

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

اتصالات مرکز گرا در قاب‌های خمشی فولادی از دو مکانیسم بازگرداندگی و اتلاف انرژی استفاده می‌کنند. رفتار بازگرداندگی با استفاده از کابل‌های پیش‌تنیده تأمین می‌شود و جاذب‌های انرژی نقش اتلاف انرژی ورودی به سازه را بر عهده دارند. در این تحقیق، رفتار سازه‌های قاب خمشی فولادی ۴ و ۸ طبقه در دو حالت دارای اتصالات خمشی جوشی متداول و اتصالات مرکز گرا مورد مطالعه قرار گرفت. برای بررسی رفتار سازه‌ها، از تحلیل چرخه‌ای غیرخطی و تحلیل تاریخچه زمانی استفاده شد. در هر حالت، سیستم مرکز گرا به گونه‌ای طراحی شد که دارای مقاومت جانبی برابر با قاب خمشی متداول باشد. تحلیل‌ها به صورت دو بعدی و به کمک نرم‌افزار اجزای محدود OpenSeesPy انجام شد. به منظور انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی از ۲۲ رکورد دور از گسل برگرفته از دستورالعمل FEMA P695 استفاده شد. نتایج حاکی از عملکرد بسیار مطلوب سازه خمشی مرکز گرا نسبت به سازه قاب خمشی متداول، به صورت کاهش بسیار زیاد جابه‌جایی نسبی ماندگار بود. میانگین کاهش جابه‌جایی نسبی ماندگار طبقات در سازه چهار و هشت طبقه به ترتیب برابر با ۸۰ و ۷۹ درصد بود. قابل توجه آنکه، مقادیر شتاب و جابه‌جایی‌های نسبی حداکثر طبقات میانی در سازه‌های قاب خمشی با اتصالات مرکز گرا نسبت به نوع دیگر متداول تفاوت چندانی نداشت.

واژگان کلیدی: قاب‌های خمشی فولادی مرکز گرا، اتلاف کننده‌های انرژی، تحلیل چرخه‌ای، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی.

بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی مجهز به اتصالات مرکز گرا

علیرضا فرزین پور

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت، تهران، ایران

اسماعیل محمدی ده‌چشمه

پژوهشگر پسادکتری، مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت، تهران، ایران

وحید بروجردیان (نویسنده مسئول)

دانشیار، مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت، تهران، ایران، broujerdian@iust.ac.ir

۱- مقدمه

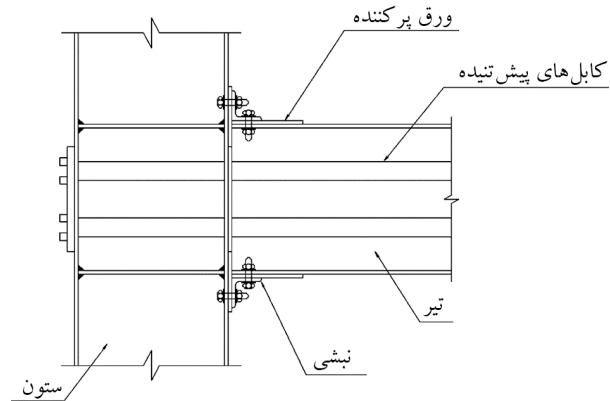
تقویتی، استفاده از نبشی‌های ماهیچه‌ای جوش شده و جدا نمودن قسمتی از بال‌های تیر به جهت اطمینان از ایجاد مفصل پلاستیک در تیر بوده است (Fanaie et al., 2019; Shariati et al., 2020). در مقایسه با اتصالات جوشی پیش از زلزله نورث‌ریج، اتصالات با این جزئیات جدید دارای هزینه ساخت بیشتر بوده و سبب ایجاد جاری‌شدگی قابل توجه و کماتش موضعی در تیرها تحت زلزله طرح می‌شوند. نتیجه این خرابی‌ها در تیر، وقوع تغییر شکل‌های ماندگار قابل توجه در قاب خمشی پس از زلزله است. در نتیجه اتصال خمشی دیگری برای قاب‌های خمشی فولادی ارائه شد که نیازی به استفاده از جوش کارگاهی نداشته و سبب کاهش خرابی در تیرها و در نتیجه تغییر شکل‌های نسبی ماندگار

وقوع زلزله در سال ۱۹۹۴ نورث‌ریج^۱ سبب چالش در عملکرد بسیاری از قاب‌های خمشی فولادی شده و در بیش از ۱۳۰ مورد از سازه‌های با قاب خمشی فولادی خرابی در اتصالات مشاهده شد. در بسیاری از موارد شکست‌های ترد در سطح پایینی از تقاضای پلاستیک آغاز شده، درحالی‌که سازه‌ها به صورت الاستیک باقی مانده بودند. به شکل معمول، این ترک‌ها در محل جوش نفوذی مابین بال پایینی تیر و بال ستون ایجاد شده‌اند (Ricles et al., 2001). پس از وقوع این زلزله، جزئیات اتصالات خمشی بسیاری به منظور جلوگیری از شکست و خرابی جوش و الزام نمودن گسترش تغییر شکل‌های غیر الاستیک در تیرها توسعه یافت. این جزئیات شامل استفاده از ورق‌های

شکل های ماندگار پس از یک رویداد لرزه ای به حالت اولیه خود بازگشته و هیچ گونه آسیب سازه ای مشاهده نمی شود. در اتصال نشان داده شده در شکل (۱)، مکانیسم های اتلاف انرژی زلزله با استفاده از نبشی های زیرسری و روسری در نظر گرفته شده اند که این قطعات قابل تعویض هستند (Herning et al., 2011). چو و لای (Chou et al., 2009)، اتصالات خمشی مرکز گرا را به صورت ترکیبی شامل تیرهای فولادی با کابل پیش تنیده، ستون بتنی و مکانیسم های اتلاف انرژی قرار گرفته در بال زیرین تیر، به منظور سادگی ساخت، آسانی تعویض و عدم تداخل با دال کامپوزیت به کار بردند. دو حالت مکانیسم اتلاف انرژی را آنها مورد بررسی قرار دادند. ارزیابی عملکرد چرخه ای به کمک روش اجزای محدود انجام شده است. نتایج نشان داد که لنگر خمشی و اتلاف انرژی بیشتری در حالت تیر تحت خمش مثبت نسبت به خمش منفی مشاهده می شود. دیموپولوس و همکاران (Dimopoulos et al., 2013)، مدل سازی اجزای محدود و ارزیابی اتصالات قاب خمشی مرکز گرا (SC-MRF) را با استفاده از کابل های پیش تنیده و اجزای اتلاف کننده انرژی ساعت شنی^۷ مورد بررسی قرار دادند. آنها نشان دادند که این سیستم ها دارای عملکرد مرکزگرایی کامل اتصال، مقاومت برشی پایه و سختی اولیه مناسب در مقایسه با قاب های خمشی مرسوم و ظرفیت اتلاف انرژی کافی مکانیسم های اتلاف کننده انرژی، هستند. داودن و همکاران (Dowden, 2016)، نمونه های بزرگ مقیاس آزمایشگاهی سیستم مرکز گرا به همراه دیوارهای برشی فولادی را مورد بررسی قرار دادند. دو حالت اتصال تیر به ستون پیش تنیده در نظر گرفته شده است. آنها نشان دادند که عملکرد ورق جان دیوارهای برشی فولادی در اتلاف انرژی سیستم های مورد نظر بسیار مطلوب است.

مرادی و عالم (Moradi Alam et al., 2017) به اهمیت ۱۶ پارامتر بر پاسخ تغییر مکان نسبی و بارگذاری ثابت جانبی در اتصالات تیر-ستون فولادی مرکز گرا پرداختند. بر اساس نتایج عددی و آزمایشی، مقادیر کمی و شاخص های مربوطه، جهت تعیین حالت های حدی و خرابی های مختلف در بخش های اتصال

نسبتاً کوچک پس از زلزله خواهد شد. نمونه ای از اتصال مذکور در شکل (۱) نشان داده شده که این اتصال تحت عنوان اتصال فولادی پیش تنیده^۲ شناخته می شود (Ricles et al., 2001).



شکل (۱): اتصال فولادی پیش تنیده (Ricles et al., 2001).

اتصال پیش تنیده (مرکز گرا)^۳ مورد نظر از کابل های فولادی با مقاومت بالا و نبشی های پیچ شده بالایی و پایینی تشکیل می شود. تنش های تماسی^۴ در سطح اتصال مشترک تیر و ستون تحت اعمال نیروی پیش تنیدگی ایجاد می شوند. سطح تماس پیش تنیده سبب مقاومت لنگری قابل توجهی شده و اصطکاک در سطح تماس، مقاومت برشی ایجاد می کند. کابل های پیش تنیده از داخل ستون عبور کرده و در خارج از محل اتصال مهار می شوند. این اعضا، المان های اصلی ایجاد رفتار مرکزگرایی در سیستم مورد نظر هستند. ورق های پرکننده مابین انتهای تیر و صفحه ستون جهت مونتاژ کردن استفاده شده که به همراه ورق های فولادی اضافی به جهت تقویت بال های تیر هستند. رفتار خمشی اتصال پیش تنیده توسط باز و بسته شدن یک شکاف در سطح مشترک اتصال تیر به ستون تحت بارگذاری چرخه ای^۵ توصیف می شود (Ricles et al., 2001).

در سال های اخیر مطالعات تجربی و عددی مختلفی به جهت ارزیابی سیستم مرکزگرایی در قاب های خمشی فولادی و سایر سیستم های باربر جانبی انجام شده است (Ebrahimi Majumerd et al., 2022; Majumerd et al., 2022; Broujerdian et al., 2022). نتایج نشان دهنده توانایی عکس العمل مناسب این سیستم ها، تحت چرخه های بارگذاری غیرخطی متعدد در سطح زلزله های طراحی هستند. این سیستم ها با محدودسازی تغییر

رفتار تیرهای لانه‌زنبوری^{۱۹} در اتصالات پیش‌تینیده مرکزگرا را تحت بارگذاری‌های جانبی چرخه‌ای تا تغییر مکان نسبی برابر با ۴ درصد مورد بررسی قرار داد. از نتایج این مطالعه می‌توان به مؤثر بودن ورق‌های تقویت‌کننده به‌منظور جلوگیری از کماتش موضعی تیرهای لانه‌زنبوری، افزایش ظرفیت لنگر، اتلاف انرژی و سختی اولیه با افزایش نیروی پیش‌تینیدگی در کابل‌ها اشاره کرد؛ همچنین، می‌توان گفت افزایش بیش‌ازحد این نیرو سبب وقوع پدیده کماتش جان می‌شود. همچنین، کین و همکاران (Qin et al., 2020)، استفاده از مکانیسم‌های اتلاف‌کننده انرژی T-Stub را مورد مطالعه قرار دادند. بر اساس نتایج حاصل شده اجزای اتلاف‌کننده T-Stub ضخیم‌تر، لغزش بیشتر در اتصال و ظرفیت اتلاف انرژی بهتری را نتیجه می‌دهند.

هوانگ و همکاران (Huang et al., 2020)، نوع جدیدی از تیرهای مرکزگرا، متشکل از کابل‌های پیش‌تینیده با مقاومت بالا در درون تیر به‌منظور فراهم نمودن ظرفیت مرکزگرایی، و اجزای اصطکاکی با پیچ‌های پیش‌تینیده جهت ایجاد ظرفیت اتلاف انرژی را مورد بررسی قرار دادند. در سیستم مورد نظر، بازشدگی‌ها به شکل کامل در تیر مرکزگرا رخ می‌دهد و تغییر شکل‌های غیر سازگار با دال سقف ایجاد نمی‌شود. پس از تغییر مکان‌های چرخه‌ای تا سطوح تغییر مکان نسبی ۳ درصد، همه نمونه‌ها تغییر مکان‌های نسبی ماندگار نزدیک به صفر را تجربه کرده و هیچ‌گونه تسلیم‌شدگی در اجزای سازه مشاهده نمی‌شود. اسدالهی و فنایی (Asadolahi et al., 2020) عملکرد سیستم قاب خمشی فولادی مرکزگرا را با در نظرگیری وقوع پدیده وادادگی تنش^{۲۰} در کابل‌های پیش‌تینیده بررسی کردند. پیش‌تینیدگی کابل‌ها در سیستم‌ها با گذر زمان به دلیل وادادگی تنش کاهش می‌یابد. در این مقاله یک قاب خمشی فولادی مرکزگرا، پس از گذشت ۰، ۱، ۵، ۱۰ و ۲۰ سال از پیش‌تینیدگی کابل‌های مورد استفاده در این سیستم، مورد بررسی قرار گرفته است. از نتایج این مطالعه می‌توان اشاره نمود که تغییرات در سختی و اتلاف انرژی قاب در ۱۰ سال اول بسیار بیشتر از ۱۰ سال دوم است که می‌توان پایداری نسبی خوب اتصال در ۱۰ سال

مشخص شده‌اند. نتایج حاصل از این مطالعه می‌تواند برای ارائه معادلات تخمین‌گر طراحی، بهینه‌سازی بر مبنای عملکرد^۸ و تعیین شاخص‌های قابلیت اعتماد^۹ برای اتصالات فولادی مرکزگرا استفاده شوند. همچنین در یک بررسی دیگر، روش پاسخ سطح^{۱۰} به‌منظور تخمین و بهینه‌سازی اتصالات با کابل پیش‌تینیده مورد بررسی قرار گرفته است (Moradi & Alam, 2017). از نتایج این مطالعه می‌توان به بهینه‌تر بودن ضخامت و عرض بزرگ‌تر تیر در ماکزیمم‌سازی متغیرهای پاسخ اشاره کرد. هرچند مقادیر کمتر عمق تیر، طول ستون و طول دهانه نتایج مطلوب‌تری را به همراه داشته است. گوان و همکاران (Guan et al., 2018)، یک مدل دو بعدی ۶ طبقه قاب خمشی فولادی مرکزگرا و یک مدل قاب خمشی جوش شده (WMRF)^{۱۱} با اتصالات به صورت مقطع تیر کاهش‌یافته^{۱۲} را در OpenSees مدل نموده و به‌منظور مقایسه، هر دو مدل را تحت اثر تحلیل استاتیکی غیرخطی^{۱۳} و دینامیکی فزاینده^{۱۴} قرار داده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که مقاومت فروریزش^{۱۵} سیستم قاب خمشی با اتصالات جوشی نسبت به سیستم‌های قاب خمشی با اتصالات مرکزگرا بیشتر است. مکانیسم تسلیم‌شدگی سیستم قاب خمشی با اتصالات جوشی با جاری شدن تیر کنترل می‌شود، درحالی‌که در سیستم قاب خمشی مدل شده با اتصالات مرکزگرا، با بازشدگی اتصال و جاری شدن نبشی‌های زیر سری و روسری کنترل می‌شود.

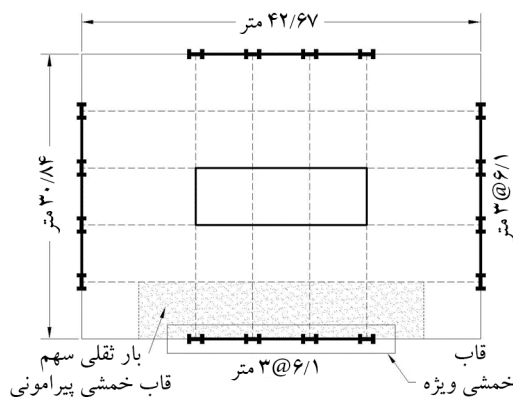
در ادامه، عابدی سروستانی (Abedi Sarvestani, 2018)، اتصالات قاب خمشی فولادی مرکزگرا با کابل پیش‌تینیده را تحت زلزله‌های حوزه دور^{۱۶} و حوزه نزدیک^{۱۷}، برای سه نوع مختلف مکانیسم اتلاف انرژی، به صورت: (۱) نبشی‌های پیچ شده زیر سری و روسری، (۲) مکانیسم اصطکاکی قرار گرفته در بال پایینی تیر، و (۳) مکانیسم اصطکاکی پیچ شده در جان، مورد بررسی قرار داد. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی^{۱۸} نشان می‌دهد که تحلیل‌های ساده‌سازی شده به‌منظور تخمین نیروهای اینرسی توزیع شده در تیرهای جمع‌کننده به‌اندازه کافی دقیق نیست. همچنین در مطالعه‌ای دیگر، عابدی سروستانی (Abedi Sarvestani, 2019) فاکتورهای مختلف تأثیرگذار بر

سازه‌های مورد نظر ابتدا تحت تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی چرخه‌ای مورد بررسی قرار گرفته‌اند و سپس تحت تحلیل‌های تاریخیچه زمانی با انتخاب ۲۲ رکورد لرزه‌ای دور از گسل مطابق FEMA P695 مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

۲- روش تحقیق

۲-۱- مدل‌های عددی مورد بررسی

مدل‌های طراحی شده سازه‌ای به صورت سیستم‌های قاب خمشی فولادی ویژه با تعداد طبقات ۴ و ۸، مطابق ضوابط آیین‌نامه AISC-341، AISC-360 و ASCE/SEI7 در گزارش NIST ارائه شده‌اند (Kircher et al., 2010). مطابق با گزارش NIST، سازه مورد نظر دارای پلان مستطیلی شامل سه دهانه قاب خمشی فولادی ویژه است. در فرآیند طراحی فرض شده است که قاب‌های خمشی مورد نظر برای مقابله با بارهای جانبی لرزه‌ای و ثقلی طراحی شده‌اند. طراحی برشی چشمه اتصال بر اساس AISC360 انجام گرفته است. مشخصات مصالح اعضا بر اساس ASTM A992 و مقدار تنش تسلیم معادل با ۳۴۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. بار مرده برابر با ۴۳۰۹ نیوتن بر مترمربع، بار پیرامونی برابر با ۲۳۹۴/۰۱ نیوتن بر متر، بار زنده کاهش نیافته برای تمام طبقات مسکونی و بام به ترتیب برابر با ۲۳۹۴/۰۱ و ۹۵۷/۶۰ نیوتن بر مترمربع لحاظ شده است. پلان طبقات سازه در شکل (۲) نمایش داده شده است (Kircher et al., 2010). همچنین مشخصات تیر و ستون و سازه‌های مورد نظر ۴ و ۸ طبقه در جداول (۱) و (۲) ارائه شده است.



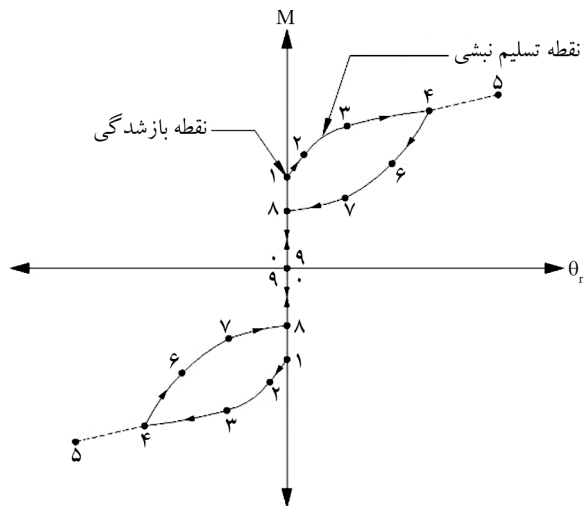
شکل (۲): پلان طبقات سازه (Kircher et al., 2010).

دوم را نتیجه گرفت. همچنین در نسبت پیش‌تنیدگی ۰/۶، سختی و اتلاف انرژی ایجاد شده توسط اتصال مرکزگرا تحت تأثیر وادادگی تنش در طول زمان نیست و اتصال رفتار پایدارتر با سختی و اتلاف انرژی بیشتر از خود نشان می‌دهد. همچنین دیموپولس و همکاران (Dimopoulos et al., 2020)، با شبیه‌سازی خرابی پیش‌رونده^{۲۱}، توانمندی سازه‌های فولادی با اتصالات مرکزگرا را تحت وقوع پدیده خرابی ناگهانی ستون مورد بررسی قرار داده‌اند.

باوندی و همکاران (Bavandi et al., 2021, 2022)، بر اساس نتایج حساسیت حاصل از تحلیل پراکنندگی^{۲۲}، ارائه ضریب بازده و کارایی برای اتصالات مرکزگرا را ارزیابی نموده‌اند؛ همچنین در مطالعه‌ای دیگر، آستانه تعمیر پذیری سیستم مذکور تحت زلزله‌های حوزه نزدیک بررسی شد. همچنین در سال‌های اخیر، مطالعاتی بر روی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های خمشی مرکزگرا با لحاظ اثرات بارهای حرارتی ناشی از آتش (Pantousa et al., 2020)، ارزیابی رفتار بهینه و بهینه‌سازی انواع سیستم‌های باربر جانبی مرکزگرا پرداخته شده است (Dehcheshmeh et al., 2022; Pieroni et al., 2022).

مطابق پژوهش‌های گذشته، بررسی‌های کمتری در رابطه با مقایسه پارامترهای تقاضای مهندسی^{۲۳} سیستم‌های قاب خمشی مرکزگرا سیستم‌های قاب خمشی با نوع قاب خمشی متداول در سطوح یکسان مقاومت کلی قاب و همچنین قاب‌های دارای ارتفاع متفاوت انجام شده است. به این منظور در تحقیق پیش رو، طراحی اتصال قاب خمشی مرکزگرا با استفاده از مکانیسم‌های اتلاف گرانشی زیرسری و روسری برای دو سازه قاب خمشی فولادی ۴ و ۸ طبقه انجام شده است. استفاده از نبشی‌های زیرسری و روسری به عنوان جاذب انرژی^{۲۴}، می‌تواند در توسعه این سیستم‌ها با توجه به فراوانی در تمامی نقاط جهان کمک کند. دو سیستم سازه‌ای مورد نظر این تحقیق، دارای ظرفیت باربری جانبی یکسانی هستند. مدل‌سازی سیستم سازه‌های قاب خمشی خود مرکزگرا و متداول آیین‌نامه‌ای مورد بررسی، در نرم‌افزار اجزای محدود OpenSeesPy انجام شده است.

خواهند شد. نمودار $M-\theta_r$ مابین نقاط ۳ و ۵ خطی خواهد بود که مقدار سختی این ناحیه برابر با سختی الاستیک کابل‌ها است. اگر باربرداری در نقطه ۴ رخ دهد، نبشی‌ها بین نقطه ۴ و ۸ عملکرد اتلاف انرژی از خود نشان می‌دهند و بعد از آن، به نقطه ۹ یعنی همان نقطه اولیه بارگذار برمی‌گردد. پس از اتمام باربرداری، بارگذاری در جهت دیگر شروع می‌شود و لنگر ایجاد شده در اتصال مقدار معکوس لنگر توضیح داده شده در قسمت فوق است و تمامی نقاط حدی اتصال مرکزگرا در جهت معکوس بارگذاری صورت می‌گیرد (Ricles et al., 2001).



شکل (۳): نمودار لنگر خمشی- دوران اتصال خمشی مرکزگرا (Ricles et al., 2001).

۳-۲- روش طراحی اتصالات گهواره‌ای مرکزگرا

ضوابط طراحی اتصال بر اساس کار پژوهشی گارلوک و همکاران (Garlock et al., 2007) در این تحقیق استفاده شده است. بر این اساس تیر و ستون‌های قاب خمشی مرکزگرا با در نظرگیری قاب به صورت خمشی ویژه طراحی می‌شود. در ابتدا روش بار جانبی معادل به جهت تعیین نیروی زلزله در طبقات به کار می‌رود. تیرها و ستون‌ها بر اساس نتایج تحلیل بار جانبی معادل و رابطه خمشی مابین لنگرهای تیر و ستون تعیین می‌شوند.

نیروهای تقاضای لرزه‌ای بر اساس سطوح زلزله طرح (DBE)^{۲۶} و حداکثر زلزله مورد انتظار (MCE)^{۲۷} تخمین زده می‌شود. بر اساس این مقادیر تقاضا، جزئیات اتصال،

جدول (۱): مشخصات المان‌های تیر و ستون سازه قاب خمشی ۴ طبقه.

طبقه	ارتفاع (متر)	تیر	اندازه ستون خارجی	اندازه ستون داخلی
کف	۱۶/۱۲	W21X57	W24X62	W24X62
طبقه ۳	۱۲/۱۶	W21X57	W24X62	W24X62
طبقه ۲	۸/۱۹	W21X73	W24X103	W24X103
طبقه ۱	۴/۲۳	W21X73	W24X103	W24X103

جدول (۲): مشخصات المان‌های تیر و ستون سازه قاب خمشی ۸ طبقه.

طبقه	ارتفاع (متر)	تیر	اندازه ستون خارجی	اندازه ستون داخلی
کف	۳۱/۹۷	W21X68	W24X94	W24X94
طبقه ۷	۲۸/۰۱	W24X84	W24X94	W24X94
طبقه ۶	۲۴/۰۴	W24X84	W24X131	W24X131
طبقه ۵	۲۰/۰۸	W27X94	W24X131	W24X131
طبقه ۴	۱۶/۱۲	W27X94	W24X162	W24X162
طبقه ۳	۱۲/۱۶	W30X116	W24X162	W24X162
طبقه ۲	۸/۱۹	W30X116	W24X162	W24X162
طبقه ۱	۴/۲۳	W30X108	W24X162	W24X162

۲-۲- حالات حدی اتصالات گهواره‌ای مرکزگرا

نمودار لنگر دوران $(M-\theta_r)$ برای یک اتصال فولادی پیش‌تنیده مشابه یک پرچم در دو جهت بارگذاری مثبت و منفی سازه‌ای است. مطابق شکل (۳) که رفتار پرچمی این سازه‌ها را نشان می‌دهد، θ_r که معرف محور افقی است، دوران نسبی مابین تیر و ستون است و محور قائم (M) برابر با لنگر خمشی اتصال است. هنگامی که لنگر به تیر اعمال می‌شود، سختی اولیه اتصال مشابه با یک اتصال خمشی جوشی است که در آن θ_r مقدار ناچیز دارد (نقطه ۰ الی ۱). سپس با افزایش لنگر، یک شکاف مابین بال کششی تیر از صفحه ستون ایجاد شود (نقطه ۱). لنگر در زمان بازشدگی تحت عنوان لنگر بازشدگی یا وافتاری^{۲۵} عنوان می‌شود (نقطه ۱). سختی اتصال پس از بازشدگی متأثر از سختی نبشی‌ها و سختی محوری کابل‌های پیش‌تنیده است. با افزایش لنگر خمشی در اتصال، نبشی‌ها جاری خواهند شد (نقطه ۲). همچنین این نبشی‌ها در نقطه ۳ به صورت کامل جاری شده‌اند. با افزایش لنگر خمشی اتصال، کابل‌های پیش‌تنیده در نقطه ۵ تسلیم

شامل ورق‌های تقویتی و چشمه اتصال تعیین می‌شوند. خلاصه‌ای از ضوابط ذکر شده به صورت زیر ارائه می‌شود (Garlock et al., 2007; Mirzaie Aliabadi et al., 2013).

۱-۳-۲- ضوابط طراحی

به منظور طرح اتصال خمشی مرکزگرا برخی حالات حدی شامل ضوابط لنگر و افشاری (M_d)، مقاومت اتصال، خرابی المان‌های نبشی، جاری‌شدگی کابل‌ها و مفصل پلاستیک در ستون‌ها بایستی بررسی شود.

۱-۱-۳-۲- ضابطه لنگر و افشاری

به منظور ایجاد عملکرد گهواره‌ای و کاهش تغییر شکل‌های ماندگار در اتصال، مقدار لنگر و افشاری با یک حد اطمینان قابل قبول بایستی بزرگ‌تر از مقاومت اتصال باشد، به صورت:

$$M_d \geq 0.6M_a \quad (1)$$

در رابطه فوق، M_d مقدار لنگر و افشاری اتصال و M_a لنگر خمشی در اتصال در هنگام وقوع جاری‌شدگی در نبشی‌هاست. مقدار M_d از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$M_d = d_2 T_0 \quad (2)$$

$$M_a = d_2 T_0 + d_1 V_{a,c} \left(1 + \frac{2d_2^2}{K_{a,i} d_1 d_3} \left(\frac{k_b k_s}{k_b + k_s} \right) \right) \quad (3)$$

در رابطه فوق، $K_{a,i}$ سختی اولیه نبشی‌ها و $V_{a,c}$ نیروی تسلیم نبشی‌هاست. همچنین k_b و k_s سختی محوری (AE/L) کابل‌ها و تیر به ترتیب هستند. همچنین (L) طول یک دهانه تیر مرکزگراست.

۲-۱-۳-۲- ضابطه مقاومت اتصال

مقاومت خمشی اتصال در حالت حدی نبشی به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$M_a \geq \alpha_a M_{des} \quad (4)$$

در رابطه فوق M_{des} برابر با لنگر خمشی تیر ناشی از تحلیل نیروی‌های استاتیکی جانبی معادل است. مقادیر α_a مابین ۰/۷۵ و ۱/۲ برای اتصال پیش‌تنیده با مقاومت و ظرفیت شکل‌پذیری

قابل قبول پیشنهاد شده است.

۳-۱-۳-۲- گسیختگی نبشی

دوران نسبی اتصال در گسیختگی نبشی ($\theta_{r,af}$) برابر با Δ_f / d_3 است. در آن Δ_f معادل با Δ_{gap} تغییر مکان بازشدگی در زمان وقوع خرابی در نبشی است. مقدار این دوران بایستی رابطه زیر را ارضا نماید:

$$\theta_{r,af} = \frac{\Delta_u}{d_3} \geq \theta_{r,DBE} \quad (5)$$

همچنین $\theta_{r,DBE}$ تقاضای دوران نسبی تحت زلزله بر مبنای طرح (DBE) است و بر اساس مقادیر تقاضای بزرگ‌نمایی شده بر اساس آیین‌نامه محاسبه می‌شود.

۴-۱-۳-۲- جاری‌شدگی کابل‌ها

کابل‌های اتصال بایستی تحت حداکثر زلزله مورد انتظار (MCE) جاری شوند. زاویه دوران اتصال موقع وقوع جاری شدن کابل‌ها ($\theta_{r,s}$) از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\theta_{r,s} = \frac{N_s (t_y - t_0) (k_b + k_s)}{2d_2 k_b k_s} \geq \theta_{r,MCE} \quad (6)$$

در رابطه فوق، t_y نیروی جاری‌شدگی یک کابل و t_0 نیروی پیش‌تیدگی اولیه در یک کابل هستند. پارامتر $\theta_{r,MCE}$ تقاضای دوران نسبی تحت حداکثر زلزله قابل انتظار است که برابر با مقدار ۰/۰۴ تخمین زده می‌شود.

۵-۱-۳-۲- ضابطه مفصل پلاستیک ستون

بر اساس ضوابط معمول آیین‌نامه‌های طراحی، ستون‌ها در قاب خمشی به جهت جلوگیری از وقوع طبقه نرم قوی‌تر از تیرها طراحی می‌شوند.

۶-۱-۳-۲- ضابطه کمناش جانبی تیر

تیرها بایستی محدودیت‌های لاغری بال و جان و الزامات طول مهارتی مطابق با ضوابط لرزه‌ای را ارضا نمایند. علاوه بر این توصیه می‌شود، ضابطه رابطه (۷) به منظور جلوگیری از کمناش موضعی بال و جان تیر تحت حداکثر زلزله مورد انتظار در نظر گرفته شود.

۲-۳-۱-۹- ضابطه تسلیم چشمه اتصال

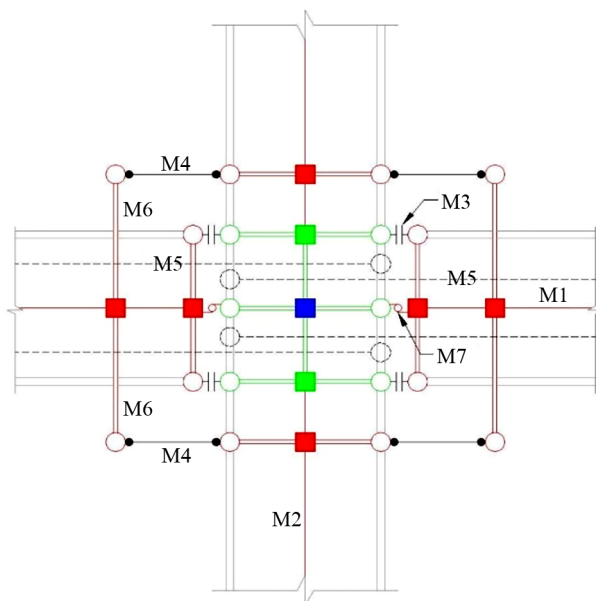
تسلیم چشمه اتصال تحت زلزله DBE بر اساس FEMA-350 و مطابق رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$\phi V_{y,pz} = \phi 0.6 \sigma_y R_{yc} d_c t_{pz} \geq C_y V_{pz,DBE} \quad (10)$$

که در آن، $V_{y,pz}$ ظرفیت برشی چشمه اتصال، ϕ ضریب کاهش ظرفیت برابر با ۰/۹، σ_y تنش تسلیم اسمی چشمه اتصال، R_{yc} نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم اسمی اتصال که برابر با مقدار ۱/۱ برای فولاد Grade 50 است، d_c عمق ستون و t_{pz} ضخامت چشمه اتصال هستند. مقدار C_y در فرآیند طراحی به منظور کنترل جاری شدن چشمه اتصال تحت زلزله سطح DBE انتخاب می‌شود. مقدار $V_{pz,DBE}$ معادل تقاضای برشی چشمه اتصال است.

۲-۴- فرآیند مدل سازی عددی

در این قسمت به نحوه مدل سازی قاب خمشی مرکزگرا پرداخته می‌شود. شکل (۴) مدل اجزای محدود اتصال خمشی فولادی مرکزگرا را در نرم افزار OpenSeesPy نشان می‌دهد (Mirzaie Aliabadi et al., 2013; Dobossy et al., 2006). تیرها (M1) و ستون‌ها (M2) با استفاده از المان الاستیک مدل سازی شده‌اند. از المان‌های با طول صفر با اختصاص مصالح الاستیک بدون



شکل (۴): مدل سازی عددی اتصال مرکزگرا در OpenSeesPy.

$$\theta_{r,bb} \geq \theta_{r,MCE} \quad (7)$$

در رابطه فوق، $\theta_{r,bb}$ دوران نسبی ایجاد کننده کمانش موضعی است.

۲-۳-۱-۷- ضابطه مقاومت و سختی تیرهای جمع کننده سقف

تیرهای جمع کننده سقف بایستی هم زمان دارای سختی مناسب به منظور ایجاد بازشدگی و دارای سختی کافی به منظور جلوگیری از ایجاد تغییر شکل‌های نسبی بزرگ مابین سیستم سقف و قاب مرکزگرا باشند. جاری شدن زودرس تیرهای جمع کننده سبب تغییر شکل‌های ماندگار ناخواسته در آنها می‌شود. همچنین اگر میزان قوی بودن تیرهای جمع کننده نسبت به نیروهای پیش تنیدگی زیاد باشد، تغییر شکل‌های ماندگار در اتصالات پیش تنیده پس از جاری شدگی تیرهای جمع کننده ایجاد می‌شوند.

۲-۳-۱-۸- ضوابط تسلیم فشاری و برش محوری تیر

ورق تقویتی بایستی داری طول کافی به جهت ایجاد برابری نیروی بال تیر و نیروهای برشی محوری در جان تیر، با کل نیروی تماسی در ورق تقویتی و بال تیر، در سطح تماس تیر و ستون باشد. ضابطه طراحی برای برابری نیروهای افقی تحت زلزله بر مبنای طرح (DBE)، به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$C_{f,y} + L_{tp} \tau_{w,y} t_w \geq P_{DBE} + V_{a,DBE} \quad (8)$$

که در آن، $\tau_{w,y}$ تنش برشی تسلیم جان تیر، t_w ضخامت جان تیر و $C_{f,y}$ نیروی تسلیم بال تیر برابر با $b_f t_f \sigma_{f,y}$ است. b_f و t_f به ترتیب ضخامت و عرض بال تیر و $\sigma_{f,y}$ تنش تسلیم اسمی بال تیر هستند. همچنین، نیروی تماسی در سطح مشترک تیر-ستون تحت زلزله سطح DBE نباید از مجموع نیروی تسلیم ورق تقویتی و بال تیر بیشتر شود. بنابراین:

$$A_{tp} \sigma_{tp,y} + C_{f,y} \geq P_{DBE} + V_{a,DBE} \quad (9)$$

در رابطه فوق، $\sigma_{tp,y}$ تنش تسلیم ورق تقویتی و A_{tp} مساحت ورق تقویتی هستند. همچنین $V_{a,DBE}$ و P_{DBE} به ترتیب، نیروی نیشی و نیروی محوری تیر تحت زلزله سطح DBE هستند.

باربر قاب مورد نظر وارد می شوند. همچنین جرم طبقات به صورت گرهی به اتصالات تیر-ستون و گره‌های ستون متکی^{۳۰} در هر تراز اختصاص داده می شوند.

به منظور مدل سازی اثرات قاب‌های ثقلی میانی و اثرات $P-\Delta$ ناشی از آنها، در دو سازه قاب خمشی مرکزگرا و قاب خمشی با اتصالات متداول جوشی، نیاز به مدل سازی ستون متکی است. برای این منظور، یک ستون تکیه گاهی از طریق المان الاستیک مقاومت خمشی ناچیز و مقاومت محوری صلب در نظر گرفته شده است. بارهای ثقلی ناشی از قاب‌های میانی باربر ثقلی به ستون متکی با توجه به سهم باربر قاب وارد می شود.

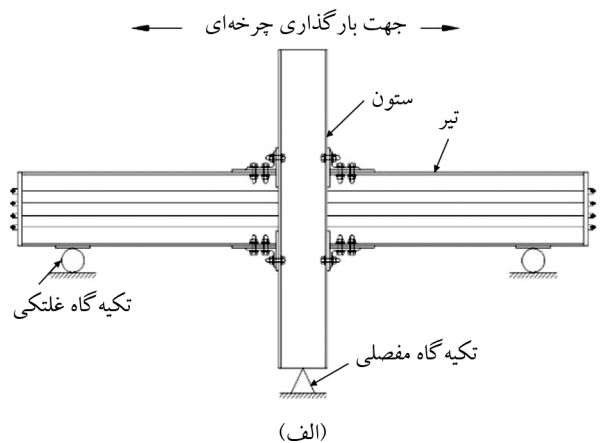
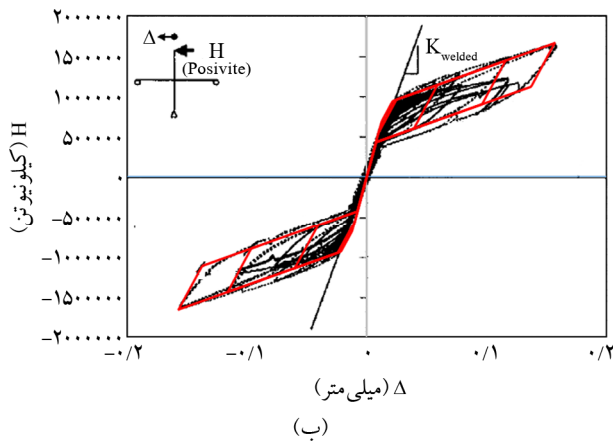
۲-۵- فرآیند صحت سنجی مدل سازی عددی اتصال مرکزگرا

صحت سنجی مدل سازی بر اساس نتایج آزمایشگاهی موجود (Garlock et al., 2005) در خصوص اتصالات خمشی مرکزگرا انجام شده است. مشخصات مدل آزمایشگاهی در نظر گرفته شده به صورت یک اتصال صلیبی مطابق با شکل (۵-الف) است. مقطع تیر و ستون به ترتیب از نوع پروفیل های I شکل آمریکایی با مشخصات به ترتیب W36X150 و W14X398 استفاده شده است. ورق تقویتی با ضخامت ۲۵ میلی متر، عرض ۳۶۵ میلی متر و طول ۱۳۷۲ میلی متر در نظر گرفته شده است. نبشی جاذب انرژی از نوع L203X203X19 با عرض ۴۰۶ میلی متر و مقاومت تسلیم اسمی ۳۴۵ مگاپاسکال استفاده شده است. اتصال نبشی‌ها با استفاده از پیچ‌های به قطر ۳۲ میلی متر از نوع A490 انجام شده است. قطر و تعداد کابل پیش تنیده به ترتیب برابر با ۱۴۰ میلی متر و ۳۶ با نیروی پیش تنیدگی ۸۹ کیلو نیوتن در سیستم مورد استفاده قرار گرفته است. نتایج حاصل از مدل سازی عددی و صحت سنجی آزمایشگاهی در شکل (۵-ب) نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود، نتایج بارگذاری چرخه‌ای مدل عددی دارای انطباق خوبی با مدل آزمایشگاهی است. همچنین المان‌های اتلاف کننده انرژی (نبشی‌ها) بلافاصله پس از بازشدگی اتصال به کار افتاده و اتلاف انرژی قابل قبولی را از خود نشان می دهند.

تحمل کشش (ENT) به منظور مدل سازی رفتار بازشدگی استفاده شده است (M3). المان‌های اتلاف کننده انرژی به صورت نبشی‌های زیر سری و روسری با استفاده از المان لینک دو گرهی^{۲۸} در نظر گرفته می شوند (M4). رفتار این المان‌ها مطابق با مشخصات سختی اولیه، نیروی تسلیم و ضریب سخت‌شوندگی مصالح اختصاص داده شده به آن تعیین می شود. رفتار المان‌های نبشی اتصال با استفاده از مصالح استیل ۰۲ مدل سازی می شوند. به منظور مدل سازی عمق تیر و ستون ناحیه اتصال، المان‌های صلب (M6) مابین المان‌های با طول صفر و گره‌های تیر و ستون استفاده می شوند. از موازی نمودن دو مصالح الاستوپلاستیک دارای گپ، برای مدل سازی کابل‌ها استفاده شده است. میزان بازشدگی در این مصالح طوری تعیین شده است که محل عبور مصالح موازی از محور قائم (محور تنش) برابر با تنش پس کشیدگی شده است. نوع المان کابل‌ها از نوع المان خرپایی هستند (M5). دقت شود که المان‌های کابل از در هر طرف ستون که مورد استفاده قرار می گیرند در وجه طرف دیگر به بال بیرونی ستون مهار می شوند. همچنین از اتصال غلتکی مابین مرکز تیر به ستون به منظور مقیدسازی المان تیر در جهت قائم استفاده می شود (M7).

همچنین در این قسمت به روش مدل سازی رفتار قاب خمشی با اتصالات متداول جوشی در نرم افزار OpenSeesPy پرداخته می شود. رفتار غیرخطی تیرها و ستون‌ها توسط روش مفصل متمرکز مدل سازی شده است. در این روش المان‌ها به صورت الاستیک و در انتها دارای مفصل‌های غیرخطی استفاده می شوند. مفاصل با فنرهای چرخشی بدون بعد و دارای مصالح ایبارا-کراوینکلر^{۲۹} مدل سازی می شوند (Guan et al., 2021; Ibarra et al., 2005). رفتار غیرخطی چشمه اتصال را می توان با استفاده از روش کراوینکلر در مدل‌ها در نظر گرفت (Krawinkler, 1978). مدل سازی چشمه اتصال از طریق ترکیب فنرهای چرخشی بدون بعد و المان‌های صلب انجام می شود.

بارهای ثقلی سیستم باربر جانبی در دو نوع قاب مورد بررسی، به صورت یکنواخت به المان‌های تیر اعمال شده با توجه به سهم



شکل (۵): صحت‌سنجی. (الف) پی‌کوندی مدل آزمایشگاهی اتصال مرکزگرا (Garlock et al., 2005) و (ب) مقایسه مدل‌سازی عددی تحقیق حاضر و مدل آزمایشگاهی مرجع (Garlock et al., 2005).

به صورت مدل‌های دو بعدی انجام می‌شود، مؤلفه‌ای که دارای بیشترین مقدار پارامتر حداکثر شتاب زمین (PGA) است، به منظور انجام تحلیل‌های تاریخچه-زمانی استفاده شده است. مشخصات رکوردهای مورد نظر در جدول (۳) ارائه شده است (ATC, 2009; Mohammadi Dehcheshmeh & Broujerdian, 2022).

۲-۶- رکوردهای لرزه‌ای

رکوردهای زمین لرزه استفاده شده در این پژوهش، مطابق با مرجع FEMA-P695 هستند (ATC, 2009). رکوردها به صورت زمین لرزه‌های دور از گسل انتخاب شده‌اند. با توجه به اینکه زمین لرزه‌های افقی دارای دو مؤلفه بوده و تحلیل‌های لرزه‌ای

جدول (۳): مشخصات رکوردهای لرزه‌ای.

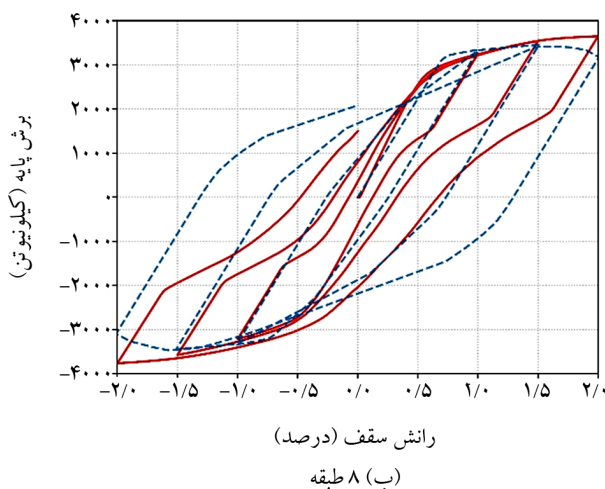
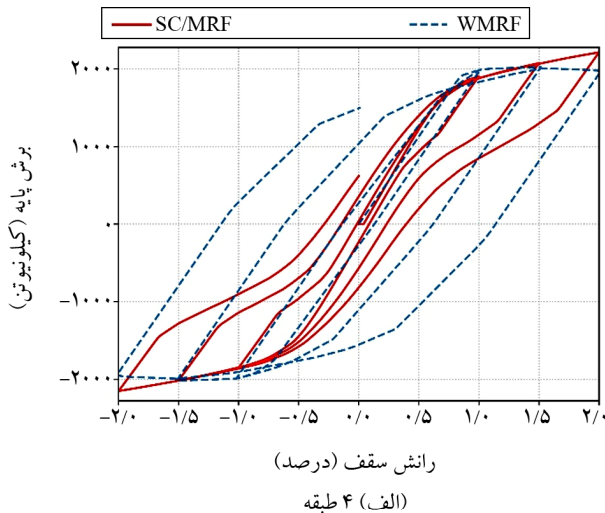
شماره	رکورد	سال	ایستگاه	نوع خاک	PGA_{max} (g)	PGV_{max} (cm/s)	R_b (Km)	M_w
۱	Northridge	۱۹۹۴	Beverly Hills—Mulhol	D	۰/۵۲	۶۳	۹/۴	۶/۷
۲	Northridge	۱۹۹۴	Canyon Country—WLC	D	۰/۴۸	۴۵	۱۱/۴	۶/۷
۳	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	Bolu	D	۰/۸۲	۶۲	۱۲	۷/۱
۴	Hector Mine	۱۹۹۹	Hector	C	۰/۳۴	۴۲	۱۰/۴	۷/۱
۵	Imperial Valley	۱۹۷۹	Delta	D	۰/۳۵	۳۳	۲۲	۶/۵
۶	Imperial Valley	۱۹۷۹	El Centro Array #11	D	۰/۳۸	۴۲	۱۲/۵	۶/۵
۷	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Nishi-Akashi	C	۰/۵۱	۳۷	۷/۱	۶/۹
۸	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Shin-Osaka	D	۰/۲۴	۳۸	۱۹/۱	۶/۹
۹	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Duzce	D	۰/۳۶	۵۹	۱۳/۶	۷/۵
۱۰	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Arcelik	C	۰/۲۲	۴۰	۱۰/۶	۷/۵
۱۱	Landers	۱۹۹۲	Yermo Fire Station	D	۰/۲۴	۵۲	۲۳/۶	۷/۳
۱۲	Landers	۱۹۹۲	Coolwater	D	۰/۴۲	۴۲	۱۹/۷	۷/۳
۱۳	Loma Prieta	۱۹۸۹	Capitola	D	۰/۵۳	۳۵	۸/۷	۶/۹
۱۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	Gilroy Array #3	D	۰/۵۶	۴۵	۱۲/۲	۶/۹
۱۵	Manjil, Iran	۱۹۹۰	Abbar	C	۰/۵۱	۵۴	۱۲/۶	۷/۴
۱۶	Superstition Hills	۱۹۸۷	El Centro Imp. Co.	D	۰/۳۶	۴۶	۱۸/۲	۶/۵
۱۷	Superstition Hills	۱۹۸۷	Poe Road (Temp)	D	۰/۴۵	۳۶	۱۱/۲	۶/۵
۱۸	Cape Mendocino	۱۹۹۲	Rio Dell Overpass	D	۰/۵۵	۴۴	۷/۹	۷/۰

ادامه جدول (۳).

شماره	رکوردر	سال	ایستگاه	نوع خاک	PGA_{max} (g)	PGV_{max} (cm/s)	R_{fb} (Km)	M_w
۱۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	CHY101	D	۰/۴۴	۱۱۵	۱۰	۷/۶
۲۰	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU045	C	۰/۵۱	۳۹	۲۶	۷/۶
۲۱	San Fernando	۱۹۷۱	LA—Hollywood Stor	D	۰/۲۱	۱۹	۲۲/۸	۶/۶
۲۲	Friuli, Italy	۱۹۷۶	Tolmezzo	C	۰/۳۵	۳۱	۱۵	۶/۵

۳- نتایج و بحث

۳-۱- نمودار چرخه‌ای



شکل (۶): مقایسه نمودارهای چرخه‌ای سازه‌های قاب خمشی مرکزگرا (SC-MRF) و متداول (WMRF).

۳-۲- شتاب طبقات

مقادیر شتاب در سازه‌های قاب خمشی مرکزگرا و قاب خمشی با اتصالات جوشی برای سازه‌های ۴ و ۸ طبقه مطابق با شکل (۷) و همچنین شکل (۸) مقایسه مقادیر میانه دو سازه را برای دو حالت مورد بررسی را نشان می‌دهد. به‌طور مشخص به دلیل مکانیسم بازشدگی در اتصال مرکزگرا میانه شتاب طبقات

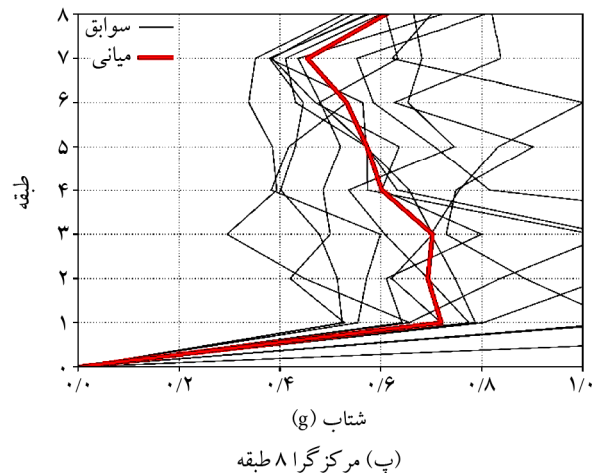
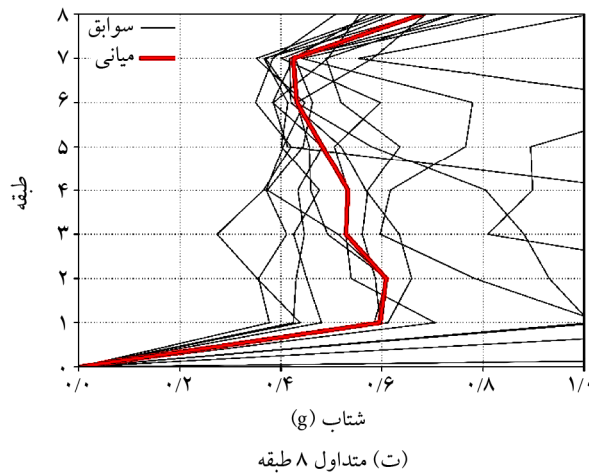
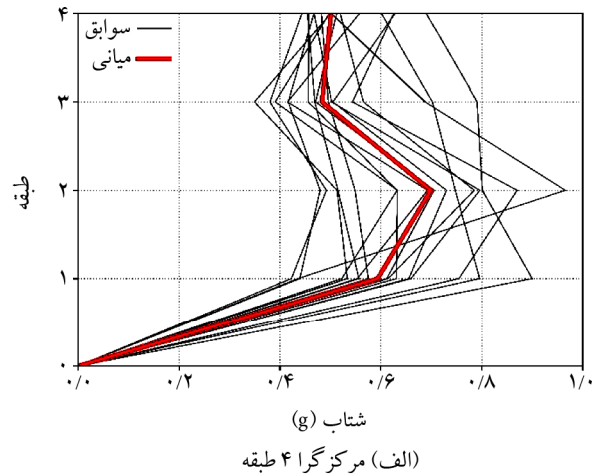
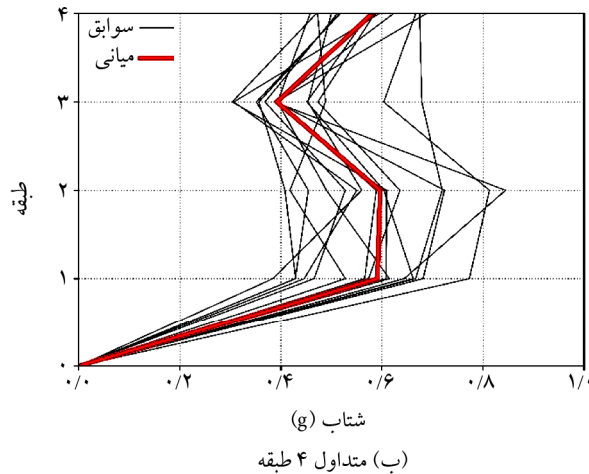
ابتدا برای آنکه رفتار کلی سیستم‌های قاب‌های مورد نظر مورد مقایسه قرار گیرند، در این قسمت به بررسی رفتار چرخه‌ای دو قاب مورد بررسی (قاب‌های خمشی مرکزگرا و قاب‌های خمشی متداول با اتصالات متداول جوشی) پرداخته می‌شود. شکل (۶) مقایسه‌ای مابین نمودار چرخه‌ای سازه‌های ۴ و ۸ طبقه تحت بارگذاری چرخه‌ای تا جابه‌جایی نسبی (دریافت) بام به میزان ۲ درصد را نشان می‌دهد. سازه‌های قاب خمشی مرکزگرا و متداول طوری طراحی شده‌اند که مقادیر ظرفیت برشی تسلیم یکسانی داشته باشند.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، تغییر مکان ماندگار در منحنی‌های سازه‌های قاب خمشی مرکزگرا نسبت به قاب خمشی متداول دارای مقدار کمتری در دو سازه ۴ و ۸ طبقه است. میزان تمایل به سمت مرکزگرایی در سیستم‌های قاب خمشی مرکزگرا به شدت به مقدار پیش‌تندگی وابسته است. در این سیستم‌ها با در نظر گرفتن ظرفیت برشی تسلیم قاب به صورت ثابت، می‌توان مقدار پیش‌تندگی را افزایش داد و مقادیر جابه‌جایی پسماند را به حداقل رساند ولی در عوض آن مقادیر جذب انرژی در سیستم کاهش می‌یابد.

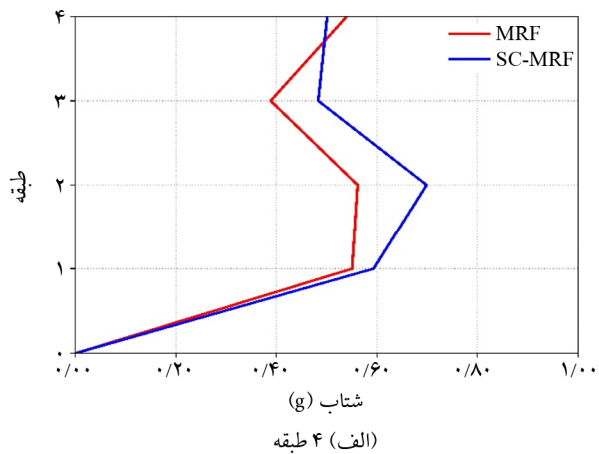
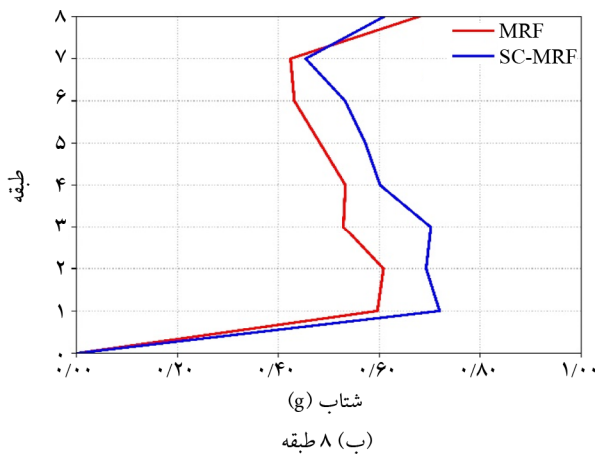
به‌طور کلی رفتار بازگرداندگی در سیستم‌های مرکزگرا به نحوه تعیین پارامترهایی همچون؛ (۱) نیروی ایجاد کننده اولین مفصل پلاستیک در المان‌های اتلاف کننده انرژی (در مطالعه حاضر المان‌های نبشی)، (۲) میزان سختی المان‌های اتلاف کننده انرژی، (۳) میزان نیروی اولیه کابل‌های پیش‌تندیده، و (۴) مساحت کابل‌ها بستگی خواهد داشت.

هشتم $10/20$ درصد کاهش یافته است. با مقایسه نمودارهای شتاب دو سازه مورد بررسی، می‌توان گفت که ایجاد مکانیسم مرکزگرایی زیاد مقادیر شتاب طبقات را نسبت به قاب خمشی افزایش نمی‌دهد. همچنین می‌توان با تعیین پارامترهای طراحی مقادیر این شتاب‌ها را در هر طبقه تنظیم نمود.

در سازه ۴ طبقه برای طبقات اول، دوم، سوم به ترتیب برابر با $7/73$ ، $24/40$ و $24/34$ درصد افزایش و برای طبقه چهارم $7/21$ درصد کاهش را نشان می‌دهد. در سازه ۸ طبقه برای طبقات اول الی هفتم به ترتیب برابر با $20/65$ ، $13/91$ ، $32/81$ ، $65/91$ ، $18/12$ و $23/28$ و $7/05$ درصد افزایش و برای طبقه



شکل (۷): شتاب طبقات سازه‌های مورد بررسی قاب‌های خمشی.

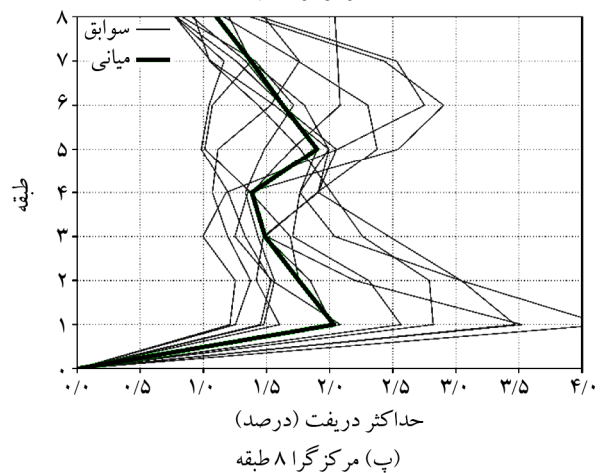
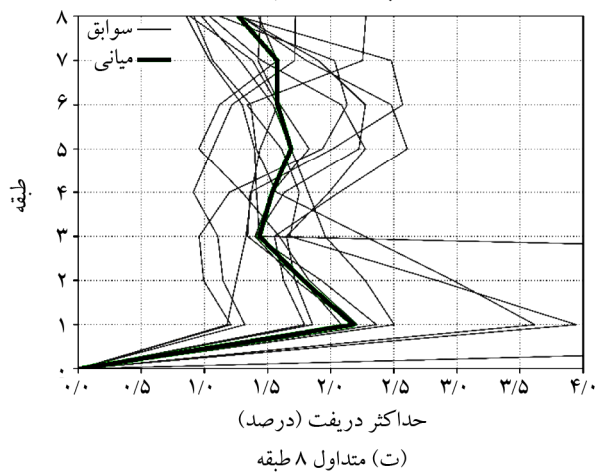
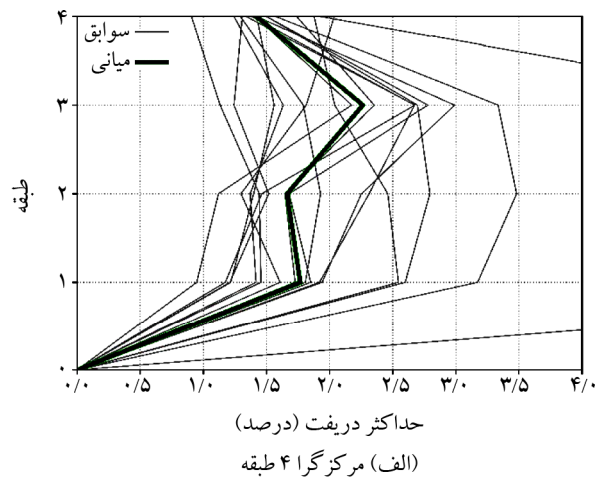
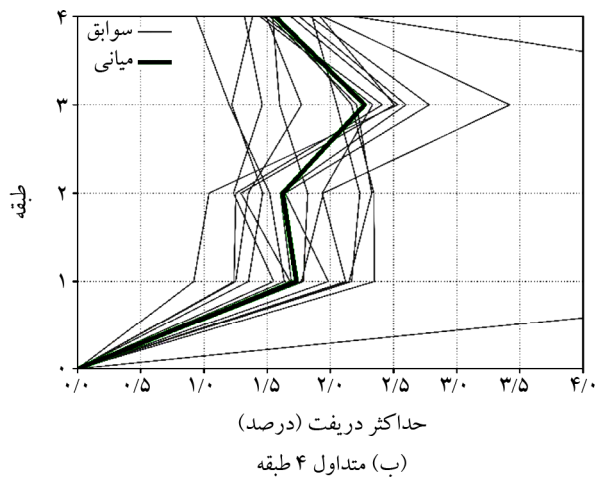


شکل (۸): مقایسه میانه شتاب طبقات سازه‌های قاب خمشی مرکزگرا و متداول.

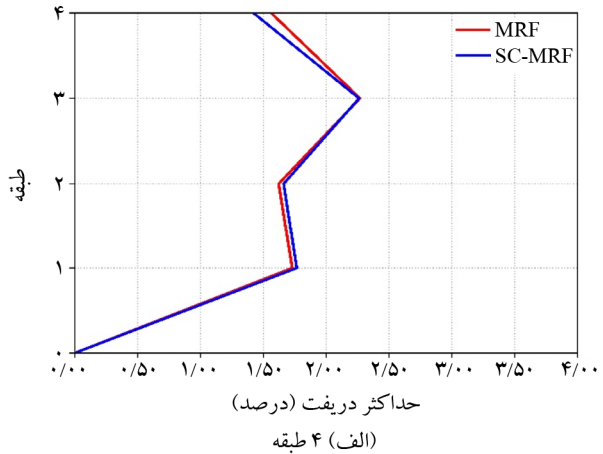
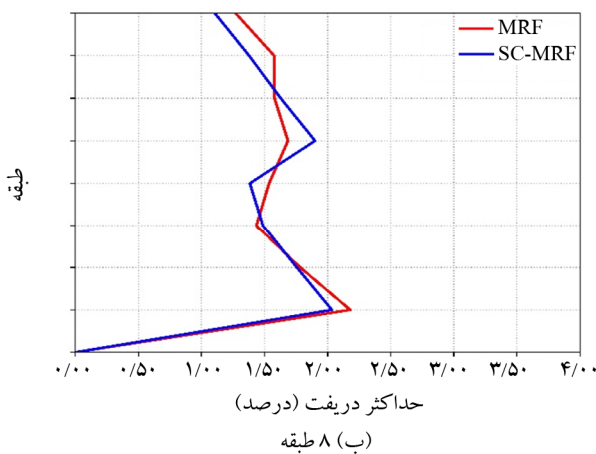
۳-۳- جابه‌جایی نسبی حداکثر طبقات

مقادیر جابه‌جایی نسبی (دریفت) حداکثر طبقات در سازه‌های قاب خمشی مرکز‌گرا و متداول برای تعداد طبقات ۴ و ۸ مطابق با شکل (۹) و همچنین شکل (۱۰) مقایسه مقادیر میانه دو سازه را برای دو حالت مورد بررسی نشان می‌دهد.

به‌طور کلی، مقادیر میانگین شتاب حداکثر طبقات سازه‌های ۴ و ۸ طبقه قاب خمشی مرکز‌گرا نسبت به متداول به ترتیب ۱۲/۳ و ۱۴/۹ درصد افزایش یافته است. با توجه به اینکه این مقادیر اختلاف شتاب دو سازه کمتر از ۱۵ درصد است، می‌توان تغییرات حداکثر شتاب در دو سازه مورد بررسی را نسبت به یکدیگر نادیده گرفت.



شکل (۹): حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات سازه‌های مورد بررسی قاب‌های خمشی.

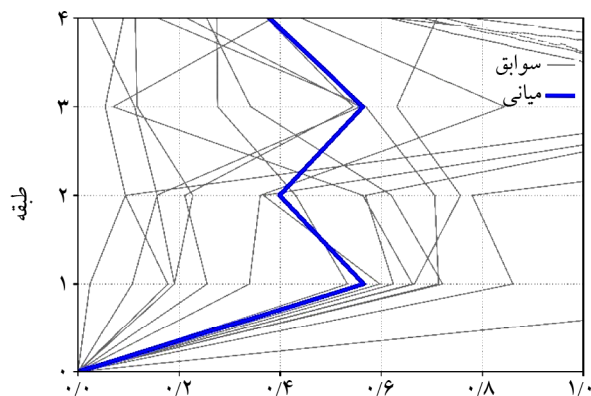


شکل (۱۰): مقایسه میانه حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات سازه‌های قاب خمشی مرکز‌گرا و متداول.

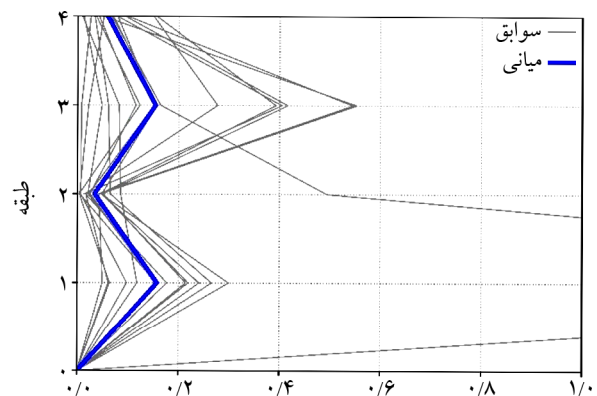
۳-۴- جابه‌جایی نسبی ماندگار طبقات

مقادیر جابه‌جایی نسبی ماندگار طبقات در سازه‌های قاب خمشی مرکزگرا و متداول برای سازه‌های ۴ و ۸ طبقه مطابق با شکل (۱۱) و همچنین شکل (۱۲) مقایسه مقادیر میانه دو سازه را برای دو حالت مورد بررسی نشان می‌دهد. از ویژگی‌های بارز قاب‌های خمشی مرکزگرا، کاهش قابل توجه تغییر مکان نسبی ماندگار طبقات و بازگشت سازه به موقعیت بسیار نزدیک به حالت ابتدایی خود است. به‌طور مشخص در حالت مورد مطالعه برای قاب‌های خمشی فولادی با اتصال مرکزگرا میانه جابه‌جایی نسبی ماندگار طبقات در سازه ۴ طبقه برای طبقات اول تا چهارم به ترتیب برابر با ۷۱/۹۸، ۹۱/۴۷، ۷۲/۵۴ و ۸۴/۳۵ درصد کاهش و در سازه ۸ طبقه برای طبقات اول تا هشتم به ترتیب برابر با ۵۵/۶۵، ۸۷/۰۰، ۹۳/۱۳، ۲۳/۱۱، ۸۷/۸۷، ۸۳/۵۴ و ۷۳/۱۲ و ۶۱/۶۳ درصد کاهش یافته است.

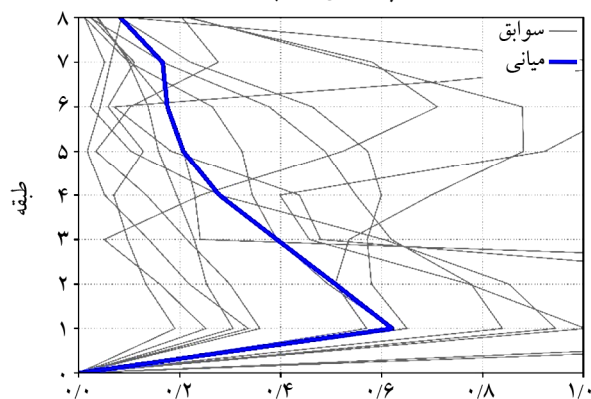
به‌طور مشخص در این حالت نیز به دلیل مکانیسم بازشدگی در اتصال مرکزگرا میانه جابه‌جایی نسبی حداکثر طبقات در سازه ۴ طبقه برای طبقات اول و دوم به ترتیب برابر با ۲/۱۰ و ۲/۴۴ درصد افزایش و برای طبقات سوم و چهارم به ترتیب ۰/۳۱ و ۹/۰۰ درصد کاهش نشان می‌دهد. در سازه ۸ طبقه برای طبقات اول، دوم، چهارم، هفتم و هشتم به ترتیب برابر با ۶/۶۶، ۱/۵۲، ۹/۹۰، ۱۲/۵۸ و ۱۲/۹۷ درصد، کاهش و برای طبقات سوم، پنجم و ششم ۳/۶۹، ۱۲/۷۱ و ۳/۱۱ درصد، افزایش یافته است. به‌طور کلی، مقادیر میانگین جابه‌جایی نسبی حداکثر طبقات سازه‌های ۴ و ۸ طبقه قاب خمشی مرکزگرا نسبت به متداول به ترتیب ۱/۲ درصد کاهش و ۳ درصد افزایش یافته است. پس می‌توان گفت که مقادیر تغییرات جابه‌جایی نسبی حداکثر طبقات دو نوع سازه مورد بررسی نسبت به یکدیگر، ناچیز است.



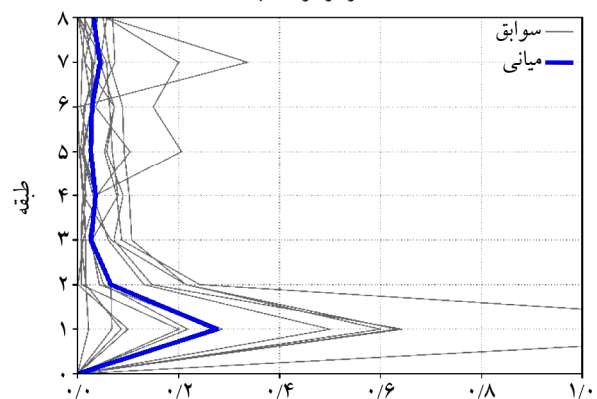
دریفت ماندگار (درصد)
(ب) متداول ۴ طبقه



دریفت ماندگار (درصد)
(الف) مرکزگرا ۴ طبقه

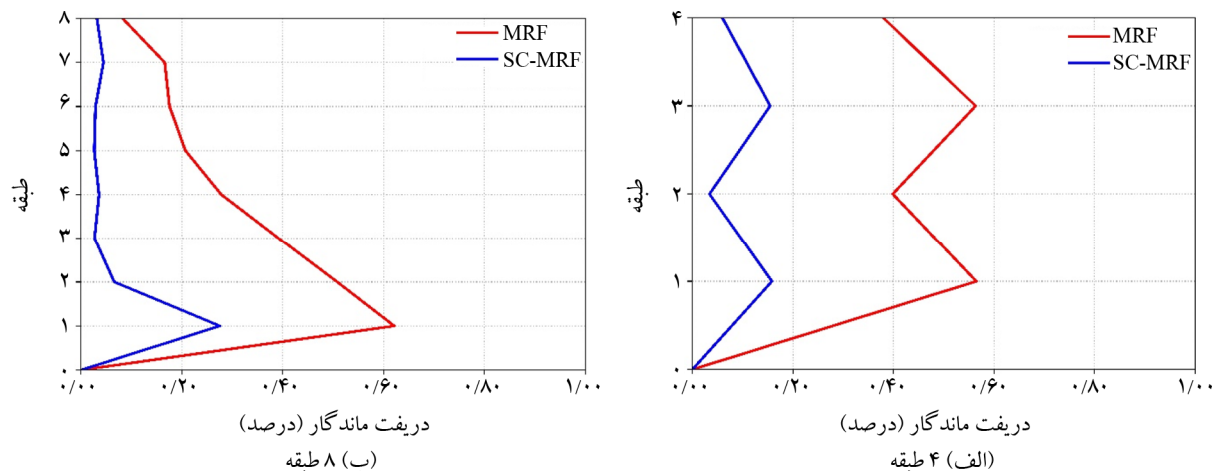


دریفت ماندگار (درصد)
(ت) متداول ۸ طبقه



دریفت ماندگار (درصد)
(ب) مرکزگرا ۸ طبقه

شکل (۱۱): حداکثر جابه‌جایی نسبی ماندگار سازه‌های مورد بررسی قاب‌های خمشی.



شکل (۱۲): مقایسه میانه حداکثر جابه‌جایی نسبی ماندگار طبقات سازه‌های قاب خمشی مرکز‌گرا و متداول.

مهندسی مورد بررسی هستند؛ بنابراین، استفاده از قابلیت مرکز‌گرایی برای طرح سازه‌های قاب خمشی فولادی با عملکرد بی‌وقفه تحت زلزله‌های شدید، یک مزیت ویژه محسوب می‌شود. همچنین استفاده از این سیستم‌ها، با توجه به تعویض‌پذیر بودن و قابلیت‌های کنترلی، توجیه اقتصادی و استراتژیک دارد.

- کاهش محسوس تغییر مکان‌های نسبی ماندگار سازه‌های خمشی مرکز‌گرا نسبت به حالت استفاده از سیستم‌های خمشی متداول مشاهده شده است. جابه‌جایی نسبی ماندگار طبقات در سازه ۴ و ۸ طبقه به ترتیب حدود حداکثر ۹۱ و ۹۳ درصد کاهش یافته است. کاهش قابل توجه در تغییر مکان نسبی ماندگار طبقات، نشان‌دهنده رفتار مرکز‌گرایی مناسب این سیستم‌هاست.
- وقوع مکانیسم بازشدگی در اتصالات مرکز‌گرا باعث افزایش اندک مقادیر میانه شتاب سازه مرکز‌گرای خمشی نسبت به سازه‌های خمشی متداول شده است. در طرح‌های مرکز‌گرای مورد نظر، میانه شتاب طبقات برای سازه‌های ۴ و ۸ طبقه به صورت میانگین به ترتیب برابر حدود ۱۲ و ۱۵ درصد افزایش یافته است.
- مقادیر میانه تغییر مکان نسبی حداکثر برای سازه‌های خمشی مرکز‌گرا نسبت به سازه‌های خمشی متداول به مقدار اندکی افزایش یافته است؛ به صورتی که این پارامتر در سازه ۴ و

به‌طور میانگین، قاب‌های خمشی مرکز‌گرا نسبت به قاب‌های خمشی متداول مقادیر جابه‌جایی نسبی ماندگار را حدود ۸۰ و ۷۹ درصد به ترتیب برای سازه‌های ۴ و ۸ طبقه کاهش داده‌اند که این کاهش در صورتی اتفاق افتاده است که مقادیر دریفت و شتاب حداکثر طبقات تغییر چندانی در دو نوع قاب نداشته‌اند.

۴ - نتیجه‌گیری

- پژوهش حاضر به بررسی رفتار دینامیکی قاب‌های خمشی فولادی دارای اتصالات مرکز‌گرا و مقایسه رفتار آنها با قاب‌های خمشی فولادی متداول دارای اتصالات جوشی پرداخته است. در سیستم‌های قاب خمشی مرکز‌گرا از مکانیسم‌های نبشی زیرسری و روسری به منظور ایجاد رفتار اتلاف انرژی استفاده شده است. قاب‌های مذکور با تعداد طبقات ۴ و ۸ طراحی شده و در نرم‌افزار المان محدود OpenSeesPy مدل‌سازی شده‌اند. به منظور مقایسه مقاومت و پارامترهای تقاضای مهندسی دو سازه مورد نظر، تحلیل‌های چرخه‌ای و تاریخچه-زمانی با استفاده از ۲۲ رکورد لرزه‌ای دور از گسل، انجام شده است. نتایج بررسی‌های انجام شده به صورت زیر خلاصه می‌شود:
- سیستم‌های اتصالات مرکز‌گرا ارائه شده برای قاب‌های خمشی فولادی در این پژوهش در شرایط مقاومتی یکسان با اتصالات خمشی متداول دارای عملکرد لرزه‌ای کنترل شده‌ای با توجه به مقادیر مناسب پارامترهای تقاضای

centering steel connections. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 13(5), 1020-1035, doi: 10.1007/s11709-019-0534-6

Asadolahi, S.M., & Fanaie, N. (2020). Performance of self-centering steel moment frame considering stress relaxation in prestressed cables. *Advances in Structural Engineering*, 23(9), 1813-1822. doi: 10.1177/1369433219900940

ATC. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. US Department of Homeland Security. FEMA.

Bavandi, M., Moghadam, A.S., Mansoori, M.R., & Aziminejad, A. (2021). Introducing a new seismic efficiency index of post-tensioned self-centering steel moment connections. *Structures*, 33, 463-483.

Bavandi, M., Moghadam, A.S., Mansoori, M.R., & Aziminejad, A. (2022). Computation of the reparability index of short buildings with rocking connections. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Forensic Engineering*, 175, 7-20.

Broujerdian, V., & Mohammadi Dehcheshmeh, E. (2022). Locating the rocking section in self-centering bi-rocking walls to achieve the best seismic performance. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 20(5), 2441-2468.

Chou, C.C., & Lai, Y.J. (2009). Post-tensioned self-centering moment connections with beam bottom flange energy dissipators. *J. Constr. Steel Res.*, 65(10-11), 1931-1941. doi: 10.1016/j.jcsr.2009.06.002

Dehcheshmeh, E.M., & Broujerdian, V. (2022). Determination of optimal behavior of self-centering multiple-rocking walls subjected to far-field and near-field ground motions. *Journal of Building Engineering*, 45, 103509.

Dimopoulos, A., Karavasilis, T.L., Vasdravellis, G., & B.U. (2013). Seismic design, modeling and assessment of self-centering steel frames using post-tensioned connections with web hourglass shape pins. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(5), 1797-1816. doi: 10.1007/s10518-013-9437-4

Dimopoulos, C.A., Freddi, F., Karavasilis, T.L., & Vasdravellis, G. (2020). Progressive collapse resistance of steel self-centering MRFs including the effects of the composite floor. *Engineering Structures*, 208, 109923.

۸ طبقه به ترتیب حدود حداکثر ۱ و ۳ درصد افزایش یافته است.

- انواع مختلفی برای المان‌های اتلاف‌کننده انرژی می‌توان در سیستم‌های مرکزگرا به کار برد که در این میان، اعضای اتلاف‌کننده انرژی به صورت نبشی‌های زیرسری و روسری علاوه بر سادگی مدل‌سازی عددی و دسترسی بالای آنها تقریباً در تمامی نقاط جهان، قابلیت اتلاف انرژی قابل قبولی را از خود نشان می‌دهند.

سیستم‌های مرکزگرای قاب خمشی جزو سیستم‌های نوین لرزه‌ای محسوب می‌شوند که می‌توان این سیستم‌ها را به‌عنوان سیستم کنترل‌شده مهندسی برای عملکرد مناسب در سطوح لرزه‌ای مختلف به کار برد. همین‌طور می‌توان معرفی این سیستم‌ها به جامعه‌ی مهندسی و استفاده از آنها در پروژه‌های واقعی را یک راهکار برای عملکرد مناسب سازه‌ها در مقابل زلزله دانست. در روند روش‌های نوین طراحی سیستم‌های قاب خمشی فولادی مرکزگرا، با توجه به اینکه فرض طراحی بر الاستیک ماندن اعضای تیر و ستون اصلی است، ممکن است که افزایش وزن این سیستم‌ها را نسبت به سیستم‌های قاب خمشی متداول، مشاهده نمود. البته این سیستم‌ها با توجه به عدم آسیب این اعضا و کنترل استهلاک انرژی در فیوزها بعد از زلزله، توجیه اقتصادی عدم اتلاف سرمایه ملی را به همراه دارند. در این راستا، استفاده از روش‌های بهینه‌سازی چندهدفه بر مبنای الگوریتم‌های فراابتکاری و بهینه‌سازی بر مبنای قابلیت اعتماد می‌تواند به‌منظور کاهش وزن این سازه‌ها در کارهای آتی پیشنهاد شود. همچنین تعیین مدل‌های تخمینی با دقت بالا با استفاده از الگوریتم‌های یادگیری ماشین، به‌منظور تخمین پارامترهای تقاضای مهندسی بسیار مفید است.

مراجع

Abedi Sarvestani, H. (2018). Structural evaluation of steel self-centering moment-resisting frames under far-field and near-field earthquakes. *J. Constr. Steel Res.*, 151, 83-93. doi: 10.1016/j.jcsr.2018.09.013

Abedi Sarvestani, H. (2019). Parametric study of hexagonal castellated beams in post-tensioned self-

- of *Structural Engineering (United States)*, 146(3), 1-15. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-54
- Ibarra, L.F., & Krawinkler, H. (2005). *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations (PEER Report 2005/06)*. University of California at Berkeley. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Ibarra, L.F., Medina, R.A., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 34(12), 1489-1511.
- Kircher, C. et al. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*.
- Krawinkler, H. (1978). Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames. *Engineering Journal*, 15(3).
- Majumerd, M.J., Mohammadi Dehcheshmeh, E., Broujerdian, V., & Moradi, S. (2022). Self-centering rocking dual-core braced frames with buckling-restrained fuses. *J. Constr. Steel Res.*, 194.
- Mirzaie Aliabadi, M., Bahaari, M.R., & Torabian, S. (2013). Design and analytical evaluation of a new self-centering connection with bolted T-stub devices. *Advances in Materials Science and Engineering*.
- Mohammadi Dehcheshmeh, E., & Broujerdian, V. (2022). Probabilistic evaluation of self-centering birocking walls subjected to far-field and near-field ground motions. *Journal of Structural Engineering*, 148(9), 4022134.
- Moradi, S., & Alam, M.S. (2017). Lateral load-drift response and limit states of posttensioned steel beam-column connections: parametric study. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 143(7), 1-13. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-5
- Moradi, S., & Alam, M.S. (2017). Multi-criteria optimization of lateral load-drift response of posttensioned steel beam-column connections. *Engineering Structures*, 130, 180-197. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.10.005
- Pantousa, D., & Karavasilis, T.L. (2020). Numerical assessment of the fire behavior of steel posttensioned moment-resisting frames. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 146(4), 1-18. doi:
- Dobossy, M., Garlock, M., & VanMarcke, E. (2006). Comparison of two self-centering steel moment frame modeling techniques: explicit gap models, and non-linear rotational spring models. *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Engineering*. Taipei, Taiwan.
- Dowden, D.M. (2016). Full-Scale Pseudodynamic Testing of Self-Centering Steel Plate Shear Walls. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 142(1). doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001367
- Ebrahimi Majumerd, M.J., Mohammadi Dehcheshmeh, E., & Broujerdian, V. (2022). Feasibility study of using endurance time method for seismic evaluation of self-centering buckling restrained braced frame (SC-BRC-BF). *Modares Civil Engineering Journal*, 22.
- Fanaie, N., Faegh, S., & Partovi, F. (2019). An improved and innovative formulation for calculating amplified elastic story drift induced by RBS connections in steel moment frames. *J. Constr. Steel Res.*, 160, 510-527. doi: 10.1016/j.jcsr.2019.06.003
- Garlock, M.M., Ricles, J.M., & Sause, R. (2005). Experimental studies of full-scale post-tensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*, 131(3), 438-448.
- Garlock, M.M., Sause, R., & Ricles, J.M. (2007). Behavior and design of posttensioned steel frame systems. *Journal of Structural Engineering*, 133(3), 389-399.
- Guan, X., Burton, H., & Moradi, S. (2018). Seismic performance of a self-centering steel moment frame building: From component-level modeling to economic loss assessment. *J. Constr. Steel Res.*, 150, 129-140. doi: 10.1016/j.jcsr.2018.07.026
- Guan, X., Burton, H., & Shokrabadi, M. (2021). A database of seismic designs, nonlinear models, and seismic responses for steel moment-resisting frame buildings. *Earthquake Spectra*, 37(2), 1199-1222.
- Herning, G., Garlock, M. E., & Vanmarcke, E. (2011). Reliability-based evaluation of design and performance of steel self-centering moment frames. *J. Constr. Steel Res.*, 67(10), 1495-1505. doi: 10.1016/j.jcsr.2011.03.023
- Huang, X., Zhou, Z., Eatherton, M. R., Zhu, D., & Guo, C. (2020). Experimental investigation of self-centering beams for moment-resisting frames. *Journal*

Time History Analysis	۱۸- تحلیل تاریخیچه زمانی	10.1061/ (ASCE)ST.1943-541X.0002581
Hexagonal Castellated Beams	۱۹- تیرهای لانه زنبوری	Pieroni, L., di Benedetto, S., Freddi, F., & Latour, M. (2022). Genetic Algorithm for the optimal placement of Self-Centering Damage-Free joints in steel MRFs. <i>J. Constr. Steel Res.</i> , 197, 107489.
Stress Relaxation	۲۰- وادادگی تنش	
Progressive Collapse	۲۱- خرابی پیش‌رونده	
Dispersion Analysis	۲۲- تحلیل پراکندگی	Qin, Y., Shu, G.P., & Wang, W. (2020). Seismic behavior of self-centering steel connections with friction T-stubs. <i>J. Constr. Steel Res.</i> , 173, 106263. doi: 10.1016/j.jcsr.2020.106263
Engineering Demand Parameters	۲۳- پارامترهای تقاضای مهندسی	
Energy Dissipater (ED)	۲۴- جاذب انرژی	
Decompression Moment	۲۵- لنگر بازشدگی (وافشاری)	Ricles, J., Sause, R., Garlock, M., & Zhao, C. (2001). Post-tensioned seismic-resistant connections for steel frames. <i>Journal of Structural Engineering</i> , 127(2), 113-121.
Design Based Earthquake (DBE)	۲۶- سطح زلزله	
Maximum Considered Earthquake (MCE)	۲۷- سطح زلزله	
Two-Node Link Element	۲۸- المان لینک دوگره‌ی	Shariati, M.M., Ghorbani, M., Naghipour, N., Alinejad, & Toghroli, A. (n.d.). The effect of RBS connection on energy absorption in tall buildings with braced tube frame system. <i>Steel and Composite Structures, an International Journal</i> , 34(3), 393.
Ibarra-Krawinkler	۲۹- ایبارا-کراوینکلر	
Leaning Column	۳۰- ستون متکی	

واژه‌نامه

Northridge	۱- نورتریج
Post-Tensioned Steel Connection	۲- اتصال فولادی پیش‌تنیده
Self-Center	۳- مرکزگرا
Contact Stresses	۴- تنش‌های تماسی
Cyclic Loading	۵- بارگذاری چرخه‌ای
Self-Center Moment Resisting Frame (SC-MRF)	۶- قاب خمشی مرکزگرا
Hourglass Shape Energy Dissipator	۷- اجزای اتلاف‌کننده انرژی ساعت شنی
Performance-Based Optimization	۸- بهینه‌سازی بر مبنای عملکرد
Reliability Indices	۹- شاخص‌های قابلیت اعتماد
Response Surface Method	۱۰- روش پاسخ سطح
Welded Moment Resisting Frame (WMRF)	۱۱- قاب خمشی جوش شده
Reduced Beam Section	۱۲- مقطع تیر کاهش یافته
Nonlinear Static Analysis	۱۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی
Incremental Dynamic	۱۴- دینامیکی فزاینده
Collapse Resistance	۱۵- مقاومت فروریزش
Far-field Earthquake	۱۶- زلزله حوزه دور
Near-field	۱۷- حوزه نزدیک

Investigating Seismic Performance of Steel Moment Frames Equipped with Self-Centering Connections

Alireza Farzinpour¹, Esmail Mohammadi Dehcheshmeh² and Vahid Broujerdian^{3*}

1. M.Sc. Graduate, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran
2. Postdoctoral Researcher, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran
3. Associate Professor, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran,
*Corresponding Author, email: broujerdian@iust.ac.ir

The occurrence of the Northridge earthquake in 1994 and its effects on structures and infrastructures drew attention to the philosophy of damage-avoidance design (DAD). One of the most damaged lateral load-resisting systems during that earthquake was the steel moment-resisting frame which had more than 130 cases with connection failures. In lots of cases, brittle fractures were started in the connection at low levels of plastic demand, and in some cases while the structures remained elastic. After earthquakes like Northridge and Kobe, many efforts have been made to improve the ductile behavior of the connections. Since that time, different details have been proposed. The beam sections near the column face are either reduced or enhanced with various components, such as cover plates, side plates, slit dampers, annular stiffeners, ribs and diaphragms. However, permanent deformations and residual drifts can be seen after an indestructible earthquake, which is difficult to investigate and repair. To eliminate or reduce inelastic deformations as a DAD, self-centering (SC) mechanism has been considered seriously for moment-resisting frame connections. These types of connections are supposed to be composed of columns, beams, energy dissipation elements, and post-tensioned cables or bars to return the structure to its initial position and generate SC behavior. Different types of details have been suggested since the start of investigations. However, one of the most used details comprises bolted top and seat angles and high-strength steel strands that are post-tensioned after installation energy dissipators. Contact stresses develop at the interface of the beam and column under the action of strand force and the resulting surface provides notable moment resistance. Strands are tied up at the outer surface of the column. The shim plates and reinforcement plates are also used in the connection area. The resulting connection is not required for field welding and has initial stiffness almost identical to a common welded connection. An important phase in the performance-based design of moment frames with SC connection is to assess the structural performance and obtain engineering demand parameters EDPs by conducting nonlinear time history analysis. When it comes to the decision-making phase, comparison between the results of EDPs for the conventional welded moment frames and frames with SC connections can be meaning full and important for the final SC connection details. Thus, in this study, two designed four- and eight-story steel moment frames are considered, and their connections are modeled with both SC and welded details. The lateral resistance of both structures were supposed to equal. Nonlinear time history based on 22 far-field records which are scaled based on codes are conducted and results are compared. Values of the median for maximum drifts in stories are increased for first and second floors in, four-story SC model by 2.10, 2.44 and decreased by 0.31 and 9.00 percentage, respectively, for third and fourth stories; also for 8 story SC frame, results are shown, decreasing values for first, second, fourth, seventh and eighth stories by 6.65, 1.52, 9.90, 12.58 and 12.97, while for third, fifth and sixth stories increased by 3.69, 12.71 and 3.11 percentage, respectively. For story acceleration, it can be seen an increase of median values for both 4 and 8 story SC models which are 7.73, 24.40, 24.34 respectively for stories 1 to 3 of four-story SC model, and 20.65, 13.91, 32.81, 12.91, 18.65, 23.28, 7.05 percentage respectively for stories 1 to 7 of 8 story model and only for roof stories of 4 and 8 story models, it decreases by 7.21 and 10.20 percent, respectively. Finally, significant decreases are shown for median values of maximum residual drift for both in the 4 and 8-story SC models, which are 71.98, 91.47, 72.54, and 84.35, respectively, for stories 1 to 4 of the four-story SC model, and

55.65, 87.00, 93.13, 87.11, 87.23, 83.54, 73.12 and 61.63 respectively for stories 1 to 8 of 8 story SC frame. Also, results of the nonlinear static analysis show that frames with SC connections have the same strength compared to welded moment resisting frames.

Keywords: Self-Centering Steel Moment Resisting Frame, Angle Energy Dissipators, Cyclic Analysis, Nonlinear Time-History Analysis.