



## مقایسه‌ی پاسخ لرزه‌ای احتمالاتی قاب‌های خمشی و قاب‌های ستون - پیوند تحت زمین لرزه‌های متوالی

رامین مسکوچی، امیرحسین چراغی، غلامرضا قدرتی امیری\*، احسان درویشان، الهام رجبی  
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران.

**تاریخچه داوری:**  
دریافت: ۱۳۹۷-۰۴-۱۰  
بازنگری: ۱۳۹۷-۰۵-۱۳  
پذیرش: ۱۳۹۷-۰۵-۲۷  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۷-۰۶-۰۳

**کلمات کلیدی:**  
پدیده توالی لرزه‌ای  
قاب ستون پیوند  
تحلیل دینامیکی فزاینده  
منحنی شکنندگی

**خلاصه:** در سال‌های اخیر سیستم سازه‌ای قاب ستون-پیوند (Linked Column Frame) با قابلیت جلوگیری از تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای اصلی قاب‌های خمشی معرفی شده‌است. مطالعات انجام شده بر روی این سیستم بیشتر در معرض زمین لرزه‌های منفرد مورد بررسی بوده و هنوز پس لرزه‌ها جایگاه قابل توجهی در نحوه عملکرد این سیستم ندارند. هدف از این مقاله، بررسی تأثیر پدیده توالی لرزه‌ای بر سیستم قاب ستون-پیوند و مقایسه نتایج حاصل از تحلیل این قاب‌ها با قاب‌های خمشی می‌باشد. در این راستا قاب خمشی فولادی ۳ طبقه از سازه‌های گروه SAC که منطبق با آیین‌نامه UBC94 طراحی، در محیط نرم افزاری OpenSees مدل‌سازی و مورد تحلیل قرار گرفته شده‌است. در گام نخست با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی، رفتار این سازه‌ها تحت پس لرزه بررسی شده و در گام دوم به منظور دستیابی به رفتار واقع‌گرایانه تری از سازه‌های مذکور در معرض پس لرزه‌ها، رفتار سازه‌ها برای سطوح عملکردی خدمات‌رسانی بی‌وقفه، ایمنی جانی و سطح فروریزش سازه از طریق تحلیل دینامیکی فزاینده بررسی شده‌است. نتایج حاکی از آن است که پدیده توالی لرزه‌ای منجر به افزایش تغییرمکان جانبی نسبی طبقه در هر دو نوع از سیستم‌های سازه‌ای می‌شود. با این حال سیستم LCF عملکرد بهتری در برابر پدیده توالی لرزه‌ای از خود نشان می‌دهد.

### ۱- مقدمه

و به این ترتیب نیاز است به منظور کاهش خطرپذیری سازه، عملکرد سازه آسیب دیده از لرزه اصلی در معرض پس لرزه‌ها ارزیابی شود [۲]. به عنوان مثال در زلزله Tohoku ژاپن در سال ۲۰۱۱، حدوداً صد پس لرزه با بزرگای شش و یا بیشتر در طی ۴ روز رخ داد که منجر به ایجاد خسارات سازه‌ای و تخریب زیرساخت‌ها شد [۳]. در شکل ۱ شتاب نگاشت متوالی مربوط به این زمین لرزه نشان داده شده‌است. در این توالی لرزه‌ای، لرزه اصلی با بزرگای ۹ ریشتر ( $M_w=9$ ) رخ داد و پس از آن ۵۸۸ پس لرزه با بزرگای ۵ ریشتر و بیشتر به وقوع پیوست. از این تعداد ۶۰ پس لرزه بزرگای بیش از ۶ ریشتر و ۳ پس لرزه بزرگای بیش از ۷ ریشتر داشتند [۴]. مجموع خسارت اقتصادی تخمین زده برای زلزله ژاپن ۳۰۹ میلیارد دلار اعلام شده‌است [۵]. در این راستا به منظور ارزیابی رفتار سیستم‌های سازه‌ای یک و چند درجه آزادی (MDOF, SDOF) در معرض زلزله‌های متوالی،

پدیده توالی لرزه‌ای به حالتی اطلاق می‌شود که در یک فاصله‌ی زمانی کوتاه (دقیقه، روز و حتی هفته) چندین زمین لرزه در یک منطقه به صورت متوالی رخ دهد. در واقع این پدیده با یک لرزه اصلی با شدت متوسط-زیاد توصیف می‌شود که بعد از زمان کوتاهی توسط لرزه‌هایی با شدت قابل مقایسه با لرزه اصلی همراه می‌شود. اکثر ارزیابی‌های خطر لرزه‌ای کنونی تنها با در نظر گرفتن خطر ناشی از لرزه اصلی صورت می‌گیرد. در حالی که اغلب پس لرزه‌هایی که پس از لرزه اصلی رخ می‌دهند به قدری قوی می‌باشند که قابلیت ایجاد خسارات فاجعه‌انگیز در سازه و هم‌چنین مرگ ساکنین را دارند [۱]. از آنجایی که معمولاً پس لرزه‌ها در فاصله زمانی کوتاهی نسبت به لرزه اصلی رخ می‌دهند، تقویت سازه در این فاصله کوتاه میسر نبوده

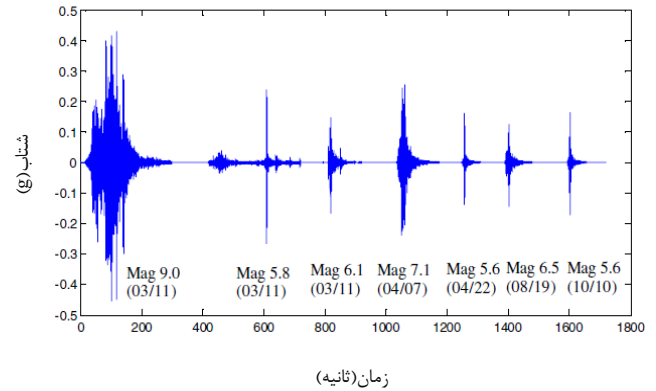
\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: Ghodrati@iust.ac.ir



منفرد بیشتر برآورد شده است. در این پژوهش دو حالت توالی لرزه‌ای مدنظر گرفته شده است؛ حالت اول لرزه اصلی حوزه دور به همراه پس لرزه حوزه دور و حالت دوم لرزه اصلی حوزه دور به همراه پس لرزه حوزه نزدیک. نتایج نشان داد که ظرفیت فروریزش برای پس لرزه‌ی حوزه نزدیک نسبت به پس لرزه حوزه دور کاهش یافته است [۱۱].

در سیستم‌های سازه‌ای متعارف هم‌چون سیستم سازه‌ای قاب خمشی، علی‌رغم عملکرد لرزه‌ای مطلوب، به دلیل پراکنده بودن خرابی در تمامی المان‌های قاب خمشی، فرایند تعمیر سازه مشکل است. به علاوه پس لرزه‌ها در فاصله زمانی کوتاهی نسبت به لرزه اصلی رخ می‌دهند و تقویت سازه در این فاصله زمانی کوتاه میسر نیست. لذا بهره‌گیری از سیستم‌های سازه‌ای نوین که با محدود کردن خرابی‌ها منجر به تسریع فرآیند تعمیر می‌شوند، اهمیت ویژه‌ای پیدا می‌کند. در سال‌های اخیر سیستم سازه‌ای LCF مورد توجه و بررسی قرار گرفته شده است. در این سیستم‌ها از مفهوم فیوز سازه‌ای استفاده می‌شود تا با متمرکز کردن خرابی‌ها در لینک‌ها، تعمیر سازه تسریع پیدا کند.

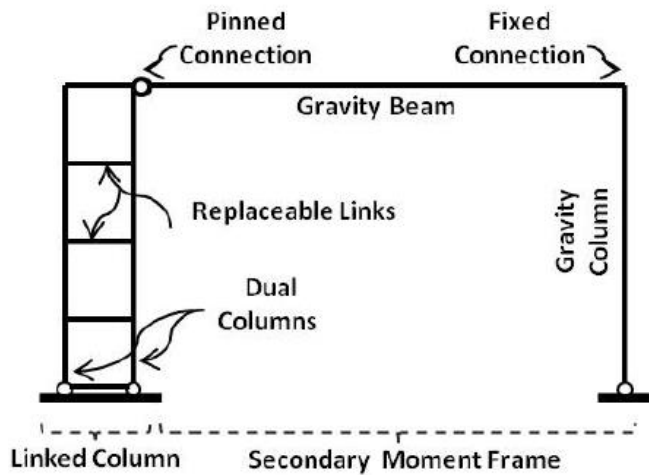
در این مقاله سعی بر آن است که رفتار لرزه‌ای این نوع از سیستم‌های سازه‌ای تحت پس لرزه با استفاده از منحنی‌های شکنندگی بررسی شود. برای این کار از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی فزاینده استفاده شده است. تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده برای سطوح خرابی متفاوت باقی‌مانده از لرزه اصلی انجام شده است تا اثر خسارت اولیه سازه بر رفتار پس لرزه سازه‌ها با دقت بیشتری بررسی گردد. در این راستا از نرم‌افزار OpenSees که دارای آرشیو کاملی از مصالح و المان‌های خطی و غیرخطی است، برای مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های غیرخطی استفاده شده است. از آنجایی که این نرم‌افزار کدباز می‌باشد، محققین می‌توانند مصالح و دستوره‌های جدید را به کتابخانه این نرم‌افزار اضافه کنند. از طرفی رایگان بودن این نرم‌افزار موجب می‌شود که به راحتی بتوان از آن در مقالات معتبر جهانی بدون نیاز به پرداخت هزینه و خرید، استفاده نمود، که در مقایسه با نرم‌افزارهای تجاری دیگر مزیت بسیار مهمی می‌باشد. از شاخص‌ترین مزایای این نرم‌افزار در مقایسه با نرم‌افزارهای دیگر سرعت بالا در تحلیل غیرخطی می‌باشد. به این ترتیب می‌توان گفت نرم‌افزار OpenSees قابلیت مدل‌سازی اجزای مختلف سازه با طیف وسیعی از مصالح را دارد.



شکل ۱. شتاب‌نگاشت توالی ثبت‌شده برای زلزله Tohoku (۲۰۱۱) [۶]  
 Fig. 1. The accelerogram for 2011 Tohoku earthquake's seismic sequences

پژوهش‌های زیادی انجام شده است. مطالعات اولیه در زمینه پدیده‌ی توالی لرزه‌ای اواخر قرن ۱۹ میلادی توسط اموری<sup>۱</sup> انجام شد. وی دریافت که نرخ وقوع پس لرزه با زمان گذشته از لرزه اصلی رابطه معکوس دارد و برای این پدیده رابطه‌ای معروف به قانون اموری را ارائه نمود [۷]. اثر توالی لرزه‌ای برای اولین بار توسط ماهین<sup>۲</sup> روی سازه‌ها بررسی شد؛ وی دریافت که میزان تقاضای لرزه‌ای مدل‌های تک درجه آزادی با رفتار الاستوپلاستیک تحت اثر توالی لرزه‌ای می‌تواند تا دو برابر افزایش یابد [۸]. آمادیو<sup>۳</sup> در سال ۲۰۰۲ اثر زمین لرزه‌های متوالی را روی سیستم SDOF با رفتار غیرخطی مورد مطالعه قرار داده است. وی دریافت که سیستم‌های الاستوپلاستیک کامل آسیب‌پذیرترین سیستم در مقابل لرزه‌های تکرارشونده می‌باشد و اثر این پدیده با کاهش قابل توجه ضریب رفتار در طراحی اعمال شده است [۹]. هاتزیجوریو<sup>۴</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۰ با انجام تحلیل‌های آماری بر پاسخ‌های بیش از ۱۲۰ میلیون تحلیل دینامیکی روی سیستم‌های SDOF به عدم کفایت زلزله‌ی طرح در طراحی سازه‌ها در آیین‌نامه‌های مدرن دست یافتند [۱۰]. لی<sup>۵</sup> و همکارانش در سال ۲۰۱۴ اثر توالی لرزه‌ای روی منحنی شکنندگی سازه‌های فولادی را مورد مطالعه قرار دادند. در این مطالعه به ازای مقادیر یکسان شدت لرزه اصلی، احتمال فروریزش در حالت توالی لرزه‌ای نسبت به لرزه

- 1 Omori
- 2 Mahin
- 3 Amadio
- 4 Hatzigeorgiou
- 5 Li



شکل ۲. سیستم قاب ستون پیوند LCF [12]  
Fig. 2. Linked-Column Frame

دیگر است.

دو مؤلفه ذکر شده در شکل ۲ نشان داده شده است.

با توجه به اضافه شدن ستون‌های پیوند به قاب خمشی، سختی اولیه سیستم افزایش یافته و در نتیجه برای جلوگیری از تشکیل زودرس مفاصل پلاستیک در قاب خمشی مجاور، شرایط مرزی تیرها و ستون‌های آن تغییر می‌یابد. بدین منظور شرایط تکیه‌گاهی تیرها و ستون‌های قاب خمشی به حالت یک انتها مفصل اصلاح شده است. به این ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون‌های قاب خمشی مجاور به ازای جابجایی بیشتری اتفاق می‌افتد.

لینک‌های تعویض پذیر در سیستم LCF یک سختی اولیه را فراهم می‌کنند و با ایجاد رفتار نرم‌شوندگی غیرخطی، انعطاف‌پذیری و اتلاف انرژی، منجر به محدود کردن تغییرشکل‌های غیرخطی و در نتیجه ایجاد خرابی در سیستم قاب خمشی می‌شوند. لینک‌ها در سیستم LCF عملکردی مشابه به لینک‌های سیستم قاب خمشی برون‌محور EBF دارند و بسته به میزان طول آن‌ها، در خمش و یا برش دچار تسلیم می‌شوند [۱۲].

### ۳- طراحی و مدل‌سازی تحلیلی سازه‌ها

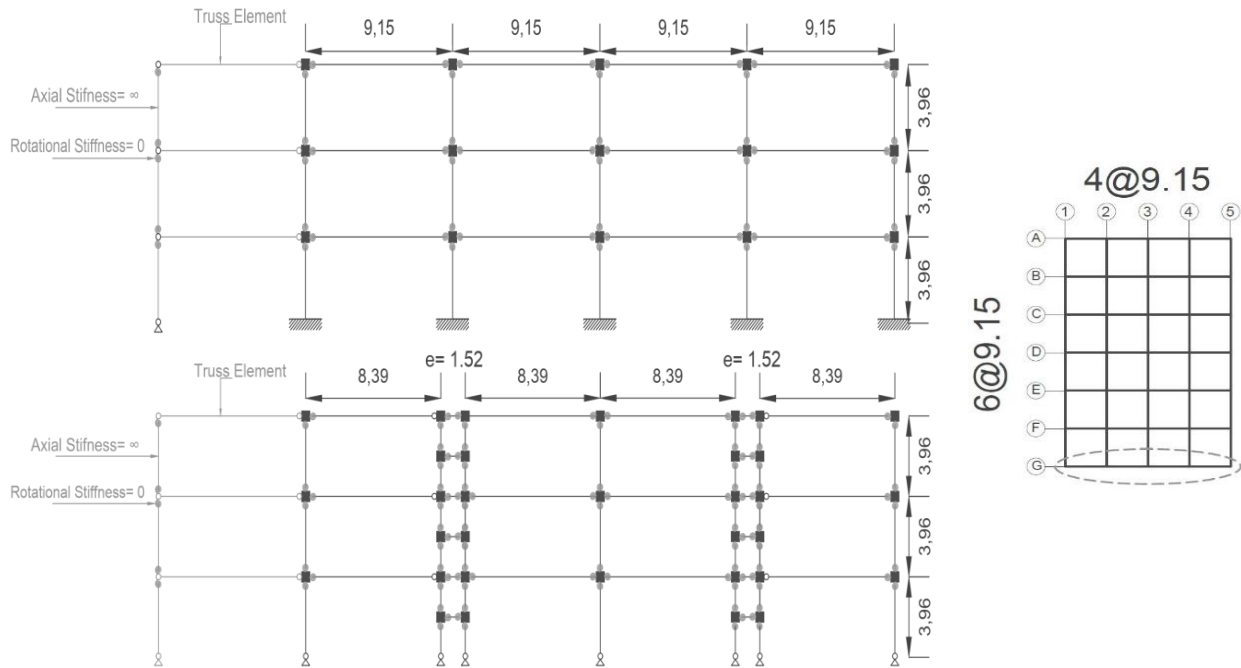
مدل مورد بررسی، یک قاب خمشی فولادی ۳ طبقه از سازه‌های گروه SAC می‌باشد. مطابق شکل ۳، ارتفاع هر طبقه ۳/۹۶ متر و قاب‌های دوبعدی در هر طبقه دارای چهار دهانه ۹/۱۵ متری می‌باشند.

### ۲- سیستم قاب ستون پیوند LCF

سیستم LCF یا قاب ستون پیوند، یک سیستم مقاوم لرزه‌ای است که از سیستم EBF اتخاذ شده و در آن استهلاک انرژی لرزه‌ای ابتدا از طریق رفتار غیرالاستیک در لینک‌ها قبل از تسلیم سیستم قاب خمشی رخ می‌دهد. همچنین یک قاب خمشی به‌عنوان سیستم ثانویه لرزه‌ای-ثقلی نیز در کنار آن وجود دارد. در سیستم LCF، به‌منظور تعمیر آسان از مفهوم فیوز سازه‌ای استفاده می‌شود تا خرابی فقط در لینک‌ها متمرکز شود. این امر به قاب خمشی اجازه می‌دهد تغییرشکل‌های الاستیک حداقل را تحت مقدار معینی از نیروی زلزله داشته باشد. سیستم‌های قاب ستون پیوند با در نظر گرفتن طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد، گسترش یافته‌اند. آن‌ها با در برداشتن دو سیستم مقاوم لرزه‌ای موازی طراحی می‌شوند که ممکن است در سطوح مختلف جابجایی طبقه، تسلیم شوند. برای سیستم LCF می‌توان ۳ سطح عملکرد در نظر گرفت:

۱. عملکرد بی‌وقفه (Immediate Occupancy) که متناظر است با زلزله‌ای که احتمال فراگذشت آن در ۵۰ سال عمر مفید سازه، ۵۰ درصد باشد. در این سطح عملکرد، لینک‌ها و سیستم قاب خمشی، هر دو به صورت الاستیک باقی می‌مانند.
۲. تعمیر سریع (Rapid Repair) که متناظر است با زلزله‌ای که احتمال فراگذشت آن در ۵۰ سال عمر مفید سازه، ۱۰ درصد باشد. در این سطح عملکرد، قاب خمشی رفتاری کاملاً خطی دارد. اما لینک‌ها به دلیل تشکیل مفاصل پلاستیک در آن‌ها، وارد ناحیه غیرخطی شده‌اند.
۳. آستانه فروریزش (Collapse Prevention) که متناظر با زلزله‌ای است که احتمال فراگذشت آن در ۵۰ سال عمر مفید سازه، ۵ درصد باشد. در این سطح عملکرد، تیرهای قاب خمشی و لینک‌ها، هر دو وارد ناحیه غیرخطی شده‌اند. همان‌طور که پیش‌تر ذکر شد قاب ستون پیوند شامل دو جزء می‌باشد:

۱. سیستم باربر جانبی اصلی که با عنوان ستون پیوند به آن اشاره می‌شود و شامل ستون‌های دوگانه‌ای می‌باشد که توسط لینک‌های قابل تعویض به هم متصل شده‌اند.
۲. سیستم باربر جانبی-ثقلی ثانویه که یک قاب خمشی انعطاف پذیر با اتصالات صلب در یک انتها و اتصالات ساده در انتهای



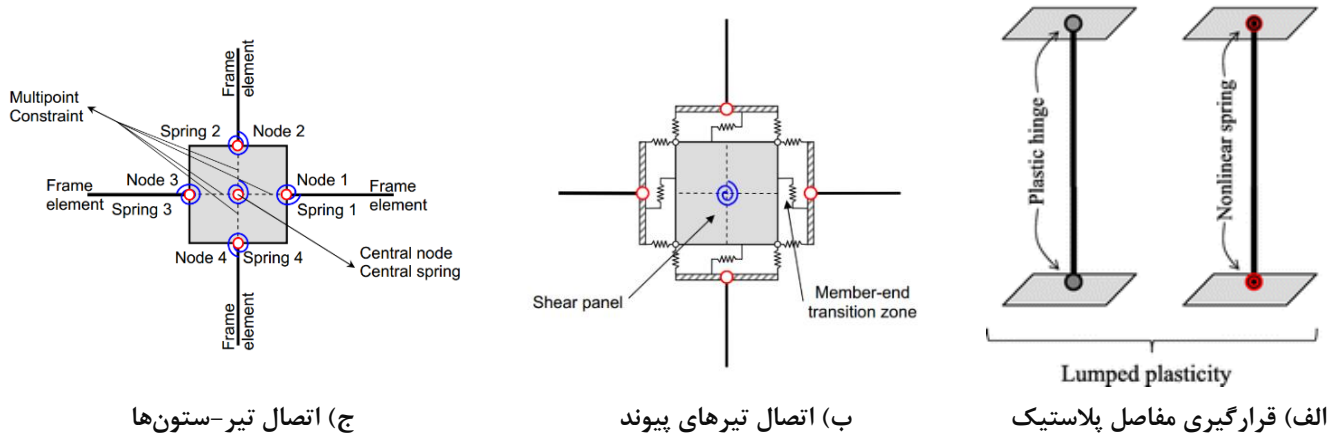
شکل ۳. نمای کلی از مدل سه طبقه قاب خمشی و قاب ستون-پیوند در پلان و ارتفاع  
**Fig. 3. The schematic of 3-story Moment Frame and Linked-Column Frame, plan and front views**

جدول ۱. مشخصات هندسی مقاطع در مدل‌های قاب خمشی و ستون-پیوند  
**Table 1. Sections' geometrical specifications for Moment Frame and Linked-Column Frame**

قاب خمشی				قاب ستون-پیوند		طبقه
تیر		ستون		تیر	ستون	
داخلي	خارجي	داخلي	خارجي			
W30×99	W30×99	W14×257	W14×257	W24×176	W14×257	میان‌ی اول
				W24×176		اول
W30×90	W30×90	W14×257	W14×257	W24×101	W14×257	میان‌ی دوم
				W24×101		دوم
W21×68	W21×68	W14×257	W14×257	W16×100	W14×257	میان‌ی سوم
				W16×100		سوم

مشخصات هندسی مقاطع تیر و ستون در مدل قاب خمشی و مدل قاب ستون-پیوند در جدول ۱ ارائه شده‌است. لازم به ذکر است قاب‌ها بر اساس استاندارد UBC 94 [۱۲] طراحی شده‌است.

در مدل‌های مجهز به ستون-پیوند، تیرهای پیوند در حدفاصل دهانه اول و دوم و دهانه سوم و چهارم قرار گرفته‌است. نمای کلی از هندسه قاب سه طبقه به همراه پلان در شکل ۳ آورده شده‌است.



(ج) اتصال تیر-ستون‌ها

(ب) اتصال تیرهای پیوند

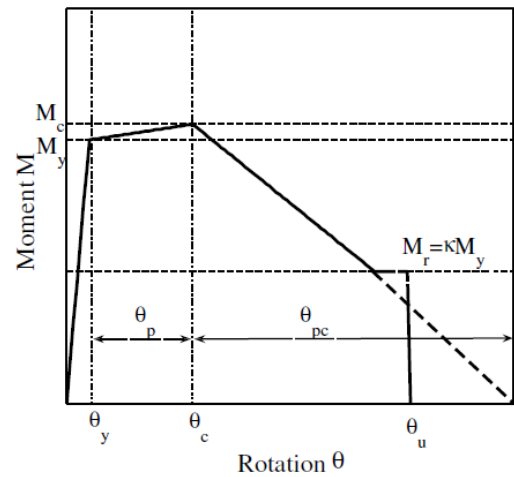
(الف) قرارگیری مفاصل پلاستیک

شکل ۴. نحوه مدل‌سازی اعضای تیر و ستون

**Fig. 4. Simulation models for beam and column elements**  
**(a) Lumped plasticity hinges (b) Link-beams connection (c) Beam-columns connection**

ستون‌ها در هر دوسیستم یکسان فرض شده و مقاطع تیرها نیز تا حد توان نزدیک به یکدیگر در نظر گرفته شده‌است. المان‌های به کار رفته در مدل به چهار دسته المان‌های الاستیک، مفاصل خمشی پلاستیک، مفاصل برشی پلاستیک و چشمه اتصال دوبعدی تقسیم می‌شوند. در المان‌های تیر و ستون از مدل پلاستیسیته متمرکز استفاده شده‌است. در این نوع از المان‌ها، پلاستیسیته به صورت متمرکز توسط فنرهایی به طول صفر در دو انتها مدل می‌شود. در شکل ۴ نحوه مدل‌سازی اعضای تیر و ستون نشان داده شده‌است. در قسمت الاستیک میانی تیرها و ستون‌ها از المان Elastic BeamColumn استفاده شده‌است.

شکل ۵ منحنی رفتاری مفاصل پلاستیک تیر و ستون را نشان می‌دهد. مطابق شکل منحنی رفتاری دارای سه پارامتر مقاومت و چهار پارامتر جابجایی می‌باشد. پارامترهای مقاومت شامل  $M_y$ ، مقاومت خمشی مؤثر،  $M_c$  مقاومت خمشی رأس و  $M_r$  مقاومت خمشی پسماند و پارامترهای جابجایی شامل  $\theta_y$  دوران نظیر تسلیم،  $\theta_p$  اختلاف دوران نظیر مقاومت خمشی رأس و دوران تسلیم،  $\theta_{pc}$  اختلاف دوران بین نقطه‌ی از دست رفتن کامل مقاومت و دوران نظیر مقاومت خمشی رأس و  $\theta_u$  برابر با ظرفیت نهایی دوران می‌باشند. Lignos و همکارانش با جمع آوری داده‌های آزمایشگاهی و انجام تحلیل آماری برای بیش از ۳۰۰ نمونه از مقاطع W-شکل، پارامترهای  $\theta_p$ ،  $\theta_{pc}$ ،  $M_c / M_y$  و  $\Lambda$  که وابسته به هندسه‌ی مقطع



شکل ۵. منحنی رفتاری مفاصل پلاستیک تیر و ستون [۱۳]

**Fig. 5. Constitutive model for plastic hinges in beams and columns**

طراحی قاب‌های ستون پیوند بر اساس آیین‌نامه ASCE7-05 انجام شده‌است. با توجه به این که در این آیین‌نامه مقادیر ضریب رفتار  $R$  و ضریب  $\Omega_0$  برای این سیستم تعریف نشده‌اند، یک مطالعه جامع برای محاسبه پارامترهای لرزه‌ای این سیستم توسط ملکوتیان [۱۲] انجام شده‌است که نتیجه آن  $R = 8$  و  $\Omega_0 = 3$  به دست آمده‌است. در این مقاله نیز برای طراحی قاب ستون پیوند از مقادیر فوق استفاده شده‌است. برای آن که بحث طراحی سیستم قاب ستون پیوند حداقل تأثیر را جهت مقایسه دو سیستم داشته‌باشد، تا حد امکان سعی شده مقاطع اعضای دو سیستم شبیه به یکدیگر باشد. در این راستا مقاطع

می‌باشند را توسط روابط تجربی به‌دست آورده‌اند [۱۳]. در این مقاله نیز از همین روابط برای تعریف مفاصل پلاستیک استفاده شده‌است.

$$\theta_p = 0.0865 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.365} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.140} \quad (1)$$

$$\left(\frac{L}{d}\right)^{0.340} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.721} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.230}$$

$$\theta_{pc} = 5.63 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.565} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.800} \quad (2)$$

$$\left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.280} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.430}$$

$$\Lambda = \frac{E_t}{M_y} = 495 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.34} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.595} \quad (3)$$

$$\left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.360}$$

$$\text{mean}\left(\frac{M_c}{M_y}\right) = 1.11 \quad (4)$$

در این روابط  $h$  ارتفاع مقطع،  $t_w$  ضخامت جان،  $t_f$  ضخامت بال،  $b_f$  عرض بال  $d$  ارتفاع موثر جان می‌باشد.

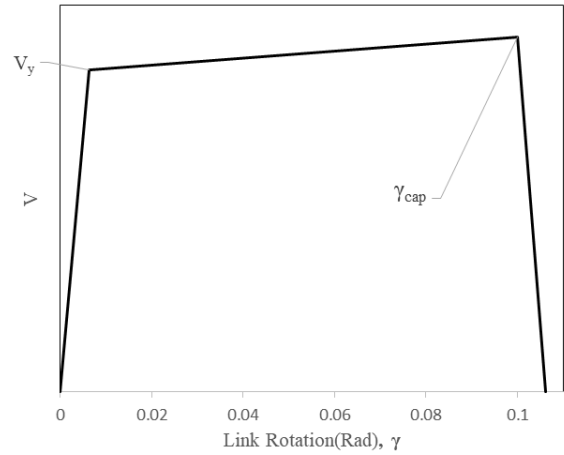
شکل ۶ منحنی رفتاری مفاصل پلاستیک تیر پیوند را نشان می‌دهد. سختی الاستیک  $K_e$ ، و مقاومت برشی تسلیم مقطع  $V_y$ ، برابر است با:

$$k_e = \frac{GA_{shear}}{e} \quad \text{و} \quad V_y = 0.6 A_{shear} F_y \quad (5)$$

شیب مربوط به سخت‌شوندگی ایزوتروپیک و شیب منفی پس از رسیدن به بیشینه زاویه چرخش تیر پیوند، نیز به‌ترتیب ذیل محاسبه شده‌اند:

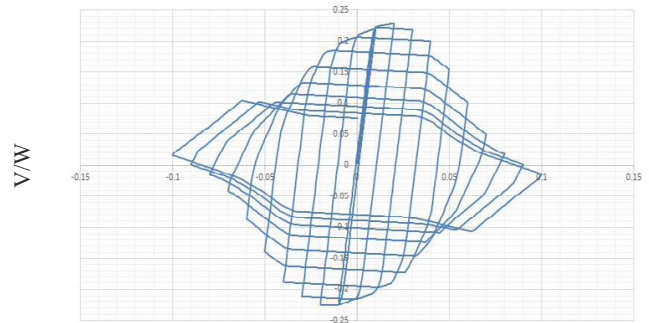
به‌ترتیب

$$\alpha_h = 0.03 k_e \quad (6)$$



شکل ۶. منحنی رفتاری مفاصل پلاستیک تیرهای پیوند [۱۲]

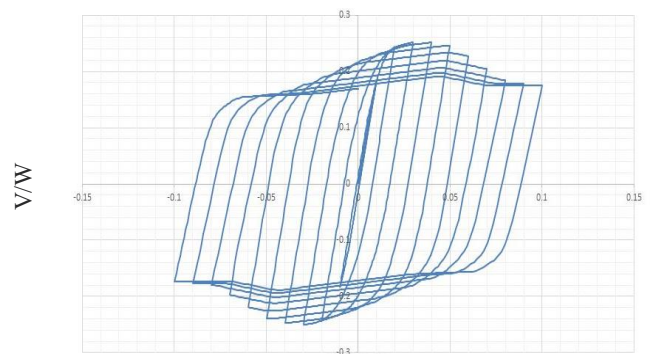
Fig. 6. Constitutive model for plastic hinges in link-beams



جابجایی نسبی بام

شکل ۷. منحنی هیستریزیس قاب خمشی

Fig. 7. Hysteretic curve for Moment Frame under cyclic loading



جابجایی نسبی بام

شکل ۸. منحنی هیستریزیس قاب ستون-پیوند

Fig. 8. Hysteretic curve for Linked-Column Frame under cyclic loading

جدول ۲. مشخصات رکوردهای دسته اول (با حداکثر EPA) [۱۵]

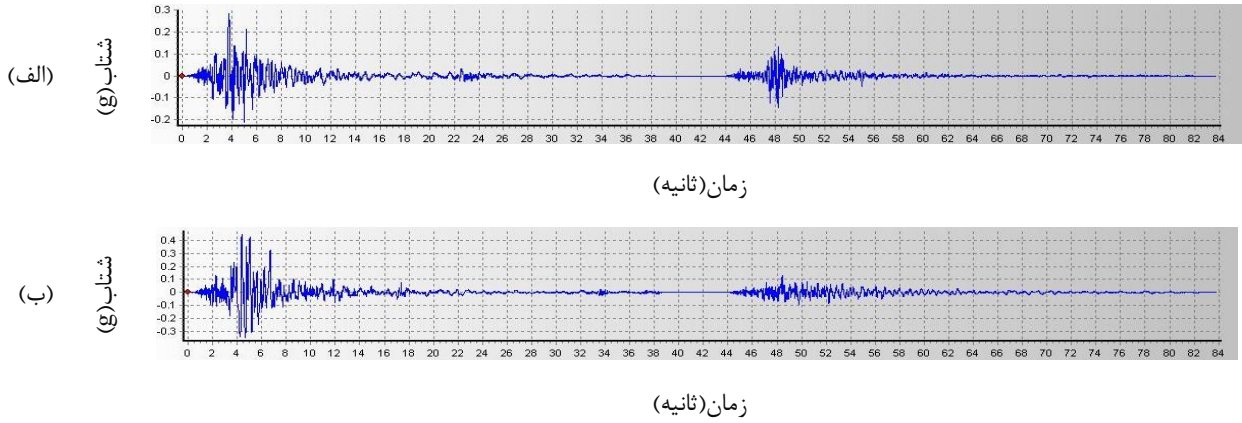
**Table 2. Specifications for the records of the first group (with maximum EPA)g**

ایستگاه ثبت زلزله	EPA	M	PGA	تاریخ	نام	شماره
CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	0.2451	5.77	0.2382	1986/07/20	Chalfant Valley 4	1
CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	0.1047	5.65	0.1347	1986/07/21		
CSB 19001 Jiashi	0.1879	5.9	0.2437	1997/04/05	Northwest 1	2
CSB 19001 Jiashi	0.1283	5.9	0.1349	1997/04/06		
CSB 19001 Jiashi	0.1879	5.9	0.2437	1997/04/05	Northwest 3	3
CSB 19001 Jiashi	0.1545	5.8	0.2091	1997/04/15		
CSB 19001 Jiashi	0.1283	5.93	0.1349	1997/04/06	Northwest 4	4
CSB 19001 Jiashi	0.2278	6.1	0.2961	1997/04/11		
CSB 19001 Jiashi	0.1283	5.93	0.1349	1997/04/06	Northwest 5	5
CSB 19001 Jiashi	0.1545	5.8	0.2091	1997/04/15		
CSB 19001 Jiashi	0.2278	6.1	0.2961	1997/04/11	Northwest 6	6
CSB 19001 Jiashi	0.1545	5.8	0.2091	1997/04/15		

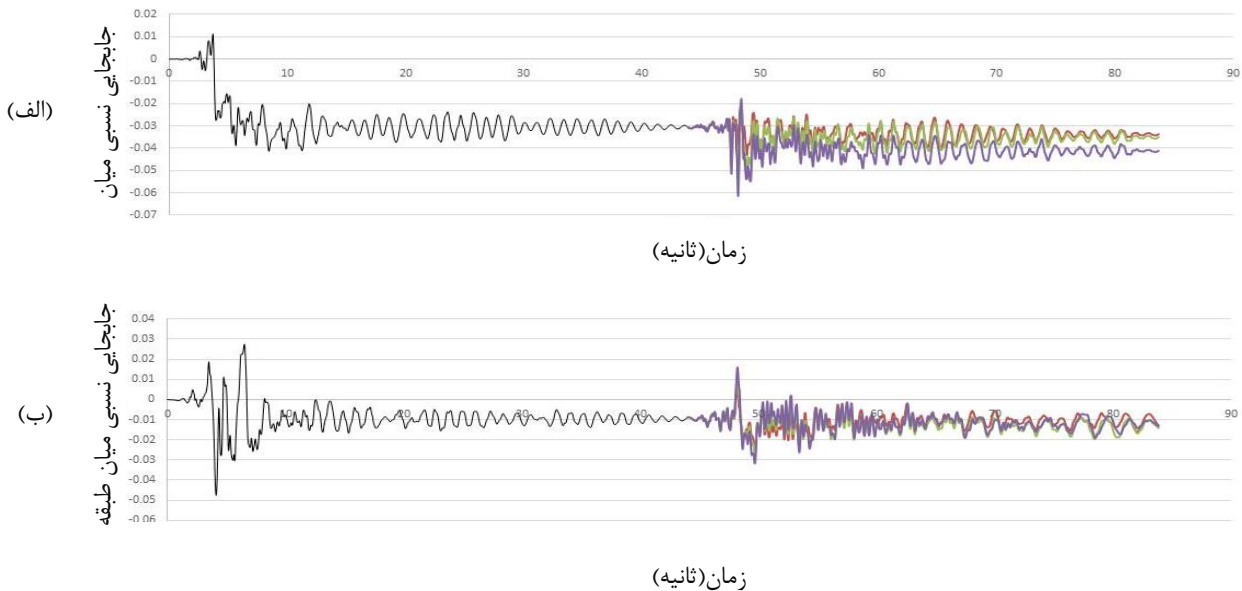
جدول ۳. مشخصات رکوردهای دسته دوم (با EPA نزدیک به حالت حداکثر) [۱۵]

**Table 3. Specifications for the records of the second group (with close-to-maximum EPA)**

ایستگاه ثبت زلزله	EPA	dt(sec)	PGA	تاریخ	نام	شماره
CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	0.2451	6.19	0.4246	1986/07/21	Chalfant Valley 5	7
CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	0.1047	5.44	0.0616	1986/07/31		
CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	0.3443	6.06	0.4193	1980/05/25	Mammoth 5	8
CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	0.2207	5.94	0.3169	1980/05/27		
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	0.2635	6.06	0.3403	1980/05/25	Mammoth 16	9
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	0.0884	5.69	0.1369	1980/05/25		
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	0.2635	6.06	0.3403	1980/05/25	Mammoth 18	10
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	0.2158	5.7	0.2403	1980/05/25		
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	0.2635	6.06	0.3403	1980/05/25	Mammoth 19	11
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	0.1117	5.7	0.0926	1980/05/26		
CSB 19002 Xiker	0.0389	5.9	0.0392	1997/04/05	Northwest 7	12
CSB 19002 Xiker	0.0625	5.9	0.0748	1997/04/06		
CSB 19002 Xiker	0.0389	5.9	0.0392	1997/04/05	Northwest 8	13
CSB 19002 Xiker	0.0621	6.1	0.0626	1997/04/11		
CDMG 24278 Castaic - Old Ridge Route	0.124	5.93	0.122	1994/01/17	Northridge 1	14
CDMG 24278 Castaic - Old Ridge Route	0.0522	5.13	0.081	1994/01/17		
CDMG 24436 Tarzana - Cedar Hill A	1.3491	6.69	0.1661	1994/01/17	Northridge 2	15
CDMG 24436 Tarzana - Cedar Hill A	0.0638	5.2	0.0564	1994/01/17		



شکل ۹. شتاب‌نگاشت مربوط به زمین‌لرزه متوالی زلزله (الف) Chalfant Valley 1 (ب) Chalfant Valley 2  
**Fig. 9. Seismic sequences for (a) Chalfant Valley 1 (b) Chalfant Valley 2**



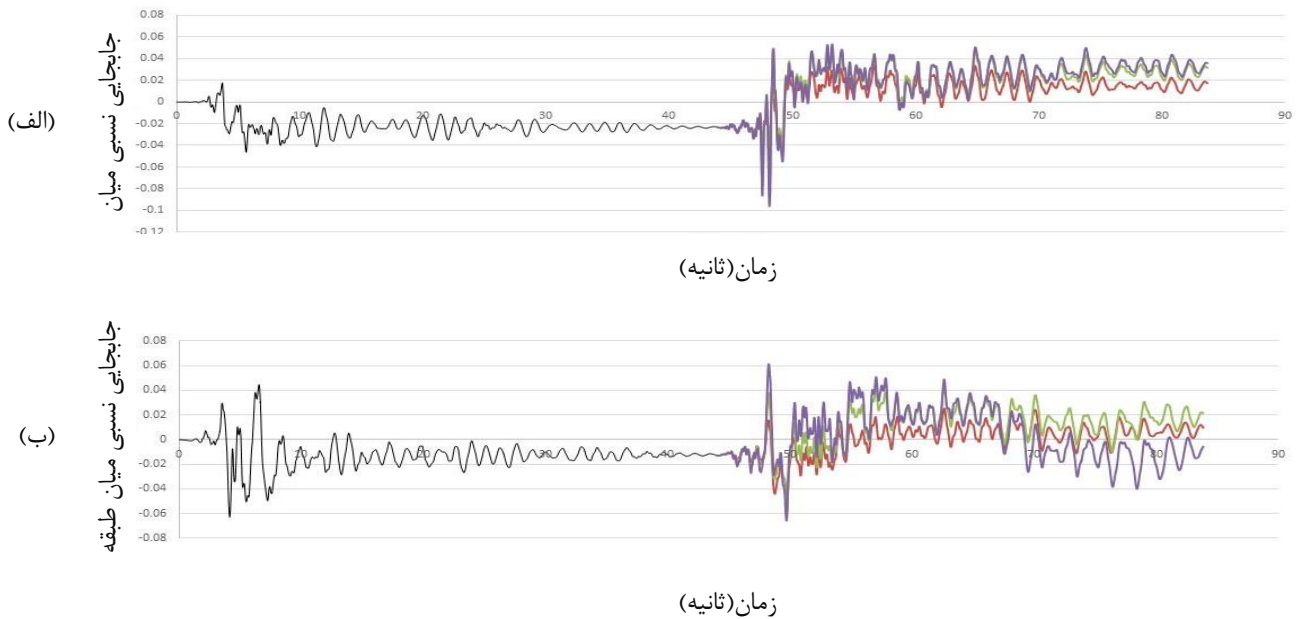
شکل ۱۰. پاسخ قاب خمشی تحت توالی لرزه‌ای (الف) Chalfant Valley 1 (ب) Chalfant Valley 2  
**Fig. 10. Response of Moment Frame under the effect of seismic sequences (a) Chalfant Valley 1 (b) Chalfant Valley 2**

سختی و مقاومت هستند، به تبع آن نیز کل سازه دچار زوال سختی و مقاومت خواهد شد. برخلاف قاب خمشی، در سیستم قاب ستون پیوند در جابجایی‌های نسبی پایین قاب خمشی هنوز به صورت الاستیک رفتار می‌کند و این تیرهای پیوند هستند که وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند. لذا تا مقادیر بالای جابجایی نسبی، رفتار سازه ناشی از رفتار تیرهای پیوند است که دارای یک رفتار به نسبت غیرکاهنده هستند. لذا کل سازه نیز رفتاری با کاهندگی کم از خود نشان می‌دهد.

$$\alpha_{cap} = 0.1k_e \quad (7)$$

شکل‌های ۷ و ۸ به ترتیب نشان‌دهنده رفتار سیستم قاب خمشی و سیستم قاب ستون-پیوند تحت یک بارگذاری رفت‌وبرگشتی هستند. مقایسه دو نمودار حاکی از آن است که افت سختی و مقاومت در سیستم قاب خمشی بیشتر از سیستم قاب ستون-پیوند می‌باشد. این پدیده به علت آن است که رفتار قاب خمشی ناشی از اتصالات خمشی آن است. با توجه به این که اتصالات خمشی دارای افت قابل‌ملاحظه





شکل ۱۱. پاسخ قاب ستون-پیوند تحت توالی لرزه‌ای (الف) Chalfant Valley 1 (ب) Chalfant Valley 2  
**Fig. 11. Response of Linked-Column Frame under the effect of seismic sequences (a) Chalfant Valley 1 (b) Chalfant Valley 2**

لحاظ بیشترین EPA بودند [۱۵]. اطلاعات این دو دسته رکوردها در جداول ۲ و ۳ گزارش شده‌است.

#### ۵- اثر پدیده توالی لرزه‌ای بر پاسخ قاب‌ها

##### ۵-۱- تحلیل تاریخچه زمانی

در این بخش اثر پدیده توالی لرزه‌ای با استفاده از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی بررسی شده‌است. هدف از انجام این تحلیل بررسی اثر پدیده توالی لرزه‌ای بر بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات است. به این منظور به‌عنوان نمونه از رکورد ثبت‌شده زلزله Chalfant Valley استفاده شده‌است. در شکل ۸ شتاب‌نگاشت ثبت شده مربوط به این زمین لرزه متوالی نشان داده شده‌است. برای انجام این تحلیل، رکورد مربوط به لرزه نخست، به زلزله سطح خطر دو ( $MCE^2$ ) با احتمال رخداد ۲٪ در ۵۰ سال عمر مفید سازه، مقیاس شده‌است.

نتایج تحلیل تاریخچه زمانی قاب خمشی و قاب ستون پیوند تحت رکوردهای مذکور به‌ترتیب در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ ارائه شده‌است.

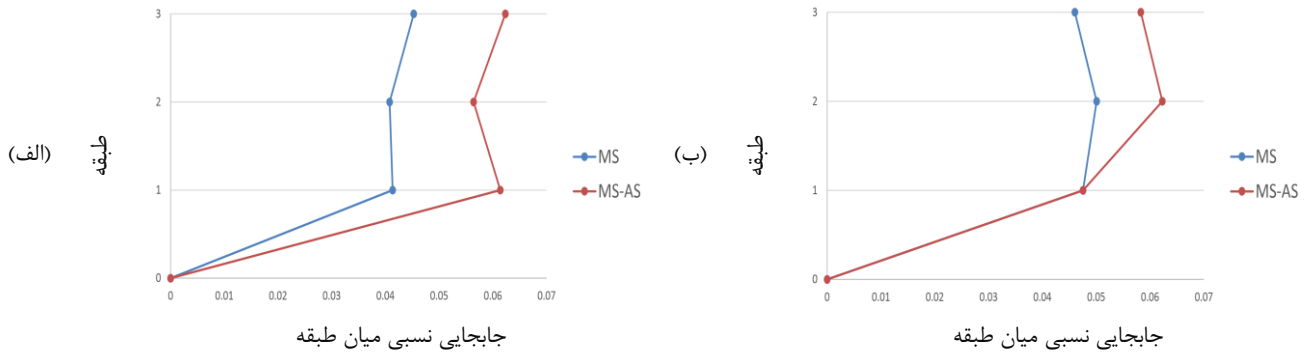
شکل ۱۰ حاکی از آن است که پاسخ سازه تحت پس‌لرزه تشدید شده‌است. برعکس در شکل ۱۱ پس از وقوع زلزله جهت ارتعاش سازه

#### ۴- شتاب‌نگاشت‌ها

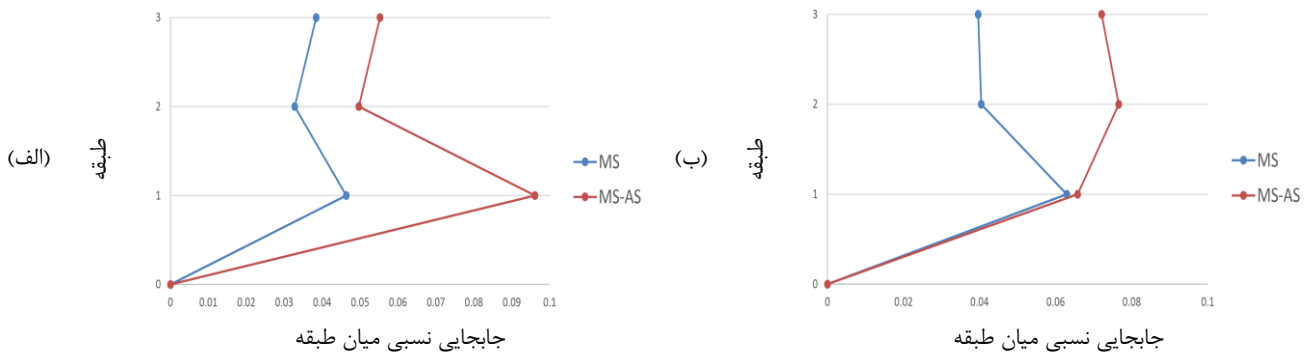
با توجه به عدم دقت کافی روش‌های شبیه‌سازی مصنوعی توالی لرزه‌ای، در این مقاله از شتاب‌نگاشت‌های متوالی ثبت‌شده در گذشته استفاده شده‌است. با توجه به مطالعه قدرتی و منوچهری‌دانا در سال ۲۰۰۵ [۱۴] سناریوهای لرزه‌ای بحرانی بر اساس پارامتر حداکثر شتاب مؤثر یا به اختصار  $EPA^1$  انتخاب و به دو گروه زمین لرزه‌ها با حداکثر EPA و  $EPA$  نزدیک به حالت حداکثر تقسیم بندی شده‌اند [۱۵]. رکوردهای انتخاب شده در هر دو گروه در دو حالت منفرد و متوالی معرفی شده‌اند. لازم به‌ذکر است که لرزه نخست و دوم در یک ایستگاه و در راستای مشابه ثبت شده‌اند. وجه تمایز گروه اول (با حداکثر EPA) و گروه دوم ( $EPA$  نزدیک به حالت حداکثر) در میزان پارامتر EPA است. به این صورت که در گروه اول لرزه نخست و دوم، در مقایسه با لرزه‌های ثبت‌شده در ایستگاه‌های مشابه، هر دو دارای حداکثر EPA می‌باشند. در گروه دوم، در مقایسه با لرزه‌های ثبت‌شده در ایستگاه‌های مشابه، یکی از لرزه‌ها نماینده حداکثر و دیگری دارای EPA تقریباً حداکثر و یا هر دو دارای EPA کمی کمتر از حداکثر می‌باشند. رکوردهای با EPA تقریباً حداکثر، در مقایسه با لرزه‌های ثبت‌شده در ایستگاه‌های مشابه، دومین یا سومین رکورد از

2 Maximum Considered Earthquake

1 Effective Peak Acceleration



شکل ۱۲. پروفیل بیشینه جابه‌جایی بین طبقات قاب خمشی در حالت متوالی و منفرد تحت رکورد (الف) Chalfant Valley 1 (ب) Chalfant Valley 2  
**Fig. 12. Maximum Inter-story Drift Ratios in Moment Frame for MS and MS-AS scenarios under (a) Chalfant Valley 1 (b) Chalfant Valley 2 records**



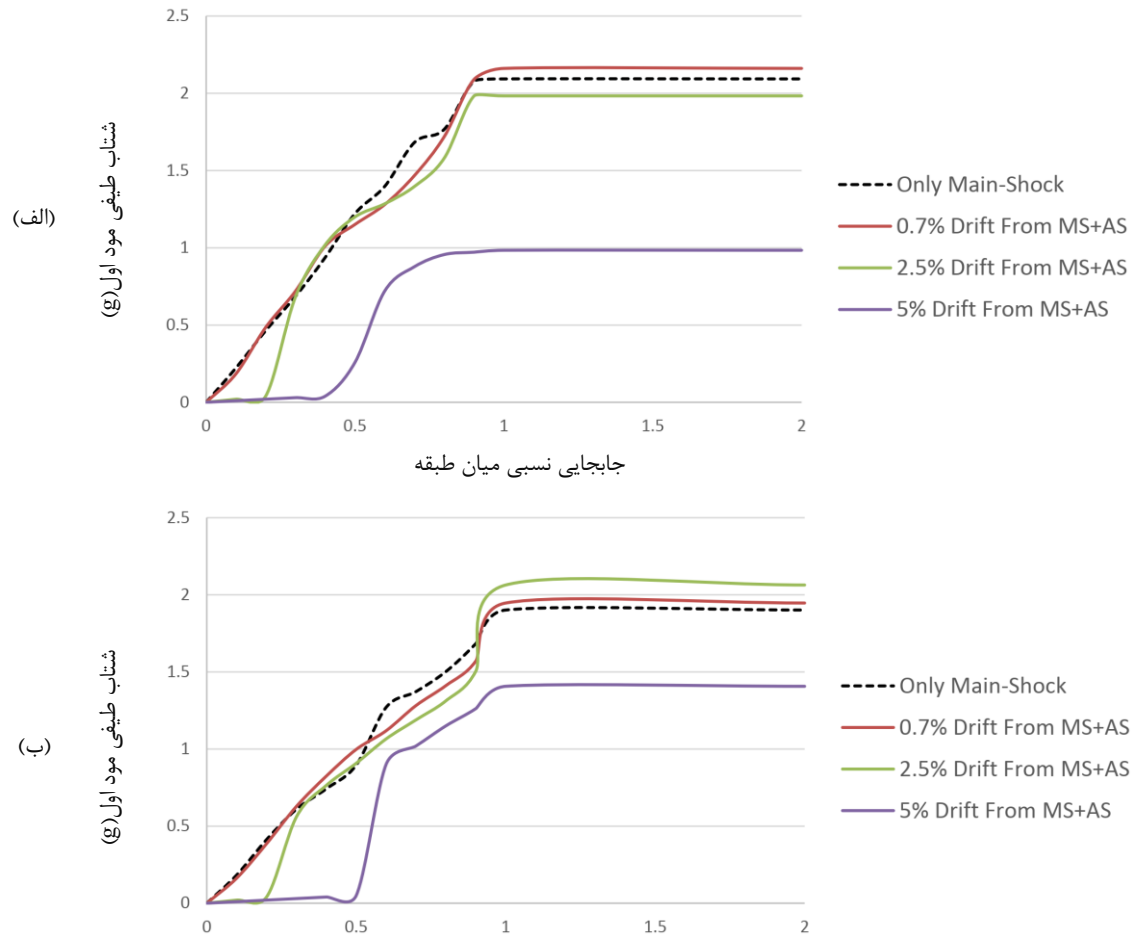
شکل ۱۳. پروفیل بیشینه جابه‌جایی بین طبقات قاب ستون-پیوند در حالت متوالی و منفرد تحت رکورد (الف) Chalfant Valley 1 (ب) Chalfant Valley 2  
**Fig. 13. Maximum Inter-story Drift Ratios in Linked-Column Frame for MS and MS-AS scenarios under (a) Chalfant Valley 1 (b) Chalfant Valley 2 records**

میزان جابجایی نسبی بین طبقات تأثیر بسزایی در میزان خسارت اقتصادی وارد بر سازه دارد. در نظر نگرفتن اثر پدیده توالی لرزه‌ای، حتی در کمترین مقادیر هم می‌تواند منجر به ایجاد خسارات اقتصادی شدید به سازه گردد. به گونه‌ای که هزینه بازسازی و تعمیر سازه از هزینه ساخت اولیه آن بیشتر گردد. بنابراین نادیده گرفتن اثر توالی لرزه‌ای می‌تواند منجر عملکرد نامطلوب سازه و خسارات مالی و جانی گردد.

همان‌طور که در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ مشاهده می‌شود، در هر دو گروه از قاب‌ها، در نظر گرفتن توالی لرزه‌ای منجر به افزایش جابه‌جایی نسبی طبقات می‌شود. علاوه بر این موضوع، در حالت کلی قاب ستون-پیوند در برابر پدیده توالی لرزه‌ای نسبت به قاب خمشی جابه‌جایی

تغییر می‌کند. این امر باعث می‌شود جابجایی ماندگار سازه پس از وقوع پس‌لرزه کمتر از لرزه اصلی باشد، اگرچه جابجایی بیشینه طبقه در پس‌لرزه بیشتر است. این پدیده قطبیت نامیده می‌شود.

در تحلیل تاریخچه زمانی تحت زمین‌لرزه‌های با و بدون توالی لرزه‌ای، میزان بیشینه جابجایی نسبی طبقات برای حالت متوالی لرزه‌ای به لرزه اولیه منفرد در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ نشان داده شده‌است. با توجه به نتایج مشاهده می‌شود که اثر افزایش پدیده توالی لرزه‌ای بر جابجایی نسبی طبقات، در تمامی قاب‌ها دیده شده‌است. در حقیقت وقوع توالی لرزه‌ای جابجایی نسبی بین طبقات را افزایش می‌دهد، چرا که در تمامی حالات نسبت این پارامتر در حالت متوالی به لرزه اولیه منفرد بزرگتر از یک شده‌است.



شکل 14. منحنی میانه IDA (الف) قاب خمشی (ب) قاب ستون-پیوند  
**Fig. 14. Median IDA curve for (a) Moment Frame (b) Linked-Column Frame**

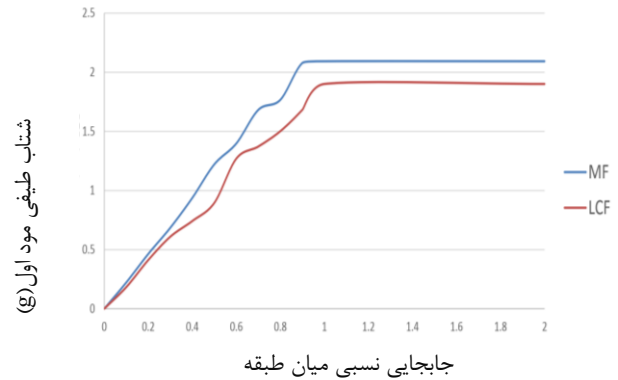
جانبی متناظر می‌باشند. سه حالت عملکرد را می‌توان به‌عنوان خرابی جزئی، متوسط و شدید برای قاب فولادی در نظر گرفت. نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده برای هر دو گروه قاب، شامل دو دسته منحنی می‌باشد. در دسته اول تحلیل دینامیکی فزاینده تنها با در نظر گرفتن لرزه اصلی انجام گرفته‌است. در دسته دوم تحلیل دینامیکی فزاینده با در نظر گرفتن پدیده توالی لرزه‌ای در سطوح عملکردی مذکور انجام شده‌است. در فرآیند ترسیم نمودارها برای دستیابی به نقطه ظرفیت، از روش hunt and fill استفاده شده‌است.

به‌منظور دستیابی به یک حالت کلی از رفتار سازه و کاهش پراکندگی اطلاعات می‌توان دسته منحنی‌های IDA را به کمک روش‌های آماری به صدک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ خلاصه نمود. مقدار آماری صدک ۵۰٪ در حقیقت بیانگر میانه داده‌ها می‌باشد و

نسبی بیشتری را تجربه می‌کند و نیازمند شکل‌پذیری بیشتری است.

## ۲-۵- تحلیل دینامیکی فزاینده

از آن‌جا که تحلیل‌های استاتیکی به‌دلیل ماهیت غیردینامیکی خود نمی‌توانند بیانگر تمامی ویژگی‌های عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مورد مطالعه باشد، نیاز به تحلیل دینامیکی نیز احساس می‌شود. منحنی‌های IDA به‌دلیل پوشش رفتار سازه از حالت استاتیکی تا فروریزش آن می‌توانند عملکرد سازه را بهتر بازگو کنند. بر اساس آیین‌نامه ASCE-41، عملکرد سازه‌ای برای قاب‌های فولادی می‌تواند تحت عنوان سه حالت تعریف شود. حالات عملکردی عبارتند از قابلیت استفاده بدون وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) که به‌ترتیب با ۰/۷٪، ۲/۵٪ و ۵٪ جابه‌جایی

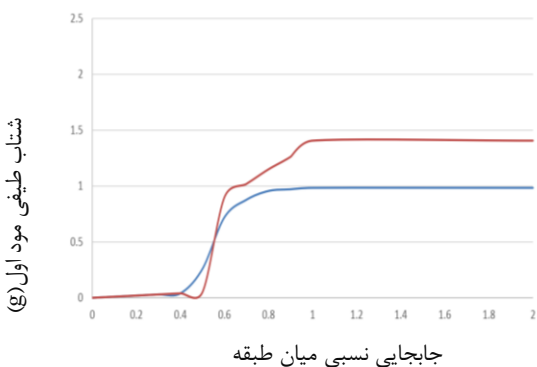


شکل ۱۶. مقایسه منحنی میانه IDA قاب ستون-پیوند و قاب خمشی تحت اثر توالی لرزه‌ای در سطح عملکرد IO  
**Fig. 16. Median IDA curve considering MS-AS effect for Moment Frame and Linked-Column Frame in IO performance level**

شکل ۱۵. مقایسه منحنی میانه IDA قاب ستون-پیوند و قاب خمشی تحت اثر لرزه اصلی  
**Fig. 15. Median IDA curve considering mainshock for Moment Frame and Linked-Column Frame**



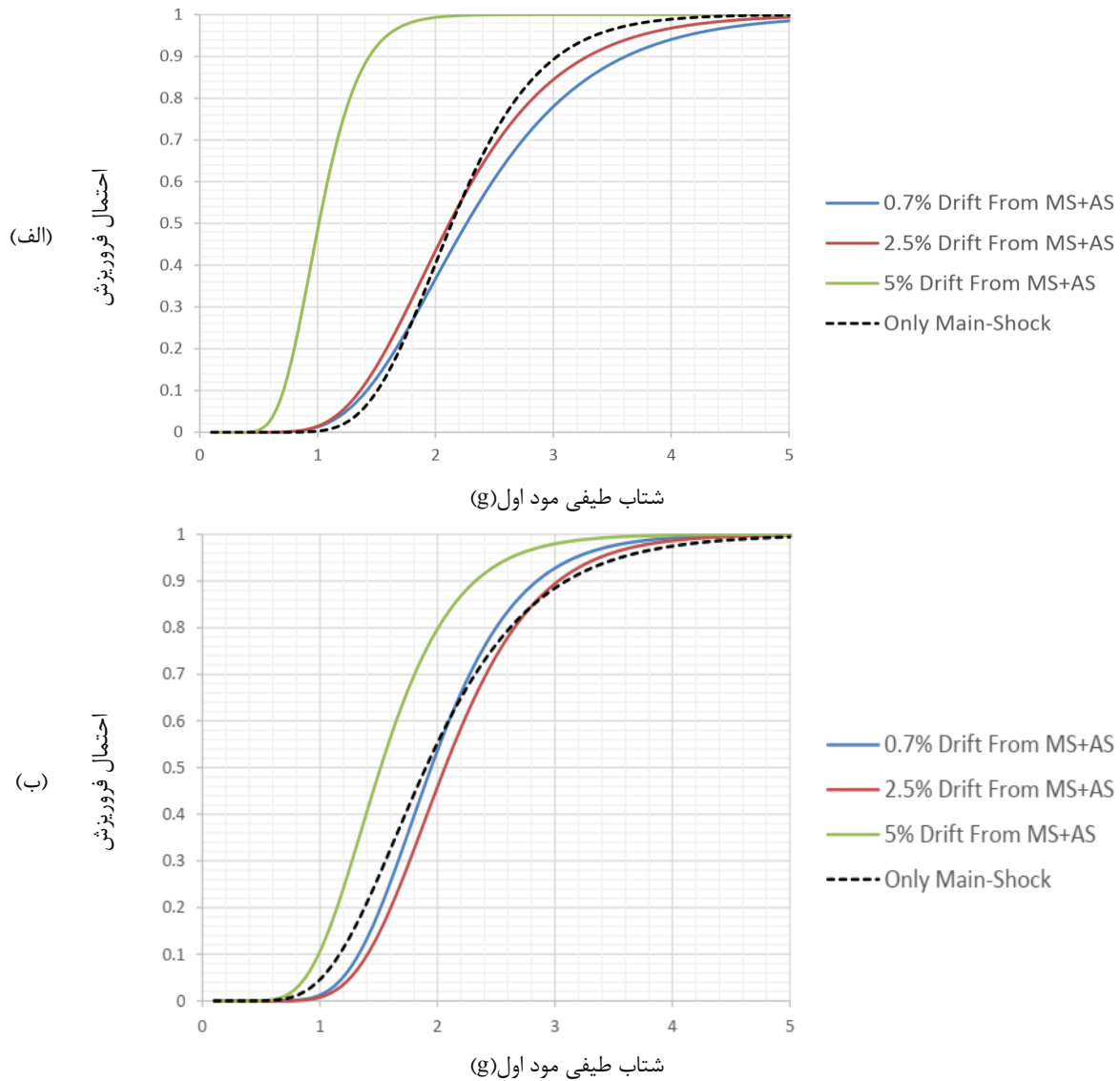
شکل ۱۷. مقایسه منحنی میانه IDA قاب ستون-پیوند و قاب خمشی تحت اثر توالی لرزه‌ای در سطح عملکرد LS  
**Fig. 17. Median IDA curve considering MS-AS effect for Moment Frame and Linked-Column Frame in LS performance level**



شکل ۱۸. مقایسه منحنی میانه IDA قاب ستون-پیوند و قاب خمشی تحت اثر توالی لرزه‌ای در سطح عملکرد CP  
**Fig. 18. Median IDA curve considering MS-AS effect for Moment Frame and Linked-Column Frame in CP performance level**

اغلب جهت مقایسه دسته منحنی‌های IDA از این مفهوم استفاده می‌شود. در این بخش، نتایج مربوط به منحنی‌های میانه‌ی IDA آورده شده‌است. در این نمودارها محور قائم معرف شتاب طیفی مود اول سازه با میرایی ۵٪ و محور افقی، بیشینه جابه‌جایی طبقات است. همان‌طور که در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود، در هر دو گروه از قاب‌ها، نتایج منحنی IDA در سناریوهای لرزه نخست و حاوی توالی لرزه‌ای در سطح عملکرد IO، تفاوت چندانی نداشته‌است. اما با افزایش سطح خرابی باقی‌مانده از لرزه اولیه تا میزان متوسط و شدید، تفاوت چشم‌گیری در نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده نسبت به سناریو لرزه‌ای شامل لرزه نخست مشاهده می‌شود. به این ترتیب می‌توان گفت که زمانی که جابجایی ماندگار تحت زلزله اصلی کم باشد (در اینجا کمتر از ۲/۵٪) پاسخ سازه تحت پس‌لرزه نسبت به حالتی که تنها لرزه اصلی رخ دهد تفاوت چندانی نمی‌کند. با این حال وقتی سازه جابجایی‌های ماندگار بالایی را تحت زلزله اصلی تجربه کند در پس‌لرزه بسیار ضعیف‌تر عمل کند (افت ۳۸ درصدی شتاب طیفی قابل تحمل قاب ستون پیوند در مقابل افت ۵۳ درصدی قاب خمشی). ضمناً جابجایی نسبی قابل تحمل در نقطه فروریزش سازه‌ها در پس‌لرزه تحت لرزه ای اصلی متفاوت تغییر چندانی نمی‌کند.

به‌منظور مقایسه نتایج ناشی از اثر پدیده توالی لرزه‌ای بر قاب خمشی و قاب ستون-پیوند، برای هر دو گروه از قاب‌ها، منحنی میانه IDA در سناریوهای لرزه‌ای متفاوت، مقایسه و در شکل‌های ۱۵ تا ۱۸ نشان داده شده‌است. طبق نتایج به‌دست آمده می‌توان گفت که



شکل 19. منحنی‌های شکنندگی (الف) قاب خمشی (ب) قاب ستون-پیوند در سناریوهای لرزه‌ای متفاوت  
**Fig. 19. Fragility Curves for (a) Moment Frame (b) Linked-Column Frame under various seismic scenarios**

حالی که در قاب خمشی مفاصل به‌طور گسترده در المان‌های اصلی توزیع شده‌است. لذا در سیستم قاب ستون-پیوند یک سخت‌شدگی پس از آن‌که عملکرد لینک‌ها به‌طور کامل مختل شد مشاهده می‌شود. این موضوع در شکل ۱۸ مشهودتر است. به‌طور کلی می‌توان گفت که قاب خمشی در سطوح عملکرد پایین مانند (IO و LS) عملکرد بهتری نسبت به قاب ستون پیوند از خود نشان می‌دهد. با این حال این برتری چندان مشهود نیست. بلعکس، در سطوح عملکرد بالا (مانند CP) قاب ستون پیوند عملکرد به مراتب بهتری از خود نشان می‌دهد.

کاهش ظرفیت سازه با سیستم قاب خمشی و قاب ستون-پیوند در رویارویی با سناریوهای لرزه‌ای متوالی متناظر با سطح عملکرد IO نسبت به حالت منفرد تفاوت چندانی نداشته‌است. این در حالی است که سناریوهای لرزه‌ای متوالی متناظر با سطح عملکرد CP منجر به کاهش ظرفیت سازه نسبت به حالت منفرد شده‌اند. این موضوع در مورد سیستم قاب خمشی مشهودتر است. به‌علاوه نکته مهم دیگر سخت‌شدگی ناگهانی در منحنی‌های مربوط به سیستم قاب ستون-پیوند است. این موضوع بدان علت است که در این سیستم به دلیل استفاده از فیوزها، مفاصل پلاستیک در لینک‌ها متمرکز شده‌است. در

جدول ۴. مقادیر ظرفیت فروپاشی سیستم‌های قاب خمشی و ستون-پیوند در سناریوهای لرزه‌ای متفاوت

**Table 4. Values corresponding to Collapse Capacity of Moment Frame and Linked-Column Frame under various seismic scenarios**

Sa (T <sub>1</sub> ) [g]		سطح خرابی باقی مانده از لرزه اصلی
قاب خمشی	قاب ستون-پیوند	
2/26	1/95	کم
2/12	1/86	متوسط
1/01	1/52	شدید

جدول ۵. مقادیر ظرفیت فروپاشی سیستم‌های قاب خمشی و ستون-پیوند تحت اثر لرزه اصلی

**Table 5. Values corresponding to Collapse Capacity of Moment Frame and Linked-Column Frame under mainshock**

Sa (T <sub>1</sub> ) [g]	
قاب خمشی	قاب ستون-پیوند
2/14	1/90

در هر دو گروه از سیستم‌های سازه‌ای مورد بررسی شد؛ پدیده‌ای که به دلیل پیچیده بودن مشخصات آن، در امر طراحی تعیین کننده نیست.

#### ۷- نتیجه‌گیری

با توجه به مطالعات صورت گرفته رو سیستم قاب ستون-پیوند و سیستم قاب خمشی و همچنین بررسی اثر توالی لرزه‌ای در این تحقیق، برخی از نتایج حاصل از این مطالعه به شرح زیر است:

- نتایج اثر توالی لرزه‌ای بر جابه‌جایی نسبی بین طبقات نشان‌دهنده آن است که این پدیده می‌تواند در برخی موارد، میزان جابه‌جایی نسبی بین طبقات قاب خمشی ۳ طبقه را ۸۰ تا ۱۰۰ درصد افزایش دهد. لذا سازه‌ها جهت رویارویی با زمین لرزه‌های متوالی نیازمند شکل‌پذیری بیشتری نسبت به آنچه که در آیین‌نامه‌های کنونی پیش‌بینی شده می‌باشند. به همین دلیل الزامات شکل‌پذیری سازه‌ها نیازمند بازنگری و بهبود می‌باشد.

- طبق نتایج به دست آمده از منحنی میانه IDA، مشاهده

#### ۶- رسم منحنی‌های شکنندگی

احتمال فروپاشی پس از وقوع پس‌لرزه را می‌توان با تلفیق شکنندگی سازه آسیب‌دیده پس از لرزه اصلی با میزان آسیب ایجاد شده در اثر پس‌لرزه در محل، محاسبه نمود. روشی برای محاسبه ظرفیت باقیمانده ساختمان آسیب‌دیده در اثر لرزه اصلی توسط لوکو [۱] و همکارانش پیشنهاد شده‌است که می‌توان از آن برای توسعه شکنندگی یک ساختمان آسیب‌دیده استفاده نمود. در این روش، ظرفیت باقی‌مانده یک ساختمان پس از وقوع لرزه اصلی، به عنوان کوچک‌ترین شتاب طیف حرکت زمینی تعریف می‌شود که موجب فروپاشی موضعی یا کامل ساختمان در اثر وقوع پس‌لرزه می‌گردد. در شکل ۱۹ منحنی شکنندگی سیستم سازه‌ای قاب خمشی و ستون-پیوند در سناریوهای لرزه‌ای متفاوت ارائه شده‌است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در هر دو سیستم سازه‌ای، منحنی‌های شکنندگی در سطح عملکرد IO با منحنی شکنندگی سازه تحت لرزه نخست، تفاوت چندانی نداشته‌است. اما با افزایش سطح خرابی باقی‌مانده از لرزه اصلی، این تفاوت آشکارتر می‌شود. به نحوی که در یک احتمال فروپاشی معین، سیستم سازه‌ای مورد نظر، در سطح عملکرد CP، ظرفیت فروپاشی کمتری را نسبت به حالتی دارد که فقط لرزه اصلی را تجربه می‌کند.

خلاصه‌ای از ظرفیت فروپاشی سیستم‌های مورد بررسی در این پژوهش در سناریوهای لرزه‌ای متفاوت در جدول‌های ۴ و ۵ آورده شده‌است. نتایج این جداول بیانگر این موضوع هستند که با افزایش سطح خرابی باقی‌مانده از لرزه اصلی، ظرفیت فروپاشی سیستم سازه‌ای مورد نظر تحت توالی لرزه‌ای کاهش می‌یابد. به علاوه میزان این کاهش در قاب خمشی از سیستم LCF بیشتر است. به نحوی که در سیستم قاب خمشی در سطح عملکرد CP، ظرفیت سازه ۵۳٪ نسبت به حالتی که فقط لرزه اصلی در نظر گرفته می‌شود کاهش می‌یابد. در حالی که این میزان کاهش در سیستم LCF، ۳۸٪ می‌باشد.

نتایج حاصل از تحلیل قاب خمشی و قاب ستون-پیوند، بیانگر تفاوت اثر پدیده توالی لرزه‌ای بر رفتار این قاب‌ها می‌باشد. بدین معنا که در برخورد با پدیده توالی لرزه‌ای، رویکردهای متفاوتی برای این دو نوع سیستم سازه‌ای مورد نیاز می‌باشد. دیده شد که چگونه در نظر گرفتن پدیده توالی لرزه‌ای، منجر به افزایش جابه‌جایی نسبی طبقات

- 82(4) (2011) 481-493.
- [6] R. Song, Y. Li, J.W. Van de Lindt, Loss estimation of steel buildings to earthquake mainshock-aftershock sequences, *Structural safety*, 61 (2016) 1-11.
- [7] F. Omori, On the after-shocks of earthquakes, The University, 1894.
- [8] S.A. Mahin, Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes, in: *Proceedings of the 7th world conference on earthquake engineering*, 1980, pp. 677-680.
- [9] C. Amadio, M. Fragiaco, S. Rajgelj, The effects of repeated earthquake ground motions on the non-linear response of SDOF systems, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 32(2) (2003) 291-308.
- [10] G.D. Hatzigeorgiou, Ductility demand spectra for multiple near-and far-fault earthquakes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(4) (2010) 170-183.
- [11] Y. Li, R. Song, J.W. Van De Lindt, Collapse fragility of steel structures subjected to earthquake mainshock-aftershock sequences, *Journal of Structural Engineering*, 140(12) (2014) 04014095.
- [12] M. Malakoutian, J.W. Berman, P. Dusicka, Seismic response evaluation of the linked column frame system, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 42(6) (2013) 795-814.
- [13] D.G. Lignos, H. Krawinkler, Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, *Journal of Structural Engineering*, 137(11) (2011) 1291-1302.
- [14] G.G. Amiri, F.M. Dana, Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake, *Computers & Structures*, 83(8-9) (2005) 613-626.
- [15] G.G. Amiri, E. Rajabi, Damage evaluation of reinforced concrete and steel frames under critical successive scenarios, *International Journal of Steel Structures*, 17(4) (2017) 1495-1514.

شد که در سطح عملکرد IO، در نظر گرفتن توالی لرزه‌ای تأثیر چندانی در میزان ظرفیت سازه ندارد. اما با افزایش سطح خرابی به جای مانده از لرزه اصلی که متناظر با سطوح عملکرد LS و CP است، تأثیر توالی لرزه‌ای چشمگیرتر است.

منحنی شکنندگی سیستم‌های سازه‌ای مختلف بیانگر افزایش احتمال فروپاشی مدل مورد نظر تحت توالی لرزه‌ای نسبت به لرزه منفرد است. این موضوع در سطح عملکرد CP مشهودتر است. بر اساس نتایج مشاهده شد که در سطح عملکرد CP ظرفیت سیستم قاب خمشی به میزان ۵۳٪ تحت توالی لرزه‌ای نسبت به لرزه منفرد کاهش می‌یابد. این میزان کاهش در سیستم قاب ستون-پیوند ۳۸٪ می‌باشد که گواهی از عملکرد بهتر این نوع از سیستم‌ها تحت توالی لرزه‌ای می‌باشد.

### مراجع

- [1] H. Ryu, N. Luco, S. Uma, A. Liel, Developing fragilities for mainshock-damaged structures through incremental dynamic analysis, in: *Ninth pacific conference on earthquake engineering*, Auckland, New Zealand, 2011.
- [2] Y. Dong, D.M. Frangopol, Risk and resilience assessment of bridges under mainshock and aftershocks incorporating uncertainties, *Engineering Structures*, 83 (2015) 198-208.
- [3] K. Goda, Nonlinear response potential of mainshock-aftershock sequences from Japanese earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 102(5) (2012) 2139-2156.
- [4] R. Song, Y. Li, J.W. van de Lindt, Impact of earthquake ground motion characteristics on collapse risk of post-mainshock buildings considering aftershocks, *Engineering Structures*, 81 (2014) 349-361.
- [5] G.P. Hayes, P.S. Earle, H.M. Benz, D.J. Wald, R.W. Briggs, 88 Hours: The US Geological Survey national earthquake information center response to the 11 March 2011 Mw 9.0 Tohoku earthquake, *Seismological Research Letters*,

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

R. Moscowchi, A. Cheraghi, G. Ghodrati Amiri, E. Darvishan, E. Rajabi, *Probabilistic Seismic Assessment of Steel Frames under Consecutive Earthquakes: A Comparison between Moment Frames and Linked-Column Frames*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(2) (2020) 305-320.

DOI: 10.22060/ceej.2018.14669.5717



