نشده لاغر (جان ها) متصل به المانهای مرزی افقی و قائم پیرامونی (HBE² و VBE³) برای تسلیم و رفتار در یک حالت هیستریزیس شکل پذیر در طول زلزله طراحی می شوند (شکل ۱). HBE همچنین با اتصالات خمشی که قادر به ایجاد لنگر پلاستیک مورد انتظار HBE هستند، به صورت صلب به VBE متصل می شوند. هر جان باید به وسیله اعضا مرزی احاطه شود. تحقیقات آزمایشگاهی روی SPSW تحت بارگذاری چرخه ای غیر الاستیک و دینامیکی توانایی آنها را در رفتار در یک حالت شکل پذیر و اتلاف مقادیر قابل توجهی از انرژی نشان داده اند.



شکل ۱ - طرح کلی دیوار برشی فولادی

۳. مبانی طراحی

جان ها به وسیله تشکیل میدان کشش در زاویه ای تا 45° از قائم، و کماتش ورق در جهت قطری تسلیم می شوند. تحقیقات گذشته نشان می دهند که اندازه VBE و HBE در یک SPSW توسعه این میدان کشش را در سرتاسر تمام جان ها ممکن می سازد. بجز برای نمونه های با HBE و VBE

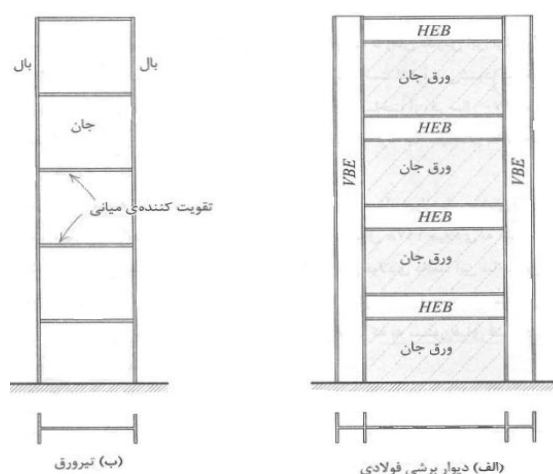
¹ Steel Plate Shear Wall

² Horizontal Boundary Element

³ Vertical Boundary Element

خیلی سخت، تسلیم در جان ها در یک حالت پیش رونده در طول هر پانل توسعه می یابد. چون جان ها در فشار تسلیم نمی شوند، تسلیم روی چرخه های تکرار بارگذاری ادامه می یابد. با توجه به تحقیقات گذشته تسلیم المان های مرزی تقریباً در ۲۵٪ تا ۳۰٪ کل مقاومت سیستم مشارکت می کنند. به استثنای مفاصل پلاستیک در دو طرف HBE، HBE و VBE محیطی باید به گونه ای طراحی شوند که وقتی جان ها کاملاً تسلیم شدند الاستیک باقی بمانند. مفاصل پلاستیک در دو طرف HBE برای توسعه مکانیزم شکست پلاستیک این سیستم لازم است. مفاصل پلاستیک در وسط HBE، که نسبتاً از تسلیم جان ها جلوگیری می کند، نامطلوب به نظر می رسد. نمونه هایی از هردو تسلیم مطلوب و نامطلوب در آزمایش های گذشته مشاهده شده است. به دلیل فقدان یک فرمول بندی تئوری برای کمی کردن شرایط منجر به تسلیم مناسب (و ارضاء نتایج آزمایشگاهی با این فرمول بندی)، الزامات محافظه کارانه ای برای VBE ایجاد می شود.

تحقیقات انجام شده که معمولاً رفتار دیوارهای با ورق فولادی را به عنوان یک تیر ورق قائم مقایسه می کنند (شکل ۲)، نشان می دهند که جان های یک SPSW در برابر برش ها به وسیله میدان کشش و VBE در یک SPSW در برابر لنگر و ازگونی مقاومت می کنند. هرچند این قیاس در فراهم کردن یک درک مفهومی از رفتار SPSW سودمند است، اما تفاوت های قابل توجه مهمی در رفتار و مقاومت هر دو سیستم وجود دارد.



شکل ۲ - مقایسه دیوار برشی فولادی با تیر ورق

تحقیقات گذشته نشان می دهند که استفاده از مقاطع سازه ای برای VBE و HBE در SPSW (مانند دیگر ابعاد و جزئیات مربوط به SPSW) بر جهت گیری زاویه مربوط به ایجاد میدان کشش اثر مطلوب گذارده، و استفاده از جان های خیلی لاغر (دارای مقاومت فشاری قطری ناچیز) را ممکن می سازد. همچنین HBE بزرگ در بالا و پایین SPSW برای مهار میدان کشش قابل توجهی که در دو انتهای سیستم سازه تشکیل می شوند ضروری می باشند. به علاوه محدودیتهای اعمال شده روی حداکثر لاغری جان تیر ورق برای جلوگیری از کمانش بال، قابل اعمال به SPSW که متفاوت ساخته شده اند نمی باشند. به این دلایل، استفاده از ضوابط طراحی تیر ورق در آئین نامه برای طراحی دیوار برشی فولادی مناسب نیست.

۴. تحلیل

بر اساس اصول طراحی براساس ظرفیت، تمام المان های مرزی گوشه (HBE و VBE) باید برای مقاومت در برابر بیشترین نیروهای ناشی از میدان کششی براساس تسلیم کامل جان طراحی شوند. نیروهای محوری، برش ها و لنگرها از واکنش سیستم به خرابی کلی و برشی و نیروهای ناشی از میدان کشش در جان ها، در المانهای مرزی SPSW ایجاد می شوند. از آنجائیکه ممکن است جان هایی ضخیم تر از مقدار مورد نیاز با توجه به قابل استفاده و در دسترس بودن، یا کمترین ضخامت مورد نیاز برای جوش استفاده شود، ضخامت واقعی جان باید برای محاسبات در نظر گرفته شود.

در پانل بالایی دیوار، مولفه های قائم میدان کشش باید به وسیله HBE مهار شوند. HBE باید مقاومت کافی را برای ایجاد تسلیم کامل کششی در طول عرض پانل را داشته باشد. در پانل پایینی دیوار نیز، مولفه های قائم میدان کشش باید به وسیله HBE مهار شوند. در این حالت نیز HBE باید مقاومت کافی را برای ایجاد تسلیم کامل کششی در طول عرض پانل را داشته باشد. این امر ممکن است به وسیله مهار به فونداسیون نیز انجام شود. برای HBE میانی، تغییرات بین تنش های نرمال بالا و پایین جان که روی HBE اعمال می شود معمولاً کم است، یا وقتی که جان ها در پانل های

بالا و پایین HBE ضخامت برابر دارند صفر است. از آنجا که به طور معمول HBE بالایی و پایینی اندازه قابل توجهی دارد، HBE میانی نسبتاً کوچکتر می باشد.

در طراحی HBE، مشخص کردن اثر تنش های قائم ایجاد شده به وسیله نیروهای میدان کشش در کاهش لنگر پلاستیک HBE مهم می باشد. به صورت همزمان، باید دیاگرام آزاد HBES برای برش و لنگرهای اضافه شده ایجاد شده به وسیله خروج از مرکزیت مولفه افقی میدان های کشش نیز در بالا و پایین HBES حساب شود. علاوه بر تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای HBE، در بعضی موارد ممکن است مهندس بتواند تسلیم المانهای مرزی را با نشان دادن اینکه تسلیم یک المان مرزی گوشه خاص باعث کاهش در ظرفیت برشی SPSW برای ارضاء تقاضا و نارسایی در ظرفیت تحمل باربری ثقیلی نخواهد شد، توجیه کند.

یک سری از روشهای تحلیل برای دستیابی به طراحی براساس ظرفیت و تعیین نیروهای وارد بر المانهای مرزی قائم امکان پذیر هستند. برای نمونه، برخی از روشهای قابل اعمال روی SPSW در ادامه آمده است. در همه نمونه ها، باید ضخامت واقعی جان، به دلایلی که قبلاً شرح داده شده است، در نظر گرفته شود.

۱.۴. تحلیل غیر خطی استاتیکی افزاینده

در این روش یک مدل از SPSW ساخته می شود که در آن المانهای الاستو پلاستیک دو خطی جان با مقاومت $R_y F_y A_s$ در جهت α ایجاد شده اند. مفاصل پلاستیک دو خطی نیز می توانند در دو انتهای المانهای مرزی افقی ایجاد شوند. تحلیل استاتیکی افزاینده استاندارد انجام شده با این مدل نیروهای محوری، برش ها و لنگرها را در قاب مرزی وقتی که جان ها تسلیم شوند مشخص خواهد کرد. همچنین کنترلهای جداگانه ای برای اطمینان از اینکه مفاصل پلاستیک در المان های مرزی افقی، بجز در دو طرف آنها ایجاد نمی شوند مورد نیاز می باشد.

۲.۴. روش طراحی براساس ظرفیت غیر مستقیم

موسسه استاندارد کانادا [5]، پیشنهاد می دهد که بارها در اعضای مرزی قائم می توانند از بارهای ثقیلی ترکیب شده با بارهای لرزه ای افزایش یافته به وسیله ضریب اضافه مقاومت تعیین شوند،

که در آن V_e مقاومت برشی مورد انتظار در پایه دیوار، تعیین شده برای ضخامت جان تامین شده، $(0.5 R_y F_y t_w L \sin 2\alpha)$ و V_u بار لرزه ای جانبی ضریب دار در پایه دیوار می باشند.

برای تعیین بارها در VBE، لازم نیست که ضریب اضافه مقاومت، B ، بیشتر از R در نظر گرفته شود. همچنین نیروهای محوری طراحی VBE از لنگرهای واژگونی به صورت زیر تعیین می شوند:

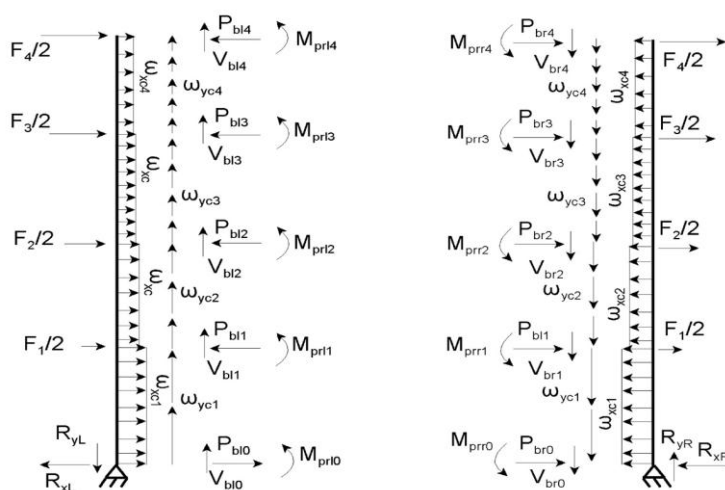
- لنگر در پایه BM_{II} می باشد، که M_{II} لنگر واژگونی لرزه ای ضریب دار در پایه دیوار متناظر با نیروی V_{II} می باشد.
- لنگر BM_{II} برای ارتفاع H از پایه که کمتر از دو طبقه نیست، گسترش می یابد.
- لنگر برای ارتفاع بیشتر از H تا پایین طبقه آخر، تا B برابر لنگر واژگونی آن طبقه، به صورت خطی کاهش می یابد، اما نیازی به R برابر کردن لنگر واژگونی لرزه ای ضریب دار متناظر با نیروی V_{II} در طبقه تحت بررسی نمی باشد.

همچنین لنگرهای خمشی در VBE که از میدان کشش در جان بدست آمده اند، باید به وسیله ضریب اضافه مقاومت B چند برابر شوند. این روش برای تخمین بارهای طراحی براساس ظرفیت VBE قادر به تولید نتایج منطقی می باشد؛ با این حال، همانطور که در بالا توضیح داده شده است، ممکن است که غیر محافظه کارانه باشد. این روش بر تحلیل الاستیک یک مدل نواری برای بارهای لرزه ای طراحی، پس از اعمال ضریب اضافه مقاومت B به لنگرهای VBE متکی است. بنابراین، دیاگرام های لنگر و تغییر شکل SPSW را ارائه می کند که شکلشان به آنچه از یک تحلیل استاتیکی افزاینده بدست خواهد آمد شبیه هستند. به همین ترتیب، تعیین نیروهای محوری VBE از محاسبات واژگونی براساس بارهای جانبی طراحی با اعمال ضریب اضافه مقاومت B ، دیاگرام های نیروی محوری که دارای شکل مناسبی هستند را نتیجه می دهند. با این وجود، در پی روند بالا، ضریب اضافه مقاومت فقط برای اولین طبقه بدست می آید و مقاومت قابل توجه قاب پیرامونی را شامل نمی شود. HBES و VBES در SPSW بزرگ

هستند و بخشی از برش پایه که به وسیله قاب خمشی پیرامونی مقاومت می شود می تواند قابل توجه باشد. بعلاوه، در بعضی نمونه ها، نسبت ضخامت جان فراهم شده به ضخامت جان مورد نیاز برای بارهای لرزه ای طراحی برای طبقات بالاتر از طبقات پایین تر بزرگتر می باشد. در چنین شرایطی، روش طراحی براساس ظرفیت غیر مستقیم برای بارهای طراحی VBE طبقات بالاتر دست پایین خواهد بود و طراحی براساس ظرفیت به دست نخواهد آمد. صرفه نظر کردن از این اثرات در تعیین B ، به بارهای طراحی VBE که کمتر از مقدار واقعی طراحی براساس ظرفیت هستند منجر خواهد شد. بنابراین، مکانیزم واژگونی کامل باید هنگام تعیین ضریب B استفاده شود.

۳.۴. ترکیب تحلیل پلاستیک و خطی

این روش در سال ۲۰۰۸ توسط برمن و برنو [۹] پیشنهاد شده است. در این روش، تعادل VBE تحت نیروهای نهایی ناشی از تسلیم ورق جان و HBE در نظر گرفته می شود. با فرض اینکه صفحات جان و HBE در یک SPSW برای مقاومت در برابر بارهای ضریب دار برطبق ضوابط طراحی شده باشند، ظرفیت مورد نیاز VBE می تواند از دیاگرام های آزاد VBE مانند آنچه در شکل ۳ برای یک SPSW چهار طبقه معمول نشان داده شده است، بدست آید. این دیاگرام های آزاد شامل بارهای گسترده براساس تسلیم ورق جان در طبقه i ، x_{ci} و y_{ci} ؛ لنگرهای ناشی از مفصل پلاستیک HBE، M_{prli} و M_{prri} ؛ نیروهای محوری از HBE، P_{bli} و P_{bri} ؛ بارهای لرزه ای جانبی اعمال شده به دست آمده با توجه به در نظر گرفتن مکانیزم خرابی پلاستیک، F_i ؛ و عکس العمل های پایه برای آن بارهای لرزه ای جانبی، R_{yl} ، R_{xr} ، R_{yl} و R_{xr} می شوند.



شکل ۳- دیاگرام های آزاد VBE

۴.۴. طراحی اولیه

برای متناسب کردن اولیه HBE، VBE و جانها، یک دیوار SPSW را می توان به وسیله یک خرابی قائم با قطرهای کششی تخمین زد. هر جان با یک مهاربند کششی قطری تک در داخل طبقه نشان داده می شود. برای یک زاویه فرضی شیب میدان کشش، ضخامت جان، f_y ، را می توان اینگونه بدست آورد:

که در آن A مساحت مهاربند کششی معادل، θ زاویه بین محور قائم و طولی مهاربند قطری معادل، L فاصله بین مرکزهای VBE، α زاویه فرضی شیب میدان کشش از قائم و Ω_s ضریب اضافه مقاومت سیستم، که در FEMA 369 (FEMA, 2001) [۴] تعریف شده است، و برای SPSW $1/2$ می باشد، هستند. A در ابتدا از اندازه یک مهاربند معادل برای پاسخگویی به الزامات دریافت سازه تخمین زده می شود.

۵. الزامات سیستم

۵.۱. نسبت ابعاد پانل

ضوابط ۲۰۰۵ برای طراحی دیوارهای برشی فولادی کاربرد آنها را به پانل های دیوار دارای نسبت های ابعاد $2/5 < L/h < 0/8$ محدود کرده بود. این محدودیت برای اولین بار در ویرایش ۲۰۰۳ مربوط به FEMA 450 (FEMA, 2003) [۴] معرفی شد. اما مشاهده شد که داشتن نسبت های ابعاد کم تر نیز عملکرد رضایت بخشی دارند. برای مثال، نمونه های SPSW دارای L/h با $0/6$ رفتار هیستریزس شکل پذیری قابل مقایسه با دیوارهای با نسبت های ابعاد بزرگتر نشان داده اند.

هیچ کران بالای تئوریکی روی L/h وجود ندارد، اما هنگامی که نسبت ابعاد SPSW افزایش می یابد، تدریجا HBE بزرگتری مورد نیاز خواهد شد، که توسط اصول طراحی براساس ظرفیت موجود در الزامات طراحی تعیین می شود. در این حالت عملا یک محدودیت عملی ایجاد خواهد شد که طراحی SPSW را غیر اقتصادی و غیر عملی خواهد کرد.

تحقیقات گذشته روی دیوارهای با نسبت L/t_w در محدوده ۳۰۰ تا ۸۰۰ تمرکز داشته اند. اگر چه کران بالای تئوریکی روی این نسبت وجود ندارد، محدودیت های دریافت به طور غیر مستقیم این نسبت را محدود خواهد کرد. الزام اینکه جان ها لاغر باشند یک کران پایین روی این نسبت فراهم می کند. به این دلایل، هیچ محدودیت مشخصی روی این نسبت نمی باشد.

۵.۲. سختی اجزاء مرزی

الزام سختی برای جلوگیری از انعطاف پذیری و کمانش بیش از حد VBE در صفحه در نظر گرفته می شود. با این وجود، مطالعات اخیر نشان می دهند که این رویکرد و محدودیت مشخص ممکن است با عملکرد رضایت بخش در صفحه و خارج از صفحه VBE غیر مرتبط باشد.

۵.۳. مهاربندی

تأمین پایداری المان های مرزی سیستم SPSW برای عملکرد مناسب سیستم ضروری می باشد. آزمایش های گذشته نشان می دهند که SPSW با الزامات تیر به ستون آنگونه که در الزامات قاب خمشی متوسط بیان شده می تواند در یک حالت شکل پذیر رفتار کند. به این ترتیب، الزامات مهاربندی جانبی با توجه به الزامات برای اعضا شکل پذیر متوسط تعیین می شوند. به علاوه، تمام اتصالات HBE به VBE باید برای اطمینان از پایداری پانل داخلی مهار شوند.

۵.۴. بازشودر ورق جان

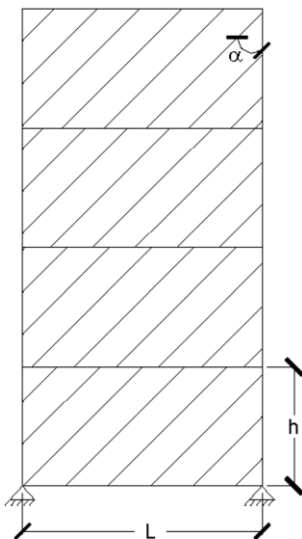
بازشوهای بزرگ در جان ها تقاضاهای موضعی قابل توجهی ایجاد می کنند و بنابراین باید HBE و VBE در یک حالت مشابه به عنوان اضافه بر سیستم داشته باشند. وقتی که بازشوها مورد نیاز باشند، SPSW می تواند به قطعات SPSW مشابه با استفاده از HBE و VBE در مرز بازشوها تقسیم شود.

۶. اعضاء

۶.۱. ورق جان

برش های طبقات با میدان های کششی که در جان ها در جهت α ایجاد می شوند تحمل می شوند. وقتی که المان های مرزی یک جان، HBE و VBE، یکسان نیستند، میانگین مساحت های HBE در محاسبات به عنوان A_b ، و میانگین مساحت ها و اینرسی های VBE می توانند به ترتیب در محاسبات به عنوان A_c و I_c برای تعیین α استفاده شوند.

مقاومت برشی پلاستیک پانل ها برابر است با $0.5R_y F_y t_w L_{cf} (\sin 2\alpha)$. مقاومت اسمی از تقسیم این مقدار بر اضافه مقاومت سیستم بدست می آید. این مقاومت برشی پلاستیک از این فرضیه بدست آمده است که هر جان با یک سری از نوارهای دو سر مفصل (شکل ۴)، با شیب α مدل می شود. حداقل ۱۰ نوار با فاصله مساوی برای مدل هر پانل استفاده می شود.



شکل ۴- مدل نواری دیوار برشی فولادی

۲.۶. اجزای مرزی

داستان و دراپور [۷] نشان دادند که مقاومت SPSW طراحی شده مطابق با الزامات رایج چندان به زاویه نوارها حساس نیست، و استفاده از یک مقدار 40° واحد در طول طراحی به نتایجی که اندکی محافظه کارانه هستند، منجر خواهد شد. انتظار می رود که مقداری از تسلیم موضعی در HBE و VBE به ایجاد مکانیزم پلاستیک سیستم های SPSW اجازه دهد. به این دلیل، HBE و VBE باید با الزامات نسبت عرض به ضخامت برای قاب های خمشی ویژه منطبق باشند.

۲.۷. اتصالات

۲.۷.۱. اتصال اعضای مرزی

با توجه به تشکیل مفصل پلاستیک در دو طرف HBES، اتصالات HBE به VBE باید بتوانند مقاومت پلاستیک HBE را تحمل کنند.

۲.۷.۲. اتصال ورق جان به اعضای مرزی

اتصالات جان به HBE و VBE پیرامونی براساس تشکیل مقاومت کششی مورد انتظار جان ها مورد نیاز هستند. مقاطع خالص نیز باید این مقاومت را در مورد اتصالات پیچی فراهم کنند.

مدل نواری می تواند برای مدل کردن رفتار SPSW و تسلیم کششی جان ها در زاویه α استفاده شود. تنها یک زاویه شیب که به عنوان میانگین برای همه پانل ها گرفته می شود می تواند برای تحلیل کل سیستم استفاده شود. مقاومت کششی مورد انتظار نوارهای جان باید بصورت $R_y F_y A_s$ تعریف شود، که در آن A_s مساحت یک نوار $((L \cos \alpha + H \sin \alpha)/n)$ ، L عرض پانل، H ارتفاع پانل و n تعداد نوارهای هر پانل که باید بزرگتر یا مساوی ۱۰ باشد، هستند.

این روش تحلیل، به واسطه ارتباطی که با داده های آزمایشگاهی دارد، به اندازه کافی عملکرد SPSW را پیش بینی می کند. این روش به رسمیت شناخته شده است، هرچند دیگر تکنیک های تحلیل پیشرفته (مانند روش اجزا محدود¹(FEM)) نیز برای طراحی SPSW می تواند استفاده شود. همچنین طراحی اتصالات جان ها به المان های مرزی باید کمانش ورق جان را در نظر بگیرد.

¹ Finite Element Method

رفتار مطلوب در ساختمانهای بلند با سیستم باربر جانبی لرزه‌ای دیوار برشی فولادی، وقوع تسلیم کششی در کلیه ورق‌های جان است. برای دستیابی به این منظور لازم است تغییرات ضخامت ورق‌های جان در پانل‌های مختلف در ارتفاع سازه به صورت یکنواخت و متناسب با ظرفیت باربری آن‌ها باشد. چنانچه ضخامت ورق جان در یک طبقه خیلی بزرگتر از ضخامت ورق جان در طبقات دیگر باشد، افزایش ظرفیت باربری آن ورق مانع ایجاد شکل‌پذیری مناسب در سیستم خواهد شد.

به بیان دیگر تناسب‌بندی صحیح بین اعضای سیستم باربر جانبی و استفاده از ورق با ضخامت حداقل موردنیاز موجب خواهد شد تا ورق‌های جان در کلیه پانل‌ها به ظرفیت تسلیم خود رسیده و تحمیل نیرو از طرف اعضای شکل‌پذیر (ورق‌های جان) به اعضای مرزی قائم و افقی محدود و کنترل شده باشد.

هنگامی که دیوارهای برشی فولادی برای ساختمانهای بیش از ۴ طبقه مورد استفاده قرار می‌گیرند، احتمال هم‌زمانی وقوع تسلیم کششی در کلیه ورق‌های جان پانل‌ها به دلیل احتمال وجود افزایش مقاومت در بعضی طبقات بعید به نظر می‌رسد.

برمن و برونو [۱۹] دو نوع مکانیزم شکست را برای دیوارهای برشی در نظر می‌گیرند. این دو مکانیزم، یکی تسلیم ورق جان در کل ارتفاع دیوار و دیگری مکانیزم طبقه می‌باشد. براساس تحقیقات ایشان برای اطمینان از وقوع تسلیم هم‌زمان پانل‌ها، لازم است تغییرات ضخامت ورق‌های جان با نیروی برشی طبقه همخوانی و سازگاری داشته باشد. بنابراین توصیه می‌گردد تا حد امکان ضخامت ورق جان نزدیک به آن چه براساس نیروی برشی طبقه موردنیاز است انتخاب گردد.

۱۰-۷-۱ ضوابط آئین‌نامه AISC341 در طراحی دیوارهای برشی فولادی

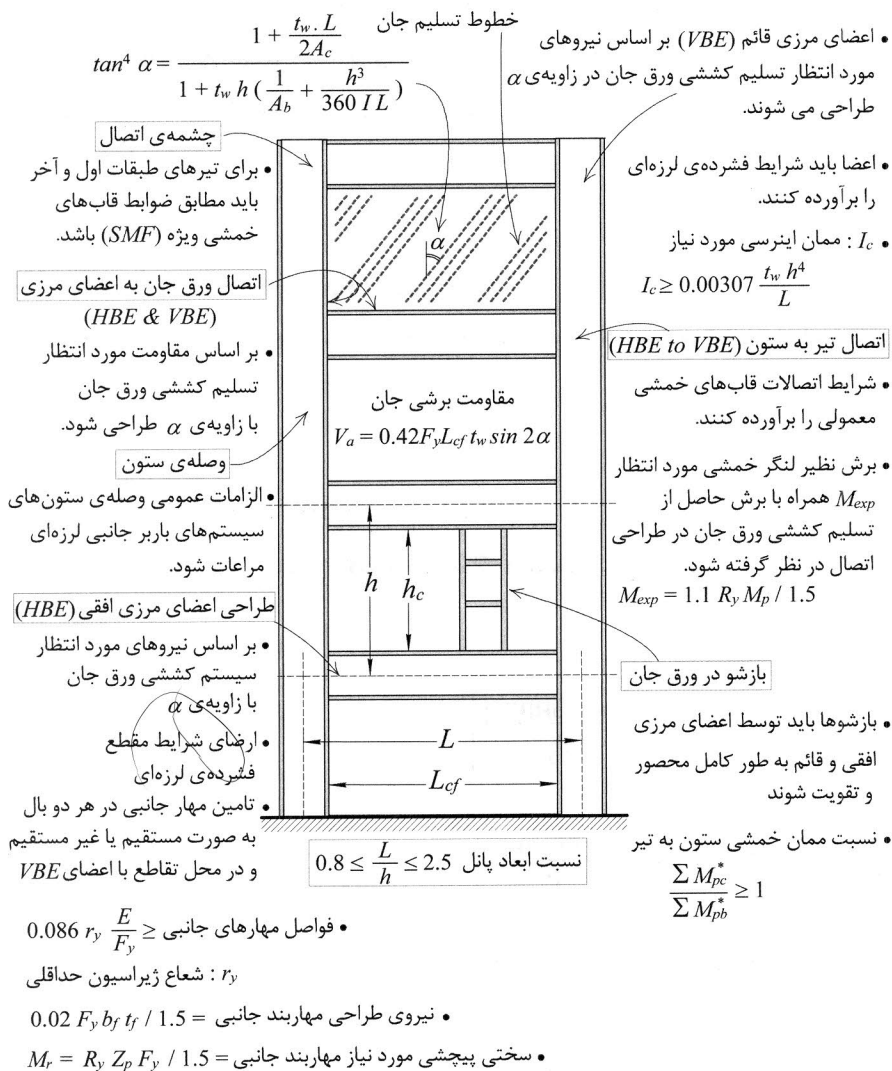
اصول ضوابط آئین‌نامه AISC341 در طراحی دیوارهای برشی فولادی در مناطق با خطر

لرزه‌خیزی زیاد مبتنی بر موارد زیر است:

- فرض می‌گردد که ورق‌های جان در هر تراز به طور کامل به حد تسلیم کششی خود در زاویه α برسند. زاویه α از رابطه (۴-۱۰) تعیین می‌گردد.
- ضخامت جان دیوار برشی براساس نیروی موجود در آن در اثر زلزله از رابطه (۳۱-۱۰) محاسبه می‌شود.
- برای اطمینان از وقوع تسلیم کامل کششی در ورق جان، لازم است اعضای مرزی افقی و قائم (HBE و VBE) و اتصالات براساس وقوع تسلیم در ورق جان با تنش تسلیم مورد انتظار $R_y F_y$ طراحی گردند.

- ورق جان به اعضای مرزی به وسیله جوش یا پیچ از طریق ورق کمکی کششی^۱ در کارگاه متصل می‌شود.
- اعضای مرزی به گونه‌ای طراحی می‌شوند که کاملاً در محدوده‌ی الاستیک باقی بمانند. وقوع تسلیم در تیر (HBE) و در نزدیکی بر ستون (VBE) از این قاعده مستثنی است. بنابراین نیروهای طراحی اعضای مرزی و اتصالات براساس تسلیم کامل کششی ورق جان و لنگر خمشی پلاستیک تیر (HBE) همراه با بارهای ثقلی تعیین می‌شوند.
- فلسفه ستون قوی- تیرضعیف که در قاب‌های خمشی ویژه به آن اشاره گردید نیز باید در این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای رعایت گردد.
- برای اطمینان از تحمل و تجزیه تغییرشکل‌های فرار تجمعی بزرگ در اعضای مرزی لازم است:
 - ۱- نسبت عرض به ضخامت این اعضا شرایط مقاطع فشرده لرزه‌ای را برآورده کند.
 - ۲- مهار جانبی کافی مشابه با قاب‌های خمشی ویژه در بال‌های تیر (HBE) فراهم گردد.
- اتصالات تیر به ستون در این سیستم باربر جانبی و در مناطق با لرزه خیزی زیاد باید از نوع خمشی بوده و امکان شکل‌گیری لنگر خمشی پلاستیک در فاصله‌ای محدود از بر ستون فراهم گردد. شایان ذکر است که تشکیل مفصل پلاستیک در تیر منبع اصلی و اساسی استهلاک و جذب انرژی القایی نیست. از دیوارهای برشی فولادی انتظار نمی‌رود در حد قاب‌های خمشی ویژه قادر به تحمل تغییرشکل‌های جانبی نسبی زیاد باشند. از این رو ملاحظات ویژه‌ای که در مورد اتصالات قاب‌های خمشی ویژه ضروری است، در خصوص اتصالات خمشی تیر به ستون در دیوارهای برشی فولادی به کار نمی‌رود. رعایت الزامات اتصالات مربوط به قاب‌های خمشی معمولی در مورد این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای کافی است.
- سختی ستون‌ها (VBE) نقش کلیدی و اساسی در تأمین و توسعه تغییرشکل‌های پلاستیک بزرگ در ورق جان ایفا می‌کند. از این رو حداقل ممان اینرسی ستون‌ها باید مطابق رابطه (۱۰-۳۲) باشد.
- رعایت مقررات مربوط به چشمه اتصال در دیوارهای برشی فولادی برای تیرهای طبقات اول و آخر همانند ضوابط مربوط به قاب‌های خمشی ویژه است. در سیستم‌های دیوار برشی

فولادی معمولاً تیرها (HBE) در طبقات اول و آخر دارای ابعاد بزرگ هستند و ستون‌ها (VBE) باید قادر به تحمل نیروهای اعمالی از طرف تیرها باشند. قبل از آن که ضوابط مربوط به طراحی اجزای دیوارهای برشی فولادی در قالب روابط مربوطه بیان گردد، جهت این که خوانندگان محترم با دورنمایی از طراحی اعضای این سیستم آشنا شوند، شکل ۱۰-۲۷ را ملاحظه کنند.



شکل ۱۰-۲۷ خلاصه‌ای از ضوابط آیین نامه AISC در طراحی دیوارهای برشی فولادی

گام اول: تعیین ضخامت اولیه ورق

در این گام ابتدا تمام برش طبقه به ورق داده می‌شود و ضخامت ورق با فرض زاویه میدان کششی تعیین می‌گردد.

گام دوم: تعیین مقاطع اولیه تیرها

گام سوم: تعیین مقاطع اولیه ستون‌ها

گام چهارم: تعیین زاویه میدان‌های کششی

با توجه به المان‌های بدست آمده می‌توان زاویه میدان‌های کششی را که در ابتدا فرض کرده بودیم، بدست آوریم و با استفاده از آن ضخامت ورق را تصحیح می‌کنیم.

گام پنجم: اصلاح مقاطع اولیه تیر و ستون

پس از اصلاح ضخامت ورق‌های فولادی، مقاطع تیر و ستون را اصلاح می‌کنیم. این کار سبب می‌شود که در مرحله تحلیل و طراحی نهایی زودتر به پاسخ برسیم.

گام ششم: تحلیل سیستم دیوار برشی فولادی

در گام اول تمام برش طبقه را به ورق فولادی دادیم. در این مرحله هدف اینست که سهم قاب را از برش طبقه تعیین کرده و در نهایت طراحی تیر و ستون را کامل کنیم. در نظر گرفتن سهم قاب از بار جانبی موجب کاهش سهم ورق فولادی و در نتیجه کاهش ضخامت ورق می‌گردد. برای تحلیل از مدل ارتوتروپیک استفاده می‌کنیم. هر گام تحلیل شامل مراحل زیر است:

1. کنترل مقاومت ورق برای سهم ورق از بار جانبی
2. کنترل مقاومت تیر برای نیروهای خمشی ناشی از بار ثقلی، تسلیم ورق و نیروی محوری ستون
3. کنترل مقاومت ستون برای نیروهای ناشی از بار ثقلی، تسلیم ورق و نیروهای ناشی از تیر
4. محاسبه مجدد زاویه میدان کششی در نتیجه تغییر مشخصات تیر، ستون و ورق

روند ارائه شده بر اساس آیین نامه‌ی آمریکا

مقررات طراحی اولیه بر اساس AISC 341

قبل از انجام هر نوع تحلیلی نیاز است که در ابعاد اولیه ورق‌های فولادی، تیرها و ستونها مشخص گردد.

برای طرح اولیه فرض می‌گردد که ورق تمام برش طبقه را تحمل کند.

- زاویه تنش کششی در ورق را می باید فرض کرد
- استفاده از زاویه 40 درجه

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin(2\alpha)$$

Unstiffend Plate

| | |
|-------------|------|
| Fy(Kg/cm2)= | 2400 |
| $\alpha =$ | 40 |
| Lcf(cm)= | 500 |

| Tw(in) | Tw(Cm) | ϕV_n (Kg/cm) | ϕV_n (ton) |
|--------|--------|--------------------|------------------|
| 0.0625 | 0.1588 | 141.83 | 70.92 |
| 0.0673 | 0.1709 | 152.72 | 76.36 |
| 0.0747 | 0.1897 | 169.52 | 84.76 |
| 0.1046 | 0.2657 | 237.37 | 118.68 |
| 0.1181 | 0.3000 | 268.03 | 134.01 |
| 0.1250 | 0.3175 | 283.66 | 141.83 |
| 0.1345 | 0.3416 | 305.22 | 152.61 |
| 0.1875 | 0.4763 | 425.49 | 212.75 |
| 0.1969 | 0.5000 | 446.71 | 223.35 |
| 0.2500 | 0.6350 | 567.32 | 283.66 |
| 0.3125 | 0.7938 | 709.15 | 354.58 |
| 0.3750 | 0.9525 | 850.98 | 425.49 |
| 0.3937 | 1.0000 | 893.42 | 446.71 |
| 0.4375 | 1.1113 | 992.81 | 496.41 |
| 0.5000 | 1.2700 | 1134.64 | 567.32 |
| 0.5906 | 1.5000 | 1340.13 | 670.06 |
| 0.6250 | 1.5875 | 1418.30 | 709.15 |

برای LRFD :

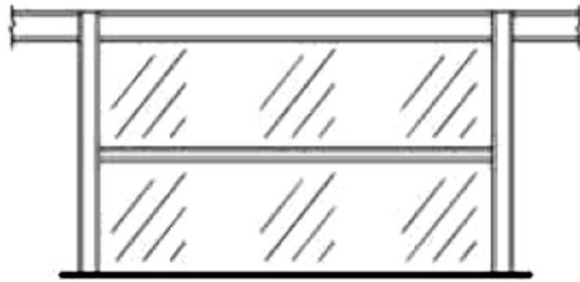
$$t_w \geq \frac{V_u}{\phi 0.42 F_y L_{cf} \sin(2\alpha)}$$

V_u مقاومت برشی لازم و ϕ ضریب مقاومت (0/9) است.

سختی اولیه لازم برای ستون‌ها

$$I_c \geq 0.0031 \frac{t_w h^4}{L}$$

گاه‌ها ممان اینرسی لازم برای ستون زیاد می‌شود که انتخاب مقطع را سخت می‌کند...



دیوار برشی فولادی با یک سخت کننده افقی در وسط طبقه

$$I_{st} \geq at_w^3 j$$

$$j = 2.5 \left(\frac{h}{a} \right)^2 - 2 \geq 0.5$$

a فاصله میان سخت کننده و تیر است

طرح اولیه تیرها

بار وارد شده بر تیر در اثر بارگذاری جانبی قاب اگر زاویه میدان کششی 45 درجه باشد بصورت ساده شده برابر است با:

$$w_r = \left[\frac{V_i - V_{i+1}}{L_{cf}} \right]$$

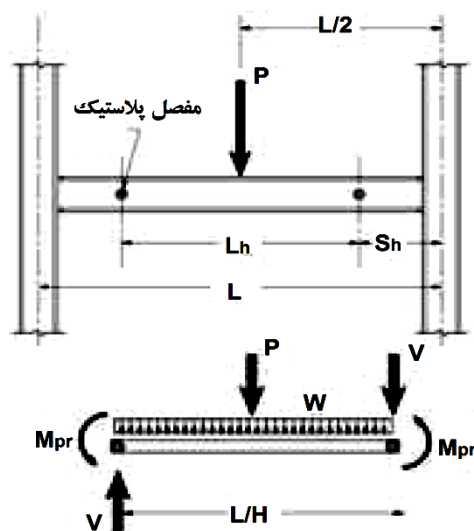
V_i اثر ورق در تراز i

توصیه می‌گردد که تیر دارای حداقل سختی (برای اطمینان از امکان تسلیم کامل ورق) باشد:

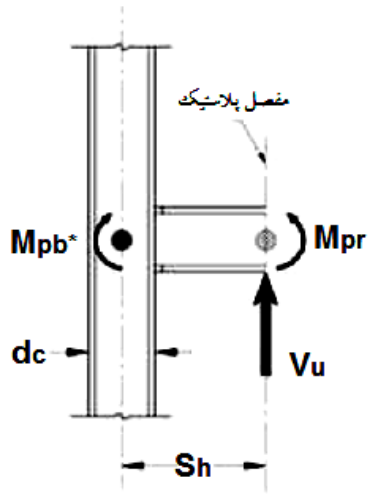
$$I_{HBE} \geq 0.0031 \frac{(\Delta t_w) L^4}{h}$$

ملزومات مقررات لرزه‌ای AISC

که اتصال ورق فولادی برای مقاومت تسلیم مورد انتظار ورق فولادی ($R_y F_y t_w$) طراحی گردد. تیرها و ستون‌ها می‌بایست برای نیروی متناظر با تسلیم کامل کششی ورق فولاد طراحی گردند.

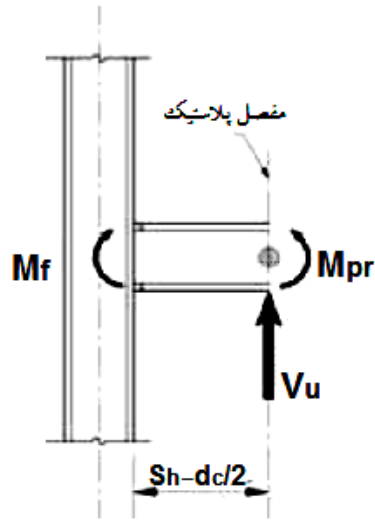


دیاگرام آزاد تیر در قاب خمشی ویژه



نیرو در مرکز ستون در اثر مفصل پلاستیک تیر

$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_u S_h$$



نیرو در بر ستون در اثر مفصل پلاستیک تیر

$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_u (S_h - d_c / 2)$$

$$M_{pc}^* = 2(F_y - P_{uc} / A_g) Z_x$$

Z_x مدول پلاستیک ستون، P_{uc} نیروی فشاری نهایی ستون. نیروهای محوری کششی و فشاری با توجه به مقاومت مورد انتظار تیر و ورق تعیین می‌گردد.

طراحی تیرها در دیوار برشی فولادی

تیرها برای نیروهای متناظر با تسلیم ورق فولادی طراحی می‌شوند

از مقطعی برای تیر استفاده شود که ضخامت جان آن حداقل برابر با مقاومت مورد انتظار ورق فولادی باشد.

$$t_{wHBE} \geq \frac{t_w R_y F_y}{F_{yHBE}}$$

مقاومت خمشی مورد نیاز برای تیر در وسط دهانه از رابطه زیر تعیین می‌گردد.

برای LRFD:

$$M_u = \frac{(w_u + w_g)L_h^2}{8} + \frac{P_u L_h}{4}$$

$$L_h = L - 2S_h$$

$$M_c = M_D = \Phi_b M_n$$

. نیروی محوری ناشی از ستون را می‌توان با فرض اینکه ستون نیروی مساوی به بالا و پایین طبقه وارد کند تخمین زد.

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w h_c$$

نیروی محوری ناشی از تسلیم ورق

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} R_y F_y [t_i \sin(2\alpha_i) - t_{i+1} \sin(2\alpha_{i+1})] L_{cf}$$

$$P_c = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.90 F_{cr} A_g$$

برای دیوار برشی فولادی، برشی اضافی تیر در اثر کشش ورق باید در نظر گرفته شود. کل برش تیر برای LRFD برابر است با:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{P_u}{2} + \frac{w_g + w_u}{2} L_{cf}$$

$$\Phi V_n \geq V_u$$

ممان پلاستیک تیر در نبود نیروی محوری برابر است با:

$$M_{pr} = 1.1R_y F_y Z \quad Z = Z_{RBS}$$

طراح ممکن است بخواهد اثر نیروی محوری در اتصال تیر به ستون را در جهت کاهش مقاومت خمش و در نتیجه مقاومت برشی اتصال در نظر بگیرد. از طرفی AISC 341 به روشنی به این موضوع اشاره نکرده است لذا از روابط اشاره شده در بخش H از AISC 360 برای محاسبه کاهش مقاومت خمشی تیر استفاده می کنیم.

برای LRFD و با در نظر گرفتن مقاومت خمشی اصلاح شده برابر $P_u / P_y < 0.2$ است با:

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

برای دیوار برشی فولادی، برشی اضافی تیر در اثر کشش ورق باید در نظر گرفته شود. کل برش تیر برای LRFD برابر است با:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{P_u}{2} + \frac{w_g + w_u}{2} L_{cf}$$

در روابط فوق P بار ثقلی متمرکز در وسط دهانه بر روی تیر، w_g بار ثقلی توزیع شده با فرض توزیع یکنواخت بر روی تیر است.

$$w_u = R_y F_y (t_i - t_{i+1}) \cos^2(\alpha)$$

طراحی ستون ها در دیوار برشی فولادی

ستونها در دیوار برشی فولادی تحت نیروهای زیاد محوری قرار دارند. این امر از دو منبع ناشی می شود. منبع اول تغییر شکل قاب و منبع دوم تنش کششی در ورق فولادی است.

رابطه برای نیروهای فشاری ستون

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \sin(2\alpha) t_w h + \sum V_u$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u}{2} L_{cf}$$

V_u مجموع برش تیرها است. این نیرو نباید در ضریب اضافه مقاومت ضرب گردد چراکه بیان کننده ظرفیت دیوار برشی فولادی است.

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \sin(2\alpha) t_w h + \sum \left[\frac{2M_{pr}}{L_h} - \frac{W_u}{2} L_{cf} \right]$$

رابطه برای نیروهای کششی ستون

برش در اثر ایجاد کشش در ورق برابر است با:

$$V_{VBE(web)} = \frac{1}{2} R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w h_c$$

و برش در اثر ایجاد مفصل در تیر برابر است با:

$$V_{VBE(HBE)} = \sum \frac{\frac{1}{2} M_{pb}^*}{h_c}$$

که میزان برش حاصل از این رابطه باید حداقل برابر با سهم ستون از برش طبقه باشد. این نیرو از تحلیل قاب بدست می آید و می توان فرض نمود که بصورت مساوی میان ستونها تقسیم می گردد.

کل برش برابر است با:

$$V_u = V_{VBE(web)} + V_{VBE(HBE)}$$

$$V_{VBE(HBE)} \geq 0.5(\text{Percentage..of..Shear..Force..By..Columns})(\text{Story..Shear})$$

ممان در اثر ایجاد کشش در ورق برابر است با:

$$M_{VBE(Web)} = \frac{R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w h_c^2}{12}$$

لنگر حاصل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر برابر است با:

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{\frac{1}{2} \sum M_{pb}^*}{1.1 R_y}$$

$$M_u = M_{VBE(Web)} + M_{VBE(HBE)}$$

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \approx B_1 M_u$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_E}} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}}} \geq 1.0$$

$$M_c = M_D = \Phi_b M_n$$

طراحی ستون در تراز مورد نظر با نیروهای اعمال شده از مقاومت مورد انتظار اتصال ورق و با اضافه نمودن نیروهای واژگونی از تراز بالایی با استفاده از بارهای لرزه‌ای افزایش یافته می‌باشد.

$$E_m = \frac{1}{2} R_y F_y \sin(2\alpha) t_w h_c + \Omega_0 E_{(above)}$$

برای سیستم پایه دیوار برشی فولادی ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برابر با 2/0 و در سیستم دوگانه برابر با 2/5 است.

برای داشتن یک طراحی صحیح، برای تعیین عکس العمل تیر در تراز بالایی می‌بایست اثرات کشش ورق منظور گردد.

این روش بر اساس آیین نامه کانادا (CSA, 2001) می‌باشد. در این روش ضریب اضافه مقاومت B در تراز اول برای ورق فولادی از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$B = \frac{[0.5 R_y F_y \sin(2\alpha) t_w L]_1}{(V_u)_1}$$

برای LRFD: