

چکیده

مطالعه ساختار لرزه شناسی زلزله‌های بزرگ رخ داده در کالیفرنیا، ژاپن و نیوزلند، این نکته عمومی را در بر دارد که سازه‌ها در نواحی لرزه‌خیز علاوه بر جنبش اصلی، تحت تأثیر پس‌لرزه‌هایی با شدت‌های مختلف نیز قرار می‌گیرند. زلزله‌های متوالی، پاسخ غیرالاستیک سازه‌ها را تحت تأثیر قرارداده، به طوری که در بعضی از موارد منجر به تجمع خسارت قابل توجه در المان‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای می‌گردد. تحقیقات متعددی در ارتباط با تأثیر پس‌لرزه‌ها بر روی سازه‌ها انجام شده است. نکته دیگر آنکه بیشتر مطالعات نیز بر روی سیستم‌های یک درجه آزادی یا سیستم‌های دو بعدی چند درجه آزادی متمرکز است. هدف این پژوهش، ارزیابی اثرات پس‌لرزه بر روی پارامترهای پاسخ ساختمان فولادی ۱۰ طبقه با ساختار قاب محیطی دسته‌شده می‌باشد. بر پایه نتایج تحلیلی این پژوهش، وقوع پس‌لرزه‌های نیرومند به ویژه بعد از رکوردهای حوزه نزدیک حاوی پالس سرعت، تأثیر گذاری چندانی در تغییرات پارامتر بیشینه دررفت طبقات ندارند. همچنین با اعمال تغییر در شدت پس‌لرزه‌ها، وقوع جابه‌جایی نسبی ماندگار در ارتفاع سازه مسیر مشخصی نخواهد داشت. در بعضی موارد، پس‌لرزه منجر به کاهش کوچک دامنه دررفت ماندگار در مقایسه با جنبش اصلی نیز می‌شود. افزون بر آن، در صورت نزدیکی پریرود غالب جنبش اصلی زمین به زمان تناوب سازه و یا نزدیکی پریرود غالب پس‌لرزه به پریرود سازه خسارت دیده در اثر جنبش اصلی، آنگاه فرآیند پس‌لرزه نیز دامنه رفتار غیرخطی المان‌های سازه‌ای را افزایش می‌دهد.

واژگان کلیدی: رکورد حوزه نزدیک، پس‌لرزه، پالس سرعت، قاب محیطی دسته‌شده، دررفت ماندگار، ضریب مقیاس.

اثرات جنبش‌های پر قدرت زمین متشکل از لرزه اصلی و پس‌لرزه متوالی بر قاب‌های صلب با ساختار سازه‌ای دسته‌شده در حوزه نزدیک گسل

شهرزاد محمدی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه خوارزمی، تهران

افشین مشکوه‌الدینی (نویسنده مسئول)

استادیار دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران،
meshkat@khu.ac.ir

۱- مقدمه

بین رویدادهای لرزه‌ای، هرگونه فرآیند مؤثر بهسازی و ترمیم امکان‌پذیر نیست.

چگونگی تجمع خسارت در سازه به نوع رفتار هیستریتیک المان‌ها و خصوصیات رکورد زلزله وابسته است. برای نمونه، جنبش اصلی نیرومند زمین در هنگام زلزله کرایست چرچ نیوزلند، باعث خسارت قابل توجهی در سازه‌ها گردید و پس‌لرزه بعدی نیز منجر به واژگونی و انهدام برخی سازه‌ها شد. بر طبق ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، معیار تحلیل و طراحی سازه‌ها، جنبش اصلی تعریف شده زمین بوده و از اثرات پس‌لرزه‌های احتمالی به‌عنوان یک معیار ارزیابی رفتار لرزه‌ای صرف‌نظر شده است. پس‌لرزه‌ها ممکن است که دامنه حداکثر تغییر مکان جانبی و نیز جابه‌جایی

به‌طور معمول کرنش‌های تجمعی در گسل‌های فعال در طی اولین فرآیند گسیختگی، آزاد نمی‌شوند و گسیختگی‌های متوالی در طی فعالیت‌های لرزه‌ای گسل منجر به وقوع زلزله‌های متوالی می‌گردد. قابل ذکر است که در نواحی با خطرپذیری بسیار بالا، پس از وقوع جنبش اصلی، پس‌لرزه‌هایی^۱ با شدت‌های مختلف رخ می‌دهد. برای نمونه، حدود ۲۱ پس‌لرزه با بزرگای Mw بیش از ۶ در فاصله زمانی دو ماه بعد از زلزله شیلی در سال ۲۰۱۰ (Mw=8.8) به وقوع پیوست. همچنین در سال ۲۰۱۲ حدود ۶ دقیقه بعد از رخداد زلزله‌ای با بزرگای ۶/۴ در نواحی ورزقان و اهر ایران، پس‌لرزه‌ای با بزرگای ۴/۹ رخ داد. زلزله‌های متوالی منجر به تجمع خسارت‌های سازه‌ای می‌شوند که به دلیل نبود زمان کافی

شده تحت اثر زلزله‌های متوالی می‌باشد. معیار کاربرد زلزله‌های متوالی نیز به صورت تعریف نسبت‌های مختلف میان شدت حداکثر شتاب پس‌لرزه به بیشینه شتاب جنبش اصلی است. مشخصه جنبش‌های اصلی مورد استفاده در این پژوهش، وجود پالس‌های نیرومند سرعت با پیروید طولانی و دامنه بزرگ می‌باشد. حضور پالس‌های بزرگ و پیوسته در تاریخچه زمانی رکوردهای نیرومند، پارامترهای پاسخ سازه را به شدت تحت تأثیر قرار می‌دهد. پارامترهای پاسخ مورد بررسی در این مطالعه، بیشینه دریافت طبقات، جابه‌جایی نسبی ماندگار^۴ طبقات، مکانیسم مفاصل پلاستیک و آرایش نیرویی حاصل از لنگی برش می‌باشند.

۲- مطالعات پیشین در زمینه زلزله‌های متوالی

مطالعات اولیه صورت گرفته در زمینه اثرات زلزله‌های متوالی بر روی پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها، دارای ارتباط مفهومی با موضوع شدت پس‌لرزه‌هاست. مشخص شده که شدت پس‌لرزه‌ها با گذشت زمان بعد از جنبش اصلی، کاهش می‌یابد [۵]. همچنین در سال ۱۹۸۰، ماهین [۶] با بررسی پس‌لرزه‌های نیرومند زلزله ۱۹۷۲ ماناگوا نتیجه گرفت که پارامترهای نیاز شکل‌پذیری و جابه‌جایی بسیاری از سیستم‌های معادل یک درجه آزادی الاستوپلاستیک، در انتهای پس‌لرزه افزایش می‌یابد. همچنین عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بر پایه تکرار جنبش اصلی به‌عنوان پس‌لرزه نیز توسط فراچیاکومو و همکاران [۷] بررسی شده است. هاتزیجورجیو [۸] نیاز شکل‌پذیری و فاکتور رفتار را برای سیستم‌های غیرخطی یک درجه آزادی تحت تأثیر زلزله‌های متوالی حوزه نزدیک^۵ و دور مورد ارزیابی قرار داد. بر طبق نتایج تحقیقات ملاحظه می‌شود که، نیاز شکل‌پذیری سازه تحت اثر زلزله‌های متوالی می‌تواند بیشتر از جنبش اصلی باشد [۵-۸].

مطالعات زیادی بر روی پاسخ غیرخطی سیستم‌های چند درجه آزادی دو بعدی تحت اثر زلزله‌های متوالی توسط محققین مختلف انجام شد. طبق مطالعات روی‌گارسیا [۹] بر روی قاب‌های بتن مسلح تحت اثر زلزله‌های متوالی، پاسخ ساختمان‌ها وابسته به نسبت پیروید غالب^۶ پس‌لرزه به پیروید غالب جنبش اصلی و همچنین

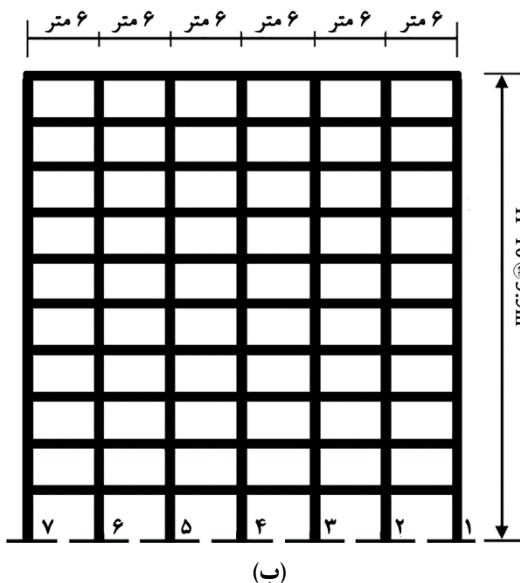
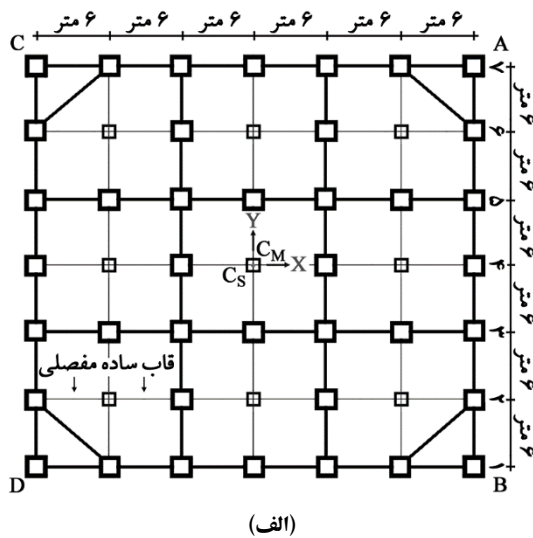
ماندگار را افزایش دهند. همچنین پس‌لرزه‌های نیرومند توانایی تخریب سازه‌های آسیب‌دیده را بدون افزایش سطح خسارات و فقط با افزایش دامنه جابه‌جایی ماندگار، دارا می‌باشند [۱-۳].

فراهم نمودن ضوابط و مقررات توجیه‌کننده یک طرح لرزه‌ای کامل برای ساختمان‌های میان‌مرتبه تا بلند، در گرو داشتن اطلاعات جامع از مشخصات رفتار دینامیکی تحت نیروهای ناشی از زلزله‌های بزرگ و پس‌لرزه‌های احتمالی است. همچنین با توجه به وجود عدم قطعیت‌های مربوط به شرایط بارگذاری‌های استاتیکی، دینامیکی و نیز ماهیت اتفاقی رکوردهای زلزله، نمی‌توان یک تضمین جامع برای عدم ایجاد ناپایداری لرزه‌ای در اسکلت مقاوم این‌گونه ساختمان‌ها در نظر گرفت. بدین لحاظ باید شناخت مؤثری از ویژگی‌های عملکردی سازه‌های مذکور داشت. این موضوع نیز بر مبنای معیارهای طراحی مهندسی ساختمان‌های طبقاتی و ارتباط آن با مشخصات لرزه‌شناسی ساختمان‌های مختلف استوار است.

کاربرد سیستم قاب محیطی منفرد برای سازه‌های میان‌مرتبه تا بلند، چندان مناسب به نظر نمی‌رسد. نکته دیگر آنکه بازدهی سیستم سازه‌ای قاب محیطی منفرد به دلیل اثرات لنگی برش^۲ کاهش می‌یابد. دلیل طراحی سیستم قاب محیطی دسته شده^۳ نیز بر اساس کاهش اثرات لنگی برش است. در این پژوهش، ساختار سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی سازه مطالعاتی از نوع قاب محیطی دسته شده بوده که علاوه بر چهار قاب خمشی پیرامونی دارای قاب‌های صلب داخلی نیز می‌باشد. قاب‌های صلب داخلی باعث توزیع یکنواخت‌تر تنش محوری در المان‌های پیرامونی تیر و ستون این سیستم سازه‌ای نسبت به سیستم قاب محیطی منفرد می‌گردد و به تناسب آن نیز اثرات لنگی برش را کاهش می‌دهد. همچنین تغییرات لحاظ شده در مدولاسیون اسکلت مقاوم نیز به صورت تغییر آرایش تیپ‌بندی و ابعاد مقطع المان‌های ستون در صفحات قاب‌های صلب است [۴].

سازمان این پژوهش شامل ارزیابی جامع عملکرد لرزه‌ای ساختمان فولادی^{۱۰} طبقه سه‌بعدی با ساختار قاب محیطی دسته

ارتفاع ۱۰ طبقه با مدولاسیون ۵ طبقه‌ای در نظر گرفته شده است. این سازه بر اساس ضوابط لرزه‌ای ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان، بار گذاری و طراحی شده است. جزئیات پلان منظم و نمای سازه مطالعاتی در شکل (۱) نمایش داده شده است. پلان سازه مطالعاتی دارای شش دهانه به طول ۶ متر در هر دو جهت X و Y می‌باشد. خاک ساختگاه از نوع تیپ ۲ و منطقه پروژه در پهنه‌بندی با خطر نسبی زیاد فرض شده است. بار مرده و زنده

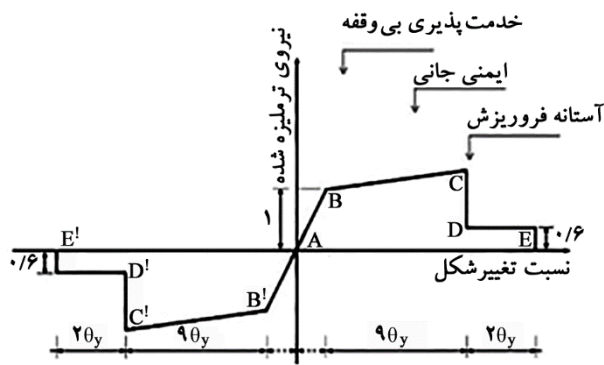


شکل (۱): سازه مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده: (الف) مدل ۱۰ طبقه، (ب) پلان سازه شامل صفحات قاب‌های خمشی (خطوط تیره پررنگ) و صفحات قاب‌های ساده مفصلی (خطوط تیره نازک): همچنین CM و CS به ترتیب مراکز جرم و برش طبقه است [۱۴].

نسبت پر یود سازه خسارت دیده در اثر جنبش اصلی به پر یود غالب پس‌لرزه می‌باشند. ارزیابی پارامترهای پاسخ سازه تحت سطوح مختلف شدت نسبی پس‌لرزه توسط گارسیا [۹]، با تغییر پیشینه شتاب زمین (مربوط به پس‌لرزه) انجام شد. بر این اساس، عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های متوالی با شدت‌های متفاوت پس‌لرزه بر روی خاک نرم، مورد ارزیابی قرار گرفت. هاتزیورجیو و لیولیوس [۱۰]، زلزله‌های متوالی با محتوای فرکانسی متفاوت و پیشینه شتاب زمین مقیاس شده را مورد بررسی قرار دادند که یک روش جامع جهت شبیه‌سازی پس‌لرزه‌ها می‌باشد. به هر حال حداکثر شتاب زمین مربوط به پس‌لرزه‌های شبیه‌سازی شده در این روش در مقایسه با پس‌لرزه‌های واقعی، به نسبت بزرگ است. این روش ممکن است که اثرات پس‌لرزه را روی رفتار سازه به صورت دست بالا در نظر بگیرد. باید توجه داشت که در اکثر مطالعات پیشین در ارتباط با تأثیر زلزله‌های متوالی بر روی پاسخ سازه‌ها، کاربرد زلزله‌های متوالی مصنوعی به جای رکوردهای ثبت شده، مورد استفاده قرار گرفت. شایان ذکر است که بر طبق مطالعات گذشته، تعداد رکوردهای حاوی اثرات پس‌لرزه‌های نیرومند، چندان زیاد نیست. در به کار گیری زلزله‌های متوالی مصنوعی که شامل جنبش اصلی و پس‌لرزه‌ها می‌باشد، می‌توان از دو روش back to back و randomized استفاده نمود. باید دانست که در روش back to back جنبش اصلی با دامنه یکسان یا مقیاس شده به عنوان پس‌لرزه به کار می‌رود و خصوصیات جنبش زمین از جمله محتوای فرکانسی و مدت دوام جنبش اصلی و پس‌لرزه یکسان است. روش randomized شامل یک جنبش اصلی و نیز انتخاب یک جنبش اصلی با دامنه یکسان یا کاهش یافته به عنوان پس‌لرزه می‌باشد. مطالعات گارسیا [۹] نشان‌دهنده آن است که در نبود زلزله‌های متوالی ثبت شده، روش randomized جهت تولید پس‌لرزه، مناسب است. همچنین نکته دیگر آنکه ارتباط طیفی مؤثری میان محتوای فرکانسی جنبش اصلی و پس‌لرزه‌ها وجود نداشته و کاربرد جنبش اصلی زمین به عنوان پس‌لرزه، چندان کارساز نیست.

۳- توصیف مدل مطالعاتی

سازه مطالعاتی در این پژوهش از نوع قاب محیطی دسته شده و با

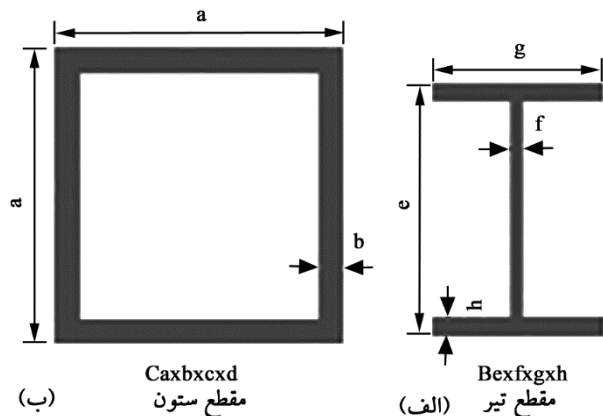


شکل (۳): مدل مفاصل غیرخطی المان‌های تیر-ستون [۱۵-۱۶].

۴- لرزه‌شناسی زلزله‌های حوزه نزدیک

در سال‌های اخیر، با افزایش و گسترش شبکه‌های لرزه‌نگاری، نگاهت‌های متعددی در فواصل متفاوت از گسل ثبت گردیده و تحلیل‌های سازه‌ای فراوانی نیز تحت رکوردهای نیرومند جهت درک رفتار لرزه‌ای و ارزیابی روش‌های طراحی موجود در همین راستا انجام شده است. خصوصیات فیزیکی زلزله‌های حوزه نزدیک و خسارات محتمل به سازه‌های عمرانی مورد توجه مهندسان قرار گرفته است. سه رخداد زلزله‌های پارک فیلد ۱۹۶۶، سان‌فرانسیسکو ۱۹۷۱ و نورثریج ۱۹۹۴ کالیفرنیا دارای جنبش‌های نیرومند حوزه نزدیک می‌باشند. تفاوت‌های آشکاری میان ماهیت رکوردهای حوزه نزدیک و حوزه دور وجود دارد. اثرات مخرب رکوردهای حوزه نزدیک را به وضوح می‌توان در زلزله‌های نیرومند طبس ۱۹۷۸ و بم ۲۰۰۳ ایران، کوبه ۱۹۹۵ ژاپن، چی چی ۱۹۹۹ تایوان و لاکوئیلا ۲۰۰۹ ایتالیا ملاحظه نمود. به‌طور معمول جنبش‌های نیرومند زمین تا فاصله ۲۰ کیلومتری از گسل رخ می‌دهند. در نواحی حوزه نزدیک یک گسل لرزه‌زا، جنبش زمین تحت تأثیر مکانیسم و جهت گسترش گسیختگی به سمت ساختگاه و نیز جابه‌جایی (احتمالی) ماندگار زمین در اثر حرکات تکتونیک است. وابستگی به دو فاکتور اول باعث ایجاد اثرات جهت‌داری در تاریخچه زمانی رکورد و همچنین وابستگی به فاکتور آخر، باعث ایجاد جابه‌جایی استاتیکی به نام گام پرتابی^۷ می‌شود. پالس‌های سرعت رکوردهای حوزه

اعمالی برای تمام طبقات به ترتیب 0.5 t/m^2 و 0.2 t/m^2 و برای بام 0.5 t/m^2 و 0.15 t/m^2 می‌باشد. مقاطع تیر و ستون مورد استفاده در این پژوهش در شکل (۲) نمایش داده شده‌اند. مشخصات مقاطع اعضای سازه مطالعاتی بر اساس استاندارد ملی ساختمان ایران (مبحث دهم) طراحی شده و در فرآیند طراحی آنها دو معیار محدودیت جابه‌جایی نسبی طبقات و رعایت اصل ستون قوی-تیر ضعیف در اتصالات نیز لحاظ شده است [۱۱-۱۴].



شکل (۲): مقاطع المان‌های سازه مطالعاتی ۱۰ طبقه؛ (الف) تیرهای با اتصال گیردار؛ (ب) المان‌های ستون در قاب‌های صلب [۱۴].

پریود پنج مود اول ارتعاشی سازه مطالعاتی در جدول (۱) ارائه شده و بر اساس این جدول، به دلیل بیشتر بودن پریود مود اول انتقال نسبت به اولین مود پیچشی، سازه به‌صورت پیچشی سخت رفتار می‌نماید. همچنین برای مدل‌سازی سازه مطالعاتی جهت توصیف رفتار غیرخطی المان‌های تیر و ستون، به ترتیب از مفصل M (خمشی) و نیز مفاصل غیرخطی P-M-M (اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی) بر اساس توصیه‌های دو گزارش ۴۴۰ و FEMA ۳۵۶ استفاده شده است. دامنه نمادین سطوح عملکردی خدمت‌پذیری بدون وقفه IO، ایمنی جانی LS و آستانه فروریزش CP، همراه با ساختار تحلیلی رفتار غیرخطی مفاصل فوق در شکل (۳) مشهود می‌باشد [۱۵-۱۶].

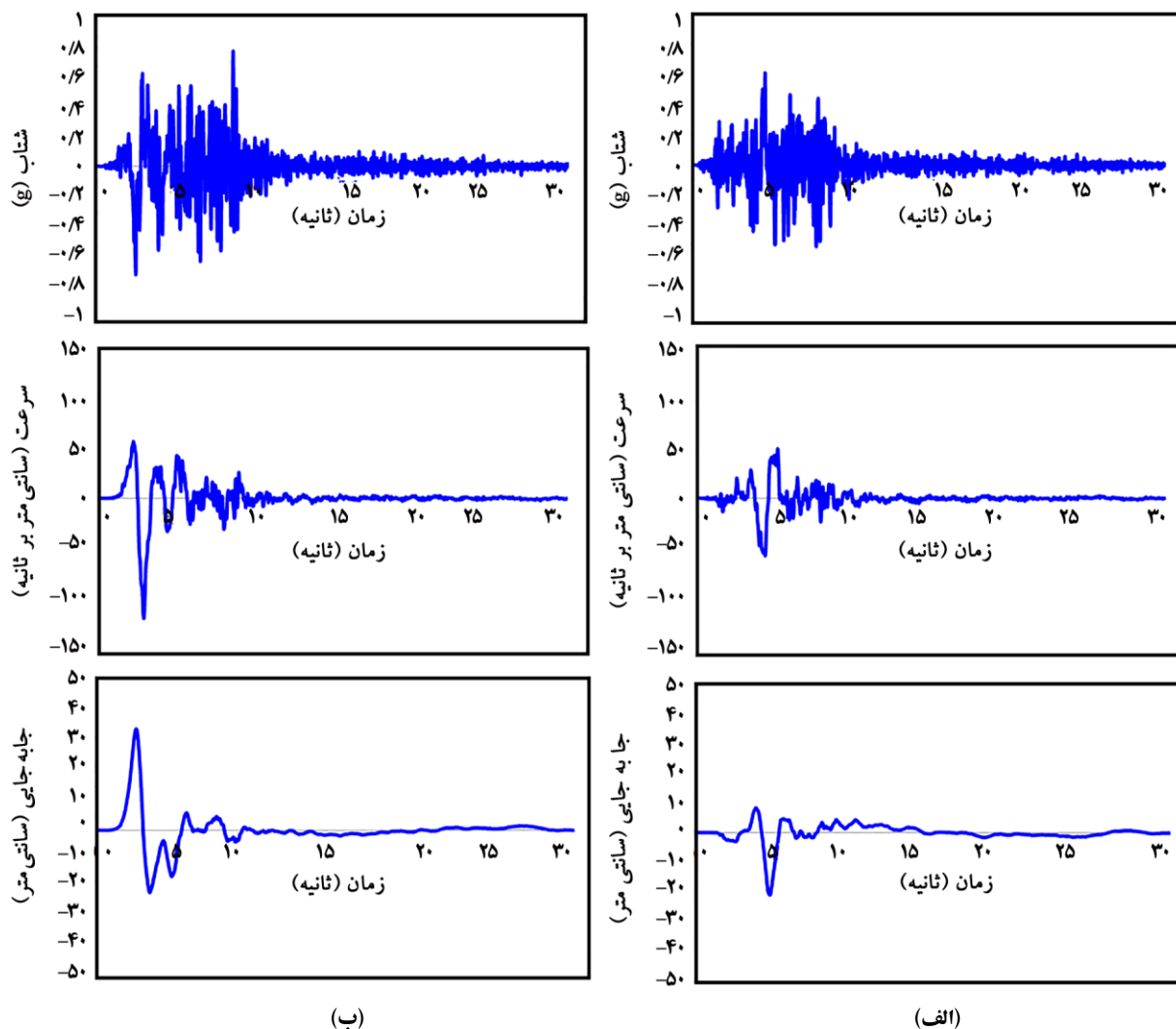
جدول (۱): پریود پنج مود اول ارتعاشی سازه قاب محیطی دسته شده ۱۰ طبقه (ثابته).

مود انتقالی اول (راستاهای x و y)	مود پیچشی اول (حول محور z)	مود انتقالی دوم (راستاهای x و y)
۱/۷۷	۱/۳۷	۰/۶۷

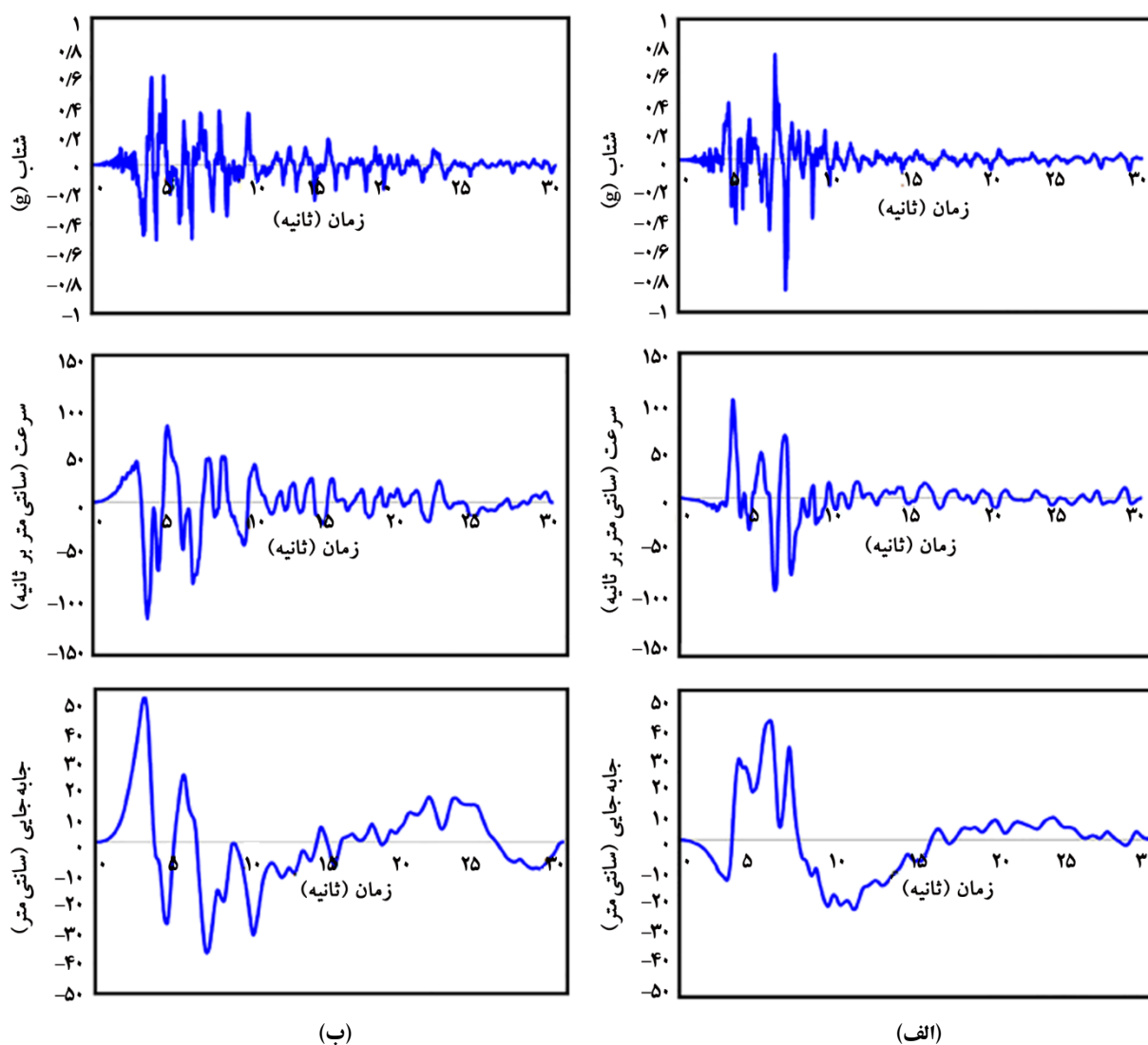
سینوسی شکل و پردامنه می‌باشد. بر طبق شکل (۵)، رکورد حوزه نزدیک نورتریج ۱۹۹۴ (SCS) حاوی پالس‌های مشخص در تاریخچه زمانی شتاب و سرعت است. حضور اثرات جهت‌داری پیش‌رونده در رکوردهای حوزه نزدیک باعث ایجاد اسپایک‌های پر انرژی در تاریخچه زمانی شتاب و پالس‌های بلند مدت و پردامنه در تاریخچه زمانی سرعت و جابه‌جایی زمین می‌شود. جنبش‌های نیرومند ضربه‌ای زمین در هنگام زلزله‌های بزرگ که حاوی پالس‌های پر انرژی جهت‌داری پیش‌رونده نیز باشد، منجر به افزایش پارامترهای برش پایه، نیاز شکل‌پذیری و جابه‌جایی نسبی طبقات در رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های میان‌مرتبه تا بلند می‌گردد [۲۳].

نزدیک حاوی اثرات جهت‌داری پیش‌رونده^۸ باعث خسارت شدید به سازه‌ها با پر یود متوسط تا بلند (۱/۵ تا ۳/۵ ثانیه) می‌شود. بر طبق مطالعات لرزه‌شناسی رکوردهای نیرومند، پالس‌های ناشی از فرآیند جهت‌داری پیش‌رونده، دارای پر یود ۰/۶ ثانیه یا طولانی‌تر می‌باشند. همچنین، پر یود پالس‌های جهت‌داری می‌تواند به صورت تابعی از بزرگای زلزله بیان شود [۱۷-۲۲].

بر اساس شکل (۴)، وجود اثرات جهت‌داری پیش‌رونده در ماهیت فیزیکی رکورد حوزه نزدیک بم ۲۰۰۳ (BAM) باعث ایجاد اسپایک‌های نیرومند در تاریخچه زمانی شتاب و پالس‌های پردامنه در تاریخچه زمانی سرعت شده و تاریخچه زمانی جابه‌جایی زمین نیز حاوی ساختارهای



شکل (۴): تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و جابه‌جایی رکورد حوزه نزدیک بم ۲۰۰۳ (BAM) متناظر با؛ (الف) مؤلفه موازی صفحه شکست گسل؛ (ب) مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل.



شکل (۵): تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و جابه‌جایی رکورد حوزه نزدیک نورتریج ۱۹۹۴ (SCS) متناظر با؛ (الف) مؤلفه موازی صفحه شکست گسل؛ (ب) مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل.

۵- رکوردهای مورد استفاده در این پژوهش

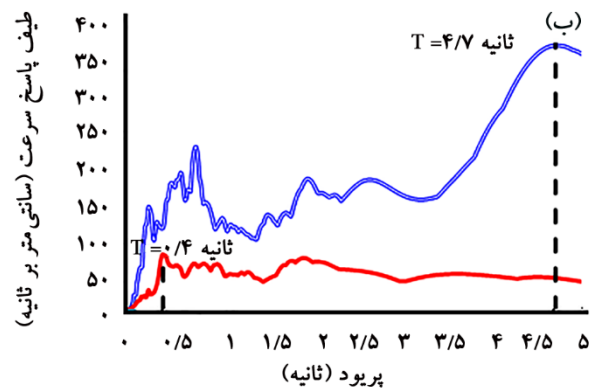
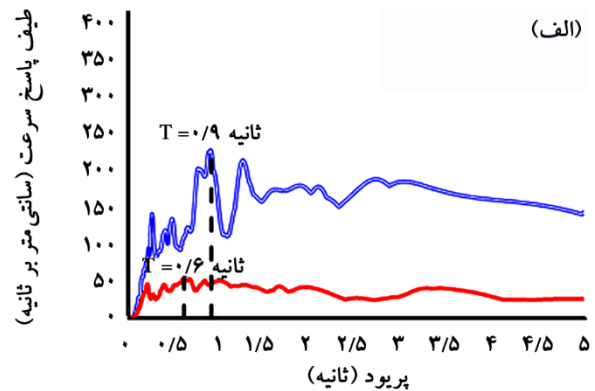
سازه‌های واقع در نواحی لرزه‌خیز زلزله ممکن است تحت تأثیر زلزله‌های متوالی شامل پیش‌لرزه، جنبش اصلی و پس‌لرزه قرار گیرند. در این پژوهش، جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان مطالعاتی تحت اثر زلزله‌های متوالی، شش دسته توالی لرزه‌ای به صورت randomized انتخاب شده است.

جنبش‌های اصلی مورد استفاده در این پژوهش بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شده و به منظور ارزیابی رفتار سازه مطالعاتی تحت اثر زلزله‌های متوالی با شدت‌های مختلف، از

پارامتر پریرود غالب، توصیف کننده پریرود متناظر با دامنه حداکثر موجود در طیف پاسخ سرعت با میرایی پنج درصد است. بر اساس مطالعات رویزگارسیا و همکاران [۲۴]، به طور معمول پریرود غالب جنبش اصلی طولانی‌تر از پریرود غالب بزرگ‌ترین پس‌لرزه است. مطابق با شکل (۶)، پریرود غالب جنبش اصلی طیس ۱۹۷۸ بیشتر از پریرود غالب پس‌لرزه مفروض (رکورد دیهوک) می‌باشد و این دو فرآیند نیز محتوای فرکانسی متفاوتی دارند. نکته دیگر آنکه انتخاب پس‌لرزه با استفاده از روش back to back چندان مناسب به نظر نمی‌رسد.

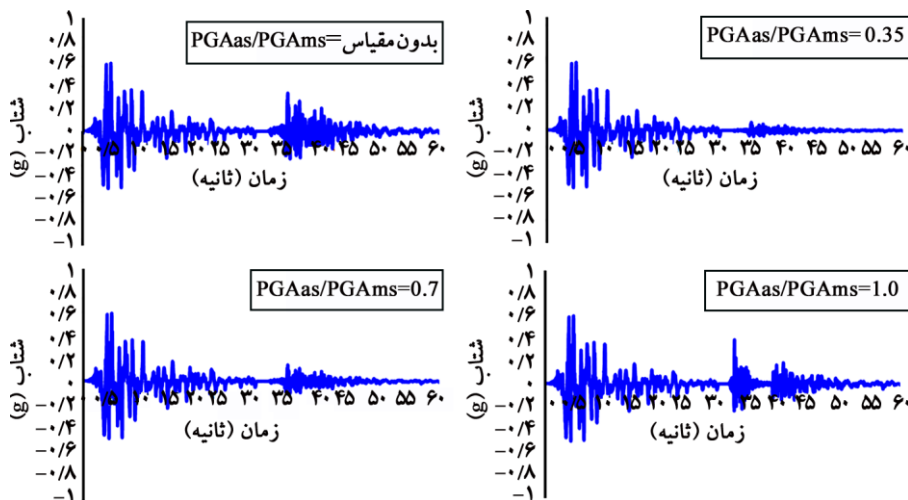
شتاب‌نگاشت‌های ترکیبی با حداکثر شتاب پس‌لرزه (PGAAs) به جنبش اصلی (PGAs) متفاوت استفاده شده است. در این پژوهش، نسبت حداکثر شتاب پس‌لرزه به حداکثر شتاب جنبش اصلی به صورت نسبت‌های ۰/۷، ۰/۳۵ و ۰/۱ لحاظ شد. همچنین، فاصله زمانی میان جنبش اصلی و پس‌لرزه‌ها متفاوت می‌باشد و لحاظ این فاصله باعث افزایش زمان تحلیل می‌شود. بدین منظور میان جنبش اصلی و پس‌لرزه یک فاصله زمانی به اندازه متناسب با پرIOD سازه با شتاب صفر اعمال شد. این فاصله زمانی به منظور ساکن شدن سازه تحت اثر جنبش اصلی است [۲۴-۲۵].

شتاب‌نگاشت ترکیبی زلزله متوالی نورتریج ۱۹۹۴ (SCS) - نورتریج ۱۹۹۴ (PKC) در جهت عمود بر صفحه شکست گسل تحت شدت‌های مختلف حداکثر شتاب پس‌لرزه (PGAAs) به حداکثر شتاب جنبش اصلی (PGAs) در شکل (۷) به نمایش در آمده است. مؤلفه موازی با صفحه شکست گسل (LN) در جهت X و مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل (TR) در راستای Y پلان سازه مطالعاتی و مؤلفه عمودی (UP) در راستای ارتفاعی Z اسکلت مقاوم وارد گردید. همچنین هر سه مؤلفه رکوردها به‌طور هم‌زمان به سازه اثر داده شدند. مشخصات فیزیکی رکوردها و ایستگاه‌های مورد استفاده جنبش‌های اصلی در جدول (۲) و پس‌لرزه‌ها در جدول (۳) نمایش داده شده است. در این پژوهش، اثرات زلزله‌های



۱۹۷۸ طبس — ۱۹۷۸ دیهوک

شکل (۶): طیف پاسخ سرعت رکوردهای طبس ۱۹۷۸ (TAB) و دیهوک ۱۹۷۸ (DAY) متناظر با؛ (الف) مؤلفه موازی (LN) صفحه شکست گسل؛ (ب) مؤلفه عمود (TR) بر صفحه شکست گسل. (محورهای $T=4.7$ sec و $T=0.9$ sec به ترتیب بیانگر پرIOD غالب جنبش اصلی زلزله طبس ۱۹۷۸ (رکوردهای TAB) در دو جهت عمود و موازی با گسل می‌باشند. همچنین $T=0.4$ sec و $T=0.6$ sec به ترتیب نمایشگر پرIOD غالب پس‌لرزه طبس ۱۹۷۸ (رکوردهای DAY) در جهت‌های عمود و موازی با گسل است).



شکل (۷): شتاب‌نگاشت ترکیبی متناظر با مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل (TR) زلزله متوالی نورتریج ۱۹۹۴ (SCS) - نورتریج ۱۹۹۴ (PKC) تحت شدت‌های متفاوت پس‌لرزه.

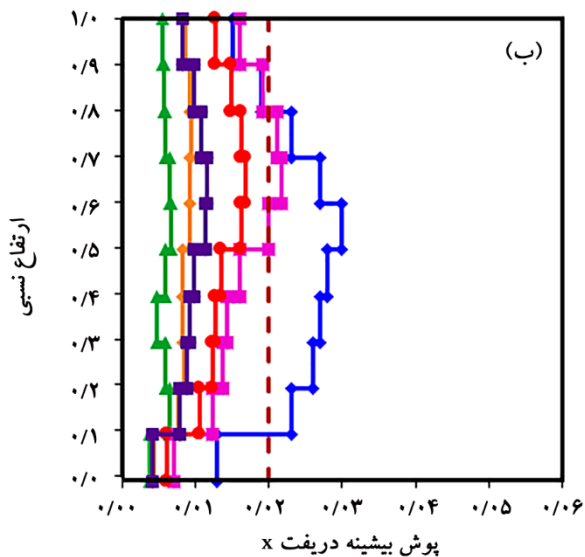
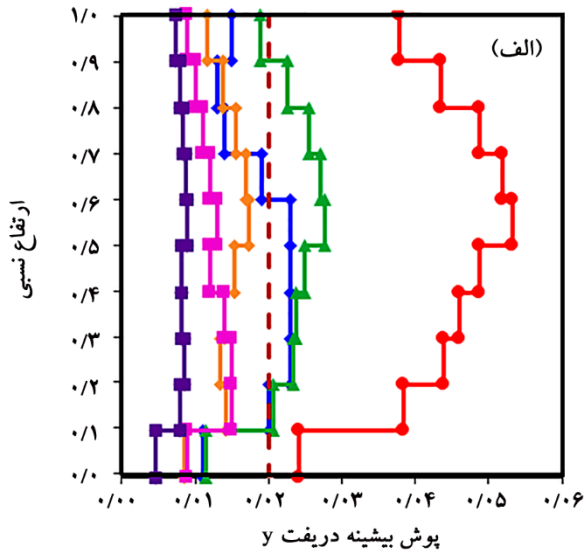
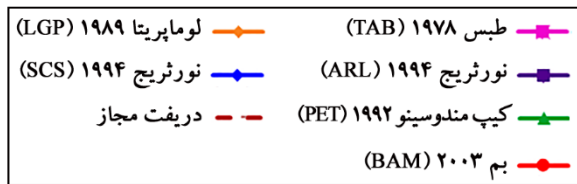
متوالی SCS-PKC, PET-RIO, BAM-EL DA, TAB-DAY قرار گرفتند. همان‌طور که از جدول (۲) مشاهده می‌شود، رکوردهای حوزه نزدیک دارای مقادیر بزرگ تر بیشینه سرعت ARL-EL DA و LGP-CLS بر روی سازه مطالعاتی مورد ارزیابی

جدول (۲): مشخصات طیفی جنبش‌های اصلی مورد استفاده.

جنبش زمین	مؤلفه	بزرگای (M _w)	بیشینه شتاب زمین (g)	بیشینه سرعت زمین (سانتی‌متر/ثانیه)	نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب زمین (ثانیه)	(ثانیه) پر یود غالب
طبس ۱۹۷۸ شهر طبس (TAB) - ۳/۰ کیلومتر	موازی با گسل	۷/۴	۰/۸۳۶	۹۷/۷	۰/۱۲	۰/۴
	عمود بر گسل		۰/۸۵۱	۱۲۱/۳	۰/۱۴	۴/۷
	قائم		۰/۶۸۸	۴۵/۵	۰/۰۶	۳/۲۴
کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ پترولیا (PET) ۹/۵ کیلومتر	موازی با گسل	۷/۰	۰/۵۸۹	۴۸/۰۲	۰/۰۸	۰/۷۴
	عمود بر گسل		۰/۶۶۲	۸۹/۵۴	۰/۱۴	۰/۷۶
	قائم		۰/۱۶۳	۲۵/۳۰	۰/۱۶	۴/۴۶
لوماپریتا ۱۹۸۹ لس گاتوس (LGP) - ۶/۱ کیلومتر	موازی با گسل	۶/۹	۰/۵۹۰	۴۹/۸۸	۰/۰۸۵	۰/۸۲
	عمود بر گسل		۰/۵۶۳	۹۵/۸۶	۰/۱۷	۰/۷۴
	قائم		۰/۸۶	۵۳/۱۶	۰/۰۶۲	۱/۷
نورثریج ۱۹۹۴ سیلمار (SCS) ۶/۲ کیلومتر	موازی با گسل	۶/۷	۰/۸۹۷	۱۰۲/۸	۰/۱۲	۱/۶۲
	عمود بر گسل		۰/۶۱۲	۱۱۷/۴	۰/۱۹	۲/۹۴
	قائم		۰/۵۸۶	۳۴/۶	۰/۰۶	۱/۱۶
نورثریج ۱۹۹۴ آرلنا (ARL) ۹/۲ کیلومتر	موازی با گسل	۶/۷	۰/۳۰۸	۲۳/۱۵	۰/۰۷۶	۲/۹۴
	عمود بر گسل		۰/۳۴۴	۴۰/۵۵	۰/۱۲	۱/۰۴
	قائم		۰/۵۵۲	۱۸/۰۵	۰/۰۳	۲/۶۴
بم ۲۰۰۳ شهر بم (BAM) - ۱/۰ کیلومتر	موازی با گسل	۶/۶	۰/۶۳۵	۵۹/۶	۰/۰۹	۱/۴۴
	عمود بر گسل		۰/۷۹۳	۱۲۳/۷	۰/۱۶	۱/۶۸
	قائم		۰/۹۹۹	۳۷/۶۶	۰/۰۳	۱/۱۸

جدول (۳): مشخصات طیفی پس‌لرزه‌های مورد استفاده.

جنبش زمین	مؤلفه	بزرگای (M _w)	بیشینه شتاب زمین (g)	بیشینه سرعت زمین (سانتی‌متر/ثانیه)	نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب زمین (ثانیه)	(ثانیه) پر یود غالب
طبس ۱۹۷۸ دیپوک (DAY) ۱۷ کیلومتر	موازی با گسل	۷/۴	۰/۳۲۸	۲۰/۶	۰/۰۶	۰/۶
	عمود بر گسل		۰/۴۰۶	۲۶/۵	۰/۰۷	۰/۴
	قائم		۰/۱۸۳	۱۲	۰/۰۷	۱/۶۶
کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ ریو (RIO) ۱۸/۵ کیلومتر	موازی با گسل	۷/۰	۰/۳۸۵	۴۳/۹۲	۰/۱۲	۱/۳۰
	عمود بر گسل		۰/۵۴۹	۴۱/۷۸	۰/۰۸	۰/۴۷
	قائم		۰/۱۹۵	۹/۸۹	۰/۰۵	۱/۱۹
لوماپریتا ۱۹۸۹ کراالتوس (CLS) ۵/۱ کیلومتر	موازی با گسل	۶/۹	۰/۴۷۹	۴۵/۰۰	۰/۰۹	۰/۷۶
	عمود بر گسل		۰/۶۴۳	۵۵/۰۴	۰/۰۸	۰/۷۴
	قائم		۰/۴۵۵	۱۷/۶۰	۰/۰۴	۰/۲۴
نورثریج ۱۹۹۴ پاکویما (PKC) ۸/۲ کیلومتر	موازی با گسل	۶/۷	۰/۳۰۱	۳۱/۴۵	۰/۱۰۶	۰/۸۷
	عمود بر گسل		۰/۴۳۳	۵۱/۷۷	۰/۱۲۲	۰/۶۵
	قائم		۰/۱۶۹	۱۵/۵۱	۰/۰۹۳	۱/۹۵
امپریال ولی ۱۹۷۹ ال سنتر و (EL DA) ۵/۳ کیلومتر	موازی با گسل	۶/۵	۰/۴۸	۴۰/۸۱	۰/۰۹	۱/۴۰
	عمود بر گسل		۰/۳۵۲	۷۱/۲۶	۰/۲۱	۲/۶۸
	قائم		۰/۷۰۷	۲۰/۵۸	۰/۰۳	۴/۶۲



شکل (ا): پوش بیشینه دریفت طبقات در نقطه A پلان سازه ۱۰ طبقه
 شکل (ب): پوش بیشینه دریفت اصلی (جدول ۲) متناظر با؛ (الف) مؤلفه
 متعامد با گسل (ب) مؤلفه موازی گسل.

نسبی ماندگار، ستون عمودی مربوط به ارتفاع نسبی سازه و محور افقی به ترتیب مربوط به حداکثر دریفت لرزه‌ای طبقات و نیز دریفت ماندگار طبقات می‌باشد. پارامتر دریفت طبقه، جهت ارزیابی عملکرد سازه‌ها به صورت اختلاف جابه‌جایی جانبی دو کف متوالی

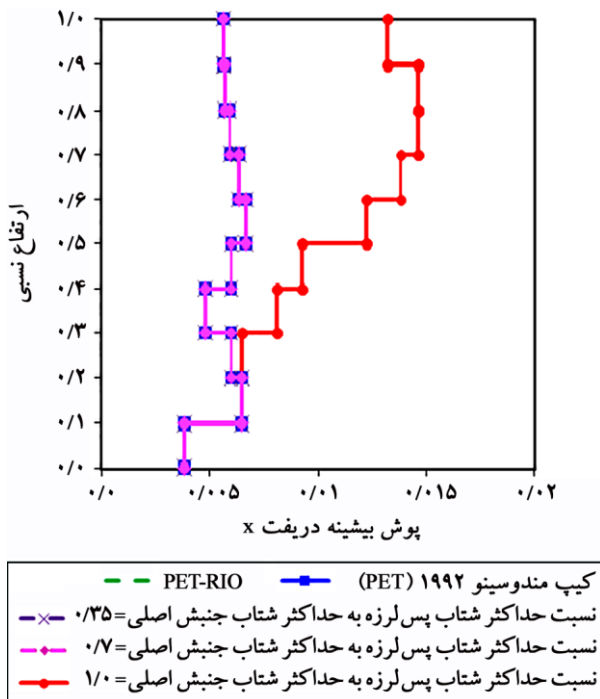
زمین و نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب زمین در مقایسه با رکوردهای حوزه دور می‌باشند.

۶- پارامترهای پاسخ لرزه‌ای تحت زلزله‌های متوالی

ارزیابی و تحلیل رفتار غیرخطی سازه‌ها در محدوده تغییر شکل‌های بزرگ، یک دیدگاه جامع در شناخت عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها می‌باشد. نیازهای لرزه‌ای و پارامترهای پاسخ مدل مطالعاتی با انجام یک سری تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی تحت زلزله‌های متوالی، به دقت مورد ارزیابی و تحلیل قرار گرفت. در همین راستا روش‌های انتگرال‌گیری عددی نیومارک β و نیز هیلبر α از دقت به نسبت بالاتری در مقایسه با سایر روش‌های تحلیلی ضمنی برخوردار می‌باشند. در این پژوهش، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی توسط انتگرال‌گیری عددی نیومارک و به روش شتاب متوسط ثابت (نیومارک $\gamma=1/2$ و $\beta=1/4$) انجام شد. همچنین، پارامترهای پاسخ ساختمان مطالعاتی تحت اثر زلزله‌های متوالی مصنوعی به صورت randomized مورد ارزیابی قرار گرفت. سازه مطالعاتی تحت اثر زلزله‌های متوالی حاوی پس‌لرزه در دو حالت بدون مقیاس و مقیاس شده با شدت‌های مختلف حداکثر شتاب پس‌لرزه (PGAAs) به حداکثر شتاب جنبش اصلی (PGAMs) مورد تحلیل قرار گرفته و با نتایج حاصله از در نظرگیری تنها جنبش اصلی مقایسه شد. مجموعه تحلیل‌های عددی در هر دو بخش بررسی کفایت مشخصات طراحی لرزه‌ای اسکلت مقاوم سازه مطالعاتی و نیز ارزیابی ساختار پاسخ غیرخطی تحت رکوردهای منفرد و ترکیبی (متوالی)، بر اساس کاربرد دو نرم‌افزار SAP 2000 و Perform3D صورت گرفته است [۲۶-۲۷].

پارامترهای پاسخ ساختمان مطالعاتی شامل بیشینه دریفت طبقات، دریفت ماندگار طبقات، مکانیسم مفاصل پلاستیک و آرایش نیرویی حاصل از لنگی برش می‌باشد. شکل‌های (۸) تا (۱۴) نمایش‌دهنده نمودارهای تغییرات پارامترهای پاسخ حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی می‌باشند. همان‌طور که از شکل‌ها مشاهده می‌شود، در نمودارهای مربوط به بیشینه دریفت و جابه‌جایی

متوالی کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) - کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (RIO)، پس لرزه شدید (PGAAs/PGAs=1.0) منجر به افزایش بیشینه دررفت در طبقات میانی و فوقانی شده است. حداکثر دررفت در طبقات پنجم و ششم سازه مطالعاتی ۱۰ طبقه تحت اثر زلزله متوالی کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) - کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (RIO) حاوی پس لرزه شدید، ۳۹ درصد بیشتر از بیشینه دررفت تحت تأثیر فقط جنبش اصلی می‌باشد. دامنه تغییرات حداکثر دررفت تحت اثر پس لرزه‌ها به ماهیت فیزیکی رکورد، پیروید غالب جنبش اصلی و مشخصات دینامیکی سازه وابسته است [۱۴ و ۲۳].



شکل (۹): پوش بیشینه دررفت طبقات در نقطه A پلان سازه ۱۰ طبقه شکل (۱) تحت تأثیر زلزله متوالی کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) - کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (RIO) با شدت حداکثر شتاب پس لرزه به حداکثر شتاب جنبش اصلی برابر با یک و متناظر با مؤلفه موازی گسل، (پس لرزه با شدت‌های نسبی ۰/۳۵، ۰/۷ و بدون مقیاس تأثیر ناچیزی در تغییر بیشینه دررفت دارد).

یکی دیگر از پارامترهای مهم پاسخ، جابه‌جایی نسبی ماندگار می‌باشد که بیانگر تغییر شکلی است که تحت اثر جنبش‌های

تقسیم بر ارتفاع طبقه تعریف شده است. ارزیابی دامنه تغییرات این پارامتر، بهترین همبستگی را با نمود خسارت در سازه دارد [۲۸-۳۱]. قابل ذکر است که پوش بیشینه دررفت طبقات حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی تحت جنبش‌های اصلی ذکر شده (جدول ۲) در نقطه A پلان مدل مطالعاتی، در شکل (۸) نمایش داده شده است. نتایج ناشی از اعمال رکوردهای حوزه نزدیک حاوی پالس، افزایش قابل ملاحظه‌ای در مقدار دررفت را نشان می‌دهد و مقادیر دررفت با حد مجاز آیین‌نامه (۰/۰۲) نیز مقایسه شد. بیشینه دررفت در ارتفاع سازه تحت رکوردهای متفاوت، بیشتر در طبقات میانی نمود روشن‌تر و بزرگ‌تری دارد. ارزیابی ساختار پاسخ لرزه‌ای سازه ۱۰ طبقه در راستای موازی گسل (مؤلفه LN)، نشان‌دهنده‌ی مقادیر بیش از ۲ درصد برای دررفت تحت رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک طیس ۱۹۷۸ (TAB) و نورتریج ۱۹۹۴ (SCS) می‌باشد. به عنوان نمونه، بیشینه دررفت تحت تأثیر رکورد نورتریج ۱۹۹۴ (SCS) حدود ۰/۰۳ می‌باشد که ۰/۰۱ بیشتر از حد مجاز آیین‌نامه است. این در حالی است که در راستای عمود بر گسل (مؤلفه TR)، مقدار دررفت تحت رکوردهای بم ۲۰۰۳ (BAM)، کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) و نورتریج ۱۹۹۴ (SCS) به بیش از ۲ درصد رسیده است. همچنین در راستای مؤلفه TR رکورد بم ۲۰۰۳ (BAM) به دلیل نزدیکی پیروید غالب این رکورد ($T_g=1.68$) به پیروید سازه ۱۰ طبقه (جدول ۱)، پاسخ بیشینه دررفت در تمامی طبقات به شدت تشدید شده و حداکثر دررفت به حدود ۰/۰۵۵ رسیده است. جنبش اصلی نورتریج ۱۹۹۴ (ARL) باعث دررفت به نسبت یکنواخت در ارتفاع سازه شده است [۱۴ و ۲۳].

بر اساس نتایج این پژوهش ملاحظه شد که تحت اکثر زلزله‌های متوالی مورد استفاده، پاسخ حداکثر دررفت تحت تأثیر جنبش اصلی حوزه نزدیک است و پس لرزه با شدت‌های متفاوت حداکثر شتاب پس لرزه به حداکثر شتاب جنبش اصلی، نیاز حداکثر دررفت را چندان افزایش نمی‌دهد. بر طبق شکل (۹)، در جهت مؤلفه موازی با گسل متناظر با زلزله

بم ۲۰۰۳ (BAM) باعث ایجاد حداکثر دررفت ماندگار در حدود ۰/۰۲۴ شده، این نتیجه به دلیل نزدیکی پر یود غالب جنبش اصلی بم ۲۰۰۳ (BAM) به پر یود اساسی سازه ۱۰ طبقه می‌باشد. نکته دیگر آنکه پس‌لرزه با شدت‌های متفاوت حداکثر شتاب پس‌لرزه به حداکثر شتاب جنبش اصلی، منجر به تغییر نسبی مقدار دررفت ماندگار می‌شود.

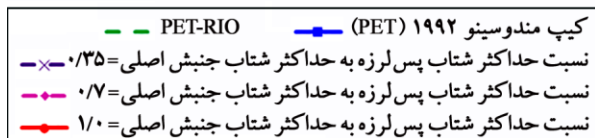
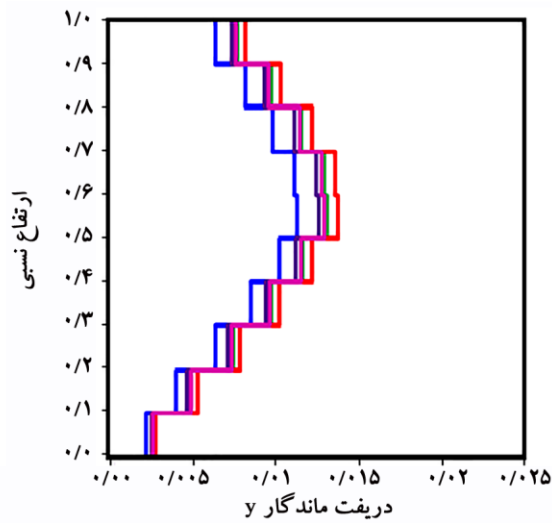
باید توجه داشت که تحت بیشتر زلزله‌های متوالی با تغییر شدت پس‌لرزه، تغییر قابل ملاحظه‌ای در پارامتر دررفت ماندگار مشاهده نمی‌شود (شکل ۱۰). وقوع پس‌لرزه با شدت‌های متفاوت بعد از جنبش اصلی طبس ۱۹۷۸ (TAB)، باعث افزایش نسبی دررفت ماندگار در طبقات فوقانی سازه شده است. به عنوان نمونه، مقدار دررفت ماندگار در طبقه هفتم تحت اثر جنبش اصلی طبس ۱۹۷۸ (TAB) در حدود ۰/۰۰۲۵ می‌باشد که با وقوع پس‌لرزه طبس ۱۹۷۸ (DAY)، این مقدار به حدود ۰/۰۰۵ رسیده است. مقدار دررفت ماندگار تحت اثر زلزله متوالی نورث‌ریج ۱۹۹۴ (SCS) - نورث‌ریج ۱۹۹۴ (PKC) با شدت‌های متفاوت پس‌لرزه در مقایسه با جنبش اصلی نورث‌ریج ۱۹۹۴ (SCS) کاهش نسبی کوچکی یافته است. سازه مطالعاتی تحت اثر رکورد بم ۲۰۰۳ (BAM)، مقدار دررفت ماندگار بیش از ۲ درصد را تجربه کرده و از سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) نیز گذر نموده است. همچنین قابل ذکر است که محتوای فرکانسی پس‌لرزه عامل مهمی در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها به شمار می‌آید.

توزیع بیشینه نیروی محوری ستون‌های طبقه اول قاب محیطی AB در راستای Y پلان سازه تحت جنبش‌های اصلی به همراه مقدار میانگین آن در شکل (۱۱) نشان داده شده است. در این نمودار، محور عمودی نشان‌دهنده نیروی محوری ستون‌ها و محور افقی نمایشگر شماره ستون می‌باشد. بر طبق نتایج این تحقیق، وقوع پس‌لرزه بعد از جنبش‌های اصلی حوزه نزدیک طبس ۱۹۷۸ (TAB)، لوماپریتا ۱۹۸۹ (LGP)، کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) و نورث‌ریج ۱۹۹۴ (SCS) تأثیر چندانی در تغییر نیروی محوری نداشته و پاسخ سازه تحت تأثیر جنبش اصلی است.

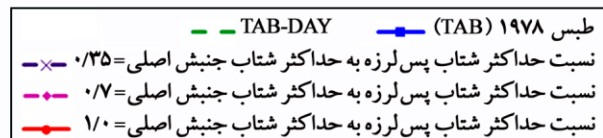
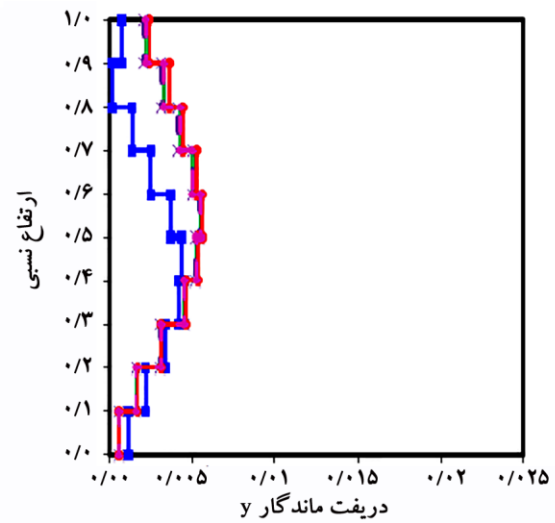
نیرومند در سازه باقی می‌ماند. این پارامتر جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه بعد از زلزله‌های نیرومند، مفید می‌باشد و می‌تواند به عنوان معیار مناسبی جهت ارزیابی میزان خسارت وارده بر سازه تحت اثر جنبش اصلی تعیین شود. باید توجه داشت که فرآیندهای ارزیابی و طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد بر روی پارامتر حداکثر دررفت جهت ارزیابی سازه‌ها تأکید نموده‌اند، در حالی که نتایج مطالعات پیشین بیانگر این است که پارامتر جابه‌جایی جانبی ماندگار بعد از تحریک زلزله نیز نقش مهمی در تعریف دامنه عملکرد لرزه‌ای سازه ایفا می‌کند.

مطابق با توصیه‌های گزارش FEMA ۳۵۶، حداکثر نیاز دررفت ماندگار طبقه برای سطوح عملکرد ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) به ترتیب نباید از ۱ درصد و ۴ درصد بیشتر شود. باید دانست که مقدار زیاد دررفت ماندگار می‌تواند حاکی از وضعیت بحرانی سازه و احتمال وقوع ناپایداری دینامیکی باشد. همچنین به طور کلی مقدار کوچک دررفت ماندگار نمی‌تواند حاکی از خسارت کم سازه باشد. توضیح این امر از آن رو است که ممکن است، اسکلت آسیب دیده سازه بعد از نوسانات چرخه‌ای در حداکثر جابه‌جایی خود متوقف نشود. در این پژوهش، پارامتر دررفت ماندگار طبقات به عنوان یک پارامتر اصلی جهت ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه تحت اثر زلزله‌های متوالی انتخاب گردید. شکل (۱۰) تغییرات دررفت ماندگار طبقات واقع در محل مرکز جرم در راستای Y پلان سازه ۱۰ طبقه تحت زلزله‌های متوالی SCS-PKC, PET-RIO, SCS-AB, TAB-DAY و BAM-EL DA با شدت‌های متفاوت حداکثرهای شتاب پس‌لرزه به شتاب جنبش اصلی را نشان می‌دهد [۱۴ و ۲۳].

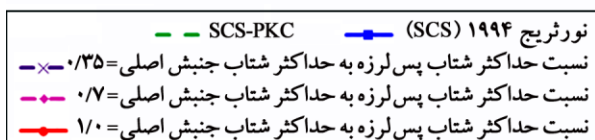
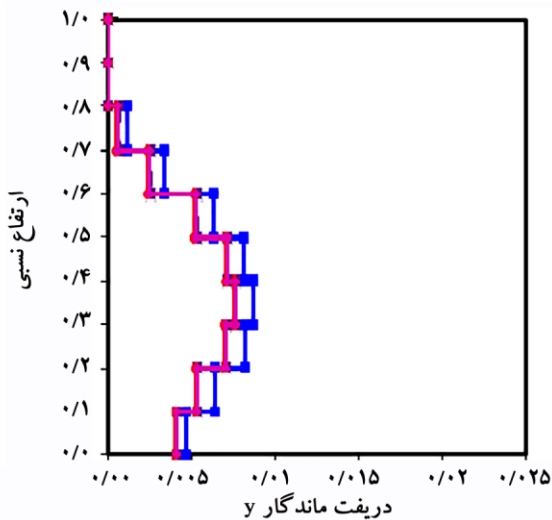
همان‌طور که در شکل (۱۰) مشاهده می‌شود، حداکثر دررفت ماندگار در طبقات میانی و فوقانی سازه، متمرکز شده است. بر طبق شکل (۱۰) با تغییر شدت پس‌لرزه، جابه‌جایی نسبی ماندگار مسیر مشخصی ندارد. به عنوان نمونه، زلزله متوالی بم ۲۰۰۳ (BAM) - امپریال ولی ۱۹۷۹ (EL DA) با پس‌لرزه شدید (PGAAs/PGAs=1.0) در طبقات فوقانی سازه منجر به دررفت ماندگار کمتری در مقایسه با پس‌لرزه با شدت PGAAs/PGAs=0.35 شده است. رکورد



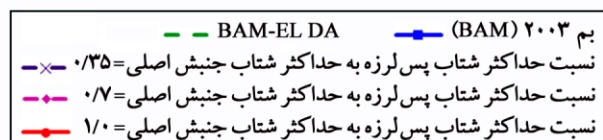
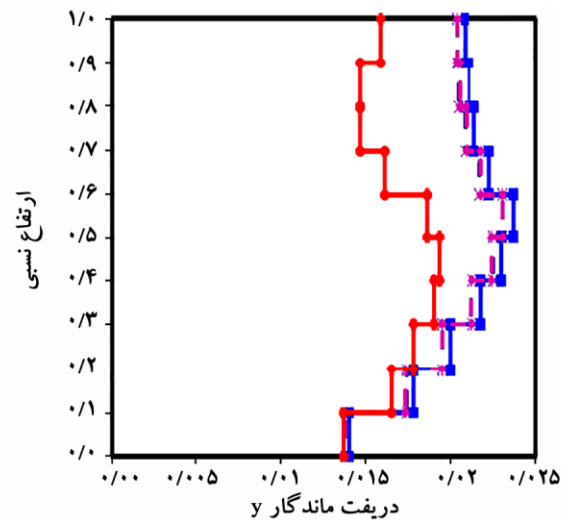
(ب)



(الف)

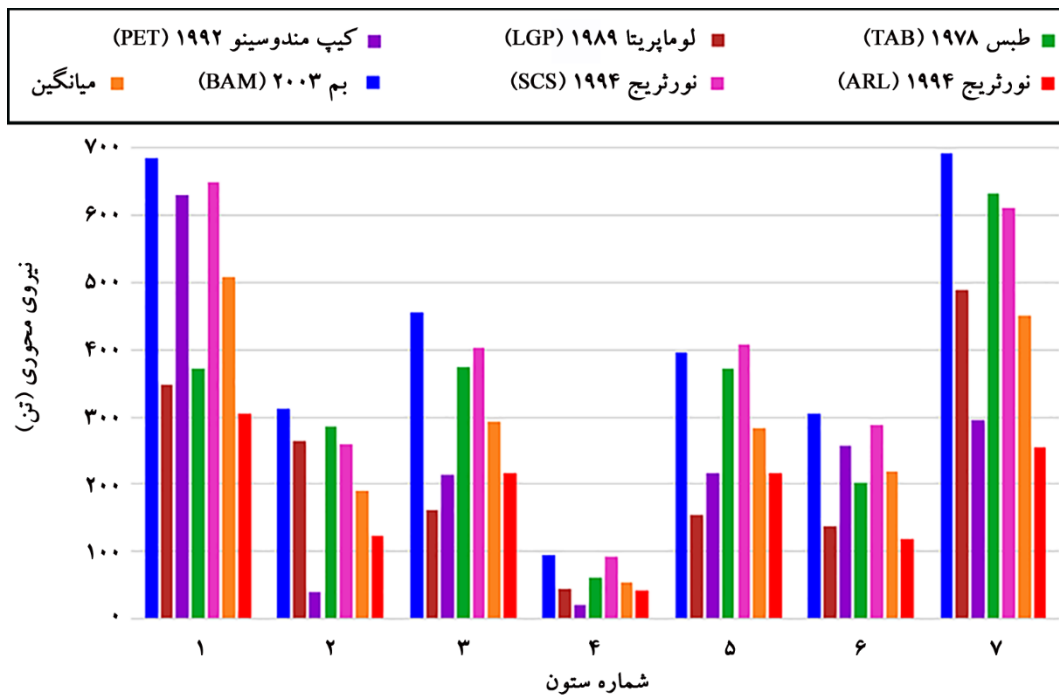


(ت)



(پ)

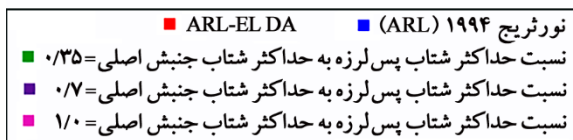
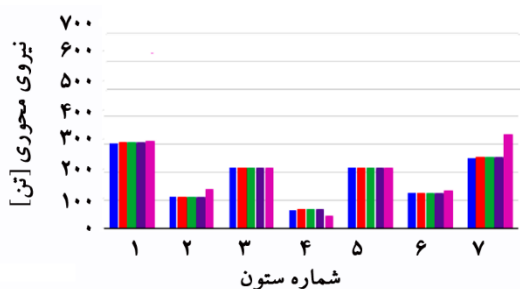
شکل (۱۰): دریفت ماندگار در ثانیه آخر تحریک واقع در محل مرکز جرم طبقات سازه ۱۰ طبقه شکل (۱) تحت زلزله‌های متوالی؛ (الف) طیس ۱۹۷۸ (TAB) - طیس ۱۹۷۸ (DAY)، (ب) کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) - کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (RIO)، (پ) بم ۲۰۰۳ (BAM) - امپریال ولی ۱۹۷۹ (EL DA) و (ت) نورتریج ۱۹۹۴ (SCS) - نورتریج ۱۹۹۴ (PKC) با شدت‌های متفاوت حداکثر شتاب پس لرزه به حداکثر شتاب جنبش اصلی.



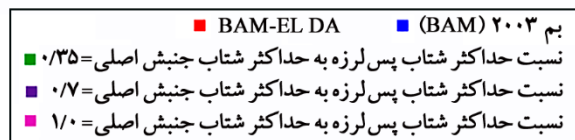
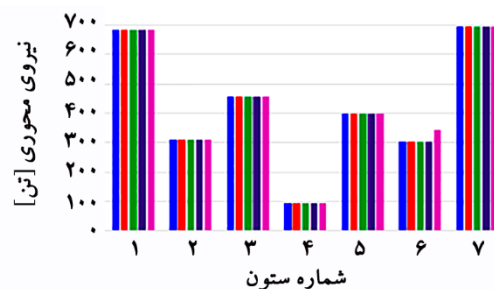
شکل (۱۱): پیشینه نیروی محوری دینامیکی ستون‌های قاب خمشی AB شکل (۱) پلان سازه مطالعاتی ۱۰ طبقه تحت جنبش‌های اصلی مورد استفاده (محل هر ستون در پلان و نمای سازه در شکل (۱) مشخص شده است).

در طبقات پایین‌تر و به‌ویژه در تراز فونداسیون باعث می‌شود تا مقدار نیروی محوری در ستون‌های گوشه، بزرگ‌تر از ستون‌های مرکزی در قاب‌های پیرامون سازه گردد. این موضوع به علت انعطاف‌پذیری شاه‌تیرهایی است که اثرات لنگی برش را تحمل می‌کنند.

همچنین بر اساس شکل (۱۲)، پس‌لرزه امپریال ولی ۱۹۷۹ (EL DA) (جدول ۳) با شدت $PGAAs/PGAs=1.0$ بعد از جنبش اصلی بم ۲۰۰۳ (BAM) باعث افزایش نیروی محوری ستون شماره ۶ شده و اندازه آن در حدود ۴۰ تن می‌باشد. روند تأثیرات بارهای جانبی



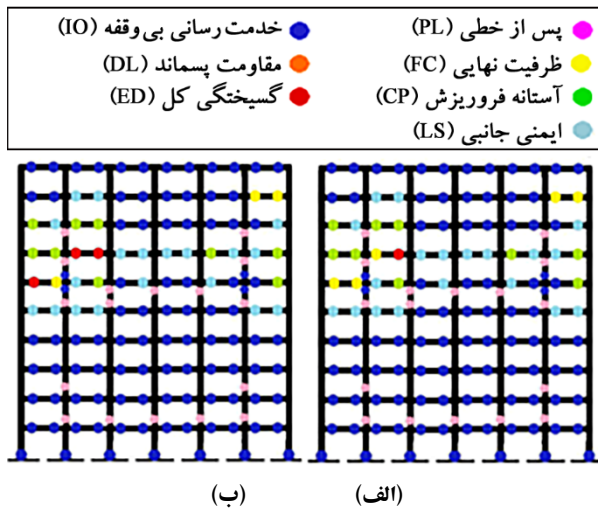
(ب)



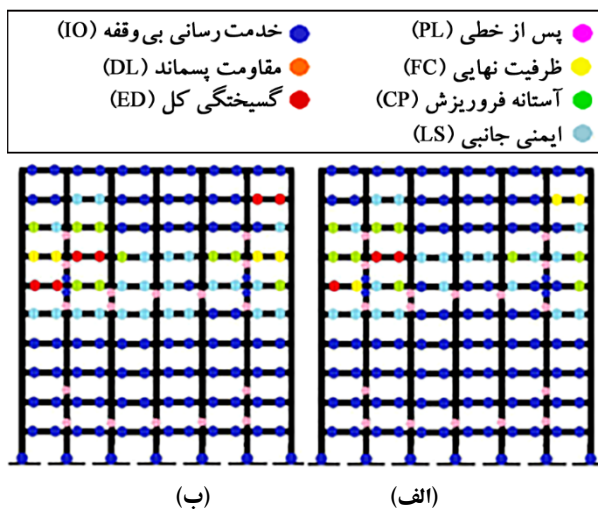
(الف)

شکل (۱۲): پیشینه نیروی محوری دینامیکی همگی ستون‌های قاب خمشی AB شکل (۱) در راستای Y پلان سازه مطالعاتی ۱۰ طبقه تحت آرایش‌های مختلف زلزله متوالی متناظر با زلزله: (الف) بم ۲۰۰۳ (BAM) - امپریال ولی ۱۹۷۹ (EL DA)، (ب) نورتریج ۱۹۹۴ (ARL) - امپریال ولی ۱۹۷۹ (EL DA) (محل هر ستون در پلان و نمای سازه در شکل (۱) مشخص شده است).

زلزله متوالی بم ۲۰۰۳ (BAM) - امپریال ولی ۱۹۷۹ (EL DA) با شدت‌های حداکثر شتاب پس‌لرزه به حداکثر شتاب جنبش اصلی متفاوت و نیز جنبش اصلی حوزه نزدیک بم ۲۰۰۳ (BAM) در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) به نمایش درآمده است.



شکل (۱۳): ساختار مفاصل غیرخطی تشکیل شده قاب خمشی CD شکل ۱ پلان سازه مطالعاتی ۱۰ طبقه؛ (الف) رکورد حوزه نزدیک بم ۲۰۰۳ (BAM)، (ب) زلزله متوالی بم ۲۰۰۳ (BAM) - امپریال ولی ۱۹۷۹ (EL DA) در حالت پس‌لرزه بدون مقیاس.



شکل (۱۴): ساختار مفاصل غیرخطی تشکیل شده قاب خمشی CD شکل ۱ پلان سازه مطالعاتی ۱۰ طبقه؛ (الف) زلزله متوالی بم ۲۰۰۳ (BAM) - امپریال ولی ۱۹۷۹ (EL DA) با شدت‌های حداکثر شتاب پس‌لرزه به حداکثر شتاب جنبش اصلی برابر با ۰/۳۵ و ۰/۷، (ب) زلزله متوالی بم ۲۰۰۳ (BAM) - امپریال ولی ۱۹۷۹ (EL DA) با شدت‌های حداکثر شتاب پس‌لرزه به حداکثر شتاب جنبش اصلی برابر با ۱.

بدین ترتیب با توجه به شکل (۱۱) نیروهای محوری در ستون‌های گوشه پلان، بزرگ‌تر از ستون‌های داخلی حاصل شده است. نمود این ساختار تحت رکوردهای نیرومند زلزله، شدیدتر نیز خواهد بود. به عنوان نمونه، بیشینه نیروی محوری ستون شماره ۱ تحت اثر رکورد بم ۲۰۰۳ (BAM) برابر با ۶۸۵ تن می‌باشد که چندین برابر نیروی محوری ستون شماره ۴ است.

مطابق با شکل (۱۲) وقوع پس‌لرزه امپریال ولی ۱۹۷۹ (EL DA)

بعد از جنبش اصلی نورتریج ۱۹۹۴ (ARL) باعث افزایش نیروی محوری ستون شماره ۷ در حدود ۸۰ تن می‌شود. همچنین افزایش نسبی نیروی محوری در برخی دیگر از ستون‌های این قاب (شکل ۱) نیز ملاحظه شده است. اثرات انتشار امواج و ماهیت اتفاقی رکوردهای زلزله در ایجاد توزیع نامتقارن نیروی محوری المان‌های ستون نقش دارد. چنانچه در فرآیند گسیختگی گسل، سرعت انتشار امواج برشی افقی S_H و عمودی S_V با سرعت گسیختگی ساختار گسل هم‌پایه گردند، بخش بزرگی از انرژی جنبشی رکورد با نمود پالس‌های بزرگ، پدیده و با پیروی بلند پدیدار خواهد شد. اندرکنش دارای ماهیت اتفاقی ناشی از این دو گروه امواج نیرومند زلزله نیز می‌تواند سبب بروز تغییرات شدید در برآیند نیروی محوری المان‌های ستون در اسکلت مقاوم سازه شود. رکورد بسیار نیرومند BAM حاوی اثرات پر قدرت جهت‌داری پیش‌رونده و رکورد به نسبت نیرومند ARL از زلزله نورتریج ۱۹۹۴ نیز دارای ماهیت جهت‌داری خنثی^۹ است. هر دو مؤلفه LN و TR این رکوردها به‌ویژه در باند فرکانس‌های پایین (کمتر از ۱۰ هرتز) در ساختار طیف فوریه خود، دارای ماهیت پراورزی می‌باشند. همچنین، بازه فرکانس‌های پایین نیز متناظر با محورهای پیرودی یک سازه مطالعاتی است. این دو رکورد، به‌مراتب از پس‌لرزه (EL DA) نیرومندتر هستند به‌طوری‌که بیشترین و بزرگ‌ترین نمود رفتار غیرخطی سازه مطالعاتی در همان بازه زمانی رکورد اصلی است [۱۴].

ساختار نهایی و آرایش تشکیل مفاصل پلاستیک حاصل از

ارزیابی رفتار لرزه‌ای غیرخطی مدل ۱۰ طبقه مطالعاتی تحت اثر

است سبب افزایش ناچیز در دامنه عددی متناظر با همان تراز گردد. همچنین در برخی موارد که پس‌لرزه به صورت طبیعی دارای ماهیت نیرومند باشد، با مقیاس شدن به شدت بالاتر، سطح عملکرد اسکلت مقاوم نیز تغییر می‌کند.

۷- نتیجه‌گیری

هدف از این پژوهش، ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان فولادی ۱۰ طبقه با اسکلت قاب محیطی دسته شده تحت تأثیر زلزله‌های متوالی می‌باشد. به دلیل عدم وجود تعداد مناسب زلزله‌های متوالی واقعی، شتاب‌نگاشت‌های ترکیبی مورد استفاده در این پژوهش، به صورت Randomized تولید شدند. در این مطالعه از شش دسته زلزله متوالی مصنوعی با شدت‌های حداکثر شتاب پس‌لرزه به حداکثر شتاب جنبش اصلی متفاوت و نیز حالت پس‌لرزه بدون مقیاس، جهت بررسی پارامترهای پاسخ سازه استفاده شد. عملکرد لرزه‌ای ساختمان مطالعاتی نیز از دیدگاه پارامترهای بیشینه دررفت طبقات، دررفت ماندگار طبقات، آرایش نیرویی حاصل از لنگی برش و مکانیسم مفاصل پلاستیک مورد ارزیابی قرار گرفت.

باید دانست که در راستای مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل (مؤلفه TR)، بیشینه دررفت تحت اثر رکورد نیرومند بم ۲۰۰۳ (BAM) در تمامی طبقات سازه به بیش از حد مجاز آیین‌نامه رسیده که این نتیجه به دلیل نزدیکی پریرود غالب جنبش اصلی بم ۲۰۰۳ (BAM) به پریرود اساسی سازه ۱۰ طبقه می‌باشد. نتایج این پژوهش بیانگر این است که پس‌لرزه‌های رخ داده پس از وقوع اکثر رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، در تغییر پارامتر حداکثر دررفت طبقات تأثیر قابل توجهی ندارند. وقوع پس‌لرزه شدید (PGAAs/PGAs=1.0) بعد از جنبش اصلی کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) در جهت موازی صفحه شکست گسل (مؤلفه LN)، منجر به افزایش مقدار بیشینه دررفت در طبقات میانی و فوقانی می‌گردد. نتایج حاکی از این است که با تغییر شدت پس‌لرزه، جابه‌جایی نسبی ماندگار مسیر مشخصی ندارد و

همان‌طور که در شکل‌ها به وضوح دیده می‌شود، رفتار لرزه‌ای سازه تحت اثر رکورد حوزه نزدیک بم ۲۰۰۳ (BAM) به حد فراتر از آستانه فروریزش رسیده است. پس‌لرزه امپریال ولی ۱۹۷۹ (EL DA) در حالت بدون مقیاس، دامنه رفتار غیرخطی سازه را در مقایسه با جنبش اصلی بم ۲۰۰۳ (BAM)، به اندازه ناچیزی افزایش می‌دهد و بر اساس شکل (۱۴) نیز پس‌لرزه شدید (PGAAs/PGAs=1.0) منجر به افزایش نه‌چندان زیادتر دامنه رفتار غیرخطی سازه می‌گردد.

اعمال ضرایب مربوط به نسبت‌های مختلف مقیاس‌گذاری پس‌لرزه‌ها می‌تواند افزایش تراز انرژی حمل شونده توسط هر دو باند فرکانس‌های پایین (کمتر از ۱۰ هرتز) و بالای (بیش از ۲۰ هرتز) یک رکورد زلزله را در پی داشته باشد. نمود این ویژگی برای پس‌لرزه ضعیف نیز افزایش پارامترهای نیاز غیرخطی، به‌ویژه به صورت اثرات تشدید یافته موضعی در اسکلت مقاوم را در پی خواهد داشت. بدین لحاظ، دامنه عددی عملکرد بسیاری از مفاصل تشکیل شده غیرخطی، تحت اثر اعمال پس‌لرزه با محتوای فرکانسی تقویت شده در بازه بالاتر از ۲۰ هرتز، چندان افزایش نمی‌یابد.

قابل ذکر است که نماد PL، شروع دامنه رفتار غیرخطی و وقوع تسلیم را نشان می‌دهد. بدون توجه به مقدار تغییر شکل معرفی شده برای عملکرد PL، هیچ تغییر شکلی بزرگی در حوزه مفصل غیرخطی (احتمالی) تا قبل از رسیدن به این نقطه اتفاق نمی‌افتد. سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) به تراز رفتاری اطلاق می‌گردد که در اثر وقوع زلزله، مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکند و استفاده بی‌وقفه از آن ممکن باشد. باید توجه داشت که در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS)، سازه ممکن است خسارت قابل ملاحظه‌ای تجربه کند. سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP) نیز زمانی رخ می‌دهد که سازه به آستانه ناپایداری کلی یا موضعی رسیده باشد. بدین لحاظ در مواردی که پس‌لرزه شدت کمی داشته باشد، سبب ایجاد تغییر مشخص در سطح عملکرد اسکلت مقاوم نشده و تنها ممکن

- developments in tall buildings: current trends and future prospects. *Architectural Science Review*, **50** (3), 205-223.
5. Ruiz-García, J. and Negrete-Manriquez, J.C. (2011) Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences. *Engineering Structures*, **33**(2), 621-634.
 6. Mahin, S.A. (1980) Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes. *7th World Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, Turkey, **5**, 677-680.
 7. Fragiaco, M, Amadio, C. and Macorini, L. (2004) Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions. *Engineering Structures*, **26**(13), 2021-2035.
 8. Hatzigeorgiou, G.D. (2010) Ductility demand spectra for multiple near-and far-fault earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**(4), 170-183.
 9. Ruiz-García, J. (2012) Mainshock-aftershock ground motion features and their influence in building's seismic response. *Journal of Earthquake Engineering*, **16**(5), 719-737.
 10. Hatzigeorgiou, G.D. and Liolios, A.A. (2010) Nonlinear behavior of RC frames under repeated strong ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**(10), 1010-1025.
 11. The Iranian National Building Code (Steel Structures- Division 10), Tehran, Iran, 2014.
 12. The Iranian National Building Code (Design Loads for Buildings- Division 6), Tehran, Iran, 2014.
 13. Standard No. 2800 (2014) Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (4th Edition), Tehran, Iran.
 14. Mohammadi, S. (2017) Assessment of Seismic Demand Parameters of Modular Steel Building Under Strong Earthquake Records Containing the Effects of Aftershocks. M.Sc. Thesis, Kharazmi University, Tehran, Iran (in Persian).
 15. FEMA 356 (1998) Federal Energy Management

در بعضی موارد، پس‌لرزه منجر به کاهش کوچک نسبی دررفت ماندگار می‌شود. بدین ترتیب ممکن است که سازه در پی نوسانات چرخه‌ای در حداکثر جابه‌جایی خود متوقف نشود. جنبش اصلی بم ۲۰۰۳ (BAM) باعث ایجاد بیشترین دررفت ماندگار در حدود ۰/۰۲۴ در سازه مطالعاتی شده و بر طبق ضوابط ۳۵۶ FEMA، دامنه پاسخ از سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) عبور کرده است.

باید توجه داشت که حضور پالس‌های نیرومند و پردامنه در تاریخچه زمانی رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک باعث تشکیل مفاصل غیرخطی در مدل سازه‌ای می‌گردد. همچنین در صورت نزدیکی پریود غالب پس‌لرزه و جنبش اصلی و یا نزدیکی پریود غالب پس‌لرزه به پریود سازه خسارت دیده تحت اثر جنبش اصلی، وجود پس‌لرزه نیز دامنه رفتار غیرخطی سازه را افزایش می‌دهد. ملاحظه شد که تحت اثر رکوردهای نیرومند، نیروی محوری در ستون‌های گوشه پلان به مراتب بیشتر از ستون‌های میانی می‌شود. نکته عمومی دیگر آنکه وقوع پس‌لرزه بعد از جنبش‌های اصلی نیرومند و حوزه نزدیک طبس ۱۹۷۸ (TAB)، لوماپریتا ۱۹۸۹ (LGP)، کیپ مندوسینو ۱۹۹۲ (PET) و نورث‌ریچ ۱۹۹۴ (SCS)، تأثیری در تغییر بیشینه نیروی محوری ستون‌های سازه ندارد.

مراجع

1. Hatzivassiliou, M. and Hatzigeorgiou, G.D. (2015) Seismic sequence effects on three-dimensional reinforced concrete buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **72**, 77-88.
2. Yaghmaei-Sabegh, S. and Ruiz-García, J. (2016) Nonlinear response analysis of SDOF systems subjected to doublet earthquake ground motions: A case study on 2012 Varzaghan-Ahar events. *Engineering Structures*, **110**, 281-292.
3. Hatzigeorgiou, G.D. and Beskos, D.E. (2009) Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes. *Engineering Structures*, **31**(11), 2744-2755.
4. Ali, M.M. and Moon, K.S. (2007) Structural

25. PEER Ground Motion Database, <http://peer.berkeley.edu>.
26. Computer and Structures, Inc. SAP2000, Structural Analysis Program. Berkeley, CA, 2000.
27. CSI PERFORM3D, Structural Analysis Software, Berkeley, CA, 2007.
28. Manie, S., Moghadam, A.S., and Ghafory-Ashtiany, M. (2016) Probabilistic assessment of collapse behavior of low-rise buildings with asymmetry in plan. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, **2**, 47-69 (in Persian).
29. Akkar, S., Yazgan, U., and Gülkan, P. (2005) Drift estimates in frame buildings subjected to near-fault ground motions. *Journal of Structural Engineering*, **131**(7), 1014-1024.
30. Bojórquez, E. and Ruiz-García, J. (2013) Residual drift demands in moment-resisting steel frames subjected to narrow-band earthquake ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **42**(11), 1583-1598.
31. Ruiz-García, J. (2012) Issues on the response of existing buildings under mainshock-aftershock seismic sequences. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.
- Agency (FEMA), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.
16. FEMA 440 (2005) Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Applied Technology Council (ATC-55 Project).
17. Movahed, H., Mashkat-Dini, A., and Tehranizadeh, M. (2012) Seismic behavior of steel special moment-resisting frames affected by strong ground motions in near fault areas. *15th World Conference of Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.
18. MacRae, G.A. and Mattheis, J. (2000) Three-dimensional steel building response to near-fault motions. *Journal of Structural Engineering*, **126**(1), 117-126.
19. Yaghmaei-Sabegh, S. (2013) Wavelet-based Analysis for Pulse Period of Earthquake Ground-motions. *International Journal of Engineering-Transactions A: Basics*, **26**(10), 1135-1144.
20. Azhdarifar, M., Mashkat-Dini, A., and Moghadam, A.S (2015) Assessment of Seismic response of Mid-Rise Steel Buildings with Structural Configuration of Framed Tube Skeletons. *7th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering (SEE7)*, Tehran, Iran.
21. Zafarani, H. and Soghrat, M. (2016) The selected databases of strong ground motions of Iran's earthquakes. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, **2**, 21-34 (in Persian).
22. Hayden, C. P., Bray, J. D., and Abrahamson, N. A. (2014). Selection of near-fault pulse motions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **140**(7), DOI:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001129.
23. Mohammadi, S., Ahmadi, A., Azhdarifar, M., and Mashkat-Dini, A. (2016) Evaluation of drift demand of steel buildings with modular skeleton in near fault areas. *2nd National Conference on Iranian Structural Engineering*, Tehran, Iran (in Persian).
24. Ruiz-García, J., Marín, M.V., and Terán-Gilmore, A. (2014) Effect of seismic sequences in reinforced concrete frame buildings located in soft-soil sites. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **63**, 56-68.

واژه‌نامه

Aftershock	۱- پس لرزه
Shear Lag	۲- لنگی برش
Bundled Tube	۳- قاب محیطی دسته شده
Residual Drift	۴- جابه‌جایی نسبی ماندگار
Near Field	۵- حوزه نزدیک
Dominant Period	۶- پر یود غالب
Fling Step	۷- گام پرتابی
Forward Directivity	۸- جهت‌داری پیش‌رونده
Neutral Directivity	۹- جهت‌داری خنثی

The Effects of Multiple Strong Ground Motions on the Steel Modular Bundled Tube Resistant Structures in Near-Field Areas

Shahrzad Mohammadi¹ and Afshin Meshkat-Dini^{2*}

1. M.Sc. Graduate, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

2. Assistant Professor, Kharazmi University, Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: meshkat@khu.ac.ir

Study of the seismological aspects of major earthquakes occurred in California, Japan and New Zealand indicates that the structures located in regions with high level of seismicity, experience aftershocks with different intensities in addition to the mainshock. Multiple earthquakes create inelastic response in structures and lead to the accumulation of considerable damage in the structural and non-structural elements. The aim of this research is to determine the effect of aftershocks on the response parameters of a 10-story steel bundled tube frame structure. According to the analytical results of this study, the occurrence of severe aftershocks following the near-field earthquakes does not have a significant contribution to the changing maximum inter-story drift parameter. Additionally, by increasing the intensity of the aftershocks, the residual inter-story drift does not indicate a clear trend height-wise, obviously. Moreover, when the dominant period of the mainshock is close to the fundamental period of the structure, and the dominant period of the aftershock is close to the fundamental period of the damaged structure, then the occurrence of the aftershock increases the amplitude of the nonlinear response of structural elements. The response parameters studied in the current paper include maximum inter-story drift, residual inter-story drift, plastic hinge mechanism and induced forces due to shear lag effect .

It should be noted that the maximum inter-story drift in all stories of the studied structure subjected to the fault normal component of the Bam 2003 mainshock record has exceeded the allowable value prescribed by the Iranian seismic code 2800. This is due to the dominant period of the Bam record that is very close to the fundamental period of the studied structure. The findings of this study display that the occurrence of the aftershocks following the mainshock does not change the maximum inter-story drift considerably. Moreover, the strong aftershock ($PGA_{as}/PGA_{ms}=1.0$) occurring after the Cape Mendocino 1992 mainshock i.e. PET record, increased the maximum inter-story drift at the middle and upper stories. Results apply that by changing the aftershock intensities, no clear trend in residual drift values is emerged. The reason could be attributed to the fact that the damaged structure may not have the more maximum displacement when it stops oscillating. However, the Bam mainshock record caused maximum residual drift equal to 0.024, which according to FEMA356 is beyond the Life Safety (LS) performance level.

Keywords: Near-Field Record, Mainshock, Aftershock, Bundled Tube, Residual Drift, Seismic Performance.