

Seismic Performance Investigation of the Reduced Beam Section Steel Moment-Resisting Frame equipped with Composite Steel Plate Shear Wall with High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composites

Naser Safaeian Hamzehkolaei^{1*}, Farid MiarNaeimi²

1- Assistant Professor, Faculty of Engineering, Bozorgmehr University of Qaenat, Qaen, Iran

2- PhD, Faculty of Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran

ABSTRACT

In this study, the seismic performance of the reduced beam section (RBS) steel moment-resisting frame (SMRF) equipped with composite steel plate shear wall (CSPSW) and high-performance fiber-reinforced cementitious composites (HPFRCC) is investigated using Abaqus software. The finite element model of HPFRCC-CSPSW was validated using experimental results. Then, the seismic performance of the six-story SMRF with common SPSW, as well as HPFRCC composite CSPSW systems under near-field (NF) and far-field (FF) earthquakes, was investigated and the results (bearing capacity, stress, deformation, and energy absorption) were compared. For this purpose, 5 NF and 5 FF seismic records were used. The results showed that the energy absorption and shear capacity of HPFRCC-CSPSW increased significantly but the maximum stress value decreased compared to common SPSW. The seismic performance of the investigated systems largely depends on the type of earthquake. However, in both SPSW and HPFRCC-CSPSW systems, the maximum displacement and the base shear under the NF earthquakes were higher than those of FF earthquakes. Besides, for all NF and FF earthquakes, maximum displacement in the SPSW system occurred in lower stories, but in the frame with CSPSW, the major displacement occurred in the upper stories. The highest increase in shear capacity and energy absorption of the system in FF earthquakes was for the Tabas accelerometer (75 and 128%, respectively) and the Imperial Vali earthquake (94 and 101%, respectively). Also, the maximum displacement in SPSW and HPFRCC-CSPSW systems occurred in Northridge (14.6 cm) and Tabas (16.2 cm) NF earthquakes, respectively; the Chichi earthquake also had the greatest damage to the structure under FF earthquakes.

ARTICLE INFO

Receive Date: 20 December 2022

Revise Date: 04 April 2023

Accept Date: 04 May 2023

Keywords:

Seismic performance
Steel moment-resisting frame (SMRF)
Reduced beam section (RBS) composite steel plate shear wall (CSPSW)
High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC)
Abaqus software

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.376639.2995>

*Corresponding author: Naser Safaeian Hamzehkolaei
Email address: nsafaeian@buqaen.ac.ir

بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی فولادی با مقطع تیر کاهش یافته مجهز به دیوار برشی کامپوزیت فولادی با پوشش بتن مسلح الیافی توانمند HPFRCC

ناصر صفائی‌ان حمزه کلانی^{۱*}، فرید میارنعیمی^۲

۱- استادیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه بزرگمهر قائنات، قاین، ایران

۲- فارغ التحصیل دکتری، دانشکده مهندسی، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

چکیده

در این تحقیق، عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی فولادی با مقطع تیر کاهش یافته^۱ (RBS) مجهز به دیوار برشی فولادی تقویت شده با بتن مسلح توانمند الیافی پایه سیمانی^۲ (HPFRCC) با استفاده از نرم افزار آباکوس مورد بررسی قرار گرفته است. ابتدا مدل اجزای محدود دیوار برشی کامپوزیت HPFRCC با استفاده از نتایج مطالعه آزمایشگاهی صحت‌سنجی شد. سپس، عملکرد لرزه‌ای قاب شش طبقه با دیوار برشی فولادی ساده و همچنین دیوار برشی کامپوزیت HPFRCC تحت زمین‌لرزه‌های گسل نزدیک و دور مورد بررسی قرار گرفته و نتایج حاصل از دو حالت (ظرفیت باربری، تنش، تغییر شکل و جذب انرژی) مورد مقایسه قرار گرفت. از ۵ شتاب نگاشت حوزه نزدیک و همچنین ۵ شتاب نگاشت دور از گسل استفاده شد. نتایج نشان داد که جذب انرژی و ظرفیت برشی سیستم قاب با دیوار برشی کامپوزیت HPFRCC نسبت به دیوار برشی فولادی ساده افزایش یافته، ولی مقادیر تنش بیشینه کاهش یافته‌اند. همچنین، عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مورد بررسی تا حد زیادی به رکورد زلزله وابسته است. با این وجود، در هر دو سازه مورد بررسی مقادیر برش پایه و تغییر مکان بیشینه تحت زمین‌لرزه‌های گسل نزدیک بیشتر از گسل دور بوده‌اند. برای هر دو دسته زلزله‌های گسل دور و نزدیک، تغییر مکان بیشینه در طبقات پایینی سازه SPSW رخ داده، ولی در سیستم قاب با دیوار برشی کامپوزیت، تغییر مکان عمده در طبقات فوقانی ایجاد شده است. بیشترین درصد افزایش ظرفیت برشی و جذب انرژی در زلزله‌های گسل نزدیک طیس (به ترتیب ۷۵ و ۱۲۸ درصد) و امپریال ولی (به ترتیب ۹۴ و ۱۰۱ درصد) بوده است. همچنین، بیشترین جابجایی در سیستم دیوار برشی فولادی ساده و کامپوزیت به ترتیب تحت زلزله‌های گسل نزدیک نورث‌ریچ (۱۴/۶ cm) و طیس (۱۶/۲ cm) بوده است. زلزله چی چی نیز بیشترین اثر بر خرابی سازه تحت زلزله‌های گسل دور را به همراه داشته است.

کلمات کلیدی: عملکرد لرزه‌ای، قاب خمشی فولادی، تیر مقطع کاهش یافته، دیوار برشی فولادی مرکب، بتن مسلح الیافی توانمند پایه سیمانی، نرم‌افزار آباکوس.

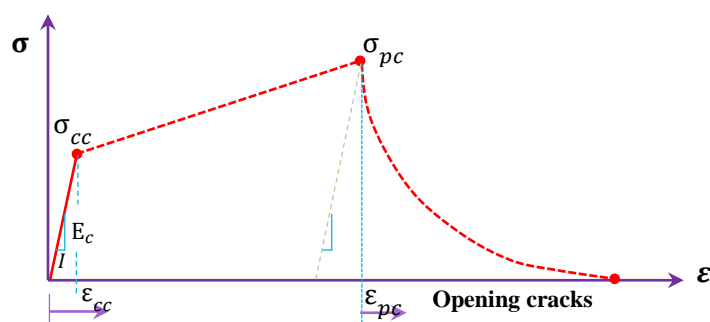
شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2023.376639.2995	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2023.376639.2995	۱۴۰۲/۱۱/۳۰	۱۴۰۲/۰۲/۱۴	۱۴۰۲/۰۲/۱۴	۱۴۰۲/۰۱/۱۵	۱۴۰۱/۰۹/۲۹
ناصر صفائی‌ان حمزه کلانی nsafaeian@buqaen.ac.ir			*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:			

¹ Reduced Beam Section (RBS)

² High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC)

۱- مقدمه

دیوارهای برشی فولادی^۳ (SPSW) به دلیل بهره‌گیری از میدان کشش قطری پس از کمانش ورق فولادی دارای مزایای فراوانی از جمله سختی برشی، جذب انرژی و ضریب اطمینان بالا، کارایی و رفتار مناسب در ناحیه عملکرد پلاستیک و قابلیت تعدیل تنش‌ها می‌باشند. برای بهبود عملکرد دیوار برشی فولادی می‌توان آن را با پوشش بتن مسلح در یک یا دو طرف صفحه فولادی توسط برش‌گیرهایی تقویت نمود. پوشش بتنی مسلح در دیوار برشی فولادی کامپوزیت^۴ (CSPSW)، با جلوگیری از کمانش ورق باعث افزایش ظرفیت برشی تا حد تسلیم برش داخل صفحه ورق می‌شود. کامپوزیت‌های بتن مسلح الیافی توانمند پایه سیمانی^۵ (HPFRCC) ترکیبی از خمیر سیمان و الیاف کوتاه فلزی یا کامپوزیتی می‌باشند که تحت نیروهای کششی، رفتار سخت شوندگی کرنش داشته و علاوه بر مقاومت و قابلیت جذب انرژی بالاتر نسبت به بتن معمولی، تحت بارهای ضربه‌ای نیز به راحتی گسیخته نمی‌شوند (شکل ۱). سخت‌شوندگی در مصالح HPFRCC، پس از اولین ترک رخ داده و منجر به تشکیل ترک‌های چندگانه یا میکرو ترک‌ها می‌گردد [۲ و ۱]. بتن الیافی HPFRCC به عنوان مصالحی شکل‌پذیر، با دوام، همراه با سخت‌شوندگی کرنشی شناخته می‌شوند که به دلیل قابلیت انعطاف زیاد، از گسیختگی ناگهانی سازه جلوگیری می‌کنند [۴ و ۳].



شکل ۱: منحنی تنش-کرنش بتن HPFRCC تحت نیروی کششی.

اتصال با مقاطع تیر کاهش یافته^۶ (RBS) با تضعیف موضعی ظرفیت خمشی تیر در محل اتصال از شکست ترد جلوگیری کرده و چرخش پلاستیک اتصال را تا چند برابر افزایش می‌دهد [۵]، بدون آن‌که سختی و مقاومت نهایی اتصال دچار تنزل قابل توجهی شود. ناحیه RBS با عملکرد پلاستیک خود انرژی بیشتری جذب کرده و مفصل کنترل شده با شکل‌پذیری بالاتری به وجود می‌آورد که منجر به افزایش زمان تناوب و ضریب رفتار سازه می‌گردد. از میان روش‌های مختلف که در آیین‌نامه‌های معتبر برای کاهش مقطع تیر معرفی شده، بهترین عملکرد مربوط به اتصال با کاهش به صورت برش شعاعی می‌باشد [۶].

تا کنون مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی متنوعی در مورد عملکرد دیوارهای برشی فولادی متداول انجام گرفته که به‌عنوان نمونه می‌توان به مراجع [۷-۱۳] اشاره نمود. در ادامه، جدیدترین و مهم‌ترین مطالعات انجام شده در رابطه با دیوارهای برشی مرکب ارائه شده است.

پاچیده و همکاران (۲۰۱۶) با انجام تحلیل غیرخطی لرزه‌ای تحت ۸ زلزله مختلف، وضعیت توزیع نیروی برشی، مفاصل پلاستیک و زمان تناوب دیوار برشی کامپوزیت فولادی ۴ و ۶ طبقه طراحی شده به روش ظرفیت را مورد بررسی قرار دادند [۱۴]. نتایج تحقیق ایشان نشان داد که دستورالعمل‌های موجود زمان تناوب این دیوارها را کمتر از روش اجزای محدود تخمین می‌زنند. تیان و همکاران (۲۰۱۶) در یک مطالعه آزمایشگاهی، رفتار دیوار برشی کامپوزیت فولادی تحت بارگذاری سیکلی را تا ایجاد خرابی در بتن مورد مطالعه قرار دادند. ایشان ۲۷ مدل مختلف را شبیه‌سازی کرده و نتایج مدهای خرابی، منحنی هیستریزس، کاهش سختی و مقاومت، میزان جذب انرژی و

³ Steel Plate Shear Wall (SPSW)

⁴ Composite Steel Plate Shear Wall (CSPSW)

⁵ High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC)

⁶ Reduced Beam Section (RBS)

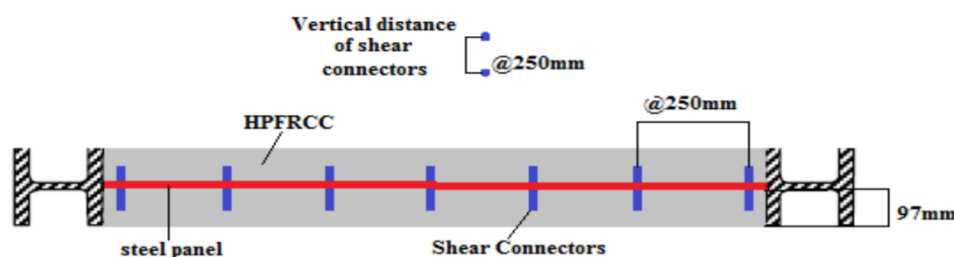
چکش خواری را مورد بحث و بررسی قرار دادند [۱۵]. شغایی و همکاران (۲۰۱۶) با نرم افزار آباکوس تاثیر ضخامت پانل بتنی در دیوارهای برشی مرکب را مورد بررسی قرار دادند. تحقیق ایشان نشان داد که افزایش ضخامت پوشش بتنی ضمن تاثیر مستقیم بر ظرفیت باربری سیستم، جذب انرژی و ضریب چکش خواری دیواربرشی را تا مقدار بیشینه افزایش داده و پس از آن، افزایش ضخامت پانل بی تاثیر می باشد [۱۶]. صبوری قمی و همکاران (۲۰۱۶) رفتار دیواربرشی مرکب تحت بارگذاری خارج از صفحه را با یک مدل تحلیلی جدید بررسی و نتایج را با نرم افزار آباکوس مقایسه کردند [۱۷]. رسولی و همکاران (۲۰۱۶) مطالعه آزمایشگاهی و عددی بر روی قاب یک طبقه و یک دهانه با دیوار برشی تقویت شده با ترکیب بتن سبک و بتن نرمال تحت بارگذاری جانبی سیکلی انجام دادند [۱۸]. مطالعه آزمایشگاهی خیرالدین و همکاران (۲۰۱۸) نشان داد که استفاده از بتن الیافی توانمند HPFRCC در تیر رابط دیوارهای برشی همبند، ضمن جلوگیری از افزایش عرض و پخش ترک‌ها، باعث افزایش جذب انرژی و تأخیر در ایجاد گسیختگی شده و شکست برشی-کششی در بتن معمولی نیز تبدیل به شکست برشی-لغزشی در بتن الیافی می‌گردد [۱۹]. مقدادیان و قلعه‌نوی (۲۰۱۹) اثر بازشوها بر عملکرد دیوار برشی فولادی-بتنی را بررسی کرده و یک رابطه تجربی برای مقاومت نهایی سیستم CSPSW پیشنهاد دادند [۲۰]. یو و همکاران (۲۰۲۰) با مطالعه آزمایشگاهی اثر پانل بتن مسلح و همچنین تأثیر اندازه شکاف بین روکش بتنی و اعضای قاب را بر عملکرد سیستم CSPSW (قاب دو طبقه و یک دهانه) مورد بررسی قرار دادند [۲۱]. نتایج نشان داد که استفاده از پانل‌های بتنی، علاوه بر کاهش تغییرشکل خمشی ستون‌ها، ظرفیت باربری و اتلاف انرژی ساختار SPSW را افزایش می‌دهد، اما شکل‌پذیری را کاهش می‌دهد. فرحبخش و بوومیک (۲۰۲۰) با تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی و IDA بر روی قاب (۷، ۱۰ و ۱۳ طبقه) با سیستم CSPSW، نشان دادند که سهم پانل بتنی از برش طبقه کمتر از ۱۰ درصد می‌باشد. همچنین، تغییر پارامترهای مقاومتی پانل بتنی پس از ایجاد ترک، تأثیر جزئی بر ظرفیت فروپاشی لرزه‌ای داشته است [۲۲]. عبادی جامخانه و احمدی (۲۰۲۱) اثر نوع اتصال (مفصلی، صلب و آزاد) ورق به المان‌های مرزی تیر و ستون بر رفتار دیوار برشی مرکب با بازشوی دایروی تحت بارگذاری استاتیکی غیرخطی را مورد مطالعه قرار دادند [۲۳]. نتایج نشان داد که اتصال صلب دیوار برشی به اجزای مرزی بهترین عملکرد را دارد. همچنین با حضور ورق فولادی شامل بازشو با قطرهای مختلف، دو پارامتر ظرفیت باربری و سختی الاستیک (در مقایسه با قاب تنها) افزایش یافته است. فنگ و همکاران (۲۰۲۱) با ساخت نمونه آزمایشگاهی به مقیاس ۱:۳، رفتار لرزه‌ای دیوار برشی ورق فولادی مرکب با گل میخ‌های مهار شده با روکش لاستیکی تحت بارگذاری سیکلی را مورد بررسی قرار دادند. سیستم معرفی شده، با آزادسازی نیروی برشی ناشی از اندرکنش بین صفحه فولادی و پانل بتنی، از جداسازی فصل مشترک صفحات فولادی و بتنی جلوگیری کرده و باعث کاهش آسیب در بتن می‌گردد [۲۴]. رحیمی و همکاران (۲۰۲۱) با انجام تحلیل بار افزون توسط نرم افزار ABAQUS بر روی ۲۷ مدل دیوار برشی فولادی کامپوزیت، اثر ضخامت ورق، بتن پوشش و نسبت عرض به ارتفاع را بر روی ضریب رفتار سیستم CSPSW را مورد مطالعه قرار داده و یک رابطه‌ی نیمه تجربی برای محاسبه‌ی ضخامت بتن پوشش جهت جلوگیری از کماتش ورق ارائه نمودند [۲۵]. کورکوویچ و همکاران (۲۰۲۱) با ساخت ۶ نمونه آزمایشگاهی (یک طبقه و یک دهانه با مقیاس ۱:۴)، اثر تغییر سختی خمشی المان مرزی ستون بر رفتار دیوار برشی کامپوزیت فولادی تحت بار جانبی سیکلی را مورد بررسی قرار دادند [۲۶]. نتایج آزمایشات ایشان در دریافت نسبی ۴ درصد نشان داد که کاهش سختی ستون‌ها تا ۳۶٪، تأثیر چندانی بر شکل‌پذیری سیستم CSPSW نداشته است. وانگ و همکاران (۲۰۲۲) با مطالعه آزمایشگاهی و تحلیل عددی بر روی ۵ نمونه مختلف با مقیاس ۱:۵، عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی مرکب با ورق فولادی تقویت شده را مورد بررسی قرار داده و روابطی برای ارزیابی ظرفیت نهایی و سختی دیوار برشی مرکب تحت بارگذاری سیکلی ارائه نمودند. نتایج تحقیق نشان داد که ضخامت دیوار و نسبت فولاد بیشترین تأثیر را بر ظرفیت باربری و سفتی الاستیک داشته و صفحه جان بین ۵۵ تا ۸۵ درصد نیروی جانبی دیوار را تحمل می‌کند [۲۷]. زرین طلا و همکاران (۲۰۲۲) اثر تعداد و نوع سخت‌کننده (عمودی، افقی، مورب) بر عملکرد دیوارهای برشی کامپوزیت تقویت شده با سخت‌کننده‌های T-شکل را با روش المان محدود بررسی کردند. نتایج نشان داد که نحوه چیدمان عمودی و افقی سخت‌کننده‌ها تأثیر قابل توجهی بر عملکرد سیستم نداشته، ولی استفاده از سخت‌کننده‌های مورب ظرفیت دیوارهای برشی فولادی CSPSW را تا ۲۵ درصد افزایش داده است [۲۸].

بررسی ادبیات فنی نشان می‌دهد که اکثر تحقیقات قبلی محدود به مطالعات انجام شده بر روی مدل‌های قاب یک طبقه و یک دهانه با مقیاس آزمایشگاهی و تحت بار چرخه‌ای بوده و عملکرد واقعی قاب‌های ساختمانی با دیواربرشی فولادی کامپوزیت کمتر مورد توجه قرار گرفته است. شناخت عملکرد واقعی این سیستم نیازمند مطالعات بیشتری است تا بتوان به درک بهتری از پارامترهای مرتبط با طراحی

لرزه‌ای قاب‌های ساختمانی با دیواربرشی فولادی کامپوزیت به‌دست آورد [۲۵]. لذا در مطالعه حاضر، بررسی ظرفیت باربری، تغییر شکل، جذب انرژی و رفتار دینامیکی قاب خمشی فولادی با تیرهای RBS مجهز به سیستم دیوار برشی فولادی تقویت شده با بتن HSPFRCC تحت اثر زلزله‌های گسل دور و گسل نزدیک مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- روش انجام تحقیق

برای توسعه مدل اجزای محدود، لازم است ابتدا صحت پاسخ‌های به‌دست آمده از نرم‌افزار آباکوس بررسی شود. لذا، در بخش ۳ این تحقیق، برای صحت‌سنجی مدل‌سازی دیوار برشی مرکب از نتایج آزمایشگاهی رسولی و همکاران [۱۸] استفاده شده و مدل آزمایشگاهی با نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس شبیه‌سازی شد. علاوه بر آن، آنالیز حساسیت مش‌بندی نیز بر روی مدل اجزای محدود انجام شد. پس از تایید دقت و صحت پاسخ به‌دست آمده از نرم‌افزار آباکوس، مدل کالیبره شده برای شبیه‌سازی دیوار برشی فولادی مرکب HSPFRCC با تیر RBS توسعه داده شد (بخش ۴). برای تقویت دیوار برشی فولادی از دو پانل بتنی HSPFRCC با ضخامت برابر در دو سمت دیوار برشی فولادی استفاده شده است. ضخامت پوشش بتنی HSPFRCC، برابر با ۹۷ میلی‌متر در نظر گرفته شده و برشگیرهای فولادی با فاصله ۲۵۰ میلی‌متر از هر سمت وظیفه اتصال پانل‌های HSPFRCC به دیوار برشی فولادی را بر عهده دارند. شکل ۲ جزئیات نمونه تقویت شده با HSPFRCC را نشان می‌دهد. در بخش ۵، رفتار دینامیکی یک قاب خمشی فولادی شش طبقه با دیوار برشی مرکب HSPFRCC و مقطع تیر کاهش یافته تحت زمین‌لرزه‌های گسل دور و گسل نزدیک مورد بررسی قرار گرفته و پاسخ لرزه‌ای شامل برش پایه (ظرفیت باربری)، تغییر مکان، تنش و جذب انرژی سیستم در هر زلزله محاسبه شده و با نتایج قاب خمشی با دیوار برشی فولادی متداول مورد مقایسه قرار گرفته است.



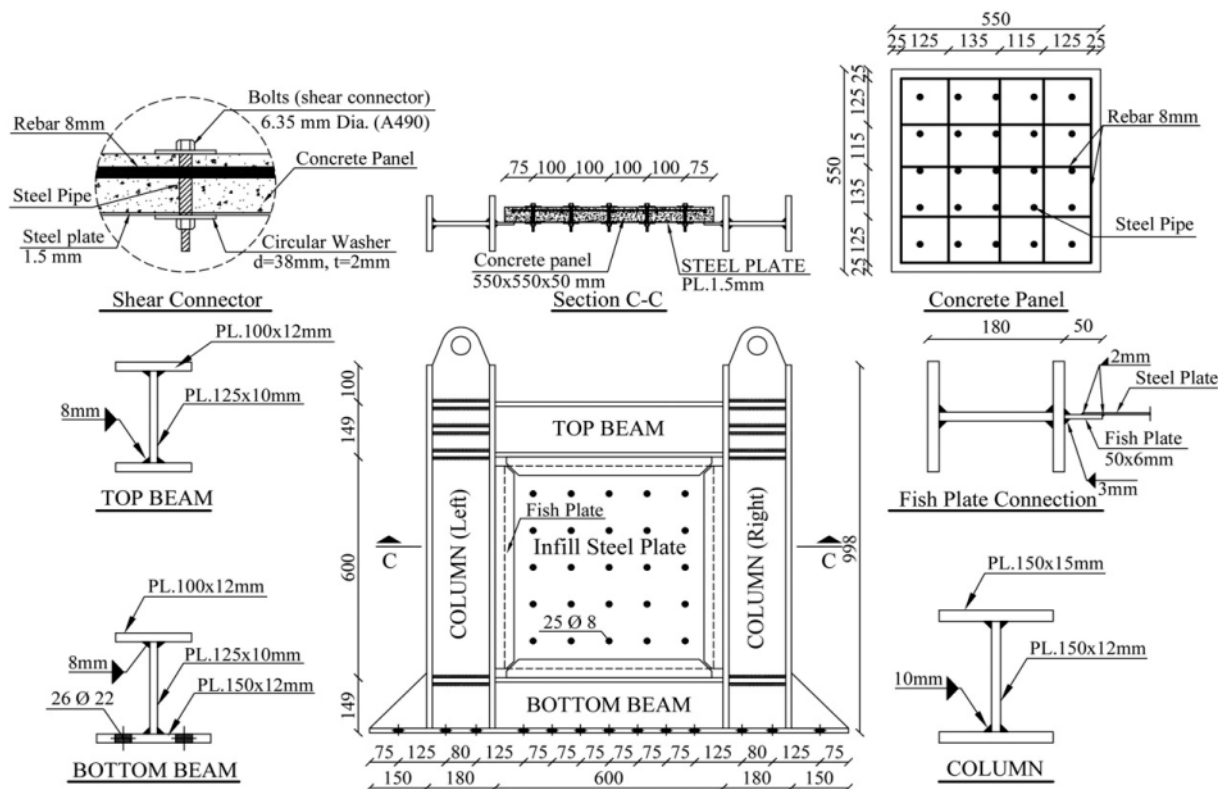
شکل ۲: جزئیات مقطع دیواربرشی فولادی تقویت شده با HSPFRCC.

۳- صحت‌سنجی مدل اجزای محدود دیوار برشی مرکب فولادی-بتنی

از نتایج آزمایشگاهی معتبر برای صحت‌سنجی مدل اجزای محدود دیواربرشی فولادی مرکب در نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است. رسولی و همکاران [۱۸] پاسخ دیواربرشی مرکب فولادی-بتنی را در سه حالت مختلف: (۱) استفاده از بتن معمولی در یک طرف، (۲) استفاده از بتن سبک در یک طرف دیوار و (۳) استفاده از بتن سبک در دو سمت دیواربرشی فولادی جدار نازک در یک قاب فولادی یک طبقه و یک دهانه با مقیاس ۱:۴ (ابعاد تقریبی ۱×۱ متر) مورد مطالعه قرار دادند (شکل ۳). در این تحقیق، از منحنی هیستریزس نمونه آزمایشگاهی دیواربرشی فولادی مرکب با پوشش بتن نرمال در یک طرف دیواربرشی (CSPSW-N) برای صحت‌سنجی نتایج مدل اجزای محدود استفاده شده است. مقاومت متوسط فشاری، مدول الاستیسیته و چگالی بتن نرمال استفاده شده در نمونه آزمایشگاهی به‌ترتیب برابر با ۲۰/۵ مگاپاسگال، ۲۱/۹۸۲ مگاپاسگال و ۲۳۴۵ کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشند.

در شکل ۳ جزئیات مدل آزمایشگاهی قاب با دیوار برشی فولادی مرکب شامل مشخصات مقاطع قاب، ستون‌ها، تیرها، اجزای اتصال برشی، میلگرد، گل میخ‌ها و همچنین مشخصات پوشش بتنی نشان داده شده است. مشخصات مصالح فولادی اجزای مختلف مدل آزمایشگاهی نیز در جدول ۱ ارائه شده است. اتصالات تیر به ستون در قاب محیطی دیوار برشی به‌صورت کاملاً گیردار در نظر گرفته شده است. مطابق جدول ۱ و شکل ۳، ضخامت دیوار برشی فولادی برابر با ۱/۵ میلی‌متر می‌باشد که با یک لایه پوشش بتنی به ابعاد

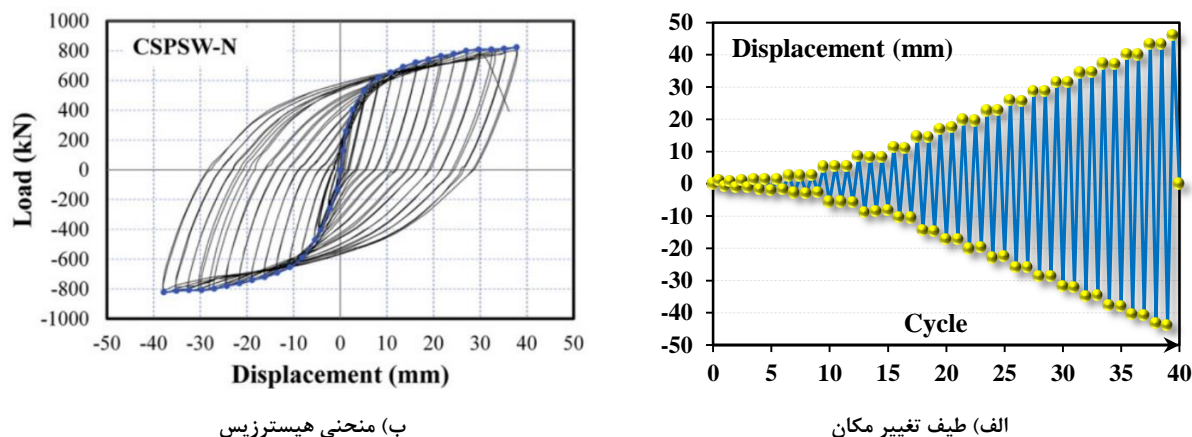
۵۰×۵۵۰×۵۵۰ میلی متر تقویت شده و اتصال بین صفحه فولادی با پانل بتنی با استفاده از ۲۵ بولت (گل میخ) مقاومت بالا (A490) به قطر ۶/۳۵ میلی متر و با فاصله مرکز به مرکز ۱۰۰ میلی متر انجام شده است. نمونه آزمایشگاهی با استفاده از یک جک هیدرولیکی تحت اعمال بارگذاری جابجایی اجباری (کنترل تغییر مکان) به صورت رفت و برگشتی مطابق شکل ۴-الف) قرار گرفت. در هر یک از مراحل اعمال بار، تغییر مکان افقی تیر فوقانی با نصب کرنش سنج اندازه گیری شده و با رسم جابجایی در برابر نیروی اعمالی، منحنی هیستریزس مدل آزمایشگاهی مطابق با شکل ۴-ب) به دست آمد.



شکل ۳: دیوار برشی مرکب فولادی-بتنی مدل آزمایشگاهی رسولی و همکاران [۱۸].

جدول ۱: مشخصات مصالح فولادی استفاده شده در مدل دیوار برشی فولادی مرکب.

مقاطع فولادی	ضخامت (mm)	مدول ارتجاعی (GPa)	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	Elongation (%)
ورق فولادی	۱/۵	۱۹۶	۲۰۰	۳۰۸	۴۲/۰
ورق اتصال	۶	۲۰۸	۲۴۳	۳۹۸	۳۹/۷
جان تیرها	۱۰	۲۰۱	۲۵۵	۴۱۰	۴۱/۰
بال تیرها و جان ستونها	۱۲	۲۰۴	۲۴۶	۴۰۳	۳۶/۸
بال ستونها	۱۵	۲۰۳	۲۳۷	۴۰۵	۴۳/۶
میلگرد	۸	۲۰۹	۳۳۶	۴۲۸	۱۴/۴

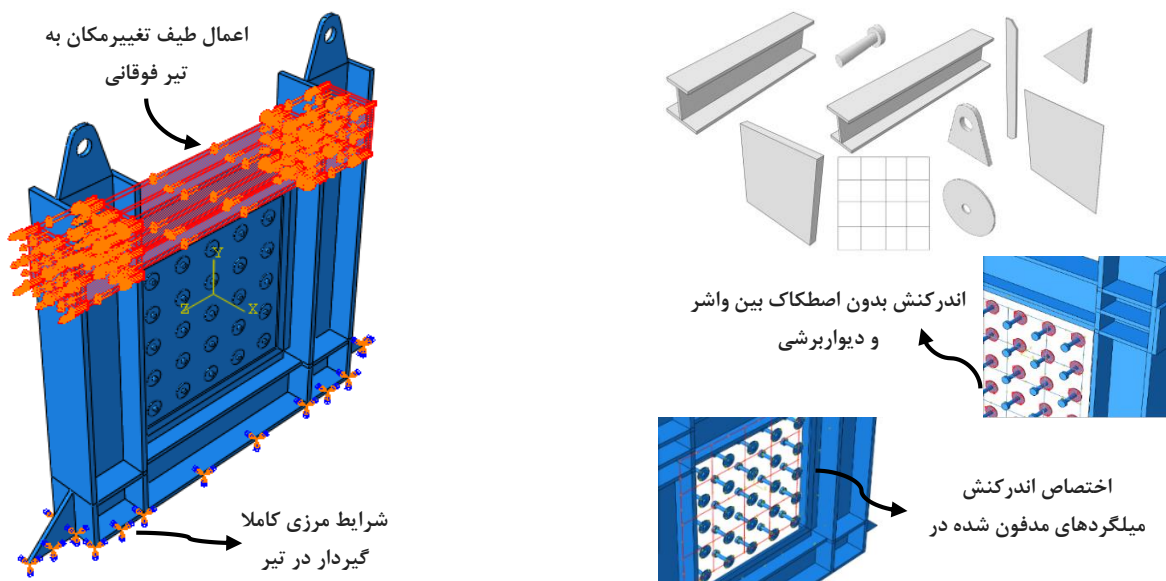


ب) منحنی هیستریزس

الف) طیف تغییر مکان

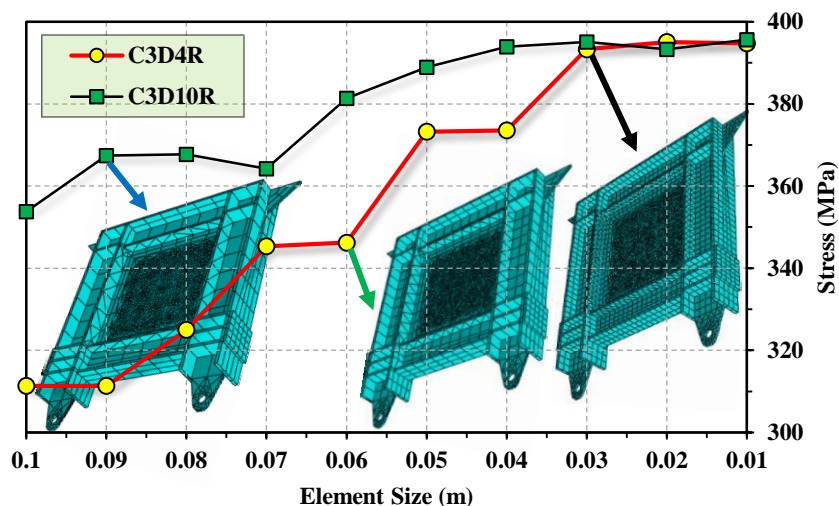
شکل ۴: طیف تغییر مکان و منحنی هیستریزس مدل آزمایشگاهی دیوار برشی [۱۸].

برای ایجاد مدل، ابتدا در ماژول Part نرم‌افزار آباکوس تمامی اجزای سازه ایجاد شد. سپس، مدل اصلی دیواربرشی در ماژول Assembly مطابق شکل ۵ ایجاد گردید. پس از اختصاص مشخصات مصالح در ماژول Property، اندرکنش بدون اصطکاک به سطح بین سر گل‌میخ و بتن، بین واشر و سطح دیوار، بین صفحه فولادی و بتن و برای میلگردهای مدفون شده در بتن در ماژول Interaction در نظر گرفته شد. همچنین، اندرکنش کاملاً گیردار به سطح بین ورق نگهدارنده و تیر و ستون‌های قاب لحاظ شد. پس از اعمال شرط مرزی گیردار بر سطح تحتانی مدل، طیف تغییرمکان مطابق شکل ۴-الف) به تیر بالایی اعمال شد. سپس، تحلیل همگرایی پاسخ برای تعیین تعداد المان بهینه انجام شد. بدین منظور ۱۰ مقدار مختلف برای تعداد المان‌ها در نظر گرفته شده و اثر المان‌های سه بعدی چهار وجهی ۴ نقطه‌ای (C3D4R) و چهار وجهی ۱۰ نقطه‌ای (C3D10R) بر تنش بیشینه بررسی شد. بررسی نتایج مطالعه همگرایی در شکل ۶ نشان می‌دهد که اگر اندازه المان‌ها بیشتر از ۴ سانتی‌متر باشد، اختلاف بین نتایج دو المان بسیار زیاد می‌باشد. همچنین، حساسیت پاسخ نسبت به تغییر در اندازه المان سه بعدی ۴ گره‌ای C3D4R بیشتر از المان ۱۰ گره‌ای C3D10R می‌باشد. با کاهش اندازه المان‌های غیرخطی C3D10R به ۴ سانتی‌متر و یا کاهش اندازه المان‌های خطی C3D4R به ۳ سانتی‌متر، نتایج دو حالت به مقدار تقریبی ۳۹۴ مگاپاسکال همگرا شده و پس از آن، افزایش تعداد المان تاثیر چندانی بر دقت پاسخ ندارد. با توجه به این‌که زمان تحلیل با استفاده از المان خطی بسیار کمتر است، لذا از المان خطی سه‌بعدی ۴ نقطه‌ای با ابعاد تقریبی ۳ سانتی‌متر استفاده شده است.



شکل ۵: مدل‌سازی، اعمال شرایط مرزی و بارگذاری سیستم دیواربرشی فولادی مرکب.

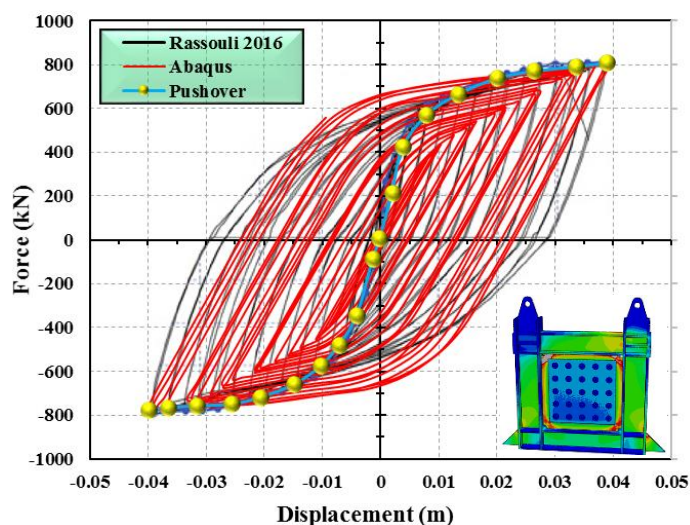
تعداد المان	ابعاد المان (m)
523345	0.01
353236	0.02
316676	0.03
285960	0.04
205590	0.05
125516	0.06
69506	0.07
58494	0.08
50774	0.09
29197	0.10



شکل ۶: بررسی همگرایی تنش بیشینه در مدل اجزای محدود آباکوس بر حسب نوع و ابعاد المان.

در شکل ۷ منحنی هیستریزس مدل اجزای محدود با مدل آزمایشگاهی مقایسه شده است. بدین منظور، تمامی نقاط واقع بر تیر پایینی به صورت یک گروه تعریف شده و پس از اعمال جابجایی به تیر فوقانی، عکس العمل تکیه گاهی برای این نقاط به صورت گروهی استخراج شد. برای مقایسه بهتر، منحنی پوش آور نمودار هیستریزس نیز در شکل ۷ ارائه شده است. در این شکل مقدار نیروی تسلیم، تغییر مکان تسلیم، نیروی نهایی، جابجایی نهایی و دررفت نهایی مدل آباکوس نیز با نتایج مدل آزمایشگاهی مقایسه شده اند. بیشینه عکس العمل تکیه گاهی در مدل آزمایشگاهی برابر با $823/2$ کیلو نیوتن بوده که در نرم افزار آباکوس برابر با $815/7$ کیلو نیوتن می باشد و سایر پارامترهای مقاومت و سختی نیز با خطای کمتر از ۲ درصد محاسبه شده است. نتایج حاصل نشان دهنده دقت و صحت نتایج مدل اجزای محدود است.

متغیر	آزمایشگاهی [۱۸]	مدل آباکوس	درصد خطا
نیروی تسلیم (kN)	۳۸۵/۴	۳۷۹/۹	۱/۴
تغییر مکان تسلیم (mm)	۲/۷	۲/۶۷	۱/۱۱
نیروی نهایی (kN)	۸۲۳/۲	۸۱۵/۷	۰/۹۱
جابجایی نهایی (mm)	۳۷/۸	۳۸/۲	۱/۰۶
دررفت نهایی (%)	۵/۰۴	۵/۰۶	۰/۴



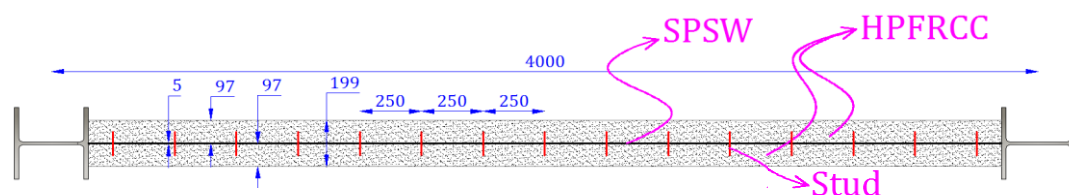
شکل ۷: مقایسه منحنی هیستریزس مدل اجزای محدود با مدل آزمایشگاهی.

۴- بررسی اثر پوشش بتنی HPFRCC بر عملکرد دیواربرشی فولادی با مقطع تیر کاهش یافته

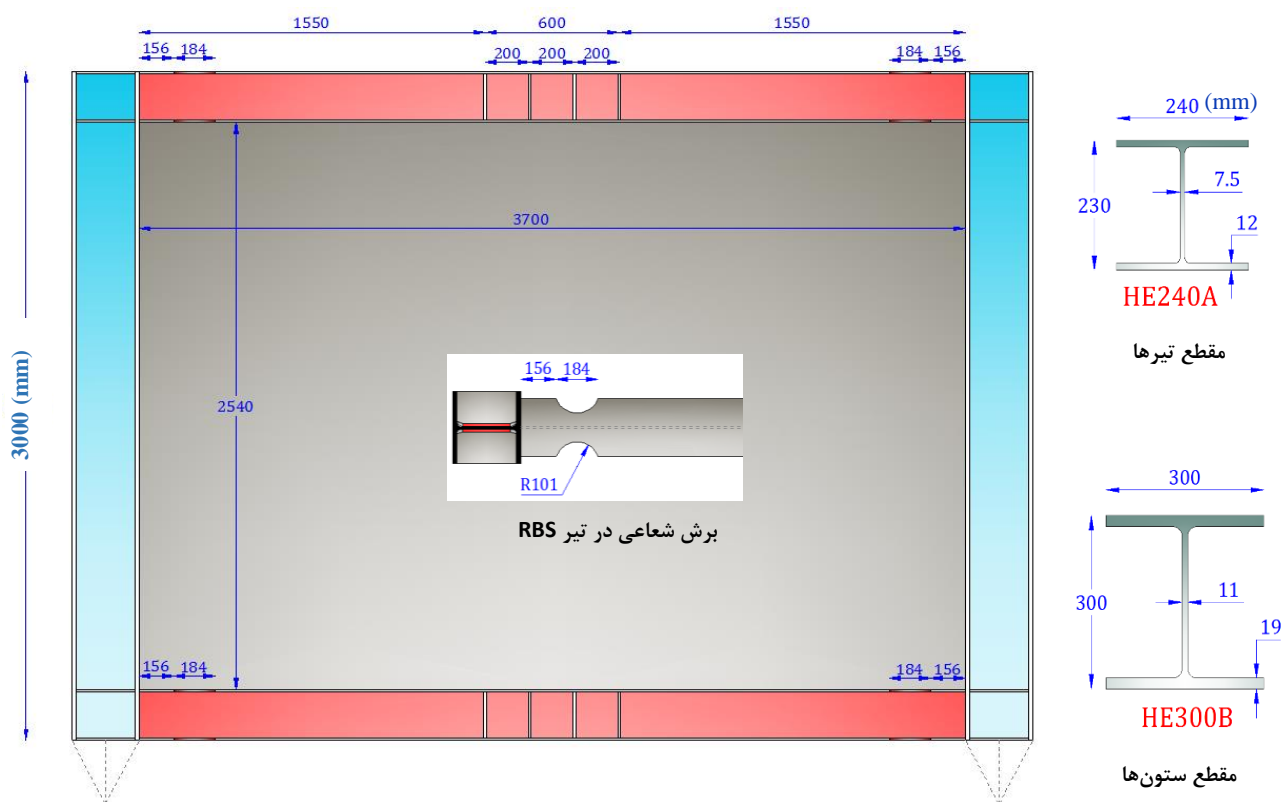
۴-۱- مشخصات سیستم دیواربرشی فولادی مرکب HPFRCC

در این بخش عملکرد قاب با دیواربرشی فولادی و مقطع تیر کاهش یافته با و بدون در نظر گرفتن پوشش بتنی HPFRCC بررسی شده است. بدین منظور، یک قاب فولادی یک طبقه و یک دهانه به عرض دهانه ۴ متر و ارتفاع ۳ متر با تیر RBS، با نام Frame در نظر گرفته شد. سپس، یک دیواربرشی فولادی با ضخامت ۵ میلیمتر بر روی آن نصب شده و این سازه به عنوان مدل پایه قاب با دیواربرشی

فولادی با نام SPSW در نظر گرفته شد. در ادامه، پانل‌های HPFRCC به ضخامت ۹۷ میلی‌متر با در نظر گرفتن گل‌میخ‌هایی به فواصل ۲۵ سانتی‌متر در دو سمت دیواربرشی افزوده شد. برای دیوار برشی مرکب نام SPSW-HPFRCC اختصاص داده شد. شکل (۸) مقطع دیواربرشی فولادی مرکب HPFRCC را نشان می‌دهد. همچنین، مشخصات سیستم دیوار برشی فولادی با تیرهای RBS به همراه مقطع ستون‌ها، تیرها و نحوه برش اتصال RBS در شکل (۹) ارائه شده است. مطابق با پژوهش ساودریدیس و همکاران [۲۹] برای تیرها و ستون‌ها به ترتیب از مقاطع استاندارد اروپایی HE240A و HE300B استفاده شد. همچنین، از سخت‌کننده‌هایی (به ضخامت بال تیر) بر روی جان تیر (با فاصله ۲۰ سانتی‌متر) و همچنین در جان ستون (ناحیه اتصال) استفاده شد تا از اعوجاج و کم‌انحرف‌گری جلوگیری گردد. مطابق توضیحات ارائه شده در بخش ۳، شرایط مرزی گیردار برای تیر پایینی لحاظ شده و بارگذاری طیف بار تناوبی بر روی تیر بالایی قاب اعمال شد.



شکل ۸: جزئیات مقطع دیواربرشی فولادی مرکب HPFRCC مورد مطالعه (تمامی اندازه‌ها بر حسب میلی‌متر).

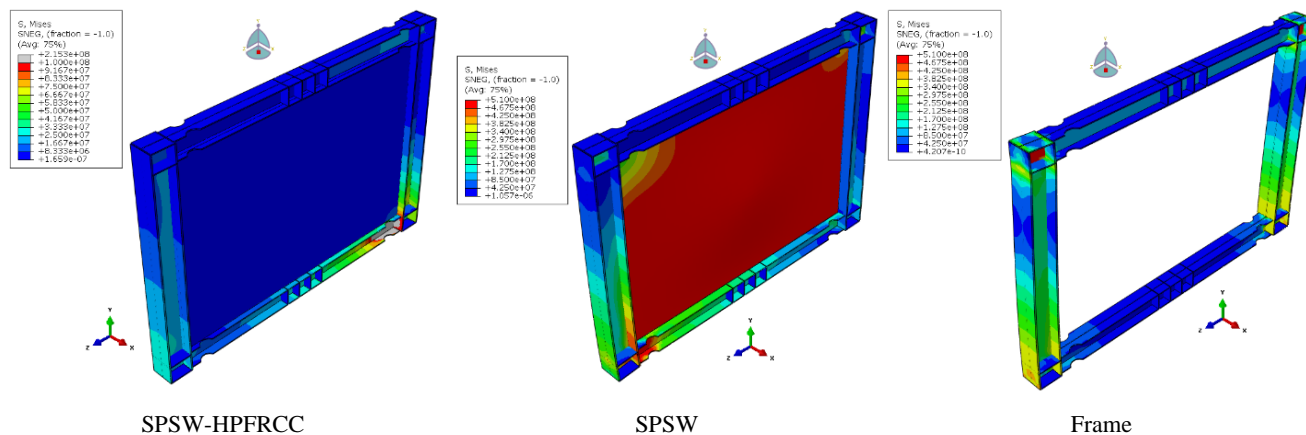


شکل ۹: مشخصات سیستم دیوار برشی فولادی (SPSW) با تیرهای RBS (تمامی اندازه‌ها بر حسب میلی‌متر).

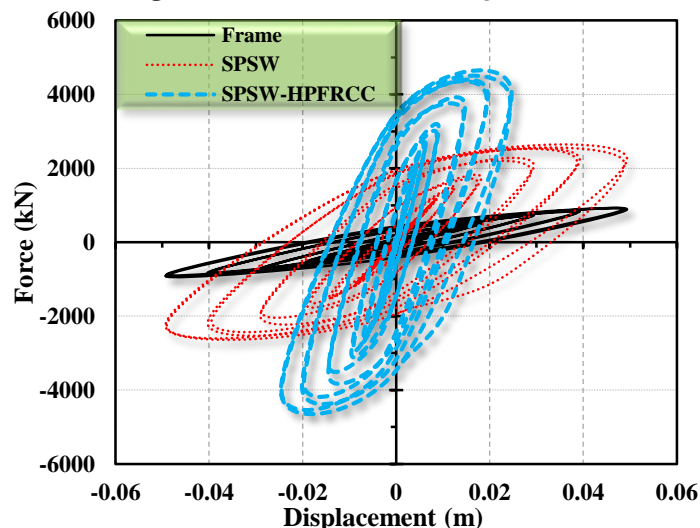
۲-۴- مقایسه نتایج دیواربرشی فولادی SPSW با دیواربرشی مرکب HPFRCC

در شکل ۱۰ و ۱۱، به ترتیب کانتورهای تنش و منحنی بار-تغییر مکان برای مدل‌های مورد مطالعه ارائه شده است. مقایسه نمودارهای هیستریزس نشان می‌دهد که با افزودن دیواربرشی فولادی، ظرفیت باربری قاب فولادی از مقدار ۹۲۶ کیلونیوتن تا اندازه ۲۲۶۳ کیلونیوتن افزایش یافته است. به دلیل سختی بیشتر مدل دیواربرشی مرکب، ظرفیت باربری سیستم HPFRCC تا اندازه ۴۰۲۹ کیلونیوتن رسیده است. با این وجود، به دلیل ظرفیت چکش‌خواری کمتر پوشش HPFRCC نسبت به فولاد، دیوار برشی فولادی مرکب دارای

شکل پذیری کمتری نسبت به مدل SPSW می باشد. کاهش چشمگیر تنش‌های ایجاد شده در مدل SPSW پس از استفاده از پوشش بتن الیافی بر روی دیواربرشی به وضوح دیده می شود. استفاده از لایه‌های HPFRCC، تنش بیشینه ایجاد شده در مدل SPSW را تا ۵۰ درصد کاهش داده است. همچنین، استفاده از تیر RBS باعث شده است تا ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در کلیه مدل‌ها به درستی رعایت شود.



شکل ۱۰: کانتور تنش در مدل اجزای محدود قاب و دیوار برشی فولادی.



شکل ۱۱: منحنی بار-تغییر مکان مدل اجزای محدود قاب و دیوار برشی فولادی.

۵- بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی با دیوار برشی مرکب HPFRCC و مقطع تیر کاهش یافته

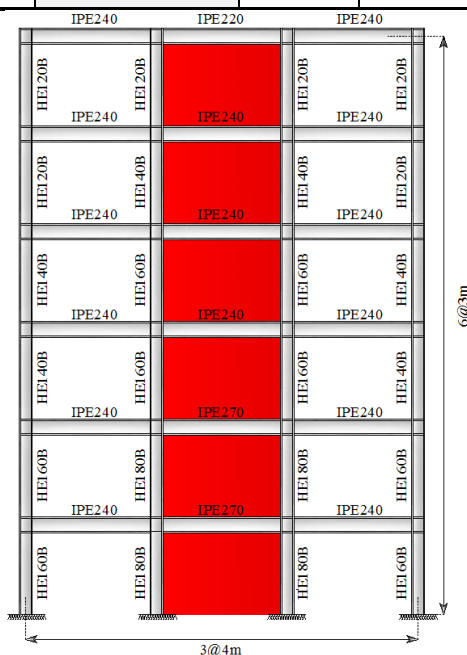
۵-۱- مشخصات قاب خمشی مجهز به دیوار برشی فولادی و زلزله‌های در نظر گرفته شده

در این قسمت، عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی فولادی ۶ طبقه با دیوار برشی مرکب HPFRCC و مقطع تیر کاهش یافته تحت زلزله‌های گسل نزدیک و گسل دور بررسی قرار گرفت. مطابق شکل ۱۲، قاب مورد نظر با یک دیواربرشی فولادی با ضخامت ۲ میلی‌متر در دهانه وسط تجهیز شد. در این قاب تیرها با مقطع کاهش یافته RBS در نرم افزار آباکوس شبیه‌سازی شده و برای این مدل نام SPSW انتخاب شد. این دیواربرشی با دو لایه بتن HPFRCC تقویت شده و با نام SPSW-HPFRCC نشان داده می‌شود. در ادامه، رفتار لرزه‌ای سیستم قاب خمشی با دیواربرشی فولادی و تیر RBS در حالت قبل و پس از تجهیز با پوشش بتن الیافی تحت اثر زمین‌لرزه‌های

گسل نزدیک (N^7) و گسل دور (F^8) مورد ارزیابی قرار گرفته است. بدین منظور، ۵ زمین لرزه گسل نزدیک و ۵ زمین لرزه گسل دور در نظر گرفته شده است. مشخصات زلزله‌های استفاده شده در جدول ۲ ارائه شده است. اگرچه فاصله محل تا مرکز زلزله برای طبقه بندی شتابنگاشت‌ها می‌باشد؛ با این حال، تا کنون استاندارد جهانی برای تعیین محل نزدیک یا دور از گسل تعریف نشده است. در این تحقیق، فاصله ۱۵ کیلومتری از گسل برای تمایز شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل در نظر گرفته شده است. رکوردها مورد نظر بر روی خاک D قرار گرفته‌اند. شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده برای هر دو سیستم مورد بررسی با توجه طیف پاسخ طراحی استاندارد ۲۸۰۰ به گونه‌ای مقیاس شدند که میانگین طیف شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر در محدوده زمان تناوب $0.2T$ تا $1/5T$ (دوره تناوب اصلی سازه) کمتر از طیف پاسخ طراحی محل نباشد.

جدول ۲: مشخصات رکوردهای زلزله استفاده شده.

زلزله‌های گسل نزدیک	کد زلزله	بزرگا (MW)	R_{rup} (km)	زلزله‌های گسل دور	کد زلزله	بزرگا (MW)	R_{rup} (km)
طیس (Tabas)	RSN143	۷/۳۵	۲/۰۵	ترینیداد (Trinidad)	RSN280	۷/۲	۷۶/۲۶
امپریال ولی (Imperial Valley)	RSN170	۶/۵۳	۷/۳۱	لوماپریتا (Loma Prieta)	RSN737	۶/۹۳	۲۴/۵۷
لوماپریتا (Loma Prieta)	RSN802	۶/۹۳	۸/۵۰	لندرز (Landers)	RSN838	۷/۲۸	۳۴/۸۶
لندرز (Landers)	RSN879	۷/۲۸	۲/۱۹	چی چی (Chi-Chi)	RSN1402	۷/۶۲	۳۸/۴۲
نورثریج (Northridge)	RSN982	۶/۶۹	۵/۴۳	دارفیلد (Darfield)	RSN6928	۷/۰	۲۵/۶۷



شکل ۱۲: قاب خمشی فولادی ۶ طبقه مورد مطالعه [۳۰].

نحوه نام‌گذاری مدل‌ها به این صورت است که ابتدا نوع سیستم بیان می‌شود. همان‌طور که ذکر شد، سیستم قاب با دیوار برشی فولادی در دو حالت با و بدون تقویت با بتن HPCFRC به ترتیب با نام SPSW و SPSW-HPFRC معرفی می‌گردند. پس از آن، ماهیت زلزله بیان خواهد شد. بنابراین، زلزله‌های گسل نزدیک و دور به ترتیب با نام N و F بیان شده و در نهایت کد ثبت رویداد زلزله RSN مطابق جدول ۲ بیان می‌گردد. به عنوان مثال، SPSW-N-143 بیان‌گر مدل قاب با دیوار برشی فولادی تحت زلزله گسل نزدیک طیس (RSN143) و SPSW-HPFRC-F-280 بیان‌گر قاب با دیوار برشی کامپوزیت HPCFRC تحت زلزله گسل دور ترینیداد (RSN280) است.

⁷ Near-Field

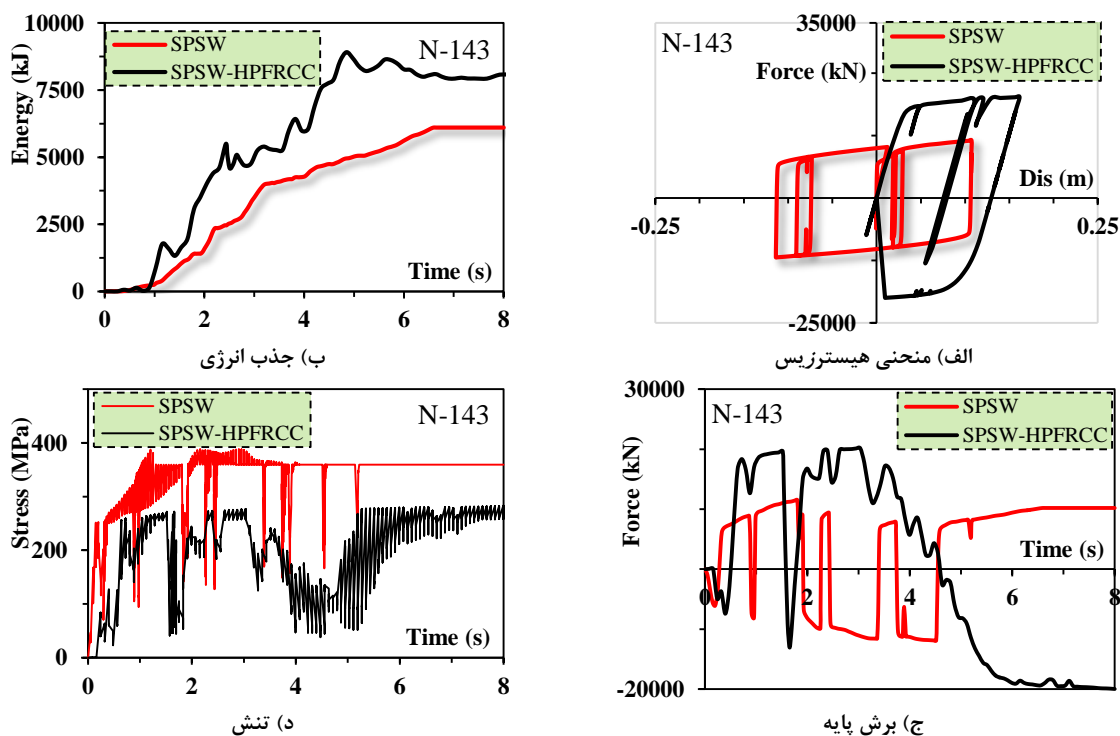
⁸ Far-Field

۵-۲- نتایج تحلیل لرزه‌ای تحت زلزله‌های گسل نزدیک

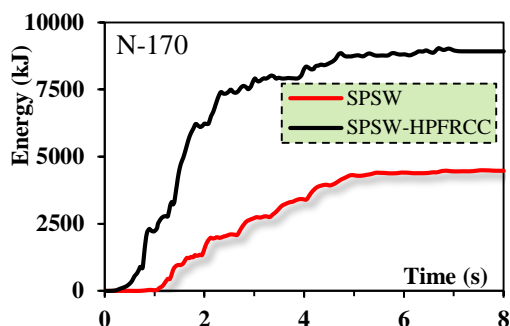
در این بخش، نتایج تحلیل لرزه‌ای شامل نمودارهای هیستریزیس، جذب انرژی، تاریخچه زمانی برش پایه و تاریخچه زمانی تنش ایجاد شده در مدل‌های مختلف تحت زلزله‌های گسل نزدیک مورد بررسی قرار گرفته است. در شکل‌های ۱۳ تا ۱۷، به ترتیب خلاصه نتایج مربوط به مدل SPSW و SPSW-HPFRCC تحت زلزله‌های گسل نزدیک طبس، امپریال ولی، لوماپریتا، لندرز و نورثریج ارائه شده است.

با مشاهده نمودار هیستریزیس قاب‌های مورد مطالعه در مواجهه با زلزله گسل نزدیک طبس (شکل ۱۳-الف) می‌توان دریافت که حداکثر نیروی برشی و تغییرمکان در مدل قاب با دیواربرشی به ترتیب ۱۱۵۰۶ کیلونیوتن و ۱۰/۷ سانتی‌متر می‌باشند. همچنین، بیشینه انرژی جذب شده در مدل SPSW و تنش حداکثر آن به ترتیب برابر با ۶۱۰۸ کیلوژول (شکل ۱۳-ب) و ۳۸۸٫۵ مگاپاسکال (شکل ۱۳-د) می‌باشند. پس از مقاوم سازی سازه با دیواربرشی کامپوزیت HPFRCC، تغییرمکان حداکثر ایجاد شده در قاب به مقدار ۱۶/۱ سانتی‌متر افزایش یافته، ولی ظرفیت برشی سازه نیز تا مقدار ۲۰۱۷۰ کیلونیوتن افزایش یافته است. جذب انرژی در مدل SPSW-HPFRCC نیز برابر با ۱۳۹۴۸ کیلوژول و تنش بیشینه در این قاب در مقایسه با مدل SPSW تا اندازه ۲۸۳ مگاپاسکال کاهش یافته است.

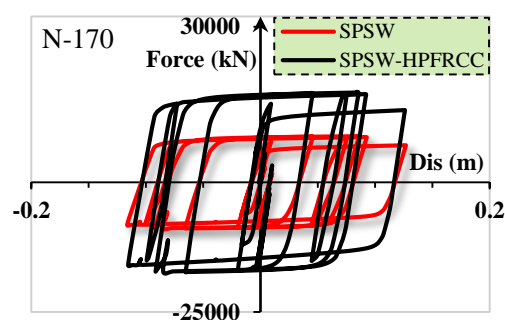
بر اساس نتایج شکل ۱۴، تغییرمکان بیشینه قاب با دیواربرشی فولادی SPSW در مواجهه با زلزله امپریال ولی برابر با ۱۲/۶ سانتی‌متر می‌باشد. برش پایه متناظر با این مقدار تغییرمکان بر اساس ماکزیمم مقدار نمودار هیستریزیس (با شکل ۱۴-ج) برابر با ۸۹۱۱ کیلونیوتن است. برای این قاب، حداکثر انرژی جذب شده ۴۴۹۴ کیلوژول بوده و همچنین تنش حداکثر ۲۲۱/۷ مگاپاسکال در سازه رخ داده است. در سیستم دیواربرشی با بتن HPFRCC، تغییرمکان بیشینه برابر با ۱۲/۵ سانتی‌متر و برش پایه بیشینه نیز تا مقدار ۱۷۳۱۶ کیلونیوتن افزایش یافته است. همچنین، انرژی و تنش بیشینه در مدل SPSW-HPFRCC به ترتیب برابر با ۹۰۳۵ کیلوژول و ۲۰۸/۱ مگاپاسکال می‌باشند.



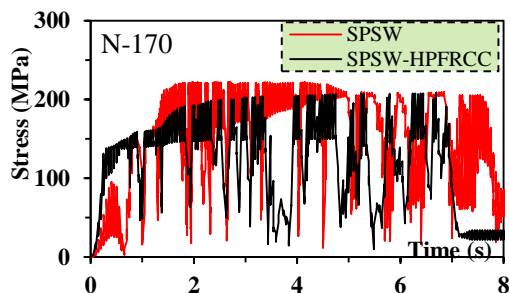
شکل ۱۳: نتایج تحلیل مدل‌ها در مواجهه با زلزله گسل نزدیک طبس RSN143



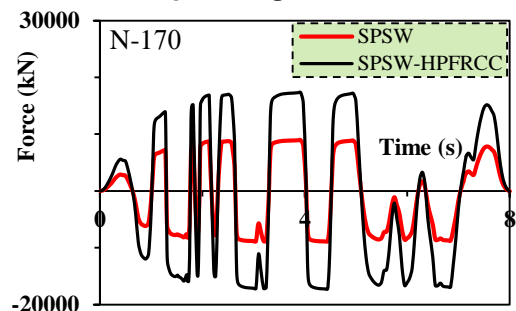
(ب) جذب انرژی



(الف) منحنی هیستریزیس



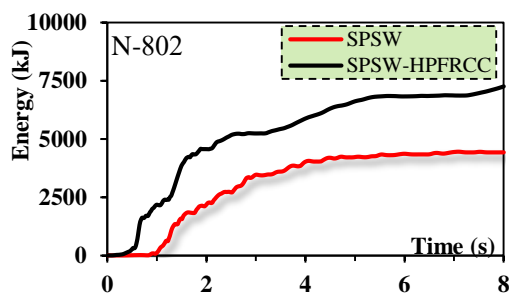
(د) تنش



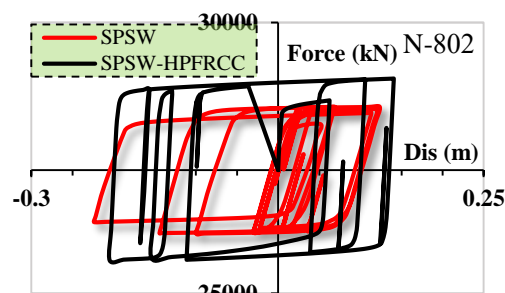
(ج) برش پایه

شکل ۱۴: نتایج تحلیل مدل‌ها در مواجهه با زلزله گسل نزدیک امپریال ولی RSN170

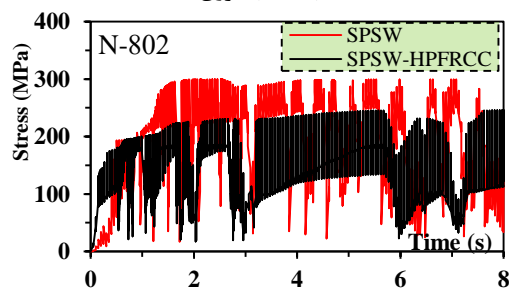
مطابق نمودار هیستریزیس شکل ۱۵، حداکثر نیروی برشی و تغییرمکان در قاب با دیواربرشی فولادی در زلزله لوماپریتا به ترتیب ۱۲۸۴۹ کیلونیوتن و ۱۲/۳ سانتی‌متر است. بیشینه انرژی جذب شده و تنش حداکثر این سیستم نیز به ترتیب ۴۴۵۵ کیلوژول و ۲۹۹/۹ مگاپاسکال می‌باشند. پس از مقاوم‌سازی سازه با دیواربرشی HPFRCC، تغییرمکان حداکثر به مقدار ۱۴ سانتی‌متر رسیده است. استفاده از دیواربرشی فولادی مرکب ظرفیت برشی را تا اندازه ۱۸۵۸۵ کیلونیوتن افزایش داده است؛ همچنین، جذب انرژی در این سیستم تا اندازه ۷۲۵۸ کیلوژول افزایش یافته، در حالی که تنش بیشینه برابر با ۲۴۶/۲ مگاپاسکال و کمتر از مدل SPSW می‌باشد.



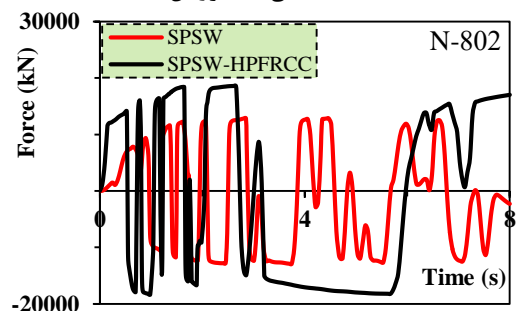
(ب) جذب انرژی



(الف) منحنی هیستریزیس

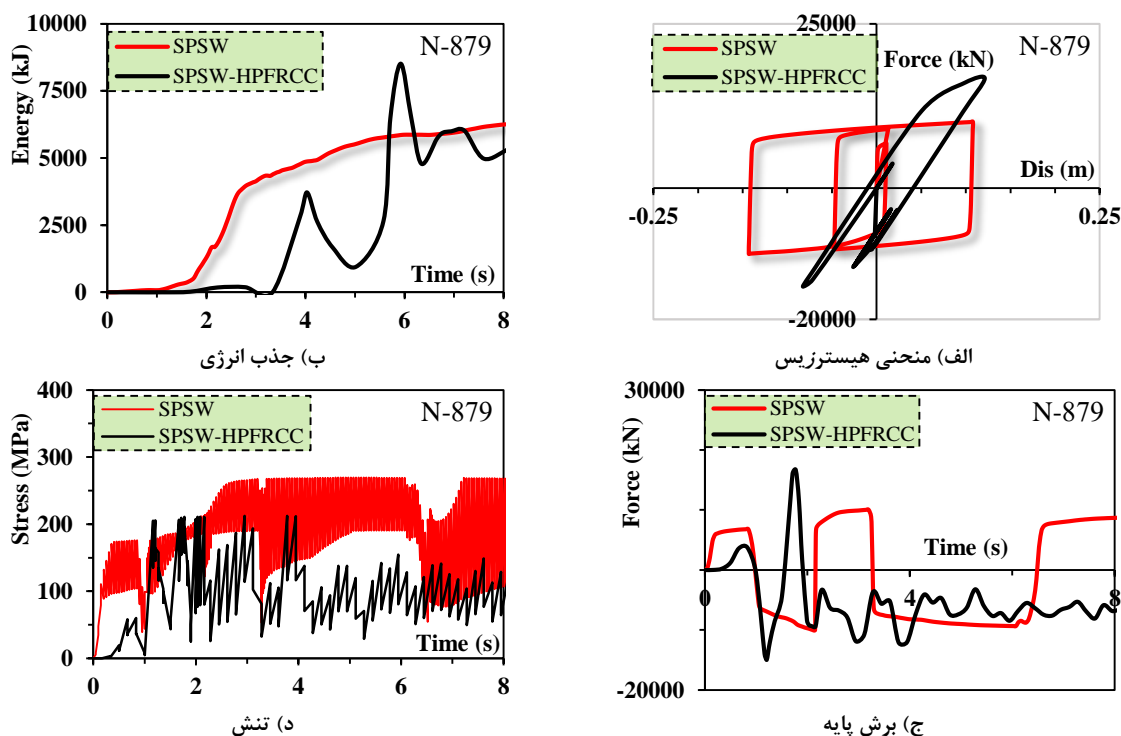


(د) تنش



(ج) برش پایه

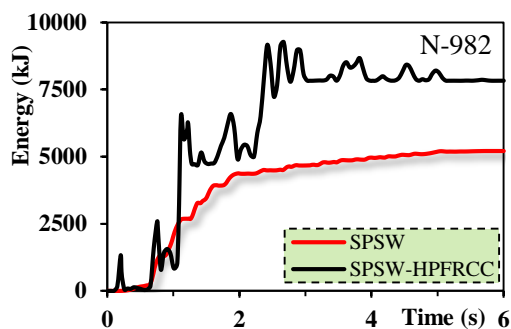
شکل ۱۵: نتایج تحلیل مدل‌ها در مواجهه با زلزله گسل نزدیک لوماپریتا RSN802.



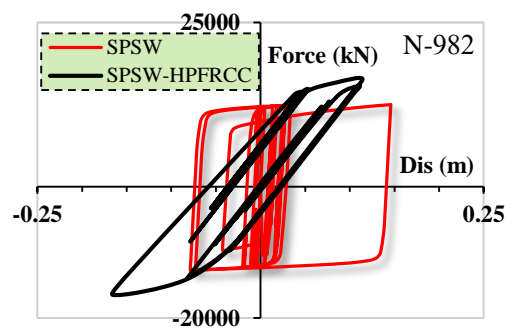
شکل ۱۶: نتایج تحلیل مدل‌ها در مواجهه با زلزله گسل نزدیک لندرز RSN879.

در شکل ۱۶ نتایج زلزله گسل نزدیک لندرز ارائه شده است. تغییرمکان بیشینه و برش پایه متناظر برای قاب با دیواربرشی فولادی به ترتیب برابر با $10/7$ سانتی‌متر و 10062 کیلونیوتن است. برای این سیستم، بیشینه انرژی برابر با 6448 کیلوژول بوده و تنش حداکثر $269/8$ مگاپاسکال نیز رخ داده است. تغییرمکان و برش پایه بیشینه در مدل SPSW-HPFRCC به ترتیب تا اندازه $12/1$ سانتی‌متر و 16680 کیلونیوتن افزایش یافته است. همچنین، انرژی جذب شده و تنش بیشینه این سیستم به ترتیب 8517 کیلوژول و $212/3$ مگاپاسکال می‌باشند.

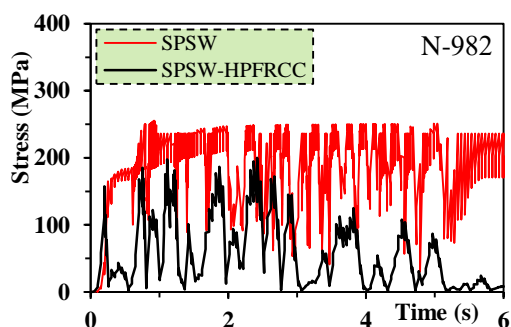
با بررسی نتایج ارائه شده برای زلزله نورث‌ریج در شکل ۱۷ می‌توان دریافت که حداکثر نیروی برشی و تغییرمکان در مدل قاب با دیواربرشی به ترتیب به مقادیر 12470 کیلونیوتن و $14/5$ می‌باشند. انرژی بیشینه جذب شده در این مدل و تنش حداکثر نیز به ترتیب مقادیر 5208 کیلوژول و 255 مگاپاسکال را تجربه نموده است. برای قاب با دیواربرشی مرکب HPFRCC، تغییرمکان حداکثر به $11/4$ سانتی‌متر کاهش یافته است. با این وجود، ظرفیت برشی سازه تا حد زیادی (16438 کیلونیوتن) افزایش یافته و جذب انرژی سیستم بیشتر از مدل SPSW و برابر با 9264 کیلوژول می‌باشد، در حالی که تنش بیشینه برابر با $199/8$ مگاپاسکال و کمتر از SPSW می‌باشد.



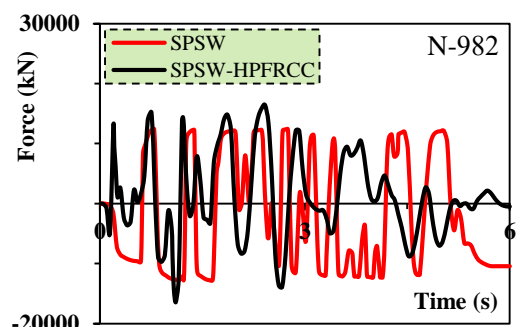
ب) جذب انرژی



الف) منحنی هیستریزیس



د) تنش



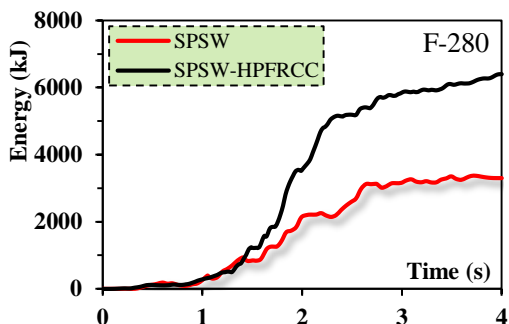
ج) برش پایه

شکل ۱۷: نتایج تحلیل مدل‌ها در مواجهه با زلزله گسل نزدیک نورتریج RSN982.

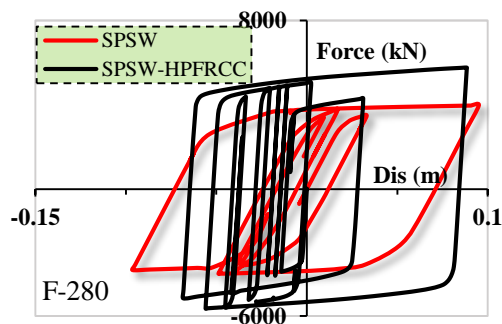
۳-۵- نتایج تحلیل لرزه‌ای تحت زلزله‌های گسل دور

در این بخش، نتایج تحلیل لرزه‌ای برای زلزله‌های گسل دور ترینیداد، لوماپریتا، لندرز، چی‌چی و دارفیلد به ترتیب در شکل‌های (۱۸-۲۳) ارائه شده است. برای هر یک از مدل‌ها، منحنی هیستریزیس و نمودارهای تاریخچه زمانی جذب انرژی، برش پایه و تنش ارائه شده‌اند.

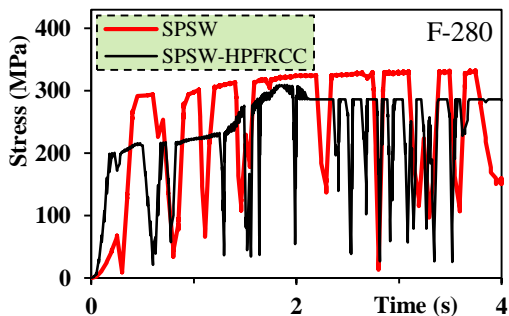
نتایج ارائه شده در شکل ۱۸ حاکی از آن است که تغییرمکان بیشینه و برش پایه متناظر آن برای سیستم قاب خمشی با دیواربرشی فولادی در مواجهه با زلزله گسل دور ترینیداد، به ترتیب برابر با ۹/۵ سانتی‌متر و ۳۹۷۲ کیلونیوتن می‌باشند. همچنین، حداکثر مقدار انرژی جذب شده و تنش حداکثر بوجود آمده در مدل SPSW به ترتیب برابر با ۳۳۷۱ کیلوژول و ۳۳۲/۵ مگاپاسکال بوده است. پس از مقاوم‌سازی قاب با دیواربرشی کامپوزیت HPFRCC، مقدار تغییرمکان بیشینه به ۸/۸ سانتی‌متر کاهش یافته، ولی برش پایه تا اندازه ۵۷۷۰ کیلونیوتن افزایش یافته است. همچنین، انرژی جذب شده در این سیستم برابر با ۶۳۹۷ کیلوژول (بیشتر از مدل SPSW) و تنش بیشینه این سازه نیز برابر با ۳۰۹/۵ مگاپاسکال (کمتر از مدل SPSW) بوده است.



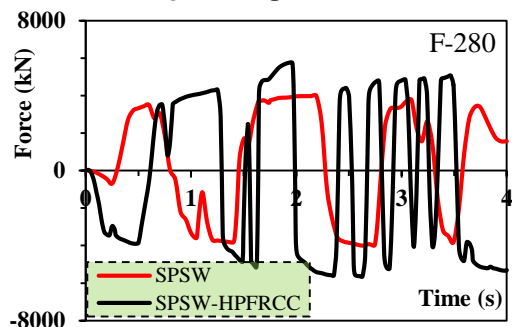
(ب) جذب انرژی



(الف) منحنی هیستریزیس

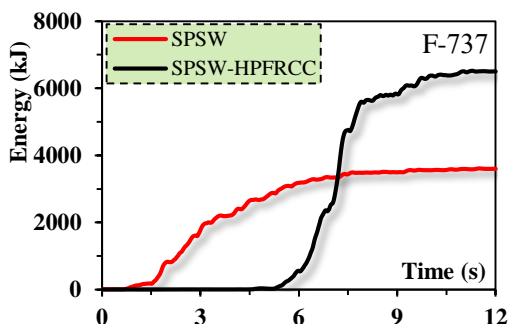


(د) تنش

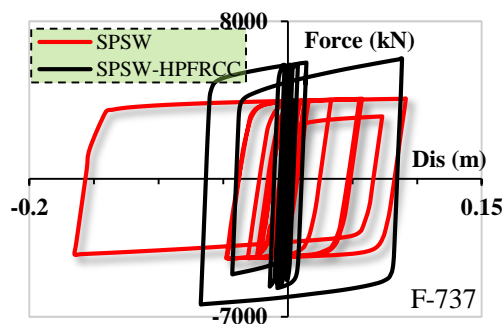


(ج) برش پایه

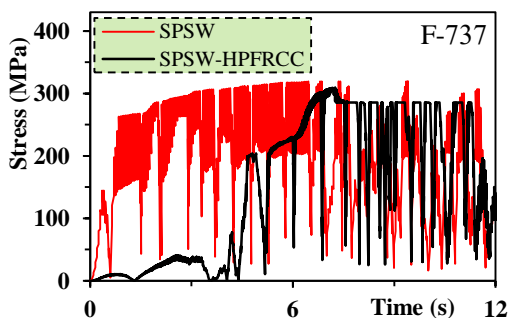
شکل ۱۸: نتایج تحلیل مدل‌ها در مواجهه با زلزله گسل دور ترینداد RSN280



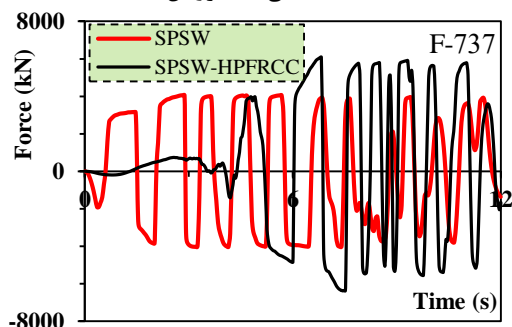
(ب) جذب انرژی



(الف) منحنی هیستریزیس



(د) تنش

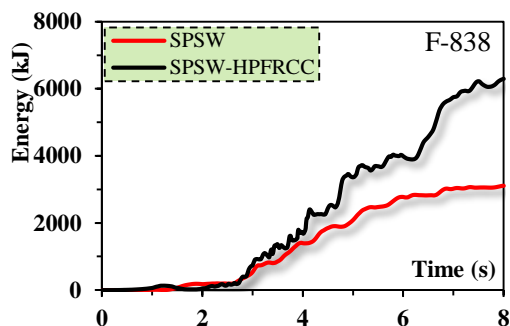


(ج) برش پایه

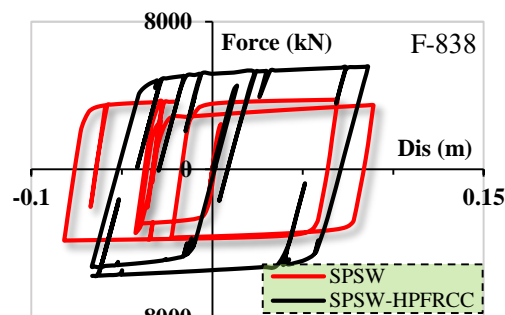
شکل ۱۹: نتایج تحلیل مدل‌ها در مواجهه با زلزله گسل دور لوماپریتا RSN737

با بررسی منحنی هیستریزیس در شکل ۱۹ می‌توان دریافت که حداکثر نیروی برشی و تغییرمکان در مدل قاب با دیواربرشی فولادی در برابر زلزله لوماپریتا به ترتیب به مقادیر ۴۰۵۹ کیلونیوتن و ۹/۱ سانتی‌متر رسیده است. انرژی بیشینه در این مدل و تنش حداکثر رخ داده در آن نیز به ترتیب مقادیر ۳۶۱۵ کیلوژول و ۳۱۹/۷ مگاپاسکال را تجربه نموده است. تغییرمکان حداکثر ایجاد شده در قاب

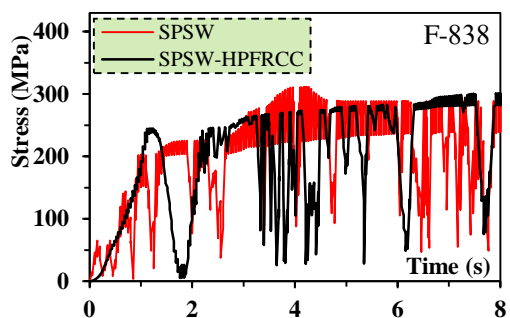
با دیواربرشی کامپوزیت HSPFRCC، تا اندازه ۸/۸ سانتی‌متر کاهش یافته؛ ولی ظرفیت برشی سازه در مقایسه با سیستم SPSW تا حد زیادی افزایش یافته و به مقدار ۶۰۹۰ کیلو نیوتن رسیده است. همچنین، جذب انرژی در مدل با دیوار برشی کامپوزیت برابر با ۶۵۲۱ کیلوژول و تنش بیشینه آن برابر با ۳۰۸/۹ مگاپاسکال است. مقایسه نتایج نشان می‌دهد که جذب انرژی و ظرفیت برش پایه قاب با دیوار برشی کامپوزیت بیشتر از مدل پایه SPSW می‌باشد، در حالی که مقادیر تغییر مکان و تنش بیشینه سازه در مقایسه با مدل پایه کاهش یافته است.



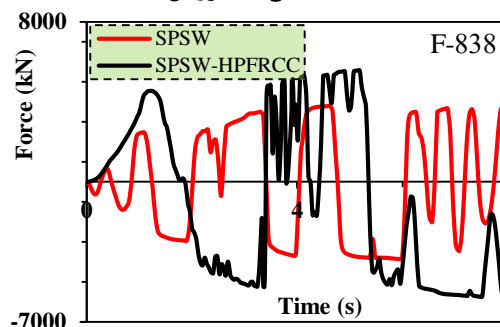
ب) جذب انرژی



الف) منحنی هیستریزیس

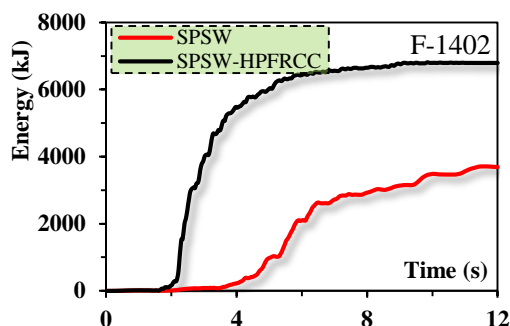


د) تنش

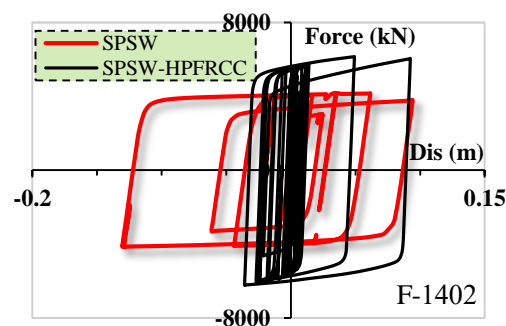


ج) برش پایه

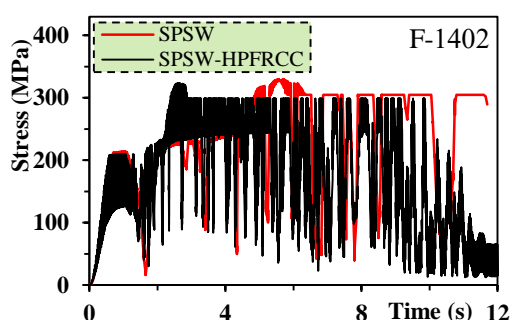
شکل ۲۰: نتایج تحلیل مدل‌ها در مواجهه با زلزله گسل دور لندرز RSN838



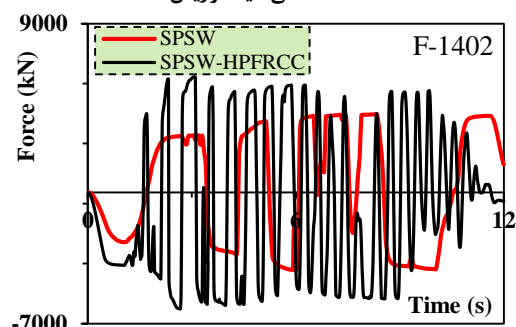
ب) جذب انرژی



الف) منحنی هیستریزیس



د) تنش

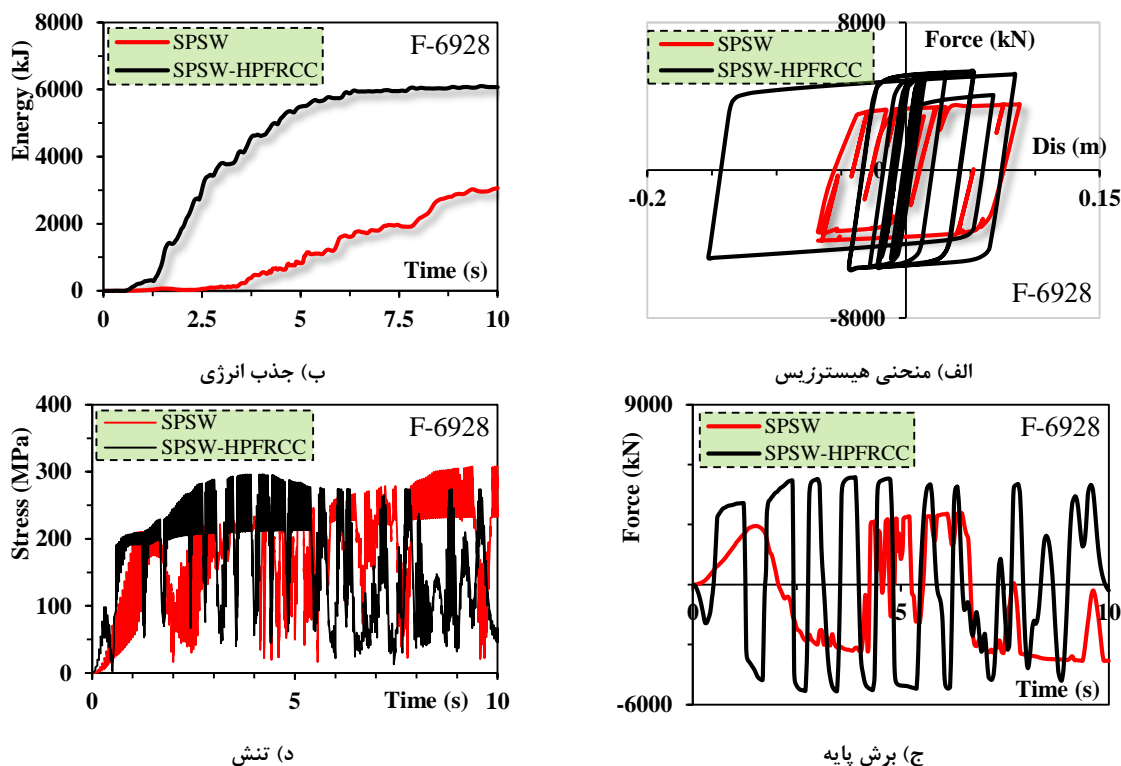


ج) برش پایه

شکل ۲۱: نتایج تحلیل مدل‌ها در مواجهه با زلزله گسل دور چی چی RSN1402.

مطابق نتایج ارائه شده در شکل ۲۰، تغییرمکان و برش پایه بیشینه برای سیستم قاب خمشی با دیواربرشی فولادی در مواجهه با زلزله گسل دور لندرز به ترتیب برابر با $8/9$ سانتی‌متر و 3781 کیلونیوتن می‌باشند. برای سیستم قاب خمشی با دیواربرشی کامپوزیت HPFRCC، تغییرمکان بیشینه تا اندازه $8/6$ سانتی‌متر کاهش یافته، ولی برش پایه بیشینه تا اندازه 5565 کیلونیوتن افزایش یافته است. برای این زلزله، حداکثر مقدار انرژی جذب شده در مدل SPSW 3103 کیلوژول بوده و تنش حداکثر $311/6$ مگاپاسکال نیز در سازه رخ داده است. در این جا نیز مشابه با سایر زلزله‌های بررسی شده، انرژی جذب شده سیستم قاب با دیوار برشی کامپوزیت HPFRCC (6296 کیلوژول) در مقایسه با مدل پایه SPSW افزایش یافته ولی تنش بیشینه سازه ($301/3$ مگاپاسکال) کاهش یافته است.

در شکل ۲۱، نتایج تحلیل مدل‌ها در مواجهه با زلزله گسل دور چی چی ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، حداکثر نیروی برشی و تغییرمکان در مدل قاب با دیواربرشی فولادی به ترتیب به مقادیر 4160 کیلونیوتن و $9/4$ سانتی‌متر رسیده است. انرژی بیشینه جذب شده در مدل SPSW و تنش حداکثر رخ داده در آن نیز به ترتیب مقادیر 3706 کیلوژول و $329/3$ مگاپاسکال می‌باشند. برای قاب با دیواربرشی کامپوزیت HPFRCC، تغییر مکان حداکثر به مقدار $9/2$ سانتی‌متر رسیده و ظرفیت برشی سازه نیز تا اندازه 6155 کیلونیوتن افزایش یافته است. همچنین، جذب انرژی در این مدل 6808 کیلوژول بوده، در حالی که تنش بیشینه در مدل SPSW-HPFRCC برابر با $323/4$ مگاپاسکال (کمتر از مدل SPSW) می‌باشد.



شکل ۲۲: نتایج تحلیل مدل‌ها در مواجهه با زلزله گسل دور دارفیلد RSN6928.

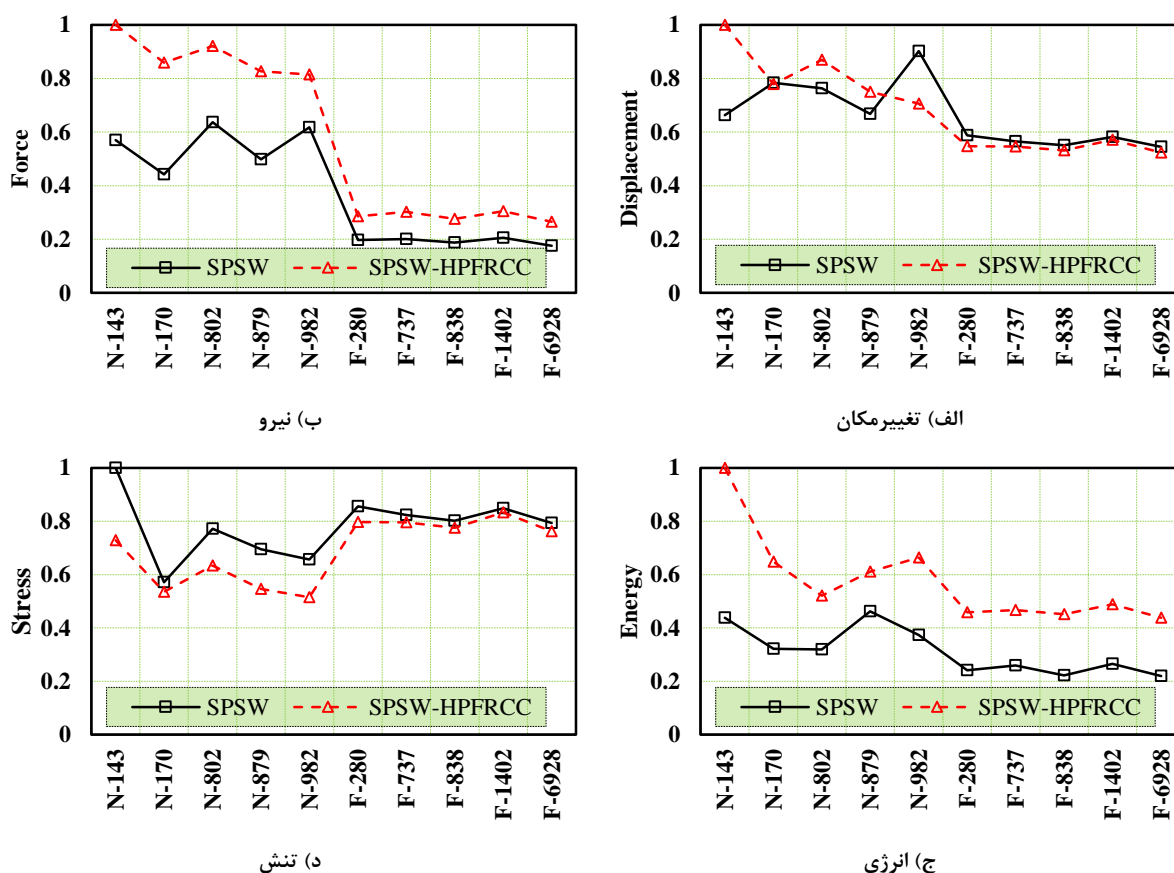
با دقت در نتایج ارائه شده در شکل ۲۲ برای زلزله گسل دور دارفیلد، مشهود است که تغییرمکان بیشینه سیستم قاب با دیواربرشی فولادی در برابر برابر با $8/8$ سانتی‌متر و برش پایه بیشینه نیز 3560 کیلونیوتن برآورد شده است. همچنین، حداکثر مقدار انرژی جذب شده در سیستم 3061 کیلوژول بوده و تنش حداکثر $308/3$ مگاپاسکال در سازه رخ داده است. برای سیستم قاب با دیواربرشی کامپوزیت HPFRCC، مقدار تغییرمکان بیشینه به $8/4$ سانتی‌متر کاهش یافته و برش پایه تا اندازه 5360 کیلونیوتن افزایش یافته است. انرژی جذب شده و تنش ایجاد شده در سازه در مواجهه با این زلزله نیز به ترتیب به مقدار 6105 کیلوژول و $296/2$ مگاپاسکال بوده است.

۴-۵- جمع‌بندی

برای درک بهتر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه، در این قسمت نتایج حاصل از زلزله‌های گسل دور و گسل نزدیک به صورت بدون بعد مورد مقایسه قرار گرفته است. بدین منظور، ابتدا مقادیر تغییرمکان و نیروی برشی بیشینه و همچنین مقدار انرژی جذب شده و تنش ایجاد شده در هر سیستم، با تقسیم بر بیشینه مقدار پاسخ به‌دست آمده تحت زلزله‌های گسل دور و گسل نزدیک، بین صفر و یک نرمالایز شدند. سپس، تغییرات کالیبره شده پاسخ‌های محاسبه شده برای هر یک از مدل‌ها در مواجهه با زلزله‌های گسل نزدیک و گسل دور در شکل ۲۳ ارائه شده‌اند.

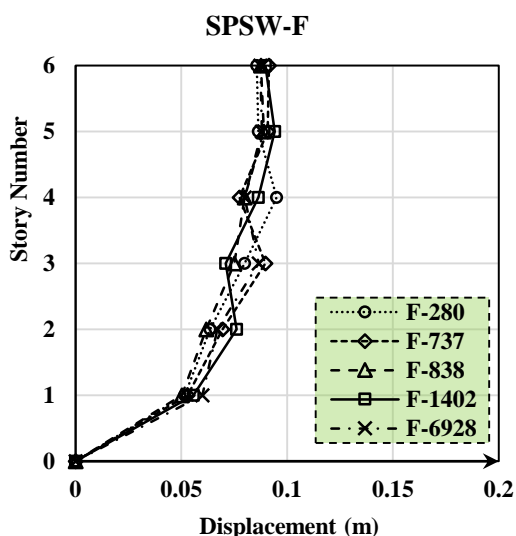
برای تمامی زلزله‌های مورد بررسی نیروی برش پایه (شکل ۲۳-ب) و جذب انرژی (شکل ۲۳-ج) در سیستم قاب با دیوار برشی کامپوزیت HPFRCC در مقایسه با مدل پایه SPSW بیشتر می‌باشد. اگرچه تغییرمکان‌های ایجاد شده در دو سیستم تحت زلزله‌های گسل دور اختلاف کمی دارند (شکل ۲۳-الف)، ولی در تمامی زلزله‌ها مقادیر تنش بیشینه پس از استفاده از دیواربرشی کامپوزیت HPFRCC کاهش یافته است (شکل ۲۳-ج). علاوه بر این، در میان زلزله‌های گسل نزدیک، زلزله طبس (RSN143) بیشترین اثر را بر مقادیر تغییر مکان، تنش، نیروی برش پایه و همچنین جذب انرژی سیستم SPSW-HPFRCC داشته است. در مورد زلزله‌های گسل دور نیز روندی

مشابه با زلزله‌های گسل نزدیک مشاهده می‌شود. نتایج شکل ۲۳ بیان‌گر این است که زلزله چی چی (RSN1402) بیشترین اثر را در میان زلزله‌های گسل دور بر روی سیستم SPSW-HPFRCC داشته است.

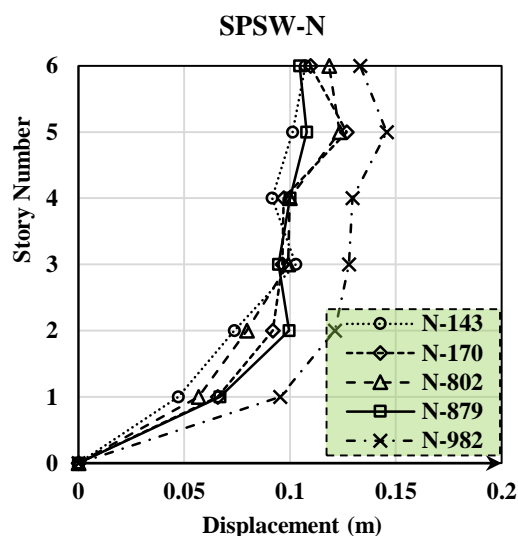


شکل ۲۳: مقایسه پاسخ‌های کالیبره شده سازه در مواجهه با زلزله‌های گسل دور و گسل نزدیک

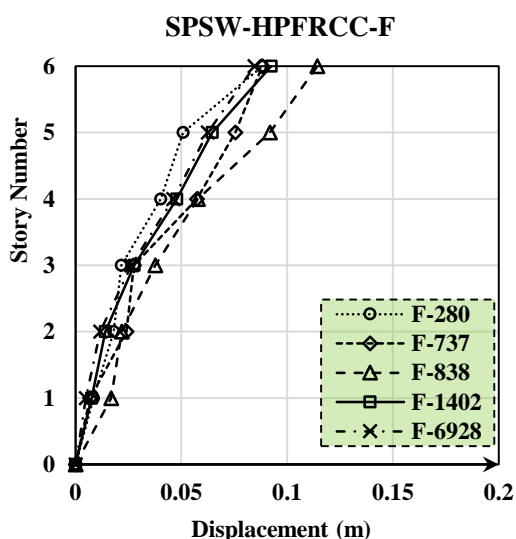
در شکل ۲۴ تغییرمکان‌های ایجاد شده در طبقات سازه برای هر دو سیستم مورد بررسی تحت زلزله‌های گسل دور و نزدیک ارائه شده‌اند. دو نکته جالب توجه را می‌توان از نمودارهای فوق دریافت: (۱) اثر چشم‌گیر زلزله‌های گسل نزدیک بر تغییر مکان طبقات و (۲) نحوه توزیع تغییرمکان در طبقات برای دو سیستم مورد مطالعه. مقایسه نتایج زلزله‌های گسل دور با گسل نزدیک حاکی از آن است که زلزله‌های گسل نزدیک اثر بسیار مخرب‌تری بر روی دو سیستم مورد بررسی دارند. در میان رکوردهای گسل نزدیک، زلزله‌های نورث‌ریج (RSN982) و طیس (RSN143) به ترتیب بیشترین تغییرمکان را در طبقات سیستم SPSW و SPSW-HPFRCC ایجاد کرده‌اند (شکل ۲۴-الف و ج). همچنین، برای هر دو دسته زلزله‌های گسل دور و نزدیک، تغییرمکان عمده در سیستم قاب خمشی با دیواربرشی فولادی SPSW در طبقات پایینی سازه اتفاق افتاده است (شکل ۲۴-الف و ب)؛ اما در سازه با دیواربرشی کامپوزیتی SPSW-HPFRCC تغییرمکان عمده مربوط به طبقات فوقانی بوده است (شکل ۲۴-ج و د).



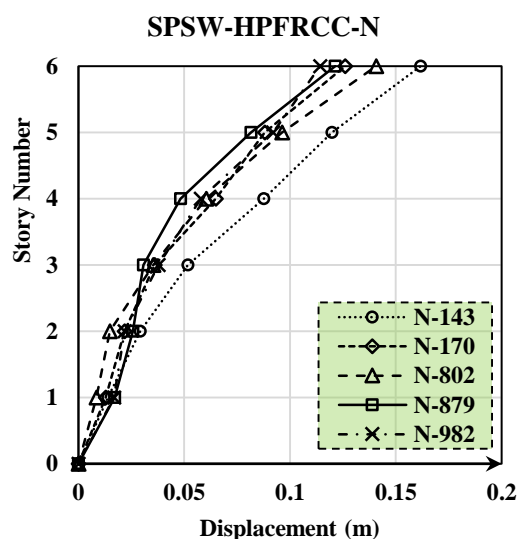
ب) SPSW تحت زلزله‌های گسل دور



الف) SPSW تحت زلزله‌های گسل نزدیک



د) SPSW-HPFRCC تحت زلزله‌های گسل دور



ج) SPSW-HPFRCC تحت زلزله‌های گسل نزدیک

شکل ۲۴: مقایسه تغییر مکان ایجاد شده در طبقات تحت زلزله‌های گسل نزدیک و گسل دور

۶- نتیجه گیری

در این تحقیق، عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی فولادی با مقطع تیر کاهش یافته RBS مجهز به دیواربرشی فولادی تقویت شده با بتن الیافی HPFRCC تحت زلزله‌های گسل نزدیک و دور مورد بررسی قرار گرفت. ابتدا با استفاده از نتایج مدل آزمایشگاهی، مدل‌سازی دیواربرشی کامپوزیت با پوشش HPFRCC در نرم افزار آباکوس صحت‌سنجی شد. همچنین، اثر افزودن پانل بتن الیافی بر پارامترهای عملکردی نظیر ظرفیت برشی، تغییر مکان، جذب انرژی و تنش در دیواربرشی فولادی متداول بررسی شد. سپس، تحلیل لرزه‌ای یک قاب شش طبقه با دیواربرشی صفحه فولادی (SPSW) و همچنین دیواربرشی کامپوزیت فولادی-بتن الیافی (SPSW-HPFRCC) مورد بررسی قرار گرفت. خلاصه نتایج مقایسه عملکرد لرزه‌ای سیستم مورد مطالعه تحت زلزله‌های گسل دور و نزدیک به شرح ذیل می‌باشند:

- ۱- جذب انرژی و برش پایه قاب با دیواربرشی کامپوزیت HPFRCC نسبت به سیستم قاب با دیواربرشی فولادی ساده افزایش قابل توجهی داشته است. بیشترین درصد افزایش ظرفیت برشی و جذب انرژی سیستم در زلزله‌های گسل نزدیک، تحت رکورد زلزله طیس به ترتیب برابر با ۷۵ و ۱۲۸ درصد و رکورد زلزله امپریال ولی به ترتیب برابر با ۹۴ و ۱۰۱ درصد بوده است.
- ۲- عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مورد بررسی تا حد زیادی به شکل رکورد زلزله ورودی وابسته است. برای هر دو سیستم مورد بررسی، برش پایه ایجاد شده تحت رکوردهای گسل نزدیک بیشتر از زلزله‌های گسل دور بوده‌اند. این پدیده باعث شد تا ظرفیت بیشتری از مصالح بسیج شده و در نتیجه ظرفیت باربری سیستم در مواجهه با رکوردهای گسل نزدیک افزایش یافت.
- ۳- تنش‌های بیشینه ایجاد شده در سیستم قاب خمشی با دیوار برشی کامپوزیت HPFRCC کمتر از مدل قاب با دیوار برشی فولادی SPSW بوده است. همچنین، ابتدا یک افزایش شدید در تنش اولیه وارد شده به هر دو قاب مورد مطالعه در زمان وقوع زمین‌لرزه مشاهده شد و پس از آن، تنش بیشینه در سازه به صورت نوسانی تغییر کرده است.
- ۴- بررسی تغییرات نیروی برشی کالیبره شده در زلزله‌های گسل نزدیک بیانگر ظرفیت برشی بالای قاب با دیواربرشی کامپوزیت می‌باشد. باز هم زلزله طیس توانسته اثر بسزایی در فعال نمودن ظرفیت باربری برشی ایفا نماید. در این حالت، پاسخ دو سیستم دارای اوج و فرود یکسانی بوده و روند مشابهی نیز در مورد جذب انرژی و تنش در این سازه‌ها مشاهده شده است.
- ۵- در نمودارهای مربوط به تغییرات کالیبره شده تغییرمکان تحت زلزله‌های گسل نزدیک، دو زلزله طیس و نورث ریج بیشترین جابجایی را در سازه ایجاد نموده‌اند.
- ۶- مقایسه نتایج زلزله‌های گسل دور نشان داد که تقریباً در تمامی موارد، زلزله چی‌چی بیشترین اثر در خرابی سازه را به همراه داشته است. با این وجود، نیروی وارد شده به سازه تحت زلزله‌های گسل دور در سطح پایین‌تری نسبت به زلزله‌های گسل نزدیک قرار داشته و این موضوع به وضوح در این مطالعه مشهود است.
- ۷- مقایسه توزیع تغییر مکان طبقات در زلزله‌های مختلف نشان داد که هر کدام از انواع زلزله‌ها تقریباً دارای روند یکسانی می‌باشند، اما زلزله‌های گسل نزدیک جابه‌جایی‌های بزرگتری را به سازه تحمیل نموده‌اند. از طرفی، برای هر دو دسته زلزله‌های گسل دور و نزدیک، تغییرمکان بیشینه در سازه SPSW در طبقات پایینی سازه رخ داده، ولی در سیستم قاب خمشی با دیواربرشی کامپوزیت، تغییرمکان عمده به طبقات فوقانی سازه منتقل شده است.

مراجع

- [1] Ehsani, R., Sharbatdar, M.K. and Kheyroddin, A. (2020). Experimental Investigation on Flexural Behaviour and Ductility of Two-Span RC Beams Cast with High Performance Composites HPFRCC. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 7(2), 41–62.
- [2] Khorram, N. and Sharbatdar, M.K. (2015). Flexural Strength Study the Deficient RC Slabs Strengthened with HPFRCC Different Layers. *Concrete Research*, 7(2), 81–91.
- [3] Saghafi, M.H., Golafshar, A. and Safakhah, S. (2020). Evaluation of nonlinear behavior of High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite (HPFRCC) Frames. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 7(3), 214–38.
- [4] Saghafi, M.H., Shariatmadar, H. and Kheyroddin, A. (2017). Experimental evaluation of mechanical properties of high performance fiber reinforced cementitious composites. *Concrete Research*, 9(2), 29–42.
- [5] Chen, S.J., Yeh, C.H. and Chu, J.M. (1996). Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance. *Journal of Structural Engineering*, 122 (11), 1292–9.
- [6] Aibakhshi, M., Ahmadi Jazani, R., Ghobadi, M.S. and Heydari, P.M. (2016). Study on the effect of the first hole distance of beam flange from column face on the seismic behavior of Drilled flange connection (DFC). *Analysis of Structure and Earthquake*, 12(1), 9–18.
- [7] Gholhaki, M. and Ghadaksaz, M.B. (2017). Investigation of Operation of Link Beam Length in Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls with Coupling with Rigid Joint. *Ferdowsi Civil Engineering*, 30(2), 19–32.

- [8] Salimbahrami, R.S. and Gholhaki, M. (2019). Effects of Higher Modes and Degrees of Freedom (DOF) on Strength Reduction Factor in Reinforced Concrete Frames Equipped with Steel Plate Shear Wall. *Structures*, 19, 234–47.
- [9] Gholhaki, M. and Pachideh, G. (2015). Investigating of Damage Indexes Results Due to Presence of Shear Wall in Building with Various Stories and Spans. *International Journal of Review in Life Sciences*, 5(1), 992–997.
- [10] Azandariani, M.G., Gholhaki, M., Kafi, M.A., Zirakian, T., et al. (2021). Investigation of performance of steel plate shear walls with partial plate-column connection (SPSW-PC). *Steel and Composite Structures*, 39(1), 109–23.
- [11] Rouhi, H. and Gholhaki, M. (2022). Assessment of the Seismic Demands of Reinforced Concrete Frames Equipped with Steel Plate shear wall under sequence earthquakes. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 54(2), 565–604.
- [12] Liu, J., Xu, L. and Xie, X. (2022). Seismic design and performance of a steel frame-shear plate shear wall with self-centering energy dissipation braces structure. *Journal of Building Engineering*, 51, 104336.
- [13] Tan, J.K., Zhou, X.H., Nie, X., Wang, Y.H. and Wang, K. (2022). Experimental and numerical investigation of cross-shaped buckling-restrained SPSWs with composite structure. *Journal of Building Engineering*, 47, 103873.
- [14] Yadegari, A., Pachideh, G., Gholhaki, M. and Shirri, M. (2016). Seismic Performance of C-PSW. In: *2nd international conference on civil engineering, architecture & urban planning elites*. London, 2, 110–123.
- [15] Wu, Y.T., Kang, D.Y. and Yang, Y.B. (2016). Seismic performance of steel and concrete composite shear walls with embedded steel truss for use in high-rise buildings. *Engineering Structures*, 125, 39–53.
- [16] Shafaei, S., Ayazi, A. and Farahbod, F. (2016). The effect of concrete panel thickness upon composite steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 117, 81–90.
- [17] Sabouri-Ghomi, S., Jahani, Y. and Bhowmick, A.K. (2016). Partial interaction theory to analyze composite (steel-concrete) shear wall systems under pure out-of-plane loadings. *Thin-Walled Structures*, 104, 211–24.
- [18] Rassouli, B., Shafaei, S., Ayazi, A. and Farahbod, F. (2016). Experimental and numerical study on steel-concrete composite shear wall using light-weight concrete. *Journal of Constructional Steel Research*, 126, 117–28.
- [19] Kheyroddin, A., Dehghan, M. and Sharbatdar, M.K. (2018). Structural Improvement of Shear Wall Coupled RC Beam Replaced with HPRCC. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 50(3), 471–84.
- [20] Meghdadaian, M. and Ghalehnavi, M. (2019). Improving seismic performance of composite steel plate shear walls containing openings. *Journal of Building Engineering*, 21, 336–42.
- [21] Yu, J.G., Feng, X.T., Hao, J.P. and Gao X. (2020). Experimental Study of Composite Steel Plate Shear Wall with Flush End-Plate Connection. *International Journal of Steel Structures*, 20, 136–55.
- [22] Farahbakhshooli, A. and Bhowmick, A. (2020). Seismic Collapse Assessment of Composite Plate Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 146(12), 04020266.
- [23] Ebadi Jamkhaneh, M. and Ahmadi, M. (2021). Investigation of connection type effects of composite steel plate shear wall with a circular opening to boundary elements. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(7), 165–81.
- [24] Feng, X., Yu, J. and Shen, J. (2021). Seismic behavior of composite steel plate shear walls with rubber-coated uplift-restrained studs. *Journal of Constructional Steel Research*, 182, 106683.
- [25] Rahimi, T. and Kheyroddin, A. (2021). An Analytical and Numerical Study on Effect of Thickness and Concrete Type of Panels on Behavior of Composite Steel Plate Shear Walls. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(9), 3623–3648.
- [26] Curkovic, I., Skejic, D., Dzeba, I. and Lukacevic, I. (2021). Behaviour of Composite Plate Shear Walls with Variable Column Stiffness. *Ce/Papers*, 4(2-4), 754–63.
- [27] Wang, K., Zhang, W., Chen, Y. and Ding, Y. (2022). Seismic analysis and design of composite shear wall with stiffened steel plate and infilled concrete. *Materials (Basel)*, 15(1), 182.
- [28] Zarrin-Tala, H., Maleki, A. and Lotfollahi-Yaghin, M.A. (2022). Evaluation of capacity and performance of composite shear walls with T-shaped stiffeners. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 9(8). <https://doi.org/10.22065/JSCE.2022.300411.2537>.
- [29] Tsavdaridis, K.D., Faghih, F. and Nikitas, N. (2014). Assessment of perforated steel beam-to-column connections subjected to cyclic loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 18, 1302–1325.
- [30] Saeedi, F., Shabakhty, N. and Mousavi, S.R. (2016). Seismic assessment of steel frames with triangular-plate added damping and stiffness devices. *Journal of Constructional Steel Research*, 125, 15–25.