

تحلیل اثر توالی لرزه و پس لرزه بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی

بتنی مسلح

دریافت مقاله: ۱۱-۰۴-۱۳۹۶

پذیرش مقاله: ۲۲-۱۰-۱۳۹۷

میلاذ محمدیان

دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه
m.mohammadian@civil.uut.ac.ir

عرفان شافعی (نویسنده مسئول)

استادیار گروه عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه
e.shafei@uut.ac.ir

جواد مکاری رحمدل

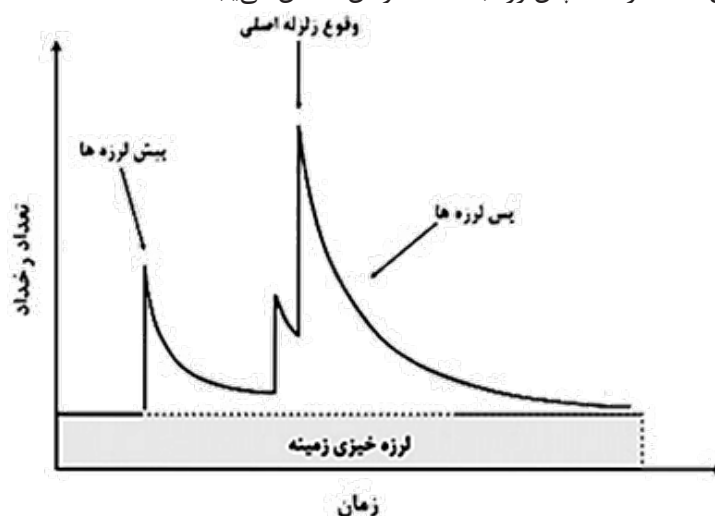
استادیار گروه عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه، ارومیه
j.mokari@uut.ac.ir

چکیده:

زمین لرزه‌های پی‌درپی به شدت بر پاسخ غیرخطی سازه‌ها تأثیر می‌گذارند و در بسیاری از موارد اثرات نامطلوب بیشتری در مقایسه با زلزله‌های منفرد، مانند تجمع آسیب‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای دارند. هدف از این تحقیق، بررسی اثر توالی‌های لرزه‌ای مختلف بر روی عملکرد غیرخطی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن مسلح است. برای این منظور، دو دسته قاب بتن مسلح چهار و هشت طبقه، توسط نرم‌افزار المان محدود مدل‌سازی و تحلیل دینامیکی غیرخطی شده است. این قاب‌ها توسط هشت دسته زلزله از جمله کجائلی، چی‌چی، لندرز، نورث‌ریج، امپریال‌والی، هولیستر، کوبه و فریولی تحت اثر سه حالت مختلف بارگذاری زلزله قرار داده می‌شوند: (۱) زلزله‌های با شوک منفرد (۲) توالی با مضمون شوک اصلی و دامنه‌های مختلف پس‌لرزه (۳) توالی ناهمگون از لرزه حوزه دور و پس‌لرزه حوزه نزدیک. تحقیق بر روی بررسی پارامترهای تغییرمکان نسبی حداکثر طبقه و تغییرمکان نسبی باقی‌مانده (پسماند) طبقه تمرکز دارد. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که در توالی‌های لرزه‌ای، مقدار تغییرمکان نسبی باقی‌مانده پس‌لرزه همیشه بیشتر از زلزله اصلی است. همچنین نتایج نشان‌دهنده حساسیت بیشتر سازه‌های کوتاه‌مرتبه، به تغییرمکان نسبی حداکثر طبقه در پس‌لرزه، نسبت به سازه‌های بلندمرتبه است. مقدار تشدید تغییرمکان نسبی باقی‌مانده برای حالات توالی ناهمگون برای سازه‌های کوتاه‌مرتبه بیشتر از حالات بلندمرتبه است. همچنین در هر سه حالت اعمال زلزله، دو طبقه آخر بیشترین تغییرمکان نسبی حداکثر و باقی‌مانده را متحمل می‌شوند که نشان‌دهنده حساسیت طبقات انتهایی سازه‌ها به بحث پس‌لرزه و توالی لرزه‌ای است. بنابراین امکان خسارت سازه تحت اثر پس‌لرزه از طبقات انتهایی سازه خیلی زیاد بوده و باید در طراحی لرزه‌ای سازه مورد توجه قرار گیرد.

کلمات کلیدی: توالی لرزه‌ای، قاب خمشی بتن مسلح، عملکرد غیرخطی، تغییرمکان نسبی، خسارت.

زلزله یکی از مخرب‌ترین پدیده‌های طبیعی روی زمین است. این پدیده به خصوص در هنگام تبدیل به توالی لرزه‌ای می‌تواند باعث خسارات زیادی شود. توالی لرزه‌ای را می‌توان به صورت مجموعه‌ای از زلزله‌های یک منطقه که در یک بازه زمانی خاص و در ارتباط با هم رخ می‌دهند، تعریف کرد [۱]. توالی لرزه‌ای با توجه به زمان وقوع شامل یک زلزله اصلی (بزرگترین رخداد) و رخداد‌های وابسته به آن، یعنی پیش‌لرزه و پس‌لرزه است. پیش‌لرزه‌ها زلزله‌های نسبتاً کوچکی هستند که قبل از زلزله اصلی رخ می‌دهند. بزرگترین زلزله که در یک توالی لرزه‌ای رخ می‌دهد را به عنوان زلزله اصلی تعریف می‌کنند. بعد از وقوع زلزله اصلی زلزله‌های دیگری نیز رخ می‌دهد که به عنوان پس‌لرزه شناخته می‌شوند [۲]. پس‌لرزه‌ها از نظر شدت کوچکتر از زلزله اصلی بوده و به اندازه ۱ تا ۲ برابر طول گسل دورتر از جایگاه گسل اصلی رخ می‌دهند. این پس‌لرزه‌ها ممکن است به فاصله زمانی چند دقیقه تا چند سال پس از زلزله اصلی رخ دهند که البته فراوانی و قدرت آنها به مرور زمان کاهش می‌یابد [۱]. شکل ۱ مثالی شماتیک از یک توالی لرزه‌ای است. طبق این شکل، تعداد رخداد پس‌لرزه با گذشت زمان کاهش می‌یابد.



شکل ۱: مثالی شماتیک از یک توالی لرزه‌ای [۱]

با توجه به بازه زمانی کوتاهی که بین زلزله اصلی و پس‌لرزه‌های با شدت متوسط و زیاد وجود دارد و با توجه به اینکه در بحث توالی لرزه‌ای، بیشتر سازه‌ها در زلزله اصلی دچار آسیب و خسارت می‌شوند ولی فرصتی برای تقویت و مقاوم‌سازی این سازه‌ها وجود ندارد، لذا امکان پیشرفت ناحیه خسارت‌دیده در سازه، تحت اثر پس‌لرزه‌ها افزایش می‌یابد. البته سازه‌ها تحت اثر تحریک پس‌لرزه‌ها می‌توانند بدون افزایش خسارت و فقط با افزایش جابه‌جایی باقی‌مانده تا حد تخریب پیش روند [۳-۵]. اکثر پس‌لرزه‌ها باعث آسیب تجمعی به سازه آسیب‌دیده تحت زلزله اصلی می‌شوند که این افزایش آسیب‌پذیری ممکن است ایمنی جانی ساکنین را به شدت تهدید کند [۶]. از آنجایی که محققین و آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای موجود، طراحی‌های خود را صرفاً بر اساس زلزله منفرد (زلزله طرح) انجام داده و در مقابل مقادیر مشخصی برای جابه‌جایی نسبی حداکثر و باقی‌مانده طبقات به منظور ارزیابی خسارت وارده ارائه نشده است [۷-۹]، شناخت و بررسی پس‌لرزه‌ها و اثرات آن بسیار مهم است [۱۰].

در این تحقیق، ابتدا یک سازه بتن مسلح سه بعدی توسط نرم‌افزار تحلیل غیرخطی^۱ مدل‌سازی شده و سپس پاسخ لرزه‌ای آن با نمونه آزمایشگاهی موجود مقایسه شده است. سپس پاسخ لرزه‌ای دو قاب بتن مسلح دوبعدی چهار و هشت طبقه تحت اثر حالت‌های مختلف توالی لرزه‌ای ارزیابی شده است. به منظور بررسی پاسخ غیرخطی قاب‌های

^۱ SeismoStruct

مورد نظر، از پارامترهای جابه‌جایی نسبی حداکثر و باقی‌مانده طبقات استفاده شده است. شایان ذکر بوده که خسارت در بحث مصالح نیز لحاظ شده است.

۲- پژوهش‌های پیشین در زمینه توالی لرزه‌ای

در سال ۱۸۹۴، اوموری^۲ به بررسی تعدادی از پس‌لرزه‌های زلزله ژاپن پرداخته و با مطالعه و بررسی داده‌های این توالی و برازش دادن آنها، قانون اوموری را به این صورت ارائه کرد که فرکانس پس‌لرزه‌ها تقریباً با گذشت زمان پس از شوک اصلی کاهش می‌یابد [۱]. در ادامه و به دلیل سادگی کار، از سیستم‌های تک درجه آزادی^۳ برای تعیین رفتار سازه‌ها استفاده شد. سیستم‌های SDOF اولین بار توسط اشمه‌ایم و بلک^۴ معرفی شد [۱۱]. بر اساس نتایج آنها، پاسخ جابه‌جایی سیستم آسیب‌دیده در زلزله اصلی، تقریباً برابر با هم‌تای آسیب‌دیده خود پس از رسیدن به حداکثر جابه‌جایی است [۱۱]. در سال ۲۰۰۳ آمادیو و همکاران^۵ [۱۱،۵] به بررسی پاسخ غیرخطی سیستم تک درجه آزادی با سختی‌های هیستریک متفاوت، تحت توالی‌های لرزه‌ای پرداختند. آنها نتیجه گرفتند که سیستم‌های الاستوپلاستیک به عنوان آسیب‌پذیر لرزه‌ای طبقه‌بندی می‌شوند. در سال ۲۰۰۹ هاتزیجوریو و همکاران^۶ [۱۲] به بررسی ضریب جابه‌جایی غیرخطی، برای سازه‌های تک درجه آزادی تحت توالی‌های لرزه‌ای پرداختند. آنها نشان دادند که زلزله‌های مکرر تاثیر قابل توجهی در نسبت تغییرمکان غیرخطی و حداکثر تغییرمکان غیرخطی دارد. در ادامه محققین دیگری نیز تحقیقات خود را بر روی پاسخ غیرخطی سیستم‌های تک درجه آزادی تحت اثر توالی لرزه‌ای انجام دادند.

در ادامه محققین جهت بررسی سیستم‌های سازه‌ای، مدل‌های چند درجه آزادی^۷ را استفاده کردند [۱۱] که از روابط لنگر- دوران غیرخطی در انتهای تیرها و ستون‌ها (مفاصل پلاستیک) جهت بیان کاهش سختی و مقاومت بهره می‌گیرند. در همین راستا هاتزیجوریو و همکاران [۱۳] رفتار غیرخطی قاب‌های بتن مسلح را تحت زلزله‌های متوالی بررسی کردند. آنها ۴۵ حالت توالی لرزه‌ای را برای بررسی رفتار غیرخطی هشت قاب بتن مسلح منظم و نامنظم به کار بردند. نتایج آنها نشان می‌دهد که رفتار و عملکرد قاب‌های بتن مسلح به طور قابل توجهی تحت تاثیر توالی‌های لرزه‌ای قرار گرفته است. آنها همچنین یک حالت تجربی برای تخمین تقاضای شکل‌پذیری تحت زلزله‌های متعدد با استفاده از مقادیر مشابه برای زلزله‌های منفرد پیشنهاد دادند. در سال ۲۰۱۱ رویز گارسیا^۸ و همکاران [۱۴] در تحقیقی به بررسی تغییرات تقاضاهای تغییرمکان نسبی حداکثر و باقی‌مانده برای حالات توالی لرزه پرداختند. آنها به این نتیجه رسیدند که به علت کوتاه بودن محتوای فرکانسی پس‌لرزه‌ها، این دو پارامتر بر خلاف نتایج حاصله از توالی‌های لرزه‌ای مصنوعی، افزایش قابل توجهی را ندارند. در سال ۲۰۱۲ هوانگ و همکاران^۹ [۱۵] به ارزیابی خسارت و آسیب‌های تجمعی ناشی از توالی‌های لرزه‌ای در یک قاب بتن مسلح سه طبقه توسط نرم‌افزار غیرخطی پرداختند. نتایج آنها حاکی از وابستگی شدید خسارت سازه به آسیب جمع شده از زلزله قبلی است. همچنین نشان داده شد که افزایش حداکثر شتاب زمین^{۱۰} برای پس‌لرزه‌ها باعث افزایش خسارت می‌شود. در سال ۲۰۱۳ فیصل و همکاران^{۱۱} [۲] به بررسی تقاضاهای شکل‌پذیری طبقات در قاب‌های بتن مسلح تحت

² Fusakichi Omori

³ SDOF

⁴ Aschheim and Black

⁵ Amadio et al.

⁶ Hatzigeorgiou

⁷ MDOF

⁸ Ruiz-García

⁹ Huang et al.

¹⁰ PGA

¹¹ Faisal et al.

توالی‌های لرزه‌ای مختلف پرداخته و به این نتیجه رسیدند که رویداد سه‌گانه (پیش‌لرزه، زلزله اصلی و پس‌لرزه) و رویداد دوگانه (پیش‌لرزه-زلزله اصلی یا زلزله اصلی-پس‌لرزه) دارای تقاضاهای شکل‌پذیری بیشتری نسبت به رویداد تکی هستند. در سال ۲۰۱۴ رویزگارسیا [۳] به بررسی تاثیر توالی‌های لرزه‌ای در ساختمان‌های بتن مسلح واقع در مناطق نرم خاک پرداخته و به این نتیجه رسید که با افزایش شدت پس‌لرزه، میزان تغییرمکان نسبی طبقه نیز افزایش می‌یابد. در سال ۲۰۱۵ هاتزیواسیلیو و همکاران^{۱۲} [۱۶] اثرات توالی لرزه‌ای را در ساختمان‌های بتن مسلح سه بعدی بررسی کردند. هدف از این تحقیق بررسی پاسخ غیرخطی سازه‌های سه بعدی تحت زلزله‌های متوالی بود. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که تغییرمکان‌های حداکثر و باقی‌مانده در یک توالی لرزه‌ای بیشتر از یک رویداد منفرد است. همچنین مشاهده شد که تقاضاهای شکل‌پذیری در یک توالی لرزه‌ای به پیکربندی و محل ساختمان وابسته هستند. در سال ۲۰۱۷ حسین‌پور و همکاران [۱۳] منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای را برای سه سازه بتن مسلح تحت توالی‌های متعدد ارائه دادند. برای این منظور چهار حالت اعمال زلزله را در نظر گرفتند: (۱) زلزله اصلی منفرد (۲) توالی لرزه‌ای و (۳) پس‌لرزه‌های تنها بدون در نظر گرفتن خسارت ناشی از رویداد قبلی Aftershock (UD) (۴) پس‌لرزه‌های تنها با در نظر گرفتن خسارت ناشی از رویداد قبلی Aftershock (D). نتایج نشان می‌دهد که در حالت A-UD کمترین آسیب‌پذیری در سازه به‌وجود می‌آید و در حالت A-D بیشترین احتمال تجاوز در همه حالات و شدت‌های زلزله وجود دارد. همچنین مشاهده گردید که با افزایش تعداد طبقات، تفاوت میان منحنی‌های شکنندگی کاهش می‌یابد. در سال ۲۰۱۷ حسین‌پور [۱۷]، اثرات زلزله‌های متعدد را بر رفتار غیرخطی دو ساختمان بتن مسلح بررسی کرد و به این نتیجه رسید که تغییر جهت زلزله باعث ایجاد جابه‌جایی‌های باقی‌مانده بزرگی می‌شود. همچنین مشاهده شد که مولفه عمودی زلزله تعداد مفاصل پلاستیک ستون‌ها را افزایش می‌دهد. در سال ۲۰۱۷ رویزگارسیا و همکاران [۱۸] تاثیر فرضیات مدل‌سازی و همچنین سطح خطر پس‌لرزه‌ها را در یک قاب فولادی بررسی کردند. برای این منظور از دو مجموعه پس‌لرزه با سطوح خطر مختلف استفاده شد. فرض اساسی در این تحقیق این بود که مدل‌های ساختمان پیش از اینکه در معرض پس‌لرزه قرار بگیرند، تغییرمکان نسبی باقی‌مانده خاصی را پس از زلزله تجربه کرده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که هرچه قدر این مقدار باقی‌مانده پس از زلزله اصلی بیشتر باشد، مدل‌های ساختمانی تمایل بیشتری به سمت بازگشت اولیه دارند. براساس این تحقیق، تجمع تغییرمکان باقی‌مانده تحت اثر پس‌لرزه‌ها همیشه اتفاق نمی‌افتد.

۳-مدلسازی عددی غیرخطی و صحت‌سنجی

به منظور ارائه تحلیل غیرخطی جهت ارزیابی رفتار توالی لرزه‌ای سازه‌های مورد تحلیل، ابتدا نیاز به ارائه زمینه‌ی تحلیل غیرخطی مصالح و هندسی به صورت دینامیکی است. بدین منظور، از روش المان محدود ماکرو^{۱۳} استفاده شده که در این روش، نوع المان‌های تحلیل غیرخطی از نوع کنترل‌شونده به روش نیرو^{۱۴} با انتگرال‌گیری گسترده با حداقل تعداد ۵ نقطه انتگرال‌گیری در طول المان جهت تعیین صحیح منحنی لنگرخمشی و نیروی برشی استفاده شده است. این نوع المان دارای بالاترین دقت در میان سایر المان‌های غیرخطی (کنترل‌شونده به روش تغییرمکان، دارای مفاصل پلاستیک متمرکز و غیره) بوده و دقت کافی را حتی در صورت استفاده از یک المان در طول عضو را تأمین می‌کند. انتگرال‌گیری در داخل مقطع عضو به صورت فایبربندی شده و براساس منحنی رفتاری غیرخطی مصالح فولاد و بتن انجام می‌شود.

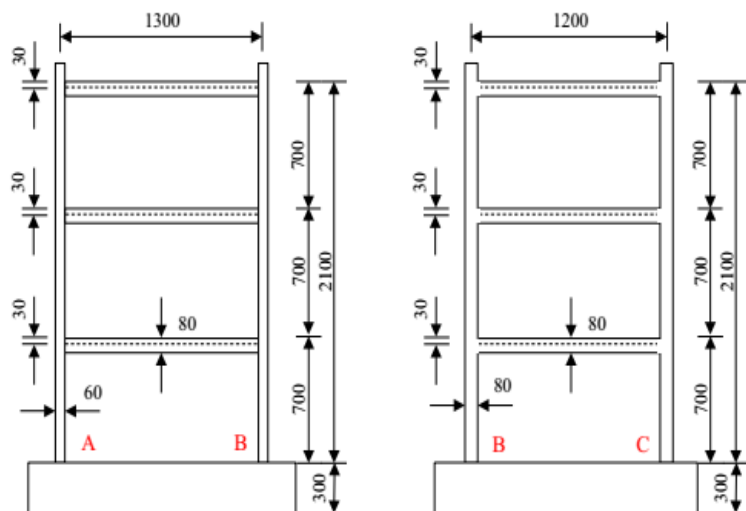
¹² Hatzivassiliou et al.

¹³ Macro FEM

¹⁴ Inelastic Frame Force-based (infrmFB)

نتایج آزمایش‌های عملی در مقیاس‌های واقعی یا کوچک، به علت نزدیکتر بودن المان‌های دخیل به شرایط واقعی، قابل اتکاتر از روش‌های عددی است. از سوی دیگر به علت هزینه‌های بالای این دسته از مطالعات و محدود بودن ادوات لازم برای تحقیق آنها، استفاده از مدلسازی‌های دقیق با ضریب خطای کمتر بسیار منطقی خواهد بود. از اینرو جهت صحت‌سنجی روش تحقیق، از مدلسازی آزمایش عملی انجام شده توسط شوانگ‌لی و همکاران [۱۹] استفاده شده است. نمونه قاب مورد آزمایش، یک سازه سه طبقه بتنی مسلح بوده که با نسبت ۱ به ۵ روی میز لرزه ساخته شده است تا فرآیند رفتار لرزه‌ای کل قاب ساخته شده را تحت اثرات تشدید زلزله مورد بررسی قرار دهند. برای این منظور قاب مورد نظر از یک سطح الاستیک تا یک سطح غیرخطی تغییرشکل پیدا کرده و سپس ناپایداری دینامیکی تا زمان فروریزش قاب به زمین بررسی شده است. اساس طراحی این سازه آیین‌نامه ساختمانی کشور چین [۲۰] بوده و شکل ۲ هندسه و جزئیات نمونه قاب را نشان می‌دهد.

ابعاد تیرها و ستون‌ها در هر سه طبقه مشابه می‌باشند. برای به حداقل رساندن اثرات نامطلوب پیچشی، نمونه آزمایشگاهی به صورت منظم در امتداد دو محور عمود بر هم پلان طراحی شده است. جرم‌های سقف طبقات اول و دوم برابر با ۱/۲ تن و طبقه سوم برابر با ۰/۷۳ تن قرار داده شده است. مقادیر خواص مکانیکی بتن و فولاد مصرفی در آزمایش به شرح جدول ۱ است. آرما توره‌های طولی و عرضی طراحی شده برای سازه با مقیاس واقعی به ترتیب #۸ و #۱۴ بوده که این مقادیر به ترتیب ۳/۹۸ میلی‌متر و ۲/۰۱ میلی‌متر برای سازه مقیاس شده طبق تحقیق شوانگ‌لی و همکاران [۱۹] ارائه شده است. بدیهی است که مدل عددی ارائه شده در تحقیق حاضر جهت مدل‌سازی و صحت‌سنجی آزمایش صورت گرفته بر اساس مقادیر مقیاس شده ابعاد میلگردها بوده است. جهت مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن از مدل رفتاری مندر (Mander nonlinear concrete model) و همکاران^{۱۵} [۲۱] با نام CON_MA استفاده شده که شامل یک مدل "تک‌محوری" با محصورشدگی ثابتی است که شامل رفتار چرخه‌ای ارائه شده توسط ماتینز-روندا و النشایی^{۱۶} [۲۲] نیز است. در ادامه به منظور بیان رفتار سخت‌شوندگی و اثر باشینگر در فولاد از مدل STL_MP (Menegotto-Pinto steel model) استفاده شده که این مدل براساس تئوری تسلیم تک‌محوره منگوتو و پینتو^{۱۷} [۲۳] استوار است. شکل ۳ نمایش‌گر منحنی‌های چرخه‌ای رفتار این مدل‌ها برای بیان رفتار مصالح آزمایشگاهی است.



(ب): ابعاد ارتفاع، دهانه و ضخامت اجزای قاب خمشی

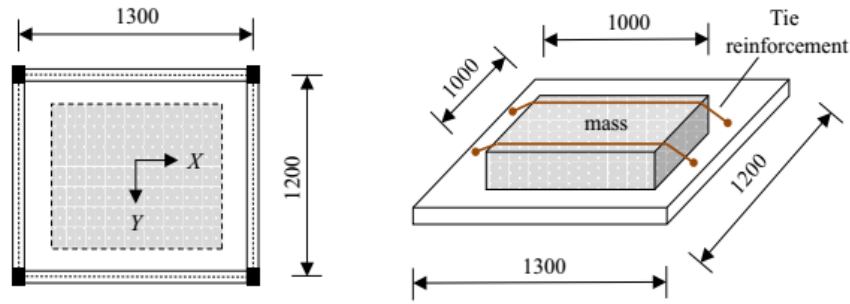


(الف): نمای سه‌بعدی قاب بتنی

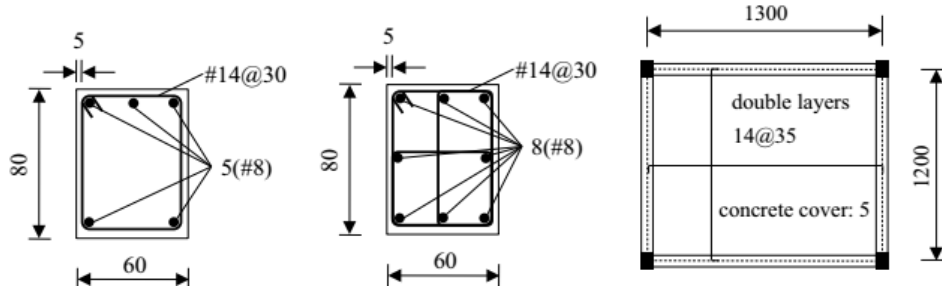
¹⁵ Mander et al.

¹⁶ Martínez-Rueda and Elnashai

¹⁷ Menegotto and Pinto



(ج): نمای پلان و جرم‌های کف



(د): جزئیات میلگردگذاری دال کف، ستون و تیر (به ترتیب)

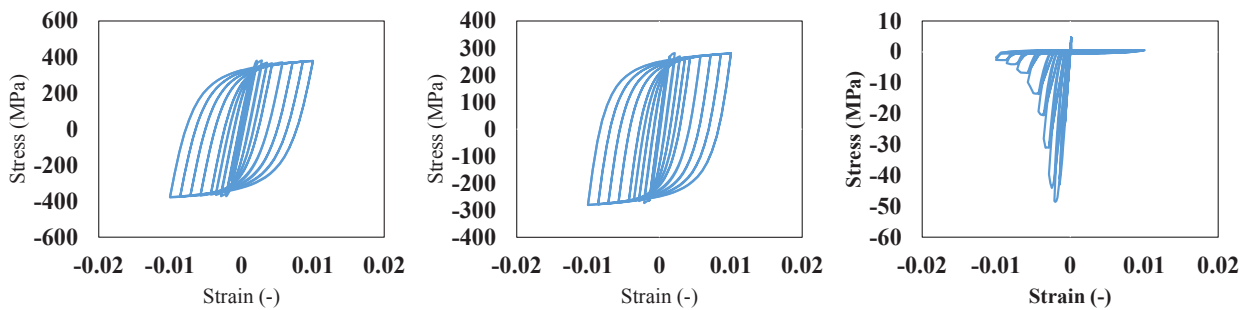
شکل ۲: هندسه و جزئیات نمونه قاب بتن مسلح مرجع آزمایشگاهی [۱۹]

جدول ۱: مشخصات مکانیکی مصالح آزمایش [۱۹]

کرنش $0.1f'_c$	کرنش $0.2f'_c$	کرنش $0.3f'_c$	کرنش $0.4f'_c$	کرنش $0.5f'_c$	مقاومت فشاری (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)	خاصیت مکانیکی بتن
12×10^{-3}	8.66×10^{-3}	7.57×10^{-3}	6.95×10^{-3}	6.54×10^{-3}	48.14	22.34	مقدار

نسبت سخت‌شوندگی (%)	کرنش پارگی	مقاومت کششی (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)	خاصیت مکانیکی فولاد
1.52	123×10^{-3}	282.5	201.83	مقدار برای #8
1.02	119×10^{-3}	389.93	196.57	مقدار برای #14

با توجه به شکل ۳-الف در مصالح بتن رفتار سخت‌شوندگی بعد از مرحله الاستیک و رفتار نرم‌شوندگی بعد از عبور از مقاومت نهایی مطابق مدل مندر بیان شده است. همچنین به منظور در نظر گرفتن شکست بتن بعد از کرنش نهایی از کرنش حداکثر فشاری ۰/۷٪ جهت تقلیل مقاوت باقی‌مانده بتن استفاده شده است. مقاومت نهایی فولاد نیز ۰/۱ در نظر گرفته شده است.



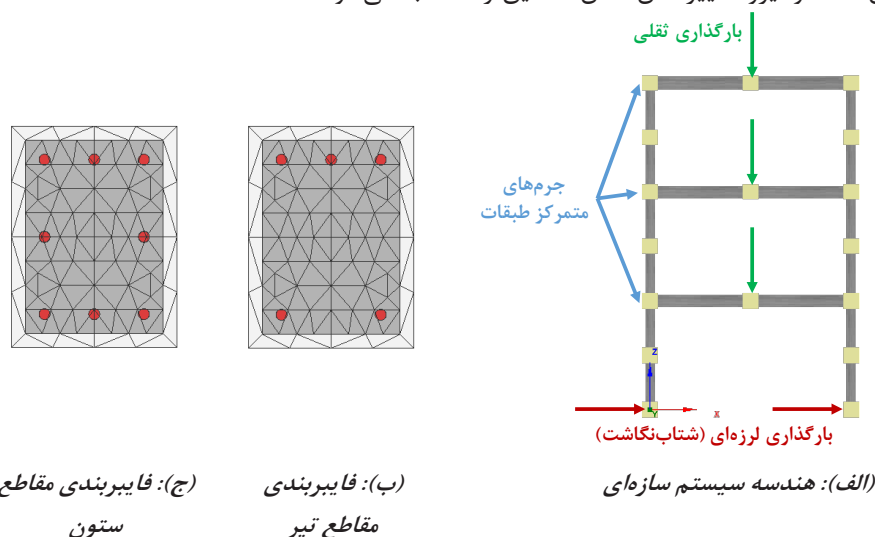
(ج): میلگرد #14

(ب): میلگرد #8

(الف): بتن معمولی

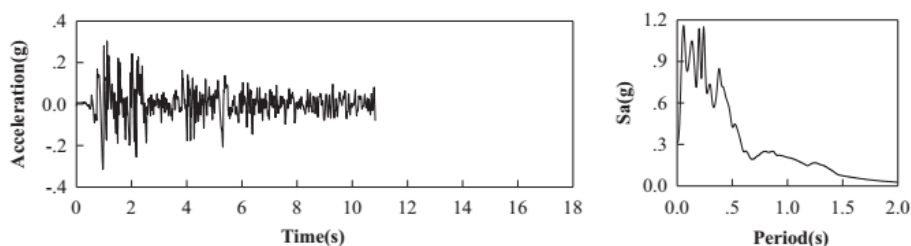
شکل ۳: منحنی رفتار غیرخطی مصالح بتن و فولاد تسلیم در مطالعه آزمایشگاهی [۱۹]

هندس سه‌بعدی سیستم سازه‌ای مدل شده در نرم‌افزار به همراه فایبربندی مقاطع در شکل ۴ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که جهت مدل‌سازی دقیق، المان‌های تیر و ستون در طول خود گسسته‌سازی شده‌اند (به روش نصف کردن). همچنین جهت تعیین صحیح پاسخ دینامیکی سیستم از روش انتگرال‌گیری HHT^{۱۸} با حداقل تعداد ۵ نقطه انتگرال‌گیری در طول المان غیرخطی استفاده شده است. این روش علاوه بر استواری روی روش نیومارک-بتا شامل پارامتر α بوده که به منظور کاهش تقریب عددی و خطاهای منته‌جه به کار می‌رود. مقادیر α ، β و γ به ترتیب ۰/۱، ۰/۳۰۲۵ و ۰/۶ انتخاب شده است. مقدار میرایی کلاسیک متناسب با جرم سازه و مود اول ارتعاشی به نسبت ۵٪ میرایی بحرانی خطی انتخاب شده است. لازم به ذکر است که از آنجایی که المان‌های مستطیلی مساحت بیشتری نسبت به المان‌های مثلثی دارند، لذا استفاده از المان‌های مثلثی باعث فایبربندی ریزتر مقاطع شده و بنابراین منحنی‌های ممان-انحنا و نیرو-تغییر مکان المان‌ها دقیق‌تر محاسبه می‌شود.



شکل ۴: هندسه مدل عددی و فایبربندی مقاطع تیر و ستون

نمونه آزمایشگاهی تحت تحریک یک نوع زلزله با هشت حداکثر شتاب متفاوت بین ۸۰ تا ۱۱۰۰ سانتی‌متر بر مجذورثانیه قرار گرفته است. زلزله مورد استفاده در آزمایش، شتاب‌های ثبت شده از زلزله ۱۹۸۰ ال سنترو بودند که از ایستگاه #9 Array بدست آمده‌اند [۲۴]. شتاب‌ها در جهت طولی x به سازه وارد می‌شوند و از آنجاییکه سازه مقیاس شده تحت زلزله واقعی رفتار سخت‌تری (دامنه ارتعاش کمتری) نسبت به سازه واقعی دارد، لذا جهت همخوانی نسبت دامنه‌های حالات واقعی و مدل آزمایشگاهی سازه، زمان شتاب‌نگاشت نیز به نسبت $1/\sqrt{5}$ مقیاس شده تا اینکه نسبت پریرود به مضمون فرکانسی هر دو حالت یکسان باشد. تاریخچه زمانی شتاب و نمودار طیف این زلزله در شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۵: تاریخچه زمانی شتاب و طیف با میرایی ۵٪ [۱۹]

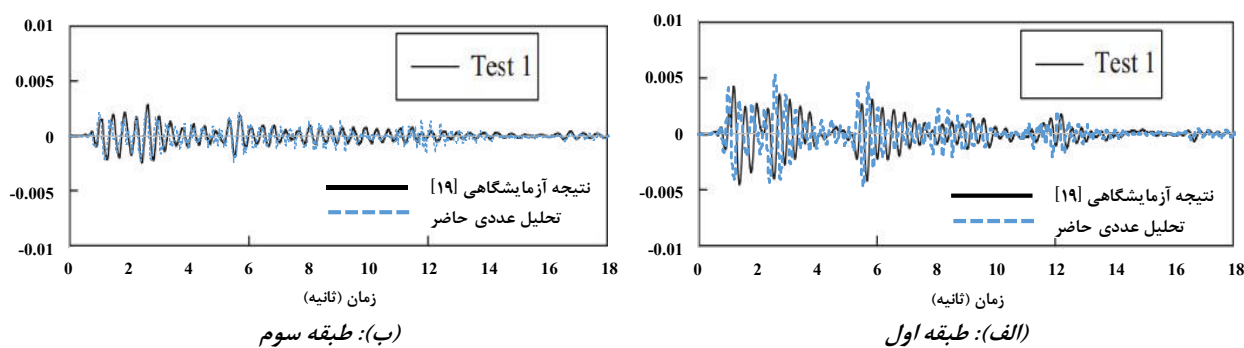
¹⁸ Hughes-Hilbert-Taylor integration

پریود سه مود اول ارتعاشی سازه با استفاده از تحلیل مقادیر ویژه، توسط نرم افزار تحلیل غیرخطی بدست آمده و با فرکانس های ارائه شده توسط آزمایش مقایسه شده است. با مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی، اختلاف قابل قبولی مشاهده می شود که مقایسه نتایج در جدول ۲ آورده شده است.

جدول ۲: مقایسه مقادیر فرکانس ارتعاشی عددی و آزمایشگاهی

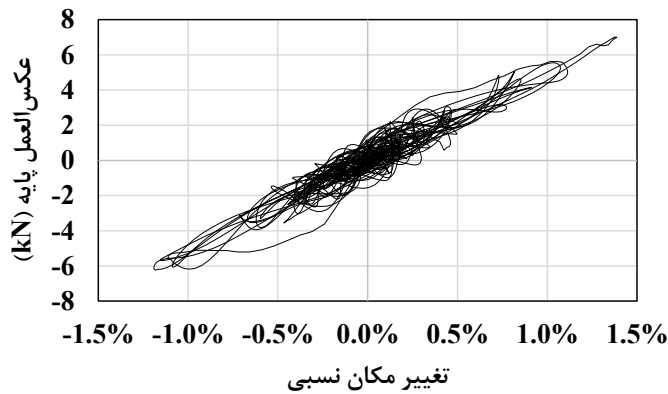
مود ارتعاشی	تحلیل عددی (Hz)	نتیجه آزمایشگاهی [۱۹] (Hz)	قدرمطلق خطای نسبی (%)
1 st	3.51	3.42	2.6
2 nd	10.94	11.23	2.6
3 rd	18.01	16.84	6.9

با توجه به اینکه مقاله آزمایشگاهی انجام شده توسط شوونگ لی و همکاران در ۸ تست و با شتاب های مختلف زلزله در هر تست انجام شده است، لذا سازه در مقادیر اولیه شتاب دارای تخریب موضعی در طبقات خاص و در مقادیر نهایی شتاب دارای تخریب کلی بوده است. شایان ذکر است که جهت صحت سنجی مدل عددی ارائه شده و همچنین محدودیت همگرایی تحلیلی در مقادیر بالای شتاب، صرفاً بیشینه شتاب ۰.۸ شتاب ثقل مورد بررسی و صحت سنجی قرار گرفته است. لذا تحلیل عددی انجام شده توسط نرم افزار برای تست اول که سازه تا حد جزئی وارد محدوده غیرخطی شده است انجام شد. پس از انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی برای حالت بیشینه شتاب ۸۰ سانتی متر بر ثانیه، نمودار تغییر مکان نسبی طبقات اول و سوم مدل عددی با نتایج نظیر آزمایشگاهی مقایسه شده است. مقدار حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی برای طبقه اول از تحلیل عددی و آزمایش به ترتیب ۰.۵۱٪ و ۰.۴۷٪ استخراج می شود که نتایج عددی تطابق مطلوبی دارند. مقدار تغییر مکان نسبی طبقه سوم حاصل از تحلیل و آزمایش نیز به ترتیب برابر با ۰.۲۲٪ و ۰.۲۵٪ بدست آمده که تطبیق نتایج تحلیلی را تأیید می کند. از آنجاییکه مقدار تغییر مکان نسبی حداکثر مدل عددی برابر با ۱.۳۸٪ بوده و بیشتر از حد الاستیک ۰.۴٪ می باشد لذا ترک خوردگی های اولیه در بتن رخ داده ولی تنش فشاری کمتر از مقاومت پکیدی بتن است.



شکل ۷: مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات حاصل از نتایج عددی حاضر و آزمایشگاهی موجود

با توجه به اینکه در مطالعه آزمایشگاهی مرجع بحثی از عکس العمل پایه نشده است، بنابراین نتایج حاصل از مطالعه عددی ملاک تحقیق حاضر بوده است. نمودار برش پایه بر حسب تغییر مکان نسبی کل سازه در شکل ۸ آورده شده است. مقدار عکس العمل پایه بیشینه حاصل از تحلیل عددی برابر با ۷/۰۲ کیلونیوتن محاسبه شده است. همچنین حداکثر تغییر مکان نسبی کل سازه برابر با ۱.۳۸٪ بدست آمده است.



شکل ۸: نمودار برش پایه - تغییر مکان نسبی مدل عددی

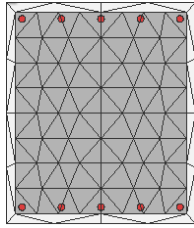
۴- تحلیل توالی لرزه‌ای

۴-۱- طراحی لرزه‌ای سازه‌ها

در این پژوهش از دو نوع ساختمان بتنی مسلح چهار و هشت طبقه استفاده شده است. طراحی ثقلی و لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه ACI-318-14 [۲۵] و با استفاده از نرم‌افزار^{۱۹} مدل‌سازی و طراحی شده‌اند. ساختمان‌ها دارای کاربری مسکونی بوده و در سطح خطر خیلی زیاد مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۹] قرار دارند. سیستم سقف از نوع دال بتنی بوده و سیستم باربر جانبی از نوع قاب خمشی بتنی مسلح با شکل‌پذیری متوسط است. اتصال تیر به ستون به صورت کاملاً صلب بوده و اتصال پای ستون‌ها گیردار است. هر دو سازه دارای سه دهانه ۶ متری دوطرفه بوده و ارتفاع هر طبقه ۳/۵ متر می‌باشد. بار مرده و زنده به ترتیب ۶ و ۳ کیلونیوتن بر مترمربع، مقاومت فشاری بتن، مقاومت‌های کششی آرماتورهای طولی و عرضی به ترتیب ۲۸ مگاپاسکال، ۴۰۰ مگاپاسکال و ۳۰۰ مگاپاسکال است. بارگذاری لرزه‌ای این دو سازه براساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ با ضریب زلزله ۰/۱۹۲ و ۰/۱۳۴ به همراه ضریب توزیع ۱/۰۲ و ۱/۲۹ برای دو سازه چهار و هشت طبقه تعریف شده است. پرپود تجربی نیز مورد استناد برای هر دو نوع سازه بوده است. در مرحله بعدی مدل‌سازی این دو سازه در نرم‌افزار تحلیل غیرخطی دینامیکی انجام شده و در مرحله اول پرپود تجربی آیین‌نامه با مقدار تحلیلی مقایسه شده است. پرپودهای عددی و تجربی برای سازه چهار طبقه به ترتیب ۰/۵۵ و ۰/۵۴ ثانیه محاسبه شده که این مقادیر برای سازه هشت طبقه به ترتیب ۰/۷۱ و ۱/۰ ثانیه بدست آمده است. از آنجاییکه رابطه پرپود سازه در آیین‌نامه ۲۸۰۰ مقادیر تجربی داشته، لذا معیار تحلیلی برای سازه‌های بلندمرتبه نبوده و جنبه محافظه کارانه از نظر طراحی دارد. ولی در سازه‌های طراحی شده، مقاطع جهت تامین سختی لازم از نظر محدودیت تغییرمکان نسبی اصلاح می‌شوند. بنابراین می‌توان انتظار داشت که در سازه‌های بلند طراحی شده مقدار پرپود عددی دقیقاً برابر با پرپود تجربی نخواهد بود. جهت مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن و فولاد از مدل‌های مشابه با نمونه صحت‌سنجی شده استفاده شده است. هندسه مدل‌سازی و جزئیات مقاطع قاب به همراه فایبربندی مقاطع در شکل ۹ آورده شده است. لازم به ذکر است که نوع المان‌های تحلیل غیرخطی از نوع کنترل‌شونده به روش نیرو^{۲۰} با انتگرال‌گیری گسترده با حداقل تعداد ۵ نقطه انتگرال‌گیری در طول المان جهت محاسبه دقیق لنگر خمشی و نیروی برشی می‌باشد. این المان‌ها در محدوده الاستیک، پلاستیک و نرم‌شوندگی مقاطع دارای قدرت خوبی هستند. از آنجاییکه طبق مطالعه آزمایشگاهی فروپاشی و فروریزش سازه برای تست اول (تست صحت‌سنجی شده) گزارش نشده است، لذا این المان‌ها قدرت مدل‌سازی دقیق سازه را دارند. همچنین می‌توان خاطر نشان کرد که در صورت نیاز به مدل‌سازی فروپاشی سازه‌ها می‌توان از المان‌های کنترل‌شونده به تغییرمکان استفاده کرد.

¹⁹ CSI: ETABS-2009

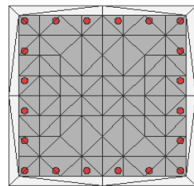
²⁰ Inelastic Frame Force-based (infrmFB)



(ج): فایبربندی مقاطع ستون

Column	Beam	Story
B22, B23, B24 c29, c30, c31, c32	C50-16Φ20 B50*40-3Φ16	8
B19, B20, B21 c25, c26, c27, c28	C50-16Φ20 B50*40-3Φ20	7
B16, B17, B18 c21, c22, c23, c24	C65-20Φ25 B60*50-4Φ22	6
B13, B14, B15 c17, c18, c19, c20	C65-20Φ25 B60*50-4Φ24	5
B10, B11, B12 c13, c14, c15, c16	C65-20Φ25 B70*60-5Φ24	4
B7, B8, B9 c9, c10, c11, c12	C65-20Φ25 B70*60-5Φ25	3
B4, B5, B6 c5, c6, c7, c8	C70-20Φ25 B70*60-5Φ25	2
B1, B2, B3 c1, c2, c3, c4	C70-20Φ25 B70*60-5Φ22	1

(الف): هندسه و جزئیات مقاطع قاب هشت طبقه



(د): فایبربندی مقاطع تیر

Column	Beam	Story
B10, B11, B12 C13, C14, C15, C16	C45-16Φ16 B50*40-4Φ20	4
B7, B8, B9 C9, C10, C11, C12	C45-12Φ18 B50*40-5Φ20	3
B4, B5, B6 C5, C6, C7, C8	C55-16Φ16 B50*40-4Φ26	2
B1, B2, B3 C1, C2, C3, C4	C55-20Φ22 B50*40-4Φ26	1

(ب): هندسه و جزئیات مقاطع قاب چهار طبقه

شکل ۹: هندسه مدل سازی و جزئیات مقاطع قاب به همراه فایبربندی مقاطع

۴-۲- مقیاس زلزله و اعمال توالی شتابنگاشت

در پژوهش انجام شده، به منظور بررسی پاسخ غیرخطی قاب‌های بتن مسلح، هشت مجموعه زلزله از پایگاه اطلاعات زمین‌لرزه‌های قوی PEER^{۲۱} انتخاب شده است که در جدول ۴ اطلاعات این زلزله‌ها آورده شده است. این زمین‌لرزه‌ها از دو نوع حوزه نزدیک^{۲۲} (با ضربه سرعت) و حوزه دور^{۲۳} (فاقد ضربه سرعت) انتخاب شده تا اینکه بتوان مقدار حساسیت پدیده توالی متفاوت لرزه‌ای را بررسی کرد. اطلاعات مربوط به زمین‌لرزه‌ها به همراه بیشینه شتاب زلزله در جدول ۳ آورده شده است. در ادامه به منظور تحلیل دینامیکی غیرخطی، شتاب‌نگاشت‌های مفروض براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۹] و روش بازه فرکانسی زلزله مقیاس شده است. برای این منظور، شتاب طیفی^{۲۴} هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها در بازه زمانی ۰/۲ تا ۱/۵ برابر پیروید تجربی سازه، نسبت به شتاب طیفی آئین‌نامه همپایه شده و مقدار ضریب مقیاس هر کدام محاسبه می‌شود. مقادیر ضریب مقیاس و شتاب طیفی متناسب هر زلزله برای سازه‌ها به ترتیب در جدول ۴ و در شکل ۱۰ آورده شده است.

²¹ Pacific Earthquake Engineering Research

²² Near Field

²³ Far Field

²⁴ Spectral Acceleration

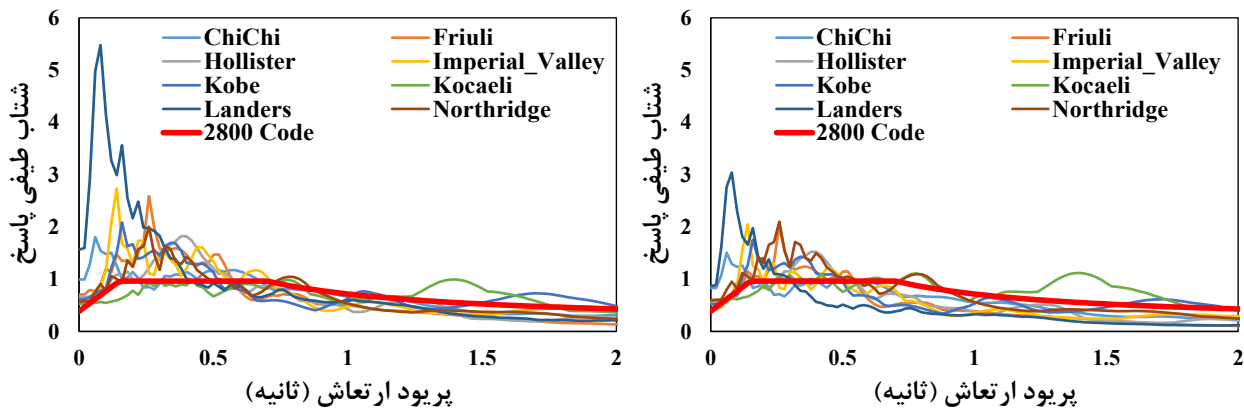
جدول ۳: اطلاعات زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل توالی لرزه‌ای

نوع زلزله*	بیشینه شتاب زمین (g)	شدت (Richter)	ایستگاه	سال	پدیده زلزله	نمونه
FF	0.361	6.8	Tokamachi Chitosecho	2007	Chichi	1
FF	0.351	6.0	Breginj Fabrika IGLI	1976	Friuli	2
FF	0.195	5.6	Hollister City Hall	1961	Hollister	3
FF	0.315	6.2	EL Centro Array #2	1979	Imperial Valley	4
FF	0.345	6.9	Kobe University	1995	Kobe	5
NF	0.349	7.6	Yarimca KOERI330	1999	Kocaeli	6
NF	0.780	6.1	Landers Fire Station	1986	Landers	7
NF	0.568	6.7	Northridge 17645 Saticoy St	1994	Northridge	8

* FF زلزله حوزه نزدیک؛ NF زلزله حوزه دور

جدول ۴: مقادیر ضریب مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها برای سازه‌های مورد مطالعه

نمونه	پدیده زلزله	سازه چهار طبقه	سازه هشت طبقه
1	Chichi	2.30	2.75
2	Friuli	1.56	2.05
3	Hollister	2.79	3.33
4	Imperial Valley	1.35	1.80
5	Kobe	1.50	1.78
6	Kocaeli	1.69	1.51
7	Landers	1.11	2.01
8	Northridge	1.05	1.04



شکل ۱۰: نمودارهای شتاب طیفی سازه‌های چهار و هشت طبقه به همراه طیف استاندارد زلزله

با توجه به اینکه در بعضی موارد، سازه آسیب دیده از زلزله اصلی، تحت اثر پس‌لرزه‌های با شدت مختلف قرار می‌گیرد، لذا به منظور بررسی بهتر عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها از ۳ دسته مختلف اعمال زلزله استفاده شده است: (۱) زلزله‌های با شوک منفرد S^0 ؛ (۲) توالی با مضمون شوک اصلی و دامنه‌های مختلف پس‌لرزه SS^{26} ؛ (۳) توالی ناهمگون از لرزه حوزه دور و پس‌لرزه حوزه نزدیک FN^{27} . با توجه به اینکه نسبت شدت پس‌لرزه به زلزله اصلی در حالات بحرانی کوچکتر مساوی یک بوده، بنابراین در حالت SS، شدت پس‌لرزه در دو حالت ۵۰٪ و ۱۰۰٪ زلزله اصلی به صورت انتخابی، به سازه‌ها اعمال شده است. با توجه به نتایج حاصل از تحلیل سازه برای بحرانی‌ترین پاسخ ناشی از شتاب‌نگاشت و برای دو سازه ۴ و ۸ طبقه، از شدت‌های ۰/۲، ۰/۴، ۰/۶ و ۰/۸ برابر زلزله اصلی نیز جهت

25 - Single Shock

26 - Similar Sequence

27 - Far Field- Near Field Shock

افزایش دقت نتایج تحلیل توالی لرزه‌ای استفاده شده است. در حالت FN نیز از ترکیب زلزله‌های امپریال‌والی و هولیستر به عنوان زلزله‌های حوزه دور (F) و از زلزله‌های نورث‌ریج و کجائلی به عنوان زلزله‌های حوزه نزدیک (N) استفاده شده است. دسته‌بندی مدل‌های مورد تحلیل توالی لرزه‌ای برای حالات SS و FN به شرح نمادهای مربوطه به ترتیب مطابق جداول ۵ و ۶ است. عبارت اول مربوط به نوع توالی، عبارت دوم و سوم به ترتیب مربوط به ضریب ترکیب موج لرزه و پس لرزه بوده که از علائم اختصاری شتاب‌نگاشت‌ها استفاده نیز شده است.

جدول ۵: نام مدل‌ها و ضرایب ترکیب شتاب‌نگاشت‌ها برای حالت SS

لرزه	شدت لرزه اصلی	مدل توالی	شدت پس لرزه	مدل توالی	شدت پس لرزه
Chichi	1.0	SS-Ch1	0.5	SS-Ch2	1.0
Friuli	1.0	SS-Fr1	0.5	SS-Fr2	1.0
Hollister	1.0	SS-HI1	0.5	SS-HI2	1.0
Imperial Valley	1.0	SS-Iv1	0.5	SS-Iv2	1.0
Kobe	1.0	SS-Kb1	0.5	SS-Kb2	1.0
Kocaeli	1.0	SS-Kc1	0.5	SS-Kc2	1.0
Landers	1.0	SS-Ln1	0.5	SS-Ln2	1.0
Northridge	1.0	SS-Nr1	0.5	SS-Nr2	1.0

جدول ۶: نام مدل‌ها و ضرایب ترکیب شتاب‌نگاشت‌ها برای حالت FN

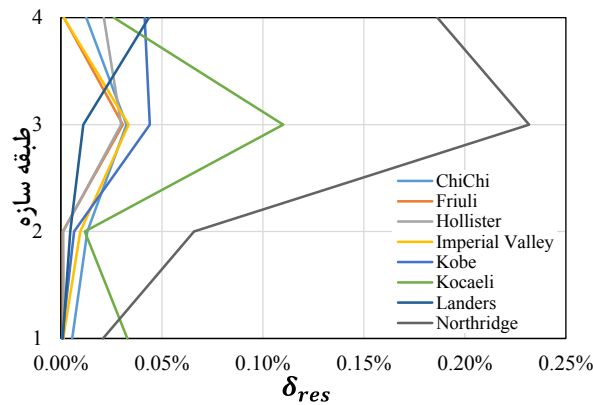
لرزه	پس لرزه	مدل توالی	شدت لرزه	شدت پس لرزه
Hollister	Kocaeli	FN-HI-Kc	1.0	1.0
Hollister	Northridge	FN-HI-Nr	1.0	1.0
Imperial Valley	Kocaeli	FN-Iv-Kc	1.0	1.0
Imperial Valley	Northridge	FN-Iv-Nr	1.0	1.0

۵- نتایج تحلیل توالی لرزه‌ای

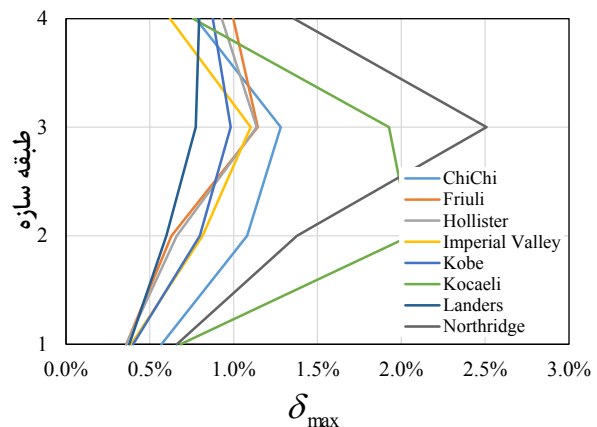
در قسمت حاضر به بررسی رفتار غیرخطی سازه‌های مورد بررسی تحت توالی لرزه‌ای پرداخته شده است. بایستی توجه داشت که پس لرزه‌ها با فاصله زمانی مختلف نسبت به زلزله اصلی رخ می‌دهند که در نظر گرفتن این فاصله موجب افزایش زمان تحلیل می‌شود. لذا بدین منظور براساس تحلیل‌های انجام گرفته، انتخاب فاصله زمانی ۱۰ ثانیه با دامنه شتاب صفر به منظور سکون قاب تحت اثر تحریک زلزله اصلی، در نظر گرفته شده است. مقادیر تغییرمکان نسبی حداکثر (δ_{max}) و باقی‌مانده (δ_{res}) طبقه جهت ارزیابی رفتار انتخاب شده‌اند.

۵-۱- حالت زلزله‌های منفرد S

در حالت S، هر هشت زلزله به صورت جداگانه به قاب‌های چهار و هشت طبقه اعمال شده و مقادیر δ_{res} و δ_{max} در شکل ۱۱ آمده است. نتایج نشان داده که حداکثر جابه‌جایی نسبی برای قاب چهار طبقه، در زلزله‌های نورث‌ریج و کجائلی به ترتیب دارای بیشینه مقدار ۲/۵۱٪ در طبقه سوم و ۲/۰۵٪ در طبقه دوم بوده که این مقادیر بیشتر از حد مجاز ایمنی جانی بوده و لذا منجر به خسارت شدید در سازه می‌شود. مقادیر تغییرمکان نسبی باقی‌مانده نیز برای این دو زلزله به ترتیب برابر با ۲۳٪ و ۱۱٪ است. از آنجایی که سازه‌های کوتاه‌مرتبه به زلزله‌های حوزه نزدیک حساس بوده و دچار خسارت‌های آنی می‌شوند، این پدیده در سازه‌های مدل شده نیز مشهود است. طبقه سوم در اکثر زلزله‌ها بیشترین δ_{max} را تجربه کرده که نشانه حساسیت این طبقه به زلزله است. براساس نتایج اولیه در قاب‌های کوتاه‌مرتبه حالت S، طبقات میانی حساسیت بیشتری داشته و در نتیجه احتمال خسارت این طبقات بالاتر است.



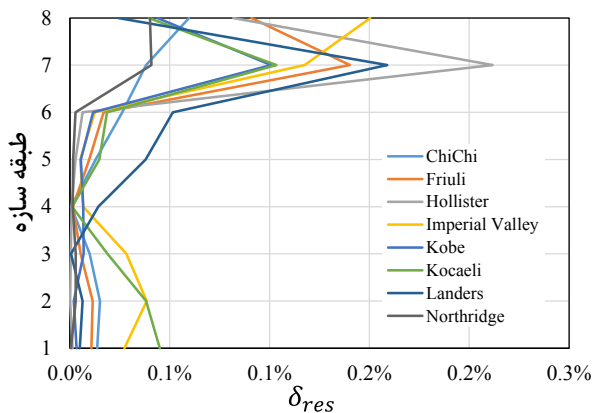
(ب): تغییر مکان نسبی باقی مانده



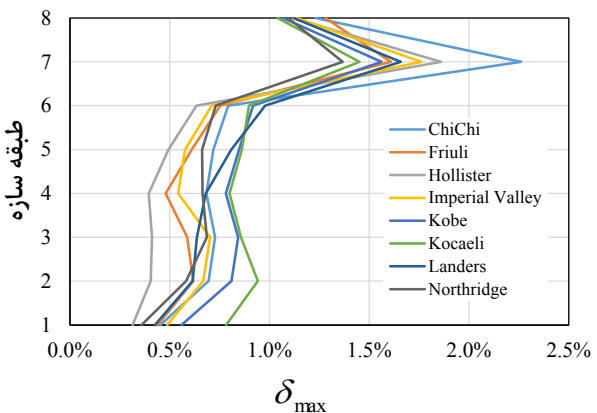
(الف): تغییر مکان نسبی حداکثر

شکل ۱۱: توزیع تغییر مکان نسبی حداکثر و باقی مانده برای حالت S در سازه چهار طبقه

شکل ۱۲ مربوط به حالت S قاب هشت طبقه بوده که مشاهده می شود δ_{max} در زلزله های چی چی، هولیستر و امپریال والی به ترتیب دارای بیشینه مقدار ۰/۲۶٪، ۰/۱۸۶٪، و ۰/۱۷۶٪ در طبقه هفتم است. بیشینه مقادیر δ_{res} برای زلزله های هولیستر، لندرز و امپریال والی به ترتیب برابر با ۰/۲۱٪، ۰/۱۶٪ و ۰/۱۵٪ در طبقات انتهایی سازه محاسبه شده است. از آنجایی که سازه های بلندمرتبه به زلزله های حوزه دور حساس بوده و دچار خسارت های آنی می شوند، این پدیده در سازه های مدل شده نیز مشهود است. در قاب هشت طبقه با توجه به نتایج دیده شده که δ_{max} برای شش طبقه اول کمتر از ۱٪ و نزدیک به هم بوده ولی ناگهان در طبقات هفتم و هشتم این مقدار به شدت افزایش یافته است. دلیل این امر آسیب پذیری طبقات فوقانی سازه در زلزله های حوزه دور است.



(ب): تغییر مکان نسبی باقی مانده



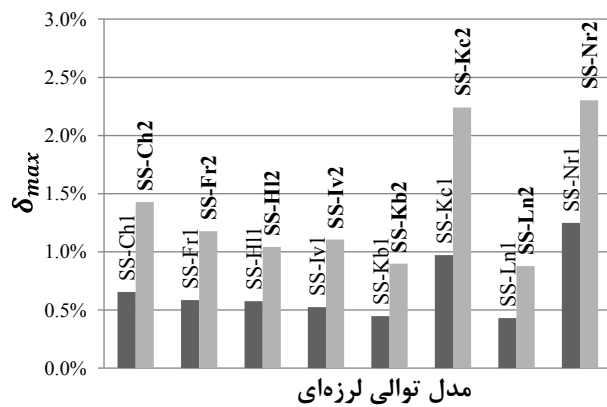
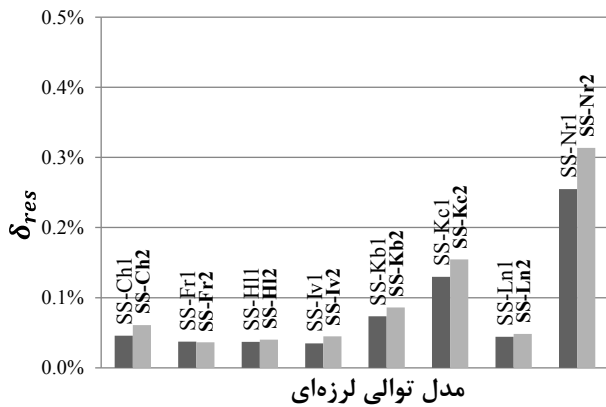
(الف): تغییر مکان نسبی حداکثر

شکل ۱۲: توزیع تغییر مکان نسبی حداکثر و باقی مانده برای حالت S در سازه هشت طبقه

در اشکال فوق پاسخ یکسانی از حیث رفتار لرزه ای برای سازه های چهار و هشت طبقه در زلزله های مختلف مشاهده می شود به جز چند زلزله (لندرز در قاب چهار طبقه- چی چی و امپریال والی در قاب هشت طبقه). علت این امر تطابق مود ارتعاشی اول با مضمون فرکانسی اکثریت زلزله ها است که باعث شده تحت شتاب نگاشت های مختلف، سازه رفتار یکسانی از نظر تحریک مود اول داشته باشد. اما در زلزله های خاص فوق الذکر به دلیل تطابق مضمون فرکانسی با مودهای بالاتر ارتعاش سازه، انرژی زلزله تا حد انرژی مودال مود دوم افزایش یافته و لذا منجر به تمرکز خسارت در طبقات بالای سازه شده است. بنابراین مقدار تغییر مکان نسبی باقی مانده طبقه آخر بیشتر از سایر طبقات شده و الگوی توزیع تغییر مکان نسبی باقی مانده تغییر می یابد.

۵-۲- حالت توالی با مضمون شوک اصلی و دامنه‌های مختلف پس‌لرزه SS

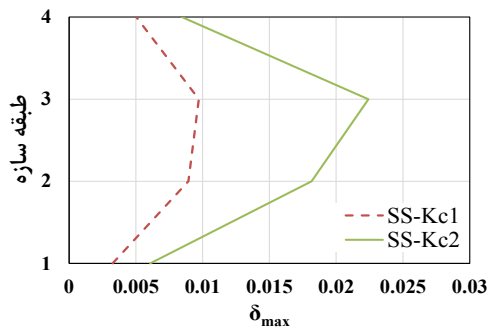
در این حالت، توالی لرزه و پس‌لرزه از نوع هم‌جنس می‌باشند. نتایج δ_{max} و δ_{res} برای قاب‌های چهار و هشت طبقه در زیر آورده شده است. در قاب چهار طبقه با توجه به شکل ۱۳ مشاهده شده که زلزله‌های حوزه نزدیک نورتریج و کجائلی نسبت به توالی‌های دیگر، وضعیت بحرانی داشته و تغییرمکان نسبی زیادی را در سازه ایجاد می‌کنند. در توالی SS-Nr2 و SS-Kc2 مقادیر δ_{max} به ترتیب برابر با ۲/۲۴٪ و ۲/۳٪ بوده که مقادیر δ_{res} به ترتیب برابر با ۰/۱۳٪ و ۰/۳۱٪ محاسبه شده است. با توجه به شکل ۱۴ برای حالات بحرانی پاسخ مشاهده شده که در تمامی توالی‌ها با افزایش شدت پس‌لرزه، δ_{max} طبقه افزایش می‌یابد که این افزایش در طبقه سوم ۲/۲۵ برابر بیشتر از طبقات دیگر محاسبه شده است. همچنین می‌توان به این نتیجه رسید که در دو حالت S و توالی SS با ضریب ترکیب ۱ (تکرار زلزله)، نتایج δ_{max} تقریباً در تمامی توالی‌ها مشابه و نزدیک به هم است. با توجه به شکل ۱۳-ب و شکل ۱۵ که مربوط به توزیع δ_{res} برای حالات بحرانی قاب چهار طبقه بوده، مشاهده شده که در تمامی توالی‌ها δ_{res} طبقه در حالت تکرار زلزله اصلی بیشتر از ترکیب با ضریب ۰/۵ بوده و همچنین مقدار متناظر با این دو ترکیب بیشتر از حالت منفرد است. این پدیده نشان‌دهنده اهمیت شدت پس‌لرزه در یک توالی لرزه‌ای بوده چون با افزایش شدت پس‌لرزه، δ_{res} طبقه افزایش یافته و این نرخ افزایش در طبقات بالا بیشتر از طبقات تحتانی است. مقدار این افزایش برابر با ۱/۴ برابر برای زلزله نورتریج محاسبه شده است. با توجه به ترکیب نتایج می‌توان دریافت که در تمامی توالی‌ها، δ_{res} و δ_{max} در طبقات فوقانی افزایش قابل توجهی نسبت به طبقات تحتانی داشته که نشان‌دهنده حساسیت این طبقات به توالی لرزه‌ای است.



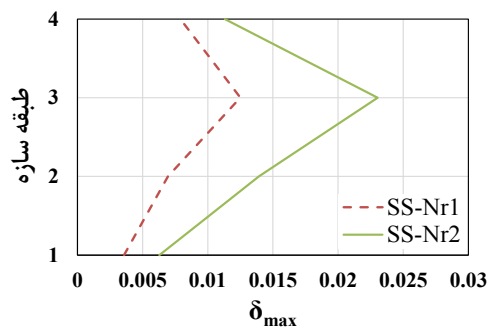
(ب): ماکزیمم مقدار تغییرمکان نسبی باقی‌مانده

(الف): ماکزیمم مقدار تغییرمکان نسبی حداکثر

شکل ۱۳: ماکزیمم مقدار تغییرمکان نسبی حداکثر و باقی‌مانده طبقات برای توالی‌ها در سازه چهار طبقه

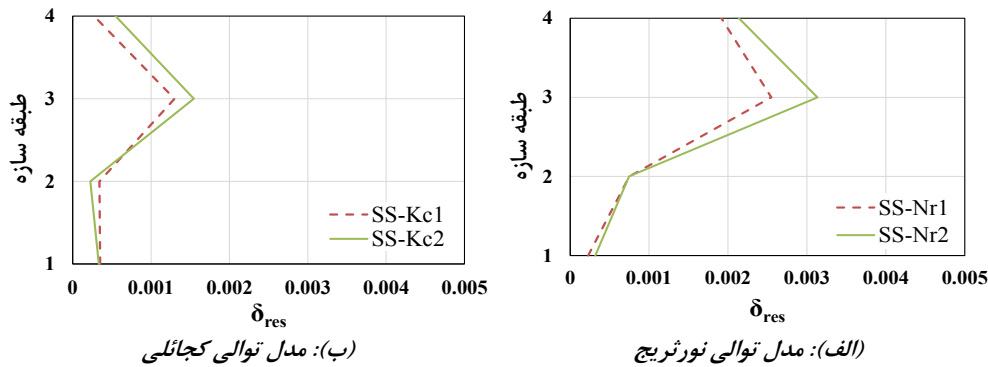


(ب): مدل توالی کجائلی



(الف): مدل توالی نورتریج

شکل ۱۴: توزیع تغییرمکان نسبی حداکثر، δ_{max} ، برای حالات بحرانی در سازه چهار طبقه

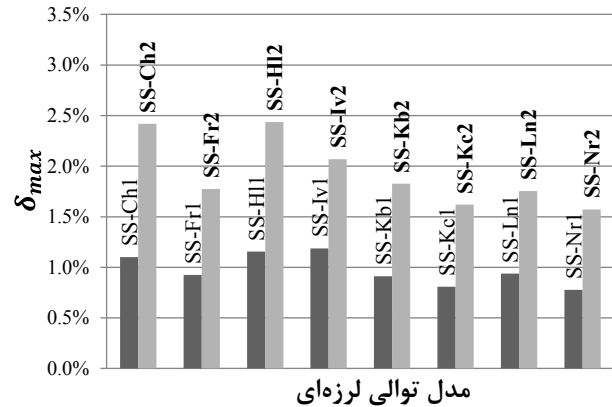


شکل ۱۵: توزیع تغییرمکان نسبی باقی مانده، δ_{res} ، برای حالات بحرانی در سازه چهار طبقه

در قاب هشت طبقه با توجه به شکل ۱۶ مشاهده شده که زلزله‌های حوزه دور هولیستر و چی چی و امپریال‌والی نسبت به توالی‌های دیگر، وضعیت بحرانی داشته و تغییرمکان نسبی زیادی را در سازه ایجاد می‌کنند. در توالی‌های لرزه‌ای SS-IV2 و SS-Ch2، SS-HI2 به ترتیب مقادیر δ_{max} به ترتیب برابر با $0.2/44$ ، $0.2/42$ و $0.2/07$ بوده که مقادیر δ_{res} به ترتیب برابر با $0.0/31$ ، $0.0/23$ و $0.0/19$ محاسبه شده است. با توجه به شکل ۱۷ برای حالات بحرانی پاسخ مشاهده شده که در تمامی توالی‌ها با افزایش شدت پس‌لرزه، تغییرمکان نسبی حداکثر طبقه افزایش می‌یابد که این مقدار افزایش δ_{max} ، در طبقات هفتم و هشتم بیشتر از طبقات دیگر محاسبه شده است. با توجه به نتایج دیده شده که δ_{max} برای شش طبقه اول کمتر از 0.1 و نزدیک به هم بوده ولی ناگهان در طبقات هفتم و هشتم این مقدار به شدت افزایش یافته است. دلیل این امر آسیب‌پذیری طبقات فوقانی سازه در زلزله‌های حوزه دور است. همچنین می‌توان به این نتیجه رسید که در دو حالت S و توالی SS با ضریب ترکیب ۱ (تکرار زلزله)، نتایج δ_{max} مانند حالت قبل مشابه است. با توجه به شکل ۱۶-ب و شکل ۱۸ که مربوط به توزیع δ_{res} برای حالات بحرانی قاب هشت طبقه بوده، مشاهده شده که در تمامی توالی‌ها δ_{res} طبقه در حالت تکرار زلزله اصلی بیشتر از ترکیب با ضریب 0.5 بوده و همچنین مقدار متناظر با این دو ترکیب بیشتر از حالت منفرد است. این پدیده نشان‌دهنده اهمیت شدت پس‌لرزه در یک توالی لرزه‌ای بوده چون با افزایش شدت پس‌لرزه، δ_{res} طبقه افزایش یافته و این نرخ افزایش در طبقات بالا بیشتر از طبقات تحتانی است. در توالی زلزله فریبولی رفتار متفاوتی از نظر ماکزیمم مقدار تغییرمکان نسبی باقی مانده برای سازه هشت طبقه مشاهده می‌شود، علت این امر وابستگی الگوی خسارت و تحریک مودی سازه به سطح انرژی وارده از سمت زلزله بوده که برای شدت‌های پس‌لرزه کمتر از ضریب مقیاس 0.5 این الگو به صورت متمرکز و در یک طبقه خاص است. ولی همگام با فراتر رفتن شدت پس‌لرزه از مقدار ذکر شده، موده‌های بالاتر ارتعاشی فعال شده و لذا خسارت در طبقات مجاور گسترش می‌یابد. لذا می‌توان انتظار داشت که با تغییر الگوی خسارت به ازای تغییر جزئی در شدت پس‌لرزه از شدت خسارت به مقدار جزئی کاسته شود. با توجه به ترکیب نتایج می‌توان دریافت که در تمامی توالی‌ها، δ_{res} و δ_{max} در طبقات فوقانی افزایش قابل توجهی نسبت به طبقات تحتانی داشته که نشان‌دهنده حساسیت این طبقات به توالی لرزه‌ای بدون توجه به نوع لرزه است.

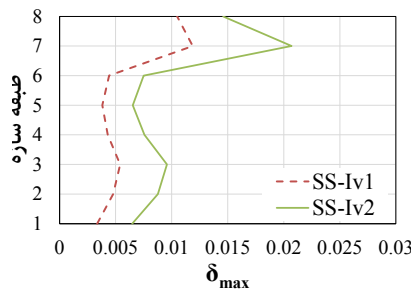


(ب): ماکزیمم مقدار تغییر مکان نسبی باقی مانده

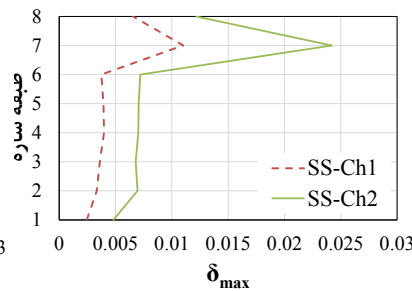


(الف): ماکزیمم مقدار تغییر مکان نسبی حداکثر

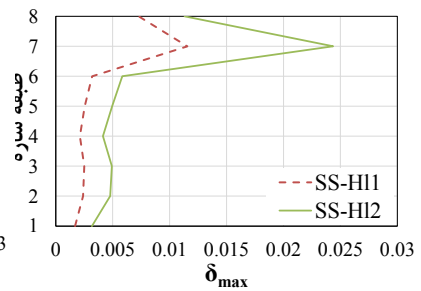
شکل ۱۶: ماکزیمم مقدار تغییر مکان نسبی حداکثر و باقی مانده طبقات برای توالی‌ها در سازه هشت طبقه



(ج): مدل توالی امپریال‌والی

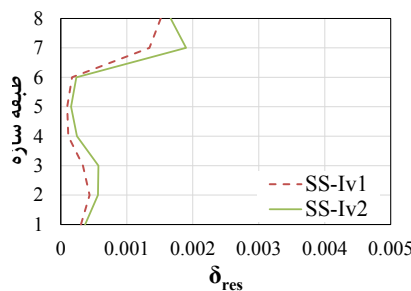


(ب): مدل توالی چی چی

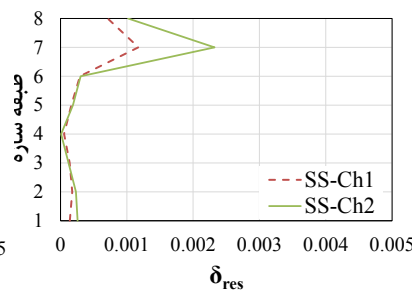


(الف): مدل توالی هولیستر

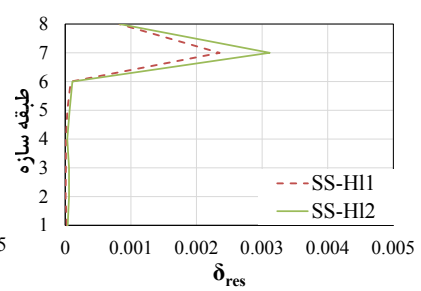
شکل ۱۷: توزیع تغییر مکان نسبی حداکثر برای حالات بحرانی در سازه هشت طبقه



(ج): مدل توالی امپریال‌والی



(ب): مدل توالی چی چی



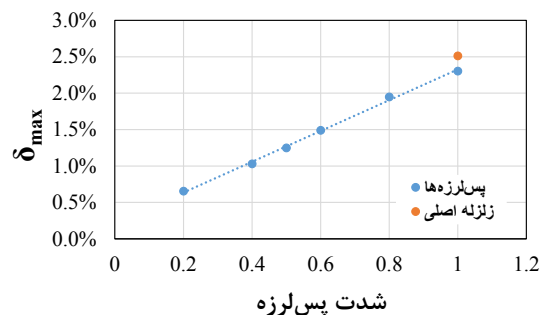
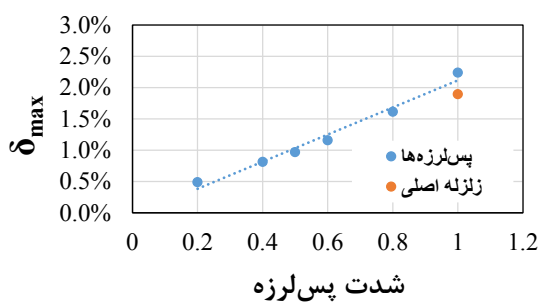
(الف): مدل توالی هولیستر

شکل ۱۸: توزیع تغییر مکان نسبی باقی مانده برای حالات بحرانی در سازه هشت طبقه

با توجه به نمودارهای فوق، مشاهده شده که در قاب چهار طبقه توالی‌های نورتریج و کجائی و در قاب هشت طبقه توالی‌های چی چی و هولیستر بحرانی هستند؛ لذا در این قسمت به بررسی بیشتر این توالی‌ها پرداخته می‌شود. با توجه به شکل ۱۹ که مربوط به بیشترین مقدار δ_{max} در طبقات قاب چهار و هشت طبقه تحت اثر چهار توالی بحرانی است، مشاهده می‌شود که با افزایش شدت پس‌لرزه از ۰/۲ تا ۱/۰ برابر شدت زلزله اصلی، مقدار δ_{max} با روند خطی افزایش می‌یابد. زمانی که شدت زلزله اصلی و پس‌لرزه برابر بوده، مقادیر δ_{max} اختلاف جزئی دارد. لازم به ذکر است که توالی SS با ضریب ترکیب ۱، مقدار δ_{max} ناشی از پس‌لرزه در تمامی حالت‌ها بیشتر از ۲٪ است که این مقدار سازه را از حد ایمنی جانی فراتر می‌برد. با توجه به شکل ۲۰ که مربوط به بیشترین مقدار δ_{res} در طبقات

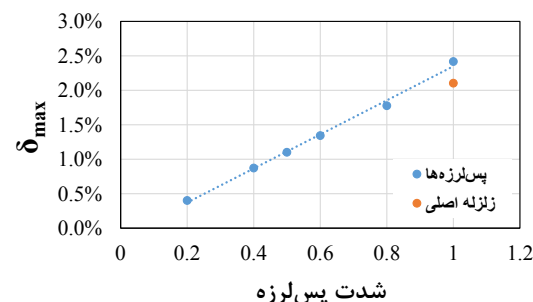
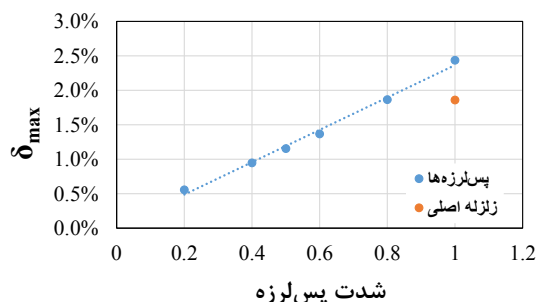
قاب چهار و هشت طبقه تحت اثر چهار توالی بحرانی است، مشاهده می‌شود که مقدار δ_{res} ناشی از پس‌لرزه، در تمامی شدت‌ها بیشتر از زلزله اصلی است. همچنین این نتیجه بدست می‌آید که با افزایش شدت پس‌لرزه، مقدار δ_{res} الزاماً افزایش نخواهد یافت. این پدیده در شدت‌های ۰/۵ تا ۰/۸ برابر شدت زلزله اصلی به وضوح دیده می‌شود دلیل این امر تجاوز مقاومت سازه از حد مقاومت نهایی خود و افت شدید سختی سازه بوده که حساسیت سازه را به افزایش شدت پس‌لرزه از بین می‌برد. لذا براساس داده‌های حاضر الزاماً تغییرمکان نسبی باقی‌مانده افزایش یکنواختی با افزایش شدت پس‌لرزه ندارد.

با بررسی‌های انجام شده می‌توان به این نتیجه رسید که وقتی شدت زلزله اصلی و پس‌لرزه در یک توالی لرزه‌ای یکسان باشد، δ_{max} اختلاف چندانی نداشته ولی در مقابل مقدار δ_{res} ناشی از پس‌لرزه بیشتر از مقدار متناظر در زلزله اصلی است. لذا بحث توالی لرزه‌ای اهمیت خود را در شاخص δ_{res} که نشان‌دهنده وجود خسارت ماندگار در سازه بوده به وضوح نشان می‌دهد. همچنین با افزایش شدت پس‌لرزه، مقدار δ_{max} و δ_{res} در طبقات انتهایی قاب‌های چهار و هشت طبقه به طور چشم‌گیری نسبت به طبقات پایین‌تر افزایش می‌یابد؛ بنابراین امکان خسارت سازه تحت اثر پس‌لرزه، از طبقات انتهایی سازه خیلی بیشتر است و باید مورد توجه قرار گیرد.



(ب): کجانلی

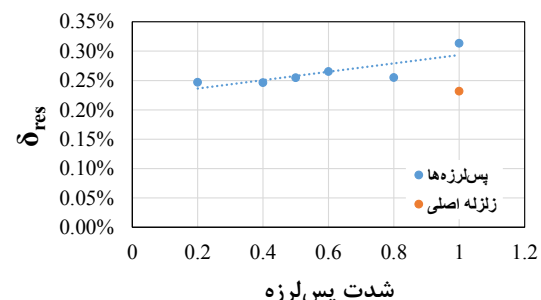
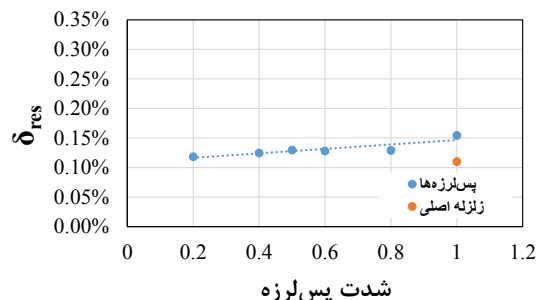
(الف): نورتریج



(د): هولیستر

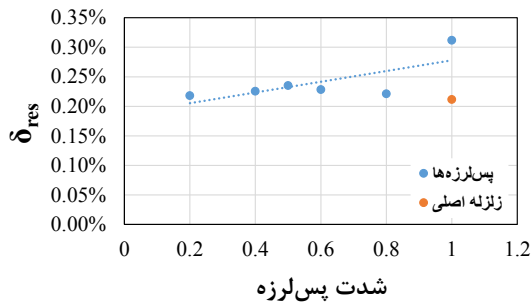
(ج): چی چی

شکل ۱۹: بیشترین مقدار δ_{max} برای توالی‌های بحرانی تحت شدت‌های مختلف پس‌لرزه

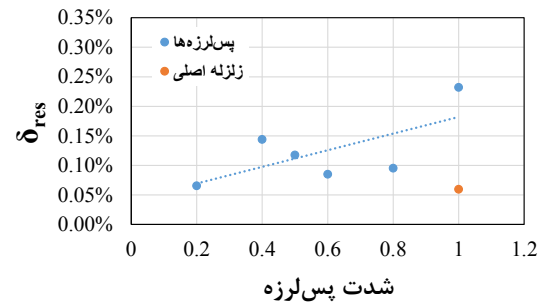


(ب): کجانلی

(الف): نورتریج



(د): هولیستر



(ج): چی چی

شکل ۲۰: بیشترین مقدار δ_{res} برای توالی‌های بحرانی تحت شدت‌های مختلف پس لرزه

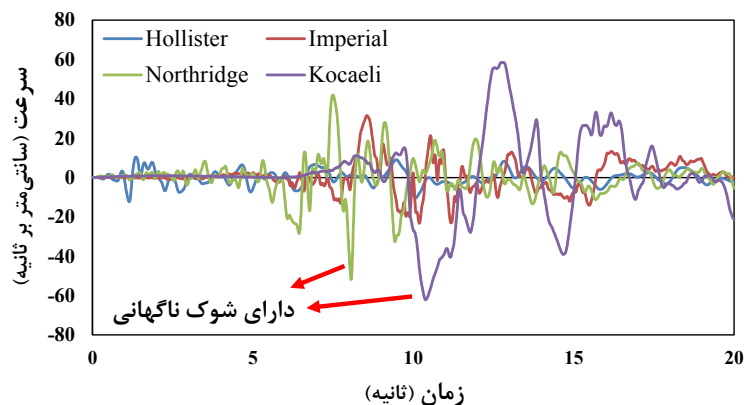
نتایج شکل ۱۹ نشانگر تغییرات شبه خطی مقادیر تغییرمکان حداکثر نسبت به ضریب مقیاس پس لرزه است. نکته شایان ذکر تنها وابستگی خطی تغییرمکان حداکثر به مقیاس پس لرزه بوده و به دلیل تفاوت در الگوی خسارت سازه‌ها نمی‌توان رابطه جامعی برای تغییرمکان باقی‌مانده ارائه داد. رابطه درونیابی شده برای چهار زلزله مندرج در شکل ۱۹ به صورت ذیل ارائه می‌شود:

$$\delta_{max} = 0.0243S_F + 0.0034 \quad (۱-۵)$$

در این رابطه S_F ضریب مقیاس شدت پس لرزه و δ_{max} تغییرمکان نسبی حداکثر سازه است. دقت شود که این رابطه به ازای زلزله‌های بحرانی انتخابی بوده و برای سایر زلزله‌های مدنظر بایستی تحلیل‌های جامع‌تری صورت پذیرد.

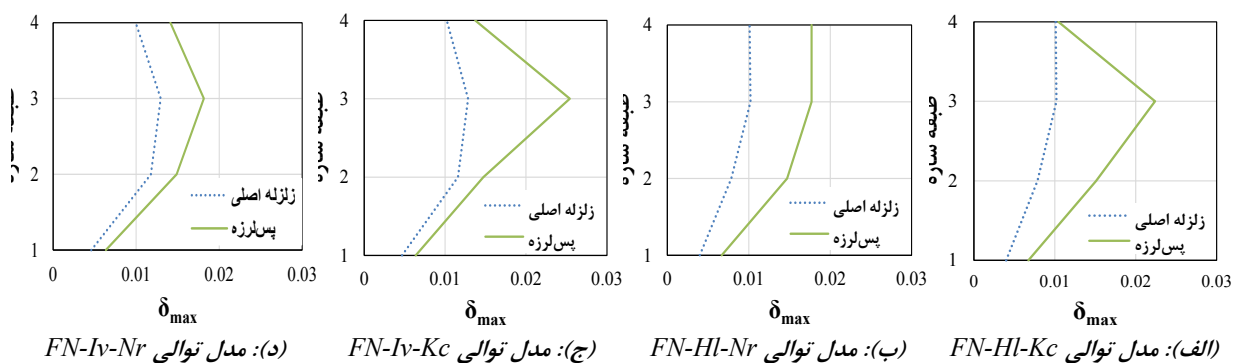
۳-۵- حالت توالی ناهمگون از لرزه حوزه دور و پس لرزه حوزه نزدیک FN

توالی می‌تواند به صورت ناهمسان از نوع لرزه از نوع حوزه دور و پس لرزه از نوع حوزه نزدیک مطرح شود که در این بخش به تحلیل پاسخ سازه‌ها در این حالت پرداخته می‌شود. زلزله‌های حوزه نزدیک اغلب دارای ضرباتی در تاریخچه زمانی سرعت بوده که به شرح ذیل آورده شده است. در این حالت، با توجه به نمودار سرعت-زمان داده‌های زلزله که در شکل ۲۱ و برای بیست ثانیه اول رسم شده، زلزله‌های امپریال‌والی و هولیستر را به عنوان زلزله‌های حوزه دور (فاقد شوک سرعت) و زلزله‌های نورثریج و کجائلی را به عنوان زلزله‌های حوزه نزدیک (دارای شوک سرعت) انتخاب می‌شود.

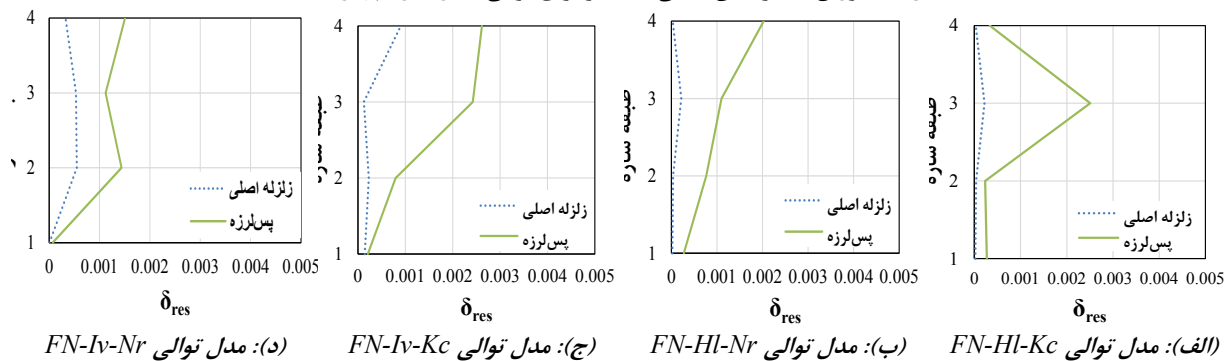


شکل ۲۱: نمودار سرعت-زمان داده‌های زلزله

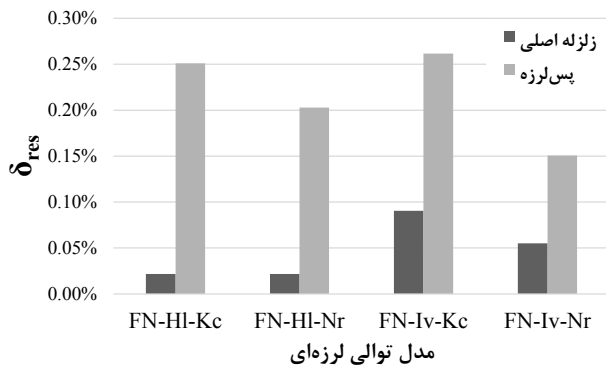
برای اعمال توالی لرزه‌ای به قاب‌های چهار و هشت طبقه، زلزله‌های حوزه دور به عنوان زلزله اصلی و زلزله‌های حوزه نزدیک به عنوان پس‌لرزه فرض می‌شود. لازم به ذکر است که فاصله زمانی ۱۰ ثانیه جهت به سکون رسیدن سازه لحاظ می‌شود. نتایج δ_{res} و δ_{max} برای قاب‌های چهار و هشت طبقه، به تفکیک هر توالی در زیر آورده شده است. در قاب چهار طبقه با توجه به شکل ۲۲ مشاهده شده که δ_{max} ناشی از پس‌لرزه بیشتر از زلزله اصلی است و در مدل FN-Iv-Kc این اختلاف در طبقه سوم به مقدار ۲ برابر می‌رسد. با توجه به شکل ۲۳ این نتیجه حاصل می‌شود که در تمامی توالی‌ها، δ_{res} رو به افزایش بوده و در طبقات فوقانی این نرخ رشد فاحش است. با توجه به شکل ۲۴ این نتیجه بدست می‌آید که توالی FN-HI-Kc بیشترین تشدید δ_{res} و δ_{max} را دارد (به ترتیب ۲ برابر و ۱۲/۵ برابر تشدید) و توالی FN-Iv-Kc بیشترین مقدار δ_{res} و δ_{max} را در قاب چهار طبقه ایجاد می‌کند (به ترتیب ۲/۵۴٪ و ۰/۲۶٪). همانطور که مشاهده می‌شود، سازه‌های کوتاه‌مرتبه حساسیت زیادی به پس‌لرزه‌های حوزه نزدیک دارند. همچنین زمانی که از زلزله کجائلی به عنوان پس‌لرزه استفاده شده است، مقادیر δ_{res} و δ_{max} به ترتیب به بیش از ۰/۲٪ و ۰/۲٪ رسیده و این درحالی است که در پس‌لرزه نورث‌ریج این مقادیر کمتر از حد بیان شده است. بنابراین در حالات پس‌لرزه‌های حوزه نزدیک، رشد خسارت در سازه‌های کوتاه‌مرتبه بسیار بیشتر از سایر حالات است.



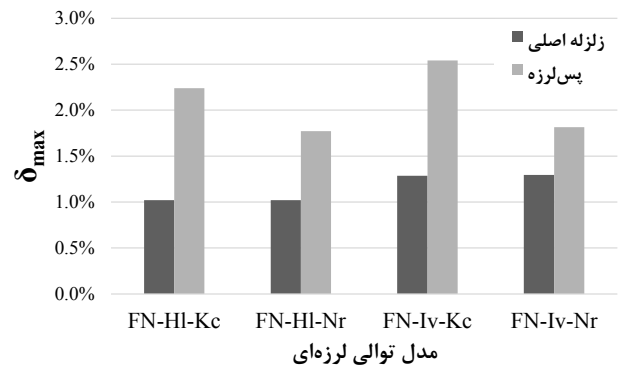
شکل ۲۲: توزیع تغییر مکان نسبی حداکثر برای توالی‌ها در سازه چهار طبقه



شکل ۲۳: توزیع تغییر مکان نسبی باقی‌مانده برای توالی‌ها در سازه چهار طبقه



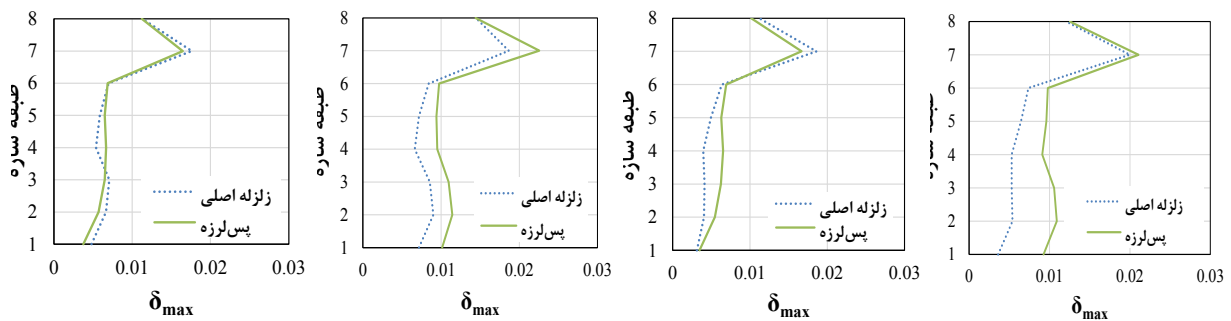
(ب): ماکزیمم مقدار تغییر مکان نسبی باقی مانده



(الف): ماکزیمم مقدار تغییر مکان نسبی حداکثر

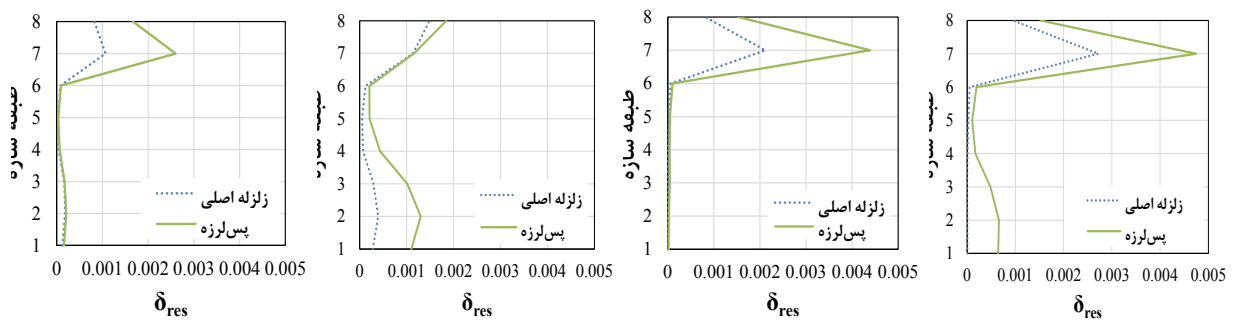
شکل ۲۴: ماکزیمم مقدار تغییر مکان نسبی حداکثر و باقی مانده طبقات برای توالی‌ها در سازه چهار طبقه

در قاب هشت طبقه با توجه به شکل ۲۵ مشاهده می‌شود که در تمامی توالی‌ها، δ_{max} ناشی از زلزله اصلی و پس‌لرزه در طبقات فوقانی به بیشترین مقدار خود می‌رسند. در توالی‌های FN-HI-Kc و FN-Iv-Kc به دلیل تلاقی مضمون فرکانسی پس‌لرزه با مود دوم ارتعاشی سازه، δ_{max} در طبقات تحتانی رشد چشمگیری داشته است. همانطور که مشاهده می‌شود، سازه‌های بلندمرتبه حساسیت کمتری به پس‌لرزه‌های حوزه نزدیک دارند. توالی FN-Iv-Kc رشد δ_{max} را در قاب هشت طبقه به مقدار ۲/۲۵٪ می‌رساند. با توجه به شکل ۲۶ نتیجه مشابه سازه‌های کوتاه‌مرتبه حاصل می‌شود. در توالی‌هایی که مضمون فرکانسی زلزله بر روی موده‌های بالاتر ارتعاشی قرار گرفته، δ_{res} دچار تشدید شده و نسبت به سایر توالی‌ها اثرات مخربی دارند.



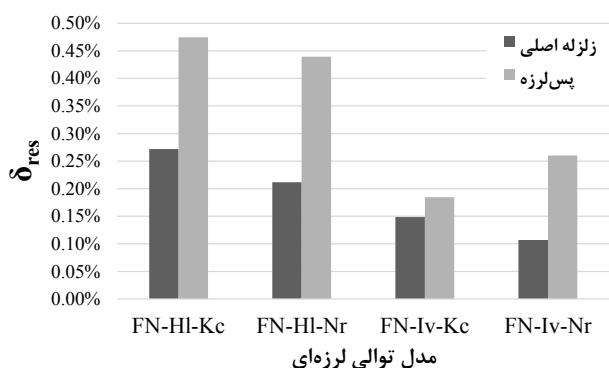
(الف): مدل توالی FN-HI-Kc (ب): مدل توالی FN-HI-Nr (ج): مدل توالی FN-Iv-Kc (د): مدل توالی FN-Iv-Nr

شکل ۲۵: توزیع تغییر مکان نسبی حداکثر برای توالی‌ها در سازه هشت طبقه

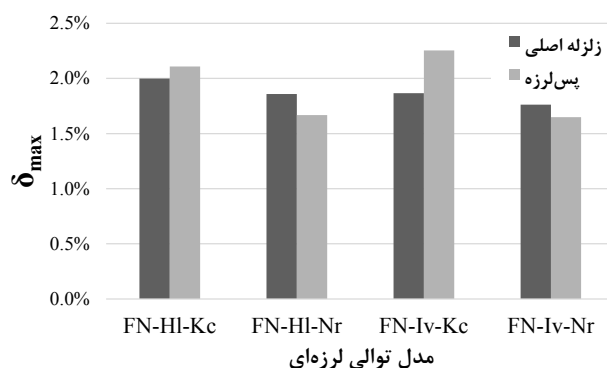


(الف): مدل توالی FN-HI-Kc (ب): مدل توالی FN-HI-Nr (ج): مدل توالی FN-Iv-Kc (د): مدل توالی FN-Iv-Nr

شکل ۲۶: توزیع تغییر مکان نسبی باقی مانده برای توالی‌ها در سازه هشت طبقه



(ب): ماکزیمم مقدار تغییر مکان نسبی باقی مانده



(الف): ماکزیمم مقدار تغییر مکان نسبی حداکثر

شکل ۲۷: ماکزیمم مقدار تغییر مکان نسبی حداکثر و باقی مانده طبقات برای توالی‌ها در سازه هشت طبقه

در قاب هشت طبقه با رسم توزیع شتاب طبقات برای زلزله‌های مختلف این نتیجه حاصل شده که توزیع شتاب تا طبقات تحتانی و میانی سازه به صورت خطی بوده که در طبقات بالاتر این تغییرات شتاب به صورت غیرخطی تبدیل می‌شود. به عنوان مثال تغییرات شتاب در زلزله امپریال‌والی برای ۵ طبقه اول سازه هشت طبقه برابر با ۰/۳۵۱ شتاب ثقل بوده که برای سه طبقه آخر برابر با ۱/۰۵۷ شتاب ثقل بوده که بیانگر اثر شلاقی زلزله است. به عبارت دیگر تغییرات شتاب در طبقات انتهایی از حالت مثلی خارج شده که به عنوان اثر نیروی شلاقی وارده از زلزله نام برده می‌شود.

۶- نتیجه گیری

مطالعه حاضر، تحلیل رفتار غیرخطی لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح را تحت حالات مختلف توالی زلزله مورد بررسی قرار داده است. برای این منظور، ابتدا روند مدلسازی غیرخطی دینامیکی براساس نتایج آزمایشگاهی موجود صحت‌سنجی شده و سپس برای تحلیل سازه‌های با مقیاس واقعی به کار گرفته شده است. در تحلیل پارامتریک، دو دسته قاب بتن مسلح چهار و هشت طبقه توسط نرم‌افزار تحلیل غیرخطی، مدلسازی شده و تحت توالی‌های لرزه‌ای منفرد، همسان و غیرهمسان از انواع حوزه نزدیک و حوزه دور تحلیل شده‌اند. نتایج زیر از تحلیل توالی لرزه‌ای این قاب‌ها بدست آمده است:

*در حالت اعمال زلزله منفرد، مقدار تغییر مکان نسبی حداکثر برای قاب چهار طبقه، در حالات زلزله‌های حوزه نزدیک بیشتر از حد آستانه ایمنی جانبی (۲/۰٪) بدست آمده که نسبت به سایر حالات بحرانی است. در قاب هشت طبقه، این مقدار برای شش طبقه اول کمتر از ۱٪ بوده اما در دو طبقه انتهایی، مقادیر تغییر مکان نسبی، ۲ برابر افزایش را نسبت به طبقات پایین‌تر تجربه می‌کنند. لذا می‌توان به این صورت تفسیر کرد که در سازه‌های بلند مرتبه طبقات تحتانی حساسیت کمتری نسبت به تغییر مکان نسبی دارند اما طبقات انتهایی به شدت به بحث توالی زلزله و پس‌لرزه حساس بوده و امکان خسارت و فروریزش سازه از این طبقات محتمل‌تر است. زلزله‌های حوزه دور منجر به افزایش چشمگیری در مقادیر مقدار تغییر مکان نسبی حداکثر می‌شوند. این مطلب ناشی از حساسیت سازه‌های بلندمرتبه به زلزله‌های حوزه دور می‌باشد.

*در حالت توالی لرزه‌ای یکسان، می‌توان به این نتیجه رسید که هم در قاب چهار طبقه و هم در قاب هشت طبقه، در تمامی توالی‌ها، با افزایش شدت پس‌لرزه، مقادیر δ_{res} و δ_{max} طبقه افزایش می‌یابند و این افزایش در طبقات فوقانی بیشترین مقادیر را دارند که نشان‌دهنده حساسیت این طبقات به پس‌لرزه است.

*در شدت‌های یکسان برای توالی‌های همسان، نمودارهای δ_{max} برای زلزله اصلی و پس‌لرزه اختلاف ناچیزی دارند.

*در توالی‌های همسان، قاب‌های کوتاه‌مرتبه و بلندمرتبه به ترتیب حساسیت بیشتری به توالی‌های از نوع حوزه نزدیک و حوزه دور دارند.

*در شدت‌های مختلف اعمال پس‌لرزه، با افزایش شدت پس‌لرزه، مقدار δ_{max} افزایش خطی دارد. مقدار δ_{res} طبقه الزاما افزایش نداشته و وابسته به تلاقی مضمون فرکانسی و مودهای ارتعاشی سازه است. در تمامی شدت‌ها مقدار δ_{res} ناشی از پس‌لرزه بیشتر از زلزله اصلی است.

*در حالت توالی لرزه‌های ناهمسان، میزان تشدید δ_{max} و δ_{res} طبقه در قاب کوتاه‌مرتبه نسبت به قاب بلندمرتبه بیشتر است.

*با توجه به نتیجه فوق، می‌توان به این نتیجه رسید که سازه‌های کوتاه‌مرتبه، نسبت به سازه‌های بلندمرتبه، از نظر δ_{max} طبقه، حساسیت بیشتری به پس‌لرزه دارند.

*در هر سه حالت توالی لرزه‌ای، طبقات فوقانی بیشترین مقدار δ_{max} و δ_{res} را متحمل شده که نشان‌دهنده حساسیت این طبقات به بحث پس‌لرزه و توالی لرزه‌ای است؛ بنابراین امکان خسارت سازه تحت اثر پس‌لرزه از طبقات فوقانی بالا بوده که بایستی در طراحی‌های لرزه‌ای مورد توجه قرار گیرد.

مراجع

- [1]. کامران‌زاد، ف. موسوی، ل. مجرب، م. معماریان، ح. (۱۳۹۳). بررسی رفتار کاهندگی پس‌لرزه‌های زمین‌لرزه‌های متوسط تا بزرگ در فلات ایران. زمین‌ساخت (۹۵): ۱۴۳-۱۵۴
- [2]. Faisal, A., Majid, T. A., & Hatzigeorgiou, G. D. (2013). Investigation of story ductility demands of inelastic concrete frames subjected to repeated earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 44, 42-53.
- [3]. Ruiz-García, J., Marín, M. V., & 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.
- [4]. Ruiz-García J., "Issues on the response of existing buildings under mainshock-aftershock seismic sequences", in *15th World conference on earthquake engineering (2012), Lisbon, Portugal*
- [5]. حسینی، س. ا. معصومی، ع. (۱۳۹۵). اثر زلزله و پس‌لرزه‌های متوالی بر پاسخ غیرارتجاعی قاب بتن مسلح. نشریه زمین‌شناسی مهندسی، ویژه‌نامه دومین همایش لرزه‌خیزی البرز
- [6]. پورعلی، ج. (۱۳۹۵). اثر پس‌لرزه بر قاب‌های خمشی فولادی در انواع خاک. موسسه آموزش عالی غیرانتفاعی طبری
- [7]. Hosseini S.A., Massumi A., "Evaluation of Essential Structures Performance Under Mainshock-AfterShocks Sequence-Type Ground Motions in 7th International Conference of Seismology and Earthquake Engineering (SEE7) (2015) Iran
- [8]. IBC(2000), "International Building Code, 2000", International Code Council, U.S.A. (2000)
- [9]. استاندارد طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی (۱۳۹۳)
- [10]. پناهی، ع. (۱۳۹۲). توالی لرزه‌ای و اثرات خاص آن بر سازه‌ها. اولین کنفرانس ملی مهندسی ژئوتکنیک ایران، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران
- [11]. Oyguc, R., Toros, C., & Abdelnaby, A. E. (2018). Seismic behavior of irregular reinforced-concrete structures under multiple earthquake excitations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 104, 15-32.
- [12]. George D. Hatzigeorgiou, Dimitri E. Beskos. 2009. Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes. *Computers and Structures*. 31, 2744-2755
- [13]. Hosseinpour, F., & Abdelnaby, A. E. (2017). Fragility curves for RC frames under multiple earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 98, 222-234.

- [14]. Ruiz-García, J., & 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.
- [15]. Huang, W., Qian, J., & Fu, Q. (2012). Damage assessment of RC frame structures under mainshockaftershock seismic sequences. In *Proc. of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, Portugal, Lisbon.
- [16]. Hatzivassiliou, M., & Hatzigeorgiou, G. D. (2015). Seismic sequence effects on three-dimensional reinforced concrete buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 72, 77-88.
- [17]. Hosseinpour, F., & 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.
- [18]. Ruiz-García, J., & Aguilar, J. D. (2017). Influence of modeling assumptions and aftershock hazard level in the seismic response of post-mainshock steel framed buildings. *Engineering Structures*, 140, 437-446.
- [19]. Li, S., Zuo, Z., Zhai, C., Xu, S., & Xie, L. (2016). Shaking table test on the collapse process of a three-story reinforced concrete frame structure. *Engineering Structures*, 118, 156-166.
- [20]. GB50010, C. S. (2010). Code for design of concrete structures. GB50010-2010, China Building Industry Press, Beijing.
- [21]. Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
- [22]. Martínez-Rueda, J. E., & Elnashai, A. S. (1997). Confined concrete model under cyclic load. *Materials and Structures*, 30(3), 139-147.
- [23]. Menegotto, M. (1973). Pinto, (1973), PE, Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending. In *IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Lisbon.
- [24]. Haselton, C. B. (2009). Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley.
- [25]. ACI, A. (2014). 318-14. Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

Shock-Aftershock Effect Analysis for Seismic Performance Evaluation of RC Moment Frames

Milad Mohammadian

Master of Science, Faculty of Civil Engineering, Urmia University of Technology

Erfan Shafei

*Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Urmia University of Technology
e.shafei@uut.ac.ir*

Javad Mokari

Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Urmia University of Technology

Abstract

Sequential quakes as shock-aftershocks result in nonlinear response of buildings and in many cases lead to severe destructions such as accumulative structural damages in compare to single shock quakes. In current study, the shock-aftershock sequence effect on the nonlinear seismic performance of reinforced concrete (RC) moment frames is studied in detail. In this way, nonlinear numerical method is selected as the study approach and preliminary models are calibrated based on existing shake-table experiments. In advance, four-story and eight-story frames are modeled using flexibility-based SeismoStruct® finite element code and are subjected to quake sequences. Three types of seismic sequences are assumed for study: (1) single shock quakes; (2) similar shock-aftershock quakes; (3) dissimilar far field-near fault shock-aftershock quakes. Discussions are based on the maximum and residual inter-story drift ratios. Results reveal that the residual drifts are increased in seismic sequences. In addition, four-story frames experience higher maximum drift ratio than the eight-story frames during the aftershocks. The increase of residual drift ratio is more apparent for four-story frames than eight-story frames in the case of dissimilar seismic sequences. For all the assumed cases, top stories experience the highest values of maximum and residual drift ratios which show the sensitivity of top stories to the seismic sequence. Thus, the collapse probability of top stories is high during shock-aftershock sequences and needs to be considered in further seismic design.

Keywords: *Eismic Sequence, RC Moment Frame, Nonlinear Performance, Lateral Drift, Damage.*