

# ارزیابی سازه‌های فولادی دارای سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی و مهاربندی همگرا تحت تأثیر تکرار زلزله‌ها

نوروز جهان (کارشناس ارشد)

امیره‌هدی حیدری تفرشی (دانشجوی دکتری)

محسن گرامی\* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شریف، زمستان (۱۳۹۹)  
دوره‌ی ۲ - ۳۶، شماره‌ی ۴/۲، ص. ۱۳۱-۱۳۲، (یادداشت شفاهی)

رخداد پس‌لرزه در ساختمان‌هایی که در زلزله‌ی اصلی خسارت دیده‌اند، می‌تواند موجب خرابی فزاینده شود. در حالی که آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ی، فقط بر اساس «زلزله‌ی طرح» روند طراحی را ارائه می‌کنند و تأثیرات پس‌لرزه بر طراحی را در نظر نمی‌گیرند. در این تحقیق به منظور ارزیابی سازه‌های مورد نظر، شش سازه با سه، پنج، هفت، ده، پانزده و بیست طبقه بر اساس آیین‌نامه‌ی ایران طراحی شده و با استفاده از نرم‌افزار Perform ۳D تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی بر روی آن‌ها صورت گرفته است. منحنی‌های شکنندگی سازه‌های مورد بررسی در سطوح عملکرد مختلف ترسیم شده‌اند و آسیب‌پذیری لرزه‌ی سازه‌ها بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهند که به‌طور میانگین با اعمال زلزله‌ی دوم آسیب‌پذیری سازه‌ها تحت زلزله‌های نزدیک و یا دور از گسل در سناریوی با زلزله‌ی اول به شدت  $6g$  در سطح عملکرد (LS) به ترتیب  $15\%$  و  $10\%$  نسبت زلزله‌ی تک را افزایش داده است. همچنین سازه‌ها در سطح عملکرد (LS)، که مورد نظر آیین‌نامه‌های طراحی است، در زلزله و توالی‌های نزدیک گسل مورد نظر عملکرد خوبی داشته‌اند و طراحی بر اساس آن‌ها قابل اعتماد است.

واژگان کلیدی: قاب‌های مهاربندی شده‌ی همگرا، زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک و دور از گسل، توالی لرزه‌ی، آسیب‌پذیری لرزه‌ی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، منحنی شکنندگی.

noroozejahan@gmail.com  
heidari.amirmahdi@semnan.ac.ir  
mgerami@semnan.ac.ir

## ۱. مقدمه

پس‌لرزه با بزرگی  $6^o$  و بزرگتر و همچنین ۳ پس‌لرزه با بزرگی  $7^o$  ریشتر در پی داشت.<sup>[۴]</sup>

بزرگی پس‌لرزه‌ها معمولاً کمتر از زلزله‌ی اصلی است؛ اما یک رکورد پس‌لرزه ممکن است مدت زمان بیشتر، بیشینه‌ی شتاب زمین و شدت بزرگتری نسبت به زلزله‌ی اصلی داشته باشد.<sup>[۵]</sup> از سوی دیگر ساختمان‌هایی که در زلزله‌ی اصلی آسیب سازه‌ی دیده‌اند، بیشتر از سایر سازه‌ها در معرض آسیب پس‌لرزه‌ها هستند. بنابراین، تأثیرات توالی لرزه‌ی، به دلیل رخداد پس‌لرزه‌ها بعد از زلزله‌ی اصلی، می‌تواند بیشتر از تأثیر زلزله‌ی تک باشد؛ به همین دلیل بررسی عملکرد لرزه‌ی ساختمان‌ها تحت توالی لرزه‌ی اهمیت می‌یابد. در حالی که آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ی، فقط بر اساس «زلزله‌ی طرح» روند طراحی را ارائه می‌کنند و تأثیرات پس‌لرزه بر طراحی را در نظر نمی‌گیرند. در نتیجه، تأثیرات توالی زلزله‌ی اصلی - پس‌لرزه بر روی سازه‌های با سیستم‌های مقاوم جانبی مختلف به بررسی بیشتر نیاز دارد.

گاریسیا و آگیلار<sup>[۶]</sup> جابه‌جایی نسبی پسماند پس‌لرزه را ارزیابی کردند و روشی

در مناطق زلزله‌خیز اغلب به دلیل اندرکنش پیچیده‌ی تنش بین و داخل صفحات نکتونیک‌ی علاوه بر زلزله‌ی اصلی یک سری پیش‌لرزه یا پس‌لرزه با شدت‌های متفاوت قبل و بعد از زلزله‌ی اصلی رخ می‌دهد.<sup>[۱]</sup> اغلب پس‌لرزه‌ها پتانسیل ایجاد خسارت‌های شدید را به ساختمان‌هایی که در زلزله‌ی اصلی خسارت - حتی خسارت ناچیز - دیده‌اند، دارا هستند.

در ۱۱ آگوست سال ۲۰۱۲، زلزله‌ی آذربایجان شرقی با بزرگی  $6.4M$  شمال تبریز را لرزاند و به دنبال آن پس‌لرزه‌ی بسیار شدیدی با بزرگی  $6.3M$  دقیقاً ۱۱ دقیقه بعد از زلزله‌ی اصلی به وقوع پیوست.<sup>[۱]</sup> در آوریل ۲۰۱۲، دو ساعت بعد از زلزله‌ی با بزرگی  $8.6M$ ، چندین پس‌لرزه‌ی شدید با بزرگی  $8.2M$  اندونزی را لرزاند.<sup>[۲]</sup> زلزله‌ی شدید توهوگوی ژاپن در مارچ ۲۰۱۱،  $9.0$

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۸/۹/۶، اصلاحیه ۱۳۹۹/۲/۱، پذیرش ۱۳۹۹/۳/۱۰.

DOI:10.24200/J30.2020.54468.2641

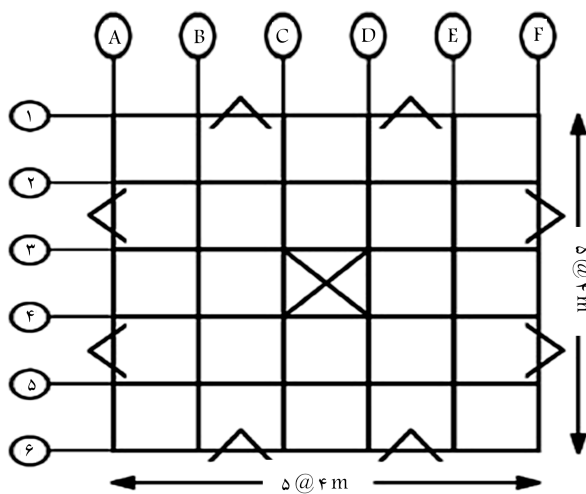
شکندگی توالی‌های لرزه‌ی موردنظر برای سازه‌های مختلف ترسیم شده است که هدف از ترسیم منحنی‌های شکندگی، بررسی تغییرات میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها در اثر اعمال زلزله‌ی دوم است. در سایر تحقیقات نیز همانند پژوهش حاضر با توجه به مشخصات زلزله‌ی دوم، سازه‌ها رفتارهای متفاوتی از منظر آسیب‌پذیری نشان داده‌اند.

## ۲. مدل‌سازی سازه‌های با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی و مهاربندی

هدف از انجام این تحقیق ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌های دارای سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی با مهاربند همگرا تحت تأثیر تکرار زلزله‌ها با استفاده از منحنی‌های شکندگی است. برای این منظور شش سازه‌ی سه، پنج، هفت، ده، پانزده و بیست طبقه با کاربری مسکونی بر اساس میحث ششم<sup>[۲۲]</sup> و دهم<sup>[۲۳]</sup> مقررات ملی ساختمان ایران بازگذاری و طراحی شده است. پلان سازه‌های مورد بررسی، دارای ۵ دهانه‌ی ۴ متری در هر دو راستاست (شکل ۱). در هر یک از دو جهت اصلی ساختمان از شش قاب خمشی ویژه و دو قاب مهاربندی همگرای ویژه با مهاربندهای همگرا استفاده شده است. هر یک از قاب‌های مهاربندی که قاب‌محیطی باشد، همان‌طور که در شکل مشخص شده است، شامل دو دهانه‌ی مهاربندی شده است. طراحی لرزه‌ی سازه‌های مورد نظر بر مبنای ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰<sup>[۲۴]</sup> صورت گرفته و فرض شده است ساختمان‌ها در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد با شتاب مبنای طرح  $g/3.5$  و بر خاک نوع سه قرار گرفته‌اند. بارهای مرده و زنده‌ی طبقات بر اساس میحث ششم مقررات ساختمان<sup>[۲۲]</sup> به ترتیب برابر  $55^{\circ}$  و  $200^{\circ}$  کیلوگرم بر مترمربع و بارهای مرده و زنده‌ی بام به ترتیب برابر  $55^{\circ}$  و  $150^{\circ}$  کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقات ۳٫۲ متر و سقف سازه دال بتنی در نظر گرفته شده است. مقاطع طراحی شده برای اعضا در جدول‌های ۱ و ۲ نمایش داده شده است:

## ۳. مدل‌سازی خصوصیات غیرخطی اعضا

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضای سازه‌ی از منحنی رفتار شکل ۲ استفاده



شکل ۱. پلان سازه‌های مورد بررسی.

که به‌وضوح دامنه‌ی تقاضاهای جابه‌جایی نسبی پسماند جانبی را بعد از زلزله‌ی اصلی در نظر می‌گیرد، ارائه کردند. سانگ و همکاران<sup>[۲۴]</sup> روشی برای تخمین خسارت سازه‌های فولادی که در معرض توالی زلزله‌ی اصلی - پس‌لرزه قرار دارند، پیشنهاد دادند. در تحقیق مذکور مشاهده شد که پس‌لرزه‌ها اگرچه تأثیر اندکی بر رفتار سازه‌ی دارند، اما به دلیل عدم قطعیت‌های موجود ممکن است تأثیر قابل توجهی بر خسارت لرزه‌ی در حالت‌های آسیب و در تخمین هزینه داشته باشند. فراگاماکو،<sup>[۲۵]</sup> گارسیا و مانریکو<sup>[۲۶]</sup> به بررسی پاسخ لرزه‌ی قاب‌های فولادی تحت تکرار زلزله‌ها پرداختند. گارسیا و همکاران<sup>[۲۷]</sup> پاسخ لرزه‌ی قاب‌های مهاربندی و اگرایی تحت توالی‌های لرزه‌ی مصنوعی را بررسی کردند و نشان دادند هنگامی که تیر پیوند تسلیم می‌شود، پس‌لرزه‌های قوی می‌توانند تقاضای دررفت طبقات را به مقدار قابل توجهی افزایش دهند. همچنین گارسیا و همکاران<sup>[۲۸]</sup> رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های قاب خمشی فولادی سه‌بعدی و دوبعدی را بر حسب تقاضای دررفت طبقات تحت توالی لرزه‌ی با هم مقایسه و بیان کردند که تفاوت‌های میان مدل‌های ساختمان دوبعدی و سه‌بعدی به نوع توالی لرزه‌ی بستگی دارد.

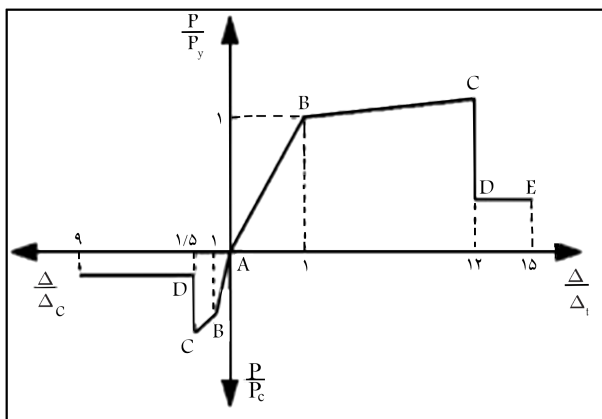
منحنی‌های شکندگی لرزه‌ی یکی از ابزارهای ارزیابی آسیب‌پذیری انواع سازه‌ها هستند که می‌توانند احتمال خرابی سازه در اثر زمین‌لرزه‌های با شدت‌های مختلف را ارزیابی کنند. این منحنی‌ها نشان‌دهنده‌ی احتمال افزایش یا کاهش شرایط آسیب برای سازه‌های در معرض زلزله‌اند و همچنین ابزار مناسبی برای اولویت‌بندی مقاوم‌سازی سازه‌ها هستند.<sup>[۲۹]</sup> در ارزیابی آسیب‌پذیری معمولاً خسارت ناشی از تغییر مکان بین طبقه‌ی، چرخش مفاصل پلاستیک و مواردی از این دست مد نظر قرار می‌گیرند. تاریخچه‌ی مطالعات تحلیلی به‌منظور به دست آوردن منحنی شکندگی به اوایل دهه‌ی ۹۰ میلادی بازمی‌گردد. در اوایل دهه‌ی ۹۰ شینوزوکا،<sup>[۳۰]</sup> هوانگ،<sup>[۳۱]</sup> رینهورن<sup>[۳۲]</sup> و برخی محققان دیگر، بر اساس مدل‌سازی عددی سازه‌های خاص روش‌هایی تحلیلی برای تهیه‌ی منحنی‌های شکندگی را ارائه کردند. همچنین در سال ۱۹۹۸ سینگهال و کایرمیدی‌جان<sup>[۳۳]</sup> منحنی‌های شکندگی را برای سطوح مختلف به کمک روش تحلیل طیف ظرفیت و بر اساس خرابی پارک و انگ<sup>[۳۴]</sup> به دست آوردند.

حسین‌پور و عبدالنبی<sup>[۳۵]</sup> منحنی‌های شکندگی را برای قاب‌های بتن آرمه با تعداد طبقات مختلف تحت چند زلزله‌ی پشت سرهم ترسیم کردند و محدودیت‌های قبلی در رسم منحنی‌های شکندگی را اصلاح و بررسی کردند. آن‌ها مشاهده کردند که در نظر گرفتن آسیب‌های رویدادهای قبلی، تعداد طبقات و منطقه‌ی زلزله اثر مهمی بر منحنی‌های شکندگی دارد. همچنین لی و همکاران،<sup>[۳۶]</sup> راغاناندان و همکاران<sup>[۳۷]</sup> و عبدالنبی<sup>[۳۸]</sup> منحنی‌های شکندگی سازه‌های مختلف تحت توالی لرزه‌ی را ترسیم کردند.

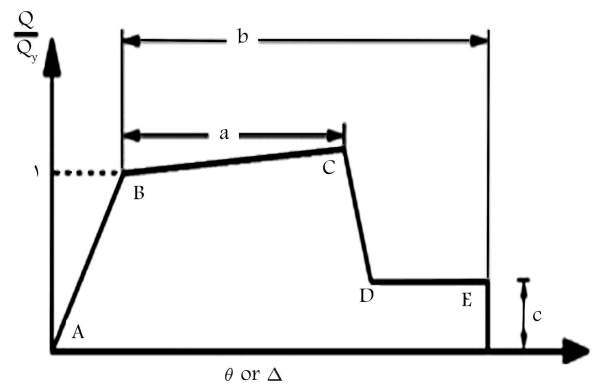
بررسی مطالعات انجام شده نشان می‌دهد اثر تکرار زلزله‌ها و تأثیر شدت زلزله‌ی دوم بر افزایش احتمال فراگذشت خرابی سازه‌ها بر اثر اعمال زلزله‌ی دوم هنوز به درستی شناخته شده نیست و با توجه به بررسی سایر سیستم‌های باربر جانبی تحت تکرار زلزله‌ها و رایج بودن استفاده از سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی فولادی همراه با مهاربند همگرا و همچنین احتمال رخداد پدیده‌ی توالی لرزه‌ی در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد، در این پژوهش، این سیستم سازه‌ی از منظر آسیب‌پذیری لرزه‌ی با استفاده از منحنی شکندگی مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این منظور شش سازه با کاربری مسکونی و با تعداد طبقات مختلف با نرم‌افزار ایتبس طراحی شده و با نرم‌افزار ۳D Perform<sup>[۳۹]</sup> تحلیل دینامیکی غیرخطی آن صورت گرفته است. همچنین برای انجام صحت‌سنجی از یک قاب دوبعدی که تحت تحلیل پوش‌آور متناسب با توزیع یکناخت و توزیع مودال قرار گرفته، استفاده شده است. منحنی‌های

جدول ۱. مقاطع تیر و مهاربندی سازه‌های طراحی شده.

سازه	طبقات	مقاطع مهاربندها	مقاطع تیر دهانه‌ی مهاربندی
سازه ۳ طبقه	طبقات ۱ تا ۳	۲UNP۱۰۰	IPE۴۵۰
	طبقات ۱ تا ۳	۲UNP۱۲۰	IPE۵۰۰
سازه ۵ طبقه	طبقات ۱ تا ۳	۲UNP۱۲۰	IPE۴۵۰
	طبقات ۴ و ۵	۲UNP۱۰۰	IPE۴۵۰
سازه ۷ طبقه	طبقات ۱ تا ۳	۲UNP۱۴۰	IPE۵۵۰
	طبقات ۴ تا ۷	۲UNP۱۲۰	IPE۵۰۰
سازه ۱۰ طبقه	طبقات ۱ تا ۶	۲UNP۱۸۰	IPE۵۵۰
	طبقات ۷ و ۸	۲UNP۱۴۰	IPE۴۵۰
	طبقات ۹ و ۱۰	۲UNP۱۰۰	IPE۴۵۰
سازه ۱۵ طبقه	طبقات ۱ تا ۶	۲UNP۱۸۰	IPE۵۵۰
	طبقات ۷ تا ۹	۲UNP۱۶۰	IPE۵۰۰
	طبقات ۱۰ تا ۱۲	۲UNP۱۴۰	IPE۴۵۰
	طبقات ۱۳ تا ۱۵	۲UNP۱۰۰	IPE۴۵۰
سازه ۲۰ طبقه	طبقات ۱ تا ۶	۲UNP۱۸۰	IPE۵۵۰
	طبقات ۷ تا ۱۲	۲UNP۱۶۰	IPE۵۰۰
	طبقات ۱۳ تا ۱۶	۲UNP۱۴۰	IPE۴۵۰
	طبقات ۱۷ تا ۲۰	۲UNP۱۲۰	IPE۴۵۰



شکل ۳. منحنی رفتار مهاربندهای همگرا در کشش و فشار. [۲۵]



شکل ۴. منحنی رفتار غیرخطی نیرو- تغییرشکل برای اعضا. [۲۶]

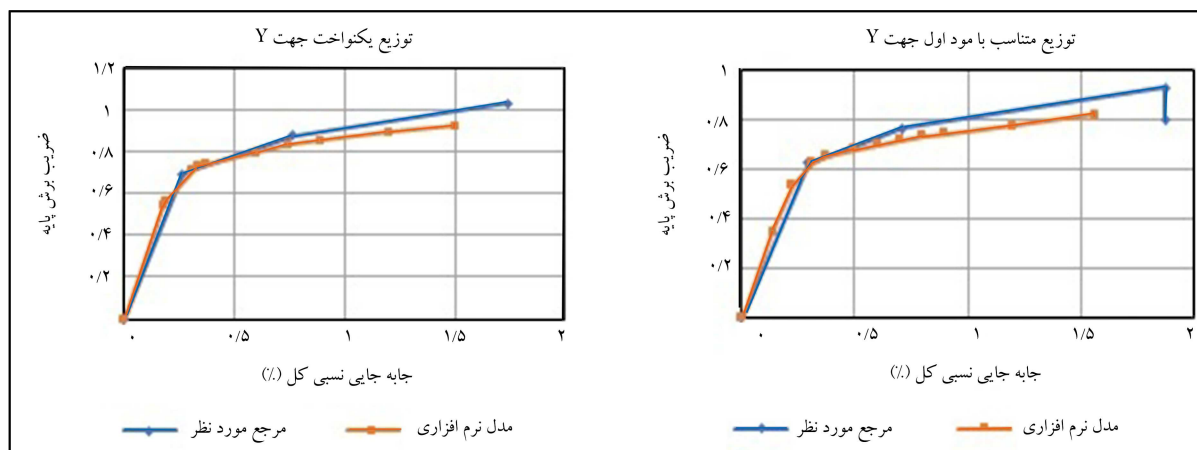
#### ۴. صحت‌سنجی پژوهش

برای اطمینان از نحوه‌ی مدل‌سازی و صحت نتایج، از مقاله‌ی ارائه شده توسط لویز آلمانسا و مانتانا با عنوان تحلیل آسیب‌پذیری لرزه‌ی ساختمان‌های فولادی میان‌مرتبه در بوگاتای کلمبیا استفاده شده است. [۲۷] پلان سازه به صورت مربعی با چهار دهانه‌ی برابر در هر طرف و به طول ۶ متر در نظر گرفته شده است. سازه در جهت Y دارای دو قاب مهاربندی و در جهت X دارای چهار قاب مهاربندی است. اتصال تیرها به صورت مفصلی و اتصال ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی به صورت گیردار و در سایر قاب‌ها به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است. تنش تسلیم تیرها و ستون‌ها به ترتیب برابر

شده است. پارامترهای  $a$ ،  $b$  و  $c$  بر اساس دستورالعمل بهسازی سازه‌های موجود ایران [۲۵] (ویرایش ۱۳۹۴، نشریه ۳۶۰) تعیین و در نرم‌افزار Perform-3D [۲۸] معرفی شده است. رفتار تیرها و ستون‌ها در خمش تغییر شکل کنترل و در برش نیرو کنترل تعریف شده است. رفتار غیرکشسانی تیرها و ستون‌ها به صورت دو خطی همراه با افت مقاومت مطابق نشریه تعریف شده است (برای ستون‌ها مفصل P-M-M در نظر گرفته شده است). منحنی رفتار مهاربندها، با توجه به رفتار متفاوت آن‌ها در کشش و فشار، به صورت دو خطی همراه با افت مقاومت همانند شکل ۳ در نرم‌افزار معرفی شده است، پارامتر  $T_c \equiv P_y$  و  $P_c$  معرف مقاومت‌های مورد انتظار تحت کشش و فشار است،  $\Delta_c$  تغییر شکل محوری در بار نظیر تنش کششی حد تسلیم و  $\Delta_c$  تغییر شکل محوری در بار کم‌انرژی مورد نظر است.

جدول ۲. مقاطع تیر و ستون سازه‌های طراحی شده.

تیرهای داخلی	ستون‌های گوشه	ستون‌های دهانه	ستون‌های داخلی	طبقه	سازه
IPE۲۰۰	Box ۱۵ × ۱٫۰	Box ۲۰ × ۱٫۳	Box ۱۵ × ۱٫۰	طبقات ۱ تا ۳	سازه ۳ طبقه
IPE۲۴۰	Box ۱۵ × ۱٫۰	Box ۲۵ × ۲٫۰	Box ۲۰ × ۱٫۳	طبقات ۱ تا ۳	سازه ۵ طبقه
IPE۲۴۰	Box ۱۵ × ۱٫۰	Box ۲۰ × ۱٫۳	Box ۱۵ × ۱٫۰	طبقات ۴ و ۵	
IPE۳۰۰	Box ۲۰ × ۱٫۳	Box ۳۵ × ۲٫۵	Box ۲۵ × ۱٫۵	طبقات ۱ تا ۳	سازه ۷ طبقه
IPE۲۷۰	Box ۱۵ × ۱٫۰	Box ۲۵ × ۱٫۵	Box ۲۰ × ۱٫۳	طبقات ۴ تا ۷	
IPE۳۶۰	Box ۲۵ × ۱٫۵	Box ۵۰ × ۳٫۰	Box ۲۵ × ۲٫۰	طبقات ۱ تا ۳	سازه ۱۰ طبقه
IPE۳۶۰	Box ۲۰ × ۱٫۳	Box ۳۵ × ۲٫۰	Box ۲۵ × ۱٫۵	طبقات ۴ تا ۶	
IPE۳۳۰	Box ۱۵ × ۱٫۰	Box ۲۵ × ۲٫۰	Box ۲۰ × ۱٫۳	طبقات ۷ تا ۱۰	
IPE۴۰۰	Box ۳۵ × ۲٫۰	Box ۵۰ × ۳٫۰	Box ۳۵ × ۲٫۰	طبقات ۱ تا ۳	سازه ۱۵ طبقه
IPE۴۵۰	Box ۳۰ × ۲٫۰	Box ۴۰ × ۲٫۵	Box ۳۰ × ۲٫۰	طبقات ۴ تا ۶	
IPE۴۰۰	Box ۲۵ × ۲٫۰	Box ۳۵ × ۲٫۰	Box ۳۰ × ۲٫۰	طبقات ۷ تا ۹	
IPE۴۰۰	Box ۲۵ × ۱٫۵	Box ۳۰ × ۲٫۰	Box ۲۵ × ۲٫۰	طبقات ۱۰ تا ۱۲	
IPE۳۳۰	Box ۲۰ × ۱٫۳	Box ۲۵ × ۱٫۵	Box ۲۵ × ۱٫۵	طبقات ۱۳ تا ۱۵	
IPE۴۰۰	Box ۴۰ × ۲٫۵	Box ۵۵ × ۴٫۰	Box ۴۰ × ۲٫۵	طبقات ۱ تا ۳	سازه ۲۰ طبقه
IPE۴۵۰	Box ۳۵ × ۲٫۵	Box ۵۰ × ۳٫۰	Box ۳۵ × ۲٫۵	طبقات ۴ تا ۶	
IPE۴۵۰	Box ۳۰ × ۲٫۰	Box ۴۰ × ۳٫۰	Box ۳۵ × ۲٫۰	طبقات ۷ تا ۹	
IPE۴۵۰	Box ۲۵ × ۲٫۰	Box ۳۵ × ۲٫۵	Box ۳۵ × ۲٫۰	طبقات ۱۰ تا ۱۲	
IPE۴۰۰	Box ۲۵ × ۲٫۰	Box ۳۰ × ۲٫۰	Box ۳۵ × ۲٫۰	طبقات ۱۳ تا ۱۶	
IPE۳۶۰	Box ۲۰ × ۱٫۳	Box ۲۵ × ۲٫۰	Box ۲۵ × ۱٫۵	طبقات ۱۷ تا ۲۰	



شکل ۴. صحت‌سنجی نتایج.

دو توزیع ذکر شده برای مقایسه‌ی نتایج مقاله و نرم‌افزار در شکل ۴ ارائه شده است.

## ۵. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

برای ارزیابی لرزه‌ی سازه‌ها از هشت شتاب‌نگاشت مربوط به خاک نوع سه

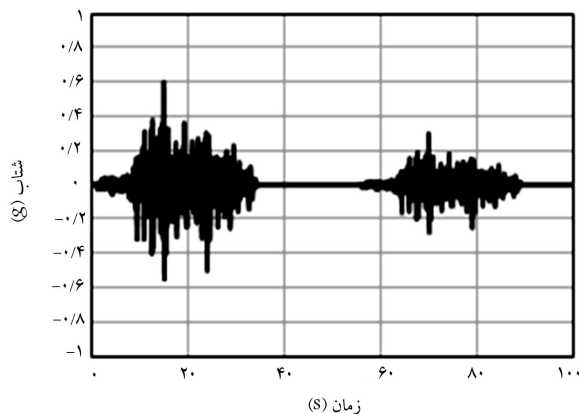
۲۴۸ و ۳۴۲ مگاپاسکال و بار مرده و زنده‌ی طبقات به ترتیب ۵۵۰ و ۲۰۰ مترمربع در نظر گرفته شده است. همچنین ترکیب بار ثقلی  $DL + 0.5LL$  به همراه ۵٪ پیش تصادفی، ضریب میرایی معادل ۵٪ و جابه‌جایی نسبی مجاز طبقات بر اساس آیین‌نامه‌ی کلمبیا ۱٪، برای طراحی در نظر گرفته شده است. دو نوع تحلیل پوش‌آور متناسب با توزیع یکنواخت و توزیع مودال بر روی هر یک از قاب‌های مهاربندی با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود انجام شده است. منحنی‌های پوش‌آور متناسب با

جدول ۳. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر.

نام زلزله	ایستگاه	فاصله (km)	بزرگی	PGA (g)
طبس	Dayhook	۱۳	۷٫۳۵	۰٫۴۰۵
کوبه	Takatori	۱٫۵	۶٫۹	۰٫۶۱۷
لوما پریتا	Saratoga - W Valley Coll	۹٫۳	۶٫۹۳	۰٫۳۸۷
دارفیلد	DSLС	۵٫۳	۷٫۰	۰٫۲۶۹
کالیفرنیا	Imperial Valley- Midway Well	۷۲	۵٫۷	۰٫۱۳
نورث‌ریچ	Bell Gardens - Jaboneria	۴۲	۶٫۶۹	۰٫۳
بم	Jiroft	۶۹٫۳	۶٫۶	۰٫۰۴
ایمپریال ولی	Coachella Canal #۴	۵۰	۶٫۵۳	۰٫۱۱۸

جدول ۴. حالت‌های در نظر گرفته شده برای ترکیب زلزله برای اعمال بر سازه‌های مورد نظر.

سناریو	دور از گسل یا نزدیک گسل	توالی لرزه‌یی در نظر گرفته شده
۰/۹g	۰/۶g	۰/۳g
۰/۹ + ۰/۱۵g	۰/۶ + ۰/۱۵g	۰/۳ + ۰/۱۵g
۰/۹ + ۰/۳g	۰/۶ + ۰/۳g	۰/۳ + ۰/۳g
۰/۹ + ۰/۴۵g	۰/۶ + ۰/۴۵g	۰/۳ + ۰/۴۵g
۰/۹ + ۰/۶g	۰/۶ + ۰/۶g	۰/۳ + ۰/۶g
۰/۹ + ۰/۷۵g	۰/۶ + ۰/۷۵g	۰/۳ + ۰/۷۵g
۰/۹ + ۰/۹g	۰/۶ + ۰/۹g	۰/۳ + ۰/۹g



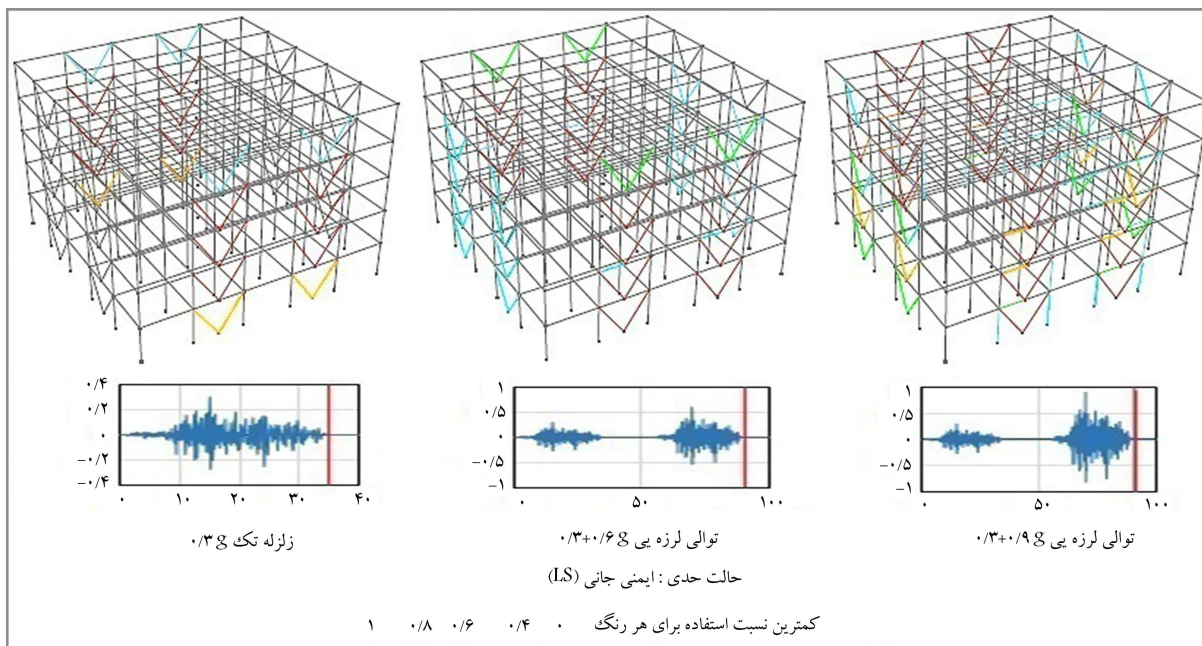
شکل ۵. نمونه‌یی از یک شتاب‌نگاشت توالی لرزه‌یی در نظر گرفته شده.

## ۶. تأثیر تکرار زلزله‌ها بر روی سازه‌ها

در این قسمت به بررسی تأثیر تکرار زلزله‌ها بر روی سازه‌ها پرداخته شده است. برای این منظور سازه‌ی ۵ طبقه در سطح عملکرد ایمنی چانی (L<sub>s</sub>) مد نظر قرار گرفته و وضعیت اجزای سازه‌یی (تیر، ستون و مهاربند) تحت تأثیر زلزله‌ی تک با شدت ۰٫۳g و توالی با شدت‌های ۰٫۶g + ۰٫۳g و ۰٫۹g + ۰٫۳g بررسی شده است (شکل ۶).

(سرعت موج برشی بین ۱۷۵ تا ۳۷۵ متر بر ثانیه) استفاده شده است، مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها در جدول ۳ ذکر شده است. به منظور تولید شتاب‌نگاشت متوالی، شتاب‌نگاشت زلزله‌های تک در نرم‌افزار ساینموسینگنال<sup>[۲۸]</sup> به شدت‌های ۰/۱۵g، ۰/۳g، ۰/۴۵g، ۰/۶g، ۰/۷۵g، ۰/۹g و ۰/۹g مقیاس شده‌اند. برای تحلیل‌های دینامیکی از دو مؤلفه‌ی افقی زلزله ثبت شده در هر ایستگاه استفاده شده است به‌گونه‌یی که رکورد بزرگ‌تر در جهت X با ضریب مقیاس ۱ و رکورد کوچک‌تر در جهت Y با ضریب مقیاس ۰٫۳ در نرم‌افزار ۳D Perform<sup>[۲۹]</sup> تعریف شده و بر سازه اعمال شده است.

در بحث توالی لرزه‌یی ابتدا سازه یک زلزله را تجربه می‌کند، سپس مدت زمان معینی (در این تحقیق ۲۰ ثانیه در نظر گرفته شده است) سازه ارتعاش آزاد دارد و بعد از آن زلزله‌ی دوم به سازه اعمال می‌شود. در این تحقیق برای تولید شتاب‌نگاشت‌ها متوالی از روش تکرار زلزله‌ی اصلی استفاده شده است؛ نمونه‌یی از توالی لرزه‌یی در نظر گرفته شده در شکل ۵ نشان داده شده است. با توجه به شدت‌های مختلف زلزله‌ی اول و دوم، دو حالت پیش‌لرزه - زلزله اصلی و زلزله اصلی - پس‌لرزه به وجود آمده است و با توجه به فاصله‌ی شتاب‌نگاشت‌ها دو نوع توالی لرزه‌یی به صورت: (i) دور از گسل - دور از گسل (FF-FF)؛ (ii) نزدیک گسل - نزدیک گسل (NF-NF)؛ در نظر گرفته شده است. در جدول ۴ سناریوهای در نظر گرفته شده که شامل ۲۱ سناریوی مختلف است، نشان داده شده است.



شکل ۶. سازه ۵ طبقه در سطح عملکرد (LS) تحت زلزله‌ی تک با شدت ۰/۳g و توالی لرزه‌یی با شدت‌های ۰/۳g + ۰/۹g و ۰/۳g + ۰/۶g

همان‌طور که مشاهده می‌شود با اعمال زلزله‌ی دوم (که در این جا شدت آن بیشتر از زلزله‌ی اول است)، اجزای سازه‌یی بیشتری تسلیم شده و نسبت نیروی اعضای سازه‌یی نسبت به حالت زلزله‌ی تک افزایش یافته است.

**۷. تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی**

برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی بر اساس نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی از روش‌های احتمالاتی استفاده می‌شود. هر نقطه از منحنی شکنندگی برای بیشترین شتاب زلزله اختصاص یافته مطابق رابطه ۱ تعریف می‌شود:

$$Fragility = P[EDP > AC | IM] \quad (1)$$

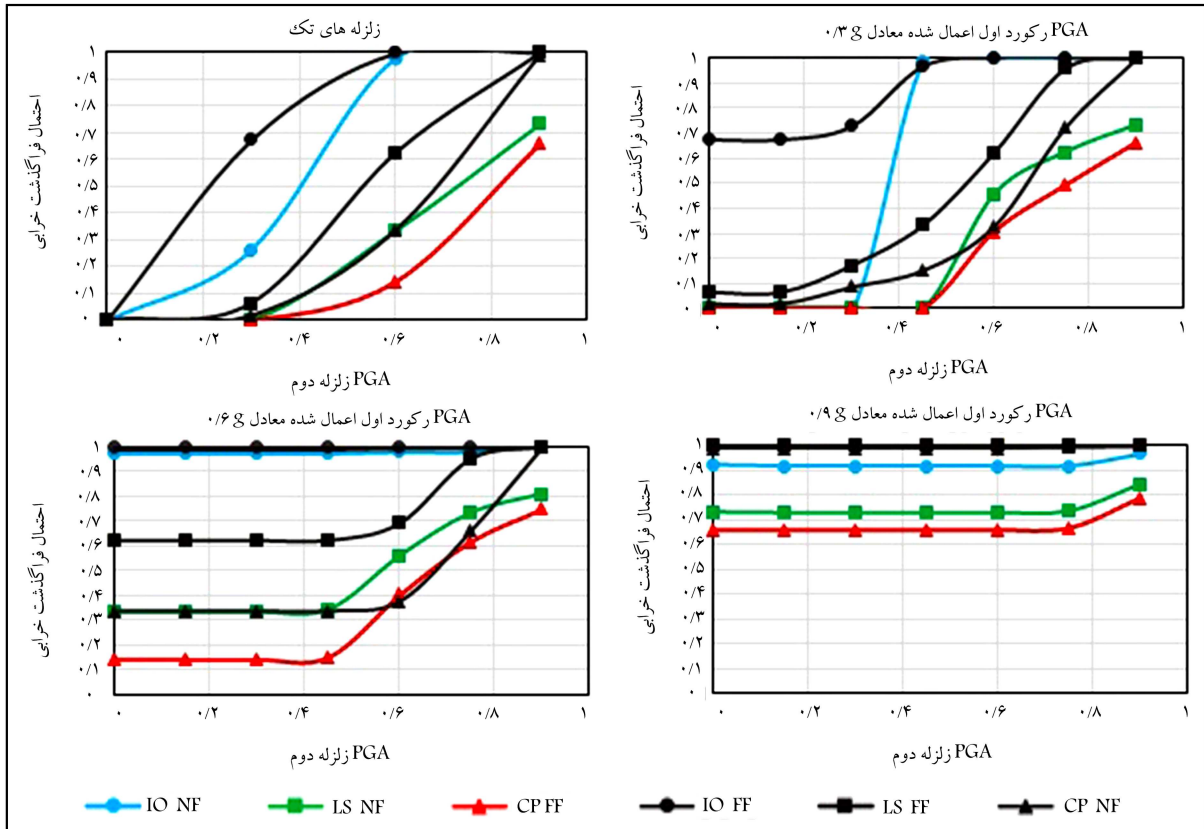
برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) یک توزیع نرمال آماری در شدت‌های مختلف زلزله (IM) در نظر گرفته شده است. در این رابطه برای ارزیابی احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص (AC)، میانگین و انحراف معیار هر یک از EDPها بر اثر مجموع شتاب‌نگاشت‌های زلزله محاسبه شده است. سپس با استفاده از تابع توزیع تجمعی نرمال (رابطه ۲)، احتمال تجاوز هر یک از EDPها از حالت حدی داده شده، محاسبه شده است، رابطه ۳.

همان‌طور که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، زلزله و توالی دور از گسل تأثیر بیشتری نسبت به زلزله و توالی نزدیک گسل بر روی سازه‌ی سه طبقه دارد. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی زلزله‌های حوزه‌ی دور نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO)، در ۰/۳g برابر با ۴۱٪ است که با افزایش PGA این مقدار کاهش می‌یابد؛ به‌گونه‌یی که مقدار آن از ۰/۶g به بعد با هم برابر می‌شود و اختلاف آن‌ها به صفر می‌رسد. در منحنی‌های شکنندگی توالی‌ها، هنگامی احتمال فراگذشت خرابی افزایش می‌یابد که PGA زلزله‌ی دوم از PGA زلزله‌ی اول بزرگ‌تر یا مساوی با آن است. میزان اختلاف، احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO)

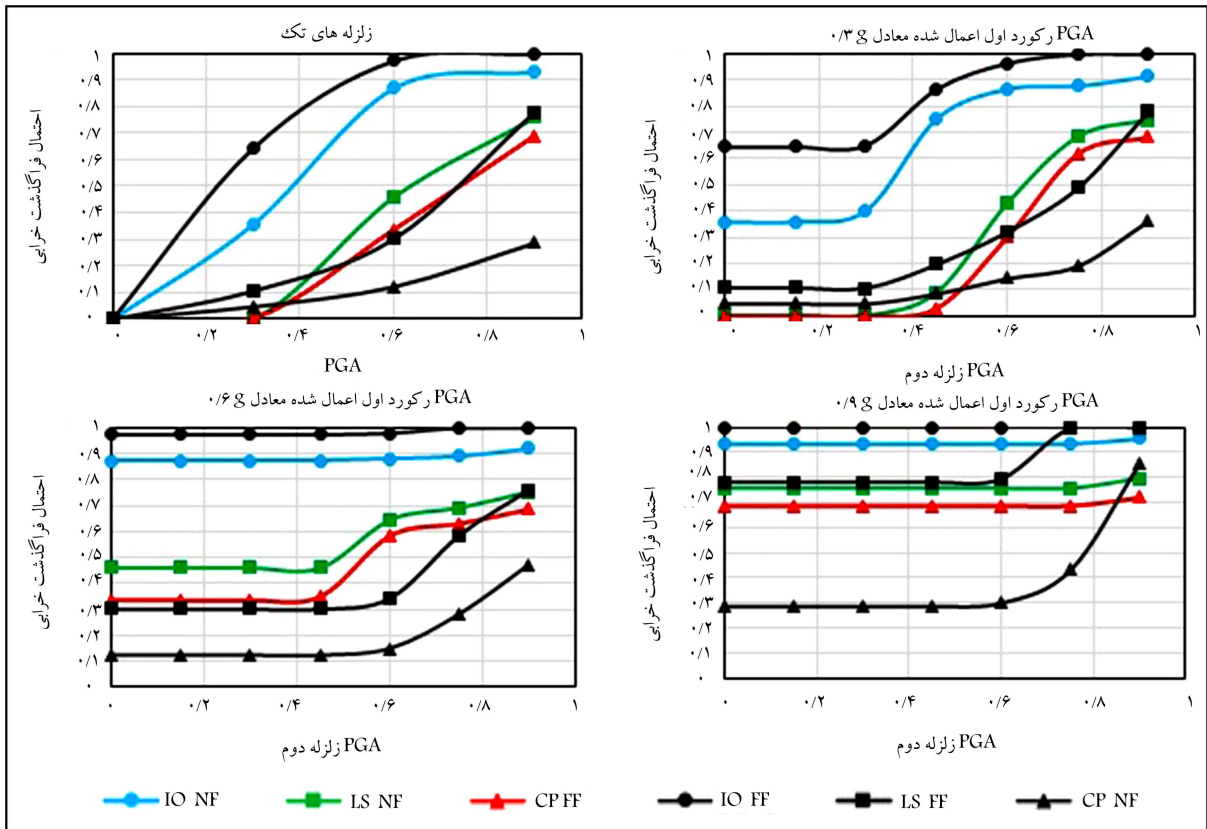
$$F_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx = \Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right) \quad (2)$$

$$P = P[EDP > AC] = 1 - [EDP < AC] = 1 - \Phi\left(\frac{AC - \mu}{\sigma}\right) \quad (3)$$

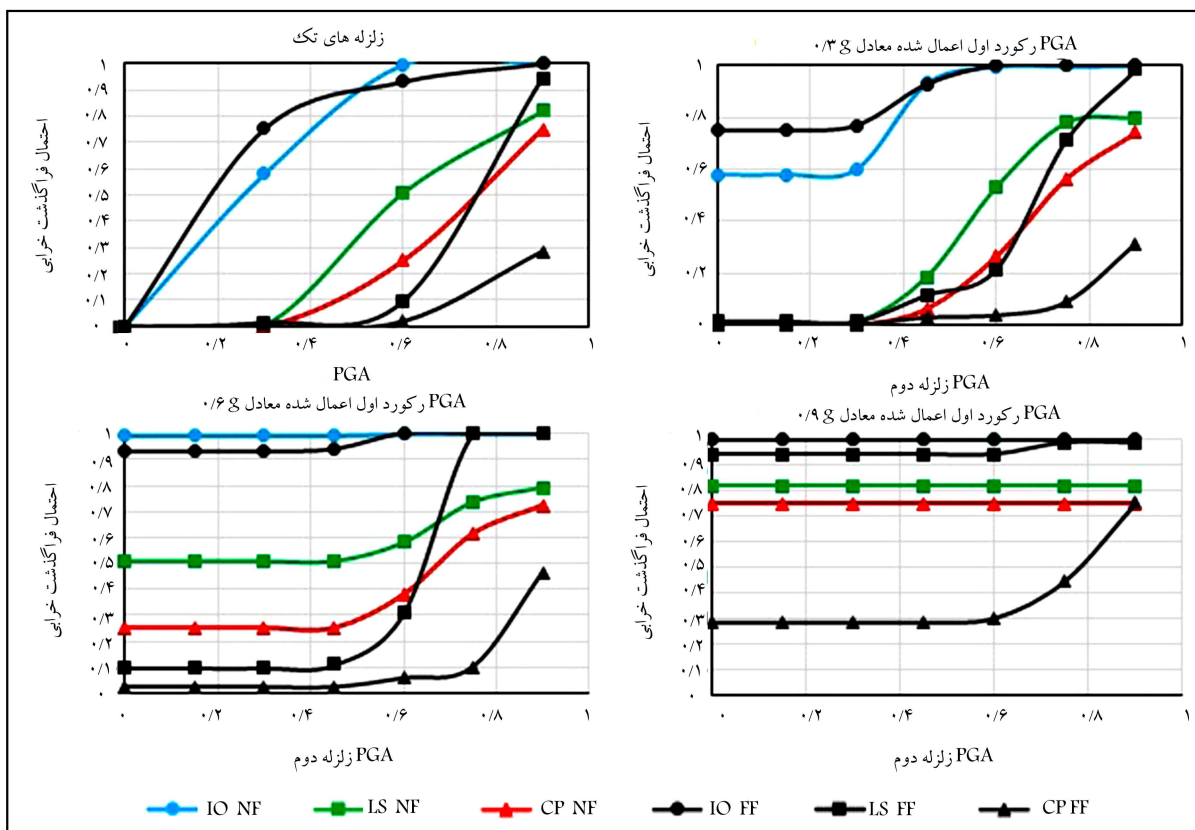
μ و σ میانگین و انحراف معیار مقادیر هستند؛  
IM: شدت زلزله است، در این تحقیق برابر بیشینه‌ی شتاب زمین (PGA) در نظر گرفته شده است؛



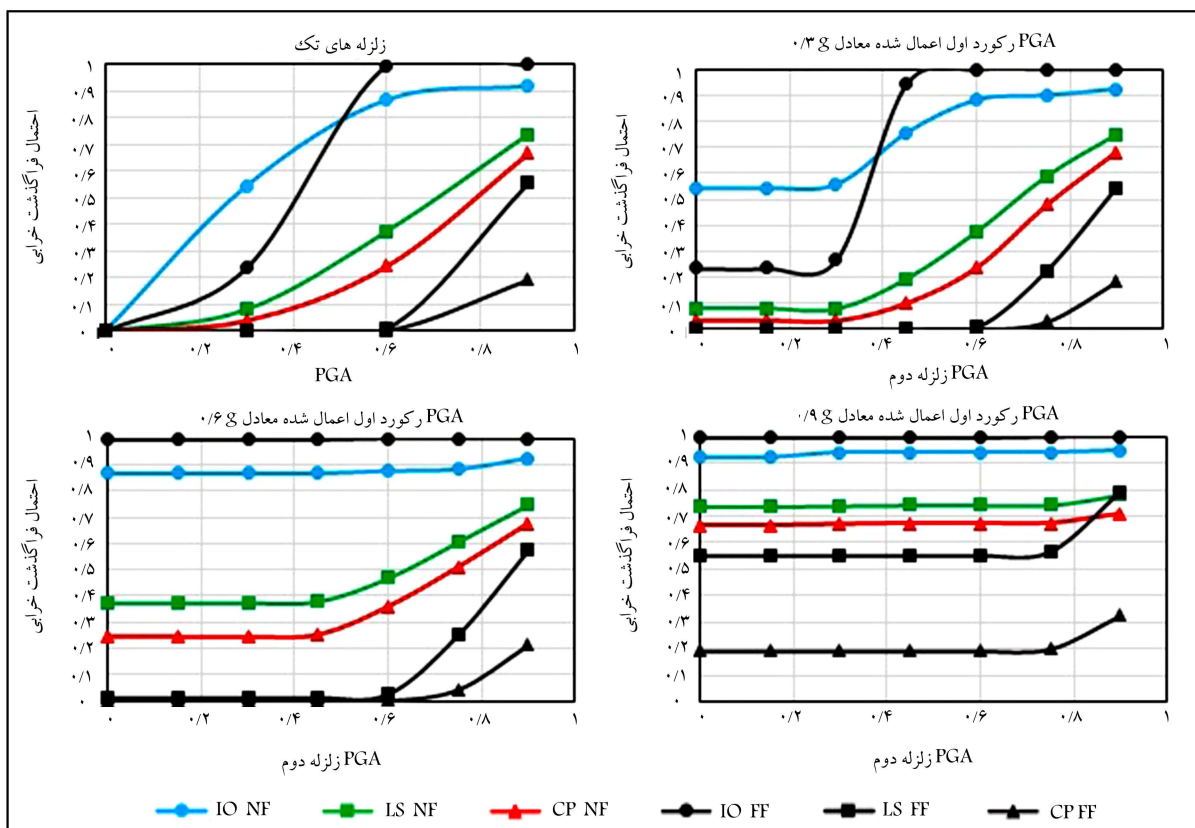
شکل ۷. منحنی های شکنندگی سازی ۳ طبقه CBF تحت زلزله و توالی دور و نزدیک گسل.



شکل ۸. منحنی های شکنندگی سازی ۵ طبقه CBF تحت زلزله و توالی دور و نزدیک گسل.

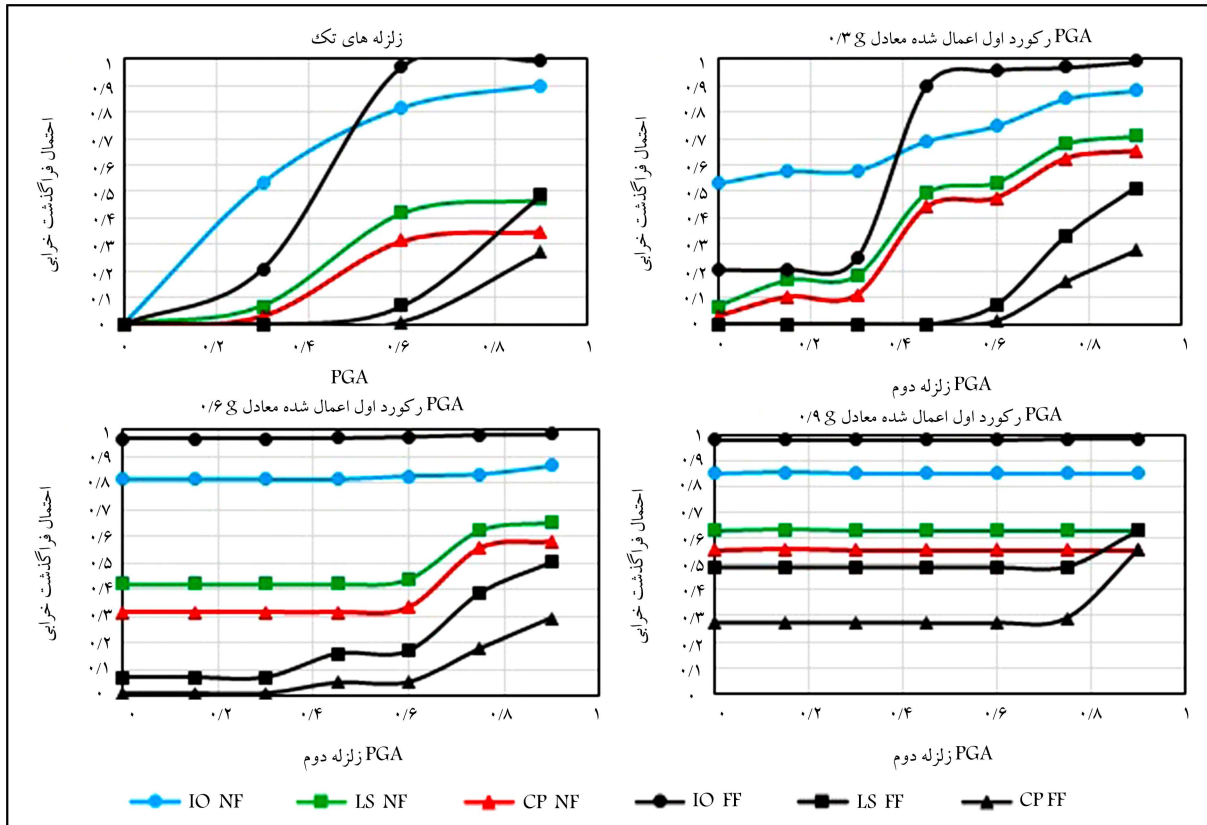


شکل ۹. منحنی‌های شکنندگی سازه‌ی ۷ طبقه CBF تحت زلزله و توالی دور و نزدیک گسل.

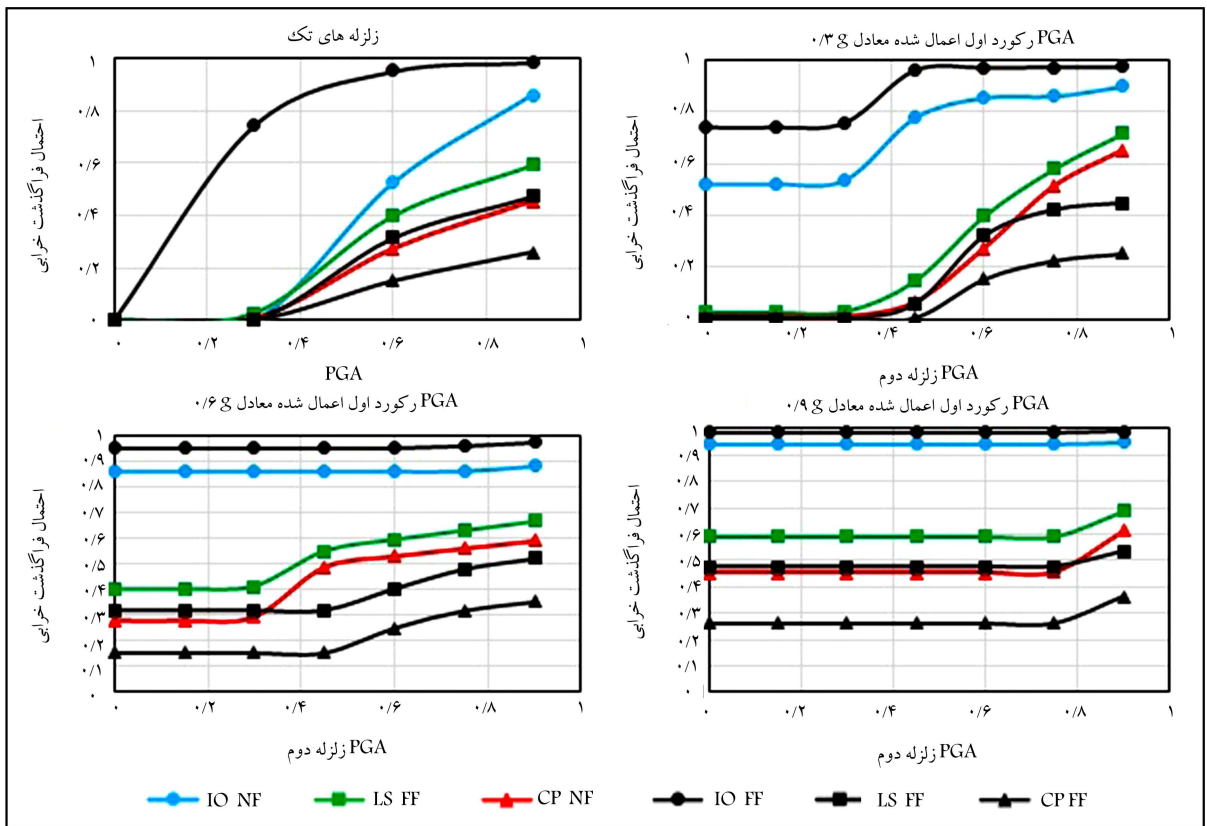


شکل ۱۰. منحنی‌های شکنندگی سازه‌ی ۱۰ طبقه CBF تحت زلزله و توالی دور و نزدیک گسل.





شکل ۱۱. منحنی‌های شکنندگی سازه‌ی ۱۵ طبقه CBF تحت زلزله و توالی دور و نزدیک گسل.



شکل ۱۲. منحنی‌های شکنندگی سازه‌ی ۲۰ طبقه CBF تحت زلزله و توالی دور و نزدیک گسل.

برای توالی با زلزله‌ی اول با بیشترین شتاب زمین برابر با  $0.3g$ ، در  $PGA = 0.3g$  برابر با  $44.5\%$  است که با افزایش  $PGA$  زلزله‌ی دوم این مقدار کاهش می‌یابد؛ به‌گونه‌ی که مقدار اختلاف آن‌ها از  $0.45g$   $PGA =$  به بعد کم شده است. همچنین میزان اختلاف، احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO) برای توالی لرزه‌ی اول با بیشترین شتاب زمین برابر با  $0.6g$  و  $0.9g$ ، کمتر از  $8\%$  است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (LS)، در زلزله‌های دور از گسل با شدت  $0.9g$  و توالی‌های لرزه‌ی دور از گسل  $0.75g$ ،  $0.9g$ ،  $0.3g$  +  $0.75g$ ،  $0.6g$  +  $0.9g$  و تمام توالی‌های  $0.9g$  به مقدار یک رسیده است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (CP)، در زلزله‌های دور از گسل با شدت  $0.9g$ ، توالی‌های دور از گسل  $0.9g$  +  $0.3g$ ،  $0.9g$  +  $0.6g$  و تمام توالی  $0.9g$  نیز به یک رسیده است.

همان‌طور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، زلزله و توالی دور از گسل در سطح عملکرد (IO) تأثیر بیشتری نسبت به زلزله و توالی نزدیک گسل بر روی سازه‌ی پنج طبقه دارد. در حالی که زلزله و توالی حوزه‌ی نزدیک گسل تأثیر بیشتری بر سطح عملکرد (LS) و (CP) نسبت به زلزله و توالی دور از گسل داشته است. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی زلزله‌های حوزه‌ی دور نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO)، در  $PGA = 0.3g$  برابر با  $28\%$  است که با افزایش  $PGA$  این مقدار کاهش می‌یابد به‌گونه‌ی که مقدار اختلاف آن‌ها از  $0.6g$   $PGA =$  به بعد، کمتر از  $10\%$  می‌شود. در منحنی‌های شکنندگی توالی‌ها، هنگامی احتمال فراگذشت خرابی افزایش می‌یابد که  $PGA$  زلزله‌ی دوم از  $PGA$  زلزله‌ی اول بزرگ‌تر یا مساوی با آن است. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO) برای توالی با زلزله‌ی اول با بیشترین شتاب زمین برابر با  $0.3g$ ، در  $PGA = 0.3g$  برابر با  $25\%$  است که با افزایش  $PGA$  این مقدار کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ی که مقدار اختلاف آن‌ها از  $0.6g$   $PGA =$  به بعد کمتر از  $10\%$  می‌شود. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (LS)، در زلزله‌های تک و توالی‌های لرزه‌ی اول در آنها با شدت  $0.3g$  و  $0.6g$  وارد شده است، کمتر از یک است. در حالی که در توالی  $0.75g$  +  $0.9g$  و  $0.9g$  +  $0.9g$  احتمال فراگذشت خرابی به یک رسیده است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (CP)، در تمام حالات کمتر از  $0.85$  است.

همان‌طور که در شکل ۹ مشاهده می‌شود، زلزله و توالی نزدیک گسل در سطوح عملکرد (IO) و (CP) تأثیر بیشتری نسبت به زلزله و توالی دور از گسل بر روی سازه‌ی هفت طبقه دارد. میزان اختلاف، احتمال فراگذشت خرابی زلزله‌های حوزه‌ی دور نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO)، در  $PGA = 0.3g$  برابر با  $17\%$  است که با افزایش  $PGA$  این مقدار کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ی که مقدار اختلاف آن‌ها از  $0.6g$   $PGA =$  به بعد کم می‌شود. در منحنی‌های شکنندگی توالی‌ها، هنگامی احتمال فراگذشت خرابی افزایش می‌یابد که  $PGA$  زلزله‌ی دوم از  $PGA$  زلزله‌ی اول بزرگ‌تر است. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO)، برای توالی با زلزله‌ی اول با بیشترین شتاب زمین برابر با  $0.3g$ ، در  $PGA = 0.3g$  برابر با  $17\%$  است که با افزایش  $PGA$  این مقدار کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ی که مقدار اختلاف آن‌ها از  $0.6g$   $PGA =$  به بعد صفر می‌شود. همچنین میزان اختلاف، احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO) برای توالی لرزه‌ی اول با بیشترین شتاب زمین برابر با  $0.6g$  کمتر از  $6\%$  است و برای توالی با زلزله‌ی اول با بیشترین شتاب زمین برابر با  $0.9g$ ،

صفر درصد است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (LS)، در توالی‌های دور از گسل  $0.9g$  +  $0.75g$ ،  $0.6g$  +  $0.9g$ ،  $0.6g$  +  $0.75g$ ،  $0.3g$  +  $0.9g$  و  $0.9g$  +  $0.9g$  به مقدار یک رسیده است، در حالی که احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (LS)، در تمام زلزله‌ها و توالی‌های نزدیک گسل کمتر از یک است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (CP)، در تمام زلزله‌ها و توالی‌های دور از گسل و نزدیک گسل کمتر از  $75\%$  است.

همان‌طور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، زلزله و توالی حوزه‌ی نزدیک گسل در سطح عملکرد (LS) و (CP) تأثیر بیشتری بر سازه‌ی ۱۰ طبقه نسبت به زلزله و توالی حوزه‌ی دور از گسل داشته است. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی زلزله‌های حوزه‌ی دور نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO)، در  $PGA = 0.3g$  برابر با  $30\%$  است که با افزایش  $PGA$  این مقدار کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ی که مقدار اختلاف آن‌ها در  $0.9g$   $PGA =$  کمتر از  $8\%$  می‌شود. در منحنی‌های شکنندگی توالی‌ها، هنگامی احتمال فراگذشت خرابی افزایش می‌یابد که  $PGA$  زلزله‌ی دوم از  $PGA$  زلزله‌ی اول بزرگ‌تر یا مساوی با آن است. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO) برای توالی  $0.3g$ ، در  $PGA = 0.3g$  برابر با  $29\%$  است که با افزایش  $PGA$  این مقدار کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ی که مقدار اختلاف آن‌ها از  $0.6g$   $PGA =$  به بعد کمتر از  $11\%$  می‌شود. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (IO)، در زلزله‌های تک دور از گسل از شدت  $0.6g$  تا  $0.9g$ ، توالی‌های دور از گسل  $0.6g$  +  $0.3g$  تا  $0.9g$  +  $0.3g$  و تمام توالی‌های دور از گسل  $0.6g$  و  $0.9g$  به یک رسیده است، در حالی که در زلزله و توالی‌های نزدیک گسل کمتر از یک است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (LS) و (CP)، در تمام حالات کمتر از یک است.

همان‌طور که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، زلزله و توالی حوزه‌ی نزدیک گسل در سطح عملکرد (LS) و (CP) تأثیر بیشتری بر سازه‌ی ۱۵ طبقه نسبت به زلزله و توالی حوزه‌ی دور از گسل داشته است. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی زلزله‌های حوزه‌ی دور نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO)، در  $PGA = 0.3g$  برابر با  $32\%$  است که با افزایش  $PGA$  این مقدار کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ی که مقدار اختلاف آن‌ها در  $0.9g$   $PGA =$  کمتر از  $9\%$  می‌شود. در منحنی‌های شکنندگی توالی‌ها، هنگامی احتمال فراگذشت خرابی افزایش می‌یابد که  $PGA$  زلزله‌ی دوم از  $PGA$  زلزله‌ی اول بزرگ‌تر یا مساوی با آن باشد. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO) برای توالی  $0.3g$ ، در  $PGA = 0.3g$  برابر با  $33\%$  است که با افزایش  $PGA$  این مقدار کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ی که مقدار اختلاف آن‌ها از  $0.6g$   $PGA =$  به بعد کمتر از  $20\%$  می‌شود. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (IO)، در زلزله‌های تک حوزه دور از گسل در شدت  $0.9g$  و توالی‌های دور از گسل  $0.9g$  +  $0.6g$  و تمام توالی‌های دور از گسل  $0.9g$  به یک رسیده است، در حالی که در زلزله و توالی‌های نزدیک گسل کمتر از یک است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (LS) و (CP)، در تمام حالات کمتر از یک است.

همان‌طور که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، زلزله و توالی دور از گسل در سطح عملکرد (IO) تأثیر بیشتری نسبت به زلزله و توالی نزدیک گسل بر روی سازه‌ی ۲۰ طبقه دارد. در حالی که زلزله و توالی حوزه‌ی نزدیک گسل تأثیر بیشتری بر سطح عملکرد (LS) و (CP) نسبت به زلزله و توالی دور از گسل داشته است. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی زلزله‌های حوزه‌ی دور نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO)، در  $PGA = 0.3g$  برابر با  $22\%$  است

دور از گسل بیشتر از حوزه‌ی نزدیک گسل است. در حالی که احتمال فراگذشت خرابی در سطوح عملکرد (LS) و (CP)، در زلزله و توالی حوزه‌ی نزدیک گسل بیشتر از حوزه‌ی دور از گسل است. دلیل این امر تفاوت شرایط قابل قبول (AC) در سطوح عملکردی مختلف است؛

-- با توجه به منحنی‌های شکنندگی به دست آمده، می‌توان نتیجه گرفت که سازه‌ها در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS)، که مورد نظر آیین‌نامه‌های طراحی است، در زلزله و توالی‌های نزدیک گسل عملکرد خوبی داشته‌اند و طراحی بر اساس آن‌ها قابل اعتماد است. در حالی که در زلزله و توالی دور از گسل، سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه در PGA های بالا عملکرد خوبی نداشته‌اند و طراحی بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی قابل اعتماد نیست؛

-- مقادیر بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی و احتمال فراگذشت خرابی در بحث توالی لرزه‌ی با تکرار زلزله‌ی اصلی هنگامی افزایش می‌یابد که PGA زلزله‌ی دوم بزرگ‌تر از یا مساوی با PGA زلزله‌ی اول باشد؛

-- با اعمال زلزله‌ی دوم میزان احتمال فراگذشت خرابی سازه‌ها در سطح عملکرد (LS) در توالی‌های با زلزله‌ی اول با شدت  $0.76g$ ، در سازه‌ی ۵ طبقه، در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک گسل به‌طور متوسط  $26\%$  و در زلزله‌های حوزه‌ی دور از گسل به‌طور متوسط  $43\%$  افزایش می‌یابد، در سازه‌ی ۱۰ طبقه، در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک گسل به‌طور متوسط  $31\%$  و در زلزله‌های حوزه‌ی دور از گسل به‌طور متوسط  $140\%$  افزایش می‌یابد، در سازه‌ی ۱۵ طبقه، در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک گسل به‌طور متوسط  $18\%$  و در زلزله‌های حوزه‌ی دور از گسل به‌طور متوسط  $220\%$  افزایش می‌یابد، در سازه‌ی ۲۰ طبقه، در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک گسل به‌طور متوسط  $36\%$  و در زلزله‌های حوزه‌ی دور از گسل به‌طور متوسط  $24\%$  افزایش یافته است.

که با افزایش PGA این مقدار کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ی که مقدار اختلاف آن‌ها در  $0.79g = PGA$  کمتر از  $4\%$  می‌شود. در منحنی‌های شکنندگی توالی‌ها، هنگامی احتمال فراگذشت خرابی افزایش می‌یابد که PGA زلزله‌ی دوم از PGA زلزله‌ی اول بزرگ‌تر یا مساوی با آن است. میزان اختلاف احتمال فراگذشت خرابی توالی‌های حوزه‌ی دور نسبت به توالی‌های حوزه‌ی نزدیک در سطح عملکرد (IO) برای توالی  $0.73g$ ، در  $0.73g = PGA$  برابر با  $22\%$  است که با افزایش PGA این مقدار کاهش می‌یابد، به‌گونه‌ی که مقدار اختلاف آن‌ها از  $0.76g = PGA$  به بعد کمتر  $12\%$  می‌شود. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (IO)، در زلزله‌ی تک دور از گسل در شدت  $0.79g$ ، توالی‌های دور از گسل  $0.73 + 0.79g$  تا  $0.73 + 0.79g$  و تمام توالی‌های دور از گسل  $0.76g$  و  $0.79g$  نزدیک به یک است، در حالی که در زلزله و توالی‌های نزدیک گسل کمتر از یک است. احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (LS) و (CP)، در تمام حالات کمتر از یک است.

## ۸. نتیجه‌گیری

هدف اصلی این پژوهش، ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌های دارای سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی با مهاربند همگر تحت تأثیر تکرار زلزله‌ها با استفاده از منحنی‌های شکنندگی است. به این منظور پس از انتخاب سازه‌ها و شتاب‌نگاشت‌ها، تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی سازه‌ها انجام شد؛ همان‌طور که انتظار می‌رفت آسیب‌پذیری سازه‌ها با اعمال زلزله‌ی دوم افزایش می‌یابد که باید در آیین‌نامه‌های طراحی مد نظر قرار گیرد. نتایج این تحقیق عبارت‌اند از:

-- احتمال فراگذشت خرابی در سطح عملکرد (IO)، در زلزله و توالی حوزه‌ی

## منابع (References)

- Goda, K. and Taylor, C.A. "Effects of aftershocks on peak ductility demand due to strong ground motion records from shallow crustal earthquakes", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **41**(15), pp. 2311-2330 (2012).
- Yaghmaei-Sabegh, S. and Ruiz-Garcia, J. "Nonlinear response analysis of SDOF systems subjected to doublet earthquake ground motions: a case study on 2012 Varzaghan-Ahar events", *Engineering Structures*, **110**, pp. 281-292 (2016).
- Ishii, M., Kiser, E. and Geist, E.L. "Mw 8.6 Sumatran earthquake of 11 April 2012: Rare seaward expression of oblique subduction", *Geology*, **41**(3), pp. 319-322 (2013).
- Song, R., Li, Y. and Van de Lindt, J.W. "Loss estimation of steel buildings to earthquake mainshock-aftershock sequences", *Structural Safety*, **61**, pp. 1-11 (2016).
- Song, R., Li, Y. and van de Lindt, J.W. "Impact of earthquake ground motion characteristics on collapse risk of post-mainshock buildings considering aftershocks", *Engineering Structures*, **81**, pp. 349-361 (2014).
- Ruiz Garcia, J. and J.D. "Aguilar aftershock seismic assessment taking into account postmainshock residual drifts", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **44**(9), pp.1391-1407 (2015).
- Fragiacomo, M., Amadio, C. and Macorini, L. "Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions", *Engineering Structures*, **26**(13), pp. 2021-2035 (2004).
- Ruiz-Garcia, J. and Negrete-Manriquez, J.C. "Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences", *Engineering Structures*, **33**(2), pp. 621-634 (2011).
- Ruiz-Garcia, J., Bojorquez, E. and Corona, E. "Seismic behavior of steel eccentrically braced frames under soft-soil seismic sequences", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **115**, pp. 119-128 (2018).
- Ruiz-Garcia, J., Yaghmaei-Sabegh, S. and Bojórquez, E. "Three-dimensional response of steel moment-resisting buildings under seismic sequences", *Engineering Structures*, **175**, pp. 399-414 (2018).

11. Padgett, J.E. and DesRoches, R. "Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted bridges", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **37**(8), pp. 1157-1174 (2008).
12. Shinozuka, M. and et al. "Statistical analysis of fragility curves", *Journal of Engineering Mechanics*, **126**(12), pp. 1224-1231 (2000).
13. Hwang, H.H. and Huo, J. "Generation of hazard-consistent fragility curves for seismic loss estimation studies", (1994).
14. Reinhorn, A., Barron-Corverra, R. and Ayala, A. "Spectral evaluation of seismic fragility of structures", *In Proceedings ICOSSAR* (2001).
15. Singhal, A. and Kiremidjian, A.S. "Bayesian updating of fragilities with application to RC frames", *Journal of Structural Engineering*, **124**(8), pp. 922-929 (1998).
16. Park, Y.-J. and Ang, A.H.-S. "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Journal of Structural Engineering*, **111**(4), pp. 722-739 (1985).
17. Hosseinpour, F. and Abdelnaby, A. "Fragility curves for RC frames under multiple earthquakes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **98**, pp. 222-234 (2017).
18. Li, Y., Song, R. and Van De Lindt, J.W. "Collapse fragility of steel structures subjected to earthquake mainshock-aftershock sequences", *Journal of Structural Engineering*, **140**(12), p. 04014095, (2014).
19. Raghunandan, M., Liel, A.B. and Luco, N. "Aftershock collapse vulnerability assessment of reinforced concrete frame structures", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **44**(3), pp. 419-439 (2015).
20. Abdelnaby, A.E., "Fragility curves for RC frames subjected to Tohoku mainshock-aftershocks sequences", *Journal of Earthquake Engineering*, **22**(5), pp. 902-920 (2018).
21. Powell, G. "Perform-3D user guide, structures", Computers and Structures Inc., Berkeley-California (2006).
22. Iranian National Building Code, Part 6<sup>th</sup>., *Design Loads for Buildings*, 3<sup>th</sup> Edition (2013).
23. Iranian National Building Code, Part 10<sup>th</sup>., *Design and Construction of Steel Buildings*, 4<sup>th</sup> Edition (2013).
24. Iranian Building Codes and Standards., *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Standard No.2800, 4<sup>th</sup> Edition (2014).
25. NO:360. "Instruction for seismic rehabilitation of existing buldings", (2015).
26. FEMA 356, "Commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2000).
27. López-Almansa, F. and Montaña, M. "Numerical seismic vulnerability analysis of mid-height steel buildings in Bogotá, Colombia", *Journal of Constructional Steel Research*, **92**, pp. 1-14 (2014).
28. Antoniou, S. and Pinho, R. "Software seismosigna", *Version Google Scholar* (2004).
29. NO:361. "Commentary of instruction for seismic hehabilitation of existing buildings NO:361", Iranian National Building Code, (2010).