

چکیده

در بسیاری از آیین‌نامه‌های ساختمانی ضوابط طراحی بر اساس لرزش اصلی بوده و اثرات پس‌لرزه در تحلیل و طراحی ساختمان در نظر گرفته نمی‌شود. تجربه وقوع زمین‌لرزه‌های گذشته نشان داده که وقوع پس‌لرزه می‌تواند تأثیر بسزایی در افزایش مقدار جابه‌جایی سازه، نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک، تغییر سطح عملکرد سازه و گاهی انهدام سازه داشته باشد. لذا در این تحقیق مطالعه وسیعی بر روی پاسخ غیرخطی رده‌های مختلف سازه‌ای اعم از کوتاه‌مرتبه، میان‌مرتبه و بلندمرتبه (ساختمان‌های ۴، ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۲۰ طبقه) بتن‌آرمه قاب خمشی تحت اثر هفت رکورد منفرد (فقط لرزش اصلی) و هفت رکورد دارای پس‌لرزه (لرزش اصلی به همراه پس‌لرزه) انجام شده است. میانگین دوران پلاستیک و نحوه تشکیل آنها و همچنین چرخش طبقه و سطح عملکرد سازه تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی محاسبه و با هم مقایسه شد. نتایج نشان می‌دهد تحت اثر پس‌لرزه ساختمان دچار خرابی‌های شدیدی شده و تعداد مفاصلی که از محدوده LS عبور می‌کند به‌طور قابل توجهی افزایش می‌یابد به طوری که این مقدار در ساختمان ۱۳ طبقه ۳۱ برابر شده به گونه‌ای که بعد از وقوع زمین‌لرزه در آستانه فروریزش قرار گرفت. در همه سازه‌ها به جز ساختمان ۴ طبقه، تحت رکورد زلزله‌ی دارای پس‌لرزه، مفاصل پلاستیک در ستون‌های بعضی از طبقات تشکیل شد. همچنین مقدار میانگین دوران پلاستیک در ساختمان ۲۰ طبقه در طبقه دهم تا ۲۵ درصد نسبت به سایر طبقات افزایش داشته است. مقدار چرخش طبقه به‌طور قابل توجهی تحت اثر پس‌لرزه افزایش داشت به طوری که در ساختمان ۱۰ طبقه، در طبقه چهارم این مقدار تا ۹/۴۱ برابر شده است.

واژگان کلیدی: تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، زلزله منفرد، پس‌لرزه، مفصل پلاستیک، چرخش طبقه.

تأثیر زلزله‌های پی‌درپی در ترتیب وقوع و محل تشکیل مفاصل پلاستیک ساختمان‌های بتن‌آرمه

محمد بنی‌اسدی

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

علیرضا مرتضایی (نویسنده مسئول)

دانشیار، مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه‌ای و بتن توانمند، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران،
 a.mortezaei@semnaniau.ac.ir

۱- مقدمه

بزرگ‌گای $M_w=6/4$ در شمال شرقی شهرستان تبریز به وقوع پیوست، دارای پس‌لرزه‌ای با بزرگ‌گای $M_w=6/3$ بود که تقریباً ۱۱ دقیقه بعد اتفاق افتاد، به گونه‌ای که وقوع لرزش اصلی و پس‌لرزه‌ها منجر به کشته شدن ۳۲۷ نفر و زخمی شدن بیش از ۳۰۰۰ نفر گردید [۱]. همچنین بعد از زلزله سال ۱۹۹۴ نورثریج با بزرگ‌گای $M_w=6/7$ که در ناحیه لس‌آنجلس در کالیفرنیا اتفاق افتاد، یک پس‌لرزه با بزرگ‌گای $M_w=6$ تقریباً یک دقیقه بعد از آن احساس شد [۲]. یا بعد از لرزش اصلی ($M_w=8/8$) در زلزله ۲۷

زلزله‌های گذشته نشان داده‌اند که یک زمین‌لرزه قوی به دنبال خود پس‌لرزه‌هایی را دارد که از نظر بزرگ‌گای نسبت به لرزش اصلی کوچک‌تر بوده ولی اغلب در نواحی آسیب‌دیده از این لرزش اصلی تولید پس‌لرزه‌های متوسط تا قوی می‌نمایند. از این‌رو سازه‌های ساخته‌شده در نواحی لرزه‌خیز نه فقط تحت تأثیر یک رویداد لرزه‌ای تنها هستند، بلکه این رویداد لرزه‌ای شامل پیش‌لرزه‌ها، لرزش اصلی و پس‌لرزه‌ها می‌باشد. به‌عنوان مثال زلزله آذربایجان شرقی در سال ۲۰۱۲ (۲۱ مرداد ۱۳۹۱) که با

لرزش اصلی و پس لرزه انجام و توسعه داده شده است. برخی از محققین نیز در فضای احتمال اندیشانه و عدم قطعیت به بررسی موضوع پرداختند و روش های آماری و الگوریتم هایی را جهت ارزیابی آسیب پذیری و تخمین خسارت لرزه ای ناشی از پس لرزه ها پیشنهاد دادند [۱۵-۲۲].

فراجیاکومو و همکاران [۱۰] به بررسی اثر زمین لرزه های پی در پی بر روی سیستم های یک درجه آزادی و قاب های خمشی فولادی با اتصالات صلب و نیمه صلب پرداختند. مطالعات نشان داد شکل گیری مفاصل پلاستیک در ستون های طبقات فوقانی علیرغم رعایت ملزومات یوروکد گریزناپذیر است. تکرار زمین لرزه های با شدت متوسط تا زیاد در یک مدت زمان کم بعد از یک زلزله دیگر سبب تجمع خسارت در سازه می شود. این محققین به منظور امکان بررسی حالت حدی کنترل خسارت، یک ضریب کاهش مقاومت را پیشنهاد دادند.

در تحقیقی که توسط لی و فوج [۱۱] صورت گرفت عملکرد ساختمان های فولادی آسیب دیده در اثر وقوع زلزله های آینده قبل از تعمیر ساختمان های آسیب دیده مورد ارزیابی قرار گرفت. در این تحقیق ساختمان های فولادی با سیستم قاب خمشی بر اساس آیین نامه های لرزه ای گذشته و همچنین مدرن طراحی شدند و تحت زمین لرزه های پی در پی مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج نشان می داد که در بیشتر حالاتی که ساختمان ها بر اساس آیین نامه جدید طراحی شده بودند، وارد نمودن زلزله دوم با بزرگایی برابر یا کوچک تر از زلزله اول، سبب اعمال شکست اضافی کمی به بال مقاطع می شد. از سویی، سازه های ساختمانی قدیمی تر تحت اثر تکرار زلزله ایمن برای استفاده و بهره برداری نبودند.

هاتسجورجیو و بسکوس [۱۲] و هاتسجورجیو و لیولیوز [۱۳] روش ساده ای را برای تخمین نسبت تغییر مکان غیر الاستیک سازه تحت زلزله های پی در پی پیشنهاد دادند. نتایج ارزیابی نشان می داد زلزله های پی در پی تأثیر قابل ملاحظه بر نسبت تغییر مکان غیر الاستیک و به تبع آن حداکثر تغییر مکان غیر الاستیک سیستم های یک درجه آزادی دارند؛ به گونه ای که در برخی از موارد نسبت تغییر مکان غیر الاستیک تا ۱۰۰ درصد نسبت به

فوریه ۲۰۱۰ شیلی، ۳۰۶ پس لرزه با بزرگای بیشتر از $M_w=5$ بین ۲۷ فوریه تا ۲۶ آوریل ثبت شد که در بین آنها، ۲۱ پس لرزه دارای بزرگای بیشتر از $M_w=6$ بودند [۳-۴].

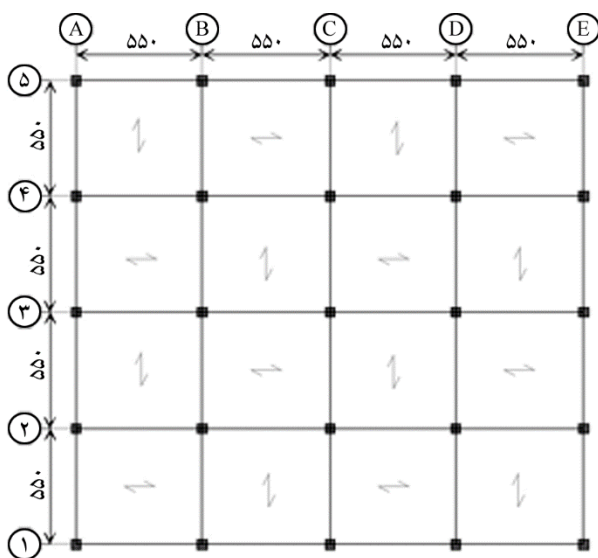
آنچه مشخص است پس لرزه ها می توانند سبب وارد آوردن خسارات قابل توجه به سازه هایی شوند که تحت تأثیر زمین لرزه های اصلی دچار آسیب شده اند. به عبارتی، در هنگام وقوع پس لرزه با سازه هایی مواجه هستیم که قبلاً تحت اثر یک زمین لرزه آسیب دیده اند و هنوز تعمیر نشده اند که ممکن است بعد از وقوع پس لرزه به واسطه سطوح خسارات بالا یا منهدم شوند و یا غیر قابل بهسازی و ترمیم باشند (شکل ۱).



شکل (۱): ساختمان آسیب دیده بعد از لرزش اصلی زلزله گدیز در سال ۱۹۷۰ (عکس سمت چپ)، همان ساختمان پس از یک پس لرزه کوچک تر (عکس سمت راست) [۵].

هنگامی که زلزله کرایست چرچ در نیوزلند در سال ۲۰۱۱ با بزرگای ۶/۳ اتفاق افتاد پس لرزه ای با بزرگای ۵/۹ در فاصله کمتر از ۲ ساعت از لرزش اصلی به وقوع پیوست که سبب خسارات شدید سازه ای و اقتصادی در آن منطقه شد [۶]. به منظور اطمینان از عملکرد مناسب و یکپارچگی ساختمان ها، شناسایی و تعیین دقیق پاسخ سازه ها تحت اثر لرزش اصلی و وقوع پس لرزه ها از اهمیت بالایی برخوردار است. با این وجود، در قیاس با دیگر حوزه های مهندسی زلزله، مطالعات و فرآیندهای محدودی جهت تحلیل و تخمین پاسخ سازه ها یا مؤلفه های سازه ای همچون سدها [۷]، مخازن بتن آرمه [۸]، پایه پل ها [۹] و ساختمان ها [۱۴-۱۰] تحت اثر

ساختمان‌ها استفاده شده است [۳۰]. مدل‌های انتخابی با استفاده از این برنامه و با انجام تحلیل استاتیکی خطی تحلیل و طراحی می‌شوند و سپس تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی بر روی این سازه‌ها انجام می‌شود. ساختمان‌های مورد بررسی با چهار دهانه ۵/۵ متری در جهت طولی و چهار دهانه ۵ متری در جهت عرضی دارای تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۲۰ می‌باشند (شکل ۲). به‌منظور کاربردی بودن طرح، سازه متقارن و ابعاد و دهانه‌ها به‌صورت واقعی و متعارف در نظر گرفته شده است.



شکل (۲): پلان ساختمان‌های مورد بررسی.

ارتفاع طبقات سازه‌ای ۳/۲ متر و سیستم مقاوم در برابر بار جانبی، قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته بتن طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۳۱] و ضرایب ترک‌خوردگی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم [۳۲] منظور شده‌اند. مقاومت نمونه استوانه‌ای بتن $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ ، مدول ارتجاعی بتن $E_c = 2.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ و آرماتورهای طولی با $f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$ و آرماتورهای عرضی با $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ شده‌اند. نوع خاک تپ II در نظر گرفته شده و ابعاد ستون‌ها و تیرها به گونه‌ای تعیین شده‌اند که کلیه ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ [۳۲] را پاسخگو باشند. در طراحی اجزای ساختمان از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۳۱] و آیین‌نامه بتن کانادا [۲۵] استفاده شده و به‌منظور

حالت یک رکورد تنها (زلزله طراحی) افزایش می‌یافت. با استفاده از رکوردهای ثبت‌شده از زلزله مکزیکو، رویزگارسیا [۱۴] به بررسی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها پرداخت و بیان نمود که به سبب پیوندهای غالب متفاوت در پس‌لرزه‌ها پاسخ‌های سازه‌ای تغییر می‌یابد. بررسی تاریخچه تحقیقات نشان می‌دهد که اکثر آیین‌نامه‌های موجود به انتخاب یک رویداد تنها به نام «زلزله طراحی» بسنده نموده‌اند درحالی‌که تأثیرات زلزله‌های پی‌درپی فراموش شده است [۲۳-۲۷]. علیرغم شناخت و فهم کیفی این مسئله، مطالعات محدودی در تاریخچه تحقیقات در خصوص زلزله‌های پی‌درپی گزارش شده است. بیشتر این مطالعات مربوط به سیستم‌های یک درجه آزادی و سازه‌های فولادی بوده و سازه‌های ساختمانی بتن‌آرمه کمتر مورد توجه بوده‌اند.

ناحیه مفصل پلاستیک در ساختمان‌های بتن‌آرمه مکانی است که یک عضو بتن‌آرمه تحت یک زمین‌لرزه متوسط تا قوی تغییر شکل پلاستیک قابل توجه و به تبع آن خسارت شدید را تجربه می‌نماید [۲۸]. ترتیب وقوع و محل تشکیل این مفاصل هم در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های قدیمی و هم در طراحی سازه‌های جدید دارای اهمیت بالایی می‌باشد [۲۹]. برخلاف اهمیت موضوع، بیشتر مطالعات انجام‌شده محدود به ساختمان‌های فولادی بوده و مطالعاتی در مورد ترتیب وقوع و محل تشکیل مفاصل پلاستیک در ساختمان‌های بتن‌آرمه تحت اثر پس‌لرزه‌ها انجام نشده است. لذا در این مقاله، مدل‌های سه‌بعدی ساختمانی، با تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۲۰ طبقه، تحت اثر بارهای ثقلی، هفت رکورد زمین‌لرزه منفرد و هفت رکورد زمین‌لرزه دارای پس‌لرزه تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی می‌شوند تا تأثیر زلزله‌های پی‌درپی در ترتیب وقوع و محل تشکیل مفاصل پلاستیک و رفتار غیرخطی ساختمان‌های بتن‌آرمه مورد بررسی قرار گیرد.

۲- روش تحقیق

۲-۱- ساختمان‌های مورد بررسی

در این مطالعه از برنامه‌ی SAP V.18.1.1 برای تحلیل و طراحی

خمشي بتن مسلح، مفاصل پلاستيک در تيرها و ستون‌ها طبق شکل (۳) اختصاص می‌یابند. مفصل خمشي در تير بتن آرمه و حالت اندرکنش خمش و بار محوري در ستون بتن آرمه کنترل‌شونده توسط تغيير شکل و مفصل برشي در تير و ستون بتن آرمه کنترل‌شونده توسط نیرو می‌باشد. پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در مفصل به‌صورت خودکار و با توجه به جداولی که برنامه از آیین‌نامه FEMA356 [۳۳] در حافظه خود دارد استخراج می‌شود. همچنین در همه تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی میرایی ویسکوز ذاتی برابر ۵ درصد فرض شد.

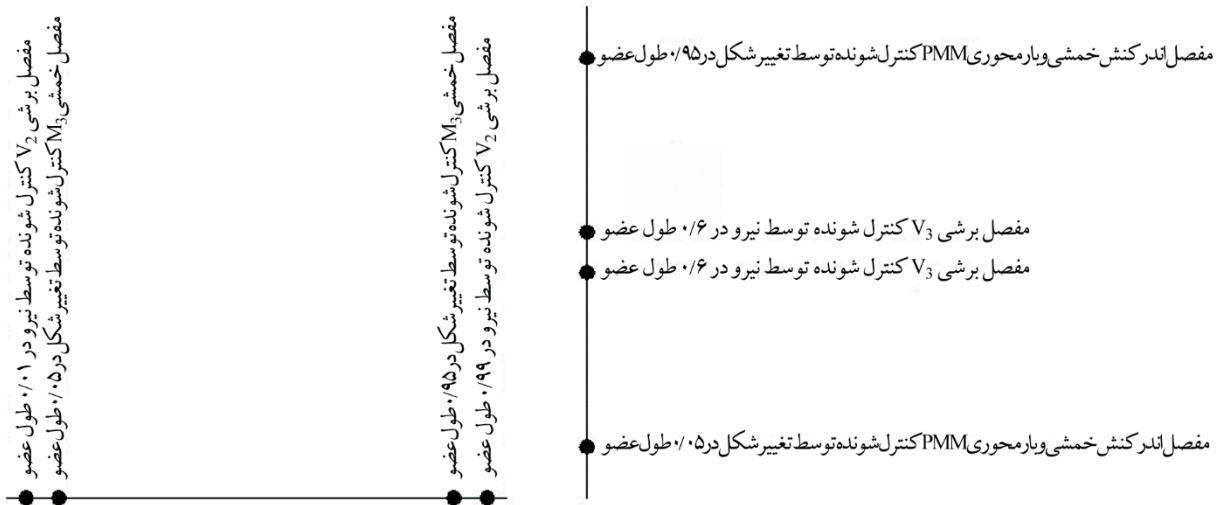
جلوگیری از اضافه مقاومت بیشتر مقاطع کاملاً تیپ‌بندی شده‌اند. نمونه‌ای از مشخصات سازه‌ای مقاطع مورد استفاده در ساختمان‌های تحت بررسی در جدول‌های (۱) و (۲) ارائه شده است. در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی به دلیل برقرار نبودن اصل جمع آثار قوا ابتدا بایستی سازه تحت اثر بارهای ثقلی قرار گیرد و سپس رکوردهای زمین‌لرزه اعمال شود. از سوی دیگر، در تحلیل غیرخطی مفاصل پلاستيک باید تعریف شوند. به بیان دیگر در تحلیل غیرخطی باید رفتار اجزای سازه‌ای بعد از جاری شدن دیده شود که این کار با استفاده از مفاصل پلاستيک صورت می‌گیرد. در قاب‌های

جدول (۱): مقاطع مورد استفاده در ساختمان‌های مورد بررسی.

تعداد طبقات	مقطع ستون (cm)	مقطع تیر (cm)	تعداد طبقات	مقطع ستون (cm)	مقطع تیر (cm)
۴ طبقه	طبقه اول ۴۵×۴۵	۴۵×۴۰	۷ طبقه	طبقه اول تا سوم ۴۵×۴۵	۴۵×۴۰
	طبقه دوم ۴۰×۴۰	۴۰×۴۰		طبقات چهارم تا ششم ۴۰×۴۰	۴۰×۴۰
	طبقات سوم و چهارم ۳۵×۳۵	۳۵×۳۵		طبقه هفتم ۳۵×۳۵	۳۵×۳۵
۱۰ طبقه	طبقات اول تا سوم ۵۵×۵۵	۵۵×۴۵	۱۳ طبقه	طبقات اول تا سوم ۶۰×۶۰	۶۰×۵۰
	طبقات چهارم تا ششم ۵۰×۵۰	۵۰×۴۵		طبقات چهارم تا ششم ۵۵×۵۵	۵۵×۵۰
	طبقات هفتم و هشتم ۴۵×۴۵	۴۵×۴۰		طبقات هفتم و هشتم ۵۰×۵۰	۵۰×۴۵
	طبقات نهم و دهم ۴۰×۴۰	۴۰×۴۰		طبقات نهم و دهم ۴۵×۴۵	۴۵×۴۰
				طبقات یازدهم تا سیزدهم ۴۰×۴۰	۴۰×۴۰
۱۶ طبقه	طبقات اول تا سوم ۶۵×۶۵	۶۵×۵۵	۲۰ طبقه	طبقات اول تا سوم ۷۰×۷۰	۷۰×۶۰
	طبقات چهارم تا ششم ۶۰×۶۰	۶۰×۵۵		طبقات چهارم تا ششم ۶۵×۶۵	۶۵×۵۵
	طبقات هفتم و هشتم ۵۵×۵۵	۵۵×۵۰		طبقات هفتم و هشتم ۶۰×۶۰	۶۰×۵۰
	طبقات نهم و دهم ۵۰×۵۰	۵۰×۴۵		طبقات نهم و دهم ۵۵×۵۵	۵۵×۴۵
	طبقات یازدهم تا سیزدهم ۴۵×۴۵	۴۵×۴۰		طبقات یازدهم تا سیزدهم ۵۰×۵۰	۵۰×۴۵
	طبقات چهاردهم تا شانزدهم ۴۰×۴۰	۴۰×۴۰		طبقات چهاردهم تا شانزدهم ۴۵×۴۵	۴۵×۴۰
				طبقات هفدهم تا بیستم ۴۰×۴۰	۴۰×۴۰

جدول (۲): مشخصات سازه‌ای تیرهای ساختمان ۴ طبقه.

طبقه	ابعاد (ارتفاع×عرض)	ابتدا و انتهای تیر			وسط تیر	
		فولاد طولی پایین	فولاد طولی بالا	فولاد برشی	فولاد طولی پایین	فولاد طولی بالا
۱	45×40	6T18	6T18	T10@8.75	3T18	3T18
۲	40×40	6T18	6T18	T10@8.75	3T18	3T18
۳	35×35	4T18	4T18	T10@7.5	3T18	3T18
۴	35×35	3T16	3T16	T10@6.25	3T16	3T16



شکل (۳): نحوه اختصاص مفاصل در تیر و ستون قاب خمشی بتن مسلح.

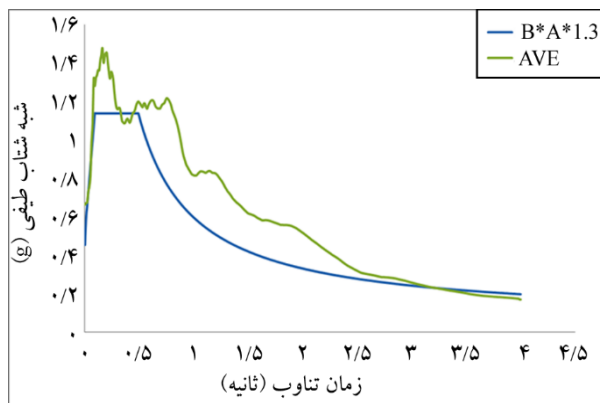
۲-۲- رکوردهای مورد استفاده

مناسب سازه و سایت مورد نظر و همچنین نحوه مقیاس کردن این نگاهت‌ها می‌باشد. طی بررسی‌های صورت گرفته بر روی شتاب‌نگاشت‌ها مشاهده شده که وجود مقادیر بالای PGA ، PGV و PGD و نسبت PGV/PGA باعث بروز خسارات بالا در سازه‌ها می‌شود [۳۴]. لذا در این مقاله با در نظر گرفتن توصیه‌های استاندارد ۲۸۰۰ در انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها، هفت رکورد بر اساس شرایط ساختگاه و موقعیت مدل‌های مورد بررسی انتخاب شدند که اطلاعات مربوط به آنها و همچنین طیف شبه شتاب مربوطه به ترتیب در جدول (۳) و شکل (۴) آورده شده است. این رکوردها در محدوده بزرگای گشتاوری ۵/۵ الی ۷/۵ انتخاب شدند و فاصله‌ای بین ۵ الی ۲۰ کیلومتر نسبت به گسل مسبب داشتند.

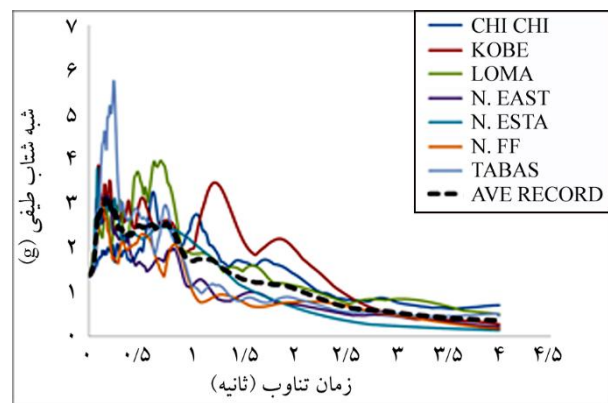
تخمین نیروهای تقاضای زلزله در سازه‌های مورد بررسی به‌طور قطع نیاز به در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه است. در بین روش‌های تحلیلی موجود تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با دقت بالا می‌تواند اطلاعات کامل‌تر و با جزئیات بیشتری را در خصوص رفتار لرزه‌ای یک سازه ارائه دهد. در این روش، شتاب‌نگاشت‌های یک یا چند زمین‌لرزه با کمک مدل‌سازی نرم‌افزاری به سازه وارد شده به‌طوری که خروجی حاصل شده از نرم‌افزار، نحوه‌ی تغییر پارامترهای مختلفی از جمله جابه‌جایی، شتاب، نیرو و برش پایه‌ی ساختمان را در طول زمان زلزله نشان می‌دهد. یکی از مهم‌ترین مسائلی که در انجام تحلیل‌های دینامیکی و به‌ویژه دینامیکی غیرخطی مطرح می‌شود نحوه انتخاب نگاهت‌های

جدول (۳): مشخصات رکوردهای انتخابی.

رکورد زلزله	مکان و تاریخ وقوع زلزله	بزرگای گشتاوری	حداکثر شتاب زمین (g)	حداکثر سرعت زمین (cm/s)	حداکثر تغییر مکان زمین (m)
Tabas	Tabas- 1978	7.4	0.8	118	97
Loma Prieta, CA	LGPC-1989	6.9	0.9	97	63
Northridge ESTA, CA	RinaldiReceiringSta-1994	6.7	0.9	167	29
Northridge FF, CA	Symar-Olive view Med FF1994	6.7	0.8	117	39
Northridge EAST, CA	Sylmar-Converter sta East 1994	6.7	0.7	123	32
Chi Chi, Taiwan	Tcu065-1999	7.6	0.8	128	93
Kobe Japan	Takatori-1995	6.9	0.7	170	45



(ب)



(الف)

شکل (۴): (الف) طیف شبه شتاب رکوردهای انتخابی، (ب) طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ به همراه متوسط طیف شبه شتاب رکوردهای مقیاس شده.

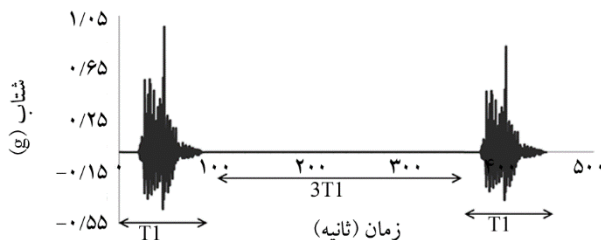
۲-۳- پس لرزه‌های مورد استفاده

از آنجایی که دوران یک عضو را می‌توان بر اساس توزیع انحنا در طول عضو تعیین نمود، یکی از روش‌های ارزیابی سطح خسارت مفاصل پلاستیک و به تبع آن معیار شکست تعیین دوران پلاستیک این مفاصل است. لذا در این تحقیق مقدار میانگین دوران مفصل پلاستیک تیرهای یک طبقه به‌عنوان یکی از شاخص‌های ارزیابی عملکرد سازه‌ها در نظر گرفته شده است. مقادیر مربوط به میانگین دوران پلاستیک در مدل‌های مختلف تحت اثر رکوردهای انتخابی به ترتیب در شکل‌های (۶) و (۷) آورده شده است. با توجه به شکل‌های (۶) و (۷) در ساختمان

از آنجایی که انتخاب نگاشت‌های پس‌لرزه همچون لرزش اصلی در انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی دارای اهمیت می‌باشد، دو روش در انتخاب این نگاشت‌ها وجود دارد. اولین روش استفاده از رکورد پس‌لرزه‌های ثبت‌شده در همان ایستگاه‌های ثبت لرزش اصلی است. با این وجود، رکوردهای واقعی پس‌لرزه همیشه در دسترس نمی‌باشند. از این‌رو، روش دوم جهت حصول پس‌لرزه‌ها، مقیاس نمودن رکوردهای لرزش اصلی به کمک ضرایب مقیاس است [۳۵]. با توجه به بررسی‌های صورت گرفته بر روی هزاران رکورد دارای پس‌لرزه مشاهده شده تقریباً تمامی پس‌لرزه‌ها دارای بزرگای گشتاوری کمتر از ۶/۵ بوده‌اند و حداقل گام زمانی بین لرزش اصلی و پس‌لرزه سه برابر زمان وقوع لرزش اصلی بوده است [۳۶]. لذا در این مقاله رکوردهای پس‌لرزه‌های انتخابی از همان رکوردهای لرزش اصلی انتخاب شده‌اند که به کمک ضرایب مقیاس دارای بزرگای گشتاوری ۶/۴ می‌باشند. به‌عنوان نمونه در شکل (۵) نمودار تاریخیچه زمانی شتاب مربوط به زلزله چی چی تایوان در دو حالت رکورد منفرد و رکورد دارای پس‌لرزه آورده شده است.



(الف)



(ب)

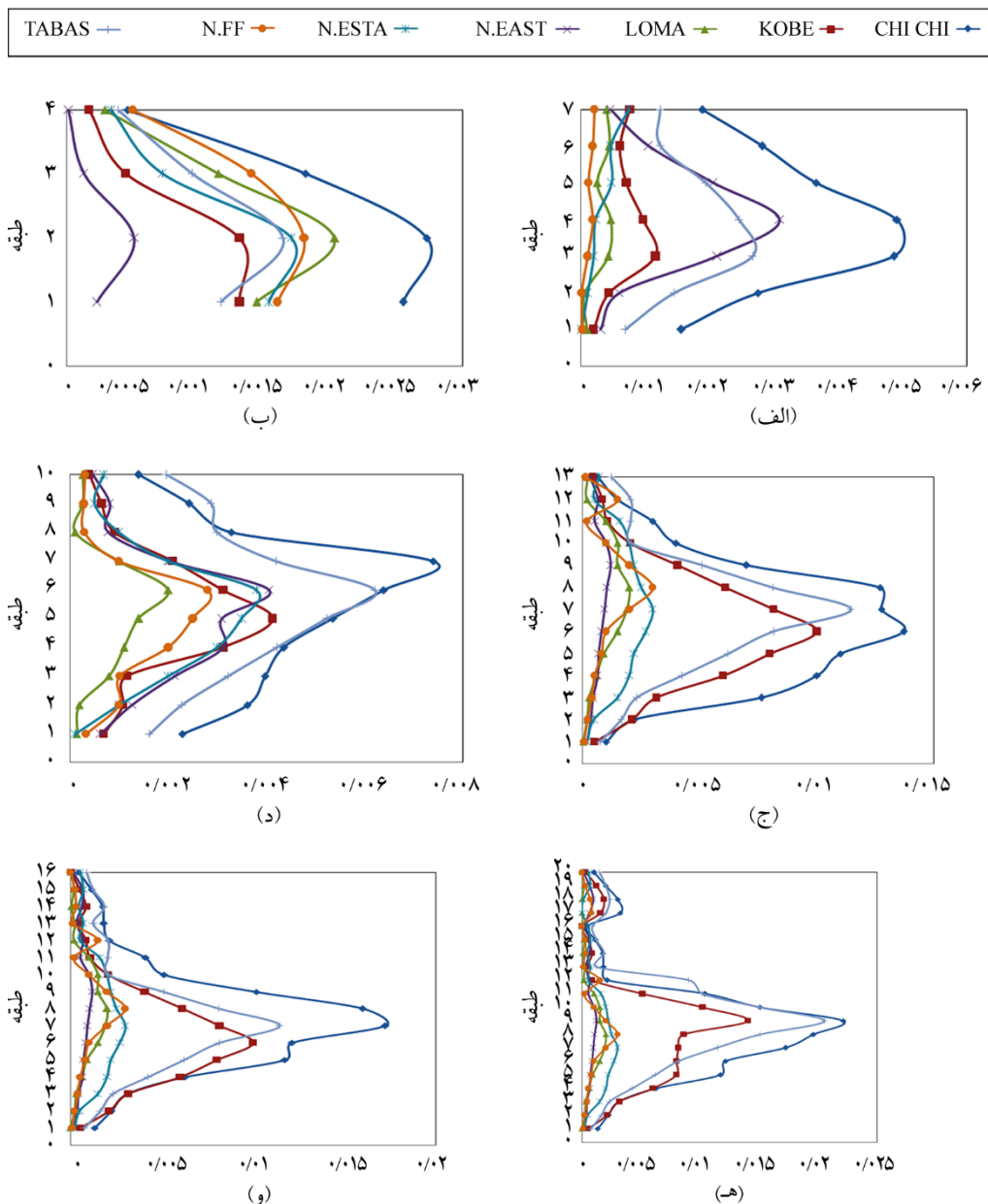
شکل (۵): نمودار تاریخیچه زمانی شتاب مربوط به زلزله چی چی تایوان در دو حالت (الف) رکورد منفرد و (ب) رکورد دارای پس‌لرزه.

۳- ارائه و تفسیر نتایج تحلیل

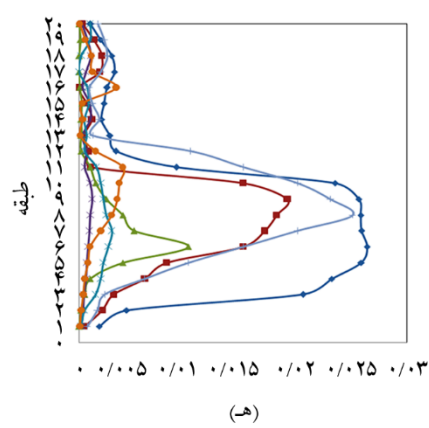
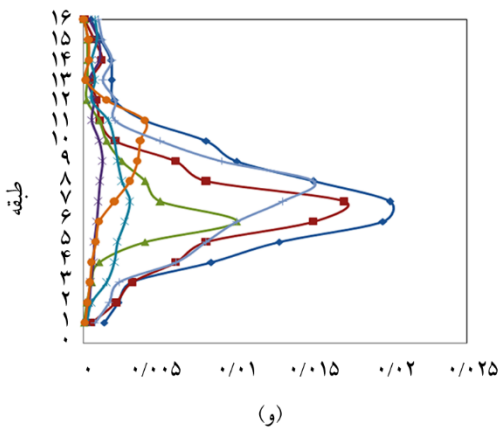
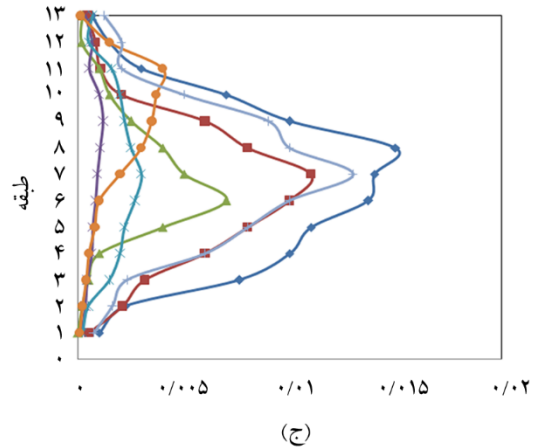
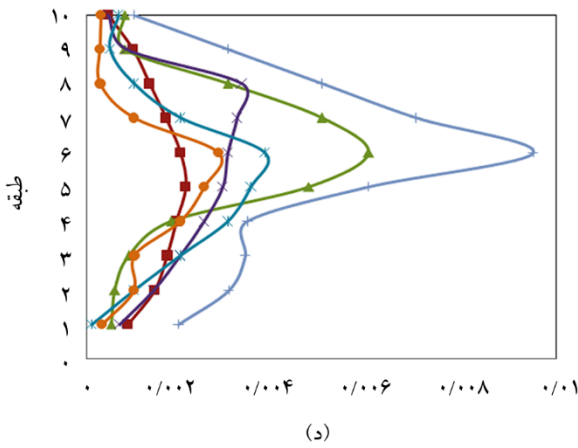
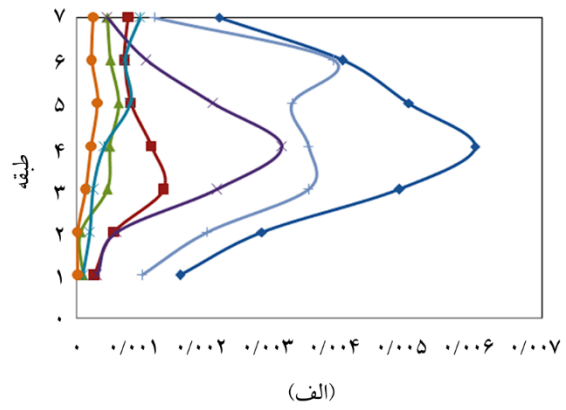
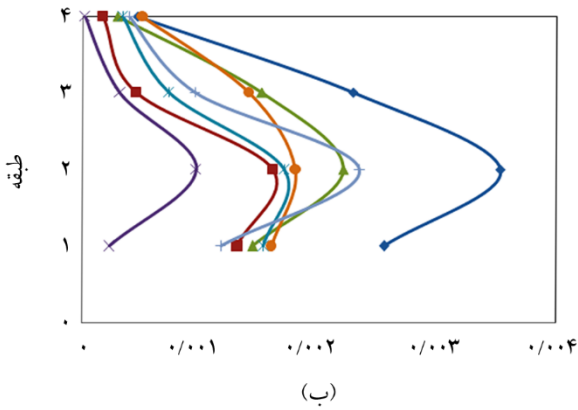
انرژی کرنشی در سازه از طریق شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در نواحی انتهایی اعضای بتن‌آرمه مستهلک می‌گردد.

سبب افزایش دوران مفاصل پلاستیک و به تبع آن خسارت و در برخی موارد انهدام سازه می‌شوند. ترتیب وقوع و محل تشکیل مفاصل پلاستیک هم در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های قدیمی و هم در طراحی سازه‌های جدید دارای اهمیت بالایی می‌باشد. لذا در شکل‌های (۸) و (۹) نحوه تشکیل این مفاصل در مدل‌های مختلف تحت اثر رکوردهای انتخابی آورده شده است.

۴ طبقه، در طبقه چهارم مقدار میانگین دوران پلاستیک تحت رکورد زلزله Northridge EAST با پس‌لرزه ۳/۱۱ برابر زلزله منفرد شده است. همین مقدار در ساختمان ۱۰ طبقه، در طبقه پنجم تحت رکورد زلزله Northridge FF با پس‌لرزه ۸/۸۵ برابر زلزله منفرد شده است؛ و در ساختمان ۲۰ طبقه، در طبقه دهم تحت رکورد زلزله Chi Chi با پس‌لرزه ۴/۶۴ برابر زلزله منفرد شده است. نتایج نشان می‌دهند حضور پس‌لرزه‌ها در بیشتر حالات



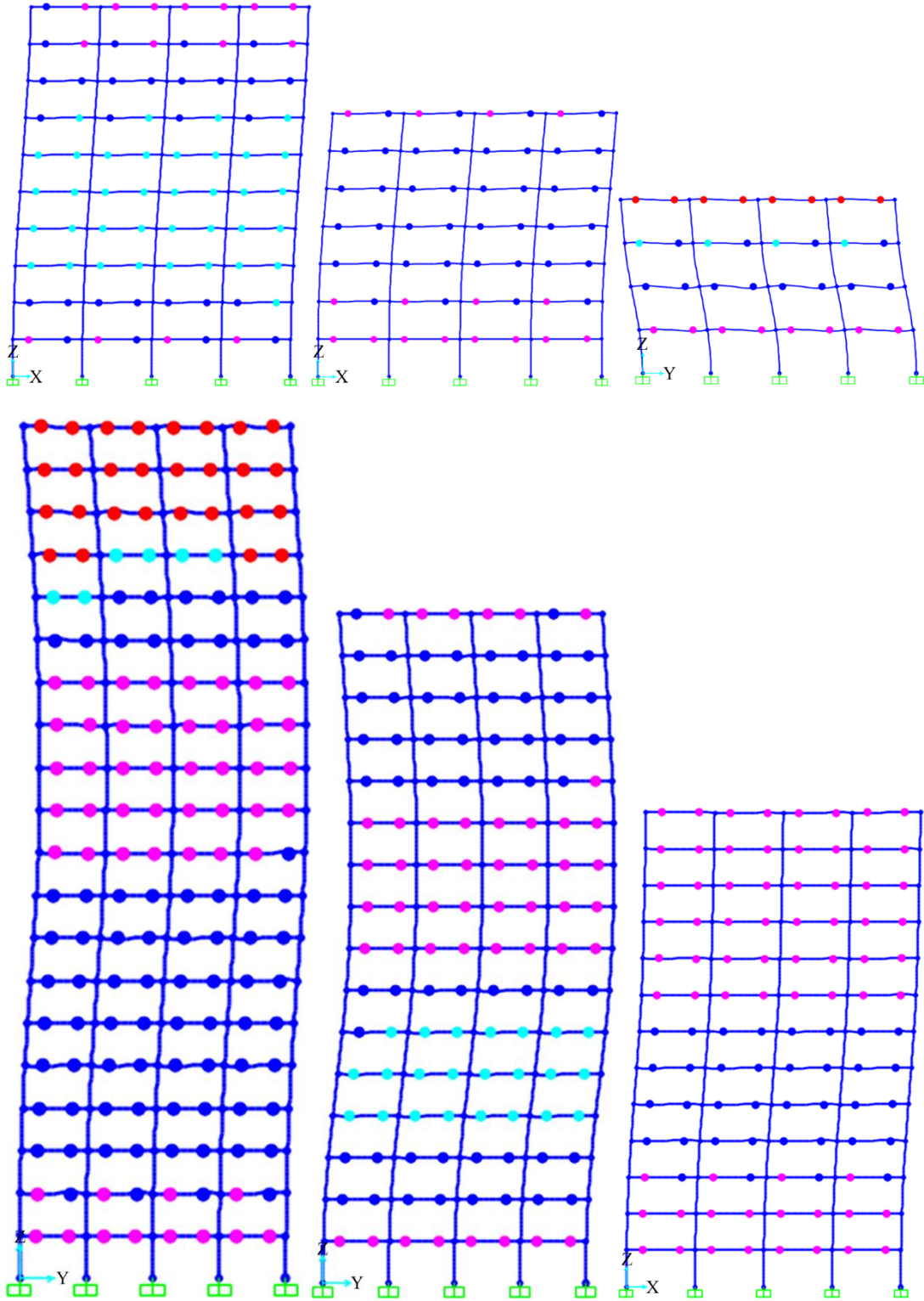
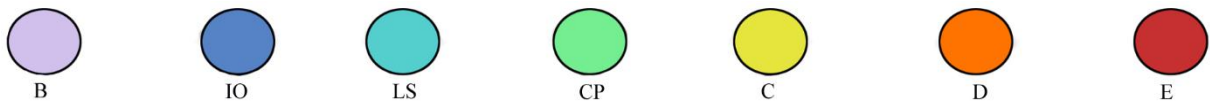
شکل (۶): نمودار میانگین دوران پلاستیک بر حسب رادین، تحت اثر زلزله منفرد ساختمان (الف) ۴ طبقه، (ب) ۷ طبقه، (ج) ۱۰ طبقه، (د) ۱۳ طبقه، (ه) ۱۶ طبقه، (و) ۲۰ طبقه.



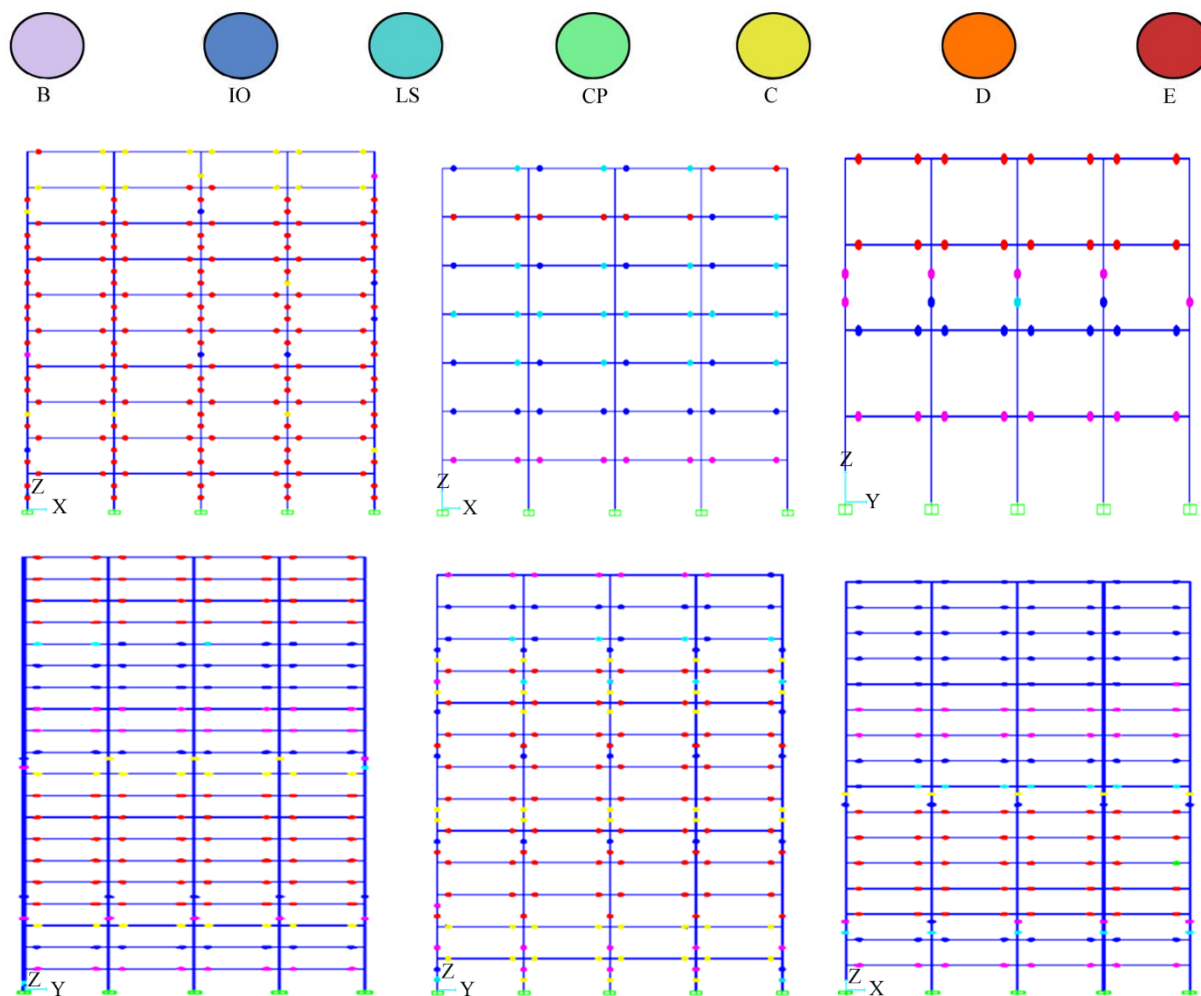
شکل (۷): نمودار میانگین دوران پلاستیک بر حسب رادین، تحت اثر لرزش اصلی و پس‌لرزه ساختمان (الف) ۴ طبقه، (ب) ۷ طبقه، (ج) ۱۰ طبقه، (د) ۱۳ طبقه، (ه) ۱۶ طبقه، (و) ۲۰ طبقه.

اما در همین ساختمان تحت اثر پس‌لرزه، در زمان ۱۶۴/۹ ثانیه ساختمان ناپایدار شده و ۲۸ مفصل پلاستیک از محدوده ایمنی جانی عبور کرده است. در ساختمان ۱۰ طبقه تحت زلزله منفرد

با توجه به شکل‌های (۸) و (۹) ساختمان ۷ طبقه تحت زلزله منفرد Tabas، در ۳۳ ثانیه زمان وقوع لرزش اصلی ناپایدار نشده و هیچ مفصل پلاستیکی از محدوده LS (ایمنی جانی) عبور نکرده است



شکل (۸): نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک، تحت اثر زلزله منفرد ساختمان (الف) ۴ طبقه، (ب) ۷ طبقه، (ج) ۱۰ طبقه، (د) ۱۳ طبقه، (ه) ۱۶ طبقه، (و) ۲۰ طبقه.



شکل (۹): نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک، تحت اثر لرزش اصلی به همراه پس‌لرزه ساختمان (الف) ۴ طبقه، (ب) ۷ طبقه، (ج) ۱۰ طبقه، (د) ۱۳ طبقه، (ه) ۱۶ طبقه، (و) ۲۰ طبقه.

حین لرزش اصلی می‌شود بنابراین سازه به نظر می‌رسد در طول پس‌لرزه‌ها دارای مشخصه‌های دینامیکی متفاوتی باشد.

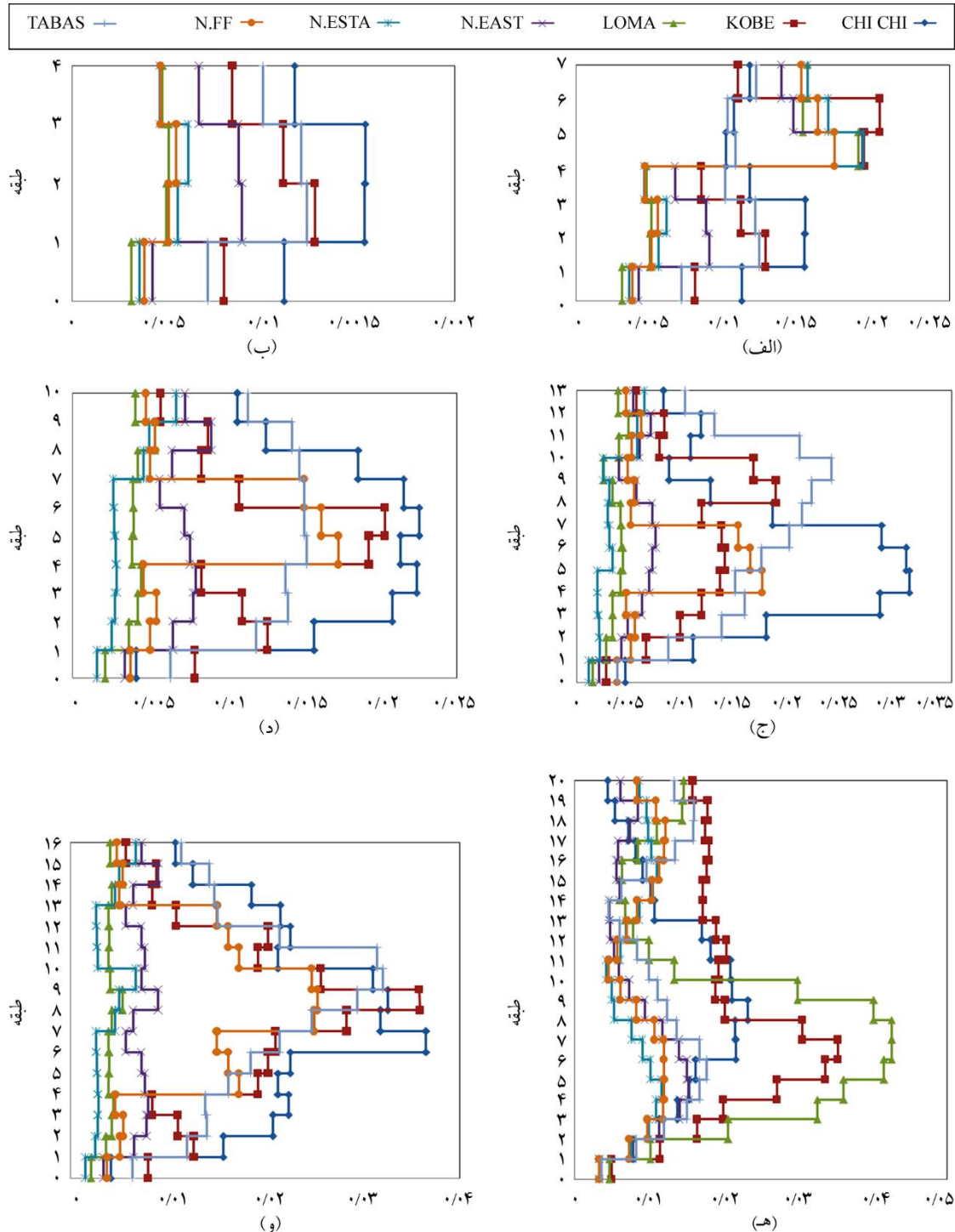
برای سطوح مختلف عملکردی سازه سه مشخصه سازه‌ای متناظر یعنی سختی، مقاومت و شکل‌پذیری تعیین‌کننده عملکرد سازه هستند. اهداف عملکردی مختلف محدودیت‌هایی را بر روی میزان تغییر شکل نسبی سازه اعمال می‌کند. تخمین و ارزیابی نسبت تغییر شکل نسبی (دریفت) سازه در سطوح مختلف از اهمیت بالایی در اقتصاد و ایمنی سازه برخوردار است. لذا نسبت تغییر شکل نسبی سازه به‌عنوان یکی دیگر از شاخص‌های ارزیابی عملکرد سازه‌ها در این مقاله در نظر گرفته می‌شود. بر این اساس نسبت تغییر شکل نسبی سازه‌ها در مدل‌های مختلف تحت اثر رکوردهای انتخابی تعیین و

Chi Chi در ۹۰ ثانیه زمان وقوع زلزله ۳۷ مفصل پلاستیک از محدوده ایمنی جانی عبور کرده اما ساختمان ناپایدار نشده است؛ تحت اثر پس‌لرزه، در زمان ۴۰/۱۳ ثانیه، ۱۰۹ مفصل پلاستیک از محدوده ایمنی جانی عبور کرده‌اند.

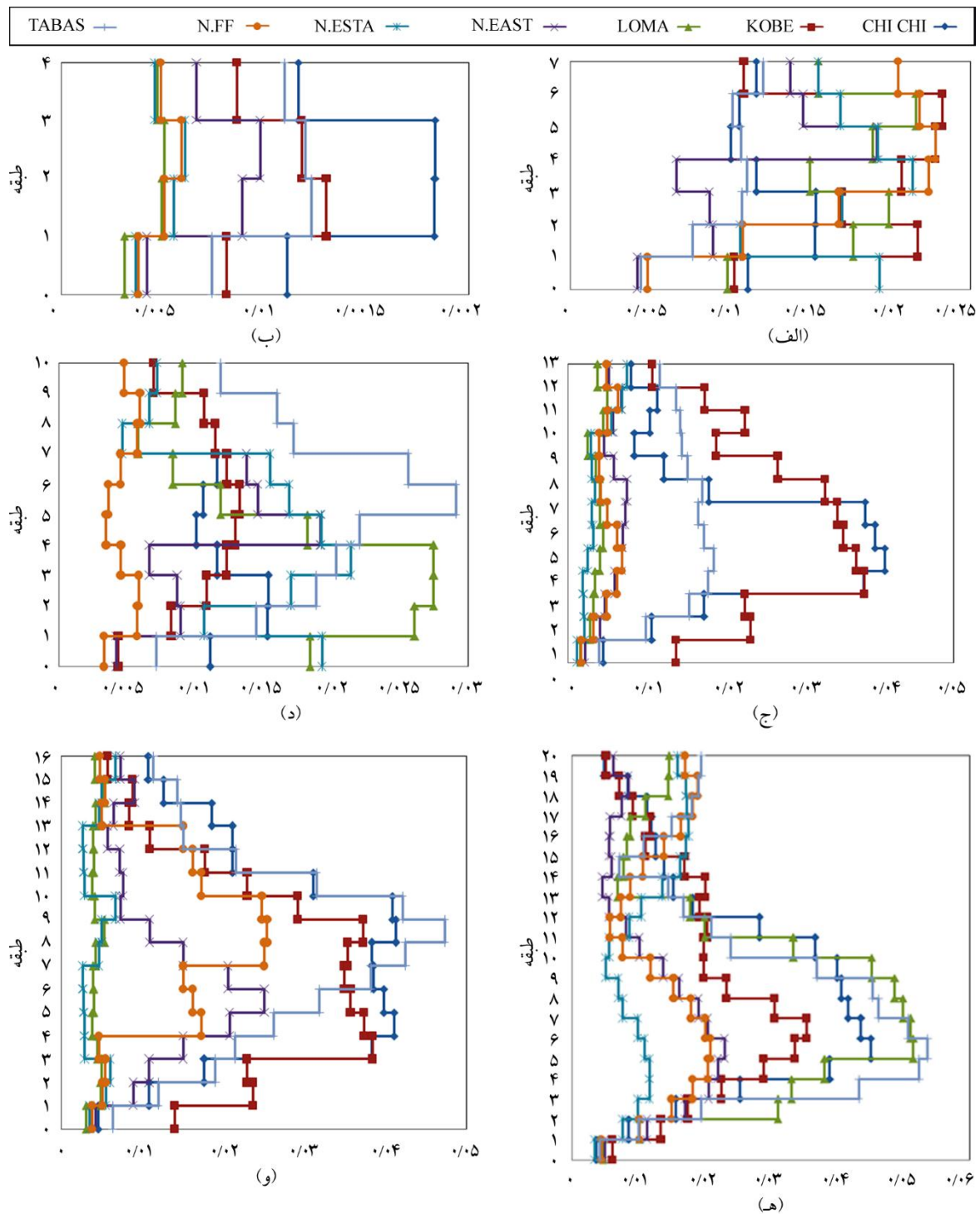
الگو و ترتیب شکل‌گیری مفاصل پلاستیک نشان می‌دهد که زمین‌لرزه‌های پی‌درپی سبب تجمع تغییر مکان‌های نسبی و به تبع آن خسارت سازه‌ای می‌شوند. نتایج نشان می‌دهند بسیاری از اجزای سازه‌ای تحت اثر لرزش اصلی به‌صورت الاستیک رفتار نموده در حالی که تحت اثر پس‌لرزه غیر الاستیک رفتار نموده یعنی دچار خسارت می‌شوند. چنین می‌توان استنباط نمود که این پدیده سبب باز توزیع نیروهای داخلی و تغییر سختی جانبی ساختمان‌ها در

تحت زلزله Northridge FF، در طبقه دوم نسبت دریافت ۳/۶۷ برابر زلزله منفرد شده است. تحت زلزله Chi Chi، در طبقه دوم نسبت دریافت ۲/۴۱ برابر زلزله منفرد شده و تحت زلزله Kobe، در طبقه چهارم نسبت دریافت ۲/۹ برابر زلزله منفرد شده است.

به ترتیب در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) آورده شده است. با توجه به نتایج ارائه شده در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) مشاهده می‌شود که در هنگام پس‌لرزه تغییر مکان بیشتری به سازه اعمال شده و نسبت تغییر شکل نسبی افزایش می‌یابد. با توجه به شکل‌های (۱۰-ب) و (۱۱-ب)،



شکل (۱۰): مقادیر نسبت تغییر مکان نسبی تحت اثر زلزله منفرد ساختمان (الف) طبقه ۴، (ب) طبقه ۷، (ج) طبقه ۱۰، (د) طبقه ۱۳، (ه) طبقه ۱۶، (و) طبقه ۲۰.



شکل (۱۱): مقادیر نسبت تغییر مکان نسبی تحت اثر لرزش اصلی و پس لرزه ساختمان (الف) ۴ طبقه، (ب) ۷ طبقه، (ج) ۱۰ طبقه، (د) ۱۳ طبقه، (ه) ۱۶ طبقه، (و) ۲۰ طبقه.

موارد و تحت اثر لرزش های پی در پی تغییر مکان ها دارای ۱۰۰ درصد افزایش نیز می باشند. هنگامی که سازه تحت اثر زمین لرزه های پی در پی قرار می گیرد، مقادیر نسبت های تغییر

نتایج نشان می دهند تغییر مکان های حاصله در بالای سازه و همچنین نسبت تغییر مکان نسبی برای زمین لرزه های پی در پی دارای مقادیر بیشتری نسبت به لرزش تنها می باشد. در برخی

به زلزله منفرد افزایش یافت. نتایج نشان دادند در ساختمان ۴ طبقه، این مقدار در طبقه سوم نسبت به سایر طبقات بیشتر بوده و نسبت به زلزله منفرد ۴/۴۱ برابر شده است. بیشترین تأثیر پس‌لرزه‌ها در ساختمان ۱۰ طبقه و در طبقه چهارم این سازه بوده که به مقدار ۹/۴۱ برابر رسیده است.

۳- نسبت تغییر مکان نسبی برای زمین‌لرزه‌های پی‌درپی دارای مقادیر بیشتری نسبت به لرزش تنها می‌باشد. این مقدار در زلزله با پس‌لرزه در ساختمان ۷ طبقه، در طبقه دوم ۸/۶۶ برابر شده است، در ساختمان ۱۰ طبقه، در طبقه دوم این مقدار ۹/۴۱ برابر شده، در ساختمان ۱۳ طبقه، در طبقه ششم این مقدار ۴/۲۲ برابر، در ساختمان ۱۶ طبقه، در طبقه شانزدهم این مقدار ۴/۵۵ برابر و در ساختمان ۲۰ طبقه این مقدار در طبقه نهم ۳/۸۷ برابر زلزله منفرد شده است.

نتایج نشان می‌دهند زمین‌لرزه‌های پی‌درپی سبب تجمع تغییر مکان‌های نسبی و به تبع آن خسارت سازه‌ای می‌شوند؛ به گونه‌ای که باز توزیع نیروهای داخلی و تغییر سختی جانبی ساختمان‌ها در حین لرزش اصلی سبب می‌شود سازه در طول پس‌لرزه‌ها دارای مشخصه‌های دینامیکی متفاوتی باشد.

مراجع

1. EERI (2012) Learning from Earthquakes: the M_w 6.4 and M_w 6.3 Iran Earthquakes of August 11, 2012. EERI Special Earthquake Report. Earthquake Engineering Research Institute.
2. Dreger, D. (1997) The large aftershocks of the Northridge earthquake and their relationship to mainshock slip and fault-zone complexity. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **87**(5), 1259–1266.
3. EERI (2010) Learning from Earthquakes: The M_w 8.8 Chile Earthquake of February 27, 2010. EERI Special Earthquake Report. Earthquake Engineering Research Institute.
4. Elnashai, A.S., Gencturk, B., Kwon, O.S., AlQadi, I.L., Hashash, Y., Rosesler, J.R., Kim, S.J., Jeon, S.H., Dukes, J., Valdivia, A. (2010) The Maule

مکان نسبی ماندگار افزایش یافته و سازه پاسخی متفاوت از حالت زلزله منفرد از خود نشان می‌دهد. چنین می‌توان استنباط نمود هنگامی که ساختمان‌ها تحت اثر لرزش اصلی قرار می‌گیرند زمان تناوب اصلی سازه تغییر می‌یابد و لذا محتوای فرکانسی پس‌لرزه‌ها پاسخ سازه‌ها را به گونه‌ای متفاوت از لرزش اصلی تحت تأثیر قرار می‌دهند.

۴- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

تجربه زمین‌لرزه‌های گذشته نشان داده است که سازه‌های ساخته‌شده در نواحی لرزه‌خیز نه فقط تحت تأثیر یک لرزش اصلی بلکه پس‌لرزه‌های بعد از آن نیز می‌باشند؛ درحالی‌که مبنای آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای دنیا بر اساس یک رویداد تنها است. از سوی دیگر، مدت زمان بسیار کم بین لرزش اصلی و پس‌لرزه‌ها سبب شده که زمانی برای تعمیر سازه‌های آسیب‌دیده از لرزش اصلی وجود نداشته باشد. از آنجایی که الگو، تعداد و ترتیب شکل‌گیری مفاصل پلاستیک و همچنین مقادیر نسبت تغییر مکان نسبی و دوران پلاستیک تحت اثر زلزله‌های پی‌درپی تغییر و افزایش می‌یابد، آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای می‌بایست این پدیده را در نظر بگیرند. لذا در این تحقیق تأثیر زلزله‌های پی‌درپی در ترتیب وقوع و محل تشکیل مفاصل پلاستیک ساختمان‌های بتن‌آرمه مورد بررسی قرار گرفت و با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نتایجی به شرح زیر حاصل شد:

- ۱- هنگامی که ساختمان‌ها تحت اثر لرزش اصلی قرار می‌گیرند زمان تناوب اصلی سازه تغییر می‌نماید و لذا پس‌لرزه‌ها پاسخ سازه‌ها را به گونه‌ای متفاوت از لرزش اصلی تحت تأثیر قرار می‌دهند؛ به طوری که در ساختمان ۷ طبقه تعداد مفاصل پلاستیک که از محدوده LS تحت پس‌لرزه فراتر رفته‌اند ۲۸ برابر و در ساختمان ۱۳ طبقه ۳۱ برابر شده است. نتایج تحلیل نشان داد که با افزایش تعداد طبقات تحت اثر پس‌لرزه‌ها تعداد مفاصل پلاستیک بیشتری در محدوده ایمنی جانی قرار می‌گیرند.
- ۲- تحت اثر پس‌لرزه‌ها متوسط دوران پلاستیک طبقات نسبت

- building's seismic response. *Journal of Earthquake Engineering*, **16**, 719-737.
15. Burton, H.V., Sreekumar, S., Sharma, M., and Sun, H. (2017) Estimating aftershock collapse vulnerability using mainshock intensity, structural response and physical damage indicators. *Structural Safety*, **68**, 85-96.
 16. Wen, W., Zhai, C., Ji, D., Li, S., and Xie, L. (2017) Framework for the vulnerability assessment of structure under mainshock-aftershock sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **101**, 41-52.
 17. Jeon, J.S., DesRoches, R., and Lee, D.H. (2016) Post-repair effect of column jackets on aftershock fragilities of damaged RC bridges subjected to successive earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **45**, 1149-1168.
 18. Song, R., Li, Y., and Van de Lindt, J.W. (2016) Loss estimation of steel buildings to earthquake mainshock-aftershock sequences. *Structural Safety*, **61**, 1-11.
 19. Trevelopoulos, K. and Guéguen, P. (2016) Period elongation-based framework for operative assessment of the variation of seismic vulnerability of reinforced concrete buildings during aftershock sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **84**, 224-237.
 20. Nazari, N., Van de Lindt, J.W., and Li, Y. (2015) Quantifying changes in structural design needed to account for aftershock hazard. *Journal of Structural Engineering*, **141**(11), 04015035.
 21. Han, R., Li, Y., and Van de Lindt, J.W. (2015) Assessment of seismic performance of buildings with incorporation of aftershocks. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, **29**(3): 04014088.
 22. Han, R., Li, Y., and Van de Lindt, J.W. (2015) Impact of aftershocks and uncertainties on the seismic evaluation of non-ductile reinforced concrete frame buildings. *Engineering Structures*, **100**, 149-163.
 23. Eurocode 2 (2004) *Design of Concrete Structures - Part 1: General Rules and Rules for Buildings*. (Chile) Earthquake of February 27, 2010- Consequence Assessment and Case Studies. MAE Center Report No. 10-04, Urbana, IL.
 5. Abdelnaby, A.E., Elnashai, A.S. (2012) Response of degrading reinforced concrete systems subjected to replicate earthquake ground motions. *15WCCE*, LISBOA.
 6. Kam, W.Y., Pampanin, S. (2011) The seismic performance of RC buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake. *Structural Concrete*, **12**, 223-233.
 7. Wang, G., Wang, Y., Lu, W., Yan, P., Zhou, W., and Chen, M. (2017) Damage demand assessment of mainshock-damaged concrete gravity dams subjected to aftershocks. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **98**, 141-154.
 8. Zhai, C.H., Zheng, Z., Li, S., and Xie, L.L. (2015) Seismic analyses of a RCC building under mainshock-aftershock seismic sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **74**, 46-55.
 9. Shin, M. and Kim, B. (2017) Effects of frequency contents of aftershock ground motions on reinforced concrete (RC) bridge columns. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **97**, 48-59.
 10. Fragiaco, M., Amadio, C., and Macorini, L. (2004) Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions. *Engineering Structures*, **26**, 2021-2035.
 11. Lee, K. and Foutch, D.A. (2004) Performance evaluation of damaged steel frame buildings subjected to seismic loads. *Journal of Structural Engineering*, **130**(4), 588-599.
 12. Hatzigeorgiou, G.D., Beskos, D.E. (2009) Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes. *Engineering Structures*, **31**, 2744-2755.
 13. Hatzigeorgiou, G.D. and Liolios, A.A. (2010) Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**, 1010-1025.
 14. Ruiz-Garcia, J. (2012) Mainshock-aftershock ground motion features and their influence in

36. Douglas, J. and Halldorsson, B. (2010) *Using Aftershock Data When Deriving Earthquake Ground-Motion Prediction Equations*. Earthquake Engineering Research Centre – University of Iceland.
- European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 225p.
24. American Concrete Institute (2014) *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*, ACI Committee 318, USA, 503p.
25. CSA (Canadian Standards Association) (2014) *Design of Concrete Structures. CSA-A23.3*. National Standard of Canada, Toronto.
26. AS (Australia Standards) (2009) *Australian Standard for the Design of Reinforced Concrete. AS 3600*, Homebush, NSW, Australia.
27. BSI (British Standard Institute) (2005) *Structural Use of Concrete. Code of Practice for Design and Construction*. BS 8110BSI, London.
28. Moehle, J. (2015) *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education.
29. Mortezaei, A. (2013) Plastic hinge length of RC columns considering soil-structure interaction. *Earthquakes and Structures*, **5**(6), 679-702.
30. *SAP2000*, Integrated software for Structural analysis & design, Computers & structures, Inc., Berkeley, California, USA, V. 18.1.1.
31. Ministry of Housing and Urban Development (2013) *National Building Regulation, Part 9: Design and Construction of RC Buildings*. Office of National Building Regulations, Tehran, Iran.
32. Building and Housing Research Center (2015) *Standard NO. 2800-15: Iranian Code for Seismic Resistant Design of Building*. 4th edition.
33. FEMA-356 (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* American Society of Civil Engineers.
34. Pavel, F. and Lungu, D. (2013) Correlations between frequency content indicators of strong ground motions and PGV. *Journal of Earthquake Engineering*, **17**(4), 543-559.
35. Li, Q. and Ellingwood, B.R. (2007) Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock–aftershock earthquake sequences. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**, 405–27.

The Effect of Mainshock-Aftershock Seismic Sequences on the Occurrence Order and Position of Plastic Hinges

Mohammad Baniasadi¹ and Alireza Mortezaei^{2*}

1. M.Sc. Student in Earthquake Engineering, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran
2. Associate Professor, Seismic Geotechnical and High Performance Concrete Research Centre, Civil Engineering Department, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran, *Corresponding Author, email: a.mortezaei@semnaniau.ac.ir

Previous earthquakes have shown that a strong ground motion is followed by some aftershocks that are smaller than the main shock, but often produce moderate to high aftershocks in the affected areas. Hence, the structures constructed in seismic areas are not only affected by a single seismic event, but this event also includes foreshocks, main shock and aftershocks. For example, the 2012 East Azerbaijan earthquake (August 21, 2012), with a magnitude of $M_w = 6.4$ occurred in the northeast of Tabriz, had an aftershock with a magnitude of $M_w = 6.3$ that happened approximately 11 minutes later. It is known that aftershocks can cause significant failure to the structures damaged by mainshock ground motions. In other words, during aftershocks, there are structures that have already been damaged by an earthquake and have not yet been repaired, which may be damaged or collapsed under the aftershock seismic event.

Literature review shows that most existing codes are limited to choose a single event called "design earthquake", while the effects of aftershock earthquakes have been ignored. Despite the qualitative knowing of this issue, limited studies have been reported in the past studies on sequence earthquakes. The plastic hinge area in reinforced concrete buildings is an area where an RC member experiences a moderate to severe plastic deformation under the moderate to strong ground motions. The occurrence order and position of plastic hinges plays a key role in the seismic rehabilitation of old buildings as well as the design of new structures. Contrary to the subject importance, most studies have been limited to the steel structures, and no studies have been conducted on the occurrence order and position of plastic hinges in the reinforced concrete buildings under the mainshock-aftershock seismic sequences. Therefore, in this paper, three-dimensional models with 4, 7, 10, 13, 16, and 20 stories are evaluated under the seven single and seven mainshock-aftershock earthquake records by nonlinear time-history analysis. The formation and average rotation of plastic hinges as well as the performance level of the structures are calculated and compared by nonlinear time history analysis.

The results show that the buildings suffered serious damage under the aftershock earthquakes. Number of plastic hinges that pass through LS level increase significantly, so that this number is 31 times in the 13-story building and the building collapse after mainshock earthquake. In all the structures except the 4-story building, under the mainshock-aftershock earthquake records, plastic hinges are formed in the columns of some stories.

Keywords: Nonlinear Time History Analysis, Single Earthquake, Aftershock, Plastic Hinge, Story Rotation.