

نشریه علمی پدافند غیرعامل

سال دوازدهم، شماره ۳، پاییز ۱۴۰۰، (پیاپی ۴۷): صص ۳۵-۲۱

علمی- پژوهشی

اثر تعداد اعضای نواری در بررسی عددی رفتار دیوارهای برشی فولادی لاغر بدون سخت کننده با رویکرد پدافند غیرعامل

سیداحسان ابطی^{۱*}، سیدحسین حسینی لوسانی^۲

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۲/۲۵

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۵/۱۱

چکیده

با توجه به اصل هزینه-فایده در پدافند غیرعامل نتایج تحقیقات روی رفتار دیوارهای برشی نشان می‌دهد که سیستم دیوار برشی فولادی حدود ۵۰ درصد در مصرف فولاد نسبت به سیستم قاب خمشی صرفه جویی به همراه خواهد داشت. سیستم دیوار برشی فولادی به‌عنوان یک سیستم باربر جانبی مقاوم در برابر تهدیدات طبیعی و انسان‌ساخت از قبیل زلزله و انفجار که علاوه بر سبک بودن نسبت به دیوارهای برشی بتنی از سختی و شکل‌پذیری بالایی برخوردار است، عملکرد مناسبی از خود نشان داده است. با وجود این مزایا هنوز این سیستم به‌صورت گسترده در ایران مورد استفاده قرار نگرفته است. در این مقاله، از مدل نواری به‌عنوان یک روش برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی استفاده شده است. در این مدل صفحات پانل‌های فولادی با نوارهای مایل و با زاویه یکسان به‌عنوان میدان کشش جایگزین می‌شوند. در این تحقیق، اثر تعداد اعضای نواری استفاده‌شده در مدل و زاویه شیب در تحلیل رفتار این سیستم بابر جانبی نشان داده شده است. در پایان نتیجه می‌شود که تعداد اعضای نواری و زاویه شیب یک اثر ناچیز روی رفتار الاستیک سیستم دارند و اگر تحلیل‌های استاتیکی خطی برای سیستم دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده ارائه شده باشد، پانل‌های میانقابی را می‌توان با ۱۰ عضو نواری، همان‌طور که در آئین‌نامه کانادا حداقل ۱۰ عضو نواری در هر پانل توصیه شده است، مدل کرد. اما سختی غیرالاستیک و پاسخ سیستم دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده، می‌تواند از طریق مدل‌سازی پانل‌های میانقابی با ۳۰ عضو نواری و زاویه مایل ۴۵ درجه به‌صورت دقیق به‌دست آید.

کلیدواژه‌ها: مدل نواری، بارهای جانبی، دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده، رفتار غیرخطی مواد

۱- پژوهشگر دانشگاه جامع امام حسین (ع) - نویسنده مسئول: (ehsan_ab3001@yahoo.com)

۲- استادیار، دانشگاه خوارزمی

۱- مقدمه

بررسی رفتار این سیستم باربر جانبی مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

اولین برنامه تحقیقاتی وسیع روی رفتار پانل‌های دیوار برشی فولادی توسط تاکاهاشی^۱ و همکارانش در سال ۱۹۷۳ مدیریت شده است که در آن پیکربندی‌های مختلف پانل‌های برشی سخت‌شده تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای غیرالاستیک قرار گرفته و به‌منظور تعیین مطلوبیتشان برای استفاده در ساختمان‌ها به‌عنوان یک سیستم باربر جانبی مورد مطالعه قرار گرفتند. ۱۲ پانل با ورق‌هایی با ضخامت متفاوت (۲/۳ و ۴/۵ میلی‌متر) و سخت‌کننده، مورد آزمایش قرار گرفتند و در اقدامی دیگر به‌عنوان یک نمونه کنترل که هیچ سخت‌کننده‌ای نداشت، همه پانل‌هایی که دارای ۹۰۰ میلی‌متر ارتفاع و ۱۲۰۰ میلی‌متر عرض بودند، تحت آزمایش قرار گرفتند. هر پانل با قاب‌های مستطیلی خیلی سخت و اتصالات با مقاومت بالا محصور شده بود.

از ۴ تا ۶ چرخه کامل بارگذاری برشی با افزایش تغییر شکل، در هر چرخه اعمال شده بود. علاوه بر این، دو آزمایش با مقیاس واقعی روی دیوارهای سخت‌شده در دو طبقه به انجام رسید. محققین نشان دادند که پانل‌های سخت‌شده انرژی قابل توجه‌تری را نسبت به پانل‌های سخت‌نشده مستهلک می‌کنند، گرچه هر دو نوع عموماً در یک حالت شکل‌پذیر و پایدار رفتار می‌کنند. بر اساس نتایج این مطالعه، محققین توصیه می‌کنند که دیوارهای برشی فولادی به‌صورت سخت‌شده طراحی شوند تا پانل‌های برشی کم‌انرژی الاستیک نکنند. اضافه بر این، توصیه می‌شود که کم‌انرژی غیرالاستیک باید اتفاق بیفتد. این مسئله به کم‌انرژی‌های موضعی بین اجزای سخت‌کننده محدود می‌شود، آنچه که نباید اتفاق بیفتد، کم‌انرژی کلی پانل سخت‌شده است. اگر چه تحقیقات وسیع‌تر اخیر روی دلایل اقتصادی تأکید و بر روی دیوارهای برشی با پانل‌های سخت‌نشده که کم‌انرژی الاستیک دارند تمرکز دارد، تا حدودی رفتار هیستریتیک ویژه پانل‌های سخت‌شده به‌عنوان یک تحقیق توسط تاکاهاشی و همکارانش ارائه شده است [۲].

از اوایل تا اواسط دهه ۸۰، کولاک و همکاران او یک سری پروژه‌های تحقیقاتی که به دیوارهای برشی با پانل‌های لاغر سخت‌نشده به‌عنوان یک جایگزین پویا برای تأمین باربری جانبی اولیه برای ساختمان‌ها اعتبار می‌بخشید، انجام دادند. تحقیقات شامل یک پروژه تحلیلی توسط ثربرن^۲ و همکارانش در سال ۱۹۸۳، دو آزمایش با مقیاس بزرگ توسط تیملر و کولاک در سال ۱۹۸۳ و ترومپوش^۳ و کولاک در سال ۱۹۸۷ می‌باشد. ثربرن و

سیستم دیوار برشی بتنی از سال‌ها قبل به‌عنوان یک سیستم باربر جانبی متداول در ساختمان‌های بلند مرتبه و مرتفع مورد استفاده قرار می‌گرفته است اما از سال ۱۹۷۰ پژوهشگران و مهندسان سازه، از دیوارهای برشی فولادی نیز، به‌عنوان یک سیستم مقاوم باربر جانبی مؤثر و اقتصادی در ساختمان‌های جدید، برای مقابله با نیروهای ناشی از باد و زلزله در برخی از ایالت‌های آمریکا، ژاپن و کانادا استفاده نموده‌اند. همچنین از این دیوارها برای مقاوم‌سازی سازه‌های موجود به‌منظور افزایش مقاومت و سختی استفاده شده است [۱].

مهم‌ترین وظیفه دیوارهای برشی صفحه‌ای فولادی، مقاومت در برابر برش افقی طبقه و لنگر واژگونی ناشی از بارهای جانبی است. به‌طور کلی سیستم دیوار برشی صفحه‌ای فولادی، شامل یک صفحه نازک فولادی، دو ستون مرزی و تیرهای افقی می‌باشد چندین سؤال در مورد دیوار برشی فولادی که به‌عنوان یک سیستم باربر جانبی برای ساختمان‌ها عمل می‌کند در اوایل دهه ۷۰ مطرح شده است. قابل توجه‌ترین سؤال به این ارتباط دارد که کدام یک از پانل‌های میانقابی سخت‌شده یا سخت‌نشده عملکرد بهتری دارند و یا چه نوع اتصالی باعث می‌شود که سیستم دیوار برشی فولادی عملکرد بهتری داشته باشد، اتصالات خمشی یا اتصالات ساده. سیستم دیوار برشی فولادی به دو نوع استاندارد و دوگانه تقسیم می‌شوند:

اگر قاب فولادی محاط اتصال تیر به ستون ساده (مفصلی) داشته باشد این سیستم را سیستم استاندارد می‌نامند و اگر اتصال تیر به ستون خمشی (گیردار) داشته باشد سیستم را سیستم دوگانه می‌نامند. در این مورد، قاب‌های خمشی شکل‌پذیر ویژه به‌صورت سیستم‌های ثانویه یا برگشتی در مقابل سیستم مقاوم باربر جانبی که دیوار برشی فولادی می‌باشد، عمل می‌کند. همچنین ورق‌های میانقابی می‌توانند خودشان به حالت سخت‌شده یا سخت‌نشده که بستگی به فلسفه طراحی دارد، تقسیم شوند.

به‌علاوه دیوارهای برشی فولادی به انواع مختلف: دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده یا لاغر، دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده و دیوارهای برشی فولادی مرکب تقسیم می‌شود.

هدف این مقاله، تحقیق تحلیلی روی پاسخ‌های گوناگون قاب‌های فولادی دوبعدی مسلح شده با ورق‌های فولادی لاغر سخت نشده تحت اثر بارهای جانبی با استفاده از روش مدل نواری می‌باشد. در ادامه چند نمونه از کارهای انجام‌شده در

¹ Takahashi

² Thorburn

³ Tromposch

بارگذاری شده بودند. یک مسئله مهم مشاهده شده توسط پژوهشگران، این است که حتی زمانیکه ترک‌های برشی از ستون‌های بتنی به سمت پانل‌های میانقابی کمکی، می‌رود به آنها اجازه می‌دهد تا در برابر بارهای محوری از آنها حمایت کند [۶].

الگالی^۳ و همکارانش در سال ۱۹۹۳ از مدل‌های اجزاء محدود و مدل‌هایی بر اساس روش نواری تجدیدنظر شده که به‌وسیله تیملر^۴ و کولاک^۵ (۱۹۸۳) پیشنهاد شده بود، برای تکرار نتایج به‌دست‌آمده توسط کاسز^۶ و همکارانش (۱۹۹۳) به‌صورت آزمایشگاهی استفاده کردند. در این مطالعه آن‌ها از یک شبکه مش ۶×۶ برای صفحه دیوار در هر طبقه استفاده کردند. در مدل‌های اجزاء محدود از ورق‌هایی به ضخامت ۱/۹ و ۲/۷ میلی‌متر شبیه به آنچه در کارهای آزمایشگاهی بود، استفاده شد. اتصالات تیر به ستون، گیردار در نظر گرفته شد. بار جانبی به‌صورت یک جهته تا زمانیکه ناپایداری به دلیل تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون و کمانش موضعی بال به وقوع پیوست، اعمال شد. نتیجه به‌دست‌آمده نشان داد که دیوار با ورق‌های ضخیم‌تر، خیلی قوی‌تر نمی‌باشد، به این دلیل که در هر دو حالت تسلیم ستون، عامل کنترل‌کننده است. مدل‌های اجزاء محدود با استفاده از المان‌های پوسته‌ای در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، مقدار سختی و ظرفیت را بیشتر پیش‌بینی کردند. این تفاوت‌ها به دلیل دشواری مدل‌سازی ورق‌ها با عیب اولیه و عدم توانایی در مدل کردن تغییرشکل‌های خارج از صفحه‌ی اعضای قاب بود. نمونه با استفاده از اتصالات تیر به ستون گیردار و ضخامت ورق ۱/۹ میلی‌متر، همچنین با استفاده از مدل چند نواری مدل‌سازی شد. دوازده نوار برای نمایش ورق در هر طبقه استفاده شد. زاویه نوارها ۴۲/۸ درجه به‌دست آمد که با نتایج مدل اجزاء محدود که کرنش‌های اصلی در وسط ورق‌ها را بین ۴۰ و ۵۰ درجه نسبت به خط قائم پیش‌بینی می‌کرد، مطابقت خوبی داشت. با ترسیم یک منحنی تنش-کرنش الاستیک در محدوده رفتار پلاستیک برای نوارها، نتایج قابل قبولی مطابق با نتایج آزمایشگاهی نسبت به سختی اولیه، مقاومت نهایی و تغییرمکان در مقاومت نهایی از مدل به‌دست آمد. با استفاده از یک رابطه‌ی تنش-کرنش چند خطی برای نوارها که به‌صورت تجربی به‌دست آمد، مطابقت بهتری با نتایج آزمایشگاهی حاصل شد. این مدل همچنین نتایج خوبی برای ورق‌های با ضخامت ۰/۷۶ و ۲/۶۶ میلی‌متر به‌دست آورد. یک مدل تحلیلی برای پیش‌بینی رفتار چرخه‌ای هیستریزس دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک نیز گسترش یافت. این مدل بر اساس مدل نواری اما نوارهای متداخل بود که برای به‌دست

همکارانش در سال ۱۹۸۳ مدل به اصطلاح نواری را که در آن پانل‌ها به‌عنوان یک سری نوارهای کششی مورب مجزا مدل می‌شوند را برای نمایش میدان کشش توسعه دادند. فرض بر این است که مقاومت ورق میانقابی قبل از کمانش ناچیز است. آن‌ها همچنین استفاده از بادبندهای قطری معادل تنها برای ساده‌سازی تجزیه و تحلیل اولیه از دیوارهای برشی چند طبقه را مورد مطالعه قرار دادند. تیملر و کولاک در سال ۱۹۸۳ و ترومپوش و کولاک در سال ۱۹۸۷ آزمایش روی جفت دیوارهای برشی فولادی یک طبقه و آزمایش‌های قبلی که در درجه اول به‌منظور بررسی روش‌های تحلیلی ثربرن و همکارانش در سال ۱۹۸۳ بود را برای تأمین اولین شواهد تجربی با مقیاس بالا از عملکرد چنین سیستمی انجام دادند در حالیکه بعد از آن به مطالعه رفتار چرخه‌ای این سیستم پرداختند. ابعاد اعضای قاب هر دو نمونه، به‌عنوان نماینده‌ای از ساختار نمونه‌های هم‌شکل انتخاب شده‌اند. المان‌های قابی نمونه تیملر و کولاک به‌وسیله اتصالات پیچی در چهار گوشه‌ی انتهایی مدل شدند، در حالیکه نمونه ترومپوش و کولاک با اتصالات برشی عمیق پیچی هم‌شکل انجام گرفت و نمونه دوم نیز با استفاده از میله‌های پیش‌تنیده برای اعمال بار محوری ستون‌ها ساخته شد. نمونه‌ها پس از آن تحت اثر بارهایی با یک سری ۲۸ تایی از بار چرخه‌ای تمام برگشتی با حداکثر انحراف سمتی طبقه ۰/۸٪ قرار گرفتند، پاسخ نمونه تحت آزمایش در طول چرخه بارگذاری فاز یک، رفتار خیلی شکل‌پذیری را نشان می‌داد اما نمودارهای هیستریزس به شدت باریک شده بودند، زیرا ورق‌های میانقابی خیلی لاغر بوده و کمبود مقاومت خمشی در اتصالات قاب‌های مرزی مشاهده می‌شد. پس از آن شکل‌پذیری نمونه‌ها با یک بارگذاری یکنواخت نهایی با حداکثر انحراف سمتی طبقه ۳/۲٪ و همچنین رفتار چرخه‌ای که در این تغییر شکل زیاد، قبلاً مورد تحقیق قرار نگرفته بود، مورد بررسی قرار گرفت [۷-۳].

اویاما^۱ و یاماموتو^۲ در سال ۱۹۸۴ هفت آزمایش برای مطالعه روش‌های مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی مسلح با ورق‌های فولادی لاغر سخت‌شده انجام دادند. این آزمایش‌ها نشان‌دهنده اولین بررسی‌ها در زمینه روش‌های استفاده از پانل‌های میانقابی فولادی، برای مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی موجود بود. هر نمونه آزمایش، یک تک طبقه با سه مقیاس، قاب مقاوم تنها، با ورق‌های میانقابی متصل شده به قاب محاط با استفاده از ترکیب سرنوادی و میلگردهای مهاری همراه با رزین برای استحکام بیشتر بود. نمونه‌های آزمایش با بار محوری ستون و ترکیب سه یا چهار چرخه بارگذاری جانبی با حداکثر انحراف جانبی طبقه ۲٪

³ Elgaaly

⁴ Timler

⁵ Kulak

⁶ Caccese

¹ Aoyama

² Yamamoto

ضخامت‌های ۳/۴ و ۴/۸ میلی‌متر داشتند. تیرها و ستون‌ها دارای اتصال گیردار بودند که شامل اثر $P - \Delta$ و بارهای جانبی اعمال شده در چرخه‌های بازگشتی کامل در هر طبقه بود. ۳۰ چرخه بار با حداکثر انحراف سمتی ۰.۴٪ به نمونه اعمال شده بود. این آزمایش شکل‌پذیری و رفتار هیستریزیس پایدار با ظرفیت اتلاف انرژی قابل توجه را نشان می‌داد. علاوه بر این، بعد از اینکه بارگذاری به نقطه اوج خود رسید، کاهش مقاومت تدریجی را اثبات می‌کرد. یک مشاهده قابل توجه که توسط پژوهشگران صورت گرفت این است که علاوه بر افزایش ایجادشده در مقاومت توسط سیستم دوگانه، افزایش مقاومت ثانویه نیز مشاهده می‌شود. وقتی که ترک‌ها و خرابی‌ها در ورق میانقابی بعد از چند چرخه بازگشتی توسعه یافت، بار خود را به‌طور مؤثر دوباره توزیع می‌کند که در نتیجه آن هیچ کاهش مقاومت قابل توجهی اتفاق نمی‌افتد. این آزمایش شواهدی با مقیاس بزرگ از رفتار چرخه‌ای برتر دیوارهای برشی فولادی در تغییر مکان‌های بزرگ ارائه کرده است [۱۰].

رضایی در سال ۱۹۹۹ اولین آزمایش میز لرزان روی دیوارهای برشی را انجام داد. نمونه، معادل با دیوارهای چند طبقه آزمایش‌شده توسط لوبل^۵ و همکارانش در سال ۲۰۰۰ بود و توده‌ها در هر سطح طبقه متمرکز بودند. میز لرزان در رساندن دیوار برشی به ظرفیت نهایی‌اش ناتوان بود، بنابراین رفتار الاستیک متمرکز اصلی کارش بود [۱۱].

لوبل و همکارانش در سال ۲۰۰۰ در دانشگاه بریتیش کلمبیا، یک دیوار برشی فولادی ۴ طبقه و دو دیوار برشی فولادی یک طبقه را آزمایش کردند. تمام نمونه‌ها دارای نسبت عرض به ارتفاع ۱:۱ بودند. عرض و ارتفاع نمونه‌ها ۹۰۰ میلی‌متر بود. در تمام پانل‌های میانقابی از ورق‌هایی با ضخامت ۱/۵ میلی‌متر با تنش تسلیم ۳۲ مگاپاسگال و در قاب‌های مرزی از اتصالات گیردار استفاده شده بود. بارگذاری در حالت چرخه‌ای شبه استاتیکی با استفاده از پروتکل ATC24 اعمال شد [۱۳].

کولاک و همکارانش در سال ۲۰۰۱ یک ساختمان ۸ طبقه را که مطابق آئین‌نامه کانادا و استانداردهای مورد استفاده در تجزیه و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دینامیکی طراحی شده بود را مورد مطالعه قرار دادند. آنها فهمیدند که اگر چه حد پلاستیک تغییرشکل در اعضای قابی به دلیل افزایش ابعاد برای رسیدن به اهداف اتفاق افتاد، سازه از مجموعه سوابق زلزله جان سالم به در می‌برد [۱۵].

بهبهانی فرد و همکارانش در سال ۲۰۰۳ تحقیقی دیگر به‌منظور بررسی عددی و آزمایشگاهی روی دیوارهای برشی با

آوردن رفتار هیستریزیس لازم است. با استفاده از یک رابطه تنش- کرنش تجربی هیستریزیس، از مدل هیستریزیس مذکور، مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی گزارش شد [۸].

می‌مورا^۱ و آکیاما^۲ در سال ۱۹۹۷ به شناسایی پدیده باریک‌شدگی در نمودار هیستریزیس و همچنین خصوصیات رفتار هیستریزیس دیوارهای برشی فولادی سخت‌نشده که صفحات آنها ابتدا کم‌انرژی کرده و سپس به بار تسلیم برشی می‌رسند، پرداخته و یک منطق برای توجیه این رفتار جستجو کردند. به‌منظور فراهم کردن شواهد برای پشتیبانی مدل نظریشان، پژوهشگران یک سری آزمایش روی نمونه‌های تیر- ورق با تکیه‌گاه ساده انجام دادند. تا به یک نقطه بار چرخه‌ای در وسط دهانه دست یابند. برای پانل‌ها و سخت‌کننده‌ها از نبشی‌های فلزی به‌منظور تقسیم ورق به پانل‌های مجزا استفاده شده بود. نسبت وجه پانل، ضخامت جان، تعداد پانل‌ها از ۲ تا ۸ نوار در هر صفحه و ابعاد اعضای سخت‌کننده و پانل متفاوت انتخاب شده بودند و به‌صورت معمول، تنها دو چرخه بار اعمال، که همسویی با مدل‌های پیش‌بینی شده را نشان می‌دادند [۳].

ژو^۳ و لو^۴ در سال ۱۹۹۴ یک مطالعه تحلیلی روی پیکربندی دیوار برشی فولادی با پانل لاغر، که باعث یک تحول در پیکربندی‌های سنتی صفحات مقاوم که در آن پانل به‌صورت کامل به تیر و ستون‌ها متصل می‌شد، انجام دادند. در هر مورد، یک نمونه سه قابی ۱۲ طبقه با اتصال تیر به ستون گیردار در صفحه مقاوم خارجی و ورق‌های میانقابی در داخل صفحه مورد استفاده قرار گرفته بود. قاب‌ها دارای اتصال گیردار یا ساده تیر و ستون در صفحه مقاوم داخلی و همچنین ورق‌های میانقابی که از چهار طرف و یا تنها به تیر (بدون اتصال به ستون) متصل شده بودند و در نهایت چهار ترکیب کلی را تشکیل می‌دادند، مورد مطالعه قرار گرفتند. بر اساس این تحلیل‌ها، یکی از چیزهایی که محققین شناسایی کردند، افزایش درخواست روی ستون‌ها بود که حضور ورق‌های میانقابی باعث می‌شد. به‌منظور کاهش این درخواست، آنها توصیه کردند که پانل‌های میانقابی فقط باید به تیرها متصل شود. اگر چه این ایده هنوز به تأیید تجربی نرسیده، بحث در مورد تقاضای ستون هم اکنون نیز ادامه دارد [۹].

درایور و همکارانش بین سال‌های ۱۹۹۷ تا ۱۹۹۸ اولین آزمایش روی نمونه دیوار برشی فولادی با پانل لاغر سخت‌نشده را با مقیاس بزرگ چند طبقه انجام دادند. نمونه‌های چهارطبقه ۷/۵ متر بلندتر و ۳/۴ متر عرض‌تر بودند و ورق‌های میانقابی

¹ Mimura

² Akiyama

³ Xue

⁴ Lu

⁵ Lubell

که تحت اثر باد و زلزله قرار دارند را روشی اقتصادی و مؤثر برای مقاومت در برابر بارهای جانبی می‌دانستند [۲۰].

خرازی در سال ۲۰۰۵ دو آزمایش بر روی نمونه‌های دیوار برشی فولادی یک طبقه تحت بارگذاری چرخه‌ای، در دانشگاه بریتیش کلمبیا انجام داد. دو نمونه تفاوتی در زمینه مقاومت تسلیم ورق با هم داشتند. در نمونه اول، او از ورق فولادی با تنش تسلیم ۲۵۰ مگاپاسکال و در نمونه دوم از ورق فولاد نرم با تنش تسلیم ۱۵۰ مگاپاسکال استفاده کرده بود. او نمونه‌ها را بر اساس پروتکل‌های بارگذاری ATC-24 به ترتیب تحت ۲۷ و ۲۹ چرخه بارگذاری قرار داد و نتیجه گرفت که منحنی‌های هیستریزیس به صورت S شکل بوده و قابلیت جذب انرژی بالا و شکل‌پذیری مناسب از ویژگی‌های نمونه‌ها به شمار می‌رود [۲۱].

پارک^۴ و همکارانش در سال ۲۰۰۷ پنج نمونه دیوار برشی فولادی با مقیاس تقریباً یک سوم که دارای ضخامت‌های ورق ۲، ۴، ۶ میلی‌متر و دو نوع مقطع ستون بود را تحت بارگذاری قرار دادند. تمام تیرها، ستون‌ها و ورق‌ها از فولاد پر مقاومت انتخاب شدند. بارگذاری جانبی فقط در طبقه سوم اعمال گردید و هیچ‌گونه بار ثقلی بر روی نمونه‌ها وارد نشد. زمانیکه بارگذاری اعمال شد فقط ورق نمونه‌هایی که دارای ضخامت ورق ۲ میلی‌متر و همچنین مقطع ستون قوی بودند، قبل از خرابی ستون‌ها به حد تسلیم رسیدند و در بقیه نمونه‌ها به علت عدم تناسب سختی و مقاومت ستون‌ها با ورق‌ها، ستون‌ها قبل از تسلیم ورق‌ها دچار کماتش‌های موضعی و کلی شدند [۲۲].

صبوری قمی و قلهکی در سال ۲۰۰۸ تحقیقی آزمایشگاهی را در زمینه شکل‌پذیری دیوارهای برشی فولادی لاغر بر اساس ATC 24 صورت دادند. آنها دو سیستم دیوار برشی فولادی سخت‌نشده سه طبقه را تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای قرار دادند. جزئیات مدلشان به این صورت بود که برای ورق‌های میانقابی از فولاد با مقاومت پایین و برای المان‌های قاب مرزی از فولاد با مقاومت بالا استفاده نمودند. در نهایت آنها نتیجه گرفتند که ضریب شکل‌پذیری در دیوارهای برشی فولادی می‌تواند بین ۶/۵ تا ۱۳ در نظر گرفته شود [۲۳].

علی نیا و حبشی در سال ۲۰۰۹ در زمینه پاسخ‌های غیرخطی سیستم دیوار برشی فولادی تحت اثر بارگذاری جانبی با توجه به اثر متقابل ورق‌های میانقابی و اعضای قاب مطالعاتی را ترتیب دادند. تحقیق آنها نشان داد که ورق‌های میانقابی در گام‌های اولیه بارگذاری با حداکثر انحراف زاویه ۱٪ و جذب بخش قابل توجهی از برش طبقه، کارآمدی خوبی دارند؛ اما یکباره تسلیم مورب در ورق‌های میانقابی توسعه یافته و این ورق‌ها

ورق فولادی انجام دادند. نمونه آزمایشگاهی مستقیماً از یک نمونه آزمایش شده توسط درایور (۱۹۹۸) با برداشتن پانل پایینی از نمونه اصلی انتخاب شد. بدین ترتیب یک نمونه سه طبقه یک‌دهانه بزرگ مقیاس حاصل شد. بارگذاری نمونه بر اساس آئین‌نامه 24-ATC انجام گرفت. قبل از اینکه مقاومت نهایی نمونه حاصل شود، تیر طبقه اول از ناحیه بال بالایی و جان در اتصال تیر به ستون بعد از ۵۰ چرخه بارگذاری گسیخته شد. از آنجائی که یکی از اهداف آزمایش مشاهده ظرفیت نهایی دیوار و رفتار اعضای مرزی تحت شرایط حداکثر بارگذاری بود، نمونه اصلاح و آزمایش ادامه یافت. در پایان نمونه سختی الاستیک بالا و شکل‌پذیری زیاد و مقدار زیادی اتلاف انرژی و نیز پایداری حلقه‌های هیستریزیس را در تعداد زیادی تکرار از خود به نمایش گذاشت [۱۶].

برمن^۱ و برونو در سال ۲۰۰۳ با به‌کارگیری تئوری آنالیز پلانستیک و فرض نوارهای مجزا برای دیوارهای برشی ورق فولادی، معادلاتی را برای محاسبه مقاومت نهایی دیوارهای برشی یک طبقه و چند طبقه با هر دو نوع اتصال تیر به ستون ساده و گیردار ارائه کردند [۱۷].

برونو^۲ و وایان^۳ در سال ۲۰۰۴ یک برنامه مطالعاتی تجربی روی دیوارهای برشی فولادی انجام دادند و نتایج آنرا ارائه کردند. در نمونه‌های آزمایش شده از پانل‌های میانقابی با مقاومت تسلیم پایین (LYS) و مقاطع تیر کاهش‌یافته (RBS) در انتهای تیر استفاده شده بود. آنها دو نمونه مقاوم‌سازی شده را مورد مطالعه قرار دادند. اولین مدل شامل چندین سوراخ در پانل فولادی و دومین مدل نیز در گوشه‌های پانل برش‌های یک چهارم دایره‌ای داشت که برای انتقال نیروهای پانل به قاب‌های مجاور تعبیه شده بود. آنها مشاهده کردند که مقاومت تسلیم پایین منجر به کاهش سختی و شروع زودتر فرآیند اتلاف انرژی شده است [۱۸].

خرازی و صبوری قمی در سال ۲۰۰۴ یک مدل عددی را که مدل اصلاح شده اندرکنش ورق و قاب نامیده می‌شد را برای آنالیز برشی و خمشی دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر پیشنهاد کردند. مدل اندرکنش ورق و قاب اصلاح شده، رفتار دیوارهای برشی ورق فولادی شکل‌پذیر را در سه حالت کماتش الاستیک، پس‌کمانش و جاری‌شدگی مورد بررسی قرار می‌دهد [۱۹].

درایور و همکارانش در سال ۲۰۰۵ با استفاده از مدل نواری اصلاح شده به تجزیه و تحلیل دیوارهای برشی فولادی پرداختند. آنها استفاده از دیوارهای برشی فولادی سخت‌نشده در ساختمان‌هایی

¹ Berman

² Bruneau

³ Vian

⁴ Park

برشی فولادی همواره تحت اثر تغییرشکل‌های غیرارتجاعی رفت و برگشتی می‌باشند. با داشتن سختی کافی و رفتاری بسیار شکل‌پذیر، این دیوارها مقدار زیادی از انرژی را مستهلک می‌نمایند. تمامی این خصوصیات، این سیستم را برای تحمل بارهای جانبی مناسب می‌سازد. لازم به ذکر است که اتصال تیر به ستون در دیوارهای برشی فولادی می‌تواند مفصلی یا گیردار باشد، ولی برخی از آئین‌نامه‌ها برای مناطق با لرزه‌خیزی بالا اتصالات گیردار را ارجح می‌دانند.

برای مدل‌سازی دیوارهای برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده چندین روش وجود دارد، روش ساده شده برای تجزیه و تحلیل دیوارهای برشی فولادی لاغر سخت‌نشده، مدل نواری است که اولین بار توسط ثربرن و همکارانش در سال ۱۹۸۳ ارائه شد. در مدل نواری فرض بر این است، اقدام برجسته‌ای که در برابر برش طبقه مقاومت می‌کند، میدان کششی مورب است که بعد از اینکه ورق میانقابی لاغر سخت‌نشده کمانش کرد، توسعه می‌یابد و ظرفیت تحمل برش ورق‌های لاغر قبل از کمانش برشی نادیده گرفته می‌شود. (عموماً، کمانش در بارهای جانبی نسبتاً پایین اتفاق می‌افتد به دلیل اینکه ابعاد بزرگ پانل‌ها با توجه به ضخامتشان و همچنین خرابی‌های اولیه برون‌صفحه‌ای اجتناب‌ناپذیرند). به دلیل تسلط این رفتار، میدان کشش با یک سری نوارهای دو سر مفصل، که فقط قادر به انتقال نیروهای کششی هستند و تمایل به جهت‌گیری‌های یکسان به‌عنوان میدان کشش دارند، مدل می‌شوند. این چنین فرض می‌شود که فشرده‌سازی در جهت متعامد ناچیز است و اینکه زاویه مایل میدان کشش می‌تواند به‌صورت منطقی پیش‌بینی شود. ثربرن و همکارانش در سال ۱۹۸۳ نشان دادند که مدل‌سازی هر پانل با ۱۰ نوار، دقت کافی برای هندسه دیوارهای برشی معمول را فراهم می‌آورد [۴].

به‌منظور شکل دادن یک مدل نواری برای دیوارهای برشی فولادی لاغر سخت‌نشده، زاویه مایل میدان کشش باید تخمین زده شود. محاسبه زاویه مایل میدان کشش اولین بار به شکل یک رابطه از مطالعات ثربرن و همکارانش در سال ۱۹۸۳ که با فرضیات، کوچک‌سازی انرژی جذب شده، پانل فولادی مقاوم یک طبقه تحت اثر برش خالص، اتصالات تیر به ستون دوخته شده، صرف‌نظر از خمش ستون و تیرهای طبقه در خمش بی‌نهایت صلب در نظر گرفته شده بودند، استخراج شد. زاویه میدان کشش (α) با فرض اینکه نیروهای میدان کشش برای هر دو طبقه مجاور تفاوت ناچیزی داشته و مخالف جهت یکدیگر هستند از طریق رابطه (۱) محاسبه می‌شود [۴]:

$$\tan^4 \alpha = [1 + (L \times t)/2A_c] / [1 + (h \times t)/A_b] \quad (1)$$

کارآمدی خود را از دست می‌دهند و زمانیکه ناحیه تسلیم در ورق گسترش یافت، اضافه باری که اعمال می‌شود از طریق اعضای قاب تحمل می‌شود [۲۴].

کوپال^۱ در سال ۲۰۱۲ تحقیقی عددی را در زمینه دیوارهای برشی فولادی و بهبود عملکرد لرزه‌ای آنها انجام داد. او برای اعتبار بخشیدن به تحقیق دیوار برشی فولادی سوراخ‌دار و بدون سوراخ خود در محیط اجزاء محدود از دو آزمایش انجام‌شده در دانشگاه بوفالو نیویورک استفاده کرد. او نشان داد که بین مدل اجزاء محدود و آزمایش‌هایی که برای پانل‌های ساده و سوراخ‌دار صورت گرفته، تطابق خوبی وجود دارد [۲۵].

صبوری قمی و اسعد سجادی در سال ۲۰۱۳ تحقیقی را برای بررسی اثر سخت‌کننده روی رفتار دیوارهای برشی فولادی و همچنین بررسی دقت نظریه PFI برای سیستم‌های سخت‌شده و سخت‌نشده صورت دادند. برای این هدف، دو نمونه تجربی از دیوارهای برشی فولادی سخت‌شده و سخت‌نشده و همچنین یک نمونه تجربی قاب محاط را در آزمایشگاه ساخته و تحت اثر نیروی برشی جانبی قرار دادند. این نمونه‌ها شامل یک دیوار برشی فولادی یک طبقه با مقیاس یک‌سوم بود، که عرض، ارتفاع و ضخامت ورق آنها به ترتیب ۱۴۱۰، ۹۶۰ و ۲ میلی‌متر در نظر گرفته شده بود. برای ورق میانقابی از ST14، تیر و ستون ST52 و سخت‌کننده‌ها ST37 استفاده شده بود. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که نصب سخت‌کننده روی ورق فولادی اثر چندانی روی مقاومت برشی ندارد، اما اثر آن روی سختی برشی و جابجایی تسلیم برشی قابل توجه است. نتایج نشان داد که نصب سخت‌کننده، جابجایی تسلیم برشی ورق‌های فولادی لاغر سخت‌شده را ۲۵/۴٪ کاهش و سختی برشی ورق‌های فولادی سخت‌شده را در مقایسه با ورق‌های فولادی سخت‌نشده ۵۱/۱٪ افزایش می‌دهد. علاوه بر این سخت‌کننده ظرفیت اتلاف انرژی دیوار برشی فولادی را ۲۶٪ افزایش می‌دهد [۲۶].

۲- روش تحقیق

نیروهای وارده به ساختمان به لحاظ جهت یا امتداد به دو دسته نیروهای قائم و نیروهای جانبی تقسیم می‌شوند. سازه‌ها برای انتقال این نیروها نیاز به سیستم‌های مقاوم بخصوصی دارند. سیستم دیوار برشی از رده سیستم‌های مقاوم جانبی می‌باشد که شامل یک صفحه فولادی است، که به اعضای مرزی که همان تیرها و ستون‌ها می‌باشند، متصل می‌شود. این سیستم می‌تواند در یک یا چند دهانه از سازه و به شکل یک دیوار طره‌ای در تمام ارتفاع سازه ادامه یابد. تحقیقات نشان داده است که دیوارهای

¹ Koppal

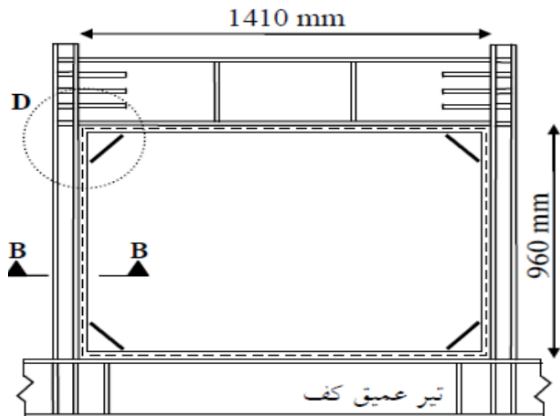
مطالعات تحلیلی که توسط برونو در سال ۲۰۰۲ انجام شد، نشان می‌دهد که تناسب خوب اجزای مرزی و نسبت بعد پانل L/h پایین برای اطمینان از توسعه مکانیسم اتلاف انرژی مورد نظر (یعنی تسلیم ورق) و حصول اطمینان از اثربخشی سیستم به‌عنوان یک سیستم باربر جانبی ضروری است [۱۸].

۳- صحت‌سنجی مدل

در این مطالعه، از مقاله صبوری قمی و اسعد سجادی که به بررسی آزمایشگاهی ضریب رفتار و جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده پرداخته‌اند، استفاده شده است. بطوریکه مدل آزمایشگاهی آنها با تمام شرایط بارگذاری، تنظیمات، ابعاد ورق‌ها، شرایط اتصالات و دیگر موارد در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده و نتایج تحلیل آن با نتایج به‌دست‌آمده از مدل آزمایشگاهی مقایسه شده است و به تطابق خوب مدل‌سازی آزمایشگاهی و کامپیوتری آن پی برده شد [۲۶].

۳-۱- مشخصات نمونه آزمایشگاهی

مشخصات نمونه دیوار برشی فولادی در شکل (۱) نشان داده شده است. نمونه دارای مقیاس یک‌سوم بوده و ارتفاع و عرض آنها به ترتیب ۱۲۵۰ و ۱۵۹۰ میلی‌متر می‌باشد. همچنین برای جلوگیری از پدیده زیپ‌شدگی از ۴ سخت‌کننده در گوشه‌ها استفاده شده است.



شکل (۱): مدل دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده صبوری قمی و اسعد سجادی [۲۶].

در نمونه آزمایشگاهی ورق میانقابی دیوار برشی فولادی دارای ضخامت ۲ میلی‌متر می‌باشد. در نمونه دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده، چهار سخت‌کننده در چهار گوشه ورق برای جلوگیری از پدیده زیپ‌شدن ورق از گوشه‌ها در یک طرف ورق تعبیه شده است که مشخصات آنرا می‌توان در شکل (۲) مشاهده نمود [۲۶].

که در این رابطه t ضخامت صفحه دیوار، A_c و A_b به ترتیب سطح مقطع عرضی ستون و تیر، L طول دهانه دیوار و h ارتفاع دیوار می‌باشد. در این رابطه اتصالات دو انتهای تیر مفصلی فرض شده و تنها سختی محوری اعضا در نظر گرفته شده است.

تیملر و کولاک در سال ۱۹۸۳ رابطه گسترده‌ای برای زاویه مایل میدان کشش، مشتمل بر توزیع خمش ستون‌ها که بر اساس کارهای ثبرن بود، را تعریف کردند. زاویه تصحیح شده α که به‌وسیله تیملر و کولاک تعریف شد به شرح زیر است [۵]:

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

که در آن I_c ممان اینرسی ستون است.

توزیع یکنواخت و مؤثر میدان کشش نمی‌تواند به‌صورت مؤثر توسعه یابد، مگر اینکه سختی مینیمم ستون تأمین شود. تحقیقات قبلی که توسط کوهن در سال ۱۹۵۲ صورت گرفت، نشان می‌دهد که رفتار رضایت‌بخش مستلزم آن است که رابطه زیر برقرار باشد [۲۷].

$$w_h = 0.7 h \left[\frac{w}{2LA_c} \right]^{0.25} < 2.5 \quad (3)$$

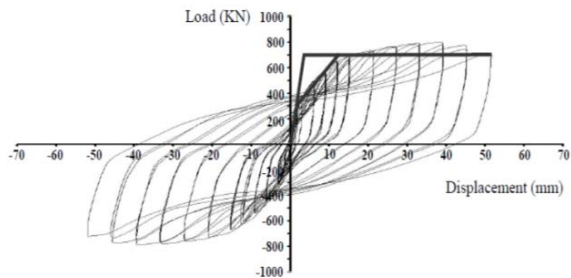
w_h ضریب انعطاف‌پذیری می‌باشد.

کوهن همچنین گزارش داد که تنش کششی در نزدیکی تیرهای افقی در بالا و پایین پانل دیوار، افزایشی کمتر از ۲۰٪ تنش یکنواخت برای عمل میدان کششی کامل فراهم کرده تا ضریب انعطاف‌پذیری ستون از ۲/۵ تجاوز نکنند. برای جلوگیری از تغییر شکل‌های بیش از حد که منجر به کمانش زودرس تحت اثر کمانش‌های خارج از صفحه (عمل بیرون کشیدگی) ورق اتفاق می‌افتد، رابطه زیر که برای محاسبه حداقل ممان اینرسی مورد نیاز ستون‌ها استفاده می‌شود:

$$I_c \gg \frac{0.000307wh^4}{L} \quad (4)$$

تحقیقات گذشته نشان می‌دهد که مدل‌سازی دیوارهای برشی فولادی لاغر سخت‌نشده با نوار به‌صورت منطقی برای نسبت‌های بعد پانل L/h که بیش از ۸/۰ است، بر اساس فعالیت‌های آقای رضایی در سال ۱۹۹۹ دقیق می‌باشد و هیچ کران بالایی به‌صورت تئوریک برای L/h وجود ندارد. با این حال، اخیراً تحقیقاتی روی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی لاغر سخت‌نشده که نسبت بعد پانل آنها L/h بزرگ‌تر از ۲ باشد، صورت نگرفته است [۱۲].

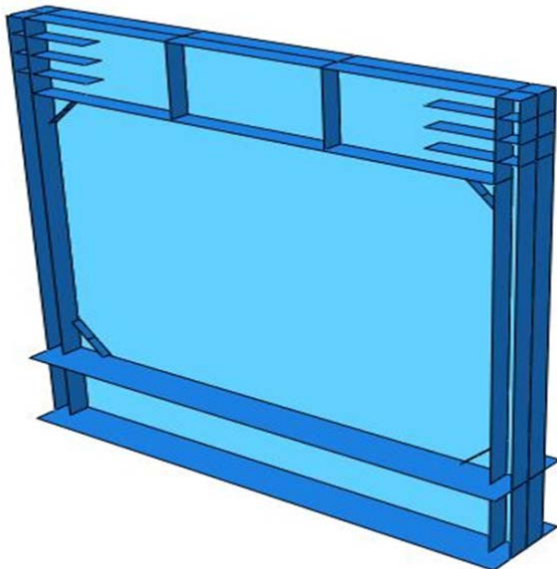
هیستریزیس آن مقایسه شود. در این تحقیق نمودار هیستریزیس به منظور بررسی رفتار مدل‌های آزمایشگاهی و نرم‌افزاری تحت اثر بارهای رفت و برگشتی (کشش و فشار) در زمان وقوع زلزله مورد استفاده قرار گرفته است و برای تحلیل غیرخطی، شناخت رفتار اعضا دیوار برشی فولادی و نمودار هیستریزیس آن ضروری است.



شکل (۴): نمودار هیستریزیس نمونه آزمایشگاهی صبوری قمی و اسعد سجادی [۲۶].

۲-۳- مدل‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS

مدل آزمایشگاهی صبوری قمی و اسعد سجادی که به ترتیب دارای ارتفاع و عرض ۱۲۵۰ و ۱۵۹۰ میلی‌متر می‌باشد و جزئیات آن در قسمت قبل ذکر شد در برنامه ABAQUS مدل‌سازی شده است که می‌توان آنرا در شکل (۵) مشاهده نمود.



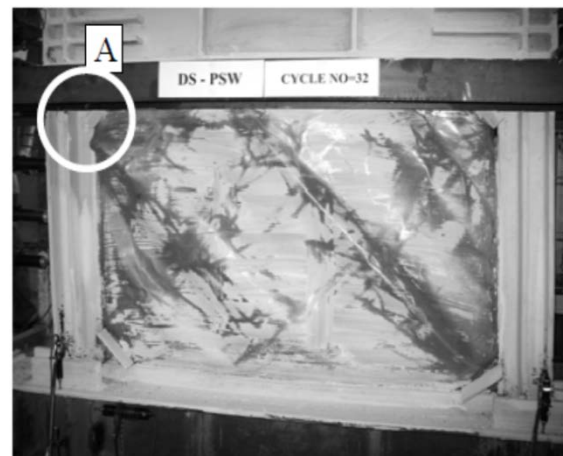
شکل (۵): مدل دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده صبوری قمی و اسعد سجادی

پس از اینکه فرآیند مدل‌سازی تکمیل شد، باید مدل را تحت اثر بارگذاری قرار دهیم که می‌توان اعمال تنش‌ها به نمونه را در شکل (۶) مشاهده نمود.



شکل (۲): نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده صبوری قمی و اسعد سجادی [۲۶].

در نمونه‌های دیوار برشی فولادی برای اتصال ورق به قاب از نبشی ۶ * ۶۰ * ۶۰ میلی‌متر استفاده شده است. ورق به‌کار گرفته شده از جنس فولاد نرم (فولاد با مقاومت جاری شدگی پایین) می‌باشد. همچنین در طراحی از تئوری و فلسفه فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) استفاده شده است که نشان‌دهنده این مسئله است که دیوارهای برشی فولادی از نوع شکل‌پذیر می‌باشند. پس از اینکه مدل تحت بارگذاری قرار گرفت دچار تغییر شکل و کمانش می‌شود. همان‌طور که مشاهده می‌شود پارگی‌هایی در گوشه دیده می‌شود که اگر سخت‌کننده‌ها وجود نداشتند گسترش می‌یافتند. شکل (۳) نمونه آزمایشگاهی را پس از اعمال بار نشان می‌دهد [۲۶].



شکل (۳): مدل آزمایشگاهی تغییر شکل یافته صبوری قمی و اسعد سجادی [۲۶].

پس از اعمال بار به دیوار برشی فولادی و بروز تغییرشکل‌ها در نمونه می‌توان در شکل (۴) نمودار هیستریزیس این نمونه آزمایشگاهی را مشاهده و به‌منظور صحت‌سنجی با مدل تغییر شکل یافته نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS و نمودار

همان طور که مشاهده می‌کنیم تغییر شکل‌ها و نمودار هیستریزس نمونه آزمایشگاهی و نمونه نرم‌افزاری رفتار تقریباً یکسانی را نشان می‌دهند. آنچه مشاهده می‌شود، این است که تعداد سیکل‌های بارگذاری و تقارن منحنی هیستریزس که نشان‌دهنده پایداری و رفتار یکنواخت اعضا تحت بارگذاری متناوب است، در هر دو نمونه یکسان می‌باشد. بنابراین با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از مدل آزمایشگاهی و مدل نرم‌افزاری و همچنین قرابت این نتایج به هم می‌توانیم نتیجه بگیریم که این مقاله از نظر صحت‌سنجی قابل قبول است.

۴- بررسی عددی دیوارهای برشی فولادی لاغر بدون سخت کننده با استفاده از مدل نواری

۴-۱- مشخصات و فرضیات مدل

در این مقاله کارآمدی مدل نواری به‌عنوان یک روش برای تجزیه و تحلیل دیوارهای برشی فولادی مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این مدل پانل‌های میانقابی فولادی با نوارهای مایل و با زاویه یکسان به‌عنوان میدان کشش جایگزین می‌شوند. تحلیل‌ها، تحقیق بر روی اثر تعداد اعضای نواری استفاده‌شده در مدل نواری و زاویه مایلشان را نشان می‌دهد. در این مطالعه چندین فرض در نظر گرفته می‌شود که این فرض‌ها به شرح زیر خواهند بود:

(۱) از مشارکت سقف طبقه صرف‌نظر می‌کنیم. تیرهای قاب مستقل از سقف طبقه فرض می‌شود.

(۲) فرض می‌کنیم که توزیع جرم المان‌ها به‌صورت یکنواخت است.

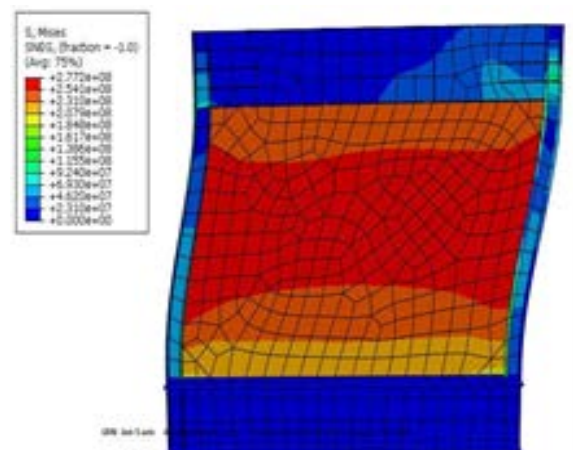
(۳) تنها وزن المان در جهت عمودی در نظر گرفته می‌شود و دیگر بارهای مرده اعمال‌شده نادیده گرفته می‌شود.

(۴) بارهای جانبی در طول ارتفاع مدل‌ها مطابق اولین حالات سازه‌ها توزیع می‌شود.

(۵) الگوی افزایش بار به‌صورت یکنواخت برای بارگذاری جانبی استفاده می‌شود.

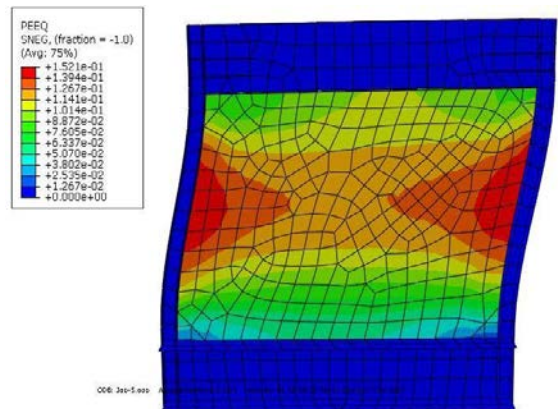
(۶) تنها غیرخطی بودن مواد در تحلیل PUSH-OVER غیرخطی در نظر گرفته می‌شود و از هندسه غیرخطی مانند P-Delta و اثر جابجایی‌های بزرگ چشم‌پوشی می‌شود.

(۷) خواص مواد المان‌ها به‌صورت الاستو پلاستیک با کرنش سخت‌شوندگی و نیرو در مقابل منحنی تغییر شکل برگرفته از FEMA۳۵۶ در نظر گرفته می‌شود [۱۴].



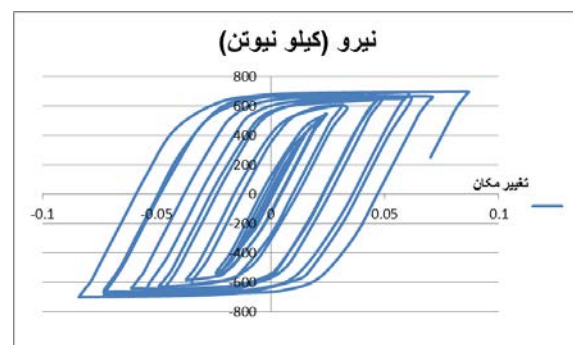
شکل (۶): اعمال تنش به سازه دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت کننده.

در این مرحله پس از اعمال بار به نمونه تغییر شکل‌هایی در نمونه به وجود می‌آید که این تغییر شکل‌ها را می‌توان در شکل (۷) مشاهده نمود.



شکل (۷): کرنش ایجادشده در مدل دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت کننده.

پس از اعمال بار به نمونه مطابق با شرایط بارگذاری نمونه آزمایشگاهی می‌توان نمودار هیستریزس مدل نرم‌افزاری را ترسیم که این نمودار در شکل (۸) نشان داده شده است.



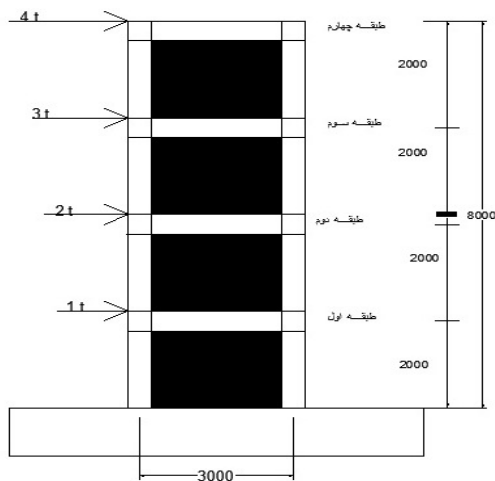
شکل (۸): نمودار هیستریزس نمونه نرم‌افزاری.

(۱۱) فرض می‌کنیم، تیرهای قاب محاط زمانیکه سطح مقطع آنها تحت اثر نیروی‌های خمشی دچار تسلیم کامل شده است، به شکل مفصل پلاستیک در آمده‌اند.

(۱۲) اعضای نواری زمانیکه سطح مقطع آنها تحت اثر بارهای محوری دچار تسلیم کامل شده است، به شکل مفصل پلاستیک فرض می‌شوند.

۴-۲- مدل سازی در نرم افزار SAP

در اینجا دو پارامتر اصلی، زمانیکه دیوارهای برشی فولادی لاغر سخت نشده به روش مدل نواری مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرند، نمایش داده می‌شوند. این دو پارامتر، تعداد اعضای نواری در پانل و زاویه شیب آنها هستند. در این بخش، تحلیل PUSH-OVER استاتیکی غیرخطی، از طریق تغییر تعداد اعضای نواری در پانل و زاویه مایلشان ارائه می‌شود. تصویر شماتیک نمونه در شکل (۱۰) نشان داده شده است.



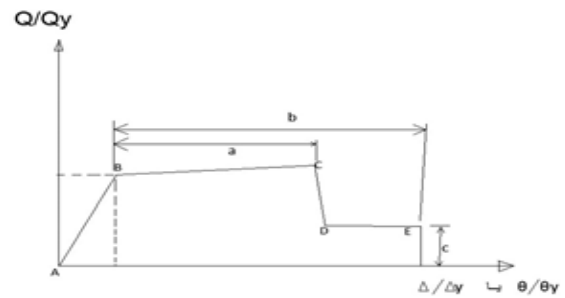
شکل (۱۰): تصویر شماتیک نمونه و توزیع برش پایه در طول طبقات.

به منظور مقایسه نتایج، مقاطع تیر و ستون در همه مدل‌ها به صورت هم‌شکل با مشخصات زیر استفاده شده است:

ستون: IPE 500 A=116 cm² I=48200 cm⁴ G=90.7 kg/m

تیر: IPE300 A=53.842cm² I=8360 cm⁴ G=42.4 kg/m

ضخامت ورق به منظور بررسی تأثیر تعداد اعضای نواری و زاویه مایل روی سیستم‌هایی که نسبت لاغری ورق مختلف دارند، ۲ و ۵ میلی‌متر، ارتفاع ورق میانقابی $h=200$ سانتی‌متر و عرض ورق میانقابی $L=300$ سانتی‌متر انتخاب می‌شوند. اکنون با داشتن مشخصات مقاطع تیر و ستون و ورق میانقابی، زاویه مایل مدل نواری را با استفاده از رابطه تیمر و کولاک [۵] برای ضخامت‌های ورق ۲ و ۵ میلی‌متر به ترتیب ۴۲/۴۲ و ۴۰/۶۹ درجه محاسبه می‌نماییم. در این مطالعه، که به منظور آزمایش و مقایسه تأثیر



شکل (۹): منحنی نیرو-تغییر شکل برای رفتار غیرخطی المان‌های فولادی [۱۴].

در این منحنی Q و Q_y بار عمومی (تعمیم‌یافته) و مقاومت تسلیم عمومی (تعمیم‌یافته) المان‌ها هستند. برای ستون‌ها و تیرها، θ چرخش الاستیک و پلاستیک کلی تیر و ستون و θ_y پیچش در تسلیم می‌باشند. برای اعضای نواری، Δ جابجایی الاستیک و پلاستیک کلی و Δ_y جابجایی تسلیم می‌باشند.

- نقطه A نشان‌دهنده مبدأ * (نقطه A مبدأ را نشان می‌دهد)

- نقطه B تسلیم را نشان می‌دهد. هیچ تغییر شکلی تا نقطه B رخ نمی‌دهد.

- نقطه C ظرفیت نهایی برای تجزیه و تحلیل PUSH-OVER را نشان می‌دهد.

- نقطه D مقاومت باقی‌مانده برای تجزیه و تحلیل PUSH-OVER را نشان می‌دهد.

- نقطه E شکست کلی را نشان می‌دهد.

پارامترهای مدل برای مواد غیرخطی که در شکل (۹) نشان داده شده است برای ستون‌ها، تیرها و اعضای نواری به شرح زیر است:

جدول (۱): پارامترهای مدل برای اعضای قاب دیوار برشی

	چرخش پلاستیک تغییر شکل / زاویه		نسبت مقاومت پسماند
	a	b	
ستون	$9\theta_y$	$11\theta_y$	۰/۶
تیر	$9\theta_y$	$11\theta_y$	۰/۶
نوار	$11\Delta_y$	$14\Delta_y$	۰/۶

(۸) ورق مورد استفاده فولاد ST۳۷ با مقاومت تسلیم ۲/۴ تن بر سانتی‌متر مربع می‌باشد.

(۹) فرض می‌کنیم، ورق میانقابی دارای خواص یک‌شکل، گرم نورد شده سازه‌های فولادی است.

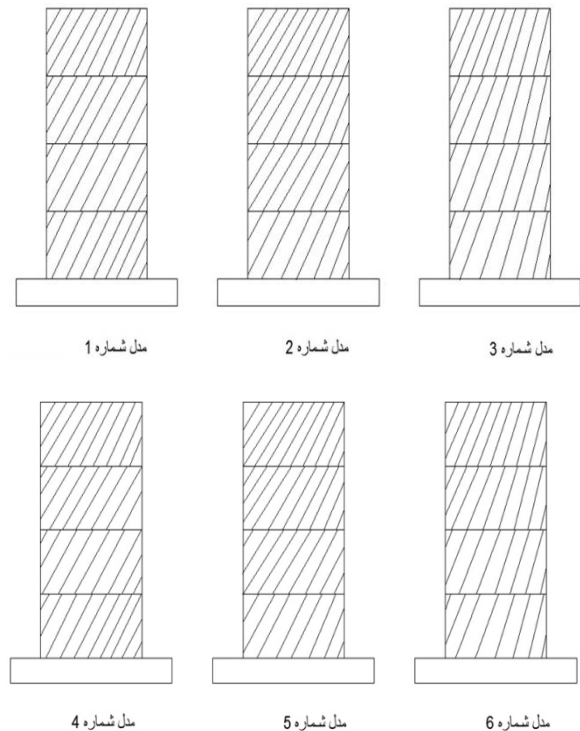
(۱۰) فرض می‌کنیم، ستون‌های قاب محاط زمانیکه سطح مقطع آنها تحت اثر ترکیب نیروهای محوری و خمشی دچار تسلیم کامل شده است، به شکل مفصل پلاستیک درآمده‌اند.

تسلیم برای هر عضو نواری توسط برنامه محاسبه شده است. بارگذاری روی مدل‌ها به‌وسیله‌ی افزایش برش پایه کنترل و برش پایه ۱۰ (تن) در طول سطح طبقه مطابق اولین حالت مدل‌ها توزیع شده است. سپس برش پایه به‌صورت خودکار توسط برنامه کامپیوتری تا زمانیکه سازه‌ها به ظرفیت نهایی‌شان برسند افزایش می‌یابد. نمودار ظرفیت هر مدل به‌وسیله‌ی رسم مقادیر برش پایه در مقابل تغییر مکان گره کنترل که در مرکز جرم سقف ساختمان قرار دارد، توسعه می‌یابد. جداول مقایسه یکسان مدل‌ها با زاویه شیب ۴۰ درجه را می‌توان در ذیل مشاهده کرد. مقایسه منحنی ظرفیت بین مدل‌هایی که دارای زاویه شیب‌های یکسان اما اعضای نواری متفاوت هستند و بین مدل‌هایی که دارای اعضای نواری یکسان اما زاویه شیب متفاوت هستند صورت می‌گیرد. سختی اولیه الاستیک، مقادیر برش پایه در اولین رفتار غیرخطی و مقادیر مقاومت نهایی کلی هر مدل را می‌توان در جداول (۲) و (۳) مشاهده کرد.

جدول (۲): مقادیر مقاومت نهایی، برش پایه و سختی الاستیک اولیه نمونه‌های مختلف.

ورق با ضخامت ۲ میلی‌متر			انواع	
مقاومت نهایی کلی	برش پایه	سختی الاستیک اولیه	تعداد نوارها در هر پانل	زاویه شیب (درجه)
۱۱۲/۴۱	۸۰/۴	۳/۱۱	۱۱	۳۵
۹۶/۷۲	۷۹/۲	۳/۰۹	۱۴	
۱۰۴/۷	۸۰/۷	۳/۲۲	۱۸	
۹۸/۲۱	۷۹/۷	۳/۱۵	۲۷	
۹۴/۷	۷۹/۶	۳/۱۱	۳۶	
۹۷/۱۲	۷۹/۸	۳/۱۶	۴۶	۴۰
۱۰۳	۸۰/۸	۳/۳۷	۱۰	
۱۰۴	۸۲/۳	۳/۴۱	۱۳	
۹۲/۵	۸۰/۸	۳/۲۶	۱۸	
۹۸/۶	۸۱/۲۱	۳/۳۶	۲۷	
۹۴/۲	۸۰/۱	۳/۳۱	۳۶	۴۵
۹۴/۹	۸۱/۶۲	۳/۳۱	۴۶	
۱۰۷/۶	۷۹/۹	۳/۴۸	۹	
۱۰۲/۷۱	۷۸/۷	۳/۴۴	۱۴	
۹۹/۹۲	۷۸/۲	۳/۴۴	۱۹	
۹۶/۷	۷۷/۷	۳/۴۱	۲۹	۴۵
۹۴/۹	۷۷/۵	۳/۴۰	۳۹	
۹۸/۹	۷۷/۳	۳/۳۹	۴۹	

زاویه‌های مایل مختلف نوارها برای ضخامت‌های ورق متفاوت صورت گرفته، زاویه‌های مایل یکسان برای ضخامت‌های ورق ۲ و ۵ میلی‌متر انتخاب شده است. مدل‌سازی کامپیوتری با زاویه‌های مایل ۳۵، ۴۰ و ۴۵ درجه به‌صورت جداگانه انجام شده و با زاویه مایل ۴۰ درجه به‌عنوان مورد پایه مورد ارزیابی قرار گرفته است. همان‌طور که از مطالعات و تلاش‌های گذشته مشاهده می‌شود، پانل‌های میانقابی با مینیمم عضو نواری ۱۰ و ماکزیمم عضو نواری ۱۵ مدل‌سازی شده است. در اینجا هیچ مطالعه‌ای گزارش نشده که مدل‌سازی پانل‌های میانقابی با تعداد اعضای نواری بیشتر از ۱۵ را پوشش دهد. در این مطالعه، ۶ پانل فولادی با اعضای نواری مختلف برای هر زاویه مایل مدل‌سازی شده است. اعضای نواری به یک سطح مقطع اختصاص داده می‌شود که در مجموع معادل سطح مقطع پانل‌های میانقابی محاط می‌باشد. مدل‌های با زاویه مایل ۴۰ درجه در شکل (۱۱) نشان داده شده است.



شکل (۱۱): تصویر شماتیک ۶ نمونه دیوار برشی فولادی.

۳-۴- تجزیه و تحلیل مدل

تسلیم ناشی از پیچش و سطح تماس نشان می‌دهد که تسلیم برای ترکیب‌های مختلف نیروی محوری و خمش که به‌وسیله برنامه برای هر مقطع تیر و ستون محاسبه شده، اتفاق افتاده است. تغییر مکان تسلیم و نیروی تسلیم، پیچش تسلیم و خمش

جدول (۳): مقادیر مقاومت نهایی، برش پایه و سختی الاستیک اولیه ۶ نمونه مختلف.

ورق با ضخامت ۵ میلی‌متر			انواع	
مقاومت نهایی کلی	برش پایه	سختی الاستیک اولیه	تعداد نوارها در هر پانل	زاویه شیب (درجه)
۱۲۰/۲۱	۹۲/۷	۴/۴۶	۱۱	۳۵
۱۱۴/۴	۹۳/۵	۴/۴۴	۱۴	
۱۲۷/۳	۹۳/۶	۴/۵۵	۱۸	
۱۱۴/۵	۹۳/۱	۴/۴۸	۲۷	
۱۱۳/۳	۹۲/۷	۴/۴۴	۳۶	
۱۱۴/۸	۹۲/۷	۴/۴۹	۴۶	
۱۴۸/۵	۹۴/۵۱	۴/۷۱	۱۰	۴۰
۱۴۴/۶	۹۴/۷	۴/۷۷	۱۳	
۱۲۲/۵	۹۴/۱	۴/۶۲	۱۸	
۱۲۷/۴	۹۴/۵	۴/۷۰	۲۷	
۱۲۲/۳	۹۳/۹	۴/۶۸	۳۶	
۱۲۱/۴	۹۳/۶	۴/۶۶	۴۶	
۱۴۸/۲۲	۹۰/۵	۴/۷۶	۹	۴۵
۱۴۱/۵۱	۸۹/۳	۴/۷۲	۱۴	
۱۲۸/۱	۸۸/۵	۴/۷۵	۱۹	
۱۲۲/۴	۸۹/۸	۴/۷۲	۲۹	
۱۲۰/۹	۸۹/۵	۴/۷۱	۳۹	
۱۱۵/۲	۸۸/۴	۴/۷۰	۴۹	

۵- بحث و نتایج

این موضوع در هر مدل مشهود است که رفتار غیرالاستیک سازه‌ها با شکل‌گیری مفصل پلاستیک در ستون‌های طبقه پایه آغاز می‌شود. این مسئله نشان می‌دهد که پاسخ هر مدل تا زمانیکه مفاصل پلاستیک در ستون‌های طبقه پایه شکل می‌گیرد، الاستیک-خطی می‌باشد. پاسخ‌های الاستیک و غیرالاستیک مدل‌ها به‌وسیله‌ی آزمایش سه پارامتر اصلی نمودار ظرفیتشان مورد بررسی قرار می‌گیرد. این پارامترها، سختی الاستیک اولیه، برش پایه ستون‌های پایه در اولین مفصل پلاستیک شکل گرفته و مقادیر مقاومت نهایی کلی می‌باشند.

این موضوع مشاهده شد که برای یک زاویه شیب ثابت، تفاوت در تعداد اعضای نواری روی مقادیر سختی الاستیک اولیه و مقادیر برش پایه در شروع رفتار غیرخطی سیستم تأثیر ناچیزی دارد. درصد تفاوت‌ها بین مدل‌ها با زاویه شیب یکسان اما با اعضای نواری متفاوت را می‌توان در جدول (۴) مشاهده کرد. برای هر زاویه شیب و هر دو ضخامت ورق درصد تفاوت‌ها بین حداکثر و حداقل مقادیر پارامترها محاسبه شده است.

جدول (۴): درصد تفاوت بین مدل‌ها با زوایای مختلف با توجه به مورد ۴۰ درجه.

۵ میلی‌متر		۲ میلی‌متر		انواع
برش پایه در اولین مفصل پلاستیک	سختی الاستیک اولیه	برش پایه در اولین مفصل پلاستیک	سختی الاستیک اولیه	زاویه شیب (درجه)
۰/۹۷٪	۳/۳۱٪	۱/۹۷٪	۴/۱۹٪	۳۵
۱/۱۵٪	۳/۵۵٪	۲/۶۸٪	۴/۵۳٪	۴۰
۴/۷۵٪	۱/۲۱٪	۳/۴۰٪	۲/۶۴٪	۴۵

برای بررسی اثر زاویه شیب روی سختی الاستیک اولیه و مقادیر برش پایه در پاسخ‌های غیرخطی آغازین، برای هر مقدار زاویه شیب، مقادیر میانگین پارامترها محاسبه شده و برای مقایسه با (مورد پایه ۴۰ درجه) مورد استفاده قرار گرفته است. درصد تفاوت‌ها بین (موارد ۳۵ و ۴۰) و بین (موارد ۴۰ و ۴۵ درجه) برای هر دو ضخامت ورق به شرح زیر است:

جدول (۵): درصد تفاوت بین مدل‌ها با زوایای مختلف با توجه به مورد ۴۰ درجه.

۵ میلی‌متر		۲ میلی‌متر		انواع
برش پایه در اولین مفصل پلاستیک	سختی الاستیک اولیه	برش پایه در اولین مفصل پلاستیک	سختی الاستیک اولیه	زاویه شیب (درجه)
۱/۲۳٪	۱/۵۶٪	۵/۱٪	۶/۱۹٪	۳۵
۵/۸۵٪	۳/۷۴٪	۰/۸۴٪	۲/۷۵٪	۴۵

مقایسه‌های نشان داده شده در بالا نشان می‌دهد که بین (مورد پایه ۴۰ درجه و مدل‌ها با زوایای شیب ۳۵ و ۴۵ درجه)، اثر تفاوت زاویه شیب روی سختی الاستیک اولیه سیستم و مقادیر برش پایه در پاسخ‌های غیرخطی آغازین تأثیر ناچیزی دارد. بر اساس نتایج تجزیه و تحلیل‌ها که در این بخش مطالعه نشان داده شده است، می‌توانیم درک کنیم که در طول پاسخ خطی-الاستیک، رفتار دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده به تعداد اعضای نواری و زاویه شیب حساس نیست. مشاهدات کلی درباره‌ی رفتار غیرالاستیک مدل‌ها کاهش مقادیر مقاومت نهایی کلی و گرایش به افزایش تعداد اعضای نواری در پانل است. این پدیده می‌تواند به شرح زیر توضیح داده شود. می‌خواهیم فرض کنیم که در اینجا دو مدل با تعداد عضو نواری متفاوت وجود دارد و پانل‌های میانجی با عضو نواری تنها، در مدل (۱) و سه عضو نواری، در مدل (۲) مدل شده است. اگر نیروی تسلیم برای اعضای نواری در مدل (۲)، یک واحد باشد، پس از آن نیروی مورد نیاز برای تسلیم عضو نواری در مدل (۱)، یک به واحد می‌شود.

زمانی می‌توان درصد تفاوت بین مدل‌های همگرا و مدل‌هایی که حداکثر مقادیر مقاومت نهایی افزایش یافته را می‌دهند از جدول بالا به دست آورد که ضخامت ورق افزایش باید. این پدیده را همچنین می‌توان به وسیله رفتار مدل‌ها همان‌طور که در بالا شرح داده شد، که پانل‌های میانقابلی ضخیم برای تسلیم شدن به برش پایه خیلی بیشتر نیاز دارند، توضیح داد. بعد از یک تعداد خاص افزایش در تعداد اعضای نواری، مشاهده می‌شود که این موضوع روی مقاومت نهایی مدل‌ها تأثیر ناچیزی دارد، که می‌توان آن را در جدول (۷) مشاهده کرد. مدل‌های همگرای مشترک برای هر دو ضخامت‌های ورق و هر زاویه شیب، مدل‌های ۴، ۵ و ۶ هستند که درصد تفاوت بین این مدل‌ها ناچیز است.

جدول (۷): درصد تفاوت‌ها بین مدل‌ها با زوایای مختلف با زاویه پایه (۴۰°).

زاویه شیب (درجه)	مدل	درصد تفاوت (%)	
		۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر
۳۵	۱	۹/۱۹ %	۲۳/۶۲ %
	۲	۷/۵۰ %	۲۶/۴۷ %
	۳	۱۳/۲۰ %	۳/۸۱ %
	۴	۰/۳۳ %	۱۱/۱۳ %
	۵	۰/۴۸ %	۷/۹۴ %
	۶	۲/۳ %	۵/۷۲ %
۴۵	۱	۴/۴۳ %	۰/۲۱ %
	۲	۱/۲۴ %	۲/۲۲ %
	۳	۸ %	۴/۴۴ %
	۴	۱/۸۹ %	۴/۰۸ %
	۵	۰/۷۷ %	۱/۱۸ %
	۶	۴/۲۲ %	۵/۵۲ %

این موضوع مشهود است که افزایش تعداد اعضای نواری تا محدوده خاصی روی دقت تحلیل اثر می‌گذارد و افزایش ضخامت ورق نیز با توجه به اینکه سختی المان‌های مرزی خیلی بیشتر است، تأثیر ناچیزی روی عملکرد سیستم دارد بنابراین درصد تفاوت‌ها بین مدل‌های ۴، ۵ و ۶ کمتر از مدل ۱، ۲ و ۳ می‌باشد. در کل درصد تفاوت‌ها بین نمونه‌های ۳۵ و ۴۰ درجه بیشتر از درصد تفاوت بین نمونه‌های ۴۰ و ۴۵ درجه است. به جز مدل‌های (۱) و (۲) با زاویه شیب ۳۵ درجه و ضخامت ورق ۵ میلی‌متر، درصد تفاوت‌ها بین مدل پایه ۴۰ درجه با مدل‌های ۳۵ و ۴۵ درجه به اندازه کافی کوچک است که نادیده گرفته شود.

زمانیکه برش طبقه در هر دو مدل معادل ۲/۵ واحد است، ۲ تا از ۳ عضو نواری مدل (۲) از قبل تسلیم شده است و سیستم به صورت غیرالاستیک برای مقاومت در برابر برش‌های طبقه و یک افزایش کوچک در برش طبقه رفتار می‌کند و نیروهای اعضای تسلیم شده برای توزیع مجدد بار حذف شده، به عضو نواری سوم و تسلیم کردن آن رها می‌شود. در حالیکه عضو نواری در مدل (۱) به برش طبقه اضافی ۰/۵ واحدی برای تسلیم شدن نیاز دارد، سیستم به صورت خطی-الاستیک رفتار می‌کند و هنوز توانایی تحمل یک افزایش در برش طبقه را دارد. این نیاز به برش طبقه اضافی باعث می‌شود که مدل (۱)، سخت‌تر از مدل دو رفتار کند و مقادیر مقاومت نهایی کلی مدل (۱) بالاتر از مدل (۲) شود. این مسئله نتیجه‌گیری می‌شود، زمانی که تعداد عضو نواری در مدل‌ها افزایش می‌یابد، توزیع مجدد بار حذف‌شده بین اعضای نواری واقع‌بینانه‌تر می‌شود و شبیه‌سازی، توزیع نیروها در پانل‌های میانقابلی فولادی دوبعدی، به خوبی انجام می‌شود. از آنجائی که هیچ عضو نواری تسلیم‌شده‌ای در طول پاسخ‌های الاستیک مدل وجود ندارد، رفتار الاستیک مدل‌ها به تعداد عضو نواری حساس نیست و این مسئله را می‌توان در شکل (۱) مشاهده کرد. اگرچه حداقل ۱۰ عضو نواری در هر پانل توسط آئین‌نامه‌ی طراحی سازه‌های فولادی کانادا توصیه شده است، افزایش تعداد اعضای نواری در هر پانل، به ما اجازه می‌دهد نتایج واقعی‌تر و دقیق‌تری را به دست آوریم. برای هر دو ضخامت ورق و برای هر زاویه شیب، درصد تفاوت بین مدل‌های همگرا (با زاویه مایل‌های یکسان) و درصد تفاوت بین مدل‌هایی که مقادیر مقاومت نهایی حداکثر را توسط مدل‌های همگرا ارائه می‌کند را می‌توان در جدول (۶) مشاهده کرد.

جدول (۶): درصد تفاوت بین مدل‌های همگرا با تعداد اعضای نواری متفاوت.

۲ میلی‌متر				
زاویه شیب (درجه)	مدل‌ها	درصد تفاوت (%)	مدل دارای ارزش نهایی	درصد تفاوت (%)
۳۵	۲،۴،۵،۶	۳/۷۶ %	۱	۱۶/۳۲ %
۴۰	۳،۴،۵،۶	۶/۵۰ %	۲	۹/۳۸ %
۴۵	۳،۴،۵،۶	۵/۲۰ %	۱	۱۰/۲۰ %
۵ میلی‌متر				
زاویه شیب (درجه)	مدل‌ها	درصد تفاوت (%)	مدل دارای ارزش نهایی	درصد تفاوت (%)
۳۵	۲،۴،۵،۶	۱/۳۳ %	۳	۱۱/۳۸ %
۴۰	۳،۴،۵،۶	۴/۹۵ %	۱	۲۰/۳۵ %
۴۵	۴،۵،۶	۶/۴۰ %	۱	۲۱/۹۳ %

۶- نتیجه گیری

۷- مراجع

- [1] "AISC Load and Resistance Factor Design Specification", American Institute of Steel Construction Inc, Chicago, 1999.
- [2] Y. Takahashi, Y. Takemoto, T. Takeda and M. Takagi, "Experimental Study on Thin Steel Shear Walls and Particular Bracings under Alternative Horizontal Load", Prelim.Rep, IABSE Symp. On Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well defined Repeated loads, Lisbon, Portugal, 1973.
- [3] H. Mimura and H. Akiyama, "Load-Deflection Relationship of Earthquake-Resistant Steel Shear Walls with a Developed Diagonal Tension Field", Transactions, Architectural Institute of Japan, 1977.
- [4] L. J. Thorburn, G.I. Kulak and C. J., Montgomery, "Analysis of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report . No .107, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, 1983.
- [5] P. A. Timler and G. L. Kulak, "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No 114, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, 1983.
- [6] H. Aoyama and Y. Yamamoto, "A Seismic Strengthening of existing RC Building by Steel Panel Shear Walls with Rims", transactions, Japan, Concrete Institute Aoyama, H, Yamamoto, Y; 1984.
- [7] E.W. Tromposch and G.L. Kulak, "Cyclic and Static Behavior of Thin Panel Steel Plate Shear walls", Structural Engineering Report, No.145, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, 1987.
- [8] M. Elgaaly, V. Caccese and R. Chen, "Experimental Study of thin Steel -Plate Shear Walls under Cyclic Loads", ASCE Journal of Structural Engineering, 1993.
- [9] M. Xue and L. Lu, "Interaction of Infilled Steel Shear Wall Panels with Surrounding Frame Members", proc., Structural Stability Research Council Annual Technical Session, Bethlehem, Pa, pp. 320 - 360, 1994.
- [10] R. G. Driver, G. L. Kulak, A. E. Elwi and D.J.L. Kennedy, "Cyclic Test of a Four-story steel plate Shear wall", ASCE Journal of Structural Engineering, 1998.
- [11] M. Rezai, "Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls by Shake Table Testing", PhD Dissertation, Dept. of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1999.
- [12] P. Kuhn, J. P. Peterson, L.R. Levin, "A Summary of Diagonal Tension, Part I- Methods of Analysis", Technical Note 2661, Langley Field (VA): National Advisory Committee for Aeronautics, Langley Aeronautical Laboratory, 1952.

با توجه به بررسی‌های عددی و مدل‌سازی‌های انجام‌شده در این مطالعه، در خصوص مدل‌سازی دیوارهای برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده با استفاده از مدل نواری و اصول پدافند غیرعامل می‌توان نتیجه گرفت:

(۱) سیستم باربر دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده به علت شکل‌پذیری و سختی بالا، عملکرد مناسبی در برابر تهدیدات طبیعی و انسان‌ساخت از قبیل زلزله و انفجار از خود نشان می‌دهد.

(۲) به‌وسیله آزمایش پاسخ‌های ۳۶ مدل، نتیجه می‌شود که تعداد اعضای نواری و زاویه شیب یک اثر ناچیز روی رفتار الاستیک سیستم‌ها دارند. اگر تحلیل‌های استاتیکی خطی برای سیستم دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده ارائه شده باشد، پانل‌های میانقابی را می‌توان با ۱۰ عضو نواری، همان‌طور که در آئین‌نامه کانادا حداقل ۱۰ عضو نواری در هر پانل توصیه شده است، مدل کرد.

(۳) افزایش تعداد اعضای نواری در هر پانل، در هنگام اعمال بار به دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده و بروز رفتار غیرخطی و غیرالاستیک به ما اجازه می‌دهد نتایج واقعی‌تر و دقیق‌تری را به‌دست آوریم.

(۴) برای مدل‌سازی ساده و دوری از خمش مصنوعی در تیرها و جلوگیری از پدیده بیرون‌شدگی از صفحه اعضای نواری که به گره‌های غیریکسان متصل شده‌اند، زاویه مایل ۴۵ درجه پیشنهاد می‌شود، مگر اینکه یک مقدار متفاوت، مانند تجزیه و تحلیل اجزاء محدود یا هندسه غیرمعمول پانل میانقابی، زاویه دیگری را توصیه کرده باشد.

(۵) سختی الاستیک و پاسخ سیستم دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده می‌تواند از طریق مدل‌سازی پانل‌های میانقابی با ۱۰ عضو نواری و زاویه مایل ۴۵ درجه به‌دست آید. با این حال، اگر تحلیل PUSH-OVER استاتیکی غیرخطی برای سیستم دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده به‌کاربرده شود، مشاهده می‌شود، زمانیکه پانل‌های میانقابی با تعداد اعضای نواری بیشتری مدل می‌شود، نتایج بهتری به‌دست می‌آید.

(۶) سختی غیرالاستیک و پاسخ سیستم دیوار برشی فولادی لاغر بدون سخت‌کننده، می‌تواند از طریق مدل‌سازی پانل‌های میانقابی با ۳۰ عضو نواری و زاویه مایل ۴۵ درجه به‌صورت دقیق به‌دست آید.

- [22] P. Wan-Shin and Y. Hyun-Do "Numerical Study of Earthquake Performance of Steel Plate Shear Walls", Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati, 765 Baldwin Hall, Cincinnati, OH 45221, USA, 2007.
- [23] S. Sabouri_Ghomi and M. Gholhaki, "Ductility of Thin Steel Plate Shear Walls", Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), vol. 9 no. 2 pp. 150_16868, 2008.
- [24] M. M. Alinia and H. R. Habashi "Characteristics of the Wall_Frame Interaction in Steel Plate Shear Walls", Journal of Constructional Steel Research, 2008.
- [25] M. Koppal "Computational Investigation of Tunable Steel Plate Shear Walls for Improved Seismic Resistance", Thesis Submitted to the Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University Inpartial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science, Department of Civil Engineering, 2012.
- [26] S. Sabouri-Ghomi and S. R. Asad Sajjadi, "Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners", Civil Engineering Department, K.N. Toosi University, Tehran, Iran. 18 April 2012.
- [27] T. Heydari and M. Habibi, "Strengthening of Steel Plate Shear wall", 2015.
- [28] J. Vafi Shahri and H. Khosravi " Investigation of bukling of Composite Steel Shear Wall with Smooth and Corrugated Sheets" , 2017.
- [13] A. S. Lubell, H. G. L. Prion, C. E. Ventura and M. Rezaei " Unstiffened Steel Plate Shear Wall Performance under Cyclic Load", ASCE Journal of Structural Engineering, 2000.
- [14] FEMA, 2000, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of buildings", Report No. FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C
- [15] G. L. Kulak, D. J. L. Kennedy, R.G. Driver and M. Medhekar, "Steel Plate Shear Walls _ an overview", AISC Engineering Journal, 2001.
- [16] M. Behbahanifard, R. Hussain, G. Driver and G.Y. Grondin "Recent Developments and Future Directions in Steel Plate Shear Wall Research", proc. North American Steel Construction Conference , May, Ft. Lauderdale, FL, USA, 2003.
- [17] J. Berman and M. Bruneau "Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls", ASCE Journal of Structural Engineering, 2003.
- [18] M. Bruneau and d. Vian, "Testing of Special LYS Steel Plate Shear Walls", 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, b.c , Canada, paper no 978, 2004.
- [19] M. H. K. Kharrazi and S. Sabouri_Ghomi "Modified sheet-frame interaction model", Ph.D. Dissertation, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 2004.
- [20] G. Driver, J. Shishkin and Y. Grondin "Analysis of Steel Plate Shear Walls using the Modified Strip Model", University of Alberta, Department of Civil and Environmental Engineering, 2005.
- [21] M. H. K. Kharrazi "Rational Method for Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls", Ph.D. Dissertation, University of British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 2005.

The Effect of the Number of Strip Members on the Numerical Study of The Unstiffened Thin Steel Plate Shear Walls with Passive Defense Approach

S. E. Abtahi*, S. H. Hosseini Lavasani

Abstract

Nowadays, gait recognition is one of the biometric methods that receives more and more. According to the cost-benefit principle in passive defense, the results of research on the behavior of shear walls show that the steel shear wall system will save about 50% in steel consumption compared to the bending frame system. The steel shear wall system has shown good performance as a lateral bearing system resistant to natural and man-made threats such as earthquakes and explosions, in addition to having a high performance and ductility and being light compared to concrete shear walls. Despite these advantages, this system has not yet been widely used in Iran. In this paper, the strip model is used as a method for the analysis of steel shear walls. In this model, the sheets of steel panels with oblique strips and the same angle are replaced as the tensile field. In this research, the effect of the number of band members used in the model and the slope angle in analyzing the behavior of this lateral beam system is demonstrated. In the end, it is concluded that the number of strip members and the angle of inclination have a negligible effect on the elastic behavior of the system and if linear static analysis for a thin steel sheer wall without hardeners is presented, interlayer panels can be modelled with 10 tape members per panel, as recommended in the Canadian regulations. However, the inelastic stiffness and response of the thin steel shear wall system without hardeners can be accurately achieved by modeling the interlayer panels with 30 strip members and an angle of 45 degrees.

Key Words: *Strip Model, Lateral Loads, Unstiffened Thin Steel Plate Shear Wall, Material Nonlinearity Behavior*