

مطالعه‌ی عددی بر روی دیوار برشی فولادی کامپوزیتی نیمه‌مقید در لبه‌ها تحت بارگذاری دور و نزدیک گسل

سینا مؤمنی (کارشناس ارشد)

نوید سیاه‌پلو* (استادیار)

دانشکده‌ی تحصیلات تکمیلی، مؤسسه‌ی آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز

علیرضا جهان‌پور (استادیار)

دانشکده‌ی عمران و معماری، دانشگاه ملایر

مهندسی عمران تهریف، (پیاپی ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۱، صص. ۹۹-۱۱۲، (پژوهشی)

دیوار برشی، یکی از مهم‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساختمان است؛ که علاوه بر کنترل تغییرمکان جانبی سازه و مقابله با نیروی جانبی، سختی سازه را به صورت چشمگیری افزایش می‌دهد. هدف از انجام نوشتار حاضر، بررسی رفتار غیرخطی دیوار برشی فولادی مرکب (کامپوزیت) نیمه‌مقید در لبه‌ها تحت بارگذاری یکسوا و چرخه‌ای دور و نزدیک گسل است. در نوشتار حاضر، پس از راستی‌آزمایی، نخست دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید برای انتخاب اعضاء مرزی و انتخاب دهانه‌ی بحرانی در نرم‌افزار ETABS مدل‌سازی و تحلیل شده است. سپس مدل مینا، دیوار برشی نیمه‌مقید فولادی به دیوار برشی نیمه‌مقید مرکب تبدیل و در نهایت در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و بررسی شده است. از جمله متغیرهای بررسی شده، کاهش ضخامت روکش بتنی در دو طرف ورق فولادی دیوار، استفاده از روکش بتنی در یک طرف ورق فولادی دیوار و افزایش ضخامت ورق فولادی دیوار هستند. نتایج نشان داد که اضافه شدن بتن به مدل SSSW (تبدیل مدل به SSCSW) سختی اولیه‌ی درون صفحه را ۳۵٪ افزایش داده است. همچنین زمانی که بتن به مدل SSSW اضافه شد، شکل‌پذیری در دو حالت دور و نزدیک گسل، ۱۵٪ افزایش پیدا کرد و مقایسه‌ی مقاومت نهایی (قله‌ی نمودار چرخه‌ای) نیز نشان داد که فارغ از نوع الگوی بارگذاری چرخه‌ای، مقدار محاسبه شده برای مدل SSCSW، ۲۸٪ بیشتر از مدل SSSW بوده است.

واژگان کلیدی: بارگذاری چرخه‌ای، آباکوس، دیوار برشی فولادی مرکب نیمه‌مقید در لبه‌ها، ظرفیت باربری، تحلیل غیرخطی.

sinamomeni936@gmail.com
siahpolo@acecr.ac.ir
a.jahanpour@gmail.com

۱. مقدمه و تاریخچه‌ی پژوهش

شده است. سیستم دیوار برشی فولادی دارای سختی کشسان، رفتار چرخه‌ای پایدار، ظرفیت جذب انرژی بالا و شکل‌پذیری مناسبی است، که به خوبی نیاز سیستم‌های جاذب انرژی را برآورد می‌سازد.^[۱] به طور کلی از نظر مکانیسم خرابی، دیوارهای برشی قادر هستند حتی پس از پذیرش ترک‌های زیاد در برابر بارهای ثقلی مقاومت کنند، در صورتی که کلاً چنین رفتاری از ستون‌ها قابل انتظار نیست. دیوار برشی فولادی کامپوزیت، یک سیستم نوین باربر جانبی و متشکل از یک ورق فولادی به همراه پوشش بتن‌آرمه است، که به یک سمت یا هر دو سمت آن توسط برش‌گیرهایی متصل

سازه‌های فولادی به علت برتری‌شان در ارتباط با وزن و شکل‌پذیری در ساخت و سازهای ساختمانی به طور گسترده‌ای در مناطق زلزله خیز استفاده می‌شوند و می‌توانند نقش مؤثری در کاهش آسیب وارده به سازه‌ها تحت بارهای لرزه‌ای ایفا کنند. سیستم دیوار برشی فولادی، از قاب فولادی که به عنوان اجزاء مرزی عمل می‌کند و ورق فولادی میان‌قاب، که به عنوان دستگاه جاذب انرژی عمل می‌کند، تشکیل

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۳/۷، اصلاحیه ۱۴۰۲/۶/۲۵، پذیرش ۱۴۰۲/۷/۱۲.

استناد به این مقاله:

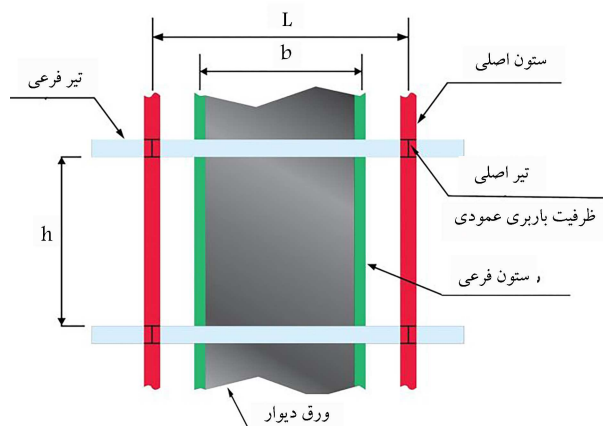
مؤمنی، سینا، سیاه‌پلو، نوید، جهان‌پور، علیرضا، ۱۴۰۳. مطالعه‌ی عددی بر روی دیوار برشی فولادی کامپوزیتی نیمه‌مقید در لبه‌ها تحت بارگذاری دور و نزدیک گسل. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱)، صص. ۹۹-۱۱۲. DOI:10.24200/J30.2023.62420.3223

مزیت دیوار SSSW، کاهش شماره‌ی مقطع ستون مجاور دیوار و افزایش ایمنی ستون از خمیری شدن کامل و پرهیز از تشکیل مکانیسم در طبقه است. این در حالی است که در سیستم متداول (اتصال دیوار به ستون‌های قائم اصلی) علاوه بر آنکه مقطع ستون عددی بزرگ است، با ورود ستون به ناحیه‌ی غیرخطی و احتمال تشکیل مفصل خمیری، سلامت سازه ممکن است به مخاطره بیفتد.^[۶] یک مزیت دیگر دیوارهای SSSW این است که ستون‌های فرعی در باربری جانبی مشارکت می‌کنند؛ یعنی از یک طرف در صفحه‌ی دیوار دچار خمش و از طرف دیگر از کمناش خارج از صفحه‌ی آنها جلوگیری می‌شود. همچنین اثر میدان کشش روی ستون‌های اصلی از بین می‌رود و یا محدود می‌شود.

در نوشتار حاضر، نوع جدیدی از دیوار برشی نیمه‌مقید معرفی شده است، که دیوار آن مرکب بوده و هسته‌ی آن از ورق فولادی تشکیل و ظاهر آن با بتن پوشیده شده است (SSCSW).^۳ همچنین، به کاربرد و استفاده‌ی آن در سازه‌های اسکلت فلزی پرداخته شده است، که در آن رفتار غیرخطی دیوار برشی مرکب نیمه‌مقید در لبه‌ها به صورت عددی تحت بارگذاری چرخه‌ای^۴ با استفاده از نرم‌افزار آباکوس^۵،^[۸] تحلیل شده است. در ضمن، با بررسی رفتار غیرخطی مدل‌های SSCSW، پارامترهایی همانند: ظرفیت باربری، سختی اولیه، شکل‌پذیری، اتلاف انرژی جمع، تنش فون میسز و خرابی فشاری بتن دیوار بررسی شده‌اند. تاکنون آزمایش‌های عددی و تجربی بر روی دیوار نیمه‌مقید مرکب انجام نشده است. لذا در نوشتار حاضر، پارامترهای ذکر شده در دیوار نیمه‌مقید مرکب با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس تحت بارگذاری چرخه‌ای و یکپارچه بررسی شده‌اند. استفاده از دیوار برشی نیمه‌مقید فولادی و یا نیمه‌مقید مرکب می‌تواند علاوه بر سبک‌سازی سازه نسبت به استفاده از نمونه‌ی دیوار برشی بتنی تمام‌مقید (CSW)،^۶ مقاومت بالاتری نیز نشان دهد، که در نتیجه باعث کاهش نیروی گرانشی و لرزه‌ای در ساختمان می‌شود. متغیرهای مطالعه شده، شامل: افزایش ضخامت ورق فولادی دیوار، کاهش ضخامت بتن استفاده شده برای پوشش ورق فولادی داخلی در مدل دو طرف بتن و استفاده از روکش بتنی فقط در یک طرف ورق فولادی دیوار هستند. در نوشتار حاضر، برای آسیب بتن از مدل آسیب حالت خمیری بتن استفاده شده است، که در آن فرض می‌شود که مهم‌ترین مکانیسم‌های خرابی برای بتن، ترک خوردن در کشش و خرد شدن در فشار باشد. در این معیار فرض می‌شود که پاسخ بتن تحت اثر کشش و فشار تک‌محوری با استفاده از حالت خمیری مبتنی بر خسارت تعریف شود. تحت اثر کشش تک‌محوری، پاسخ تنش - کرنش تا رسیدن به تنش خرابی σ_{t0} از یک رابطه‌ی خطی پیروی می‌کند.^[۹] مدل حالت خمیری بتن می‌تواند با سخت شدن ایزوتروپیک توصیف شود، اگرچه آسیب بسیاری از موارد ایزوتروپیک نیست، اما ترجیحاً از جهاتی قابل توجیه است.^[۱۰]

به شکل کلی، ایجاد یک بار (اعم از جابجایی یا نیرو) به شکل تناوبی یا در اصطلاح رفت و برگشتی در یک عضو، بارگذاری چرخه‌ای^۷ نامیده می‌شود. مفهوم چرخه‌ای (هیستریزیس)، اصطلاحی است که در ادبیات مهندسی عمران خصوصاً در مهندسی زلزله مشاهده می‌شود و با اصطلاحاتی خصوصاً پاسخ لرزه‌ای مناسب، قابلیت جذب انرژی چرخه‌ای، حلقه‌های چاق و یا لاغر، کاهش سختی و افت مقاومت در منحنی چرخه‌ای شناخته می‌شود. منحنی بار - تغییرشکل تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی، منحنی چرخه‌ای یا همان هیستریزیس نامیده می‌شود.^[۱۲] داده‌های ثبت شده از زمین لرزه‌های اخیر نشان می‌دهند که زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک، ویژگی‌های متفاوتی نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی دور دارند. در مجموع، بیشتر ویژگی‌های اخیر، در اثر پدیده‌ی مهم جهت‌پذیری پیشرونده در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک است.^[۱۳] در نوشتار حاضر، نیز دیوار برشی نمونه‌های SSSW و SSCSW تحت دو پروتکل

شده است. در دیوار برشی فولادی کامپوزیت، پوشش بتنی مسلح با مهار کردن ورق فولادی و جلوگیری از کمناش آن، باعث افزایش ظرفیت برشی دیوار برشی فولادی تا حد تسلیم برش می‌شود.^[۲] مطالعات مختلفی درخصوص دیوار برشی مرکب انجام شده است، از جمله شاکری و بهنام‌فر (۱۳۹۸)، رفتار جانبی غیرخطی دیوارهای برشی فولادی - بتنی و اثر عواملی مانند ضخامت صفحه‌ی فلزی، ضخامت پوشش بتنی، فاصله‌ی برش‌گیرها و مقاومت مشخصه‌ی بتن را بر روی مشخصات رفتار جانبی دیوار برشی مرکب فولادی - بتنی بررسی کردند و دریافتند که سختی جانبی دیوار برشی مرکب عملاً فقط به ضخامت صفحه‌ی فلزی بستگی دارد و مستقل از دیگر پارامترهاست. با افزایش ۶ برابری ضخامت ورق فولادی، سختی جانبی در حدود ۲/۵ برابر افزایش یافت. همچنین، مقاومت فشاری بتن رویه در مقاومت جانبی و شکل‌پذیری سیستم تقریباً بدون اثر بوده و افزایش فاصله بین برش‌گیرها به کاهش نسبی مقاومت جانبی و افزایش اندک شکل‌پذیری آن منجر شده است.^[۴] ژانگ و همکاران (۲۰۱۶)، نیز یک دیوار برشی مرکب با مهاربندهای داخلی فولادی (ESB)،^۱ که نوع جدیدی از دیوار فولادی کامپوزیت متشکل از یک قاب مهاربندی فولادی ساخته شده در بتن آرمه بود، را معرفی کردند. نتایج ایشان نشان داد که با پوسته‌پوسته شدن و خرد شدن دیوار ESB، بخش‌های بتنی آن از هم جدا و مجموعه‌ای از ترک‌های مورب و سپس کمناش مهاربند مورب ایجاد شده است، که به دلیل عدم مهار در مد برشی شکست خورده است. بررسی نمونه‌ی دیواری با مهاربند صفحه‌ی فولادی محکم و سختی برشی و مقاومت مشابه دیوارهای همتای خود با یک مهاربند ضربدری شکل نشان داد که احتمال پذیرش مهاربند صفحه‌فلزی (قطری) به عنوان جایگزینی برای مهاربند ضربدری شکل متداول برای دیوارهای ESB بیشتر است، زیرا تجربه نشان داده است که امکان بهبود کارایی و کیفیت ساخت را فراهم می‌سازد.^[۴] نوع جدیدی از دیوار برشی وجود دارد که به آن دیوار برشی نیمه‌مقید گفته می‌شود. برای مثال، یک دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید (SSSW)^۲ را در نظر بگیرید، که صفحه‌ی داخلی آن به جای ستون‌های اصلی قاب به ستون‌های ثانویه (فرعی) متصل است و به عنوان یک دیوار برشی فولادی جایگزین برای نوع سنتی در نظر گرفته می‌شود.^[۵] در دیوارهای برشی مذکور، صفحه‌ی داخلی دیوار تمام دهانه را نمی‌پوشاند، بلکه فاصله‌ی بین دو ستون فرعی که در داخل دهانه قرار دارند، از مواد مختلف مانند ورق فولادی و یا بتن و یا ترکیب آن دو پوشیده می‌شود. اتصال دو ستون فرعی به وسیله‌ی جوش به دو تیر اصلی در بالا - پایین دهانه انجام می‌شود و فاصله‌ی بین دو ستون فرعی با ستون‌های اصلی (المان‌های مرزی)، فضای خالی است (شکل ۱).

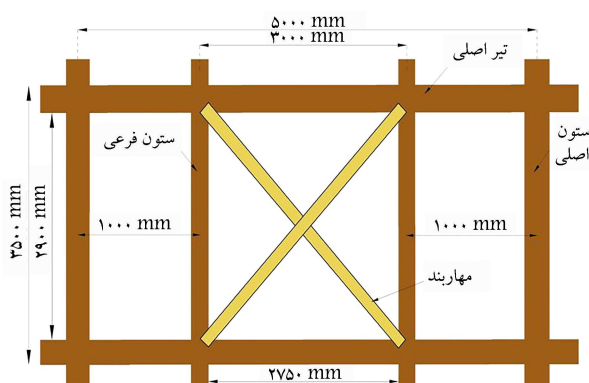


شکل ۱. جزئیات دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید در لبه‌ها.^[۷]

استفاده از مهاربند همگرای معادل برای تعیین ضخامت اولیه ی ورق) در ETABS طراحی شد. سازه ی مذکور به صورت سه بعدی و ارتفاع هر طبقه ی آن ۳٫۲ متر، طول دهانه ها ۵ متر، تعداد دهانه ها در جهت x و y به ترتیب ۳ و ۵ بوده است. تولید مدل و بارگذاری و کنترل های طراحی سازه ی اخیر منطبق با استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم^[۱۹] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان^[۲۰] بوده است. از آنجایی که در استاندارد ۲۸۰۰، ضریب رفتار برای دیوار برشی فولادی (اعم از تمام مقید یا نیمه مقید) تعریف نشده است، ضریب رفتار سیستم SSSW، به کمک مقدار پیشنهادی برای دیوار برشی فولادی ارائه شده در آیین نامه ی ASCE ۷ (۲۰۱۶)^[۲۱] انتخاب شده است. در ادامه، با توجه به نسبت تنش های به دست آمده، بحرانی ترین طبقه ی مهاربندی جهت تبدیل مهاربندها به ضخامت ورق دیوار برشی انتخاب شده است. ضمناً با توجه به اینکه در استانداردها و آیین نامه ها، رابطه ی تبدیل سطح مقطع مهاربند معادل به ضخامت ورق سیستم SSSW وجود ندارد، در نوشتار حاضر، رابطه ی ارائه شده در آیین نامه ی ۱۶ - ۳۴۱ AISC (رابطه ی ۱) استفاده شده است. نویسندگان نوشتار حاضر، به این موضوع واقف هستند که در رابطه ی مندرج در آیین نامه از فرض تسلیم برشی ورق فولادی استفاده شده است، که وقوع چنین مکانیسمی چندان محتمل نیست.

$$t_w = \frac{2A\Omega \sin \theta}{l \sin 2\alpha} \quad (۱)$$

که در آن، α زاویه ی بین شیب میدان کشش با ستون است، که تقریباً برابر ۴۰ درجه در نظر گرفته شده است. همچنین Ω ضریب اضافه مقاومت برای دیوارهای برشی فولادی است، که طبق آیین نامه ی ۱۶ - ۳۴۱ AISC برابر با ۱٫۲ معرفی شده است، که از همین مقدار در طراحی نیز استفاده شده است، ۱ فاصله ی مرکز به مرکز دو ستون فرعی است، که ۳۰۰۰ میلی متر در نظر گرفته شده است. A مساحت مقطع مهاربند معادل است، که 4070 mm^2 در دهانه ی بحرانی محاسبه شد. همچنین θ زاویه ی بین مهاربند و ستون در سازه ی مهاربندی معادل است، که 45° فرض شده است. در نهایت، ضخامت دیوار برشی فولادی با استفاده از مقادیر مذکور، ۳ میلی متر به دست آمد. در آیین نامه ی ۱۶ - ۳۴۱ AISC، کمینه ی ضخامت ورق دیوار ۱۰ mm در دیوار برشی فولادی مرکب تعیین شده است، اما با توجه به اینکه دیوار برشی بررسی شده در مطالعه ی حاضر، نیمه مقید بوده و الزامی به رعایت ضوابط آیین نامه ی ۱۶ - ۳۴۱ AISC برای آن نبوده است، لذا از همان ۳ میلی متر به عنوان ضخامت ورق فولادی در سیستم مرکب هم استفاده شده است. در شکل ۲، دهانه ی مهاربندی انتخابی در مدل ETABS برای تبدیل مهاربندها به



شکل ۲. دهانه ی بحرانی جهت تبدیل مهاربند به ضخامت ورق دیوار برشی نیمه مقید فولادی.

بارگذاری حوزه های دور و نزدیک گسل قرار گرفته و نتایج با یکدیگر مقایسه شده اند. در نوشتار حاضر، دیوار برشی مرکب مدل ژائو^۸ و آستانه اصل^(۲۰۰۴)^[۱۴] تحت بارگذاری دینامیکی غیرخطی با استفاده از پروتکل بارگذاری چرخه ای دور از گسل آیین نامه ی AISC^[۱۵]، در نرم افزار آباکوس، راستی آزمایی شده است، تا اطمینان حاصل شود فرایند مدل سازی عددی صحیح است. در ادامه، یک سازه ی سه بعدی ۸ طبقه مجهز به دیوار برشی فولادی نیمه مقید مدل سازی و طراحی شده است. برای مدل سازی ورق دیوار از ایده ی مهاربند معادل استفاده شده است. در نهایت، بحرانی ترین دهانه (بزرگ ترین مقطع مورد نیاز برای ورق فولادی و المان های مرزی) انتخاب و به عنوان مدل SSSW در آباکوس مدل سازی و براساس ضوابط طراحی دیوار برشی مرکب ۱۶ - ۳۴۱ AISC^[۱۶] به یک سیستم SSCSW تبدیل شده است. در انتها، مدل SSCSW در برابر پروتکل بارگذاری دور و نزدیک گسل قرار گرفته و نمودار چرخه ای مدل های SSSW و SSCSW با هم مقایسه شده اند. در نوشتار حاضر، پارامترهای ظرفیت باربری، سختی اولیه، شکل پذیری، اتلاف انرژی جمعی^۹، تنش فون میسز^{۱۰} و آسیب فشاری بتن دیوار بررسی شده اند. شایان ذکر است که تاکنون آزمایش های عددی و تجربی بر روی دیوار نیمه مقید SSCSW انجام نشده است. استفاده از بتن و فولاد در کنار هم به همراه آرماتوربندی مناسب، در ارتقاء رفتار لرزه ای با جلوگیری از کماتش های جزئی و کلی مؤثر است. بنابراین، ایده ی تبدیل دیوار برشی فولادی نیمه مقید (SSSW) به فولادی مرکب (SSCSW) برای اولین بار در نوشتار حاضر مطرح شده است.

۲. طراحی و مدل سازی

۲.۱. طراحی مدل SSSW

دیوار برشی فولادی کامپوزیتی نیمه مقید در لبه ها (SSCSW)، نمونه ی توسعه یافته ی مدل SSSW است، که تاکنون پژوهش و آزمایش تجربی در ارتباط با آن انجام نشده است. از طرفی، با توجه به کوچک بودن ابعاد المان های مرزی و فرعی دیوار نیمه مقید فولادی در مطالعات پیشین، امکان توسعه ی آنها به نمونه ی فولادی مرکب وجود نداشته است. بنابراین هیچ مدل مبنایی برای دیوار SSCSW وجود ندارد، در نتیجه قبل از بررسی و تحلیل آن تحت پروتکل های بارگذاری در نرم افزار آباکوس، ابتدا باید یک مدل مبنا برای دیوار SSCSW، مدل سازی و مشخصات هندسی و نوع مقاطع استفاده شده در آن مشخص و سپس جهت تحلیل چرخه ای تحت پروتکل های بارگذاری در نرم افزار آباکوس ارزیابی شود. برای ساخت مدل مبنا، ابتدا اعضاء مرزی فرعی و اصلی و ضخامت ورق فولادی دیوار، به کمک نرم افزار ETABS^[۱۷] به دست آمد، سپس ستون های فرعی و کنترل ضخامت ورق دیوار با استفاده از نرم افزار جهان پور و محرمی^(۲۰۱۷)^[۱۸] کنترل و نهایی شد. در ادامه و با استفاده از ضوابط آیین نامه ی ۱۶ - ۳۴۱ AISC به دیوار برشی نیمه مقید فولادی مرکب تبدیل شد. در نهایت، هم مدل فولادی و هم مدل مرکب در برابر بارگذاری چرخه ای تحلیل شدند. نکته ی حائز اهمیت این است که با آگاهی به اینکه در رفتار دیوار برشی نیمه مقید فولادی (SSSW) و تمام مقید تمایز وجود دارد، اما به دلیل فقدان ضوابط برای طراحی سیستم مذکور، المان های مرزی دیوار مطابق با ضوابط طراحی دیوار برشی تمام مقید مرکب در آیین نامه ی ۱۶ - ۳۴۱ AISC طراحی شدند. در نتیجه، برای به دست آمدن مقاطع و هندسه ی مناسب برای اعضاء مرزی استفاده شده در دیوار SSCSW و به دست آمدن ضخامت مناسب ورق دیوار، ابتدا ساختمان ۸ طبقه ی فولادی دارای ساختار قاب خمشی ویژه و مهاربندهای همگرای ویژه (ایده ی

جدول ۱. مشخصات ورودی به نرم‌افزار جهان‌پور و محرمی (۲۰۱۷).^[۱۸]

مشخصات	ورودی
طول آزاد ستون	۲۹۰ (cm)
عرض دیوار	۳۰۰ (cm)
ضخامت ورق فولادی دیوار	۳ (mm)
میزان لنگر واژگونی	۴۷۹۵ (KN.m)
نوع اتصال ستون‌های فرعی با تیرهای مرزی	مفصلی
نوع مقطع ستون‌های فرعی	۲UNP۲۶۰
تنش تسلیم ورق فولادی دیوار	۱۸۰ (MP)
تنش تسلیم ستون‌های فرعی	۲۴۰ (MP)
B_c	۰/۹۷۵
B_t	۰/۹۷۵
تخمین ظرفیت برشی دیوار	۶۲۳ (KN)

اعضاء مرزی قائم و افقی (به صورت فولادی یا با مقطع مرکب)، باید دارای نسبت پهنا به ضخامت با محدودیت $\lambda_d a$ برای تأمین شکل‌پذیری زیاد باشند. همچنین تلاش شد تا ضابطه‌ی ستون قوی-تیر ضعیف مطابق ضوابط قاب‌های با دیوار برشی فولادی ارضاء شود. باید به این نکته توجه داشت که مطابق بند ۶ در آیین‌نامه‌ی ۱۶ – ۳۴۱ AISC در طراحی دیوار برشی مرکب، فاصله‌ی ۱۲ بین دیوار بتنی و اعضاء مرزی وجود ندارد، که این امر سختی کل سیستم را افزایش می‌دهد. پس از طراحی مدل نیمه‌مقید فولادی (SSSW) و تبدیل آن به دیوار نیمه‌مقید فولادی کامپوزیت، دو طرف بتن مطابق ضوابط گفته شده (SSCSW) نمونه‌ها با توجه به متغیرها مدل‌سازی شدند. با توجه به توضیحات گفته شده در بخش‌های پیشین، نام مدل‌های متغیر و تغییرات آنها نسبت به دو مدل مبنای SSSW و توسعه داده شده‌ی SSCSW به این شرح است:

- مدل **SSCSW OSC**: در مدل SSCSW OSC، بتن برخلاف نمونه‌ی توسعه داده شده‌ی SSCSW به جای وجود بتن در دو طرف ورق فولادی دیوار، فقط در یک طرف ورق دیوار وجود دارد؛
- مدل **SSCSW CWA۸۶**: در مدل SSCSW CWA۸۶، تمام جزئیات مشابه نمونه‌ی توسعه داده شده‌ی SSCSW است، با این تفاوت که ضخامت بتن موجود بر روی ورق فولادی دیوار در هر طرف ورق کاهش پیدا کرده و به جای ۱۱۶ میلی‌متر در هر طرف در مدل مبنای SSCSW ۸۶ میلی‌متر بوده است؛
- مدل **SSCSW PLV**: در مدل SSCSW PLV نیز تمام جزئیات طراحی و مدل‌سازی مشابه مدل SSCSW است، اما ضخامت ورق فولادی مدفون در بتن دیوار به جای ۳ میلی‌متر در نمونه‌ی مبنای SSCSW ۷ میلی‌متر افزایش پیدا کرده است.

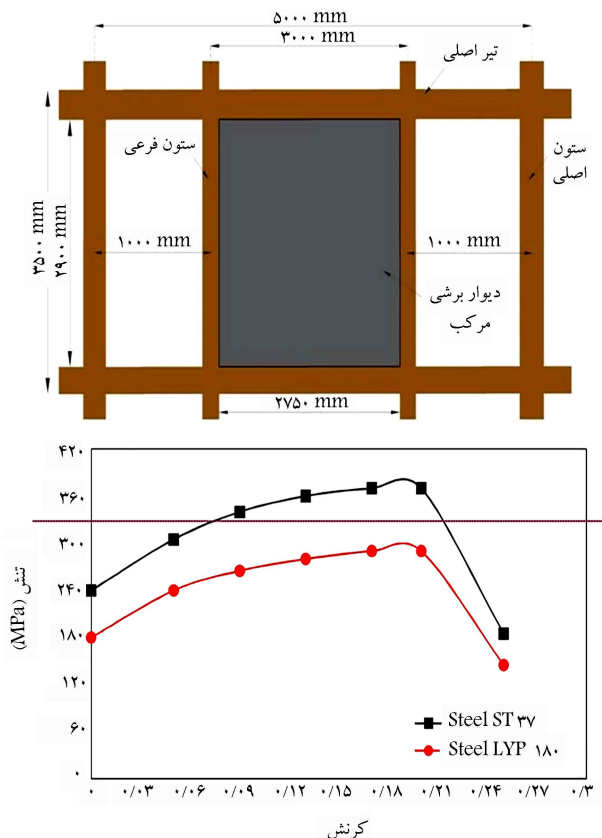
در شکل ۳، جزئیات مدل توسعه داده شده‌ی SSCSW می‌شود. پس از طراحی سیستم SSSW و تبدیل آن به سیستم SSCSW، دو مدل به همراه مدل‌های متغیر تعریف شده، در نرم‌افزار آباکوس، مدل‌سازی و تحت پروتکل‌های بارگذاری مرتبط بررسی و ارزیابی شده‌اند. مقاطع استفاده شده در مدل SSSW برای تیرها ۳۰۰ IPE۲، برای ستون‌های اصلی ۲۵ × ۳۰۰ BOX، برای ستون‌های فرعی ۱۰ × ۲۵۰ BOX و ورق فولادی به ابعاد ۲۷۵ × ۳۰ × ۲۹۰۰ استفاده شده است. همچنین در مدل توسعه داده شده‌ی SSCSW، مشخصات مقاطع مشابه نمونه‌ی SSSW است، با این تفاوت که روکش بتنی به ابعاد ۲۷۵ × ۲۹۰۰ و آرماتور طولی و عرضی با مشخصات $\phi 12 @ 150 mm$ و گل‌میخ‌های طولی و

ضخامت ورق فولادی دیوار به صورت شماتیک مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، تیرها با مقطع ۳۰۰ IPE۲، ستون‌های اصلی با مقطع ۲۵ × ۳۰۰ BOX ستون‌های فرعی با مقطع ۱۰ × ۲۵۰ BOX و مهاربندها با مقطع ۱۴۰ UPN۲ طراحی شده‌اند. یادآور می‌شود که فولاد کلبه‌ی اعضا (به جز ورق دیوار)، از نوع ST ۳۷ و ورق دیوار از فولاد کم مقاومت (LYP) ۱۱ با مقاومت تسلیم ۱۸۰ مگاپاسکال انتخاب شده است.

از آنجا که ETABS قابلیت طراحی ستون‌های فرعی و ورق فولادی سیستم SSSW را ندارد، بنابراین برای طراحی ستون‌های فرعی، از نرم‌افزار جهان‌پور و محرمی (۲۰۱۷)،^[۱۸] استفاده شده است؛ که در آن، برای طراحی ستون‌های فرعی و تعیین ظرفیت برشی سیستم SSSW توجه به ضخامت ورق دیوار بوده است. در نرم‌افزار ایشان، که براساس فرمول‌بندی و راه‌حل‌های ارائه شده در کتاب جهان‌پور و محرمی (۲۰۱۷)،^[۹] طراحی شده است، طول آزاد ستون، عرض دیوار، ضخامت ورق فولادی دیوار، میزان لنگر واژگونی و ظرفیت برشی تخمینی دیوار به صورت تقریبی وارد می‌شود. سپس نوع اتصال ستون‌های فرعی با تیرهای مرزی، نوع مقطع برای ستون‌های فرعی، تنش تسلیم ورق فولادی دیوار، تنش تسلیم ستون‌های فرعی و مقادیر B_c و B_t که مقادیر آن با توجه به راهنمای برنامه به جهت همگرایی در جواب نهایی مؤثرند، به عنوان ورودی به نرم‌افزار داده می‌شوند. مقطع ستون‌های فرعی در ETABS معادل ۱۰ × ۲۵۰ BOX در نظر گرفته شده‌اند، در حالی که در نرم‌افزار مذکور امکان تعریف مقطع جعبه‌ای وجود ندارد، لذا با معادل‌سازی مقطع جعبه به دوپل ناودانی، از پروفیل ۲۶۰ UNP۲ به عنوان حدس اولیه استفاده شده است. همچنین دو مقدار لنگر واژگونی و ظرفیت برشی تخمینی برای به دست آوردن ظرفیت برشی نهایی دیوار و کنترل ستون فرعی در قسمت ورودی نرم‌افزار تعریف شده است. برای محاسبه‌ی لنگر واژگونی با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ به نیروی برشی وارده به هر طبقه نیاز است. با توجه به اینکه طراحی سیستم SSSW مدنظر است، بنابراین سهم دهانه‌ای که دیوار برشی در آن قرار دارد، از نیروی جانبی در تراز طبقه به دست می‌آید. برای مدل طراحی شده در نوشتار حاضر، ظرفیت برشی تخمینی (V_s) دهانه‌ی بحرانی ۶۲۳ کیلونیوتن به دست آمد. در راهنمای نرم‌افزار به این مورد اشاره شده است که اگر پس از تحلیل و اجرای برنامه، دو پارامتر P_c و P_t که به نوعی همگرایی برنامه را نشان می‌دهند، نزدیک به ۱ باشند و اختلاف آن دو از ۰/۰۵ بیشتر نشود، جواب نهایی صحیح و مدل همگراست. با توجه به داده‌های جدول ۱ به نرم‌افزار، دو پارامتر P_c و P_t پس از تحلیل برای مدل به ترتیب ۱ و ۰/۹۹۹۹ به دست آمدند، بدین ترتیب مدل با توجه به مقادیر ورودی، همگرا بوده و مقطع ۱۰ × ۲۵۰ BOX برای ستون‌های فرعی با توجه به ضخامت ۳ میلی‌متری ورق فولادی دیوار، مناسب است.

۲.۲. طراحی مدل SSCSW

پس از طراحی مدل SSSW در بخش ۱.۲، ورق دیوار از فولادی به فولادی مرکب تبدیل شده است. دو طرف ورق فولادی دیوار با استفاده از ضوابط طراحی دیوار برشی مرکب ۱۶ – ۳۴۱ AISC، روکش بتنی گذاشته شده است. همچنین با توجه به اینکه راهنما و آیین‌نامه‌ی برای تبدیل نمونه‌ی نیمه‌مقید فولادی (SSSW) به نمونه‌ی نیمه‌مقید فولادی مرکب (SSCSW) وجود ندارد، لذا از ضوابط طراحی دیوار برشی تمام‌مقید مرکب مندرج در آیین‌نامه‌ی ۱۶ – ۳۴۱ AISC تا جایی که بندهای آن برای طراحی دیوار SSCSW محدودیت ایجاد نکند، برای تبدیل نمونه‌ی نیمه‌مقید فولادی به نمونه‌ی نیمه‌مقید فولادی مرکب استفاده شده است. به طور نمونه،



شکل ۴. الف) نمای جانبی دیوار برشی مدل SSCSW و اعضا مرزی آن، ب) منحنی تنش - کرنش فولاد ST 37 و LYP 180 [۸]

برای مصالح استفاده شده، مدل آسیب تعریف شده است. برای تعریف مدل آسیب بتن در کشش و فشار در نرم افزار از مدل آسیب حالت خمیری بتن (CDP) [۱۳] استفاده شده است؛ که در نوشتار حاضر، برای تعریف مدل رفتاری آسیب بتن در فشار از رابطه‌ی هوگنستاد، [۱۴] مطابق رابطه‌ی ۲ استفاده شده است:

$$\sigma_c = f_c'' \left(\left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c'} \right)^2 - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c'} \right) \right) \quad (2)$$

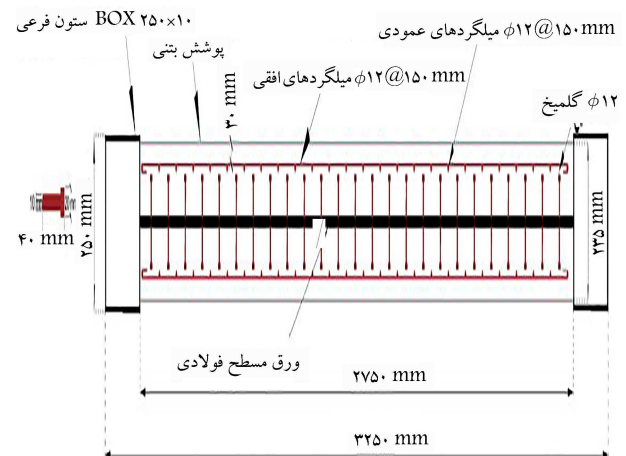
که در آن، σ_c پیشینه‌ی تنش فشاری بتن، ϵ_c مقادیر کرنش و f_c'' مقاومت فشاری بتن (مطابق رابطه‌ی ۳) هستند:

$$f_c'' = f_c' K_s \quad (3)$$

که در آن، K_s ضریبی است که مقدار آن برای بتن‌هایی با مقادیر مختلف مقاومت فشاری، متفاوت است؛ که در نوشتار حاضر با توجه به استفاده از بتن با مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال مقدار آن ۰/۹۵ بوده است. f_c' نیز مقاومت فشاری بتن است. همچنین در رابطه‌ی ۲، ϵ_c کرنش نظیر تنش پیشینه‌است، که مقدار آن مطابق رابطه‌ی ۴ محاسبه می‌شود:

$$\epsilon_c = 1/8 \frac{f_c''}{E_s} \quad (4)$$

که در آن، E_s مدول کشسانی اولیه‌ی بتن است. برای محاسبه‌ی منحنی تنش - کرنش بتن در کشش با توجه به اینکه مدل‌ها در نوشتار حاضر، عددی هستند و نتایج آزمایشگاهی حاصل آزمایش شکافت استوانه و یا کشش مستقیم در دسترس



شکل ۳. مقطع دیوار برشی فولادی مرکب نیمه‌مقید و جزئیات آن.

عرضی به ابعاد $150 \times 40 \times 20$ mm به مدل اضافه شد. البته در مدل عددی، گل‌میخ استفاده نشده و از قید Tie استفاده شده و فقط طراحی شده است.

۳.۲. روند مدل‌سازی عددی مدل SSCSW

در مدل‌سازی عددی از المان پوسته‌ای برای مدل‌سازی اعضاء فولادی و پتل بتنی استفاده شده است. پس از مدل‌سازی اعضا با المان پوسته‌ای، باید ضخامت هر یک از اعضا در بخش مشخصات مصالح تعریف شود. ورق‌های پیوستگی نیز درون چشمه‌های اتصال مدل‌سازی شدند، که به صورت ورق‌های مستطیل‌شکل درون ستون‌های باکس اصلی و در امتداد دو بال بالا و پایین تیرها در دو سمت مدل قرار گرفته‌اند، که ضخامت آنها 250×250 بوده است. پس از آن ضخامت به مقاطع اختصاص داده شد. پس از اختصاص ضخامت مقاطع، سطح مقطع اعضا چون با المان پوسته‌ای مدل شده‌اند، با استفاده از انتگرال‌گیری تجزیه و تحلیل شدند. برای بررسی رفتار چرخه‌ای سیستم SSCSW و اندرکنش بین اعضاء قاب و ورق دیوار با پوشش بتن، یک مدل اجزاء محدود ساخته شد؛ که شامل یک دیوار مرکب نیمه‌مقید ۱ طبقه در داخل یک قاب ۱ دهانه بود، که ورق دیوار برشی به ستون‌های فرعی و دو تیر بالا و پایین و همچنین اتصال ستون‌های اصلی به تیرها به صورت جوش در نظر گرفته شده است. برای تعریف اتصال اخیر، در نرم‌افزار از قید Tie استفاده شد. همچنین برای اتصال دیوار بتنی به ورق فولادی، می‌توان گل‌میخ مدل کرد، اما در این صورت با توجه به هندسه‌ی پیچیده، زمان تحلیل بسیار طولانی می‌شود. در نتیجه، برای اتصال دیوار بتنی به ورق فولادی هم از قید Tie استفاده شده است. البته مقایسه بین تحلیل بارافزون مدل با روش Tie و مدل دارای گل‌میخ نشان داد که اختلاف قابل توجهی بین نتایج قابل انتظار نیست. مطابق توضیحات بخش ۱.۲، برای ورق دیوار از فولاد کم‌مقاومت LYP 180 و برای بقیه اعضا از فولاد ST 37 استفاده شده است. در شکل ۴ - الف، مدل دیوار برشی نیمه‌مقید SSCSW و در شکل ۴ - ب، منحنی تنش - کرنش فولادها مشاهده می‌شوند. این تذکر لازم است که در نوشتار حاضر، برای فولاد و بتن، مدل آسیب تعریف شده است؛ لذا در تعریف منحنی تنش - کرنش، تنش و کرنش متناظر با ناحیه‌ی شکست تعریف شده است و نیازی به بخش خطی اولیه‌ی نمودار مذکور نیست.

برای آنکه رفتار مدل اجزاء محدود به مدل آزمایشگاهی و واقعی نزدیک باشد و همچنین همانند یک مدل واقعی زوال مقاومت چرخه‌ای دیده شود، در نرم‌افزار

که در آن، Gf انرژی شکست، ε_f^{PI} کرنش متناظر با شروع شکست که همان کرنش متناظر با تنش نهایی است، $\bar{\varepsilon}_f^{PI}$ کرنش متناظر با پایان تنش شکست، σ_y تنش نهایی با توجه به جنس فولاد استفاده شده برای هر المان و L برای المان‌های ۲ بعدی برابر با طول هر المان (تیر، ستون و ...) و برای المان‌های ۳ بعدی از رابطه‌ی ۸ محاسبه می‌شود:

$$L = l.b.h / \text{مساحت بزرگ‌ترین سطح ۲ بعدی المان} \quad (۸)$$

که در آن، L میانگین طول المان برای المان‌های ۳ بعدی، l طول المان، b عرض المان و h طول المان در راستای z هستند.

با توجه به توضیحات اخیر، خرابی از نوع انرژی شکست با توجه به رابطه‌ی ۷ برای هر یک از اعضا مطابق جدول ۲ تعریف می‌شود: همچنین در تعریف مشخصات مصالح در مدل‌ها برای هر یک از فولادها و بتن تعریف شده، سه مشخصه‌ی چگالی، تنش، و کرنش در ناحیه‌های کشسان و خمیری تعریف شده است، که ضریب پواسون برای فولاد ۰/۳ و برای بتن ۰/۲ در نظر گرفته شده و کرنش نهایی برای تمام فولادها ۰/۲ بوده است. همچنین مقاومت فشاری بتن ۲۵ مگاپاسکال، چگالی بتن 2500×10^{-9} و مدول کشسانی بتن 23500 در نظر گرفته شده است.

پس از مدل‌سازی و تعریف مصالح و شرایط مرزی، پروتکل بارگذاری تعریف می‌شود، که در نوشتار حاضر از پروتکل بارگذاری دور و نزدیک گسل SAC [۲۴] جهت بررسی رفتار مدل‌ها استفاده شده است، که دو پروتکل جهت تعریف در نرم‌افزار مطابق شکل ۶ هستند. در خصوص شکل‌های ۶ (الف و ب)، دو تصویر از روی چرخه‌ی پایه‌ی SAC برداشت شدند. با توجه به اینکه دو پروتکل دور و نزدیک در آیین‌نامه‌ی مرجع [۲۴] به صورت دریافت طبقه بودند، برای تعمیم آنها به مدل‌های مطالعه شده در نوشتار حاضر یعنی تبدیل به جابجایی (میلی‌متر)، اعداد محور y پروتکل (دریافت طبقه) چرخه‌ی پایه، در ارتفاع مدل ضرب و سپس برای تبدیل به میلی‌متر تقسیم بر 100 شدند. همچنین در شکل ۷، جزئیاتی از اعمال شرایط مرزی مدل SCSW در محیط آباکوس مشاهده می‌شود.

پس از مدل‌سازی هندسه‌ی دیوار، شرایط مرزی تعریف می‌شود. اتصال ستون‌های فرعی به دو تیر بالا و پایین با توجه به اینکه مفصلی هستند، از نوع قید کوپلینگ تعریف می‌شود. در گام بعد، یک گره‌ی مرجع در بالای مدل تعریف و به مدل کوپل می‌شود. تعریف این نقطه به این دلیل است که میزان جابجایی مدل نسبت به نقطه‌ی مرجع در نظر گرفته شود. پس از تعریف شرایط تکیه‌گاهی، شرایط مرزی تعریف می‌شود. ابتدا پای ستون‌های قاب در مدل، تمام درجه‌های آزادی بسته شدند تا از حرکت آنها جلوگیری شود. سپس در راستای عمود بر صفحه‌ی چشمه‌های اتصال در قاب به دلیل مهار جانبی، مقید گذاشته شد تا از حرکت خارج از صفحه‌ی قاب جلوگیری شود. سپس محل اعمال بارگذاری جانبی برای قاب تعیین شد، که با توجه به تعریف گره‌ی مرجع در بالای مدل، محل اعمال بار که همان پروتکل‌های بارگذاری هستند، در گره‌ی مرجع تعریف شده است.

جدول ۲. انرژی شکست برای المان‌ها در مدل‌های SSSW و SSCSW.

پارامتر	انرژی شکست $\frac{mJ}{mm^2} (Gf)$
ستون اصلی	۶۴۷۵
ستون فرعی	۴۶۲۵
تیر	۵۵۵۰
ورق دیوار	۵۰۸۷۵

نیستند، برای به دست آوردن پیشینه‌ی تنش کششی می‌توان از رابطه‌ی ۵ استفاده کرد: [۲۳]

$$\sigma_t = 0.3 f_c''^{\frac{2}{3}} \quad (۵)$$

که در آن، σ_t پیشینه‌ی تنش کششی است. با محاسبه و جایگذاری در روابط گفته شده، منحنی تنش - کرنش بتن مطابق شکل ۵ به دست می‌آید.

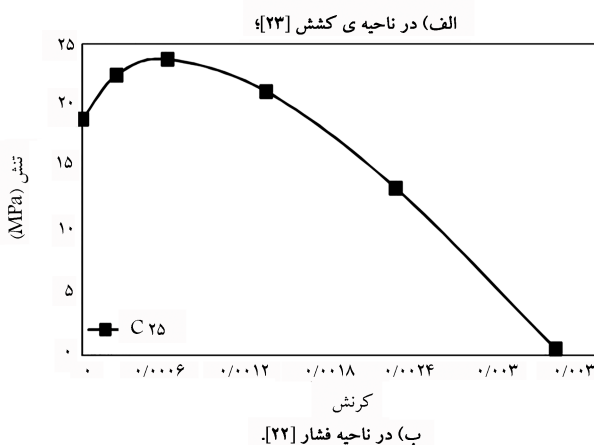
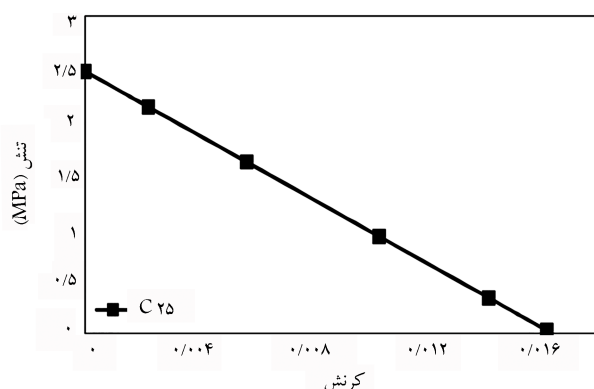
برای نمایش آسیب در قسمت‌های مختلف المان‌های فولادی و همچنین تأثیر زوال مقاومت در خروجی‌ها جهت نزدیک شدن به یک نمونه‌ی آزمایشگاهی، مدل آسیب فولاد به صورت آسیب نرم ۱۵ مطابق کتابخانه‌ی آباکوس تعریف شده است، که مطابق آن ورودی‌های بدین صورت تعریف می‌شود:

ابتدا ۳ پارامتر کرنش متناظر با تنش نهایی، تنش ۳ محوره (مطابق رابطه‌ی ۶) و نرخ کرنش.

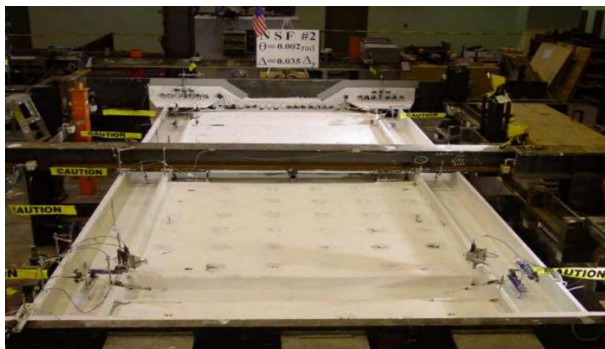
$$\eta = \frac{-\frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz})}{\sigma_{mises}} \quad (۶)$$

که در آن، η تنش ۳ محوره، σ_{xx} ، σ_{yy} و σ_{zz} به ترتیب تانسور تنش در راستای x ، y و z و σ_{mises} تنش فون میسز هستند. در نرم‌افزار آباکوس از مدل آسیب نرم بر حسب شکست انرژی برای المان‌های فولادی استفاده می‌شود، بدین صورت که شکست انرژی با توجه به ابعاد هر المان و با توجه به جنس فولاد و منحنی تنش - کرنش مطابق (شکل ۴ - ب)، با استفاده از رابطه‌ی ۷ محاسبه می‌شود:

$$Gf = \int_{\varepsilon_f^{pl}} \varepsilon_f^{pl} L \sigma_y d\varepsilon_f^{pl} \quad (۷)$$



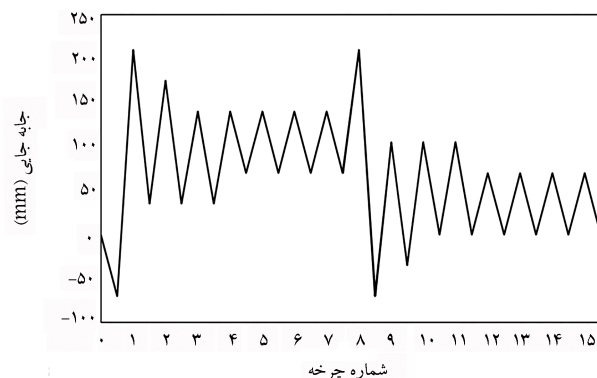
شکل ۵. رفتار بتن با مقاومت ۲۵ مگاپاسکال.



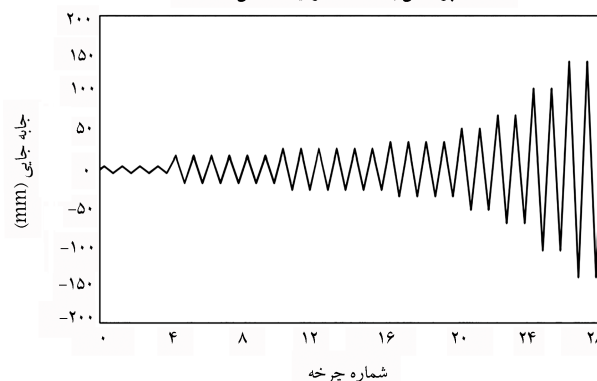
شکل ۸. نمای دیوار برشی مرکب مدل ژائو و آستانه اصل (۲۰۰۴). [۱۴]

صورت که ابتدا مدل تحلیلی منطبق با شرایط و مشخصات یک مدل آزمایشگاهی ساخته شد و سپس مقایسه‌ی نتایج به دست آمده از تحلیل و آزمایش صورت گرفت. در صورت تطابق قابل قبول نتایج می‌توان نتیجه‌گیری کرد که مدل‌سازی و فرضیات در نظر گرفته شده در تحلیل، دقت قابل قبولی دارند و می‌توان از مدل‌سازی انجام شده برای بررسی پارامترهای مختلف استفاده کرد. در شکل ۸، نمونه‌ی آزمایشگاهی نوشتار ژائو و آستانه اصل (۲۰۰۴)، مشاهده می‌شود.

در مدل راستی آزمایشی ژائو و آستانه اصل برای دیوار برشی مرکب، ۳ نوع فولاد با تنش و کرنش مختلف استفاده شده است، بدین صورت که ورق دیوار یک نوع فولاد و اعضای مرزی نوع دیگر و در میلگردها نیز از نوع متفاوتی از فولاد استفاده شده است. جنس ورق فولاد دیوار مطابق استاندارد ASTM A36 و اعضای قاب از ورق‌هایی با مصالح تعریف شده طبق استاندارد ASTM A572 بوده‌اند. در تعریف مشخصات مصالح در راستی آزمایشی مذکور برای هر یک از فولادها و بتن تعریف شده، سه مشخصه‌ی چگالی، تنش و کرنش در ناحیه‌های کشسان و خمیری تعریف شده است. برای بتن به جای تعریف مشخصات خمیری، ۳ مشخصه‌ی چگالی، رفتار کشسانی و آسیب حالت خمیری بتن (CDP) تعریف شده است، که تعریف مشخصات آسیب حالت خمیری بتن خود شامل ۳ قسمت: رفتارهای حالت خمیری، فشاری و کششی است. برای تعریف مشخصات خمیری مواد، از دو نوع سخت‌شوندگی ایزوتروپیک^{۱۸} (که در آن سطح جاری شدن در هنگام تحمل کرنش‌های خمیری گسترش می‌یابد) و کینماتیک^{۱۹} (که در آن در هنگام کرنش‌های خمیری، سطح جاری شدن بدون گسترش انتقال می‌یابد) می‌توان استفاده کرد. در تحلیل‌های چرخه‌ای باید روش کینماتیک و یا ترکیبی از کینماتیک و ایزوتروپیک^{۲۰} انتخاب شود، اما بهتر است از روش ترکیبی استفاده شود؛ زیرا این روش دارای مفاهیم مربوط به هر دو روش ایزوتروپیک و کینماتیک است و نقص‌های هر یک از دو روش را برطرف می‌کند. تمامی اعضا با استفاده از آلماهای ۴ گره‌ای SR۴ و روش انتگرال‌گیری کاهش یافته مدل شدند. هر گره، ۶ درجه‌ی آزادی دارد، سه درجه‌ی آزادی انتقالی (u_x, u_y, u_z)، و سه درجه‌ی آزادی دورانی ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$)، آلما SR۴ چرخش‌های بزرگ و کرنش‌های اجزاء محدود را در نظر می‌گیرد و امکان تغییر در ضخامت را ایجاد می‌کند. بنابراین برای تحلیل‌هایی با کرنش بزرگ و برای مصالحی که ضریب پواسون مؤثر آنها غیرصفر است و همچنین مواردی که غیرخطی شدن هندسی ممکن است رخ دهد، مناسب است. الگوی بارگذاری در مدل ذکر شده به صورت بارگذاری چرخه‌ای دور از گسل و بار اعمالی به شکل تغییرمکانی، به صورت رفت و برگشت و براساس استاندارد AISC است. پس از مدل‌سازی هندسه و تعریف مصالح دیوار، شرایط تکیه‌گاهی تعریف شده است. ابتدا ورق دیوار برشی به ستون‌ها و دو تیر بالا و پایین جوش داده شد و برای اتصال اخیر

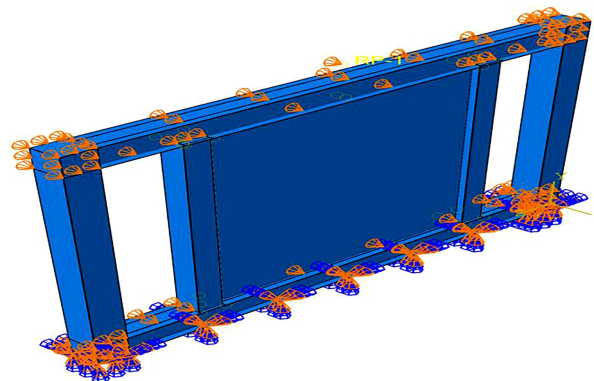


الف) پروتکل بارگذاری نزدیک گسل SAC؛



ب) پروتکل بارگذاری دور از گسل SAC.

شکل ۶. پروتکل تعمیم یافته به مدل‌های مطالعه شده در نوشتار حاضر.

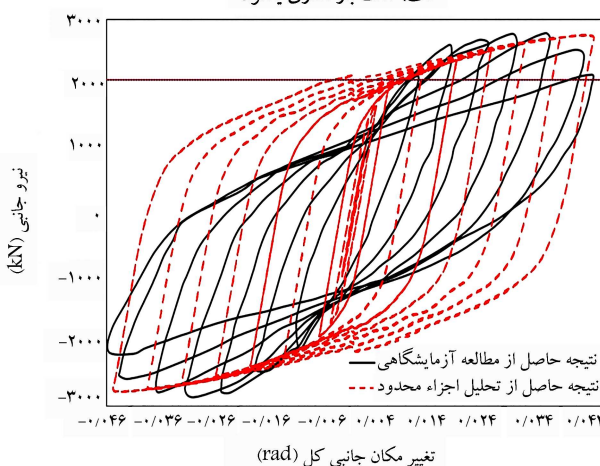
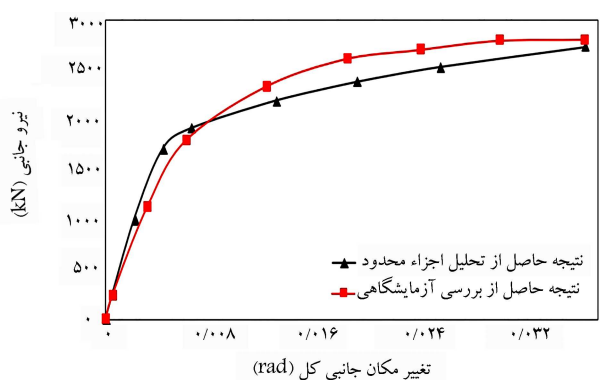


شکل ۷. جزئیات اعمال بارگذاری و شرایط مرزی در مدل عددی SCSW در محیط آباکوس.

۳. راستی آزمایشی

در نوشتار حاضر، برای راستی آزمایشی از مدل ۱ در نوشتار ژائو و آستانه اصل (۲۰۰۴)، [۱۴] استفاده و در نرم‌افزار آباکوس انجام شده است. در مدل‌سازی دیوار مذکور، به صورت ترکیبی از آلما پسته‌ای^{۱۶} و آلما ۳ بعدی^{۱۷} استفاده شده است. بررسی پارامترهایی بررسی شده فقط در صورتی ممکن است که نتایج به دست آمده از تحلیل‌ها صحیح و دقت بالایی داشته باشند. برای رسیدن به این هدف، بهترین روش استفاده از مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی مدل SSCSW است، اما با توجه به اینکه در ارتباط با مدل SSCSW هیچ‌گونه پژوهش قبلی انجام نشده است، بنابراین جهت راستی آزمایشی از دیوار برشی تمام مقید کامپوزیت استفاده شده است؛ به این

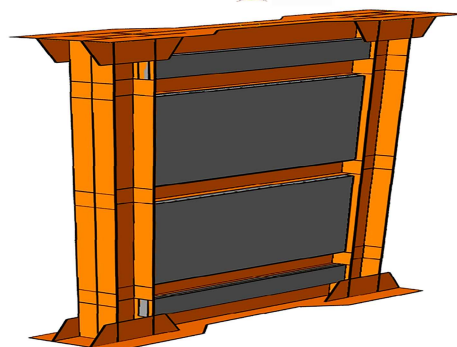
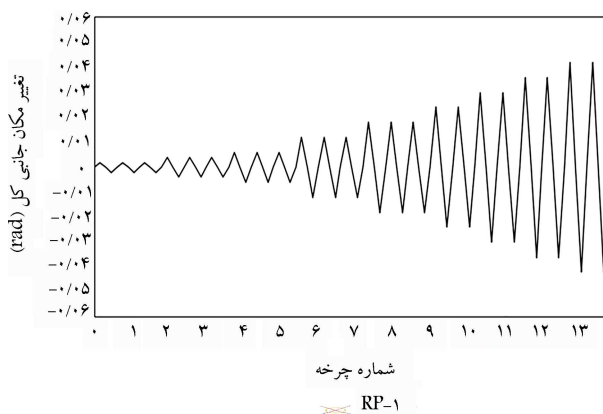
نمونه‌ی آزمایشگاهی $171 (KN/mm)$ و در نمونه‌ی عددی $204 (KN/mm)$ بوده است، که اختلاف 19% در سختی اولیه را نشان می‌دهد. در ادامه، با افزایش بار در تحلیل چرخه‌یی، مقاومت در نمونه‌ی آزمایشگاهی نسبت به نمونه‌ی عددی بیشتر شده است، که البته این اختلاف چندان مشهود نیست. میزان مقاومت نهایی در نمونه‌ی آزمایشگاهی، $2780 (KN)$ و در نمونه‌ی عددی حدوداً $2700 (KN)$ برآورد شده است، که اختلاف فقط 3% بوده است. همچنین لهیدگی^{۲۲} در چرخه‌های مدل آزمایشگاهی بیشتر بوده است، که در مقایسه با مدل عددی، می‌تواند به دلیل عدم مدل کردن گل‌میخ‌ها و استفاده از قید Tie در نمونه‌ی عددی به سبب ایجاد هندسه‌ی پیچیده و زمان تحلیل بسیار طولانی باشد. استفاده از قید Tie به جای مدل کردن اتصال‌هایی چون گل‌میخ و پیچ و مهره و لغزش پیچ‌های متصل‌کننده‌ی ورق دیوار به اعضا مرزی در نمونه‌ی آزمایشگاهی باعث آسیب شد که در حین آزمایش لغزش‌ها باعث آسیب در ورق فولادی دیوار شد. این موارد باعث می‌شود که در هر چرخه، حرکت‌هایی افقی بین ورق و اعضا مرزی ایجاد شود و همین امر باعث ایجاد اختلاف در نمونه‌ی آزمایشگاهی و عددی می‌شود. البته در مطالعات پیشین، وجود گل‌میخ در مدل عددی و عدم استفاده از قید Tie نشان داده است که تأثیر مدل‌سازی گل‌میخ ناچیز است. بنابراین می‌توان از راستی‌آزمایی انجام شده در بخش ۳ نتیجه گرفت که خروجی مدل عددی در مقایسه با خروجی آزمایشگاهی با توجه به توضیحات ذکر شده قابل قبول است و می‌توان برای مدل‌های بررسی شده در نوشتار حاضر از روند مدل‌سازی ذکر شده استفاده کرد. در شکل ۱۰ الف،



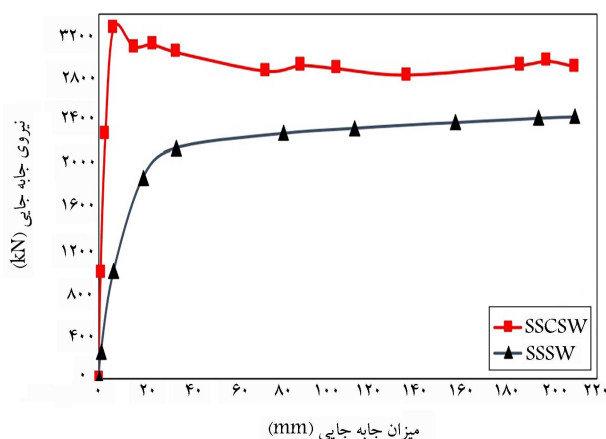
ب) تحت بارگذاری چرخه‌ای دور از گسل.

شکل ۱۰. مقایسه‌ی خروجی عددی و آزمایشگاهی مدل ۱ در نوشتار ژاٹو و آستانه اصل.^[۱۴]

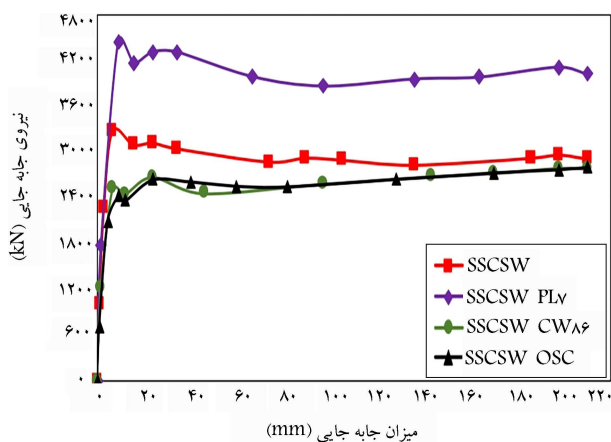
در آباکوس از قید Tie استفاده شده است. در مدل آزمایشگاهی، اتصال تیرها به ستون‌ها به صورت گیردار بود؛ بنابراین، در مدل عددی نیز برای اتصال اعضا مذکور از قید Tie استفاده شده است. همچنین برای اتصال پتل بتنی به ورق فولادی دیوار، می‌توان گل‌میخ مدل کرد و یا پتل را به دیوار با قید Tie متصل کرد، که در مدل عددی از قید Tie استفاده شده است. همچنین برای مدفون کردن آرماتوربندی در میان پتل‌های بتنی از قید محل جاسازی^{۲۱} استفاده شده است. در گام بعدی، یک گره‌ی مرجع در بالای مدل تعریف و به مدل کوپل شد. تعریف نقطه‌ی مرجع به این دلیل است که میزان جابجایی مدل نسبت به نقطه‌ی مذکور در نظر گرفته شود. پس از تعریف شرایط تکیه‌گاهی، شرایط مرزی تعریف شد. ابتدا پای ستون‌های قاب و ورق گاست در پای مدل، تمام درجه‌های آزادی بسته شدند، تا از حرکت آنها جلوگیری شود. سپس در راستای عمود بر صفحه‌ی چشمه‌های اتصال در قاب به دلیل مهار جانبی مقید گذاشته شدند، تا از حرکت خارج از صفحه‌ی قاب جلوگیری شود. سپس محل اعمال بارگذاری جانبی برای قاب تعیین شد، که با توجه به تعریف گره‌ی مرجع در بالای مدل، محل اعمال بار که همان پروتکل بارگذاری است، تعریف شد. توضیحات بیشتر در خصوص ابعاد هندسی مدل ذکر شده و مقاومت تسلیم و نهایی فولادهای استفاده شده جهت راستی‌آزمایی در نوشتار مرجع ژاٹو و آستانه اصل^[۱۴]، (۲۰۰۴)، موجود است. در مدل عددی، الگوی بارگذاری به گره‌ی مرجع مذکور اعمال شده است. سطح لایه‌ی مدل و گره‌ی مرجع، به صورت کوپل به یکدیگر بسته شدند و نیرو و تغییر مکان گره‌ی مرجع برای مقایسه با نتایج آزمایشگاهی ثبت شدند. در شکل ۹ الف، پروتکل بارگذاری چرخه‌ای دور از گسل اعمالی به مدل و در شکل ۹ ب، نمونه‌ی عددی مدل اول در نوشتار ژاٹو و آستانه اصل مشاهده می‌شود. پس از مدل‌سازی و راستی‌آزمایی عددی، نتایج نشان داد که میزان سختی اولیه در



شکل ۹. الف) پروتکل بارگذاری چرخه‌ی دور از گسل آیین‌نامه‌ی AISC^[۱۵]، تعمیم‌یافته به مدل ژاٹو و آستانه اصل.^[۱۴] ب) مدل اجزاء محدود نمونه‌ی آزمایشگاهی در آباکوس.



شکل ۱۱. مقایسه‌ی منحنی‌های ظرفیت حاصل از تحلیل بار یکنوا برای مدل‌های SSSW و SSCSW.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی منحنی‌های ظرفیت حاصل از تحلیل بار یکنوا برای مدل‌های متغیر در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW.

۳۶٪ افزایش یافته است. در شکل ۱۲، عملکرد مدل‌های متغیر نسبت به نمونه‌ی توسعه داده شده‌ی SSCSW تحت بارگذاری یکنوا مشاهده می‌شود.

۲.۴. خروجی رفتار مدل SSSW و مدل‌های SSCSW تحت

بارگذاری چرخه‌ای

در بخش کنونی، پس از بررسی مدل‌های مینا و متغیر تحت بارگذاری یکنوا در بخش ۱.۴، مدل‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای دور و نزدیک گسل با استفاده از پروتکل بارگذاری SAC، که در انتهای بخش ۳.۲ تعریف شدند، قرار گرفتند. ابتدا نتایج مدل‌های مینای SSSW و توسعه داده شده‌ی SSCSW تحت دو پروتکل یاد شده با یکدیگر مقایسه شدند (مطابق شکل ۱۳). بررسی‌ها نشان داد در مدل SSCSW، سختی اولیه برابر با $469 (KN/mm)$ و در مدل SSSW برابر $104 (KN/mm)$ بوده است، که این افزایش قابل توجه سختی اولیه، که حدوداً ۳۵٪ برآورد شده است، به دلیل وجود بتن در دو طرف ورق فولادی دیوار در مدل SSCSW بوده است. ضریب شکل‌پذیری نیز تحت الگوی دور از گسل در مدل SSCSW ۲۵ و در مدل SSSW ۱۰ به دست آمد، که نشان می‌دهد تحت یک پروتکل بارگذاری یکسان، با اضافه شدن بتن به مدل فولادی، میزان شکل‌پذیری حدوداً ۱۵٪ افزایش پیدا کرده است. همچنین نتایج مشابهی

نتیجه‌ی حاصل از راستی‌آزمایی مدل تحت بارگذاری یکنوا و در شکل ۱۰ ب، نتیجه‌ی حاصل از راستی‌آزمایی تحت بارگذاری دور از گسل مشاهده می‌شود.

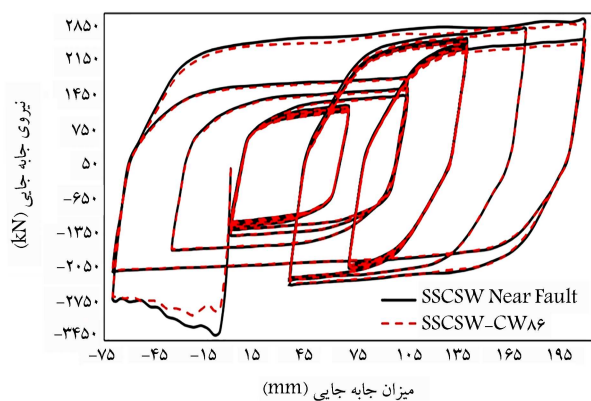
۴. نتایج و یافته‌ها

۱.۴. خروجی رفتار مدل SSSW و مدل‌های SSCSW تحت

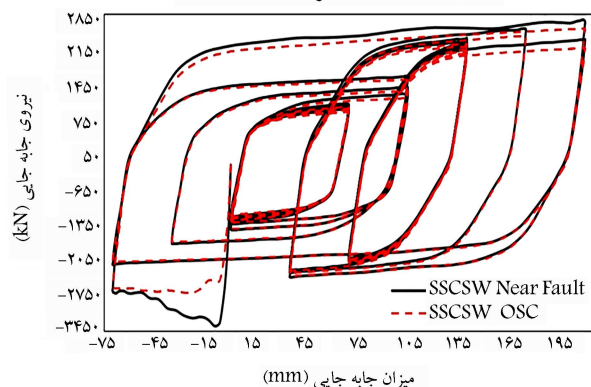
بارگذاری یکنوا

پس از طراحی مدل مینای SSSW و توسعه‌ی آن به نمونه‌ی SSCSW و در نهایت راستی‌آزمایی مدل ۱ در نوشتار ژاژ و آستانه اصل در مطالعه‌ی حاضر، در بخش کنونی به مقایسه‌ی خروجی‌های مختلف برای دو مدل اخیر به همراه مدل‌های متغیر تعریف شده در بخش ۲.۲ پرداخته شده است. مدل‌های طراحی شده و مدل‌سازی شده در نرم‌افزار آباکوس با استفاده از آیین‌نامه‌های مختلف در نوشتار حاضر، تحت تحلیل بارگذاری یکنوا^{۲۳}، پروتکل بارگذاری نزدیک و همچنین دور از گسل SAC قرار گرفته و نتایج حاصل، از جمله خروجی هیستریزیس، بارافزون، شکل‌پذیری، اتلاف انرژی، سختی اولیه، مقاومت نهایی، توزیع تنش فون میسر برای مدل SSSW و توزیع خرابی فشاری بتن برای مدل‌های فولادی بحث و بررسی شده‌اند. هدف اصلی در نوشتار حاضر، بررسی متغیرهای یاد شده بر روی نمونه‌ی SSCSW و مقایسه‌ی دو مدل SSCSW و SSSW بوده است. در ابتدا، مدل‌ها تحت بارگذاری یکنوا بررسی شدند و مدل‌ها تا ۴٪ ارتفاع قاب پوش داده شده‌اند. نتایج نشان داد که سختی اولیه، شکل‌پذیری و مقاومت نهایی در نمونه‌ی دیوار برشی نیمه‌مقید فولادی کامپوزیتی نمونه‌ی SSCSW، که در آن بتن در دو سمت ورق فولادی است، افزایش یافته است، که برای مقاومت نهایی ۳۵٪ برآورد شده است. همین ارزیابی اولیه نشان می‌دهد که استفاده از روکش بتنی می‌تواند مؤثر باشد. نکته‌ی بسیار مهم اینکه در نمونه‌ی مرکب، با افزایش بار و تا زمانی که روکش بتنی ترک‌خورده است، شیب ارتجاعی مدل افزایشی است. با رسیدن به بیشینه‌ی نیروی قابل تحمل در سیستم حدود $3200 (KN)$ ، روکش بتنی در مجاورت اتصال به تیرها و ستون‌ها خرد شده و در نتیجه، علاوه بر کاهش سختی، بیشینه‌ی نیروی قابل تحمل نیز کاهش یافته است (شیب ناحیه‌ی غیرخطی در مدل SSCSW کمی نزولی است)، که در مدل‌های متغیر تعریف شده نیز این مورد صدق می‌کند (شکل ۱۱). به همین دلیل به نظر می‌رسد که اجرای روکش بتنی می‌تواند با اعمال یک فاصله نسبت به تیر و ستون اجرا شود.

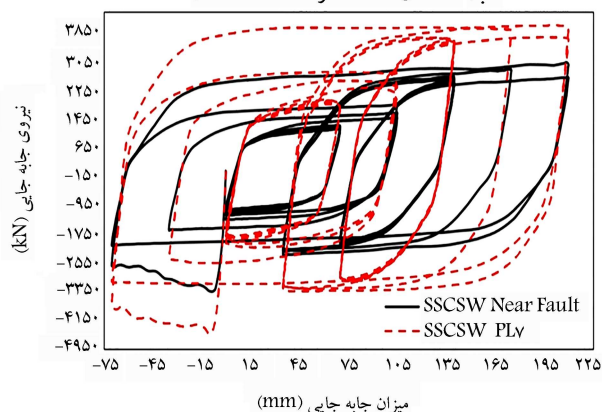
در مدل متغیر SSCSW OSC با توجه به وجود روکش بتنی فقط در یک طرف ورق فولادی دیوار و در مدل متغیر SSCSW CW ۸۶ با توجه به کاهش ضخامت روکش بتنی روی ورق فولادی دیوار به ۸۶ میلی‌متر نسبت به مدل SSCSW، مقاومت نهایی کاهش پیدا کرده است. اما نکته‌ی حائز اهمیت این است که مدل‌های متغیرهای SSCSW OSC و SSCSW CW ۸۶ عملکردی مشابه داشته‌اند، یعنی سختی اولیه و مقاومت نهایی دو مدل اخیر مشابه بوده و مقاومت نهایی در دو مدل متغیر اخیر، برابر با $2795 (KN)$ بوده است، که در مدل SSCSW مقاومت نهایی $2964 (KN)$ بود. به طور کلی، مقاومت نهایی تحت بارگذاری یکنوا در دو مدل متغیر یاد شده نسبت به نمونه‌ی SSCSW، ۶٪ کاهش پیدا کرده است. در مدل متغیر SSCSW PLV با توجه به افزایش ضخامت ورق فولادی دیوار از ۳ به ۷ میلی‌متر نسبت به مدل SSCSW، سختی اولیه و مقاومت نهایی به شکل قابل توجهی افزایش یافته است. مقاومت نهایی در مدل متغیر SSCSW PLV، به میزان $4023 (KN)$ برآورد شد، که نسبت به مقاومت نهایی مدل SSCSW حدوداً



الف) مدل های SSCSW و SSCSW CW86؛

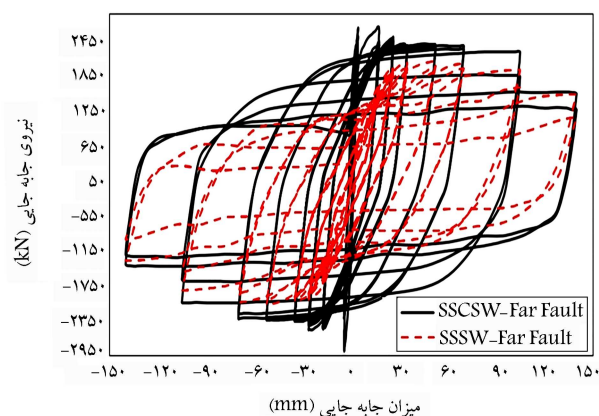


ب) مدل های SSCSW OSC و SSCSW OSC؛

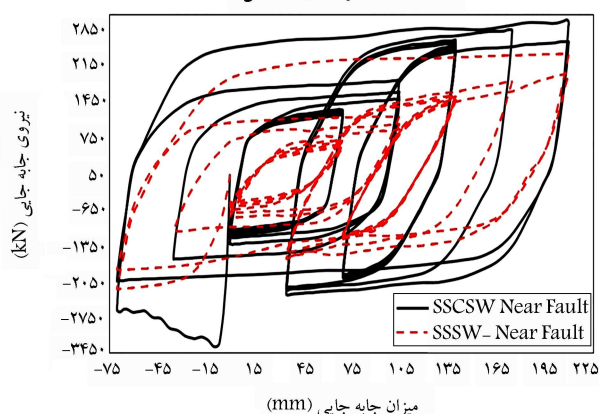


ج) مدل های SSCSW PLV و SSCSW PLV؛

شکل ۱۴. تحت الگوی نزدیک به گسل.



الف) تحت الگوی دور از گسل؛



ب) تحت الگوی نزدیک به گسل.

شکل ۱۳. مدل های SSCSW و SSSW.

برای الگوی نزدیک گسل هم به دست آمده است. بنابراین می توان گفت افزایش شکل پذیری تحت الگوهای دور و نزدیک با یکدیگر برابر و این عامل تابع الگوی بارگذاری نیست. مقاومت نهایی در مدل SSCSW برابر $3004(KN)$ و در مدل SSSW برابر $2353(KN)$ به دست آمد؛ در نتیجه به دلیل وجود بتن در دو طرف ورق فولادی دیوار در نمونه SSCSW، مقاومت نهایی 28% افزایش یافته است، که در مقایسه با افزایش 35% بار یکنوا، میزان افزایش کمتری را نشان داده است. البته نکته‌ی بسیار مهم این است که در مدل های توسعه داده شده در مطالعه‌ی حاضر، پارگی ورق در نظر گرفته نشده است؛ لذا اعداد به دست آمده فقط برای حالتی است که اطمینان حاصل شود که مدل در خلال بارگذاری دچار هیچ گونه شکستی (پارگی) نخواهد شد، که در این صورت می توان استفاده کرد.

در ادامه، مدل های متغیر تحت بارگذاری چرخه‌ای نزدیک گسل قرار گرفتند و نتایج آنها با خروجی حاصل از بارگذاری چرخه‌ای نزدیک گسل مدل توسعه داده شده‌ی SSCSW مقایسه شدند. نتایج نشان داد که سختی اولیه در مدل متغیر SSCSW CW86 به میزان $360(KN/mm)$ بوده است، که در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW که $469(KN/mm)$ محاسبه شده بود، 30% کاهش پیدا کرده است. از حیث مقاومت نهایی نیز در مدل متغیر SSCSW CW86، مقاومت نهایی $2915(KN)$ محاسبه شد، که در مقایسه با مقاومت نهایی نمونه‌ی SSCSW، که به میزان $3004(KN)$ محاسبه شده بود، فقط 3% کاهش را نشان می دهد (شکل ۱۴ - الف).

به طور کلی می توان نتیجه گرفت که پس از خرد شدن بتن در چرخه های ابتدایی، عملاً میزان زیادی از مقاومت بتن از دست رفته و رفتار مدل فقط رفتاری شبیه نمونه‌ی کاملاً فولادی بوده است؛ به همین دلیل مقاومت نهایی دو مدل یاد شده تقریباً مشابه یکدیگر بوده است. نتایج مدل SSCSW در مقایسه با مدل متغیر SSCSW OSC نشان داد که سختی اولیه مدل در نمونه‌ی SSCSW OSC، به میزان $346(KN)$ بوده است، که نسبت به مدل SSCSW حدوداً 36% کاهش در سختی اولیه را نشان داده است. همچنین مقاومت نهایی در نمونه‌ی SSCSW OSC به میزان $2806(KN)$ محاسبه شد، که نسبت به نمونه‌ی SSCSW، 7% کاهش در مقاومت نهایی را نشان داده است (شکل ۱۴ - ب). در ادامه، سختی اولیه در مدل متغیر SSCSW PLV به میزان $636(KN/mm)$ محاسبه شده

در نمونه‌ی SSCSW، ۵٪ کاهش مشاهده می‌شود (شکل ۱۶ - الف). مقایسه‌ی اتلاف انرژی در نمونه‌ی SSCSW OSC در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW نشان داد که میزان اتلاف انرژی در هر دو مدل به میزان ۴/۴ مگاژول بوده و کاهش روکش بتنی بر روی ورق فولادی دیوار تأثیری در اتلاف انرژی تجمعی نداشته است (شکل ۱۶ - ب). مقایسه‌ی اتلاف انرژی تجمعی در مدل SSCSW PLV با نمونه‌ی SSCSW نشان داد که بیشترین میزان اتلاف انرژی تجمعی چرخه‌ای در مدل SSCSW PLV، ۷/۲ مگاژول بوده است، که در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW، افزایش قابل توجه ۴۹٪ در اتلاف انرژی تجمعی را نشان می‌دهد (شکل ۱۶ - ج).

۴.۴. بررسی توزیع تنش فون میسز و مدهای خرابی در مدل‌های مطالعه‌ی حاضر

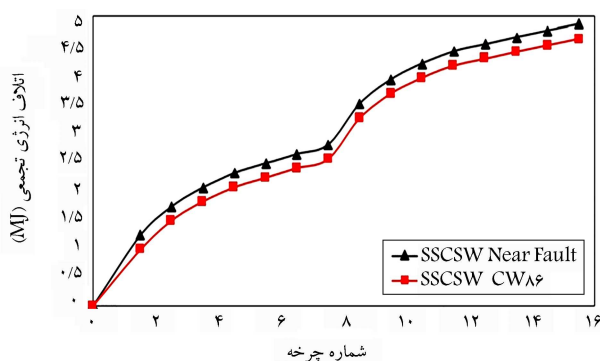
پس از بررسی رفتار مدل‌های تعریف شده در نوشتار حاضر تحت بارگذاری یکنوا و

است، که در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW، سختی اولیه به میزان ۳۵٪ افزایش پیدا کرده است. از حیث مقاومت نهایی نیز در مدل SSCSW PLV، مقاومت نهایی $4042 (KN)$ محاسبه شد، که در مقایسه با مقاومت نهایی نمونه‌ی SSCSW، ۳۴٪ افزایش مشاهده می‌شود (شکل ۱۴ - ج).

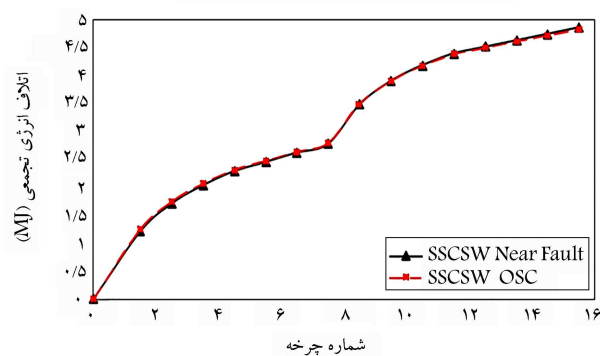
۳.۴. مقایسه‌ی اتلاف انرژی در مدل‌های SSCSW و SSSW

پس از بررسی نتایج مدل‌ها در بخش ۲.۴. تحت بارگذاری چرخه‌ای، اتلاف انرژی تجمعی ناشی از بارگذاری چرخه‌ای تحت الگوهای دور و نزدیک گسل بررسی شده است. ابتدا نتایج اتلاف انرژی تجمعی دو مدل SSCSW و SSSW تحت بارگذاری دور از گسل بررسی شد و نتایج نشان داد که میزان اتلاف انرژی در نمونه‌ی SSCSW، ۳/۳ مگاژول و در مدل SSCSW، ۵/۵ مگاژول بوده است، که افزایش ۶۷٪ در نمونه‌ی SSCSW تحت الگوی دور از گسل را نشان داده است (شکل ۱۵ - الف). در بررسی پارامتر اتلاف انرژی تحت الگوی نزدیک گسل نتایج نشان دادند که میزان اتلاف انرژی تجمعی در نمونه‌ی SSCSW، ۴/۸۴ مگاژول و در نمونه‌ی SSSW، ۲/۸ مگاژول بوده است، که در نمونه‌ی SSCSW، به میزان ۷۳٪ رشد را نشان می‌دهد (شکل ۱۵ - ب).

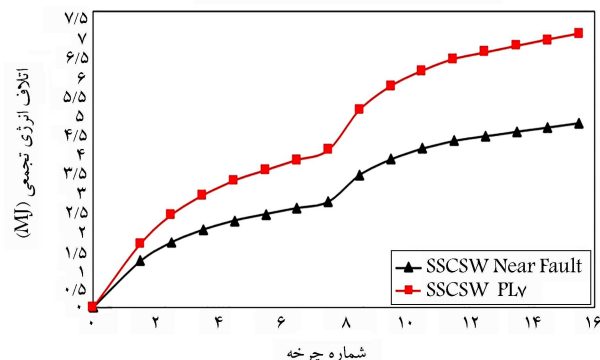
پس از بررسی دو نمونه‌ی SSCSW و SSSW، اتلاف انرژی مدل‌های متغیر با نمونه‌ی SSCSW تحت الگوی نزدیک گسل مقایسه شدند. ابتدا نتایج مدل SSCSW CW۸۶ با مدل SSCSW مقایسه شد و نتایج نشان داد که در نمونه‌ی SSCSW CW۸۶، بیشترین میزان انرژی تلف شده‌ی چرخه‌ای، ۴/۶ مگاژول محاسبه شده است و با توجه به میزان انرژی تلف شده‌ی چرخه‌ای ۴/۸۴ مگاژولی



الف) دو مدل SSCSW و SSCSW CW۸۶؛

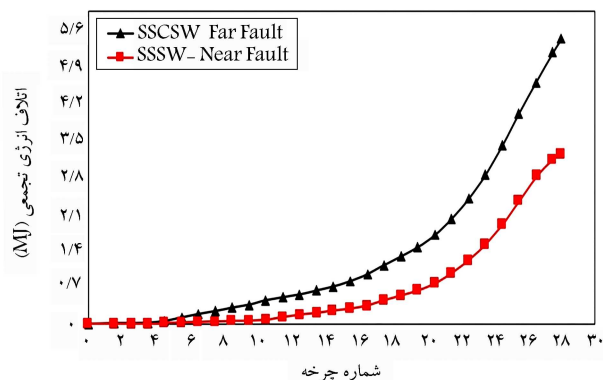


ب) دو مدل SSCSW و SSCSW OSC؛

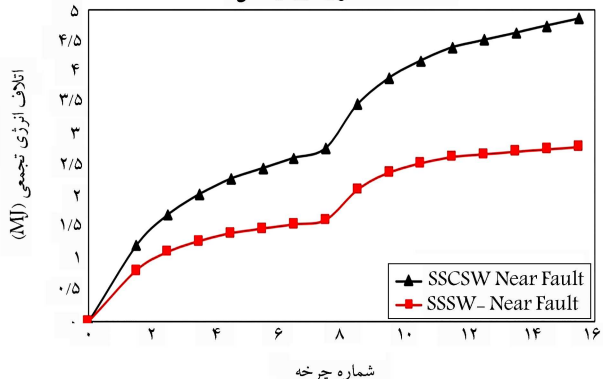


ج) دو مدل SSCSW و SSCSW PLV.

شکل ۱۶. مقایسه‌ی اتلاف انرژی تجمعی تحت الگوی نزدیک به گسل.

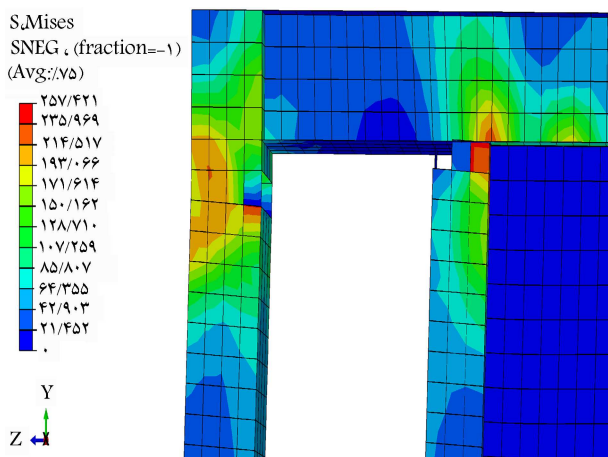


الف) تحت الگوی دور از گسل؛



ب) تحت الگوی نزدیک به گسل.

شکل ۱۵. مقایسه‌ی اتلاف انرژی تجمعی دو مدل SSCSW و SSSW.

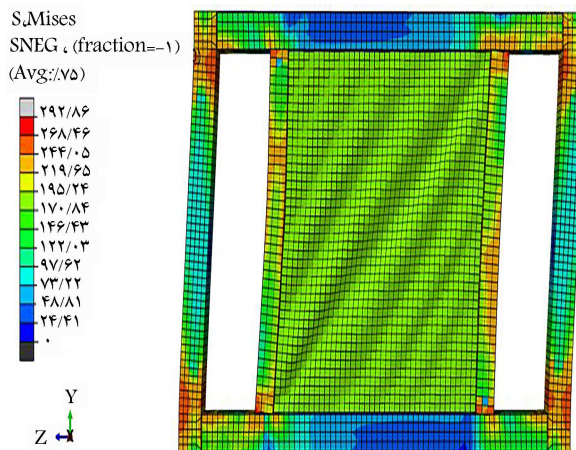


شکل ۱۹. بیشینه‌ی توزیع تنش فون میسر (مگاپاسکال) در چشمه‌ی اتصال و تیر بین ستون‌های اصلی و فرعی سمت چپ، در تیر بالا در نمونه‌ی SSCSW.

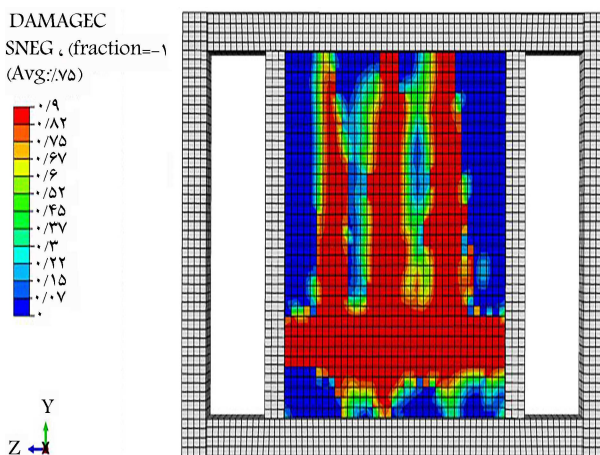
در ادامه، عملکرد تیر بین ستون اصلی و فرعی در قاب در نمونه‌ی SSCSW بررسی شده است. در شکل ۱۹، بیشینه‌ی توزیع تنش فون میسر در چشمه‌ی اتصال در مدل SSCSW مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، میزان بیشینه‌ی تنش فون میسر در محل اتصال ستون فرعی به تیر بالا در سمت چپ مدل به میزان ۲۵۷ مگاپاسکال رخ داده (این مقدار بیشینه مربوط به قسمت‌هایی است که حذف المان رخ نداده است) و قسمتی از اتصال ستون فرعی به تیر نیز حذف شده است. با توجه به تعریف مدل آسیب نرم برای فولاد و افزایش تنش نهایی از میزان تعریف شده یعنی ۳۷۰ مگاپاسکال، در محل موردنظر حذف المان رخ داده است.

۵. نتیجه‌گیری

دیوار برشی، یکی از مهم‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساختمان است. از نظر مکانیسم خرابی، دیوارهای برشی قادرند حتی پس از پذیرش ترک‌های زیاد در برابر بارهای ثقلی مقاومت کنند؛ در صورتی‌که این مورد کاملاً از ستون‌ها قابل انتظار نیست. در دیوارهای برشی تمام‌مقید، یکی از نگرانی‌ها، غیرخطی شدن ستون‌های مرزی و تأثیر آن در ظرفیت باربری کلی است؛ که برای رفع آن، ایده‌ی استفاده از دیوار برشی نیمه‌مقید فولادی در لبه‌ها (SSW) پیش‌تر پیشنهاد شده است. به نظر رسید استفاده از خاصیت مرکب (اضافه کردن بتن به سیستم مذکور) بتواند باعث بهبود ظرفیت باربری (افزایش مقاومت و سختی) دیوار (SSCSW) شود. بدین منظور، در نوشتار حاضر، ابتدا دیوار برشی فولادی کامپوزیت مدل ژانو و آستانه اصل (۲۰۰۴)^{۱۴} جهت اطمینان از درستی مدل‌سازی عددی، در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شد. در ادامه، با توجه به اینکه مدل‌های فولادی نیمه‌مقید نوشتارهای پیشین، قابلیت توسعه به دیوار نیمه‌مقید مرکب را نداشتند، یک مدل مبتنی نیمه‌مقید فولادی مجدد طراحی (SSW) و سپس به مدل نیمه‌مقید مرکب توسعه داده شد. (SSCSW) پس از مقایسه‌ی دو مدل SSCSW و SSW تحت پروتکل بارگذاری دور و نزدیک گسل SAC، در ادامه مدل‌های متغیر معرفی شده در نوشتار حاضر، با نمونه‌ی SSCSW تحت پروتکل نزدیک گسل SAC مقایسه شدند. البته بررسی رفتار غیرخطی مدل‌ها در برابر بارگذاری یکپارچه نیز مد نظر قرار گرفته است. خروجی‌های مختلفی از قبیل: سختی اولیه، منحنی چرخه‌ای، شکل‌پذیری، مقاومت نهایی، انرژی تلف شده‌ی تجمعی و توزیع تنش فون میسر حاصل و با یکدیگر مقایسه



شکل ۱۷. توزیع تنش فون میسر در مدل SSSW تحت الگوی نزدیک گسل.



شکل ۱۸. توزیع آسیب فشاری بتن مدل SSCSW تحت الگوی دور از گسل.

چرخه‌ای دور و نزدیک گسل تحت پروتکل SAC در بخش کنونی، ابتدا به بررسی مدهای خرابی بتن در مدل‌های SSCSW و SSW تحت توزیع تنش فون میسر پرداخته شده است. مطابق شکل ۱۷، با توجه به اینکه مدل فولادی تحت الگوی نزدیک گسل و در اولین چرخه‌ی پروتکل بزرگ‌ترین جابجایی قرار گرفته است، مشاهده می‌شود که بیشترین میزان تنش‌ها در محل اتصال ستون‌های اصلی به تیرهاست، که وارد ناحیه‌ی گسیختگی شده و مقدار تنش بیشینه برابر با ۲۹۲ مگاپاسکال بوده است.

اما در مدل SSCSW در پروتکل بارگذاری نزدیک، با توجه به ماهیت آن، شکست ناگهانی روکش بتن در چرخه‌های اولیه در همان چرخه‌ی ۱، حدود ۶۰٪ بتن خرد و تا چرخه‌ی ۴، روکش بتنی کاملاً خرد شده و مقاومت خود را کاملاً از دست داده و باعث شده است در چرخه‌ی ۵ به بعد، اضافه نیروی وارده بر قاب - دیوار تحمیل و در نتیجه، المان‌های اصلی از جمله ستون‌ها نیز غیرخطی شوند. بنابراین پیشنهاد می‌شود در پروتکل نزدیک گسل، توجه ویژه‌ای به المان‌های اصلی (ستون‌های قاب) توسط طراح مبذول شود. این در حالی بود که در پروتکل دور از گسل با توجه به ماهیت پروتکل، خرابی به‌طور ضعیف از چرخه‌ی ۱ آغاز، اما در چرخه‌ی ۲۱، روکش بتنی کاملاً خراب و مقاومت خود را از دست داده است. در شکل ۱۸، خرابی روکش بتنی در مدل SSCSW تحت الگوی دور از گسل مشاهده می‌شود.

شدند. نتایج در حوزه‌ی دامنه‌ی مدل‌های ساخته شده نشان داد که:

۱. اضافه شدن بتن به مدل SSSW (تبدیل مدل به SSCSW)، سختی اولیه‌ی درون صفحه را 35% افزایش داده است؛ که البته این میزان افزایش سختی به دلیل وجود بتن در دو سمت ورق فولادی دور از انتظار نیست. سختی اولیه در دو مدل متغیر SSCSW CWA86 و SSCSW OSC در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW به ترتیب به میزان 30% و 36% درصد کاهش و در مدل SSCSW PLV 35% افزایش پیدا کرده است. نکته‌ی بسیار مهم اینکه با ایجاد ترک در بتن، سختی به سرعت کاهش یافته و شیب ناحیه‌ی پساتسلیم منحنی ظرفیت، ابتدا منفی و سپس به علت سخت‌شدگی کرنشی ورق فولادی اندکی افزایش را تجربه کرده است؛

۲. زمانی که بتن به مدل SSSW اضافه شد، شکل‌پذیری در دو حالت دور و نزدیک گسل، 15% افزایش پیدا کرد. البته این افزایش چندان تابع نوع الگوی بارگذاری نبود. نکته‌ی حائز اهمیت این است که در مدل‌های نوشتار حاضر، آثار پارگی ورق فولادی مدل‌سازی نشده بود؛ لذا شکل‌پذیری محاسبه شده در مطالعه‌ی حاضر با ظرفیت واقعی شکل‌پذیری اختلاف دارد و نیازمند مدل‌های تکمیلی دقیق‌تری است، تا بتوان نتایج جامع‌تری به دست آورد؛

۳. مقایسه‌ی مقاومت نهایی (قله‌ی نمودار چرخه‌ای) نشان داد که فارغ از نوع الگوی بارگذاری چرخه‌ای، مقدار محاسبه شده‌ی برای SSCSW، 28% بیشتر از SSSW بوده است. شایان ذکر است افزایش به دست آمده در نتیجه‌ی بارگذاری یکنوا (مونوتونیک 35%) برآورد شده است. مقاومت نهایی تحت بارگذاری یکنوا در دو مدل متغیر SSCSW CWA86 و SSCSW OSC مشابه و به میزان 6% نسبت به مدل SSCSW کاهش پیدا کرده است، اما در نمونه‌ی SSCSW PLV، 36% افزایش پیدا کرده است. در بارگذاری چرخه‌ای مقاومت نهایی دو مدل متغیر SSCSW CWA86 و SSCSW OSC در مقایسه با نمونه‌ی SSCSW به ترتیب به میزان 3% و 7% درصد کاهش و در مدل SSCSW PLV، به میزان 34% افزایش پیدا کرده است؛

۴. از حیث اتلاف انرژی تجمعی تحت الگوی دور از گسل، مقایسه‌ی نتایج نشان داد که در مدل SSCSW نسبت به مدل SSSW 67% اتلاف انرژی بیشتر بوده است، که در الگوی نزدیک گسل، 73% بوده است. در مدل‌های متغیر که با نمونه‌ی SSCSW تحت پروتکل نزدیک گسل بررسی شدند، نتایج نشان

داد که در مدل SSCSW CWA86، فقط 5% کاهش اتلاف انرژی رخ داده و در نمونه‌ی SSCSW OSC تغییر مشاهد نشده است؛ اما در نمونه‌ی SSCSW PLV، 49% افزایش در اتلاف انرژی نسبت به نمونه‌ی SSCSW مشاهده شده است؛

۵. نتایج حاصل از خروجی تنش فون میسر نیز نشان داد که بیشترین افزایش تنش در چشمه‌ی اتصال ستون فرعی به تیر رخ داده است، که به میزان 257 مگاپاسکال بوده است. البته قسمتی از اتصال اخیر در خروجی حذف شده بود، بدین معنی که تنش آن نقطه از میزان تعریف شده که 370 مگاپاسکال بود، بیشتر شده است، که منجر به حذف المان شده است؛

۶. در تحلیل‌های چرخه‌ای و مقایسه‌ی نمونه‌های دارای بتن مشاهده شد که اختلاف مدل‌ها در همان چرخه‌های ابتدایی بوده است. سپس خروجی چرخه‌ای مدل‌ها تحت الگوهای دور و نزدیک مشابه و منطبق بر هم بودند؛ بدین دلیل که بتن در همان چرخه‌های ابتدایی سختی و مقاومت خود را از دست داده و کاملاً خرد شده و فقط مقاومت و سختی فولاد باقی مانده است. بنابراین وجود بتن فقط در سختی و مقاومت اولیه، مؤثر بوده است؛

۷. به‌طور کلی بررسی کلیه‌ی مدل‌ها در نوشتار حاضر نشان داد که وجود بتن همراه با فولاد در نمونه‌های SSCSW باعث افزایش چشمگیری در سختی اولیه، مقاومت نهایی و اتلاف انرژی تجمعی نسبت به مدل SSSW شده است. ضریب شکل‌پذیری در مدل‌های متغیر مطالعه شده در نوشتار حاضر، ارتباطی به میزان و شدت بارگذاری و تغییر متغیرهای مختلف نداشته است. با توجه به اینکه در تمامی نمونه‌های مرکب، جابجایی متناظر با مقاومت تسلیم یکسان بوده است، لذا هندسه‌ی مدل و در نتیجه میزان مقاومت تسلیم مدل در ضریب شکل‌پذیری اثرگذار بوده است. همچنین در بین متغیرهای بررسی شده برای مدل SSCSW، افزایش ضخامت ورق فولادی محاط در روکش بتنی بیشترین اثر در مقاومت نهایی، اتلاف انرژی تجمعی و سختی اولیه را داشته است، که باعث افزایش بسرای پارامترهای گفته شده در مدل SSCSW شده است؛

۸. پیشنهاد می‌شود در پروتکل نزدیک گسل، توجه ویژه‌ای به المان‌های اصلی (ستون‌های قاب) توسط طراح مبذول شود. به علاوه با توجه به اینکه بخشی از تیر حد فاصل ستون فرعی تا ستون اصلی می‌تواند به‌نوعی تداعی‌کننده‌ی رفتار تیر پیوند باشد، ارزیابی رفتار غیرخطی این بخش از تیر در مطالعات تکمیلی آتی پیشنهاد می‌شود.

پانویس‌ها

1. Encased Steel Brace
2. Semi-Supported Steel Shear Wall
3. Semi-Supported Steel Composite Shear Wall
4. Cyclic Loading
5. ABAQUS
6. Concrete Shear Wall
7. Cyclic Loading
8. Zhao
9. Total Energy Dissipation

10. Von Mises Stress
11. Low Yield Point
12. Gap
13. Concrete Damaged Plasticity
14. Hognestad
15. Ductile Damage
16. Shell Element
17. Solid Element
18. Isotropic Hardening
19. Kinematic Hardening
20. Combined Hardening
21. Embedded Region Constraint

22. Pinching
23. Monotonic

منابع (References)

1. Ebadi jamkhaneh, M. and Ahmadi, M., 2021. Numerical and parametrical investigations of the behavior of composite steel plate shear walls with opening. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 37.2(1.2), pp.13-23. [In Persian]. <http://dx.doi.org/10.24200/j30.2020.54966.2689>.
2. Rahimi, T., Kheyroddin, A. and Gholhaki, M., 2020. An analytical and numerical study on effect of thickness and concrete type of panels on behavior of composite steel plate shear walls. *Amirkabir J. Civil Eng*, 53, pp.3623-3648. [In Persian]. <http://dx.doi.org/10.22060/ceej.2020.17929.6713>.
3. Shakeri, E. and Behnamfar, F., 2019. A Survey on parameters affecting the lateral behavior of composite shear walls. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 51(1), pp.67-76. [In Persian]. <http://dx.doi.org/10.22060/ceej.2018.13025.5313>.
4. Xiaodong, J., Tongseng, L., Jiaru, Q., Wuhui, Q. and Weibiao, Y., 2016. Cyclic shear behavior of composite walls with encased steel braces. *Journal of Engineering Structural*, 127, pp.117-128. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.08.041>.
5. Jahanpour, A. and Moharrami, H., 2015. Evaluation of behavior of the secondary columns in semi-supported steel shear walls. *Thin-Walled Structures*, 93, pp.94-101. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2015.03.015>.
6. Siahpolo, N. and Bahmaie, J., 2021. Evaluation of behavior of semi-supported steel shear walls against monotonic and cyclic loading. *Amirkabir J. Civil Eng*, 53, pp.18-33. [In Persian]. <http://dx.doi.org/10.22060/ceej.2020.17039.6434>.
7. Jahanpour, A. and Moharrami, H., 2017. Limit analysis and design of semi-supported steel shear walls, Tarbiat Modares University Tehran publications, [In Persian]. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.004>.
8. ABAQUS., 2017. Standard is a general-purpose, finite element module, Version 17.00, reference manual, ABAQUS Inc.
9. Karimi, A., Karimi, M., Kheyroddin, A. and Amir shahkarami, A., 2018. Numerical modeling of masonry wall under in-plane cyclic loading with using the concrete damaged plasticity model and assessment of its parameters. *Concrete Research*, 11(4), pp.17-32. [In Persian]. <http://dx.doi.org/10.22124/jcr.2018.5612.1119>.
10. Araghizadeh, E. and Tabatabaei Mirhosseini, R., 2021. Effect of tensile damage parameter reducing in non-linear analysis of reinforced concrete structures using concrete damage plasticity method. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(1), pp.57-70. [In Persian]. <http://dx.doi.org/10.22060/ceej.2021.19021.7031>.
11. Faleiro, J., Oller, S. and Barbat, A.H., 2010. Plastic damage analysis of reinforced concrete frames. *Engineering Computations*, 27(1), pp.57-83. <https://doi.org/10.1108/02644401011008522>.
12. Hassani Sokhtesaraei, M., Ghassemieh, M. and Mirghaderi, S.R., 2019. Comparing seismic performance of WUF-W & RBS moment connections in box-section columns under SAC & ATC-24 loading protocols. *Journal of Structure & Steel*, 13, pp.91-109. [In Persian]. <http://dx.doi.org/20.1001.1.1735515.1398.1398.26.1.7>.
13. Davoodi, M., Feizi, R. and Hadiani, N., 2011. Investigation of the effect of near and far field earthquakes on the seismic behavior of several different structures. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 4, pp.9-21. [In Persian]. www.magiran.com/p894162.
14. Zhao, Q. and Astaneh-Asl, A., 2004. Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls. *Journal Of Structural Engineering*, 130, pp.271-284. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:2\(271\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:2(271)).
15. AISC., 1999. Load and resistance factor design (LRFD) specification for structural steel buildings is based on reliability theory, American Institute of Steel Construction Inc. USA, Chicago.
16. AISC 341., 2016. American institute of steel construction Inc, Supersedes the Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. USA. Chicago.
17. ETABS., 2015. Extended three dimensional analysis and design of building system. version 15.00, Computers and Structures, Berkeley, CA, USA.
18. Jahanpour, A. and Moharrami, H., 2017. Software design and control of semi-supported steel shear walls. Tarbiat Modares University Tehran publications. [In Persian].
19. Standard No 2800. 2015. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. 4th Edition. Building and Housing Research Center, Tehran, Iran, [In Persian].
20. National Building Regulation No 10., 2022. Design and implementation of steel buildings. Office for Development and Promotion of National Building Regulations, Publications of the Ministry of Housing and Urban Development, [In Persian].
21. ASCE 7., 2016. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, USA, Virginia.
22. Hognestad, E., 2007. A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. University of Illinois Engineering Experiment Station, <https://core.ac.uk/download/pdf/4814295.pdf>.
23. Kmiecik, P. and Kaminski, M., 2011. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives Of Civil And Mechanical Engineering*, 11(3), pp.623-636. [https://doi.org/10.1016/S1644-9665\(12\)60105-8](https://doi.org/10.1016/S1644-9665(12)60105-8).
24. Krawinkler, H., Gupta, A., Medina, R. and Luco, N., 2000. Development of loading histories for testing of steel beam to-column assemblies. SAC Background Report, SAC/BD-00/10.