

چکیده

اغلب رویدادهای لرزه‌ای با پس‌لرزه‌های قابل توجه همراه هستند. این امر باعث می‌شود تا ساختمان‌هایی که در زمان وقوع رویداد اصلی دچار آسیب شده‌اند به دلیل کاهش ظرفیت و زوال در سختی و مقاومت، عملکردی کمتر از حد انتظار برای ساختمان در زمان وقوع پس‌لرزه بروز می‌دهند. یکی از عوامل مؤثر بر رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها ارتفاع سازه است که به‌طور مستقیم بر مشخصات دینامیکی اثر گذاشته و عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها را متفاوت می‌کند. در این مطالعه اثر ارتفاع بر رفتار مورد انتظار ساختمان‌های بتن آرمه قاب خمشی در زمان مواجهه با دو رویداد لرزه‌ای متوالی به روش احتمالاتی بررسی شده است. به این منظور سه قاب خمشی ویژه ۴، ۸ و ۱۵ طبقه بر مبنای ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران طراحی شدند. تعریف توابع شکنندگی لرزه‌ای مشروط در این مقاله مورد استفاده قرار خواهد گرفت. توابع شکنندگی مشروط مقدار شکنندگی لرزه‌ای قاب مورد نظر را به شرط رویداد سناریوی زلزله‌ی اول با بیشینه شتاب مشخص ارائه می‌کند. برای این کار مدل عددی این سه قاب در نرم‌افزار OpenSEES ایجاد شد. از ۲۰ جفت نگاهشت رویدادهای لرزه‌ای متوالی در مطالعه بهره گرفته شد. معیار جابه‌جایی نسبی طبقه مطابق نشریه شماره ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه در ارزیابی تحلیل‌های غیرخطی فزاینده مورد استفاده قرار گرفت. بر اساس این مطالعه، نتایج محاسبه شده برای پارامترهای تابع شکنندگی لرزه‌ای مشروط در قاب‌های با ارتفاع مختلف ارائه شده‌اند و میزان افزایش احتمال شکست برای ارتفاع‌های مختلف قاب در اثر سناریوهای مختلف رویداد اول ارائه گردید.

واژگان کلیدی: رویداد لرزه‌ای متوالی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، ساختمان بتن آرمه، شکنندگی لرزه‌ای مشروط.

توابع شکنندگی لرزه‌ای مشروط ساختمان‌های بتن آرمه قاب خمشی ویژه با ارتفاع‌های مختلف در معرض رویدادهای لرزه‌ای متوالی

افشین کلانتری (نویسنده مسئول)

دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، a.kalantari@iices.ac.ir

حامد روح‌بخش

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

۱- مقدمه

غیرخطی بررسی کرد. مدل هیستریک استفاده شده در این پژوهش مدل دو خطی الاستو-پلاستیک کامل بدون زوال است. تحلیل با در نظر گرفتن اثر پی-دلتا در سختی کل سازه در طول زلزله انجام شده است. در این پژوهش از زلزله ماناگوا^۱ در سال ۱۹۷۲ با $PGA = 0.351g$ و دو پس‌لرزه متوالی آن $PGA = 0.277g$ و $PGA = 0.120g$ استفاده شده است. اثرات رویدادهای متوالی لرزه‌ای بر تغییر شکل‌های غیرخطی و ظرفیت شکل‌پذیری سازه بررسی شده است. بر اساس نتایج این پژوهش مطالعه‌ی تأثیر زوال سختی و مقاومت بر پاسخ سازه‌ها تحت لرزه

رویداد زلزله‌های نسبتاً شدید می‌تواند باعث بروز آسیب در اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ساختمان‌ها گردند. این بدان معناست که مشخصات رفتاری اعضا در صورت وقوع رویدادهای لرزه‌ای بعدی با رفتار مورد انتظار اولیه تفاوت خواهد داشت. این تفاوت باعث می‌شود تا شناخت رفتار احتمالی سازه تحت رویدادهای پس از یک لرزه‌ی نسبتاً شدید مورد مذاقه قرار گرفته و اطلاعات لازم برای طراحی ساختمان یا فرایندهای ارزیابی سریع پس از زلزله اول به دست آید. ماهین [۱] تأثیر پس‌لرزه را به کمک تحلیل‌های لرزه‌ای

تأثیر دامنه پس‌لرزه بر مقدار خسارت است که بر اساس تابعی از خسارت ناشی از زلزله اصلی محاسبه شده است. هاتزیجورجیو و بسکوس [۶] یک روش مؤثر و ساده را برای تخمین ضریب جابه‌جایی غیر الاستیک یک سازه تحت توالی لرزه‌ای با چندین زلزله‌ی پی در پی ارائه کرده‌اند. در این پژوهش به منظور به دست آوردن مشاهداتی در مورد ضریب مذکور پارامترهای گوناگون از جمله دوره تناوب ارتعاشات، ضریب میرایی لزج، ضریب کشش-سخت‌شوندگی، ضریب کاهش نیرو و دسته‌بندی خاک‌ها را بررسی نمود. مدل سازه‌ای که تحقیقات مؤلفان مذکور بر روی آنها انجام گرفته بود یک سیستم الاستو پلاستیک تک‌درجه آزادی با سخت‌شوندگی یا نرم‌شوندگی خطی دارای میرای لزج بوده است. نتایج این پژوهش نشان داد افزایش در ضریب کاهش نیرو، همواره منجر به افزایش در ضریب جابه‌جایی غیر ارتجاعی شده و بر عکس. به علاوه، مقادیر این ضریب به شدت به دوره تناوب سازه‌ای سیستم‌های یک درجه آزادی مخصوصاً در بازه‌ی دوره تناوب‌های کوتاه (با حداکثر ۰/۵ ثانیه) بستگی دارد که در این حالت دوره تناوب‌های پایین‌تر، ضریب جابه‌جایی غیر الاستیک را بالاتر می‌برند. هاتزیجورجیو [۷] مطالعه‌ای در زمینه اثر رویدادهای لرزه‌ای متوالی بر سازه‌های بتنی انجام داد. در این مطالعه از مدل اجزای سازه‌ای با فرض در نظر گرفتن رابطه دو خطی در منحنی لنگر- دوران در اتصالات تیر- ستون و اثر پی- دلتا استفاده شده است. مطابق نتایج این مطالعه مشخص می‌شود که تغییر مکان ماندگار ناشی از اثر پی- دلتا نقش مهمی در زوال سختی کل سازه دارد ولی همچنان اثر زوال در مصالح نادیده گرفته شده است. رویزگاریا [۸] به بررسی زلزله‌های متوالی رخ داده در منطقه شمال غربی ایران پرداخت. در این مطالعه زلزله به بزرگی ۶/۴ ریشتر که در منطقه شمال غرب ایران در تاریخ ۱۱ اوت ۲۰۱۲ رخ داده و پس از آن با یک پس‌لرزه به بزرگی ۴/۹ ریشتر و با فاصله زمانی تنها ۶ دقیقه بعد از زلزله اصلی در نظر گرفته شده است. این نگاشت‌ها در شهر ورزقان ثبت شده است. نتایج این پژوهش نشان داد که تعاریفی که به پیش‌بینی ضریب رفتار و

و پس‌لرزه با زمان ارتعاش طولانی توصیه شده است. آشپایم و بلک [۲] در مقاله خود با عنوان «تأثیر خسارت ناشی از زلزله اول بر پاسخ سازه با در نظر گرفتن زوال سختی اثرات ناشی از زوال در رفتار مصالح» در نظر گرفت و جمع‌شدگی را در مدل منظور نمود. تمرکز اصلی در این مقاله بر ارزیابی حداکثر جابه‌جایی ۲۰۰۰ سیستم یک درجه آزادی با جرم متمرکز بود که در زلزله اول آسیب دیده بودند. در این مقاله مدل رفتاری تاکدا در منحنی هیسترتیک مدل یک درجه آزادی اعمال شد. این مدل رفتاری پدیده جمع‌شدگی را به خوبی برای در نظر گرفتن زوال سختی و مقاومت اعمال می‌کند. ۸۰ زمین‌لرزه با محتوای فرکانس، زمان ارتعاش و تأثیر زلزله حوزه دور و نزدیک انتخاب شدند. این مقاله اثرات در نظر گرفتن توالی لرزه‌ای بر بیشینه جابه‌جایی را مورد بررسی قرار داده است. آمادیو و همکاران [۳] به بررسی ضریب رفتار قاب‌های فولادی پرداختند. ایشان با به کارگیری مدل‌های هیسترتیک مختلف مقایسه‌ای بین مدل‌های خسارت دیده و بدون خسارت در زمان وقوع رویدادهای لرزه‌ای متوالی انجام داده و نحوه عملکرد هر یک از مدل‌های عددی را ارزیابی نمودند. نتایج نشان داد که مدل الاستو- پلاستیک کامل، قابل پذیرش‌ترین مدل تحت زلزله متوالی است. اگرچه با توجه به رفتار واقعی مصالح تحت بار رفت و برگشتی انتظار می‌رود این شبیه‌سازی در صورت در نظر گرفتن مدل‌های سخت‌شونده پس از تسلیم با دقت بیشتری همراه خواهد بود. فراجیو کومو و همکاران [۴] به بررسی پاسخ لرزه‌ای مواردی از قاب‌های فولادی و مقایسه‌ی این پاسخ با پاسخ حاصل از سیستم یک درجه آزادی متناظر با آنها پرداختند و به رابطه‌ی بین پاسخ لرزه‌ای این قاب‌ها و سیستم‌های متناظرشان تحت توالی لرزه‌ای دست یافتند. این مطالعه نشان می‌دهد که تکرار وقایع لرزه‌ای متوالی در یک زمان کوتاه، انباشتگی خسارت را در سازه ایجاد می‌کند.

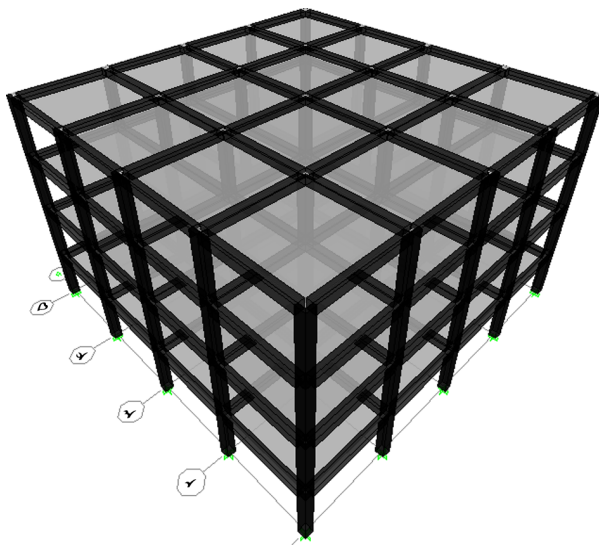
لی و الینگوود [۵] به ارزیابی عملکرد قاب فولادی تحت اثر زلزله متوالی پرداختند. در این مطالعه از روابط ریشتر برای تخمین بزرگای پس‌لرزه بر مبنای زلزله اصلی، برای تولید شتاب‌نگاشت متوالی استفاده شده است. نتایج مطالعه نمایانگر

حالتی که بدون میان‌قاب باشد بسیار چشم‌گیرتر از زمانی است که میان‌قاب وجود داشته باشد. راگوناندان و همکاران [۱۲] به بررسی تأثیرات مخرب پس‌لرزه بر چهار قاب بتن مسلح شکل‌پذیر واقع در کالیفرنیا پرداختند. در این پژوهش از تحلیل غیرخطی دینامیکی افزاینده بر این قاب‌ها استفاده شده است. بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی افزاینده منحنی شکنندگی مربوط به خرابی قاب‌ها برای سازه سالم و آسیب‌دیده تحت زلزله اصلی ترسیم شده است. نتایج این بررسی نشان داد در صورتی که سازه تحت زلزله اصلی آسیب جدی نبیند، ظرفیت شکست آن تحت پس‌لرزه تغییر قابل ملاحظه‌ای ندارد. در نقطه مقابل اگر آسیب تحت زلزله اصلی زیاد باشد، ظرفیت فروریزش سازه تحت پس‌لرزه به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. به‌عنوان نمونه از نتایج به‌دست‌آمده در این پژوهش اگر سازه تحت زلزله اصلی حدود ۴ درصد جابه‌جایی نسبی را متحمل شود، ظرفیت فروریزش تحت پس‌لرزه حدود ۴۰ درصد کاهش می‌یابد. حسین‌پور و عبدالنبی [۱۳] نشان دادند که جهت زلزله در سازه‌های نامنظم، نامنظمی در سازه و مؤلفه قائم زلزله تأثیرات قابل ملاحظه‌ای در پاسخ سازه تحت زلزله متوالی دارد. همچنین نشان دادند که قطبیت پس‌لرزه می‌تواند به‌طور قابل ملاحظه‌ای پاسخ سازه‌های نامنظم را تغییر دهد.

۲- موضوع و هدف مطالعه

بررسی مطالعات انجام شده نشان می‌دهد اثر توالی رویدادهای لرزه‌ای بر افزایش شکنندگی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه در برخی از زمینه‌ها صورت گرفته است؛ اما این فرایند به‌صورت سناریویی و برای شرایط تعریف شده از قبل انجام نشده و اطلاعات مورد نیاز برای سناریوهای مختلف در دسترس نیست. این اطلاعات برای سامانه‌ای که بلافاصله پس از یک رویداد نسبتاً شدید لرزه‌ای به ارزیابی سریع یک محدوده مسکونی و ساختمانی مانند یک شهر به‌منظور پیش‌بینی شرایط آسیب‌ها تحت رویداد لرزه‌ای بعدی می‌پردازد کمک شایانی خواهد نمود. به این ترتیب که با داشتن بیشینه شتاب لرزه‌ای

نسبت جابه‌جایی غیرخطی می‌پردازند نسبت به مقادیری که در این پژوهش به‌دست‌آمده بسیار دست‌پایین‌تر می‌باشند. آتس و همکاران [۹] به بررسی میدانی خسارات ناشی از زلزله متوالی بر سازه‌های بتن مسلح رخ داده در سال ۲۰۱۱ در شهر وان ترکیه پرداختند. خسارات می‌تواند ناشی از مواردی چون تأثیرات ساختگاه، کیفیت ساخت پایین سازه، مقاومت پایین بتن مصرفی، عدم اجرای دقیق اتصال تیر به ستون، اجرای تیر قوی-ستون ضعیف، طبقه نرم، میلگرد ناکافی در اعضا، عدم رعایت دقیق زاویه خم در میلگردهای عرضی و ستون کوتاه باشد. شواهد نشان داد که پس‌لرزه‌ها باعث افزایش خرابی سازه‌های آسیب‌دیده در ۱۷ روز پس از زلزله اصلی شده‌اند. نتایج این پژوهش نشان داد که اکثر سازه‌های آسیب‌دیده در این زلزله بر اساس دستورالعمل طراحی ترکیه مورد طراحی و اجرا قرار نگرفته است. هاتزیواسیو و هاتزیجورجیو [۱۰] رفتار سازه‌های سه‌بعدی بتن مسلح را تحت زلزله‌های متوالی مورد بررسی قرار داد. مدل‌های مورد بررسی شامل دو سازه سه‌طبقه و دو سازه ۵ طبقه می‌باشد. در هر دسته یک قاب به‌صورت منظم و دیگری نامنظم می‌باشد نتایج این پژوهش نشان داد که زلزله‌های متوالی و تأثیرات آن برای نیل به یک طراحی قابل اطمینان در سازه‌های بتن مسلح باید مد نظر قرار بگیرد. تسفامریم و همکاران [۱۱] به مطالعه پارامتریک قاب‌های بتن مسلح شش طبقه تحت زلزله‌های متوالی پرداختند. مدل‌های مورد استفاده این محققین شامل یک قاب بدون میان‌قاب و چهار قاب با میان‌قاب‌های بنایی است. مدل‌های با میان‌قاب شامل دو حالت ضخامت‌های ۷۵ و ۱۲۵ میلی‌متر و همچنین دو حالت چینش میان‌قاب هستند. قاب‌ها در منطقه با خاک درجه ۳ در ونکوور و به‌عنوان یک ساختمان اداری با استفاده از آیین‌نامه لرزه‌ای کانادا طراحی شده است. قاب‌ها تحت ۱۰۰ نگاشت زلزله‌های متوالی قرار گرفته‌اند و تا سطح خطر مصادف با زلزله ۲۵۰۰ ساله مقیاس شده است. تحت هر رویداد متوالی، زمان تناوب اصلی سازه و جابه‌جایی نسبی طبقات رصد شده است. نتایج این پژوهش نشان داد که تغییرات زمان تناوب اصلی سازه و همچنین جابه‌جایی نسبی طبقات در



شکل (۱): یک نمونه از مدل سه بعدی اولیه سازه ۴ طبقه.

جدول (۱): موضوع و مشخصات انتخابی مربوط در مدل سازی و طراحی.

موضوع	مشخصات
ضوابط بارگذاری	ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان ایران
طراحی سازه	مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان ایران
شرایط نامنظمی	سازه منظم
لرزه خیزی ساختگاه	منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد ($A=0/35$)
نوع خاک ساختگاه	خاک نوع دو ($V_{s30} = 375-750$ m/s)
سیستم باربر جانبی	سیستم قاب خمشی بتن آرمه ویژه ($R=7/5$)
بار مرده طبقات	۱۵۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع
بار زنده	۲۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع

بر اساس نتایج طراحی، مشخصات مقاطع یک قاب از هر مدل در جدول (۲) نمایش داده شده است. نام هر قاب با یک عدد سه رقمی شامل دو رقم اول معرف تعداد طبقه و عدد ۴ به عنوان ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ [۱۴] ایران نمایش داده شده است.

۴- مدل های عددی

به منظور مطالعه عددی مورد نظر سه قاب چهار دهانه به ترتیب ۴، ۸ و ۱۵ طبقه در نظر گرفته شد. شکل (۲) الگوی قاب دو بعدی N طبقه مورد استفاده در این مطالعه را نمایش می دهد.

رویداد اول اطلاعات با دقت مناسب برای برآورد آسیب پذیری لرزه ای احتمالاتی تحت رویدادهای محتمل دوم در اختیار قرار خواهد گرفت. همچنین تفاوت عملکرد ساختمان های با تعداد طبقات مختلف در شرایط ذکر شده مورد مطالعه قرار نگرفته است. با توجه به اینکه ساختمان های موجود در کالبد های شهری در تعداد طبقات مختلف بوده و احتمال تفاوت رفتار لرزه ای آنها در این شرایط زیاد است، این امر نیز بر لزوم انجام مطالعات در تعداد طبقات مختلف را بیش از پیش مشخص می سازد. بر این اساس، هدف از مطالعه حاضر توسعه منحنی های شکنندگی لرزه ای مشروط و ارزیابی احتمالاتی عملکرد قاب های خمشی بتن آرمه آسیب دیده در رویداد لرزه ای فرضی اول در برابر رویداد محتمل دوم است. تأثیر بیشینه شتاب لرزه ای و میزان آسیب در رویداد اول بر شکنندگی لرزه ای ساختمان تحت رویداد دوم مطالعه شده و ابزار شکنندگی به نحوی توسعه داده شده تا در سامانه های ارزیابی سریع ریسک، امکان استفاده از توابع مناسب برای پیش بینی شرایط آسیب در رویداد محتمل و نزدیک بعدی میسر گردد. به این منظور، در این مطالعه فرض می شود ساختمان ها در رویداد لرزه ای اول سطوح مشخصی از رفتار غیر ارتجاعی را تجربه نموده و سپس تحت اثر رویداد دوم تحت اثر توالی های لرزه ای قرار خواهند گرفت. سناریوهای مختلف برای بیشینه شتاب رویداد اول در نظر گرفته شده است. ساختمان های مطالعه شده دارای ۴، ۸ و ۱۵ طبقه هستند. از بیست جفت نگاشت لرزه ای متوالی به این منظور استفاده شده است.

۳- سازه های مورد مطالعه

همان گونه که ذکر شد اثر ارتفاع در این مطالعه با بررسی رفتار سه ساختمان با ارتفاع ۴، ۸ و ۱۵ طبقه مورد مطالعه قرار گرفته است. یک نمونه از مدل سه بعدی اولیه سازه ۴ طبقه در شکل (۱) نمایش داده شده است.

به منظور طراحی، مدل سازی کاملی به صورت سه بعدی از یک سازه با تعداد ۴ دهانه در هر امتداد صورت گرفته است. مبنای طراحی ساختمان ها در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول (۲): مشخصات مقاطع تیر و ستون در قاب‌های ۰۴۴، ۰۸۴ و ۱۵۴.

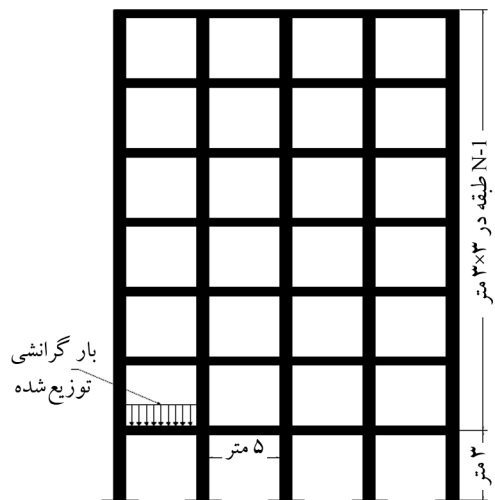
تیر			ستون			قالب	طبقه
آرمانور عرضی	آرمانور طولی (بالا و پایین)	مقطع	آرمانور عرضی	آرمانور طولی (بالا و پایین)	مقطع		
$\Phi 10 @ 12/5$	$4\phi 20$	35×35	$\Phi 10 @ 12/5$	$16\phi 22$	45×45	طبقه ۱-۲	۰۴۴
$\Phi 10 @ 12/5$	$4\phi 20$	35×35	$\Phi 10 @ 12/5$	$8\phi 22$	35×35	طبقه ۳-۴	
$\Phi 10 @ 15$	$3\phi 16$	35×35	$\Phi 10 @ 15$	$12\phi 22$	50×50	طبقه ۱-۲	۰۸۴
$\Phi 10 @ 15$	$3\phi 16$	35×35	$\Phi 10 @ 15$	$8\phi 20$	40×40	طبقه ۳-۵	
$\Phi 10 @ 15$	$3\phi 16$	35×35	$\Phi 10 @ 15$	$8\phi 18$	35×35	طبقه ۶-۸	
$\Phi 10 @ 15$	$4\phi 20$	45×45	$\Phi 10 @ 15$	$20\phi 24$	60×60	طبقه ۱-۳	۱۵۴
$\Phi 10 @ 15$	$4\phi 20$	45×45	$\Phi 10 @ 15$	$12\phi 22$	50×50	طبقه ۴-۹	
$\Phi 10 @ 15$	$4\phi 20$	45×45	$\Phi 10 @ 15$	$12\phi 20$	40×40	طبقه ۱۰-۱۵	

گیردار در نظر گرفته شد. مشخصات مصالح به شرح زیر برای تعریف مشخصات بتن پوشش و هسته و همچنین آرمانورها استفاده شد.

۵- مشخصات مصالح

در این مطالعه برای مدل‌سازی بتن محصور هسته از مدل رفتاری پوپویچ با در نظر گرفتن زوال چرخه‌ای سختی اولیه مصالح بر اساس مطالعه کارسان و ژیرسا [۱۵] استفاده شد.

بتن محصور هسته و نامحصور پوشش با استفاده از مصالح Concrete04 مدل شدند. این نوع مصالح از مقاومت کششی بتن صرف نظر می‌کند. آرمانورهای طولی با رفتار تنش-کرنش دو خطی و با در نظر گرفتن سخت‌شدگی کرنشی توسط مصالح Steel02 مدل شدند. امکان در نظر گرفتن گسیختگی فولاد در این مصالح وجود ندارد. در این مطالعه در نظر گرفتن آسیب‌های ناشی از وقوع دامنه‌های کرنش زیاد و همچنین حفظ آسیب‌های طی چرخه‌های ناشی از رویداد اول مهم است؛ بنابراین از مصالح MinMax در کنار مصالح Steel02 استفاده شد تا گسیختگی مصالح فولاد و عدم بازگشت آن به چرخه‌های بار در ادامه بارگذاری در نظر گرفته شود. مقاومت تسلیم فولاد ۴۰۰ مگاپاسکال و شیب بخش سخت‌شدگی کرنشی برابر ۰/۰۱ شیب اولیه فرض شد. برای بتن نامحصور پوشش، مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال و کرنش ۰/۰۰۲ تحت تنش حداکثر و کرنش نهایی ۰/۰۰۵ منظور گردید. برای شبیه‌سازی رفتار بتن



شکل (۲): الگوی قاب دو بعدی N طبقه مورد استفاده در این مطالعه.

نرم‌افزار OpenSEES برای مدل‌سازی قاب‌های بتن‌آرمه خمشی و سپس تحلیل‌های مورد نظر به کار گرفته شد. مدل المان محدود سازه در نرم‌افزار ایجاد گردید و برای تعریف مشخصات مقطع از المان‌های فایبر استفاده شد. رفتار خمشی اعضای تیر و ستون به صورت پلاستیسیته توزیع شده در نظر گرفته شد. میرایی کلی سازه برای تحلیل‌ها با مدل رایلی و به میزان ۵ درصد منظور گردید و اثر $P-\Delta$ در تحلیل‌ها در نظر گرفته شد. المان تیر-ستون غیرخطی^۳ برای اعضا در نظر گرفته شد. روابط حاکم بر این المان بر مبنای نیرویی و با پلاستیسیته توزیع شده است. هر المان به پنج قسمت انتگرال‌گیری داخلی تقسیم شد. از اندرکنش خاک و سازه صرف‌نظر شده پای ستون‌ها در محل پایه بدون امکان دوران و جابه‌جایی و به صورت

جفت نگاشت طبیعی که در رویدادهای لرزه‌ای به صورت متوالی ثبت شده‌اند، استفاده شده است. جدول (۳) مشخصات نگاشت‌های مورد استفاده در این مطالعه را معرفی می‌نماید.

۷- تحلیل فزاینده غیرخطی

به منظور ارزیابی احتمالاتی عملکرد ساختمان‌ها تحت رویدادهای لرزه‌ای پی در پی، مدل عددی ایجاد شده در نرم‌افزار تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی فزاینده قرار می‌گیرد [۱۷]. به این منظور پارامتر بیشینه شتاب زمین به عنوان معیار شدت لرزه‌ای در تحلیل‌ها مورد استفاده قرار گرفت. یک نمونه از دو نگاشت متوالی در شکل (۳) نشان داده شده است. برای در نظر گرفتن فاصله بین رویدادهای مختلف و بازگشت ساختمان به شرایط سکون مدت زمان ۲۰ ثانیه در بین هر دو نگاشت متوالی در نظر گرفته شد.

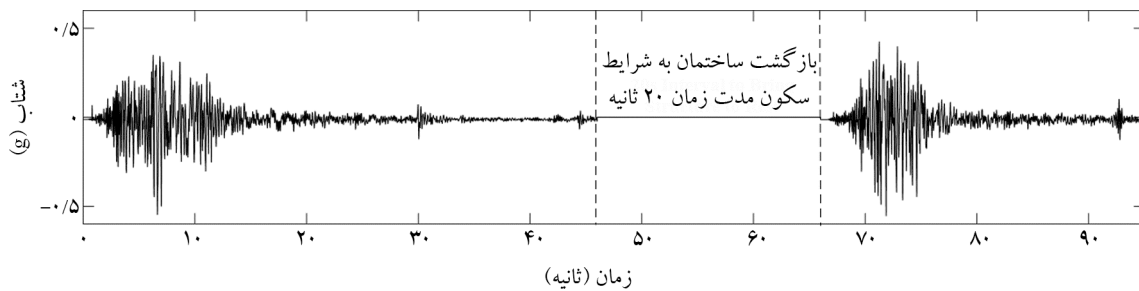
محصور، مدل رفتاری ارائه شده توسط مندر و همکاران [۱۶] به کار رفت. بر اساس این مدل، رفتار بتن محصور به شرایط محصورشدگی مقطع بستگی دارد. مدول الاستیسیته بتن E_c ، برای بتن با وزن متعارف با استفاده از رابطه $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ محاسبه شد. در این رابطه f'_c مقاومت فشاری بتن بر حسب مگاپاسکال است.

۶- نگاشت‌های لرزه‌ای رویدادهای متوالی

در تحلیل‌های تاریخچه زمانی برای در نظر گرفتن اثر دو رویداد لرزه‌ای متوالی، در مطالعات دیگر از روش‌های مختلف از جمله: (۱) در نظر گرفتن یک نگاشت به صورت متوالی (۲) در نظر گرفتن نگاشت‌های مصنوعی و (۳) در نظر گرفتن نگاشت‌های متوالی طبیعی استفاده شده است. در این مطالعه از مجموعه ۲۰

جدول (۳) مشخصات نگاشت زلزله‌های مورد استفاده در این مطالعه.

شماره	نام رویداد	رویداد اول		رویداد دوم	
		تاریخ	PGA (g)	تاریخ	PGA (g)
۱	چین: شمال غربی چین	۱۹۹۷/۰۴/۰۵	۰/۲۷۳	۱۹۹۷/۰۴/۰۶	۰/۱۴۴
۲	ایتالیا: Emilia Romagna	۲۰۱۲/۰۵/۲۰	۰/۲۵۹	۲۰۱۲/۰۵/۲۹	۰/۲۹۴
۳	ایتالیا: Friuli	۱۹۷۶/۰۵/۰۶	۰/۱۹۰	۱۹۷۶/۰۹/۱۱	۰/۳۲۸
۴	ایتالیا: Nocera Umbra	۱۹۹۷/۰۹/۲۶	۰/۴۹۱	۱۹۹۷/۱۰/۰۶	۰/۵۰۲
۵	ژاپن: فوکوشیما	۲۰۱۱/۰۴/۱۱	۰/۵۰۵	۲۰۱۱/۰۴/۱۱	۰/۱۲۷
۶	ژاپن: نیگاتا	۲۰۰۴/۱۰/۲۳	۰/۵۴۷	۲۰۰۴/۱۰/۲۳	۰/۵۵۳
۷	آمریکا: Mammoth Lakes	۱۹۸۰/۰۵/۲۵	۰/۴۱۰	۱۹۸۰/۰۵/۲۵	۰/۱۶۱
۸	شیلی: Valparaiso	۱۹۸۵/۰۳/۰۳	۰/۷۱۲	۱۹۸۵/۰۳/۰۴	۰/۱۹۰
۹	نیوزیلند: Christchurch	۲۰۱۱/۰۲/۲۲	۰/۳۳۴	۲۰۱۱/۰۶/۱۳	۰/۲۲۲
۱۰	نیوزیلند: Weber	۱۹۹۰/۰۲/۱۹	۰/۱۹۹	۱۹۹۰/۰۵/۱۳	۰/۲۴۸
۱۱	ارمنستان: Spitak	۱۹۸۸/۱۲/۰۷	۰/۱۹۱	۱۹۸۸/۱۲/۰۷	۰/۰۹۸
۱۲	ایتالیا: Irpinia	۱۹۸۰/۱۱/۲۳	۰/۳۱۶	۱۹۸۰/۱۱/۲۳	۰/۰۳۳
۱۳	تایوان: چی - چی	۱۹۹۹/۰۹/۲۰	۱/۰۲۶	۱۹۹۹/۰۹/۲۵	۰/۱۵۰
۱۴	هند: Chamoli	۱۹۹۹/۰۳/۲۸	۰/۳۵۹	۱۹۹۹/۰۳/۲۸	۰/۰۶۴
۱۵	ایران: ورزقان	۲۰۱۲/۰۸/۱۱	۰/۴۲۶	۲۰۱۲/۰۸/۱۵	۰/۵۳۱
۱۶	آمریکا: Whittier Narrows	۱۹۸۷/۱۰/۰۱	۰/۳۸۱	۱۹۸۷/۱۰/۰۴	۰/۲۱۶
۱۷	ترکیه: دوزجه	۱۹۹۹/۱۱/۱۲	۰/۲۹۳	۱۹۹۹/۱۱/۱۲	۰/۲۰۴
۱۸	آمریکا: Chalfant Valley	۱۹۸۶/۰۷/۲۱	۰/۴۰۲	۱۹۸۶/۰۷/۳۱	۰/۴۳۲
۱۹	نیوزیلند: Edgecumbe	۱۹۸۷/۰۳/۰۲	۰/۴۳۶	۱۹۸۷/۰۳/۰۲	۰/۱۰۹
۲۰	یونان: کالاماتا	۱۹۸۶/۰۹/۱۳	۰/۲۹۶	۱۹۸۶/۰۹/۱۳	۰/۱۵۲



شکل (۳): نمونه نداشت دو رویداد متوالی (ژاپن، نیکاتا، ۲۰۰۴).

غیرخطی فزاینده و مقدار جابه‌جایی نسبی طبقه به‌عنوان پارامتر تقاضای مهندسی تعریف و فراگذشت آن از دو معیار یاد شده به‌عنوان شکست تعریف شده است.

۹- نتایج

نتایج حاصل از تحلیل‌ها در این بخش ارائه می‌گردند. نتایج در دو قسمت حاصل تحلیل‌های غیرخطی فزاینده و تحلیل شکنندگی لرزه‌ای را نمایش خواهند داد.

۹-۱- تحلیل غیرخطی فزاینده

شکل (۴) نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده قاب خمشی ۰۴۴ برای مقیاس زلزله اصلی به‌ترتیب با بیشینه شتاب $0.4g$ ، $0.7g$ و $1.0g$ را نشان می‌دهد. با توجه به نتایج ارائه شده برای قاب ۴ طبقه طراحی شده با ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در مواردی که بیشینه شتاب رویداد اول کمتر است میزان آسیب هم کمتر خواهد بود. با توجه به نمودار میانه میزان بیشینه شتاب رویداد دوم برای ایجاد ۵ درصد جابه‌جایی نسبی طبقات و برای بیشینه شتاب $0.4g$ ، $0.7g$ و $1.0g$ از رویداد اول به‌ترتیب $2.4g$ ، $2.33g$ و $2.21g$ می‌باشد.

۹-۲- تحلیل شکنندگی لرزه‌ای

تابع شکنندگی لرزه‌ای یک ساختمان احتمال شکست یا فراگذشت پاسخ مشخصی از سازه (پارامتر تقاضای مهندسی) از حد عملکرد مشخصی (مانند حالت حدی فروریزش) را به ازای مقادیر مختلف شدت لرزه‌ای (مانند بیشینه شتاب زمین) ارائه می‌کند. این تابع از نظر ریاضی در شکل رابطه (۱) عنوان می‌شود:

هدف از این مطالعه به دست آوردن توابع شکنندگی لرزه‌ای برای رویداد دوم به‌شرط وقوع رویداد اول با بیشینه شتاب معین می‌باشد. این کار با انجام تحلیل غیرخطی فزاینده و به دست آوردن برآوردی از پاسخ سازه پس از اثرگیری از رویداد اول انجام می‌شود. به این منظور پاسخ به بیشینه شتاب‌های مختلف در رویداد اول محاسبه شده و سپس سازه تحت اثر رخداد دوم تحلیل غیرخطی فزاینده می‌گردد. سه بیشینه شتاب $0.4g$ ، $0.6g$ و $0.7g$ برای نداشت‌های لرزه‌ای اول در نظر گرفته شد. برای هر مدل در هر توالی پس از اعمال نداشت اول با بیشینه شتاب‌های یادشده، تحلیل غیرخطی فزاینده تحت نداشت لرزه‌ای دوم انجام می‌شود و تا زمان رسیدن به میزان تقاضای معیار فروریزش ادامه پیدا می‌کند. به این ترتیب با تحلیل آماری نتایج عددی به‌دست آمده تابع شکنندگی لرزه‌ای (مشروط به رویداد اول با بیشینه شتاب تعریف شده) محاسبه می‌گردد. مقدار میانه بیشینه شتاب‌های منجر به فروریزش در رویداد دوم نیز در این مطالعه به‌عنوان پارامتری برای بررسی و ارزیابی قاب‌ها با سه ارتفاع مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۸- معیار شکست (حالت حدی)

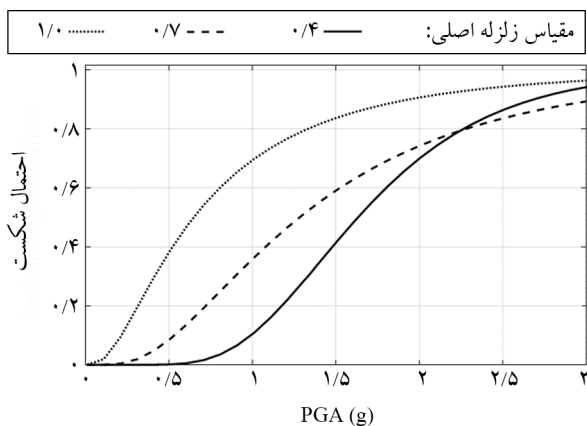
معیارهای پذیرش مورد نظر در این مطالعه بر اساس مندرجات دستورالعمل ASCE 4-13 [۱۸] و نشریه شماره ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه [۱۹] انتخاب شده است. در این نشریات مقدار جابه‌جایی نسبی طبقه برای دو حالت حدی ایمنی جانی و آستانه فروریزش به‌ترتیب برابر با ۲ و ۴ درصد است (ASCE 4-13) و نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه. بر این اساس در بررسی نتایج تحلیل‌های

در این رابطه (۲) D و C به ترتیب مقدار تقاضا و ظرفیت سازه هستند. برای توصیف تابع شکنندگی لرزه‌ای معمولاً از تابع توزیع احتمال تجمعی نرمال یا لوگ-نرمال استفاده می‌شود؛ بنابراین بر اساس برآورد میزان پراکندگی ناشی از عدم قطعیت‌ها، تابع شکنندگی لرزه‌ای به صورت رابطه (۳) قابل برآورد است:

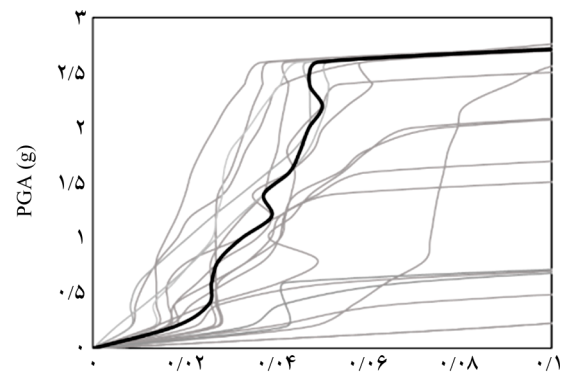
$$P(C/IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln x - \mu}{\beta}\right) \quad (3)$$

در این رابطه $P(C/IM = x)$ عبارت است از اینکه احتمال وقوع زلزله‌ای با شدت $IM = x$ باعث فراگذشت مدل از حالت حدی C شود و Φ تابع توزیع احتمال تجمعی لوگ-نرمال μ میانگین نتایج و β انحراف معیار لگاریتم طبیعی IM است. با توجه به اینکه ساختمان پیش از تحلیل فزاینده تحت هر نگاهشت دوم، تحت رویداد اول با شدت مشخصی تحریک و تحلیل می‌شود، نتایج توابع شکنندگی حاصل در واقع «توابع شکنندگی لرزه‌ای مشروط» به تجربه نگاهشت اول توسط مدل هستند.

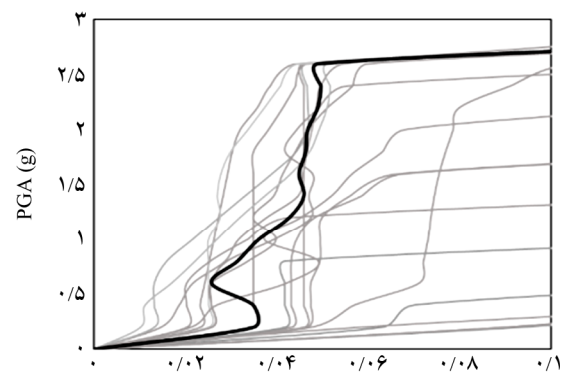
شکل (۵) نمودار شکنندگی قاب ۰/۴۴ را تحت دو رویداد متوالی برای بیشینه شتاب رویداد اول برابر ۰/۴g، ۰/۷g و ۱/۰g نشان می‌دهد. روند پاسخ قاب‌های با ارتفاع مختلف به ترتیب با مقایسه شکل (۵) با شکل‌های (۶) و (۷) دیگر قابل بررسی و ارزیابی است. شکل (۵) شکنندگی لرزه‌ای قاب ۸ طبقه و شکل (۶) نیز شکنندگی لرزه‌ای قاب ۱۵ طبقه را در اثر رویداد دوم به شرط رویداد اول با بیشینه شتاب‌های مختلف ۰/۴g، ۰/۷g و ۱/۰g نشان می‌دهند.



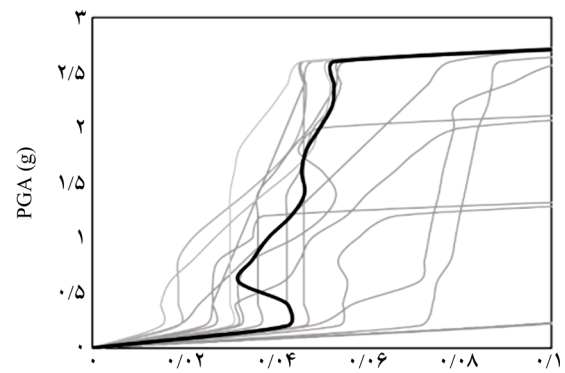
شکل (۵): نمودار شکنندگی قاب خمشی ۰/۴۴ تحت زلزله متوالی برای مقیاس رویداد اول ۰/۴g، ۰/۷g و ۱/۰g.



حداکثر دررفت بین طبقات
۰/۴ g (الف)



حداکثر دررفت بین طبقات
۰/۷ g (ب)



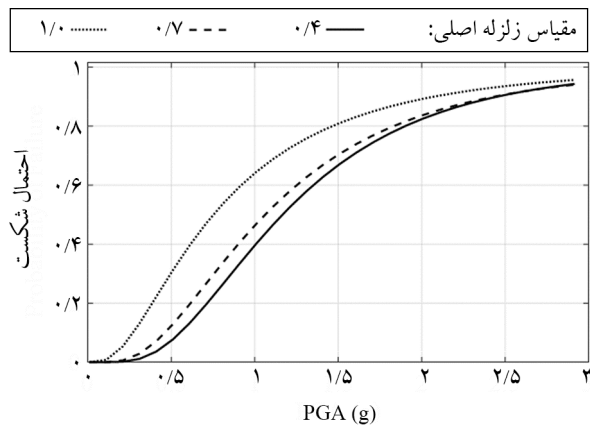
حداکثر دررفت بین طبقات
۱/۰ g (پ)

شکل (۴): نتایج تحلیل دینامیکی افزاینده قاب خمشی ۰/۴۴ برای مقیاس زلزله اصلی.

$$\text{Fragility} = P[\text{LS} | \text{IM} = y] \quad (1)$$

در این رابطه LS و IM به ترتیب نشانگر حالت حدی و شدت لرزه‌ای هستند. در این شرایط، احتمال شکست به صورت رابطه (۲) معرفی می‌گردد:

$$p_f = P\left[\frac{D}{C} \geq 1\right] \quad (2)$$



شکل (۷): نمودار شکنندگی قاب خمشی ۱۵ طبقه تحت زلزله متوالی برای مقیاس رویداد اول ۰/۴ g، ۰/۷ g و ۱/۰ g.

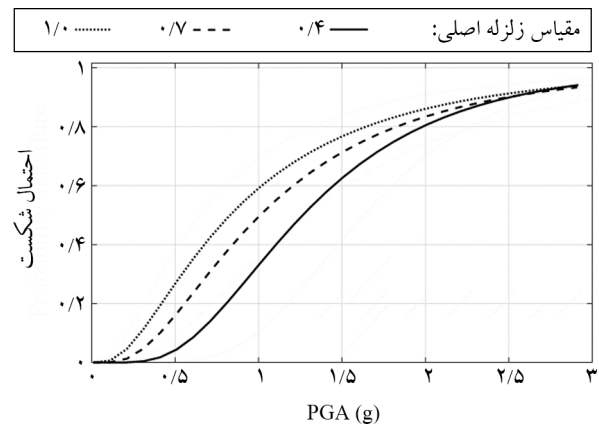
در شکل (۵) منحنی‌های شکنندگی قاب خمشی ۴ طبقه مشاهده می‌شود. در هر نمودار مقادیر شکنندگی در شرایطی که سازه تحت رویداد اول با سه بیشینه شتاب ۰/۴ g، ۰/۷ g و ۱/۰ g قرار گرفته محاسبه شده‌اند. با توجه به نمودارها مقدار افزایش احتمال شکست در رویداد دوم بر اساس بیشینه شتاب رویداد اول مشخص شده است. برای مثال احتمال خرابی قاب برای بیشینه شتاب ۱/۰ g از رویداد دوم زمانی که بیشینه شتاب رویداد اول ۰/۴ g بوده است، برابر ۰/۰۹ و زمانی که بیشینه شتاب رویداد اول ۱/۰ g بوده است، برابر ۰/۶۸ می‌باشد.

جدول (۴): احتمال خرابی قاب‌های خمشی تحت زلزله متوالی، بیشینه شتاب رویداد اول ۰/۵ g است.

احتمال شکست (درصد)			بیشینه شتاب رویداد اول
۱۵ طبقه	۸ طبقه	۴ طبقه	
۸	۵	۰	۰/۴ g
۱۰	۱۵	۹	۰/۷ g
۳۰	۱۷	۴۰	۱/۰ g

میان‌ه و انحراف معیار دو پارامتر مهم برای برآورد توابع شکنندگی لرزه‌ای هستند. این دو پارامتر برای سه قاب در سه ارتفاع مختلف به ازای شتاب رویداد اول PGA_1 محاسبه و در جدول (۵) نمایش داده شده است.

برای ارزیابی اینکه بیشینه شتاب رویداد لرزه‌ای دوم به چه شکل باعث رسیدن پاسخ به حالت حدی شکست فروریزش می‌گردد،



شکل (۶): نمودار شکنندگی قاب خمشی ۰/۸۴ تحت زلزله متوالی برای مقیاس رویداد اول ۰/۴ g، ۰/۷ g و ۱/۰ g.

در شکل (۶) منحنی شکنندگی قاب خمشی ۸ طبقه برای سه مقدار بیشینه شتاب رویداد اول رسم شده‌اند. نمودارها نشان می‌دهند احتمال خرابی قاب برای بیشینه شتاب ۱/۰ g از رویداد دوم زمانی که بیشینه شتاب رویداد اول ۰/۴ g بوده است، برابر ۰/۳۳ و زمانی که بیشینه شتاب رویداد اول ۱/۰ g بوده است، برابر ۰/۵۹ می‌باشد.

در شکل (۷) منحنی شکنندگی قاب خمشی ۱۵ طبقه نمایش داده شده است. در این نمودار نیز منحنی شکنندگی برای قابی که تحت نگاشت اول با بیشینه شتاب‌های لرزه‌ای ۰/۴ g، ۰/۷ g و ۱/۰ g قرار گرفته منحنی شکنندگی تحت رویداد دوم رسم شده است. با توجه به نمودارها مشاهده می‌شود که منحنی شکنندگی در اثر رویداد لرزه‌ای اول به بیشینه شتاب‌های مختلف به چه میزان تغییر داشته افزایش یافته است. برای مثال احتمال فراگذشت از حالت حدی برای بیشینه شتاب ۱/۰ g از رویداد دوم زمانی که

با توجه به نمودارهای فوق مشاهده می شود که با افزایش بیشینه شتاب رویداد اول میزان کاهش میانه‌ی بیشینه شتاب رویداد دوم در حالت شکست کامل هر قاب قابل مشاهده است. همچنین در قاب‌های در سه ارتفاع نتایج محاسبه شده برای پارامتر MAIC در محدوده بیشینه شتاب لرزه‌ای رویداد اول تا $0.7g$ ، نسبتاً نزدیک به هم است. در حالی که این نتایج برای مقادیر بیشتر از بیشینه شتاب لرزه‌ای رویداد اول کاهش قابل توجهی دارد.

۱۰- جمع بندی

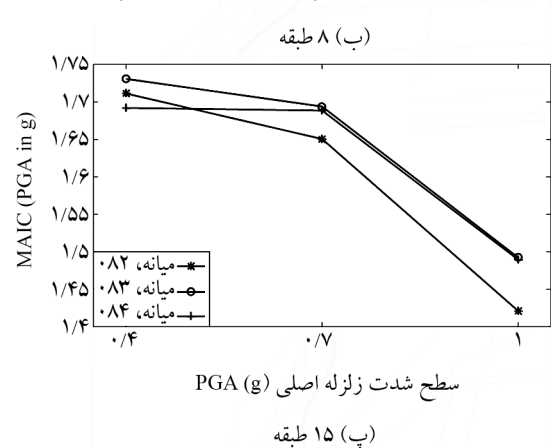
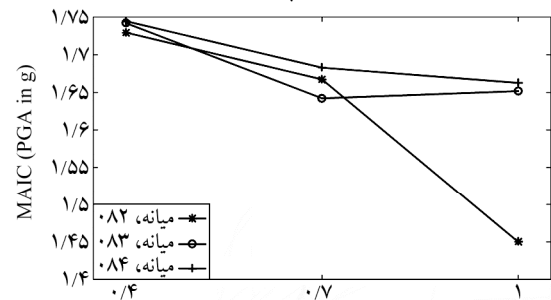
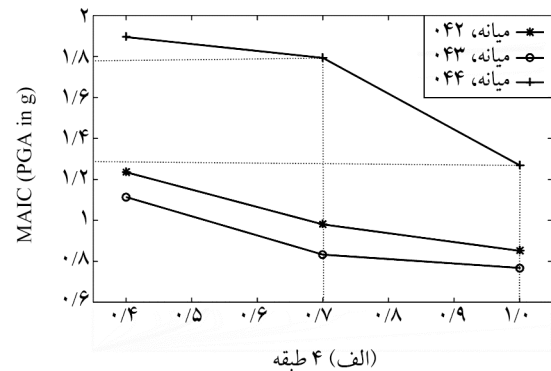
وقوع لرزه‌های متوالی از رویدادهای با احتمال زیاد در مناطق با خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد در کشور است که در سال‌های گذشته تجربه‌های متعدد آن وجود دارد. این رویدادهای با فاصله‌ی زمانی کم امکان بازگشت سختی و مقاومت کاهش یافته به شرایط اولیه را از کاربران گرفته و احتمال فروریزش ساختمان را افزایش دهند. اطلاع از وضعیت ساختمان‌ها با تعداد طبقات مختلف در این زمینه در سامانه‌های ارزیابی سریع آسیب پذیری با اهمیت خواهد بود. در این مطالعه سه ساختمان ۴، ۸ و ۱۵ طبقه بتن آرمه قاب خمشی ویژه در بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران طراحی و در شرایط رویدادهای متوالی لرزه‌ای تحلیل گشتند.

- توابع شکنندگی لرزه‌ای مشروط برای سه ساختمان ۴، ۸ و ۱۵ طبقه محاسبه شدند.
- نتایج نشان داد احتمال مشروط شکست تحت یک توالی لرزه‌ای با افزایش بیشینه شتاب لرزه‌ای اول افزایش می یابد و مقدار این تغییر در مطالعات نشان داده شد. این امر کمک می کند تا در صورت وقوع یک زلزله، یک سامانه برآورد آسیب با در اختیار داشتن تابع شکنندگی مشروط برای رویداد دوم به ارزیابی دقیق تر وضعیت محتمل بعدی پردازد.
- مقدار کاهش پارامتر میانگین در تابع شکنندگی لرزه‌ای در اثر افزایش PGA زلزله اول در قاب ۴ طبقه (از $1/89g$ به $1/27g$) بیشتر از کاهش پارامتر مشابه در ساختمان ۱۵ طبقه (از $1/69g$ به $1/50g$) به دست آمد.

پارامتر میانه شدت لرزه دوم منتج به شکست که با نشانه MAIC در شکل‌ها نشان داده شده محاسبه شد. این پارامتر برای سه حالت رویداد اول به دست آمد. شکل (۸) این موارد را در سه قاب مورد نظر نمایش می دهد.

جدول (۵): میانه و انحراف معیار شکنندگی لرزه‌ای برای سه قاب در سه ارتفاع مختلف به ازای مقادیر مختلف بیشینه شتاب رویداد اول PGA_1 .

	$PGA_1 = 1/0 g$		$PGA_1 = 0/7 g$		$PGA_1 = 0/4 g$	
	β	μ	β	μ	β	μ
۴ طبقه	۱/۰۴	۱/۲۷	۰/۹۲	۱/۷۹	۰/۸۱	۱/۸۹
۸ طبقه	۱/۱۱	۱/۶۶	۱/۰۱	۱/۶۹	۰/۹۴	۱/۷۵
۱۵ طبقه	۱/۰۶	۱/۵۰	۱/۰۳	۱/۶۹	۰/۹۶	۱/۶۹



شکل (۸): مقایسه میانه نتایج حاصل تحت زلزله متوالی برای قاب خمشی.

5. Li, Q. and Ellingwood, B. (2007) Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock-aftershock earthquake sequences. *J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **36**, 405-427, retrieved from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726115000287>.
6. Hatzigeorgiou, G.D. and Beskos, D.E. (2009) Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes. *Engineering Structures*, **31**(11), 2744-2755. Retrieved from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029609002284>.
7. Hatzigeorgiou, G.D. (2010) Behavior factors for nonlinear structures subjected to multiple near-fault earthquakes. *Computers and Structures*. **88**, 309-321. Retrieved from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S004579490900279X>.
8. 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. Retrieved from: <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/13632469.2012.663154>.
9. Ates, S., Kahya, V., Yurdakul, M., and Adanur, S. (2013) Damages on reinforced concrete buildings due to consecutive earthquakes in Van. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **53**, 109-118, Retrieved from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726113001395>.
10. Hatzivassiliou, M. and Hatzigeorgiou, G.D. (2015) Seismic sequence effects on three-dimensional reinforced concrete buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **72**, Retrieved from: 77-88. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726115000287>.
11. Tesfamariam, S., Goda, K., and Mondal, G. (2015) Seismic vulnerability of reinforced concrete frame with unreinforced masonry infill due to main shock-aftershock earthquake sequences. *Earthquake Spectra*, **31**(3), 1427-1449. Retrieved from: <https://earthquakespectra.org/doi/abs/10.1193/042313EQS111M>.
12. Raghunandan, M., Liel, A.B., and Luco, N. (2015) Aftershock collapse vulnerability assessment of
 - با افزایش تعداد طبقات از ۴ به ۸ و ۱۵، مشاهده شد پارامتر معرف پراکنندگی مقادیر شکنندگی لرزه‌ای، β ، در هر سه سناریوی پیشینه شتاب لرزه‌ای (به جز قاب ۸ طبقه تحت شدت $PGA = 1/0 \text{ g}$) (هرچند محدود) افزایش می‌یابد.
 - پارامتر MIAC در این مطالعه به عنوان شاخصی برای ارزیابی افزایش آسیب‌پذیری سازه در اثر تجربه‌ی رویداد لرزه‌ای اول برای ساختمان‌های با سه ارتفاع مختلف معرفی شد و مقدار تغییر آن در توالی لرزه‌ای محاسبه و ارائه گردید.

تشکر و قدردانی

مطالعه انجام شده در این مقاله در پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله و با حمایت بنیاد ملی حمایت از پژوهشگران و فناوران و تحت گرنت پژوهشی به شماره ۹۶۰۰۵۵۲۵ انجام شده است.

مراجع

1. Mahin, S.A. (1980) Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes. Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, **5**, 677-680. Retrieved from: https://www.academia.edu/22767890/Effects_of_multiple_earthquakes_on_inelastic_structural_response.
2. Aschheim, M. and Black, E. (1999) Effects of prior earthquake damage on response of simple stiffness-degrading structures. *J. Engineering Spectra*, **15**(1), 1-24. <https://earthquakespectra.org/doi/abs/10.1193/1.1586026>.
3. Amadio, C., Fragiaco, M., and Rajgelj, S. (2003) The effects of repeated earthquake ground motions on the nonlinear response of SDOF systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **32**(2), 291-308.
4. Fragiaco, M., Amadio, C., and Macorini, L. (2004) Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions. *Engineering Structures*, **26**(13), 2021-2035. Retrieved from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029604002639>.

- reinforced concrete frame structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **44**(3), 419-439. Retrieved from: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/eqe.2478>.
13. Hosseinpour, F. and Abdelnaby, A.E. (2017) Effect of different aspects of multiple earthquakes on the nonlinear behavior of RC structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **92**, 706-725. Retrieved from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726116304778>.
 14. Standard No. 2800 (2005) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. Third Revision, Building and Housing Research Center, Tehran. Retrieved from: http://iisee.kenken.go.jp/worldlist/26_Iran/Iran%20National%20Seismic%20Code_2007_3rd%20Version_English.pdf.
 15. Karsan, I.D. and Jirsa, J.O. (1969) Behavior of concrete under compressive loading. *Journal of the Structural Division. Proceeding of the American Society of Civil Engineers*, **95**(ST12), 2543-2563.
 16. Mander, J.B., Priestley, M.J., and Park, R. (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, **114**(8), 1804-1826.
 17. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(3), 491-514.
 18. ASCE (2013) *ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
 19. PBO Planning and Management Organization of Iran (2007) *Iranian Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (Publication No. 360)*. Management and Planning Organization of Iran.

واژه‌نامه

- ۱- ماناگوا Managua
- ۲- بیشینه شتاب زمین Peak Ground Acceleration (PGA)
- ۳- المان تیر- ستون غیر خطی Nonlinear Beam-Column Elements

The Expected Seismic Fragility of Code-Conforming RC Moment Resisting Frames under Twin Seismic Events

Afshin Kalantari^{1*} and Hamed Roohbakhsh²

1. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: a.kalantari@iiees.ac.ir
2. Ph.D. Candidate, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran

After each intense mainshock, a series of aftershocks typically occur, which can have a detrimental impact on already-damaged buildings. When buildings have already lost some of their structural integrity during the main shock, the occurrence of aftershocks can lead to complete failure. The height of buildings is a critical parameter that directly influences their seismic behavior during an earthquake. In this research paper, the effect of building height on the seismic behavior of reinforced concrete (RC) moment frames is evaluated under twin earthquake events. To conduct this study, three RC moment resisting frames are designed with varying heights: 4, 8, and 15 stories. The structural design procedures are conducted based on the latest version of the Iranian Code for Seismic Construction of Buildings, known as Standard No. 2800 (STD 2800). By modeling these frames in the OpenSEES software, their seismic behavior is evaluated using conditional fragility curves, specifically considering the damages inflicted by the mainshock. To simulate real-world scenarios, the frames are subjected to 20 actual twin earthquake events. The maximum inter-storey drift, a commonly used damage index, was considered during the evaluation process. The criteria for collapse damage limit states were derived from the Iranian Instruction on Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, PBO Publication No. 360. By comparing the increase in probability of failure at conditional fragilities for frames of different heights, the impact of the mainshock on the likelihood of failure due to aftershocks is discerned. Findings indicated that the probability of failure due to aftershocks substantially increases with the intensity of the mainshock. Furthermore, this increase is particularly pronounced in buildings with more stories. The research demonstrates that taller buildings face a higher risk of failure when subjected to aftershocks following an intense mainshock. The additional height amplifies the vulnerability of the structure, potentially compromising its seismic resistance. This phenomenon highlights the importance of considering building height as a critical factor in seismic design and risk assessment. The study also emphasizes the significance of adhering to seismic construction codes, such as STD 2800, which provide guidelines and regulations to mitigate the impact of earthquakes on buildings. Compliance with these codes ensures that structures are designed to withstand seismic forces and reduce the risk of damage or collapse. The findings from this research can inform engineers, architects, and policymakers involved in seismic design and urban planning. They provide valuable insights into the behavior of RC moment frames under twin earthquake events, allowing for more informed decisions regarding building design, risk assessment, and the implementation of appropriate mitigation measures. It is crucial to continue advancing our understanding of the complex interactions between seismic events, building characteristics, and structural behavior. By conducting further research and refining these models, the resilience of structures can enhance, the risk to human life is minimized, and resulted to the development of more robust and safer communities in earthquake-prone regions. In conclusion, this study investigates the impact of building height on the seismic behavior of RC moment frames under twin earthquake events. The results underscore the heightened vulnerability of taller buildings to aftershocks following an intense mainshock. The research highlights the importance of adhering to seismic construction codes and offers valuable insights for professionals involved in seismic design and urban planning.

Keywords: Seismic Sequence Event, Nonlinear Dynamic Analysis, RC Buildings, Conditional Fragility Curve.