



ارزیابی نیازهای لرزه‌ای قاب بتن آرمه مسلح به دیوار برشی فولادی تحت زلزله‌های متوالی

حمزه روحی، مجید قلهکی*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۰۶/۲۳
بازنگری: ۱۳۹۹/۱۱/۲۲
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۲/۱۱
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۲/۱۹

کلمات کلیدی:

قاب خمشی بتن آرمه
دیوار برشی فولادی
توالی لرزه‌ای
دریافت
پس ماند
دینامیکی غیرخطی

خلاصه: زلزله‌های متوالی در مقایسه با زلزله‌های منفرد اثرات نامطلوبی بر روی سازه‌ها از جمله تجمع آسیب‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای داشته و به دلیل عدم فرصت کافی جهت بازسازی سازه، احتمال تخریب سازه افزایش پیدا می‌کند. در این تحقیق تاثیر پدیده توالی لرزه‌ای بر سیستم نسبتاً جدید قاب‌های خمشی بتن آرمه مسلح به دیوار برشی فولادی بررسی شده است. بر این اساس چهار قاب ۴، ۸، ۱۲ و ۲۴ طبقه که نماینده‌ای از سازه‌های کوتاه، متوسط، بلند می‌باشند، در نرم‌افزار المان محدود مدل‌سازی و در برابر چهار مجموعه شتاب‌نگاشت منفرد و متوالی قرار گرفته و با انواع روش‌های اعمال زلزله‌های متوالی شامل روش‌های واقعی (As Recorded)، تکراری (Back to Back) و تصادفی (Randomized) و تحت چهار مجموعه شتاب‌نگاشت منفرد و متوالی تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. سناریوهای لرزه‌ای مورد استفاده شامل زلزله‌های متوالی بحرانی ثبت شده می‌باشد. تحلیل نشان داد که برپود غالب پس‌لرزه تاثیر مهمی در پاسخ سازه پس از زلزله اصلی دارد. توالی لرزه‌ای واقعی، بیشینه نیاز دریافت طبقات را به طور متوسط ۲ برابر و نیاز شکل‌پذیری را به طور متوسط ۱/۵۲ برابر نیاز نظیر آن در زلزله منفرد افزایش داده است. در توالی لرزه‌ای مصنوعی به روش تکرار، بیشینه نیاز دریافت طبقات در مقیاس‌های پس‌لرزه ۱، ۱/۵ و ۲ نسبت به زلزله اصلی به طور متوسط ۱/۲، ۲/۰ و ۲/۶ برابر تقاضای نظیر در زلزله منفرد می‌باشد. پس‌لرزه‌ها ممکن است جهت و مقادیر تغییر مکان‌های پسماند را در توالی‌های لرزه‌ای واقعی و مصنوعی تغییر دهند. در ادامه تحقیق معادله محاسبه تقاضای شکل‌پذیری توالی لرزه‌ای استخراج شد.

۱- مقدمه

شده است. در روش طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد، سازه برای سطوح مختلف عملکرد مورد انتظار، مرتبط با سطوح مختلف خطر زلزله طراحی می‌گردد. یک گام مهم در طراحی بر اساس عملکرد، تخمین پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سازه‌ها می‌باشد. بر این اساس، بررسی عملکرد سازه‌ها هنگام زلزله و تعیین ظرفیت مورد نیاز برای تحمل پس‌لرزه‌های محتمل، در پاسخ سازه و احتمال فروریزش ساختمان امری لازم و ضروری است.

میزان خسارت وارد بر سازه ارتباط مستقیمی با نیاز شکل‌پذیری دارد [۳]. بنابراین ارزیابی رابطه میان این دو پارامتر اهمیت زیادی دارد. استانداردهای کنونی نیازهای شکل‌پذیری سازه را تنها در زلزله اصلی برآورد می‌کنند. تحقیقات چند سال اخیر نشان داده است که وقوع پس‌لرزه‌ها می‌تواند نیاز شکل‌پذیری سازه‌ها را به میزان قابل توجهی افزایش دهد و منجر به افزایش خطرپذیری آن در مقابل زلزله شود [۴].

بررسی اصلی درباره‌ی زلزله متوالی از انتهای قرن ۱۹ توسط اوموری صورت گرفته است [۵]. اوموری به این نتیجه رسید که میزان افت‌های

به دلیل اینکه پس‌لرزه‌ها عموماً در فاصله زمانی کوتاهی نسبت به زلزله اصلی روی می‌دهند و برخی از این پس‌لرزه‌ها با قدرت تخریبی برابر با زلزله‌ی اصلی باعث ایجاد خسارت در سازه می‌شوند، تقویت سازه‌ی خسارت دیده از زلزله اصلی در این فاصله زمانی کوتاه مقذور نبوده و برای کاهش سطح خطرات لازم است، عملکرد سازه‌ی خسارت دیده در مجموع تحت زلزله‌ی اصلی و پس‌لرزه‌ها ارزیابی شود [۱].

در سال ۲۰۱۱ حدود صد پس‌لرزه با بزرگای شش و یا بیشتر طی چهار روز پس از زلزله توهوکوی ژاپن رخ داد که باعث خسارت سازه‌ای و تخریب زیرساخت‌ها شد [۲].

در سال‌های اخیر با توجه به توسعه‌ی روز افزون روش‌های طراحی و تمایل بیشتر آیین‌نامه‌ها به طراحی بر اساس عملکرد، ارزیابی لرزه‌ای و عملکرد سازه‌ها در طول زلزله به یکی از مسائل مهم در مهندسی زلزله تبدیل

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: mgholhaki@semnan.ac.ir



در حین پس‌لرزه با افت در زمان زلزله اصلی رابطه‌ی معکوس دارد. یکی از اولین مطالعات توسط ماهین در سال ۱۹۸۰ انجام شد [۶]. ماهین پی برد که پس‌لرزه‌های شدید ممکن است تقاضاهای شکل‌پذیری و جابه‌جایی را در بسیاری از سیستم‌های یک درجه آزادی الاستو پلاستیک، دو برابر کند. به جز کار ماهین، چندین تحقیق دیگر برای بررسی عملکرد لرزه‌ای در سیستم‌های غیرارتجاعی یک درجه آزاد تحت انواع حرکت‌های زمین در توالی زلزله یا حرکت‌های گوناگون زمین وجود دارد. از جمله آن‌ها می‌توان به تحقیقات الناشایی و همکارانش در سال ۱۹۹۸ [۷]، ساناساکا و کیرمیدجیان در سال ۲۰۰۲ [۸]، امادیو و همکارانش در سال ۲۰۰۳ [۹]، داس و همکارانش در سال ۲۰۰۷ [۱۰] و ایانکویسی در سال ۲۰۰۷ [۱۱] اشاره نمود. هاتزجورجیو در سال ۲۰۰۹ [۱۲] مقادیر جابه‌جایی‌های غیرخطی را به صورت مناسبی برای زمین لرزه‌های متوالی پیشنهاد کرد، به علاوه هاتزجورجیو در سال ۲۰۱۰ [۱۳] بر روی تقاضای شکل‌پذیری و ضریب رفتار سیستم‌های یک درجه آزاد غیرخطی تحت عنوان لرزه‌های متوالی دور و نزدیک گسل مطالعه کرد. هاتزجورجیو در سال ۲۰۱۰ [۱۴] با بررسی پاسخ سازه‌های یک درجه آزادی تحت اثر زلزله‌های متوالی حوزه نزدیک و دور از گسل با استفاده از زلزله‌های مصنوعی به این نتیجه رسید که استفاده از زلزله اصلی در تخمین پاسخ غیرارتجاعی سازه در خلاف جهت اطمینان می‌باشد و طراحان باید به اثر زلزله‌های متوالی توجه داشته باشند. مصطفی و تاکاواکی در سال ۲۰۱۱ [۱۵] مدل‌های اتفاقی ساده‌ای را بررسی کردند و تکرار زمین لرزه‌های متوالی را به نمایش درآوردند. مضافاً ایشان طی تحقیقات مختلفی، تأثیرات زمین‌لرزه‌های متوالی را بر روی سیستم‌های چند درجه آزاد پیشنهاد کردند. هاتزجورجیو و لیولیوس در سال ۲۰۱۰ [۱۶]، اثر توالی لرزه‌ای بر نیاز شکل‌پذیری در قاب‌های خمشی بتن آرمه را بررسی کردند. طبق این تحقیق، توالی لرزه‌ای تأثیر مهمی بر روی پاسخ سازه داشته و تقاضاهای شکل‌پذیری در توالی لرزه‌ای با دقت زیاد می‌تواند با استفاده از ترکیب تقاضاهای زلزله‌های منفرد نظیر توالی لرزه‌ای محاسبه شود.

گارسیا و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۱۷] به ارزیابی نیاز دررفت در قاب‌های خمشی فولادی تحت رکوردهای زلزله‌های متوالی در حوزه دور و نزدیک گسل پرداختند. هدف اصلی این تحقیق بررسی ارتباط میان محتوای فرکانسی لرزه اصلی و پس‌لرزه، اثرات پس‌لرزه‌ها در میزان دررفت و دررفت پسماند سیستم‌های چند درجه آزادی و ارزیابی اختلاف پاسخ زلزله‌های متوالی واقعی و مصنوعی بود.

تحقیقات افرایمیاد و همکاران در سال ۱۹۹۷ [۱۸]، دی سارنو در سال

۲۰۱۳ [۱۹] و عبدالبنی و الناشایی در سال ۲۰۱۴ [۲۰] بر روی قاب‌های بتنی مهاربندی شده‌ی چند طبقه متمرکز شده‌اند. تقریباً تمامی این تحقیقات بر روی پاسخ سیستم‌های یک درجه آزاد دو بعدی انجام گرفته است. ژای و همکاران در سال ۲۰۱۲ [۳]، به مطالعه تاریخچه زمانی پاسخ سیستم‌های یک درجه آزاد غیرارتجاعی تحت انواع حرکت‌های زمین پرداختند. ایشان پاسخ‌های مختلف پارامترهای تقاضای سازه در پس‌لرزه‌ها، مانند حداکثر شتاب، حداکثر سرعت، حداکثر تغییر مکان و جابه‌جایی پسماند را با مقادیر متناظر آن در زلزله‌ی اصلی مقایسه کردند و به این نتیجه رسیدند که در پس‌لرزه پتانسیل افزایش پاسخ سازه وجود دارد و پس‌لرزه همیشه نمی‌تواند هر دو مولفه‌ی حداکثر شتاب و حداکثر سرعت را در سازه به طور مشابهی افزایش دهد. به عبارتی برای یک سازه‌ی ثابت، پس‌لرزه ممکن است حداکثر شتاب را افزایش دهد، در حالی که حداکثر سرعت افزایشی به وجود نیاید. همچنین پس‌لرزه ممکن است جابه‌جایی پسماند سازه را به دلیل تأثیرات زلزله‌ی اصلی، افزایش یا کاهش دهد. لذا پس‌لرزه می‌تواند با تأثیرگذاری روی جابه‌جایی پسماند، تجمع آسیب سازه‌ها را تغییر دهد و بعضاً نتایج را معکوس کند. شین و همکاران در سال ۲۰۱۴ [۲۱] با انجام تحلیل شکنندگی قاب‌های خمشی بتن آرمه، تغییر عملکرد سازه بر اثر وقوع پدیده توالی لرزه‌ای را بررسی نمودند.

هاتزیواسیلیو و همکاران در سال ۲۰۱۵ [۲۲] اثرات توالی لرزه‌ای واقعی همراه با مولفه قائم زلزله بر روی ساختمان‌های بتنی سه بعدی منظم و نامنظم را مورد بررسی قرار دادند. مهم‌ترین نتیجه این تحقیق عبارت است از این که تغییر مکان بالاترین طبقه سازه تحت توالی لرزه‌ای بیش از زلزله‌های تک است و تغییر مکان و دررفت پسماند در اثر توالی لرزه‌ای نسبت به زلزله منفرد افزایش می‌یابد.

سلیم بهرامی و قلهکی در سال ۲۰۱۸ [۲۳] مطالعه تحلیلی جهت تخمین اثرات مودهای بالاتر در قاب خمشی بتن آرمه با دیوارهای برشی فولادی تحت پالس ساده را انجام دادند. بر اساس تحقیق ایشان تقاضاهای تغییر مکان بیشینه و نیرو برای سازه‌های مختلف با نسبت پریرود پالس به پریرود ارتعاشی مود اول برابر یک حاصل می‌شود و با افزایش طبقات اثرات مودهای بالاتر کاهش یافته و مهم‌ترین اثر مودهای بالاتر در نیروی برشی طبقه بام و برش پایه می‌باشد. همچنین ایشان در سال ۲۰۱۹ اثر مودهای بالاتر و درجات آزادی را بر روی ضریب کاهش مقاومت^۱ در قاب خمشی بتن آرمه با دیوارهای برشی فولادی را بررسی کرده و ضریب کاهش مقاومت زلزله‌های

1 ⁴ Strength modification factor

سناریوی بحرانی مشخص شده است.

۲- روش انجام تحقیق

روش مورد استفاده در این تحقیق با فلوجارت شکل ۱ ارائه شده است.

۳- صحت‌سنجی مدل‌سازی سیستم قاب بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی

صحت‌سنجی مدل‌های تحلیلی یکی از گام‌های یک تحقیق است. در این تحقیق به منظور اعتبارسنجی مدل از مطالعه آزمایشگاهی چوی و پارک در سال ۲۰۱۱ [۲۶] مطابق شکل ۲-الف استفاده شده است. ایشان مطالعه آزمایشگاهی به منظور بررسی رفتار چرخه‌ای دیوارهایی که از المان‌های مرزی قاب بتن آرمه و ورق‌های فولادی نازک تشکیل شده است، انجام دادند. به منظور اطمینان از صحت مدل‌سازی، مدل عددی نمونه آزمایشگاهی در نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees [۲۷] مدل‌سازی و تحلیل شد. برای مدل‌سازی از المان تیر-ستون غیرخطی (Nonlin-earBeamColumn) برای المان‌های تیر و ستون‌ها با کنترل تغییر شکل استفاده شده است که این المان قابلیت لحاظ نمودن اثر $P-\Delta$ و تغییر شکل‌های بزرگ را دارد. برای مدل‌سازی ورق فولادی از روش نواری استفاده شده است [۲۸]. در این روش برای مدل‌سازی نوارهای کششی از المان خرپا استفاده شده است. جهت مدل‌سازی پلاستیسیته گسترده در المان‌ها در برنامه، مقطع المان‌های تیر و ستون به تعدادی الیاف (Fiber) تقسیم می‌شوند. همچنین جهت مدل‌سازی مصالح بتنی و فولاد آرماتورها به ترتیب از مصالح Concrete01 و Steel02 استفاده شده است. برای مدل‌سازی رفتار واقعی نوارها که در هنگام فشار نباید از خود واکنش نشان دهند از مصالح Hysteretic استفاده شده که با رفتار سه خطی در کشش و فشار این ویژگی را به نوارها می‌دهد که در هنگام در فشار قرار گرفتن از خود مقاومت نشان نداده و اجازه دهد که میدان کشش قطری دیوار برشی فولادی به خوبی مدل‌سازی شود. همچنین بحث محصورشدگی بتن ستون‌ها، در مدل دیده شده است. نتایج عددی حاصل از بارگذاری چرخه‌ای با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است (شکل ۲-ب). مقادیر ظرفیت تحمل بار، سختی اولیه و جذب انرژی مشخص شده از آزمایش و مدل شبیه‌سازی شده متناظر در جدول ۱ ارائه شده است. مقایسه بین دو نمودار شکل ۱-ب نشان دهنده دقت قابل قبول در فاز مدل‌سازی این تحقیق است.

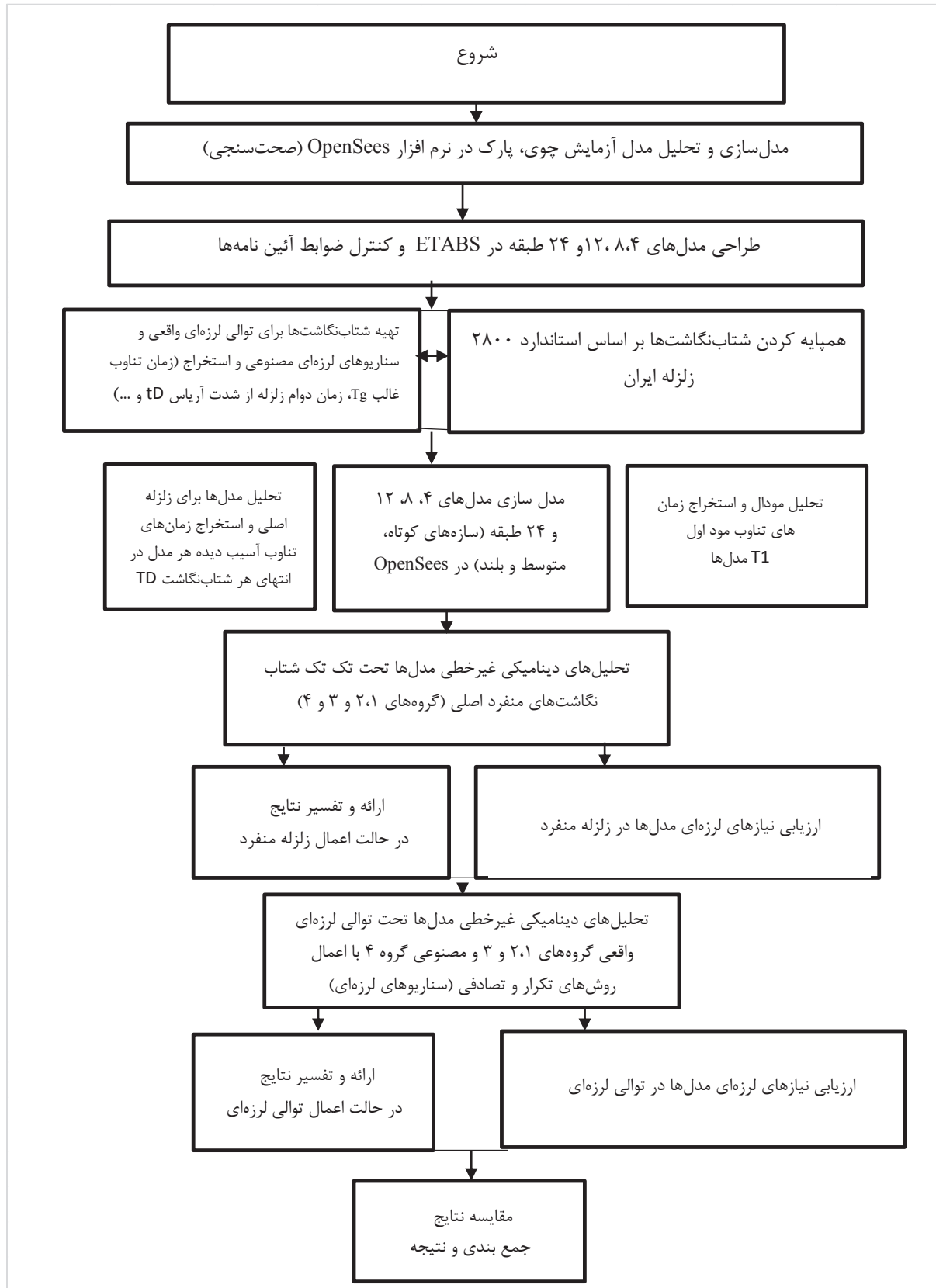
حوزه‌های دور و نزدیک که می‌تواند متفاوت باشد، برای سیستم چند درجه آزادی را اصلاح کرده‌اند.

دیوار برشی فولادی یک نوع سیستم مقاوم مناسب در برابر بارهای جانبی زلزله و باد شامل یک سری پانل‌های مجزا می‌باشد که هر پانل در داخل دو تیر و ستون محاط شده و یک ورق فولادی به المان‌های محیطی متصل شده است [۲۴]. استفاده از دیوار برشی فولادی به دلیل سختی، مقاومت و استهلاک قابل توجه انرژی زلزله، به عنوان یک سیستم باربر جانبی موثر در بهسازی لرزه‌ای به منظور افزایش مقاومت جانبی و سختی ساختمان‌ها در برابر زلزله (راهبردهای فنی بهسازی) در سازه‌های فولادی مورد توجه قرار گرفته است. اخیراً با توجه به مباحث تحلیل و طراحی دیوارهای برشی فولادی که مستلزم استفاده از المان‌های محیطی (تیرها و ستون‌ها) با صلیبیت بالا است، برای افزایش مقاومت جانبی و سختی ساختمان‌های بتنی با سیستم قاب خمشی که ذاتاً دارای چنین المان‌هایی می‌باشد استفاده شده است. از این رو اخیراً سیستم قاب بتن آرمه مسلح شده با دیوار برشی فولادی به عنوان سیستمی جدید در برابر بارهای جانبی مطرح شده است [۲۵].

به علت جدید بودن این سیستم، تحقیقات و مطالعات بر روی آن هنوز در ابتدای راه بوده و این سیستم نیازمند مطالعات بیشتر عددی و آزمایشگاهی است که این تحقیق نیز بخشی از مطالعات جهت شناخت بیشتر این سیستم است.

مطالعات متعددی بر روی انواع سیستم‌های مقاوم سازه‌ای از جمله سیستم‌های قاب‌های خمشی، مهاربندی شده و دیوارهای برشی بتنی تحت زلزله‌های متوالی صورت پذیرفته است. لکن سیستم قاب خمشی بتن آرمه با دیوار برشی فولادی از جنبه‌های مختلف اخیراً مورد بررسی قرار گرفته و لذا اثر زلزله‌های متوالی (حوزه دور و نزدیک) بر روی این سیستم بررسی نشده است.

در این تحقیق تاثیر پس‌لرزه‌ها بر روی پاسخ سیستم قاب‌های خمشی بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی و تغییر شکل‌های پسماند، ارزیابی می‌شود. برای این منظور از تعدادی رکورد متوالی واقعی و مصنوعی حوزه‌های دور و نزدیک زلزله شامل رکوردهای زلزله اصلی و پس‌لرزه استفاده گردیده است. اثر شدت لرزش اصلی و پس‌لرزه زلزله‌های واقعی و مصنوعی در سناریوهای مختلف شامل زلزله‌های اصلی حوزه دور و نزدیک و شدت‌های مختلف پس‌لرزه ۳۰٪، ۵۰٪، ۹۰٪، ۱۰۰٪، ۱۵۰٪ و ۲۰۰٪ نسبت به زلزله اصلی با روش‌های تکرار و تصادفی در دریفت حداکثر و دریفت پسماند بررسی و



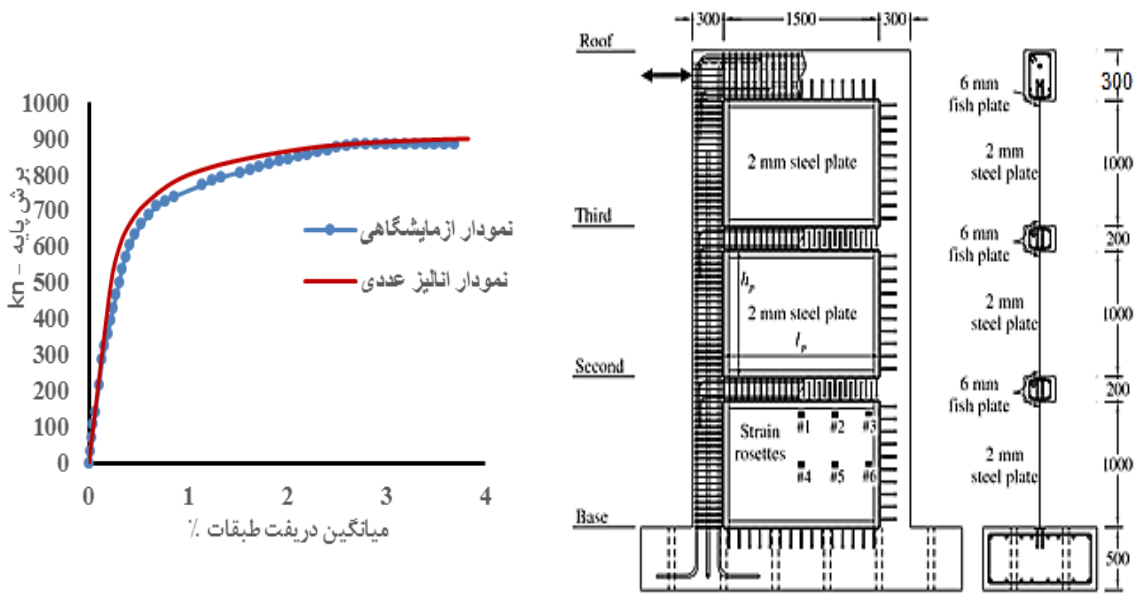
شکل ۱. فلوجارت انجام تحقیق

Fig. 1. Flowchart of methodology.

جدول ۱. مقایسه نتایج تحلیل اجزای محدود [۲۷] و آزمایش مدل چوی و پارک [۲۶]

Table 1. Comparison of Finite Element Analysis Results [27] and Choi and Park Model Test [26].

بار جانبی (کیلو نیوتن)			سختی الاستیک (کیلو نیوتن / میلی متر)			جذب انرژی (کیلو نیوتن - متر)		
آزمایش	اجزای محدود	نسبت اجزای محدود به آزمایش	آزمایش	اجزای محدود	نسبت اجزای محدود به آزمایش	آزمایش	اجزای محدود	نسبت اجزای محدود به آزمایش
۸۸۶	۹۰۳	۱/۰۲	۵۳	۴۸	۰/۹۱	۳۲۳/۹۸	۳۴۹/۲۳	۱/۰۸



شکل ۲. منحنی دیسپرزین سرعت فاز لوله فولادی با قطر ۲۲۰ میلی متر و ضخامت ۴/۸ میلی متر

Fig. 2. Phase velocity dispersion curves for a steel pipe with outer diameter of 220 mm and wall thickness of 4.8 mm

۴- مدل سازی مدل ها

۴-۱- مدل سازی مدل ها در نرم افزار Etabs و مبانی طراحی دیوارهای برشی فولادی

در مورد رده بندی سیستم های سازه ای، برخی نسبت ارتفاع به کوچک ترین بعد افقی سازه را ملاک طبقه بندی سازه ها دانسته و نسبت های ارتفاع به کوچک ترین بعد افقی سازه بیشتر از $\pi/5$ ، بین $\pi/5$ و π ، بین π و $\pi/5$ و کمتر از $\pi/5$ به ترتیب به سازه های بسیار بلند، بلند، متوسط و کوتاه می دانند [۲۹]. بر این اساس در این تحقیق چهار مدل سازه ای ۴،۸، ۱۲ و ۲۴ طبقه با نسبت های ارتفاع به کوچک ترین بعد افقی ۰/۵۴، ۰/۰۹، ۱/۶۳ و ۳/۲۶ در طبقه بندی به ترتیب سازه های کوتاه، متوسط و بلند با پلان مستطیلی مطابق شکل ۳-الف با سیستم دوگانه قاب خمشی بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی و شکل پذیری زیاد انتخاب شده است. ارتفاع طبقات مدل ها ۳/۴ متر و سقف از نوع تیرچه بلوک در نظر گرفته شده است. تکیه گاه های کلیه سازه ها گیردار و محل احداث سازه ها منطقه با خطر نسبی زیاد و نوع خاک III در نظر گرفته شده است. بتن مورد استفاده در سازه بتن رده C22 دارای مقاومت مشخصه ۲۲۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و میلگردها از نوع A۳ با تنش تسلیم ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد. فولاد مورد استفاده برای مهاربندهای معادل، فولاد نرمه ساختمانی با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد. در تحلیل و طراحی سازه های مورد تحقیق از مباحث ششم [۳۰] و نهم [۳۱] مقررات ملی ساختمان و از استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم [۳۲] استفاده شده است. طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بار ثقلی مرده طبقات و بام ۶۴۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار زنده طبقات و بام ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار دیوارهای محیطی طبقات ۶۰۰ کیلوگرم بر متر طول دیوار در نظر گرفته شده است. برای طراحی واقعی و منطقی سازه ها، با توجه به نتایج کارهای آزمایشگاهی انجام شده بر روی قاب بتنی با دیوار برشی فولادی و ضوابطی که آیین نامه بارگذاری آمریکا -ASCE07 2010 [۳۳] برای دیوار برشی فولادی ارائه کرده است، ضریب رفتار ۷ برای این سیستم مورد استفاده قرار گرفت. علاوه بر این ضوابط مربوط به طراحی سیستم های مقاوم دو گانه ی مبحث ششم مقررات ملی نیز کنترل و تامین شده است. برای مدل سازی دیوار برشی فولادی در مراحل طراحی به دلیل عدم امکان مدل سازی ورق فولادی در هندسه مدل و تحلیل آن توسط نرم افزار Etabs، از مهاربند کششی مطابق مبانی طراحی ارائه شده در ادامه، بهره گرفته شد.

به منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، طبق آیین نامه های فولاد کانادا و آمریکا به جای هر ورق فولادی، یک مهاربند معادل در نظر گرفته شده و پس از محاسبه سطح مقطع هر مهاربند، ضخامت ورق فولادی از رابطه (۱) محاسبه شده است.

$$t = \frac{2A_b \sin \theta \cos 2\theta}{L \sin^2 2\alpha} \quad (1)$$

در رابطه (۱) θ زاویه بین مهاربند و ستون، L عرض دهانه قاب، A_b سطح مقطع مهاربند معادل و α زاویه تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی، I_c و A_c سطح مقطع و ممان اینرسی ستون های کناری، h ارتفاع طبقه و A_g سطح مقطع تیر است. پس از تعیین ضخامت، هر ورق به تعدادی نوار مورب تبدیل می شود که سطح مقطع هر نوار از رابطه ی ۲ حاصل می شود:

$$A_s = \frac{L \cos \alpha + L \sin \alpha}{n} t \quad (2)$$

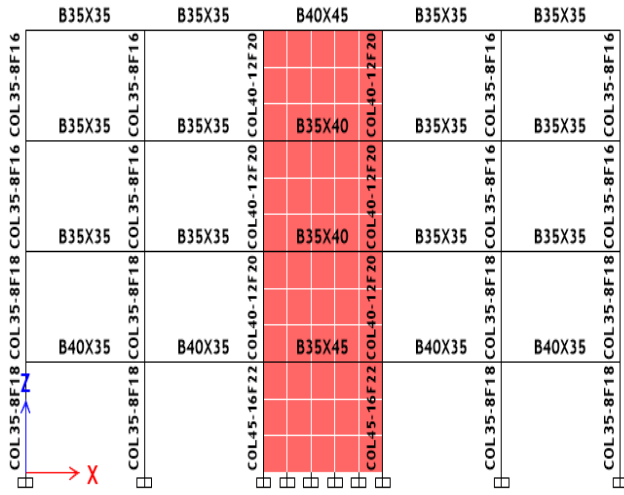
در رابطه (۲) n تعداد نوارهاست. مطالعات متعددی در زمینه ی تعداد نوار مورد نیاز انجام شده شده که نتایج نشان دهنده کفایت ۱۰ نوار مورب برای آنالیز یک دیوار برشی فولادی با ورق نازک است. با توجه به این که ستون ها ممکن است تحت تاثیر میدان کشش قطری دچار کماتش شوند لذا سختی ستون های کناری باید با رابطه ی ۳ کنترل شود.

$$I_c \geq \frac{0.00307th_s^4}{L} \quad (3)$$

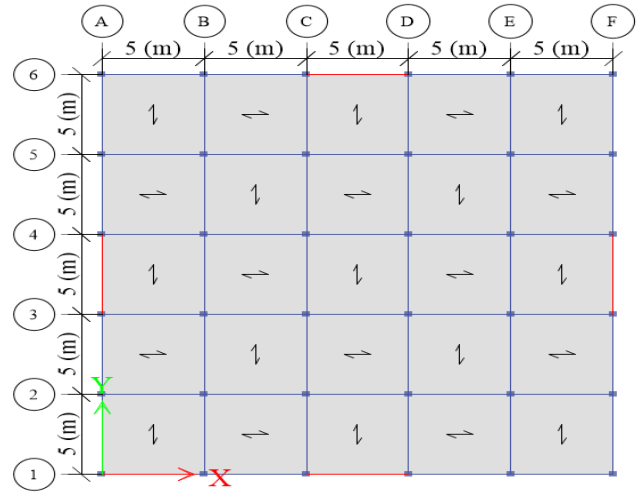
همچنین به منظور جلوگیری از خمش تیر فوقانی دیوار برشی فولادی ناشی از اثر میدان کشش قطری نامتقارن، رابطه ی ۴ باید کنترل شود:

$$M_{f_{pb}} \geq \frac{\sigma_{ty} t L^2}{8} \sin^2 \alpha \quad (4)$$

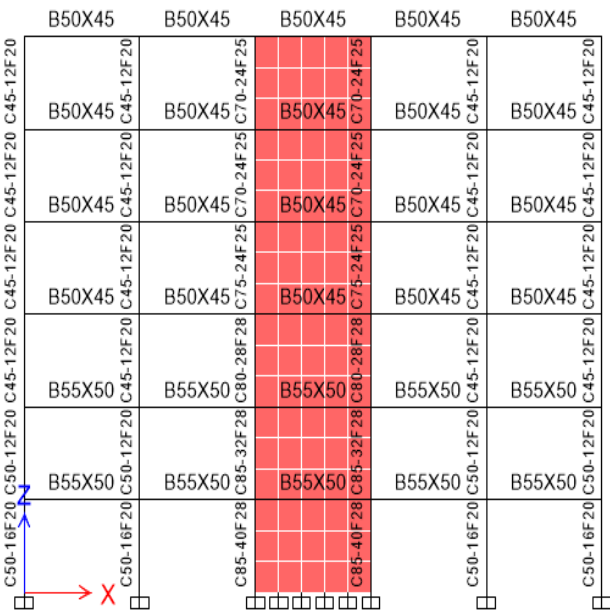
در رابطه (۴)، $M_{f_{pb}}$ ، لنگر پلاستیک مقطع تیر و σ_{ty} ، تنش نهایی



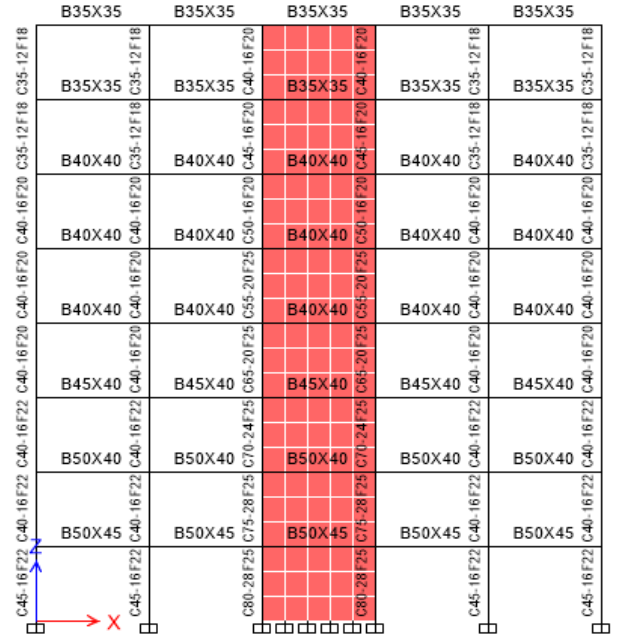
ج



الف



د



ج

شکل ۳. الف) پلان مشترک مدل‌های سازه‌ای و مقاطع سازه‌ای (ب) مدل ۴ طبقه (ج) ۸ طبقه (د) ۶ طبقه اول مدل ۱۲ طبقه

Fig. 3. (a) plan of structural models (b) 4 story model (c) 8 story model (d) 6 first stories of 12 story model.

جدول ۲. مهاربند معادل مدل ۴ طبقه

Table 2. Summary of calculations of bracing equivalent for 4 story model.

طبقه	مهاربند معادل (سانتی‌متر مربع)	ضخامت ورق (میلی متر)	As نوارها (سانتی‌متر مربع)
۱	۵۲	۱/۶	۹/۵۱
۲	۵۲	۱/۶	۹/۵۱
۳	۵۲	۱/۶	۹/۵۱
۴	۳۶	۱/۱	۶/۵۰

۴-۲- مدل‌سازی مدل‌ها در نرم‌افزار OpenSees

برای مدل‌سازی از المان تیر-ستون غیرخطی (NonlinearBeam-Column) که قابلیت لحاظ نمودن اثر P-Δ و تغییر شکل‌های بزرگ را دارد، برای المان‌های تیر و ستون‌ها استفاده شده است. برای مدل‌سازی ورق فولادی از روش نواری استفاده شده است. در این روش برای مدل‌سازی نوارهای کششی از المان خرپا استفاده شده است. برای مدل‌سازی مصالح بتنی و فولاد آرماتورها به ترتیب از مصالح Concrete01 و Steel02 استفاده شده است. برای مدل‌سازی رفتار واقعی نوارها از مصالح Hysteretic استفاده شده که اجازه می‌دهد که میدان کشش قطری دیوار برشی فولادی به خوبی مدل‌سازی شود. به عنوان نمونه مهاربند معادل مدل چهار طبقه در جدول ۲ ارائه شده است. در مدل هشت طبقه، ضخامت ورق، برای طبقات یک تا شش ۲ میلی‌متر، برای طبقه هفتم ضخامت ورق ۱/۶ میلی‌متر و برای طبقه هشتم ۱/۱ میلی‌متر محاسبه شده است. در مدل دوازده طبقه، ضخامت ورق برای طبقات اول تا چهار، ۲/۱ میلی‌متر، برای طبقات پنج تا هشت برابر ۱/۸ میلی‌متر، برای طبقات نهم و دهم، ۱/۶ میلی‌متر، برای طبقه یازده مقدار ۱/۴ میلی‌متر و برای طبقه دوازده ۱/۱ میلی‌متر است. در مدل بیست و چهار طبقه، ضخامت ورق در طبقه اول برابر ۴/۴ میلی‌متر، در طبقات دوم تا هشتم، ۳/۲ میلی‌متر، در طبقات نهم تا پانزدهم، ۲/۹ میلی‌متر، در طبقه شانزده، ۲/۶ میلی‌متر، در طبقات هفدهم تا هجدهم، ۲/۱ میلی‌متر، طبقات نوزده تا بیست، ۱/۸ میلی‌متر، در طبقات بیست و یک و بیست و دو، ۱/۶ میلی‌متر، در طبقه بیست و سوم، ۱/۴ میلی‌متر و در طبقه بیست و چهارم، ۱/۱ میلی‌متر محاسبه و در تحلیل‌ها مورد استفاده قرار گرفت. همچنین بحث محصور شدگی بتن ستون‌ها، در مدل دیده شده است.

میدان کشش قطری بوده که برای ورق‌های نازک برابر تنش تسلیم آن‌ها است. با توجه به تفاوت اندک شدت میدان کشش قطری بین دو طبقه مجاور، کنترل این رابطه فقط برای تیر انتهایی الزامی بوده، اما اگر تفاوت بین میدان کشش قطری بین دو طبقه مجاور زیاد باشد رابطه مذکور باید برای تیرهای میانی نیز کنترل شود.

به منظور حصول اطمینان از این که ستون‌های محیطی بتوانند تنش‌های ناشی از بارهای محیطی را به همراه تنش‌های ناشی از اثر میدان کششی تحمل نمایند، لازم است که رابطه‌ی (۵) برای لنگر پلاستیک ستون‌ها کنترل شود:

$$M_{fpc} \geq \frac{\sigma_{ty} t h^2}{4} \cos^2 \alpha \quad (5)$$

برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی در مراحل طراحی به دلیل عدم امکان مدل‌سازی ورق فولادی در هندسه مدل و تحلیل آن توسط نرم‌افزار ETABS، از مهاربند کششی معادل بهره گرفته شد. در دو طبقه آخر سازه ۲۴ طبقه به دلیل ایجاد برش منفی در مهاربندها، در سازه از کاربرد سیستم دوگانه در این طبقات اجتناب شده و برای مقابله با نیروی جانبی تنها از سیستم قاب بتن آرمه ویژه استفاده گردید. لازم به ذکر است که برای دوگانه محسوب شدن یک سیستم، طبق استاندارد ۲۸۰۰، سیستم قاب خمشی و سیستم دیوار برشی هر یک به تنهایی باید بتوانند به ترتیب ۲۵ و ۵۰ درصد نیروی جانبی را تحمل کنند [۳۲]. مقاطع سازه‌ای طراحی شده مدل‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۴ طبقه در اشکال ۳ و ۴ ارائه شده است.



شکل ۴. مقاطع سازه‌ای الف) ۶ طبقه دوم مدل ۱۲ طبقه ب) ۱۲ طبقه اول مدل ۲۴ طبقه ج) مقاطع سازه‌ای ای) ۱۲ طبقه دوم مدل ۲۴ طبقه

Fig. 4. Structural sections of models (a) 6 second stories of 12-story model (b) 12 first stories of 24-story (c) 12 second stories of 24-story.

شده در ایستگاه‌های ثابت و در روش مصنوعی به دلیل در دسترس نبودن یا تعداد ناکافی شتاب‌نگاشت‌های طبیعی متوالی، پس‌لرزه‌ای مصنوعی به سازه اعمال می‌شود.

با توجه به ثبت تعداد کمی از زلزله‌های طبیعی متوالی در نواحی مختلف لرزه‌خیز جهان، برای بررسی تاثیرات این رخداد بر عملکرد سازه‌ها با شرایط ساختمانی مختلف و همچنین برای بررسی واقع بینانه‌تر اثر زلزله‌های متوالی بر عملکرد سازه‌ها نیاز به استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی بیشتر احساس می‌شود [۳۴]. طبق مطالعات صورت گرفته، مهم‌ترین رویکردهای تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با استفاده از شتاب زلزله‌های اصلی عبارتند از رویکرد پشت به پشت (تکراری) و رویکرد تصادفی [۳۵ و ۳۴].

در این تحقیق در روش شتاب‌نگاشت‌های طبیعی سه گروه از شتاب‌نگاشت شامل شتاب‌نگاشت زلزله‌های اصلی واقعی رخ داده با حداکثر شتاب موثر و شتاب‌نگاشت پس‌لرزه‌ای آن‌ها، سایر شتاب‌نگاشت زلزله‌های اصلی واقعی رخ داده با حداکثر شتاب موثر نزدیک به حالت پیشینه و شتاب‌نگاشت پس‌لرزه‌ای آن‌ها، شتاب‌نگاشت تعدادی از زلزله‌های اصلی واقعی رخ داده مورد استفاده در تحقیق محققان و شتاب‌نگاشت پس‌لرزه آن‌ها مورد استفاده قرار گرفته است و شتاب‌نگاشت‌های روش مصنوعی، تعدادی از شتاب‌نگاشت‌های مهم حوزه دور و نزدیک در قالب سناریوهای لرزه‌ای انتخاب شده است.

۵-۱- شتاب‌نگاشت‌های واقعی (شتاب‌نگاشت‌های با حداکثر شتاب موثر)

جهت بررسی تاثیر توالی لرزه‌ای بر پاسخ سیستم قاب خمشی بتن آرمه با دیوار برشی فولادی، از رکوردهای متوالی واقعی و ثبت شده استفاده شده است. رکوردهای مذکور بر اساس مطالعات گارسیا در سال ۲۰۱۲ [۳۴] و قدرتی و منوچهری دانا در سال ۲۰۰۵ [۳۶] که پارامتر حداکثر شتاب موثر (EPA) در آن لحاظ شده، انتخاب گردیده است. پارامتر EPA طبق تعریف برابر است با متوسط شتاب طیفی زلزله با میرایی ۵ درصد در زمان تناوب ۰/۱ ثانیه تا ۰/۵ ثانیه تقسیم بر ضریب بزرگ‌نمایی استاندارد ۲/۵ است. EPA مانند شتاب حداکثر زمین PGA از نوع شتاب می‌باشد. طبق مطالعه قدرتی و منوچهری دانا [۳۶] در میان پارامترهای پیشنهادی جهت انتخاب سناریوی لرزه‌ای بحرانی از قبیل حداکثر شتاب زمین (PGA)، حداکثر شتاب موثر (EPA)، حداکثر سرعت زمین (PGV)، حداکثر جابه‌جایی زمین (PGD)،

در OpenSees از خاصیت پلاستیسیته گسترده که توسط المان فایبر^۱ مدل‌سازی می‌شود استفاده شده است. در خصوص غیرخطی هندسی باید گفت که اثرات غیرخطی شدن هندسه توسط ماتریس‌های انتقال که از ویژگی‌های برنامه OpenSees است، تعریف شده است. در برنامه مذکور، پس از تعریف هندسه مدل، برای بارهای ثقیلی تحلیل ثقیلی (استاتیکی غیرخطی) شده و با صفر قرار دادن زمان در دامنه مسئله قبل از انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، مقادیر بارهای ثقیلی در تحلیل‌های دینامیکی بعدی، به صورت ثابت باقی مانده و اثر P-Delta در تحلیل‌ها در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه در مورد قاب‌های محیطی با سختی و پیچش تصادفی قابل ملاحظه نسبت به قاب‌های میانی، برای آنالیز سازه طراحی شده در Etabs، از قاب‌های محیطی و مشخصات آن‌ها برای آنالیز غیرخطی دو بعدی استفاده شده است. در راستای لحاظ کردن اثرات P-Delta از روش ستون متکی^۲ استفاده شده است. در واقع مفهوم ستون متکی برای در نظر گرفتن اثر P-Delta ناشی از بارهای ثقیلی به کار می‌رود. در این روش یک دهانه اضافه تعریف می‌شود. ستون‌هایی که بین آن‌ها فنرهای دورانی با سختی ناچیز قرار دارند با تیرهای با صلبیت زیاد به قاب اصلی متصل می‌شوند. هدف از تعریف فنرهای دورانی با سختی منفی ناچیز است که ستون‌های متکی ممان جذب نکنند. پس از آن بارهای ثقیلی به این ستون‌ها اعمال می‌شود.

در تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌ها، پس از اعمال شتاب‌نگاشت منفرد، فاصله زمانی ۳۰ ثانیه مابین زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه با دامنه شتاب صفر به منظور سکون مدل‌ها تحت اثر تحریک زلزله اصلی در نظر گرفته شده است. میرایی ۰/۵٪ برای کلیه مدل‌ها اعمال شد.

به منظور ارزیابی نیازهای لرزه‌ای قاب بتن آرمه با دیوارهای برشی فولادی، پارامترهای پیشینه نیاز دررفت‌ها و تغییر مکان حداکثر طبقات و پیشینه نیاز شکل‌پذیری و دررفت پسماند طبقات جهت ارزیابی نیازهای لرزه‌ای سازه‌ها انتخاب شده‌اند.

۵- شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده در تحلیل دینامیکی غیرخطی

شتاب‌نگاشت‌های متوالی به دو روش شامل شتاب‌نگاشت‌های طبیعی و شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی به سازه اعمال شده است. در روش شتاب‌نگاشت‌های طبیعی با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های طبیعی متوالی ثبت

1 ⁵ Distributed Plasticity (Fiber)

2 ⁶ Leaning Column

جدول ۳. رکوردهای مقیاس شده دسته اول سناریوی لرزه‌ای (با EPA بیشینه) و فاصله زمانی کمتر از ده دقیقه

Table 3. Result for scaling the first category records of seismic scenario (with maximum EPA).

نام رکورد	ایستگاه ثبت شده	تاریخ و زمان وقوع	Aias Intensity cm/s	PGA زلزله اولیه	PGA زلزله ثانویه	نسبت PGA	EPA زلزله اول و دوم	ضریب مقیاس مدل			
								24	12	8	4
Chalfant Valley	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	86-07-21 14:42,14:51	193.3 11	0.446	0.143	0.32	0.4854,0.1047	0.89	0.78	0.67	1.16
Hollister	USGS 1028 Hollister city Hall	61-04-09 7:23,7:25	13.3 9.6	0.074	0.072	0.97	0.0725-0.0794	4.32	4.10	4.70	5.36
New Zealand	99999 Matahina Dam	87-03-02 1:42,1:51	65.2 2.6	0.255	0.053	0.21	0.2601-0.043	1.69	1.50	1.23	2.19

۵-۲- شتاب‌نگاشت‌های واقعی (شتاب‌نگاشت‌های با حداکثر شتاب موثر نزدیک به حالت بیشینه)

به دلیل محدود بودن تعداد رکوردهای انتخابی بر اساس شرایط EPA بیشینه، لرزه‌های متوالی واقعی با عنوان EPA نزدیک به حالت بیشینه (جدول ۴) انتخاب شده است که لرزه نخست یا لرزه دوم به لحاظ مقدار EPA نسبت به میزان حداکثر، رتبه دوم یا نهایتاً سوم را داشته باشند. با این تفاسیر تعداد یازده رکورد متوالی جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی انتخاب شده است. با توجه به طراحی واحد برای رکوردهای با شدت‌های مختلف بیشینه PGA با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران [۳۲] در مورد مقایسه مقادیر طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی با مقادیر طیف استاندارد طرح، هر توالی برای رسیدن به $g \approx 0.3$ مقیاس شدند. شرط مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها به نحوی که میزان شتاب طیفی آن‌ها از میزان طیف استاندارد طرح استاندارد ۲۸۰۰ کمتر نباشد ارضا گردیده و ضرایب مقیاس محاسبه شده شتاب‌نگاشت‌ها برای هر مدل در ستون آخر جداول ۳ و ۴ ارائه شده است.

۵-۳- زلزله‌های واقعی (زلزله‌های مورد استفاده محققان)

تعداد مشخصات چهار شتاب‌نگاشت از زلزله‌های واقعی مورد استفاده محققان طی چند سال اخیر [۳۷ و ۱۶] به صورت زلزله‌ی منفرد اصلی و پس‌لرزه آن‌ها در جدول ۵ ارائه شده است.

۵-۴- زلزله‌های مهم حوزه دور و نزدیک اصلی و اعمال پس‌لرزه با شدت‌های مختلف (مصنوعی)

در جدول ۶ مشخصات هشت رکورد از زلزله‌های مهم (چهار رکورد اول

مدت زمان زلزله و معیار شدت آریاس^۱، به دلیل داشتن بیشترین همبستگی با پارامترهای دیگر به عنوان مناسب‌ترین معیار جهت انتخاب بحرانی‌ترین سناریو معرفی شده است. به گونه‌ای که رکوردهای مذکور به لحاظ تاثیر بر رفتار سازه و پاسخ آن نسبت به سایر رکوردهای متوالی ثبت شده در ایستگاه‌های دیگر بحرانی‌تر می‌باشند. در حقیقت دلیل استفاده از رکوردهای ارائه شده در این تحقیق، اجتناب از ایجاد عدم قطعیت‌ها در معرفی مشخصات لرزه‌های دنبال کننده به واسطه استفاده از روش‌های مصنوعی و گاهی مدل‌های پیشنهادی بر اساس قوانین گوتنبرگ ریشتر، اموری و بت می‌باشد. به این ترتیب در تمامی سناریوهای انتخاب شده از پایگاه اطلاعاتی PEER^۲ بزرگا، مدت زمان، فاصله زمانی میان رکوردهای متوالی و دیگر خصوصیات لرزه‌ها واقعی می‌باشند. شرایط انتخاب لرزه‌های واقعی متوالی مورد استفاده در این مقاله، علاوه بر یکسان بودن ایستگاه ثبت لرزه اول و دوم و فاصله زمانی کمتر از ده دقیقه میان آن‌ها بحث حداکثر شتاب موثر این لرزه‌هاست. به طوری که در رکوردهای متوالی نشان داده شده در جدول ۳ هم زلزله نخست و هم زلزله دوم در میان بقیه رکوردهای ثبت شده برای زلزله مورد نظر دارای حداکثر EPA می‌باشند. این گروه از زلزله‌های متوالی سناریوهای واقعی لرزه‌ای با EPA بیشینه نام گرفته‌اند.

۱ تعریف شدت آریاس عبارت است از مجموع کل انرژی در واحد وزن در یک سیستم یک درجه آزادی بدون میرایی که دارای فرکانس‌هایی با توزیع یکنواخت از صفر تا بی نهایت است و در این تحقیق از آن در محاسبه مدت زمان موثر زلزله‌ها استفاده شده است.

۲ Pacific Earthquake Engineering Research Center

جدول ۴. رکوردهای مقیاس شده دسته دوم سناریوی لرزه‌ای (با EPA نزدیک به حالت بیشینه)

Table 4. Result for scaling the second category of seismic scenario (with nearly maximum EPA).

نام رکورد	ایستگاه ثبت شده	تاریخ و زمان وقوع	Aias Intensity cm/s	PGA زلزله اولیه	PGA زلزله ثانویه	نسبت PGA	EPA زلزله اول و دوم	ضریب مقیاس			
								24	12	8	4
Chalfant Valley	CDMG 54171 Bishop-LADWP South St	86-07-21 14:42,14:51	50.1 6.9	0.248	0.106	0.43	0.2197,0.0 887	1.37	1.65	1.83	2.70
Chi-Chi Taiwan 1	CWB 99999 TCU079	99-09-20 17:57,18:03	31.7 63.9	0.212	0.262	1.23	0.1797- 0.2268	1.31	1.78	2.15	4.17
Chi-Chi Taiwan 2	CWB 99999 TCU129	99-09-20 17:57,18:03	14.8 80.7	0.396	0.15	0.38	0.1026- 0.2844	1.00	1.42	1.72	3.73
Imperial Valley	USGS 952 EL Centro Array #5	79-10-15 23:16, 23:19	165.4 11.1	0.519	0.238	0.46	0.4215- 0.1614	0.71	0.92	1.05	1.28
Irpinia, Italy 1	ENEL 99999 Sturno	80-11-23 19:34,19:35	144.1 7.3	0.25	0.071	0.28	0.2528- 0.0771	1.29	1.35	1.46	1.37
Irpinia, Italy 2	ENEL 99999 Calitri	80-11-23 19:34,19:35	57.8 46.3	0.177	0.132	0.74	0.1335- 0.1221	2.43	2.28	1.69	1.82
Northridge 1	CDMG 24279 Newhall - Fire Sta	94-01-17 12:31,12:32, 12:41	436 1.3 7.3	0.583	0.107	0.18	0.6244- 0.0385- 0.0944	0.49	0.58	0.62	0.78
Northridge 2	CDMG 24436 Tarzana - Cedar Hill A	94-01-17 12:31,12:41	2274.8 4.5	1.78	0.069	0.04	1.3491- 0.0638	0.22	0.28	0.34	0.47

جدول ۵. رکوردهای با نسبت شتاب پس لرزه به زلزله اصلی بزرگتر از یک [۳۷ و ۱۶]

Table 5. Records with after-earthquake acceleration to main earthquake ratio greater than one [16, 37].

NO	Earthquake	RSN	Magnitude	Intensity (cm/s) Arias	PGA(g)	Mechanism
1	Chalfant Valley	547	5.77	53.7	0.236	Strike-slip
	Chalfant Valley	558	6.19	193.8	0.447	Strike-slip
2	Coalinga	406	5.77	82.8	0.519	Reverse
	Coalinga	418	5.21	142.4	0.677	Reverse
3	Imperial Valley	185	6.53	86	0.221	Strike-slip
	Imperial Valley	208	5.01	13.5	0.255	Strike-slip
4	Whittier	691	5.99	30.5	0.194	Reverse-oblique
	Whittier	716	5.27	17.5	0.206	Reverse-oblique

جدول ۶. رکورد زلزله‌های مهم حوزه‌های دور و نزدیک

Table 6. Record of important main earthquakes in near and far field

NO	Earthquake	RSN	Intensity(cm/s)	Magnitude	PGA(g)	Mechanism
1	Tabas	140	21.5	7.35	0.1049	Reverse
2	Trinidad	280	17.2	7.2	0.1474	strike slip
3	Taiwan Smart1	425	2	6.5	0.02825	Reverse
4	Northridge-01	943	7.4	6.69	0.0673	Reverse
5	Loma Prieta	764	72.1	6.93	0.2853	Reverse
6	Kobe	1116	63.9	6.9	0.233	strike slip
7	Northridge-06	1739	94.5	5.28	0.373	Reverse
8	Parkfield	4125	10.4	6	0.103	strike slip

۵-۵-۲- محتوای فرکانسی

حرکات بیشینه زمین بیشتر روی دامنه ارتعاشات تاثیر دارند. در صورتی که محتوای فرکانسی حرکات و فرکانس‌های ارتعاشی سازه نزدیک باشند، حرکات زمین موجب ایجاد بیشترین تشدید در سازه خواهد شد. محتوای فرکانسی در طیف پاسخ شتاب یا طیف فوریه دامنه شتاب آن منعکس می‌شود. پررود غالب زلزله‌ها Tg به کمک نرم‌افزار SeismoSignal [۳۸ و ۳۹] به دست آمده است.

۵-۵-۳- مدت تکان قوی زمین

تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد که مقدار حداکثر شتاب زمین به تنهایی، کمیت مناسبی برای تعیین میزان تخریب حرکات زمین لرزه نیست. زیرا خسارت‌های ناشی از زلزله به میزان انرژی حرکات زلزله در یک ساختگاه مربوط می‌شود. بر این اساس زمان دوام حرکات شدید زلزله بر اساس میزان انرژی ورودی به سازه تعریف شده به عنوان یک پارامتر مهم در تعیین پاسخ سیستم مطرح گردیده است. زمان دوام حرکات شدید در اغلب موارد اثر قابل ملاحظه‌ای بر تغییر شکل‌های غیرالاستیک سازه دارد و به همین دلیل در تعیین میزان انرژی ورودی به سازه، تحلیل خطی و غیرخطی پاسخ سازه و هم‌چنین در روش آماری تعیین پاسخ‌های سازه به زمین لرزه کاربرد زیادی دارد. روش‌های متفاوتی در ارتباط با تعیین مدت دوام حرکات شدید با

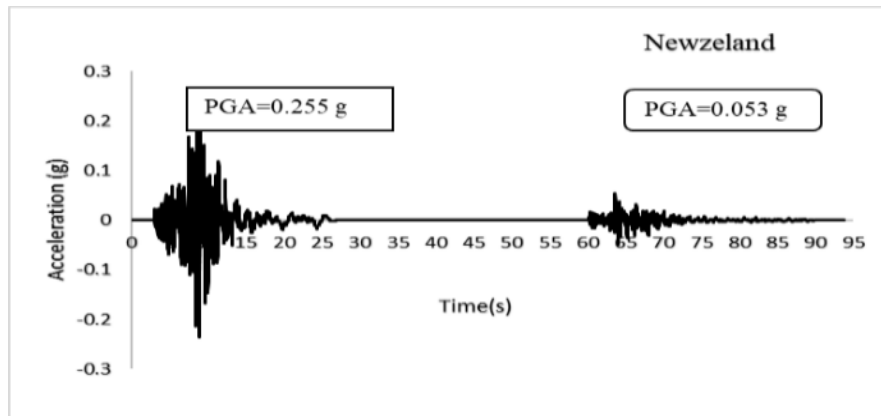
حوزه دور و چهار رکورد دوم حوزه نزدیک) جهت اعمال روش‌های تکرار و تصادفی با شدت‌های مختلف پس‌لرزه به صورت مصنوعی مورد استفاده قرار گرفته است.

۵-۵-۵- مشخصات تاثیرگذار زلزله‌ها در پاسخ سازه‌ها

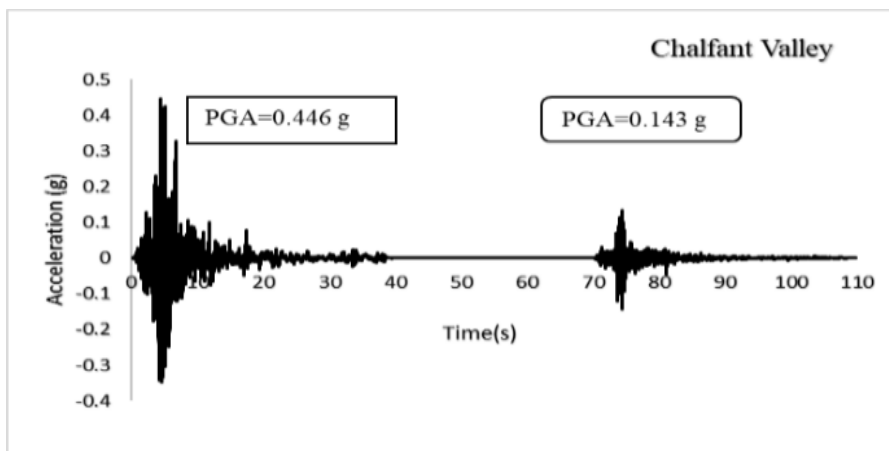
در تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی، رفتار سازه به صورت جزئی در طول زمان زلزله مشاهده می‌شود و این تحلیل نشان دهنده‌ی رفتار واقعی‌تر سازه در طول زلزله نسبت به دیگر تحلیل‌ها می‌باشد. در این نوع تحلیل، اثر شتاب حداکثر، محتوای فرکانسی و زمان تأثیر زلزله (مدت زمان مؤثر زلزله) به خوبی مشاهده شده است.

۵-۵-۱- شتاب حداکثر زلزله

در این تحقیق، جهت بررسی تاثیر بیشینه شتاب زمین یا PGA طیف نسبتاً وسیعی از نسبت بیشینه شتاب پس‌لرزه به زلزله منفرد زلزله‌های قوی، در نظر گرفته شده است. این نسبت‌ها عبارتند از: ۰/۰۴، ۰/۱۸، ۰/۲۱، ۰/۲۸، ۰/۳۲، ۰/۳۸، ۰/۴۳، ۰/۴۶، ۰/۷۴، ۰/۹۷، ۱/۲۳ برای شتاب‌نگاشت‌های واقعی گروه‌های ۱ و ۲ و نسبت‌های ۱/۰۶، ۱/۱۵، ۱/۳۰ و ۱/۸۹ برای شتاب‌نگاشت‌های گروه ۳.



الف



ب

شکل ۵. شتاب‌نگاشت‌های توالی لرزه‌ای شتاب‌نگاشت‌های با حداکثر شتاب موثر الف) شتاب‌نگاشت New Zealand ب) شتاب‌نگاشت Chalfant Valley

Fig. 5. Seismic record sequence with effective peak acceleration a) New Zealand accelerometer b) Chalfant Valley accelerometer.

اصلی گروه یک سناریوی لرزه‌ای قرار گرفته و نتایج تحلیل‌ها جهت ارزیابی لرزه‌ای مدل‌ها ارائه می‌گردد.

۶-۱- ارزیابی نیازهای لرزه‌ای مدل‌ها تحت زلزله‌های منفرد اصلی برای زلزله‌های با حداکثر شتاب موثر

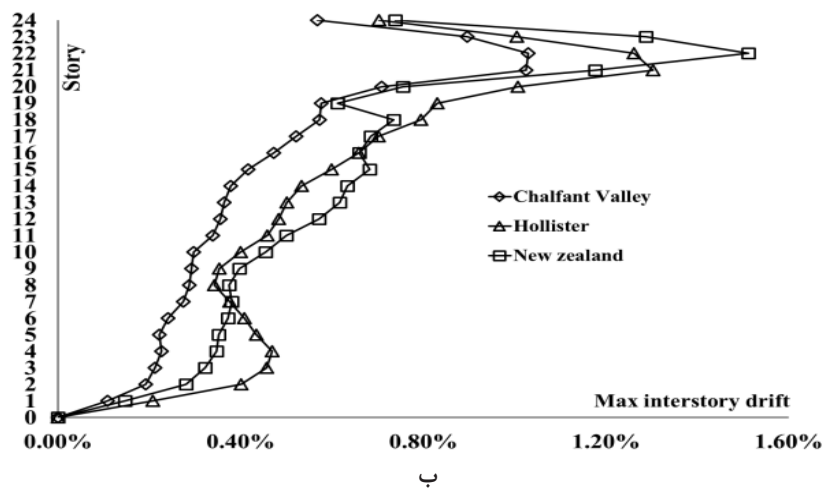
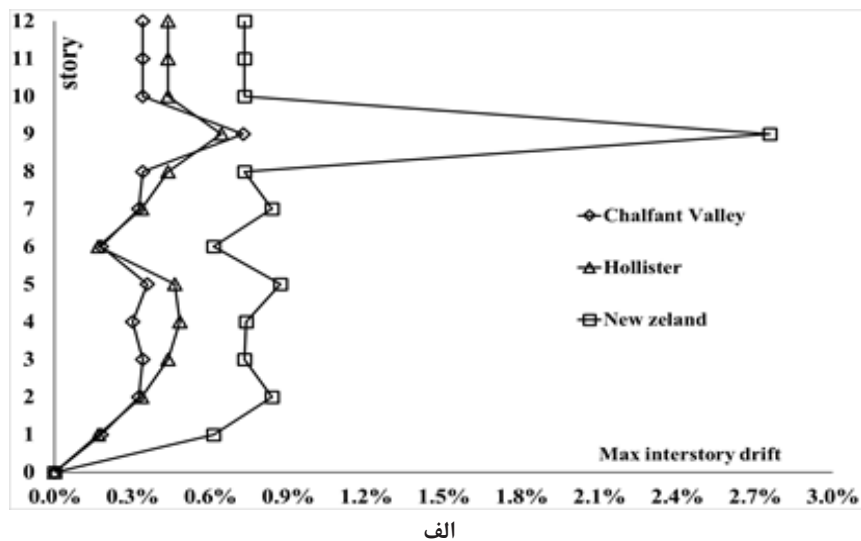
مدل‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های منفرد این گروه (زلزله اصلی شکل ۷) تحلیل دینامیکی غیرخطی شده و نیازهای لرزه‌ای آن‌ها شامل پارامترهای بیشینه نیاز تغییر مکان، بیشینه نیاز دررفت نسبی طبقات و شکل‌پذیری مورد نیاز محاسبه گردیده است.

بیشینه نیاز دررفت نسبی طبقات مدل ۱۲ طبقه در زلزله‌های این گروه در شکل ۸-الف و بیشینه نیاز دررفت طبقات مدل ۲۴ طبقه در زلزله‌های این گروه

استفاده از خصوصیات و پارامترهای مؤثر شتاب‌نگاشت زمین لرزه وجود دارد. یکی از این روش‌ها، روش تریفوناک و بریدی می‌باشد که مدت تکان قوی را فاصله زمانی تعریف کرده‌اند که در آن به انتگرال مربع شتاب‌ها، موسوم به شدت شتاب‌نگاشت سهم قابل ملاحظه‌ای اضافه می‌شود. آن‌ها فاصله زمانی بین سهم‌های ۰.۵٪ و ۰.۹۵٪ را به عنوان مدت تکان قوی انتخاب کرده‌اند که در این تحقیق نیز از این روش و به کمک نرم‌افزار SeismoSignal [۳۸] مدت زمان موثر زلزله‌ها به دست آمده و در تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌ها استفاده شد.

۶-۲- ارزیابی نیازهای لرزه‌ای مدل‌ها تحت زلزله‌های منفرد اصلی

پس از مدل‌سازی، مدل‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های منفرد



شکل ۶. پیشینه نیاز دررفت نسبی طبقات تحت زلزله‌های منفرد مقیاس شده گروه ۱: الف) مدل ۱۲ طبقه ب) مدل ۲۴ طبقه

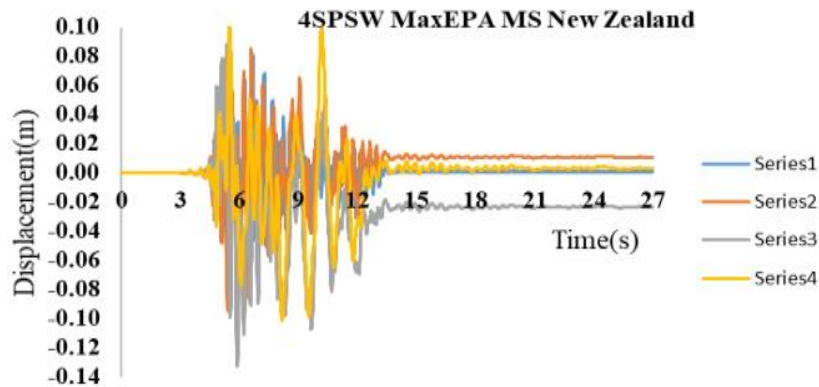
Fig. 6. Peak interstory drift of stories under main scale earthquakes Group 1 (a) 12-story model (b) 24-story model.

نسبت دررفت پسماند مدل چهار طبقه در زلزله New zealand که از لحاظ بیشینه شتاب PGA به میزان ۰/۵۷ برابر نسبت به زلزله New zealand (شکل ۵) می‌باشد، برابر شده است. زمان موثر برای هر دو زلزله طبق جدول ۷ برابر است. بنابراین نقش محتوای فرکانسی در رفتار و پاسخ مدل چهار طبقه به خوبی مشهود است. در مدل هشت طبقه نیز، با نمودار تاریخچه زمانی پاسخ تغییر مکان طبقات تحت زلزله New zealand (شکل ۹-ب) نقش محتوای فرکانسی به خوبی قابل ملاحظه می‌باشد. طبقه نهم مدل دوازده طبقه نیز در زلزله New zealand با ورود به حوزه غیرخطی باعث ایجاد دررفت پسماند به میزان ۰/۱۴٪ شده است.

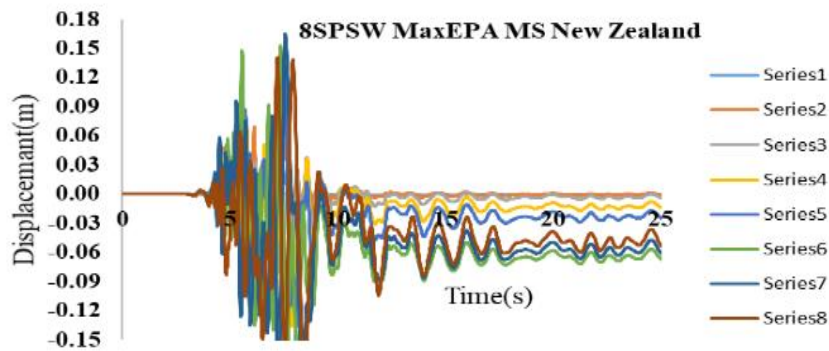
در شکل ۶-ب نشان داده شده است. طبق نتایج تحلیل، پیشینه نیاز دررفت نسبی در مدل دوازده طبقه در طبقه نهم با مقدار حداکثر ۰/۲۷۶٪ می‌باشد.

۶-۱-۱-۱-۱ محتوای فرکانسی زلزله‌های گروه یک

پاسخ مدل چهار طبقه با پیرو ارتعاشی مود اول ۰/۳۲ ثانیه به دلیل نزدیکی به محتوای فرکانسی زلزله New zealand با زمان تناوب غالب ۰/۳۸ ثانیه (جدول ۷)، تشدید یافته (شکل ۷-الف) و طبق جدول ۱۰ دارای دررفت پسماند ۰/۲٪ می‌باشد. طبق این جدول دررفت پسماند این مدل تحت زلزله Chalfant Valley برابر ۰/۰۱۶٪ است. به این ترتیب



الف



ب

شکل ۷. تاریخچه زمانی تغییر مکان پاسخ طبقات تحت شتاب‌نگاشت منفرد اصلی New Zealand (الف: مدل ۴ طبقه ب) مدل ۸ طبقه

Fig. 7. Time history of the displacement response under New Zealand main shock (a) 4 story model (b) 8 story model

و نسبت زمان دوام زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه آن‌ها، بررسی گردیده است. بر این اساس در جدول ۷ مشخصات موثر زلزله‌های این گروه که اشاره شد، ارائه گردیده است. در جدول ۸ زمان‌های تناوب مود اول و آسیب دیده مدل‌ها تحت زلزله‌های گروه و در جدول ۹ نتایج بیشینه نیاز دررفت نسبی طبقات مدل‌ها تحت زلزله‌های منفرد اصلی و توالی لرزه‌ای به صورت مقایسه‌ای آورده شده است. مدل چهار طبقه در توالی لرزه‌ای واقعی این گروه از زلزله، تاریخچه زمانی پاسخ تغییر مکان طبقات تحت زلزله‌های Chalfant

۶-۲- ارزیابی نیازهای لرزه‌ای مدل‌ها تحت توالی لرزه‌ای واقعی برای زلزله‌های با حداکثر شتاب موثر

در این بخش از تحقیق، پارامترهای موثر دخیل در برآورد نیازهای لرزه‌ای مدل‌ها، شامل بیشینه شتاب پس‌لرزه به زلزله اصلی، مقادیر شتاب پس‌لرزه و زلزله اصلی و نسبت آن‌ها، محتوای فرکانسی پس‌لرزه و زلزله اصلی (زمان‌های تناوب غالب) و نسبت آن‌ها، محتوای فرکانسی مدل‌ها (پریود ارتعاشی مود اول، پریود آسیب مدل‌ها در انتهای زلزله اصلی)، مقادیر

جدول ۷. پارامترها و مشخصات موثر در پاسخ مدل‌ها تحت زلزله‌های گروه یک با EPA بیشینه

Table 7. Parameters and effective characteristics in the response of models under Group I earthquakes with maximum EPA.

زلزله پارامترها	Chalfant Valley		Hollister		New zealand	
	MS	AS	MS	AS	MS	AS
PGA(g)	0.446	0.143	0.074	0.072	0.255	0.053
PGA as/PGAms	0.32		0.97		0.21	
Tg(s)	0.2	0.12	0.48	0.32	0.38	0.28
Tg,A/Tg,M	0.6		0.67		0.74	
tD(s)	6.17	7.64	19.10	16.87	6.22	10.66

جدول ۸. زمان‌های تناوب مود اول و آسیب دیده مدل‌ها در انتهای زلزله منفرد اصلی برای شتاب‌نگاشت‌های با EPA بیشینه

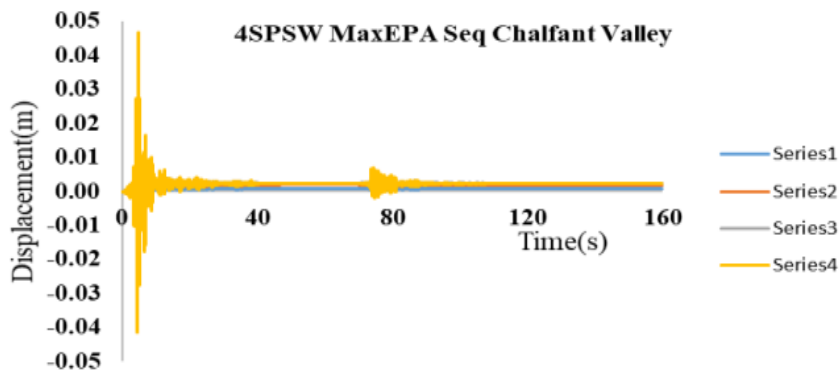
Table 8. The first mode period of vibration and period of damaged of the models under earthquakes with maximum EPA.

زلزله مدل	Chalfant Valley		Hollister		New zealand	
	T1(s)	Td(s)	T1(s)	Td(s)	T1(s)	Td(s)
۴ طبقه	0.32	0.35	0.32	0.36	0.32	0.42
۸ طبقه	0.63	0.71	0.63	0.72	0.63	0.91
۱۲ طبقه	0.88	1.12	0.88	1.12	0.88	1.18
۲۴ طبقه	1.56	2.04	1.56	2.11	1.56	1.86

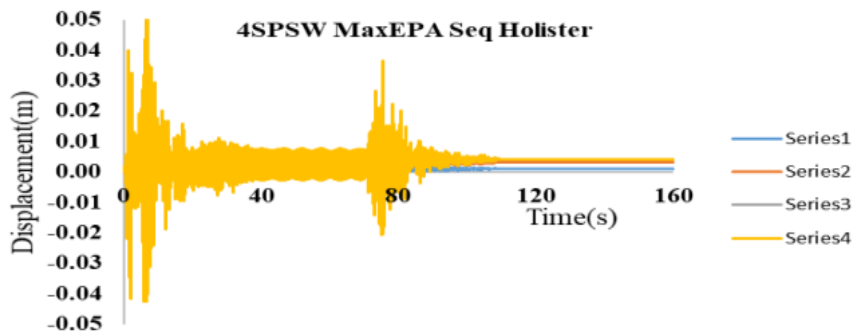
جدول ۹. نتایج بیشینه نیاز دررفت نسبی طبقات مدل‌ها در زلزله منفرد و توالی لرزه‌ای برای زلزله‌های با EPA بیشینه

Table 9. Results of peak interstory drift demand of models in main earthquake and seismic sequence for earthquakes with maximum EPA.

زلزله مدل	Chalfant Valley		Hollister		New zealand	
	Max drift MS	Max drift SEQ	Max drift MS	Max drift SEQ	Max drift MS	Max drift SEQ
۴ طبقه	0.4%	1.01%	0.55%	0.63%	5.76%	5.76%
۸ طبقه	0.48%	0.48%	0.5%	0.5%	5.07%	5.07%
۱۲ طبقه	0.73%	0.73%	0.65%	0.65%	2.76%	2.76%
۲۴ طبقه	0.9%	1.29%	1.30%	1.59%	1.51%	1.51%



الف



ب

شکل ۸. تاریخچه زمانی پاسخ تغییر مکان طبقات مدل ۴ طبقه تحت توالی لرزه‌ای: الف) Chalfant Valley (ب) Holister

Fig. 8. Time history of displacement response of 4 story model stories under seismic sequence (a) Chalfant Valley (b) Holister.

با مقادیر نظیر در زلزله منفرد اصلی در جدول ۹ ارائه شده است. مدل‌های هشت و دوازده طبقه تحت توالی لرزه‌ای رفتاری مشابه مدل چهار طبقه داشته است. در این تحقیق نیز در مدل بیست و چهار طبقه با توجه به محتوای فرکانسی پائین، پاسخ بعد از زلزله اصلی مدل افزایش چندانی نداشته است.

نتایج تحلیل دررفت پسماند مدل‌ها تحت زلزله‌های منفرد و توالی لرزه‌ای در جدول ۱۰ ارائه گردیده است. از این جدول ملاحظه می‌شود پس‌لرزه در برخی از زلزله‌های گروه، مقادیر و جهت دررفت پسماند را تغییر داده و در برخی دیگر از زلزله‌های گروه ثابت مانده است.

Valley (شکل ۸-الف) و زلزله Holister (شکل ۸-ب) ملاحظه می‌شود که پس‌لرزه زلزله Holister با پیروید غالب $0/32$ ثانیه (جدول ۷) به دلیل نزدیکی به پیروید آسیب سازه در انتهای زلزله اصلی مذکور $0/36$ ثانیه (جدول ۸) پاسخ را به اندازه $3/4$ سانتی‌متر ($0/74$ پاسخ زلزله اصلی) افزایش زیادی داده است. بنابراین اثر محتوای فرکانسی پس‌لرزه در پاسخ پس از زلزله اصلی مشهود است. در توالی لرزه‌ای نیز ضمن مقایسه مقادیر و نسبت بیشینه شتاب زلزله‌های گروه می‌توان دریافت که محتوای فرکانسی پس‌لرزه تاثیر بیشتری روی پاسخ مدل چهار طبقه چه در زلزله منفرد اصلی و پس‌لرزه داشته است. نتایج بیشینه نیاز دررفت طبقات مدل‌ها تحت توالی لرزه‌ای و مقایسه آن

جدول ۱۰. نتایج تحلیل دررفت پسماند مدل‌ها تحت زلزله اصلی و توالی لرزه‌ای سناریوی لرزه‌ای با EPA بیشینه

Table 10. Results of residual drift analysis of models under main earthquake and seismic sequence of seismic scenario with maximum EPA.

زلزله مدل	Chalfant Valley		Hollister		New zealand	
	Main Shock	Sequence	Main Shock	Sequence	Main Shock	Sequence
۴ طبقه	0.016%	-0.06%	-0.08%	0.03%	-0.2%	-0.2%
۸ طبقه	0.01%	0.01%	-0.06%	-0.01%	-0.32%	-0.32%
۱۲ طبقه	-0.01%	0.01%	0.012%	0.002%	0.14%	0.14%
۲۴ طبقه	-0.01%	0.04%	-0.01%	-0.01%	0.08%	0.08%

جدول ۱۱. پارامترها و مشخصات موثر در پاسخ مدل‌ها، شتاب‌نگاشت‌های با حداکثر شتاب موثر نزدیک به حالت بیشینه

Table 11. Parameters and effective characteristics in the response of models under Group II earthquakes with nearly maximum EPA.

زلزله پارامتر	Chalfant Valley		Chi-Chi Taiwan 1		Chi-Chi Taiwan 2		Imperial Valley		Irpinia, Italy 1		Irpinia, Italy 2		Northridge 1		Northridge 2	
	MS	AS	MS	AS	MS	AS	MS	AS	MS	AS	MS	AS	MS	AS	MS	AS
PGA(g)	0.248	0.106	0.212	0.262	0.396	0.15	0.519	0.238	0.25	0.071	0.177	0.132	0.58	0.107	1.78	0.069
PGA as/PGAs	0.43		1.23		0.38		0.46		0.28		0.74		0.18		0.04	
Tg(s)	0.24	0.22	0.2	0.24	0.16	0.2	0.34	0.24	0.44	0.22	0.48	1.16	0.32	0.28	0.32	0.26
Tg,A/Tg,M	0.92		1.2		1.25		0.71		0.5		2.42		0.88		0.81	
tD(s)	12.57	13.85	4.72	14.5	10.25	14.09	8.25	6.96	18.21	14.07	23.34	19.01	5.88	12.48	10.54	12.92

پریود ارتعاشی مود اول سازه داشته و پاسخ تغییر مکان طبقات افزایش یافته نداشته است. مدل هشت طبقه با پاسخ تاریخچه زمانی تغییر مکان طبقات تحت زلزله‌های مقیاس شده Northridge1 و Northridge2 (شکل ۹) وارد رفتار غیرخطی شده است. مدل دوازده طبقه با پریود ارتعاشی مود اول ۰/۸۸ ثانیه به دلیل عدم نزدیکی به محتوای فرکانسی هیچ کدام از شتاب‌نگاشت‌های این گروه پاسخ تغییر مکان تشدید شده، نداشته است. دررفت پسماند مدل ۱۲ طبقه در حد کمتر از ۰/۱٪ در برخی از توالی زلزله‌های این گروه تغییر جهت، در برخی افزایش و در برخی دیگر از زلزله‌ها تغییری (جدول ۱۴) نداشته است. بیشینه نیاز تغییر مکان طبقات مدل بیست و چهار طبقه نیز با پریود ارتعاشی مود اول ۱/۵۶ ثانیه به دلیل عدم نزدیکی به محتوای فرکانسی هیچ کدام از شتاب‌نگاشت‌های این گروه تشدید نشده

۳-۶- ارزیابی نیازهای لرزه‌ای مدل‌ها تحت زلزله‌های منفرد برای زلزله‌های با حداکثر شتاب موثر نزدیک به حالت بیشینه

در این بخش از مقاله، نتایج تحلیل مربوط به نیازهای لرزه‌ای مدل‌ها تحت زلزله‌های منفرد برای زلزله‌های گروه ۲ با حداکثر شتاب موثر نزدیک به حالت بیشینه ارائه می‌شود.

۳-۶-۱- محتوای فرکانسی زلزله‌های گروه دو

پاسخ مدل چهار طبقه با پریود ارتعاشی مود اول ۰/۳۲ ثانیه به دلیل نزدیکی به محتوای فرکانسی زلزله‌های Northridge1 و Northridge2 با زمان تناوب غالب ۰/۳۲ ثانیه (جدول ۱۱)، تشدید یافته می‌باشد. این مدل در سایر زلزله‌های این گروه پریود غالب بزرگتر یا کوچکتر از

جدول ۱۲. زمان‌های تناوب مود اول و آسیب دیده مدل‌ها در انتهای زلزله منفرد، شتاب‌نگاشت‌های با حداکثر شتاب موثر نزدیک به حالت پیشینه

Table 12. The first mode period of vibration and period of damaged of the models under earthquakes with nearly maximum EPA.

زلزله	Chalfant Valley		Chi-Chi Taiwan 1		Chi-Chi Taiwan 2		Imperial Valley		Irpinia, Italy 1		Irpinia, Italy 2		Northridge 1		Northridge 2		
	T1(s)	Td(s)	T1(s)	Td(s)	T1(s)	Td(s)	T1(s)	Td(s)	T1(s)	Td(s)	T1(s)	Td(s)	T1(s)	Td(s)	T1(s)	Td(s)	
مدل																	
۴ طبقه	0.32	0.34	0.32	0.35	0.32	0.36	0.32	0.35	0.32	0.35	0.32	0.35	0.32	0.5	0.32	0.41	
۸ طبقه	0.63	0.71	0.63	0.68	0.63	0.69	0.63	0.72	0.63	0.72	0.63	0.75	0.63	0.88	0.63	0.93	
۱۲ طبقه	0.88	1.12	0.88	1.02	0.88	1.08	0.88	1.11	0.88	1.13	0.88	1.12	0.88	1.17	0.88	1.10	
۲۴ طبقه	1.56	2.06	1.56	1.86	1.56	2.08	1.56	2.14	1.56	2.18	1.56	1.82	1.56	2.08	1.56	2.09	

جدول ۱۳. نتایج پیشینه نیاز دررفت طبقات مدل‌ها در زلزله منفرد و توالی لرزه‌ای برای شتاب‌نگاشت‌های با حداکثر شتاب موثر نزدیک به حالت پیشینه

Table 13. Results of peak interstory drift demand of models in main earthquake and seismic sequence for earthquakes with nearly maximum EPA.

زلزله	Chalfant Valley		Chi-Chi Taiwan 1		Chi-Chi Taiwan 2		Imperial Valley		Irpinia, Italy 1		Irpinia, Italy 2		Northridge 1		Northridge 2		
	MS	Seq	MS	Seq	MS	Seq	MS	Seq	MS	Seq	MS	Seq	MS	Seq	MS	Seq	
مدل																	
۴ طبقه	0.26%	0.26%	0.36%	0.32%	0.48%	0.48%	0.31%	0.31%	0.52%	0.86%	0.4%	0.4%	5.9%	5.9%	6.48%	6.48%	
۸ طبقه	0.47%	0.47%	0.24%	0.27%	0.35%	0.31%	0.53%	0.53%	0.58%	0.64%	0.96%	1.28%	2.82%	2.82%	6.25%	6.25%	
۱۲ طبقه	0.7%	0.3%	0.4%	0.48%	0.4%	0.6%	0.6%	0.65%	0.56%	0.7%	1.01%	1.02%	2.01%	2.01%	0.79%	0.79%	
۲۴ طبقه	1.4%	1.23%	0.81%	1.2%	0.69%	1.5%	1.31%	1.5%	1.31%	0.6%	0.78%	0.64%	0.54%	1%	1.34%	1.9%	

تاثیر محتوای فرکانسی پس‌لرزه در تشدید پاسخ تغییر مکان را در نمودار تاریخچه زمانی پاسخ تغییر مکان طبقات مدل چهار طبقه در توالی واقعی زلزله‌های Imperial valley و زلزله Chi-Chi2 (شکل ۱۰-الف) می‌توان ملاحظه نمود که پس‌لرزه زلزله Chi-Chi2 پاسخ مدل را به اندازه ۲/۵ سانتی‌متر (۴۸٪ پاسخ زلزله اصلی) افزایش داده است. در مورد توالی زلزله Imperial valley این افزایش ۳۸٪ بوده است (شکل ۱۰-ب).

در مدل هشت طبقه، پس‌لرزه‌ها در توالی لرزه‌ای زلزله‌های Irpinial و Chi-Chi2 پاسخ را به ترتیب به میزان ۵۸٪ و ۴۱٪ بیشتر از پاسخ زلزله منفرد اصلی نظیر افزایش داده است (اشکال ۱۱-الف و ب). در مدل دوازده طبقه، پس‌لرزه‌ها در توالی لرزه‌ای زلزله‌های Irpinial و Chi-Chi2 پاسخ را به میزان ۱۰۰٪ بیشتر از پاسخ زلزله منفرد اصلی افزایش

است. دررفت پسماند مدل دوازده طبقه در حد کمتر از ۰/۱٪ در برخی از توالی زلزله‌های این گروه تغییر جهت، در برخی افزایش و در برخی دیگر از زلزله‌ها بدون تغییر (جدول ۱۴) داشته است.

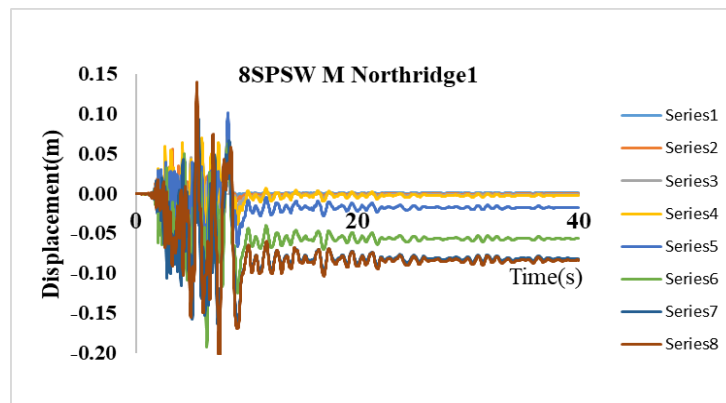
۴-۶- ارزیابی نیازهای لرزه‌ای مدل‌ها تحت توالی زلزله‌های با حداکثر شتاب موثر نزدیک به حالت پیشینه

در این بخش از تحقیق، در جدول ۱۱ مشخصات موثر زلزله‌های این گروه ارائه گردیده است. در جدول ۱۲ زمان‌های تناوب مود اول و آسیب دیده مدل‌ها تحت زلزله‌های گروه و در جدول ۱۳ نتایج پیشینه نیاز دررفت نسبی طبقات مدل‌ها تحت زلزله‌های منفرد اصلی و توالی لرزه‌ای به صورت مقایسه‌ای ارائه شده است.

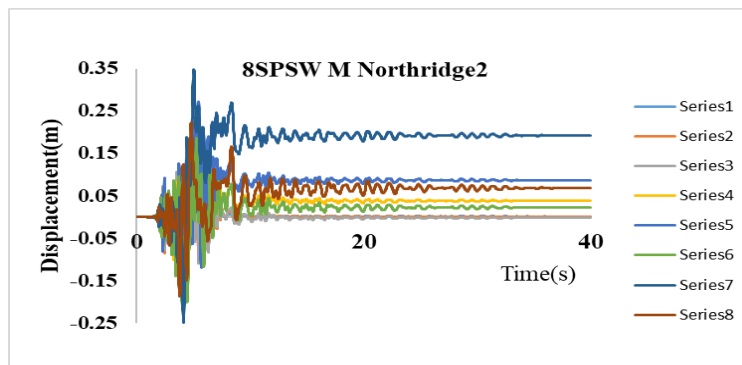
جدول ۱۴. نتایج تحلیل دررفت پسماند مدل‌ها تحت زلزله اصلی و توالی لرزه‌ای با حداکثر شتاب موثر نزدیک به حالت بیشینه

Table 14. Results of residual drift analysis of models under main earthquake and seismic sequence of seismic scenario with nearly maximum EPA.

زلزله	Chalfant Valley		Chi-Chi Taiwan 1		Chi-Chi Taiwan 2		Imperial Valley		Irpinia, Italy 1		Irpinia, Italy 2		Northridge 1		Northridge 2	
	MS	Seq	MS	Seq	MS	Seq	MS	Seq	MS	Seq	MS	Seq	MS	Seq	MS	Seq
۴ طبقه	0.12%	0.1%	0.001%	0.001%	0.007%	-0.003%	0.001%	0.003%	0.017%	-0.04%	0.018%	0.017%	-2.4%	-2.4%	-0.25%	-0.25%
۸ طبقه	0.01%	0.01%	0.003%	0.003%	0.008%	0.0002%	-0.01%	-0.01%	0.03%	0.03%	0.05%	-0.03%	-0.31%	-0.31%	0.8%	0.8%
۱۲ طبقه	0.01%	0.01%	0.008%	0.007%	0.002%	0.004%	0.02%	0.018%	0.005%	0.008%	-0.03%	0.01%	0.02%	0.018%	0.015%	0.015%
۲۴ طبقه	0.015%	0.012%	0.03%	0.01%	0.006%	0.005%	0.024%	-0.01%	0.017%	0.001%	0.004%	0.004%	0.012%	0.004%	-0.016%	0.023%



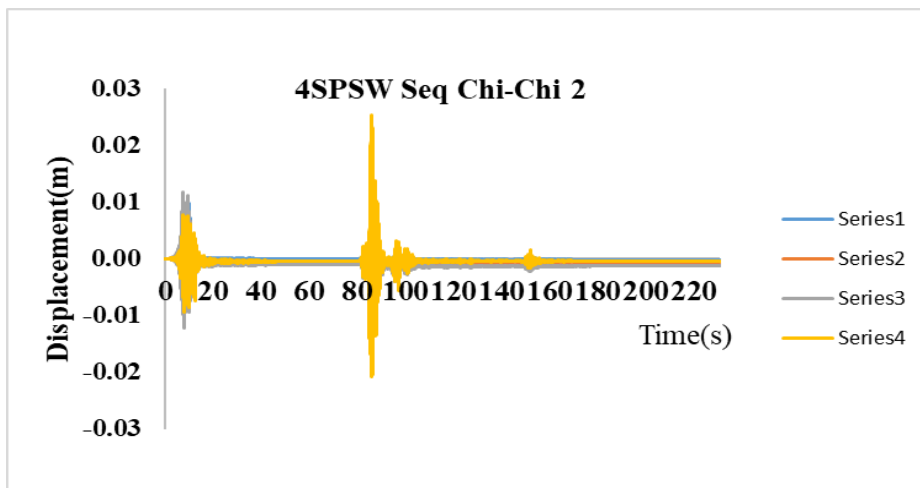
الف



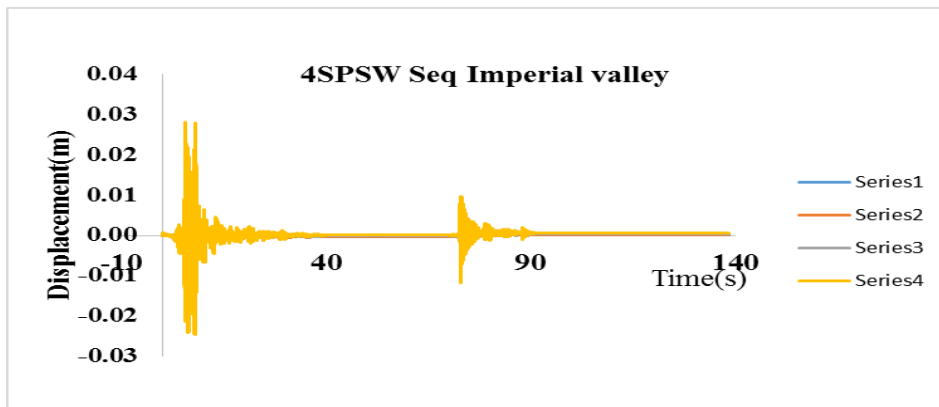
ب

شکل ۹. پاسخ تاریخیچه زمانی تغییر مکان مدل ۸ طبقه تحت شتاب‌نگاشت منفرد اصلی: الف) Northridge1 و ب) Northridge2

Fig. 9. Time history response of displacement of 8-story model under the main earthquake (a) Northridge1 and (b) Northridge2.



الف



ب

شکل ۱۰. تاریخچه زمانی پاسخ تغییر مکان مدل ۴ طبقه تحت شتاب‌نگاشت منفرد: الف) Chi-Chi ۲ و ب) Imperial valley

Fig. 10. Time history displacement of 4-story model under main earthquake (a) Chi-Chi 2 and (b) Imperial valley.

۶-۵- ارزیابی نیازهای لرزه‌ای مدل‌ها تحت زلزله‌های منفرد مورد استفاده محققان

نمودارهای بیشینه نیاز دریافت نسبی طبقات در مدل‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۴ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده این گروه قابل ارائه می‌باشد که به عنوان نمونه، نمودارهای مورد اشاره برای مدل ۱۲ طبقه در شکل ۱۳-الف و برای مدل ۲۴ طبقه در شکل ۱۳-ب ارائه شده است.

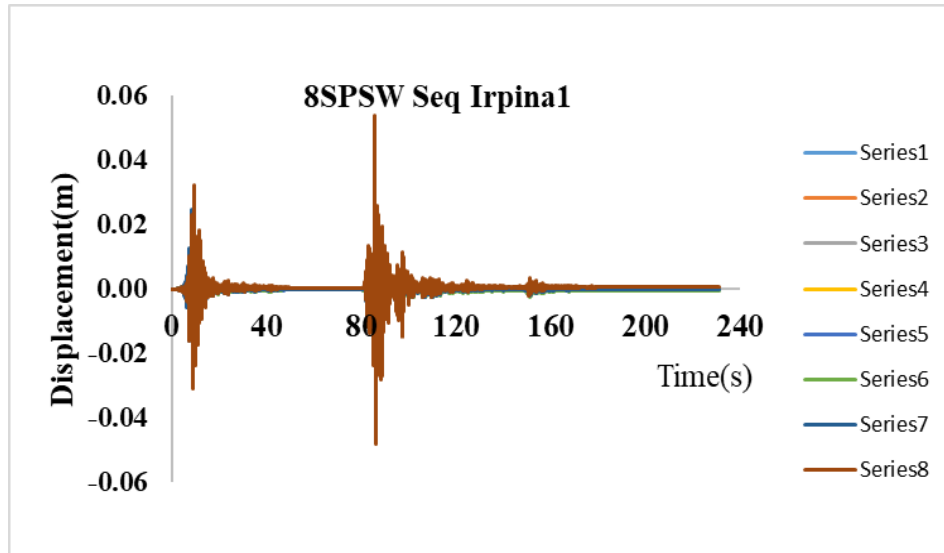
۶-۶- ارزیابی نیازهای لرزه‌ای مدل‌ها تحت توالی زلزله‌های مورد استفاده محققان

در مدل چهار طبقه، پس‌لرزه در توالی واقعی زلزله Imperial Valley بیشینه نیاز تغییر مکان مدل را ۷۴٪ نسبت به بیشینه نیاز تغییر مکان

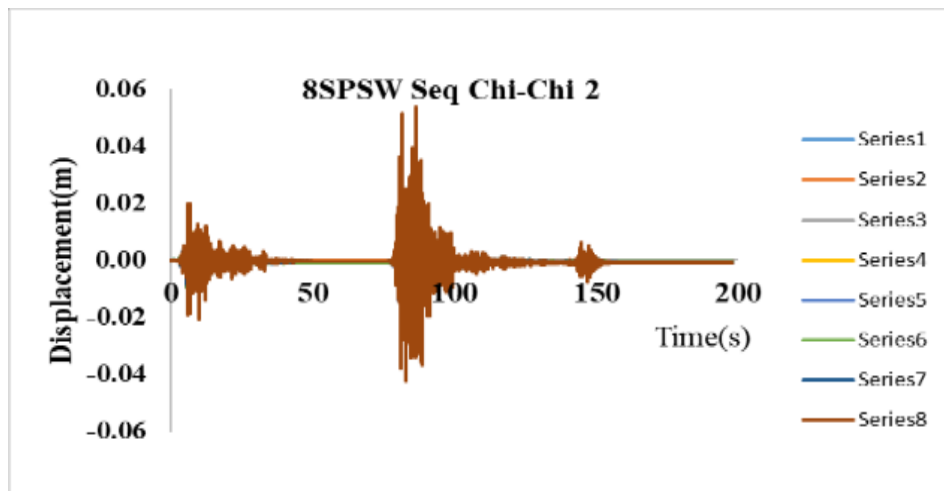
داده است (شکل ۱۲).

در مدل بیست و چهار طبقه، پس‌لرزه در توالی لرزه‌ای زلزله Chi-2 بیشینه نیاز تغییر مکان طبقات را در پس از زلزله منفرد اصلی به میزان ۵۰٪ افزایش داده است. در این مدل پس‌لرزه در توالی لرزه‌ای زلزله Irpinia2 بیشینه نیاز تغییر مکان طبقات را در پس از زلزله منفرد اصلی به میزان ۳۵٪ افزایش داده است.

نتایج تحلیل دریافت پسماند مدل‌ها تحت زلزله‌های منفرد و توالی لرزه‌ای در جدول ۱۴ ارائه گردیده است. طبق این جدول، پس‌لرزه در برخی از زلزله‌های گروه، مقادیر و جهت دریافت پسماند را تغییر داده و در برخی دیگر از زلزله‌های گروه ثابت مانده است.



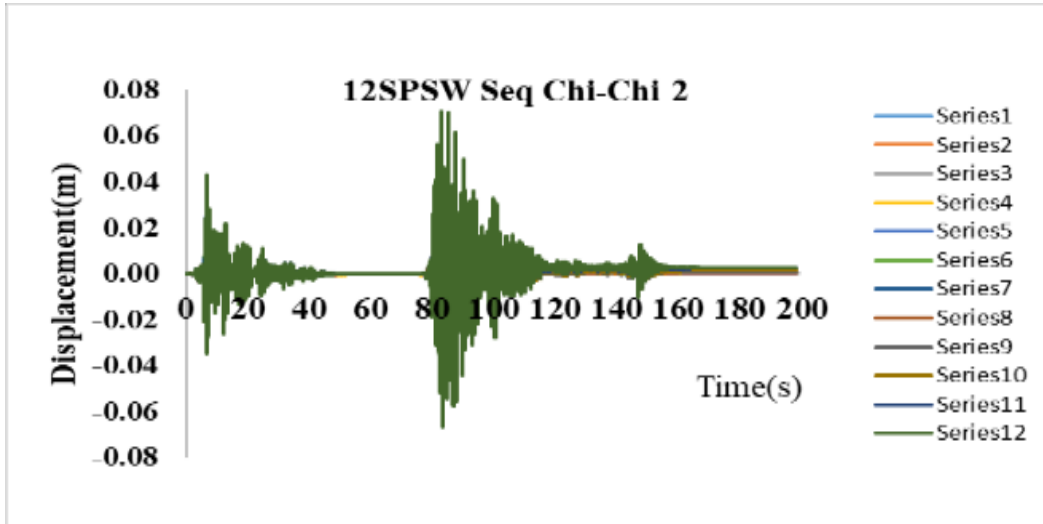
الف



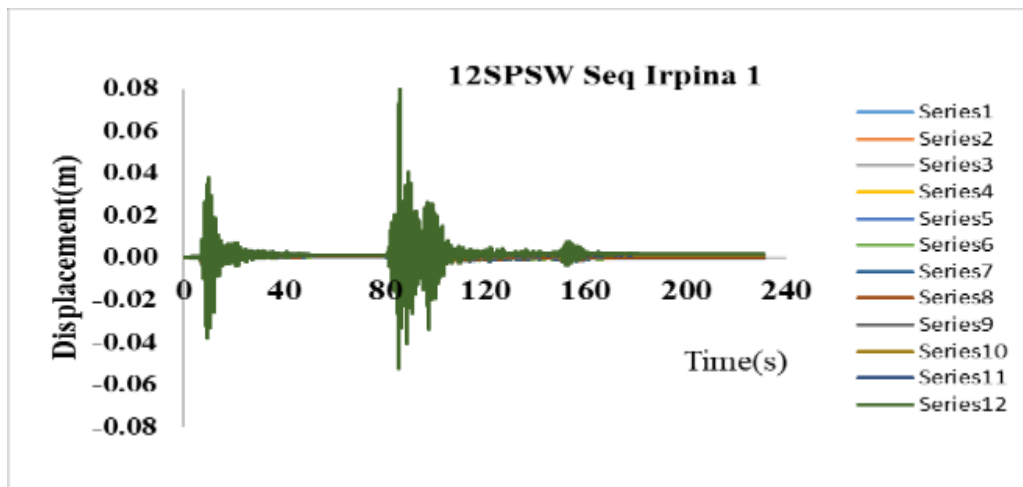
ب

شکل ۱۱. پاسخ تاریخیچه زمانی تغییر مکان طبقات مدل ۸ طبقه تحت توالی لرزه‌ای: الف) Irpinia1 (ب) Chi- Chi 2

Fig. 11. Time history displacement of 8-story model under main earthquake (a) Irpinia1 and (b) Chi- Chi 2.



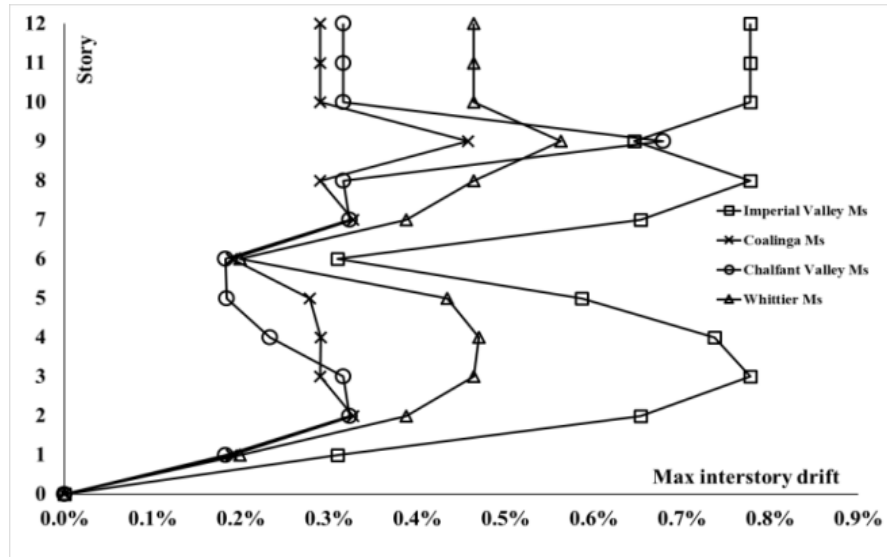
الف



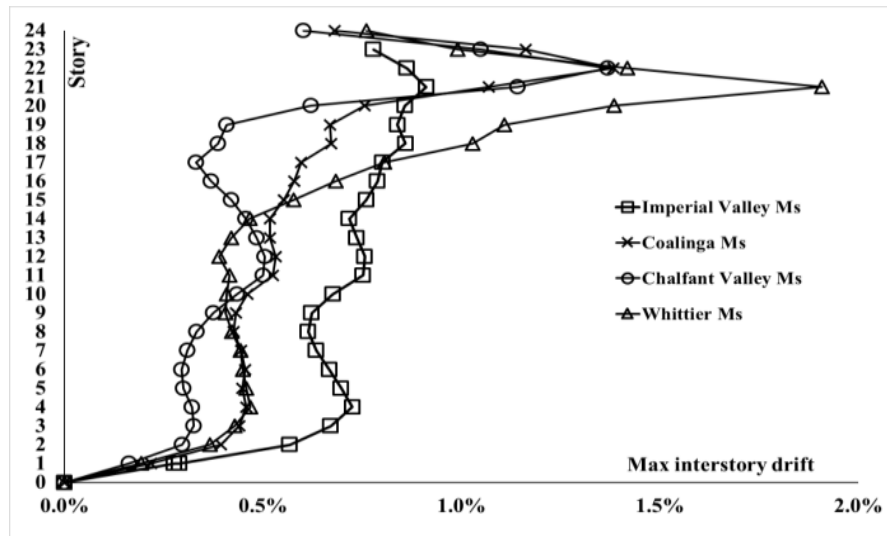
ب

شکل ۱۲. پاسخ تاریخیچه زمانی تغییر مکان طبقات مدل ۱۲ طبقه تحت توالی لرزه‌ای: الف) Chi-Chi 2 (ب) Irpinia 1

Fig. 12. Time history displacement of 12-story model under main earthquake (a) Chi-Chi 2 and (b) Irpinia 1.



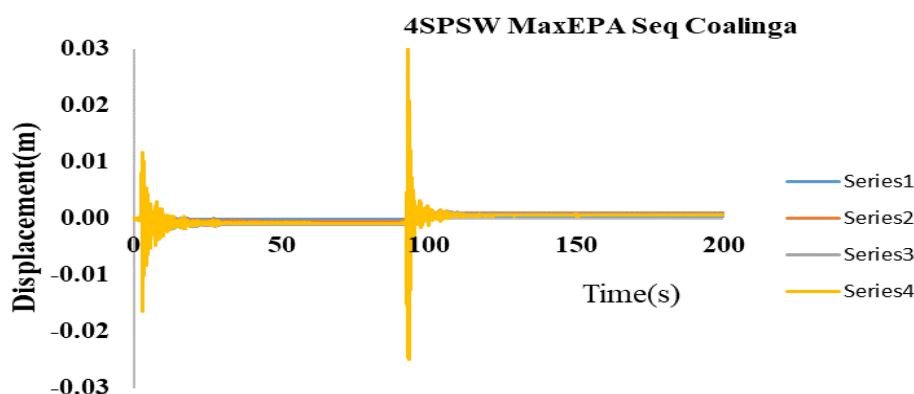
الف



ب

شکل ۱۳. بیشینه نیاز دریفت نسبی طبقات تحت زلزله‌های منفرد مقیاس شده گروه ۳: الف) مدل ۱۲ طبقه ب) مدل ۲۴ طبقه

Fig. 13. Peak interstory drifts of stories under main earthquakes group III (a) 12 story model (b) 24story model.



شکل ۱۴. تاریخچه زمانی پاسخ تغییر مکان مدل ۴ طبقه تحت توالی لرزه‌ای Coalinga

Fig. 14. Time history of displacement response of 4-story model under Coalinga seismic sequence.

جدول ۱۵. پارامترها و مشخصات موثر در پاسخ مدل‌ها، زلزله‌های مورد استفاده محققان

Table 15. Parameters and effective characteristics in the response of models under group III earthquakes.

زلزله پارامتر	Imperial Valley		Coalinga		Chalfant Valley		Whittier	
	MS	AS	MS	AS	MS	AS	MS	AS
PGA(g)	0.221	0.255	0.519	0.677	0.236	0.447	0.194	0.206
PGA as/PGAs	1.15		1.30		1.89		1.06	
Tg(s)	0.22	0.14	0.12	0.26	0.4	0.2	0.12	0.28
Tg,A/Tg,M	0.64		2.17		0.5		2.33	
tD(s)	12.82	5.74	6.18	0.75	11.5	6.17	7.38	2.85

گروه تغییر جهت، در برخی افزایش و در برخی دیگر از زلزله‌ها تغییری نداشته است.

۶-۷- ارزیابی نیازهای لرزه‌ای مدل‌ها تحت زلزله‌های منفرد اصلی برای شتاب‌نگاشت‌های مهم (مصنوعی)

به عنوان نمونه نمودارهای بیشینه نیاز دریافت نسبی طبقات در مدل‌های ۱۲ و ۲۴ طبقه تحت شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده این گروه قابل در شکل ۱۵ ارائه شده است.

نظیر زلزله منفرد افزایش داده است. بیشینه نیاز تغییر مکان افزایش یافته در پس‌لرزه زلزله Coalinga طبق شکل ۱۶ به اندازه ۱۸۴٪ بوده است. علت این موضوع به نزدیکی محتوای فرکانسی پس‌لرزه (زمان تناوب غالب ۰/۲۶) طبق جدول ۱۵ و پیوند ارتعاشی مود اول مدل (زمان تناوب ۰/۳۲ ثانیه) مربوط می‌شود. البته به دلیل رفتار عمدتاً خطی مدل (جدول ۱۸) و پیوند آسیب ۰/۳۴ ثانیه طبق جدول ۶ نزدیکی محتوای فرکانسی نیز قابل بیان است. این موضوع در مورد سایر مدل‌ها نیز صادق و قابل بررسی می‌باشد. دریافت پسماند مدل‌ها طبق جدول ۱۸ در برخی از توالی زلزله‌های این

جدول ۱۶. زمان‌های تناوب مود اول و آسیب دیده مدل‌ها در انتهای زلزله منفرد، زلزله‌های مورد استفاده محققان

Table 16. The first mode period of vibration and period of damaged of the models under group III earthquakes

زلزله مدل	Imperial Valley		Coalinga		Chalfant Valley		Whittier	
	T1(s)	Td(s)	T1(s)	Td(s)	T1(s)	Td(s)	T1(s)	Td(s)
۴ طبقه	0.32	0.35	0.32	0.34	0.32	0.35	0.32	0.35
۸ طبقه	0.63	0.71	0.63	0.69	0.63	0.69	0.63	0.73
۱۲ طبقه	0.88	1.12	0.88	1.07	0.88	1.07	0.88	1.12
۲۴ طبقه	1.56	2.13	1.56	2.12	1.56	1.91	1.56	2.13

جدول ۱۷. بیشینه نیاز دررفت نسبی طبقات مدل‌ها در زلزله منفرد و توالی لرزه‌ای زلزله‌های مورد استفاده محققان

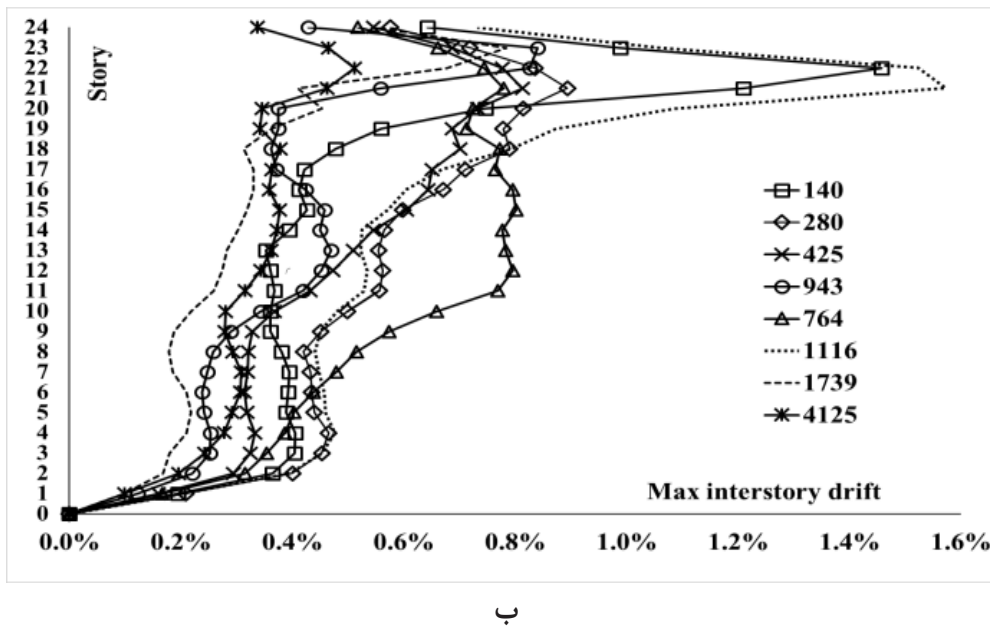
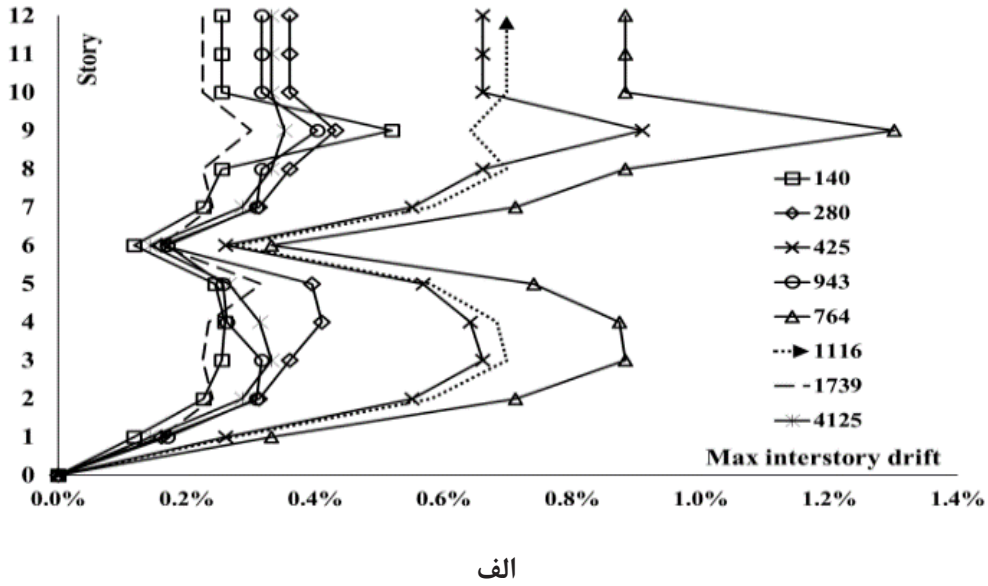
Table 17. Results of peak interstory drift demand of models in main earthquake and seismic sequence group III.

زلزله مدل	Imperial Valley		Coalinga		Chalfant Valley		Whittier	
	MS	Sequence	MS	Sequence	MS	Sequence	MS	Sequence
۴ طبقه	0.28%	0.28%	0.24%	0.40%	0.63%	0.45%	0.26%	0.22%
۸ طبقه	0.41%	0.48%	0.3%	0.38%	0.31%	0.48%	0.47%	0.54%
۱۲ طبقه	0.78%	0.75%	0.45%	0.45%	0.74%	0.74%	0.56%	0.45%
۲۴ طبقه	0.91%	0.91%	1.46%	1.46%	1.37%	1.37%	1.91%	1.9%

جدول ۱۸. نتایج تحلیل دررفت پسماند مدل‌ها تحت زلزله اصلی و توالی لرزه‌ای مورد استفاده محققان

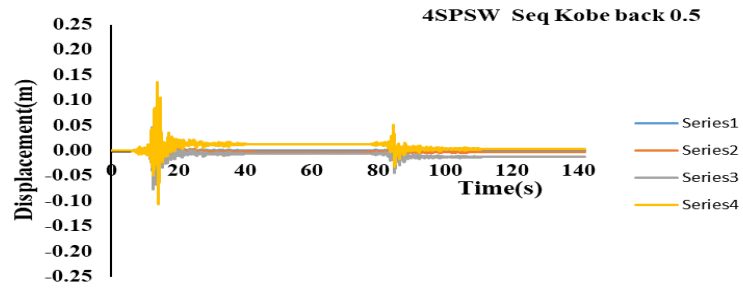
Table 18. Results of residual drift analysis of models under the main earthquake and seismic sequences group III.

زلزله مدل	Imperial Valley		Coalinga		Chalfant Valley		Whittier	
	Main Shock	Sequence	Main Shock	Sequence	Main Shock	Sequence	Main Shock	Sequence
۴ طبقه	0.004%	0.001%	-0.01%	0.04%	0.01%	0.02%	-0.001%	0.008%
۸ طبقه	-0.001%	-0.005%	-0.01%	-0.01%	-0.003%	0.01%	-0.004%	-0.002%
۱۲ طبقه	0.005%	-0.013%	0.002%	-0.01%	-0.0005%	0.007%	-0.006%	0.007%
۲۴ طبقه	0.026%	-0.004%	0.025%	-0.007%	-0.047%	0.001%	-0.003%	0.007%

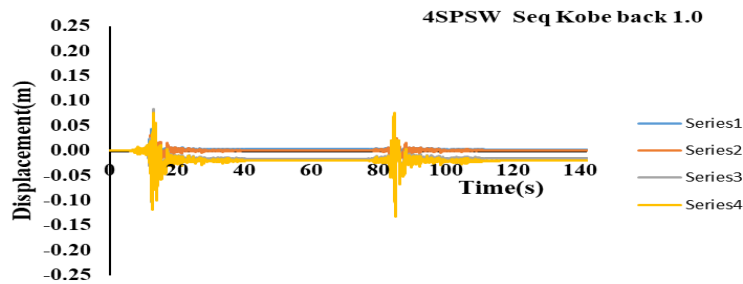


شکل ۱۵. بیشینه دررفت نسبی طبقات تحت زلزله‌های منفرد مقیاس شده گروه ۴: الف) مدل ۱۲ طبقه ب) مدل ۲۴ طبقه

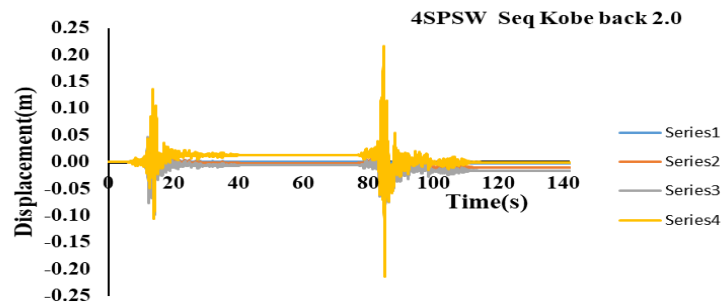
Fig. 15. Peak interstory drifts of stories under main scale earthquakes group IV (a) 12-story model (b) 24-story model.



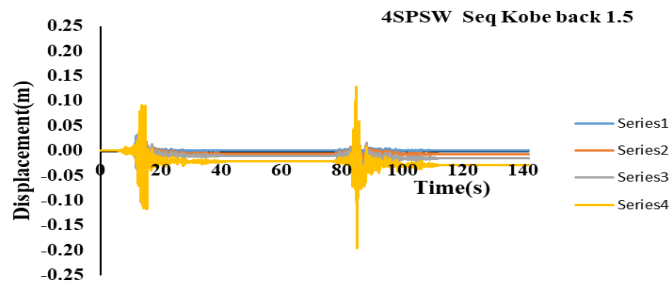
الف



ب



ج



د

شکل ۱۶. تاریخچه زمانی پاسخ تغییر مکان مدل ۴ طبقه تحت توالی تکراری زلزله Kobe (الف) مقیاس ۰/۵ (ب) مقیاس ۱/۰ (ج) مقیاس ۱/۵ (د) مقیاس ۲/۰

Fig. 16. Time history of displacement of 4-story model under Kobe earthquake repetitive sequence (a) scale 0.5 (b) scale 1 (c) scale 1.5 (d) scale 2.

جدول ۱۹. پارامترها و مشخصات موثر در پاسخ مدل‌ها، زلزله‌های مهم

Table 19. Parameters and effective characteristics in the response of models under group IV earthquakes.

زلزله	Tabas	Trinidad	Taiwan Smart1	Northridge1	Loma Prieta	Kobe	Northridge6	Parkfield
PGA(g)	۰/۱۰۵	۰/۱۴۷	۰/۰۲۸	۰/۰۶۷	۰/۲۸۵	۰/۲۳۳	۰/۳۷۳	۰/۱۰۳
Tg(s)	۰/۲۴	۰/۱۶	۰/۶	۰/۲۲	۰/۴۶	۰/۶۰	۰/۲۲	۰/۲۲
tD(s)	۲۴/۱۸	۱۱/۱۸	۱۵/۲۵	۱۲/۳۰	۸/۹۲	۱۱/۵۹	۷/۹۴	۱۱/۲۸

جدول ۲۰. زمان‌های تناوب آسیب دیده مدل‌ها در انتهای زلزله منفرد زلزله‌های مهم

Table 20. The period of damaged of the models under earthquakes group IV.

زلزله	Tabas	Trinidad	Taiwan Smart1	Northridge1	Loma Prieta	Kobe	Northridge 6	Parkfield
۴ طبقه	۰/۴۲	۰/۳۴	۰/۳۸	۰/۴۰۱	۰/۳۶	۰/۴۶	۰/۴۰	۰/۳۶
۸ طبقه	۰/۹۳	۰/۷۲	۰/۸۵	۰/۸۹	۰/۷۴	۰/۷۷	۰/۸۹	۰/۸۱
۱۲ طبقه	۱/۰۷	۱/۰۷	۱/۱۶	۱/۰۴	۱/۱۶	۱/۱۵	۱/۰۵	۱/۰۴
۲۴ طبقه	۱/۷۹	۱/۸۰	۱/۹۲	۱/۹۹	۲/۱۱	۲/۰۱	۱/۹۲	۱/۸۶

جدول ۲۱. سناریوهای مختلف مورد بررسی از زمین لرزه‌های متوالی

Table 20. Different scenarios of sequence earthquakes.

ردیف	S1	S2	S3	S4
۱	0.3gFF+0.15gFF	0.3gNF+0.15gFF	0.3gNF+0.15gNF	0.3gFF+0.15gNF
۲	0.3gFF+0.3gFF	0.3gNF+0.3gFF	0.3gNF+0.3gNF	0.3gFF+0.3gNF
۳	0.3gFF+0.45gFF	0.3gNF+0.45gFF	0.3gNF+0.45gNF	0.3gFF+0.45gNF
۴	0.3gFF+0.60gFF	0.3gNF+0.60gFF	0.3gNF+0.60gNF	0.3gFF+0.60gNF

مقیاس شود. در این تحقیق به منظور در نظر گرفتن دامنه‌های مناسبی از شدت‌های مختلف پس‌لرزه به زلزله‌های اصلی از ضرایب مقیاس ۰/۵، ۱، ۱/۵، ۲ استفاده شده است. به منظور دستیابی به نتایج منطقی و مقایسه آن‌ها و همچنین استخراج روابط کاربردی از تحلیل‌های انجام شده، زلزله‌های اصلی به g ۰/۳ و پس‌لرزه‌های آن‌ها به حداکثر شتاب g ۰/۱۵، g ۰/۳، g ۰/۴۵، g ۰/۶ مقیاس شده و در سناریوهای مختلف توالی لرزه‌ای (جدول ۲۱) در نظر گرفته شده است. در جدول ۲۱، NF معرف زلزله‌های حوزه نزدیک و گسل و FF معرف زلزله‌های حوزه دور از گسل است. همچنین اثرات تغییر

۶-۸- ارزیابی نیازهای لرزه‌ای مدل‌ها تحت توالی زلزله‌های مهم (پس‌لرزه‌های مصنوعی)

در این گروه زلزله‌های مصنوعی به صورت توالی لرزه‌ای (ترکیبی از زلزله اصلی و پس‌لرزه) از زلزله‌های حوزه دور، نزدیک گسل و ترکیبی از هر دو به سازه‌ها اعمال شده است. به منظور بررسی واقع بینانه‌تر اثر زلزله‌های متوالی بر عملکرد سازه‌ها و شبیه‌سازی پس‌لرزه‌ها با شدت‌های مختلف نسبت به زلزله‌های اصلی در مراجع [۴۲-۴۰] پیشنهاد شده است که حداکثر شتاب پس‌لرزه به حداکثر شتاب زلزله اصلی با نسبت‌های مختلفی

می‌دهد، این مدل سازه‌ای در زلزله منفرد و پس‌لرزه‌ی زلزله Smart1 Taiwan تا مقیاس ۱/۵ نسبت به زلزله اصلی، ۰/۸٪ و در مقیاس ۲ برابر ۱/۴٪ می‌باشد. دریافت پسماند طبقه چهارم مدل ۴ طبقه تحت این زلزله منفرد مقیاس شده صفر ٪ و تحت توالی لرزه‌ای با مقیاس‌های ذکر شده به ترتیب ۰/۱٪، ۰/۰۲٪، ۰/۰۳٪ و ۰/۰۳٪ می‌باشد. بررسی نتایج تحلیل نشان می‌دهد، در توالی به روش تکرار، برای مقیاس‌های بزرگ‌تر از ۱/۰، برای سایر مدل‌ها دریافت حداکثر و پسماند طبقات افزایش یافته و این افزایش در مدل کوتاه، بیشتر رخ داده است.

۶-۸-۲- نتایج تحلیل توالی لرزه‌ای مدل‌ها با روش تصادفی (سناریوهای S2, S4)

سناریوی S2 شامل زلزله اصلی حوزه نزدیک و پس‌لرزه حوزه نزدیک (جدول ۲۱) و سناریوی S4 شامل زلزله اصلی حوزه دور و پس‌لرزه حوزه نزدیک می‌باشد که مدل‌ها با رویکرد تصادفی تحت توالی لرزه‌ای مصنوعی با ترکیب ذکر شده قرار می‌گیرند.

به عنوان نمونه، نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل چهار طبقه تحت توالی لرزه‌ای تصادفی سناریوی S4 زلزله حوزه دور Northridge1 با پس‌لرزه حوزه نزدیک Loam Prieta به مقیاس‌های مختلف ۰/۵، ۱/۰، ۱/۵، ۲ نسبت به زلزله اصلی نشان می‌دهد، پس‌لرزه در توالی به روش تصادفی، بیشینه پاسخ این مدل را بیشتر از بیشینه پاسخ زلزله اصلی افزایش داده است و در نسبت مقیاس ۲/۰ از ۱۲ سانتی متر به ۱۴ سانتی متر حدود ۱۷٪ افزایش داده است. با بررسی نسبت پریرود آسیب مدل ۴ طبقه (جدول ۲۰) با پریرود غالب پس‌لرزه جدول ۱۹ ملاحظه می‌شود که به لحاظ بیشترین نزدیکی محتوای فرکانسی در زلزله کوبه نسبت مورد اشاره برابر ۰/۷۴ می‌باشد و نتیجه آن تشدید پاسخ پس‌لرزه می‌باشد. دریافت پسماند طبقه چهارم مدل ۴ طبقه تحت این زلزله منفرد مقیاس شده ۰/۰۷٪ و تحت توالی لرزه‌ای با مقیاس‌های ذکر شده به ترتیب ۰/۱۸٪، ۰/۳۸٪، ۰/۴۹٪ و ۰/۲۲٪ می‌باشد. در برآورد نیاز لرزه‌ای دریافت پسماند مدل‌ها، روش تصادفی نسبت به روش تکرار بحرانی بوده و در روش تصادفی سناریوی S4 ترکیب زلزله اصلی حوزه دور و پس‌لرزه حوزه نزدیک نسبت به سناریوی S2 بحرانی‌تر است. در توالی لرزه‌ای، سازه‌های بلند با سیستم قاب خمشی بتن آرمه دارای دیوارهای برشی فولادی، از لحاظ نیاز دریافت پسماند طبقات، عملکرد خیلی بهتری نسبت به سازه‌های متوسط و سازه‌های متوسط نیز عملکرد بهتری نسبت به سازه‌های کوتاه مرتبه دارند.

طبق این تحقیق عملکرد مدل‌های سازه‌ای در سناریوی S4 (زلزله اصلی

جهت در اعمال رکوردهای متوالی منظور گردید [۱۸]. با توجه به طیف وسیعی از سناریوهای محتمل توالی لرزه‌ای، تشخیص سناریو بحرانی در تعیین نیاز لرزه‌ای مورد بررسی از اهمیت خاصی برخوردار است.

۶-۸-۱- نتایج تحلیل توالی لرزه‌ای مدل‌ها با روش تکراری (سناریوهای S1, S3)

سناریوی S1 شامل زلزله‌های حوزه دور جدول ۶ و سناریوی S3 شامل زلزله‌های حوزه نزدیک می‌باشد. همانطور که در بخش چهارم اشاره شد، در این سناریو از رویکرد پشت به پشت یا تکراری برای تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با استفاده از شتاب‌نگاشت زلزله‌های اصلی استفاده شده است. در این رویکرد ابتدا مدل تحت زلزله اصلی مقیاس شده قرار گرفته و تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌شود سپس بعد از مدت ارتعاش آزاد، پس‌لرزه به شدت‌های مختلف از زلزله اصلی به سازه وارد می‌شود. بایستی ذکر شود که ضرائب میرائی رایله با زمان‌های تناوب سازه آسیب دیده در انتهای زلزله منفرد اصلی محاسبه و در کد نرم‌افزار وارد می‌شود. عدم در نظرگیری این ضرائب به دلیل وجود میرائی در سازه، پاسخ سازه را تغییر داده و نتایج نادرستی می‌دهد. به عنوان نمونه، نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل چهار طبقه تحت توالی تکراری حوزه نزدیک زلزله کوبه (سناریوی S3) با مقیاس‌های مختلف ۰/۵، ۱/۰، ۱/۵، ۲ پس‌لرزه نسبت به زلزله اصلی ارائه می‌شود. پس‌لرزه در توالی به روش تکرار، بیشینه پاسخ این مدل را بیشتر از بیشینه پاسخ زلزله اصلی افزایش داده است. لازم به ذکر است روش تکرار نسبت به روش تصادفی در پاسخ بیشینه دریافت و تغییر مکان بحرانی‌تر است. پس‌لرزه در مقیاس ۰/۵ نسبت به زلزله اصلی حدود ۵۰٪، در نسبت مقیاس ۲/۰ حدود ۶۲٪ پاسخ مدل را نسبت به پاسخ زلزله منفرد اصلی افزایش داده است (شکل ۱۶). با بررسی نسبت پریرود آسیب مدل ۴ طبقه (جدول ۲۰) با پریرود غالب پس‌لرزه جدول ۱۹ ملاحظه می‌شود که به لحاظ بیشترین نزدیکی محتوای فرکانسی در زلزله کوبه نسبت مورد اشاره برابر ۰/۷۶ می‌باشد و نتیجه آن تشدید پاسخ پس‌لرزه می‌باشد [۴۰]. دریافت پسماند طبقه چهارم مدل چهار طبقه تحت این زلزله منفرد مقیاس شده ۰/۰۳٪ و تحت توالی لرزه‌ای با مقیاس‌های ذکر شده به ترتیب ۰/۰۲٪، ۰/۱۵٪، ۰/۱۶٪، ۰٪ می‌باشد.

به عنوان نمونه، نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل چهار طبقه تحت توالی تکراری حوزه نزدیک زلزله Smart1 Taiwan (سناریوی S1) با مقیاس‌های مختلف ۰/۵، ۱/۰، ۱/۵، ۲ پس‌لرزه نسبت به زلزله اصلی نشان می‌دهد، بررسی بیشینه نیاز دریافت نسبی طبقات در این مدل نشان

زلزله‌های گروه ۱ و شکل ۱۷-ج مقایسه‌ی نتایج تقاضای شکل‌پذیری تجمعی مدل‌های مختلف برای ترکیب زلزله‌های گروه ۲ نشان می‌دهد، مقدار R^2 که همبستگی شکل‌پذیری معادله ۷ را نسبت به شکل‌پذیری حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهد به دلیل نزدیک بودن به عدد ۱ مناسب ارزیابی می‌شود (شکل ۱۷).

۸- اثر توالی لرزه‌ای بر بیشینه نیاز شکل‌پذیری

در تحلیل دینامیکی غیرخطی به ازای هر یک از سناریوهای لرزه‌ای منفرد اصلی و متوالی، بیشینه نیاز شکل‌پذیری طبقات و نسبت این پارامتر برای حالت متوالی به حالت لرزه اولیه منفرد محاسبه شده است. شکل ۲۰ نشان دهنده تاثیر توالی لرزه‌ای بر بیشینه نیاز شکل‌پذیری قاب بتن آرمه با دیوارهای برشی فولادی است. همان طوری که از شکل مذکور ملاحظه می‌شود نیاز شکل‌پذیری حالت توالی به منفرد انواع مدل‌ها، به ازای نسبت‌های مختلف PGA پس لرزه به زلزله اصلی رفتار متفاوتی داشته است. نیاز شکل‌پذیری مدل کوتاه به ازای نسبت PGA برابر ۰/۲۸، مدل متوسط به ازای نسبت PGA برابر ۰/۷۴ و مدل بلند مرتبه به ازای نسبت PGA مساوی ۰/۹۷ به ترتیب برابر با ۱/۶۶، ۱/۵۴ و ۱/۳۴ می‌باشد. به نسبت‌های بزرگ‌تر از یک به این معنی است که سیستم سازه‌ای برای مقابله با لرزه‌های متوالی نیازمند شکل‌پذیری بیشتری هستند. در این تحقیق در بحرانی‌ترین حالت، نیاز شکل‌پذیری در اثر توالی لرزه‌ای ۷۹ درصد نسبت به حالت لرزه منفرد افزایش یافته است. سازه‌ها بر اساس کاربری و عملکرد مورد انتظار دارای ضوابط شکل‌پذیری متناظر با فرض وقوع زلزله اصلی می‌باشند. به این ترتیب ضرورت نیاز به بازنگری ضوابط شکل‌پذیری سازه‌ها احساس می‌شود.

۹- مقایسه نیازهای لرزه‌ای قاب خمشی بتن آرمه مسلح به دیوارهای برشی فولادی با سایر سیستم‌های سازه‌ای

مقایسه بیشینه نیاز شکل‌پذیری قاب بتن آرمه با دیوارهای برشی فولادی با بیشینه نیاز شکل‌پذیری قاب بتن آرمه با دیوارهای برشی بتنی [۴۳] نشان می‌دهد که بیشینه نیاز شکل‌پذیری در بدترین حالت در اثر توالی لرزه‌ای که مدل ۱۲ طبقه در این تحقیق برابر با ۷۹ درصد در نسبت شتاب پس لرزه به زلزله اصلی ۰/۷۴ (شکل ۱۹)، نسبت به حالت زلزله اصلی منفرد افزایش یافته است و در قاب بتن آرمه با دیوارهای برشی بتنی بیشینه نیاز شکل‌پذیری در بدترین حالت در اثر توالی لرزه‌ای ۷۲ درصد نسبت به حالت زلزله اصلی منفرد افزایش یافته است [۴۳]. در توالی لرزه‌ای واقعی، بیشینه

زلزله‌ی حوزه دور و پس لرزه‌ها زلزله‌ی حوزه نزدیک) نسبت به سناریوی S۲ (زلزله اصلی زلزله‌ی حوزه نزدیک و پس لرزه‌ها زلزله‌ی حوزه دور) بحرانی‌تر است. این بدین مفهوم است که پس لرزه‌های حوزه نزدیک خسارت و خرابی بیشتری را در سازه ایجاد می‌کنند و نشان دهنده اهمیت شدت پس لرزه در یک توالی لرزه‌ای می‌باشد که پس لرزه‌ها با مقیاس بزرگ‌تر از ۱ نسبت به زلزله منفرد، در بروز خسارات و کاهش عملکرد سازه‌ها تاثیر عمده‌ای دارند.

۷- تخمین نیازهای شکل‌پذیری مدل‌ها تحت توالی لرزه‌ای

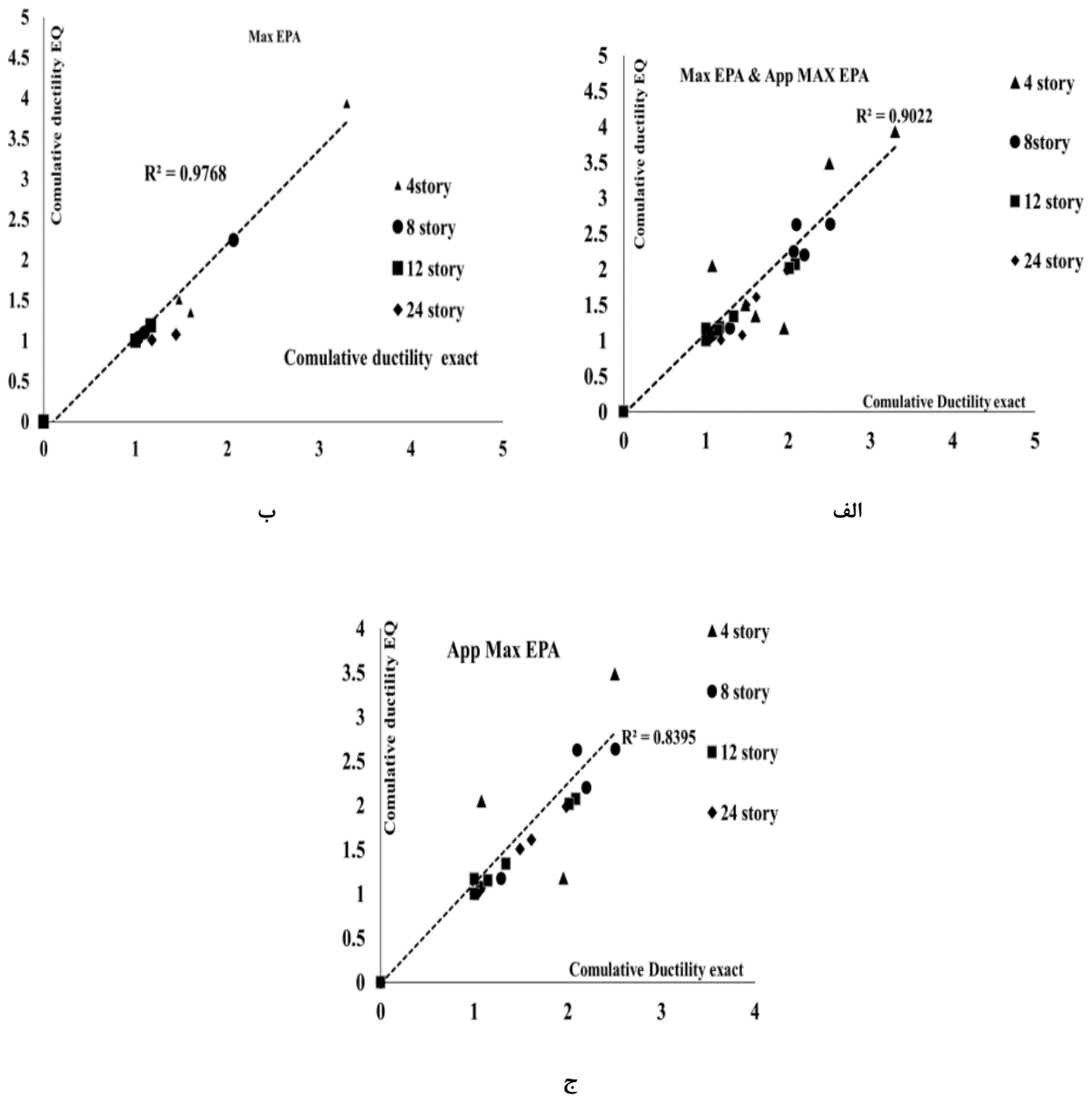
در این بخش از مقاله، برآوردی از بیشینه نیاز شکل‌پذیری برای توالی لرزه‌ای ارائه می‌شود. همان طوری که قبلاً اشاره شد، زلزله‌های متوالی در مقایسه با زلزله منفرد، تغییر مکان‌ها و نیازهای شکل‌پذیری سیستم را افزایش می‌دهد. از پارامتر تغییر مکان حداکثر طبقات جهت محاسبه ضریب شکل‌پذیری کلی μ ، به صورت رابطه ۶ استفاده می‌شود.

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y} \quad (6)$$

در رابطه ۶ u_{max} ماکزیمم تغییر مکان سازه و u_y تغییر مکان تسلیم سازه است. برای برآورد شکل‌پذیری تجمعی توالی لرزه‌ای، رابطه‌ی [۱۶] ارائه شده است.

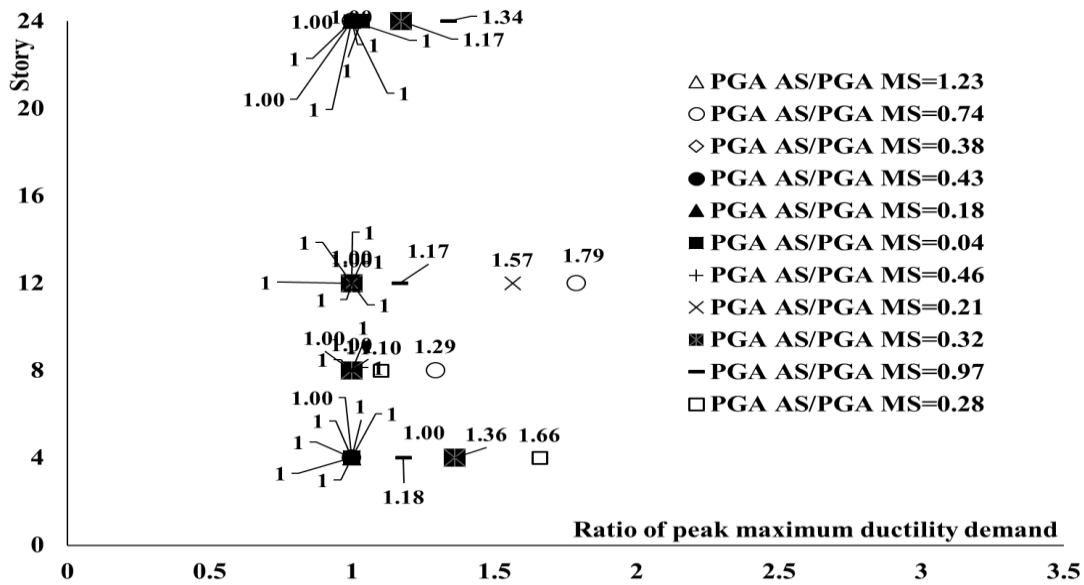
$$\mu_{seq} = 1 + \left[\sum_{i=1}^n < \mu_i - 1 >^p \right]^{\frac{1}{p}} \quad (7)$$

در رابطه ۷ که رابطه تابع استثنایی است و با توجه به این که شکل‌پذیری تجمعی در اثر توالی لرزه‌ای همواره بزرگ‌تر از شکل‌پذیری تک تک زلزله‌ها به عنوان پس لرزه می‌باشد از تابع مذکور استفاده شده است، پارامترها عبارتند از: μ_{seq} شکل‌پذیری تجمعی در یک توالی لرزه‌ای، شامل تعداد n رخداد زلزله، μ_i شکل‌پذیری مربوط به تک تک رخ دادهای زلزله است. به ازای شکل‌پذیری‌های تک تک کمتر از عدد یک، داخل کروشه‌ی عبارت ۴ مساوی صفر می‌شود. به ازای $p=2.8$ نمودار مقایسه‌ای شکل‌پذیری تجمعی حاصل از رابطه‌ی ۷ و شکل‌پذیری تجمعی حاصل از تحلیل، در شکل ۱۷ ارائه شده است. شکل ۱۷-الف مقایسه‌ی نتایج تقاضای شکل‌پذیری تجمعی مدل‌های مختلف برای ترکیب زلزله‌های گروه ۱ و ۲ و شکل ۱۷-ب مقایسه‌ی نتایج تقاضای شکل‌پذیری تجمعی مدل‌های مختلف برای ترکیب



شکل ۱۷. مقایسه‌ی تقاضای شکل‌پذیری تجمعی مدل‌ها برای توالی واقعی زلزله‌های الف) گروه‌های ۱ و ۲ (ب) گروه ۱ (ج) گروه ۲

Fig. 17. Comparison of cumulative ductility demand of models for real earthquake sequences (a) groups I and II (b) group I (c) Group II.



شکل ۱۸. نسبت بیشینه نیاز شکل‌پذیری قاب بتن آرمه با دیوار برشی فولادی در حالت متوالی به منفرد برای ترکیب رکوردهای گروه ۱ و ۲

Fig. 18. Ratio of peak maximum ductility demand of reinforced concrete frame equipped with steel plate shear wall in seismic sequence to main for combining of group I and II earthquakes.

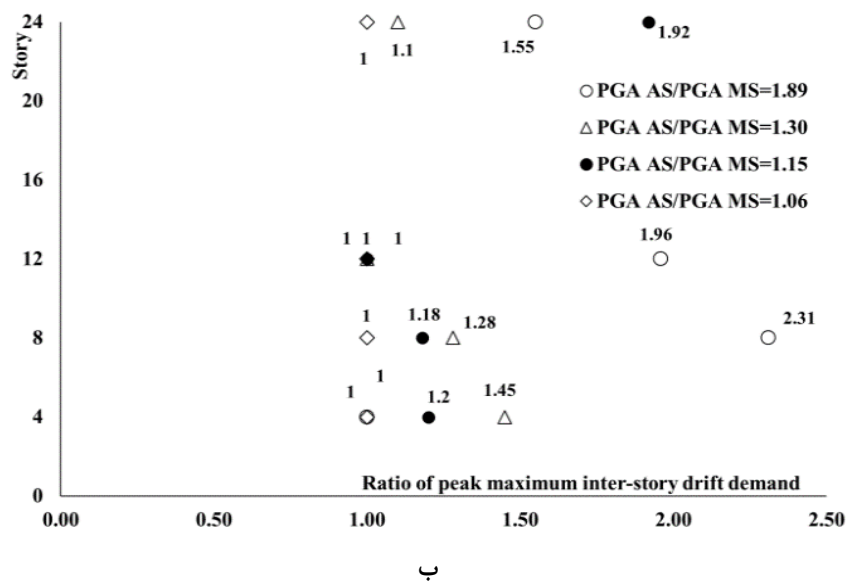
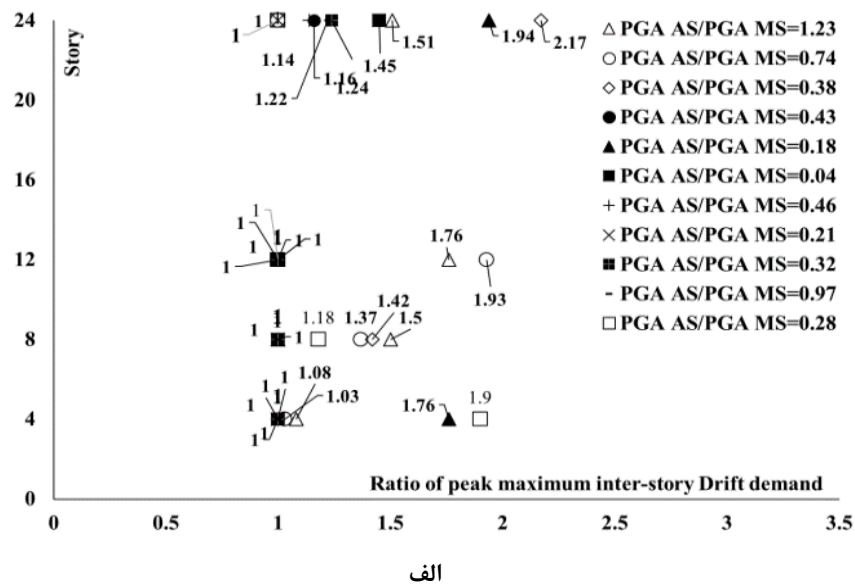
مصنوعی، بیشترین افزایش بیشینه نیاز دریافت طبقات در روش تکراری بوده و در مدل ۴ طبقه در مقیاس‌های پس‌لرزه نسبت به زلزله اصلی به ترتیب ۱/۰، ۱/۵ و ۲/۰، بیشینه نیاز دریافت طبقات به ترتیب برابر با ۴/۹۶، ۱/۱ و ۱/۰ برابر نیاز نظیر در زلزله منفرد، در مدل ۸ طبقه نیاز بیشینه دریافت طبقات به ترتیب برابر با ۱/۱۸، ۱/۹۸ و ۳/۴۰ برابر نیاز نظیر در زلزله منفرد، در مدل ۱۲ طبقه، این نیاز به ترتیب برابر با ۱، ۲/۰ و ۳/۴ برابر نیاز نظیر در زلزله منفرد و در مدل ۲۴ طبقه این نیاز به ترتیب برابر با ۱/۰، ۲/۰ و ۳/۴ برابر نیاز نظیر مدل‌ها در زلزله منفرد می‌باشد (شکل ۲۰).

طبق این تحقیق، توالی لرزه‌ای واقعی بیشینه نیاز دریافت طبقات سیستم قاب خمشی بتن آرمه با دیوار برشی فولادی را در توالی لرزه‌ای واقعی به طور متوسط ۲/۰ و بیشینه مقدار ۲/۳۱ برابر نیاز نظیر در زلزله منفرد به ازای نسبت PGA پس‌لرزه به زلزله منفرد ۱/۸۹ افزایش داده است. این در حالیست که در توالی لرزه‌ای مصنوعی این نیاز تا بیشینه مقدار ۳/۰ برابر در مقیاس ۲/۰ برابر شتاب پس‌لرزه نسبت به زلزله منفرد افزایش یافته است. همچنین طبق نتایج تحلیل، پس‌لرزه‌ها ممکن است جهت و مقادیر تغییر مکان‌های پسماند را در توالی‌های لرزه‌ای واقعی و مصنوعی تغییر دهند.

نیاز شکل‌پذیری قاب بتن آرمه با دیوارهای برشی بتنی با افزایش ارتفاع سازه کاهش یافته است، در صورتی که در قاب بتن آرمه با دیوارهای برشی فولادی، بیشینه نیاز شکل‌پذیری از ۴ طبقه به ۸ طبقه، کاهش، از ۸ طبقه به ۱۲ طبقه افزایش و از ۱۲ طبقه به ۲۴ طبقه کاهش یافته است.

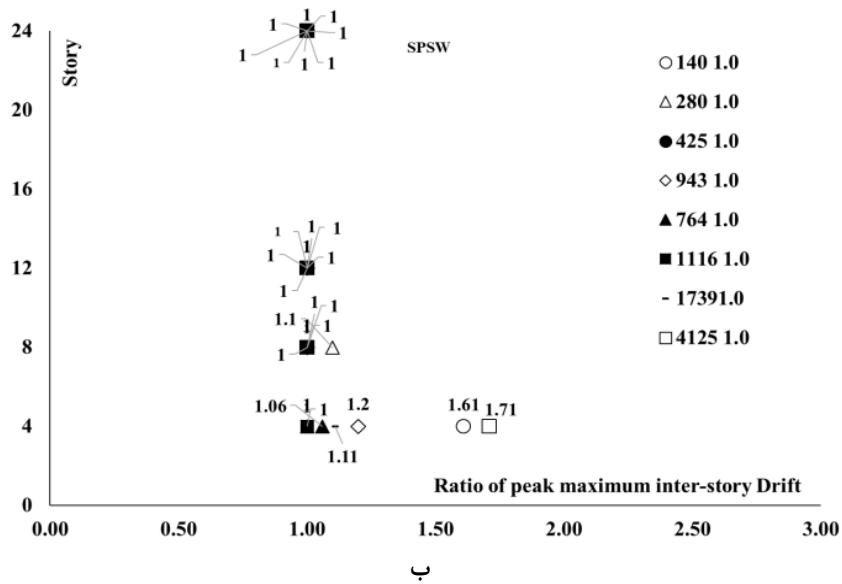
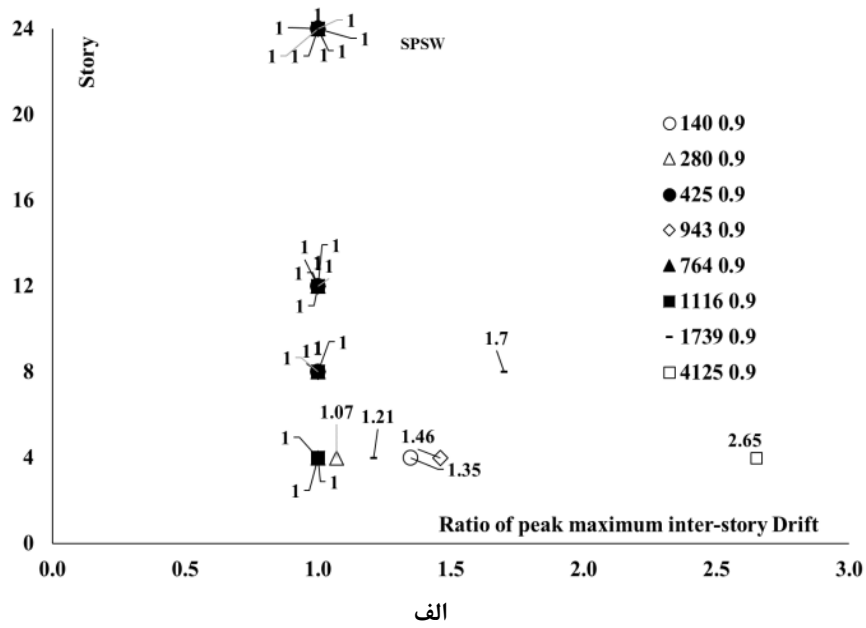
۱۰- نتایج و بحث

نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد توالی لرزه‌ای واقعی، بیشینه نیاز دریافت طبقات در مدل ۴ طبقه، ۱/۹ برابر نسبت به زلزله منفرد در نسبت بیشینه شتاب پس‌لرزه به زلزله اصلی ۰/۲۸، در مدل ۸ طبقه این افزایش ۲/۳۱ برابر نسبت به زلزله منفرد در نسبت شتاب ۱/۸۹، در مدل ۱۲ طبقه افزایشی برابر با ۱/۹۶ برابر در نسبت بیشینه شتاب ۱/۸۹ و در مدل ۲۴ طبقه، افزایش ۲/۱۷ برابر در نسبت شتاب ۰/۴۳ را به همراه داشته است (شکل ۱۹). این موضوع نشان می‌دهد برای مدل‌های مختلف سیستم قاب بتن آرمه با دیوارهای برشی فولادی، نسبت‌های بیشینه شتاب پس‌لرزه به زلزله اصلی مربوط به بیشینه نیاز دریافت طبقات را به طور تقریبی برای سازه کوتاه ۰/۲۵، برای سازه متوسط ۲/۰ و برای سازه بلند ۰/۵ را در نظر گرفت. در سناریوی لرزه‌ای



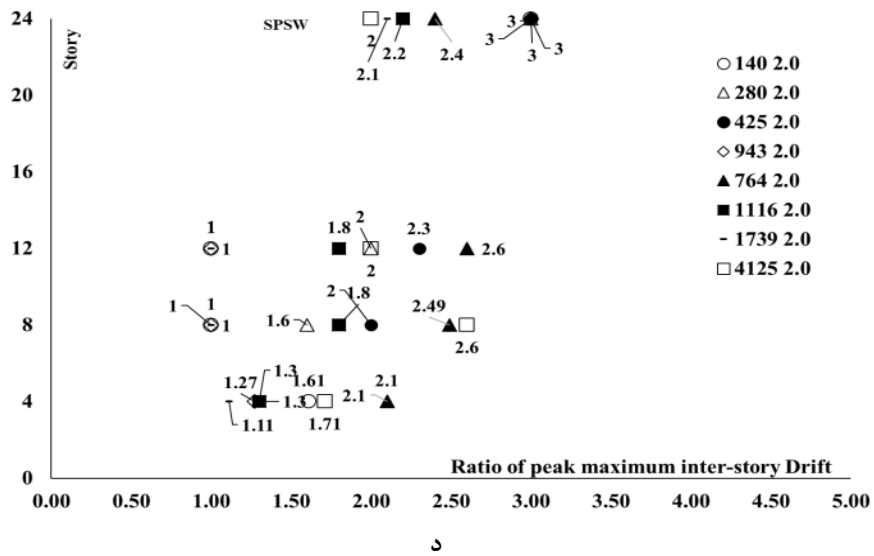
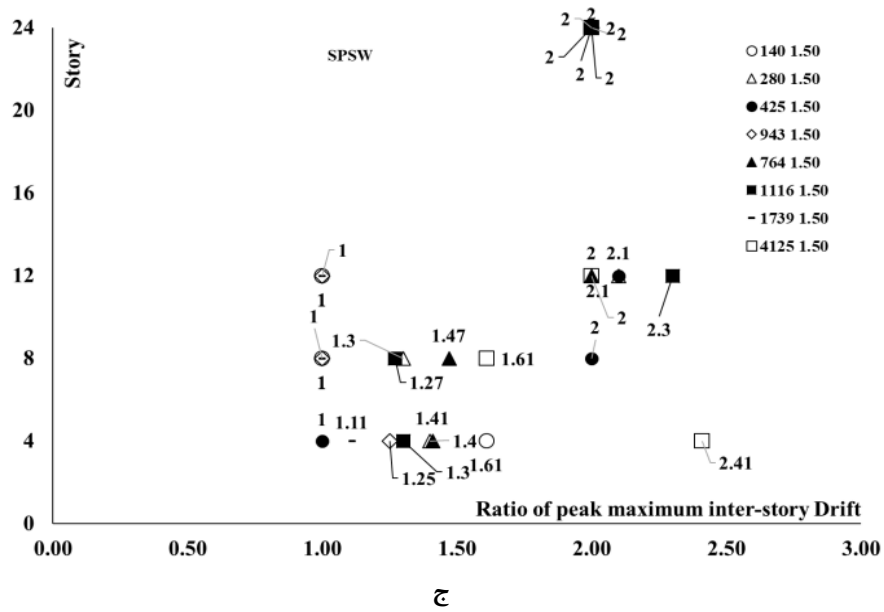
شکل ۱۹. نسبت نیاز بیشینه دریفیت توالی واقعی لرزه‌ای مدل‌ها به نیاز نظیر تحت زلزله منفرد الف) گروه‌های ۱ و ۲ زلزله ب) گروه ۳ زلزله

Fig. 19. The ratio of the peak maximum interstory drift demand of the real seismic sequence of the models to the main earthquake demands under (a) groups I and II of the earthquake (b) group III of the earthquake.



شکل ۲۰. نسبت نیاز بیشینه دررفت توالی مصنوعی لرزه‌ای مدل‌ها به نیاز نظیر تحت زلزله منفرد سناریوهای S1 و S3 (الف) ضریب مقیاس ۰/۹ (ب) ضریب مقیاس ۱/۰ (ج) ضریب مقیاس ۱/۵ (د) ضریب مقیاس ۲/۰ (ادامه دارد)

Fig. 20. Ratio of peak maximum demand of interstory drift for artificial seismic of models to single earthquake demands of S1 and S3 scenarios (a) Scale 0.9 (b) Scale 1 (c) Scale 1.5 (d) Scale 2. (Continude)



شکل ۲۰. نسبت نیاز بیشینه دررفت توالی مصنوعی لرزه‌ای مدل‌ها به نیاز نظیر تحت زلزله منفرد سناریوهای S1 و S3 (الف) ضریب مقیاس ۰/۹ (ب) ضریب مقیاس ۱/۰ (ج) ضریب مقیاس ۱/۵ (د) ضریب مقیاس ۲/۰

Fig. 20. Ratio of peak maximum demand of interstory drift for artificial seismic of models to single earthquake demands of S1 and S3 scenarios (a) Scale 0.9 (b) Scale 1 (c) Scale 1.5 (d) Scale 2.

۱۱- راهکارهای مقابله با آسیب جدی سازه‌های مورد نظر تحت زلزله‌های متوالی

بیشینه نیازهای شکل‌پذیری و دریفت قاب خمشی بتن آرمه با دیوار برشی فولادی می‌تواند با استفاده از ضرائب رفتار کاهش یافته مناسب در طراحی کاهش یابد [۱۶].

۱۲- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به منظور ارزیابی نیازهای لرزه‌ای قاب بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی تعداد چهار مدل سازه‌ای با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۲۴ طبقه تحت زلزله‌های متوالی واقعی و مصنوعی با مقیاس‌های مختلف پس‌لرزه به زلزله اصلی برابر با مقادیر ۰/۵، ۱/۰، ۱/۵ و ۲/۰ برابر شدت زلزله منفرد اصلی، از نرم‌افزار اجزای محدود استفاده شده است. پدیده تشدید در نتیجه نزدیکی محتوای فرکانسی پس‌لرزه یا زلزله منفرد در مدل‌ها مشاهده شد. طبق تحلیل‌های انجام شده، مهم‌ترین نتایج حاصل از این تحقیق عبارت است از:

۱-توالی لرزه‌ای واقعی بیشینه نیاز دریفت طبقات سیستم قاب خمشی بتن آرمه دارای دیوارهای برشی فولادی را در حالت واقعی به طور متوسط ۲ برابر و در حالت توالی لرزه‌ای مصنوعی تا ۳ برابر نیاز نظیر در زلزله اصلی در مقیاس ۲ پس‌لرزه نسبت به زلزله منفرد افزایش داده است.

۲-در این سیستم در توالی واقعی، نسبت PGA بحرانی پس‌لرزه نسبت به زلزله اصلی مربوط به بیشینه نیاز شکل‌پذیری سازه، عدد ثابتی نبوده و برای سازه‌های کوتاه، متوسط، بلند این نسبت به ترتیب برابر مقادیر ۰/۲۵، ۲/۰ و ۰/۵ می‌باشد. این در حالیست که نسبت PGA بحرانی پس‌لرزه نسبت به زلزله در توالی مصنوعی، با افزایش شدت پس‌لرزه افزایش یافته است.

۳-پدیده توالی لرزه‌ای می‌تواند بیشینه نیاز دریفت نسبی و بیشینه نیاز شکل‌پذیری مدل‌ها را نسبت به زلزله منفرد افزایش قابل توجهی دهد، به علت اینکه میزان خسارت وارد بر سازه ارتباط مستقیمی با نیاز شکل‌پذیری دارد، مدل‌ها پس از تجربه پس‌لرزه ممکن است دچار خسارت قابل توجهی شوند.

۴-پس‌لرزه‌ها ممکن است جهت و مقادیر تغییر مکان‌های پسماند را در توالی‌های لرزه‌ای واقعی و مصنوعی تغییر دهند. همچنین در برآورد دریفت پسماند مدل‌ها، روش تصادفی توالی مصنوعی نسبت به روش تکرار بحرانی‌تر است.

۵-طبق این تحقیق، در تعیین بیشینه نیاز دریفت و شکل‌پذیری، روش

تکرار در توالی مصنوعی نسبت به روش تصادفی بحرانی‌تر است. این در حالیست که در روش تصادفی توالی مصنوعی، پس‌لرزه‌های حوزه نزدیک نسبت به پس‌لرزه‌های حوزه دور، خسارت و خرابی بیشتری را در سیستم قاب بتن آرمه با دیوارهای برشی فولادی به وجود آوردند.

۶-با توجه به نتایج تحلیل به نظر می‌رسد اثر توالی لرزه‌ای به دلیل افزایش بیشینه نیازهای شکل‌پذیری و بیشینه نیاز دریفت طبقات نسبت به حالت زلزله منفرد اصلی، در محاسبات لرزه‌ای و آئین نامه‌های طراحی لرزه‌ای لحاظ شود.

منابع

- [1] Y. Dong, D.M. Frangopol, Risk and resilience assessment of bridges under mainshock and aftershocks incorporating uncertainties, *Engineering Structures*, 83 (2015) 198-208.
- [2] H. Gavin and W. David, "The 03/11/2011 Mw9.0 Tohoku, Japan Earthquake." U.S. Geological Survey, National Earthquake Information Center (2011).
- [3] C.H. Zhai, E.P. Wen, s. Li& L.L. Xie. "The influences of seismic sequence on the inelastic SDOF System"; *Institute of Engineering Mechanics* (2012).
- [4] Hatzivassiliou. M, Hatzigeorgiou. G.D, "Seismic sequence effects on three-dimentional reinforced concrete buildings"; *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 72 77-88 (2015).
- [5] Omori, F, " On the after-shocks of earthquakes"; *The journal of the College of Science* 7:2,111-200 (1894).
- [6] Mahin, S. A. "Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes"; *The seventh world conference on earthquake engineering*. Vol. v: 677-680, (1980).
- [7] Elnashi, A. S., Bommer, J. J. and Martinez-Pereira, A. "Engineering implications of strong-motion records from recent earthquakes"; *Proc. Of eleventh European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France, CD-ROM, (1998).
- [8] Sunasaka, Y. and Kiremidjian, A "Strength demand spectra with uniform damage level in lifetime of structure" ; *J. Structural Engineering*, Vol. 48A, No. 6, 523-530 (2002).
- [9] Amadio. C, Fragiaco. M, Rajgelj S. "The effects of

- [19] Di Sarno L. "Effects of multiple earthquakes on inelastic structural response"; *Journal of Structural Engineering*; 56:673-81(2013).
- [20] Abdelnaby A, Elnashai A. "Performance of degrading reinforced concrete frame systems under Tohoku and Christchurch earthquake sequence"; *Earthquake Engineering*; 18(7):1009-36 (2014).
- [21] J. Shin, J. Kim, K. Lee, Seismic assessment of damaged piloti-type RC building subjected to successive earthquakes, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(11) 1603-1619 (2014).
- [22] Hatzivassiliou. M, Hatzigeorgiou. G.D, "Seismic sequence effects on three-dimentional reinforced concrete buildings"; *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 72 77-88 (2015).
- [23] S. Reza.Salimbahrami, M. Gholhaki, Analytical study to evaluate the effect of higher modes of reinforced concrete moment-resisting frames with thin steel shear wall under simple pulse, *Advanced in Structural Engineering*, (2018) 1-15.
- [24] Astaneh-Asl, A, "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls"; *Steel Technical Information and Product Services Report*, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA (2001).
- [25] Tarkan, G., Yavuz, S. T., Hasan, K., Z., and Salih, Y., "Strengthening of reinforced concrete structures with external steel shear walls"; *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 70, No. 1, pp.226-235 (2012).
- [26]- Choi, I. and Park, H "Cyclic Loading Test for Reinforced Concrete Frame with Thin Steel Infill Plate" *J. Struct. Eng.*, 137(6), 654–664 (2011).
- [27] Mazzoni,S.,el al.; " OpenSees command language manual" ; *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center* (2006).
- [28] Sabouri S "Introduction to steel plate shear walls". Nashr Anghize Publications (2000). (In Persian)
- [29]Stafford Smith, Alex Coull, Translate by haji kazemi,"Tall Building". In: *Tall Building Structures: Analysis and Design* (In Persian) (1991).
- repeated earthquakes groundmotions on the non-linear response of SDOF system"; *Earthquake Engineering and Structure Dynamics*; 32(2):291-308 (2003).
- [10] Das, S., Gupta, V. K., and Srimahavishnu, V "Damage-based design with no repairs for multiple events and its sensitivity to seismicity model"; *Earthquake Engineering and Structural Dynamic* 36:3, 307-325. (2007).
- [11] Iancovivi, M. and Georgiana, I. "Evaluation of the inelastic demand of structures subjected to multiple ground motions"; *Structural Engineering* 42,143-154(2007).
- [12] Hatzigeorgiou, G. D, and Beskos, D. E. "Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes"; *Engineering Structures* 31:11, 2744-2755(2009).
- [13] Hatzigeorgiou, G. D. "Behavior factors for nonlinear structures subjected to multiple near-fault earthquake"; *Computers and Structures* 88:5-6,309-321(2010).
- [14] Hatzigeorgiou, G. D. "Ductility demand spectra for multiple nearand far-fault earthquakes"; *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30,170-183(2010).
- [15] Moustafa, A., and Takewaki, I. "Response of linear single-degree-of-freedom structures to random acceleration sequences"; *Engineering Structures* 33:4, 1251-1258(2011).
- [16] Hatzigeorgiou, G. D, and Liolios AA. "Nonlinear behavior of RC frame under repeated strong ground motions", *Soil Dyn Earthquake Engineering*:30:1010-25 (2010).
- [17] Garcia R., and Negrete-Manriquez C. "Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences", *Engineering Structures*, Vol. 33, No.2, 621-634 (2011).
- [18] Efraimiadou S, Hatzigeorgiou GD, Beskos DE. "Structural pounding between adjacent buildings subjected to strong ground motions"; *Structural Engineering Report* 215, Department of Civil and Environmental Engineering University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, (1997).

- structures,
31(3), pp 491-512., (2002).
- [38] Seismosignal, Ver. 2.1, University of Berkley California, USA, (2001).
- [39] Miranda E. "Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra"; Structural Engineering, ASCE 1993;119:1319-38.
- [40] Garcia R., Marin M.V. and Gilmore A.T. (2014), "Effect of seismic sequences in reinforced concrete frame buildings located in soft-soil sites", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 63, pp-56-68.
- [41] Zhai C.H., Wen W.P., Li S., Chen Z., Chang Z. and Xie L.L. (2014), "The damage investigation of inelastic SDOF structure under the mainshock-aftershock sequence-type ground motions", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 59, pp-30-41.
- [42] Zhai C.H., Wen W.P., Chen Z., Li S. and Xie L.L. (2013), "Damage spectra for the mainshock-aftershock sequence-type ground motions", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 45, pp-1-12.
- [43] Ghodrati Amiri G., Rajaei Lak H., Rajabi E. (2018), "Effects of Seismic Sequence on Increased Response of Concrete Moment Frames with and without Shear Wall"; Amirkabir Journal of Civil Engineering, Vol. 50, pp-845-854.
- [30] Iranian National Building Code. Applied Loads on Buildings. Part 6. Tehran, Iran: Ministry of Roads & Urban Development; (2013). (In Persian)
- [31] Iranian National Building Code. Design and Implement of Concrete Buildings. Part 9. Tehran, Iran: Ministry of Roads & Urban Development; (2013). (In Persian)
- [32] Code IS. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings 2800. 4th ed. Tehran, Iran: Ministry of Roads & Urban Development; (2014). (In Persian)
- [33] American Society of Civil Engineers (ASCE). (2014). "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures". ASCE07-2010.
- [34] Garcia R. "Mainshock-Aftershock ground motion features and their influence in buildings seismic response", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 16, pp-719-737(2012).
- [35] Faisal A., Majid T.A. and Hatzigeorgiou G.D. "Investigation of story ductility demands of inelastic concrete frames subjected to repeated earthquakes", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.44, pp-42-53(2013).
- [36] G.G.Amiri, F.M.Dana, Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake, Computers & Structures, 83(8)(2005) 613-626.
- [37] Vamvatsikos, D. and Cornell. C.A "Incremental dynamic analysis," Earthquake Engineering. And Dynamic

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

H. Rouhi, M. Gholhaki, Assessment of the Seismic Demands of Reinforced Concrete Frames Equipped with Steel Plate Shear Wall Under Sequence Earthquakes, Amirkabir J. Civil Eng., 54(2) (2022) 565-604.

DOI: 10.22060/ceej.2021.18999.7023

