

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و منحنی‌های شکنندگی سازه‌های فولادی مرکز گرای گهواره‌ای تحت توالی

زلزله اصلی و پس لرزه

مجید مرادی^{۱*}، سپیده رحیمی^۲، صادق رضائی^۳

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و فناوری مازندران، بهشهر، ایران M.moradi@mazust.ac.ir

۲- دانشیار، گروه عمران، واحد نور، دانشگاه آزاد اسلامی، نور، ایران، Sepideh.rahimi@iau.ac.ir

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و فناوری مازندران، بهشهر، ایران، S.rezaei@mazust.ac.ir

چکیده

هدف از این پژوهش ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و محاسبه شکنندگی سازه‌های مرکز گرا تحت زلزله اصلی و زلزله به همراه پس لرزه می‌باشد. برای این منظور، دو سازه سه و نه طبقه بر مبنای مراجع موجود در زمینه سازه‌های مرکز گرا طراحی شده و در ادامه به صورت غیرخطی در نرم افزار پرفورم مدل سازی گردیدند. بیست رکورد لرزه‌ای اصلی به همراه پس لرزه انتخاب و با تحلیل دینامیکی غیرخطی به سازه‌ها اعمال شدند. جهت ارزیابی، شاخصه‌های مختلف عملکرد سازه مانند جابجایی افقی بام، توزیع انرژی کرنشی تلف شده در اثر زلزله اصلی و پس لرزه، جابجایی مربوط به حرکت گهواره‌ای تحت زلزله اصلی و پس لرزه بررسی شده و منحنی‌های مربوط به تحلیل دینامیکی فزاینده و منحنی‌های شکنندگی محاسبه و ارائه گردیدند. بررسی مقادیر منحنی‌های شکنندگی نشان می‌دهد که شکنندگی سازه کوتاه بیشتر از سازه بلند است. همچنین، مقدار شکنندگی در پس لرزه و زلزله اصلی در سطوح مختلف عملکرد نزدیک به هم بوده و اختلاف کمی با یکدیگر دارند. به طور نمونه، در سازه سه طبقه، در سطح عملکرد LS، بیشینه شتاب $PGA = 1/8g$ ، احتمال فراگذشت در حالت زلزله اصلی برابر با ۰/۸۷ و در حالت زلزله و پس لرزه برابر با ۰/۹۳ محاسبه شد. اما مقادیر همین مشخصه در سازه نه طبقه با شرایط مشابه به ترتیب برابر با ۰/۷۸ و ۰/۸۸ به دست آمد.

کلمات کلیدی

سازه‌های مرکز گرا، زلزله، پس لرزه، عملکرد لرزه‌ای، شکنندگی

یکی از چالش‌های اساسی در مهندسی زلزله، طراحی سازه‌هایی است که علاوه بر مقاومت و سختی کافی در برابر نیروهای لرزه‌ای، توانایی بازگشت به حالت اولیه پس از وقوع زلزله را داشته باشند [۱]. در سال‌های اخیر، سیستم‌های مرکزگرا (Self-Centering Systems) به‌عنوان راهکاری نوین برای کاهش تغییر مکان‌های ماندگار و افزایش قابلیت بهره‌برداری پس از زلزله مطرح شده‌اند [۲]. سیستم‌های مرکزگرا پس از وقوع زلزله، بدون بروز تغییر شکل‌های دائمی قابل توجه، به حالت اولیه خود بازمی‌گردند و بدین ترتیب نیاز به تعمیرات پس از رخداد زلزله به حداقل می‌رسد [۳]. این رویکرد در تقابل با سیستم‌های متداول نظیر قاب‌های خمشی یا مهاربندی هم‌محور (Concentrically Braced Frames) قرار دارد که علی‌رغم سختی و مقاومت مناسب، معمولاً با تغییر شکل‌های ماندگار و خسارت‌های گسترده در اعضا همراه می‌باشند [۴]. سازه‌های مرکزگرا با بهره‌گیری از عملکردهای خاصی نظیر المان‌های پس‌کشیده یا ادوات جذب انرژی، علاوه بر تأمین سختی جانبی، پایداری پس از زلزله را تضمین می‌کنند [۵]. آتیه و همکاران (۲۰۱۷) بیان نمودند این سیستم در زلزله سطح طراحی الاستیک رفتار کرده و جابجایی پسماندی از خود بجا نمی‌گذارد [۶]. جعفری و همکاران (۲۰۱۸) نتیجه گرفتند که در این سیستم، برای بار محوری کمتر از ۰/۱۵ می‌توان به منحنی هیستریزیس پرچمی دست یافت که نشان از اتلاف انرژی زیاد و قابلیت برگشت‌پذیری سیستم است [۷]. لاتور و همکاران (۲۰۱۹) رفتار این سیستم را با میراگر اصطکاکی، داودن و همکاران (۲۰۱۹) در دیوار کوپله، وو و همکاران (۲۰۱۹) با میراگر ویسکوز، هوو و همکاران (۲۰۲۰) با دو جاذب مختلف و هوو و همکاران (۲۰۲۰) با فنرهای اصطکاکی بررسی کردند. نتایج آن‌ها نشان داده است در تمامی این مدل‌ها این سیستم یک رفتار مناسب الاستیک در محدوده زلزله طرح از خود نشان می‌دهد [۸-۱۲].

تجربه زلزله‌های بزرگ بیانگر این مسئله است که پس‌لرزه‌ها می‌توانند نقش تعیین‌کننده‌ای در آسیب‌پذیری نهایی سازه ایفا کنند [۱۳]. بسیاری از سازه‌ها که پس از زلزله اصلی دچار کاهش ظرفیت یا سختی شده‌اند، در اثر پس‌لرزه‌های متوالی با خرابی‌های جدی‌تری مواجه شده‌اند [۱۴]. لذا بررسی هم‌زمان عملکرد سازه تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه ضرورتی اجتناب‌ناپذیر در ارزیابی لرزه‌ای به شمار می‌رود [۱۵]. در این راستا، استفاده از تحلیل شکنندگی به‌عنوان یک ابزار احتمالاتی برای ارزیابی ریسک خرابی سازه‌ها اهمیت ویژه‌ای یافته است [۱۶، ۱۷]. منحنی‌های شکنندگی با بیان احتمال عبور سازه از یک سطح عملکرد مشخص در شدت‌های مختلف زلزله، چارچوبی مناسب برای مقایسه رفتار سازه‌ها تحت شرایط لرزه‌ای متفاوت فراهم می‌کنند [۱۸]. طبیعتاً بررسی اثر پس‌لرزه با استفاده از منحنی‌های شکنندگی در سازه‌های مرکزگرا نیز از اهمیت زیادی برخوردار است. در همین راستا، وو و همکاران (۲۰۲۱) با استفاده از منحنی‌های شکنندگی اثر پس‌لرزه را در دیوارهای مرکزگرا بررسی نمودند [۱۹]. هوو و همکاران (۲۰۲۱) اثر پس‌لرزه را در سازه‌های مرکزگرای دارای مهاربندهای کم‌انرژی تحلیل کردند [۲۰]. همچنین، پژوهشگران دیگری مانند لیو و همکاران (۲۰۲۳) و کیو و همکاران (۲۰۲۴) اثر پس‌لرزه را در سازه‌های مرکزگرای بتن‌آرمه مورد ارزیابی قرار دادند [۲۱].

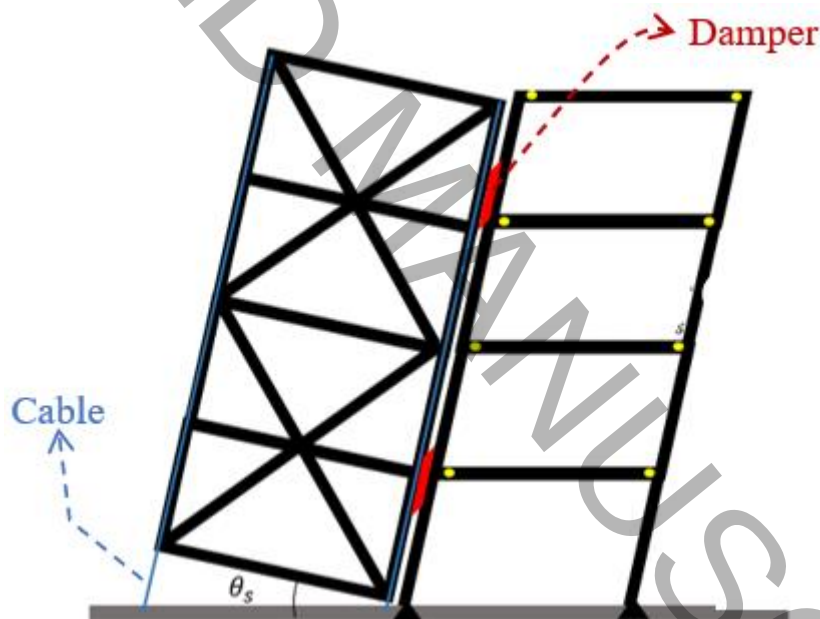
یوان و همکاران (۲۰۲۶) به بررسی اثر پس‌لرزه در سازه‌های مرکزگرای فولادی با مهاربند همگرا با در نظر گرفتن اثرات کاهش منحنی سیکلیک بر مصالح حافظه‌دار در اثر زلزله و پس‌لرزه پرداختند [۲۲]. ما و همکاران (۲۰۲۵) به محاسبه شاخص تاب‌آوری سازه‌های مرکزگرا بر اساس نتایج آزمایشگاهی و مقایسه آن با نتایج عددی پرداختند [۲۳]. لی و همکاران (۲۰۲۵) به بررسی آنالیزی برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای مبتنی بر شاخص آسیب گلوبال در سازه‌های مرکزگرا پرداختند. تمرکز اصلی این تحقیق بر روی عملکرد بدون آسیب با اتلاف انرژی بالا و پیش‌تنیدگی کم کابل‌ها بود [۲۴]. دوو و همکاران رفتار بارگذاری سیکلیک را در تیرهای مجهز به فنر اتلاف‌کننده تاب‌آور را در سازه‌های مرکزگرا مورد ارزیابی قرار دادند [۲۵]. همان‌طور که ملاحظه می‌شود تحقیقات بسیاری بر روی سازه‌های مرکزگرا انجام شده است که به بررسی تأثیرات علل و پارامترهای مختلف پرداختند. در این تحقیق نیز با توجه به اهمیت مبحث توالی بارهای لرزه‌ای، به بررسی عملکرد لرزه‌ای، پاسخ دینامیکی و شکنندگی لرزه‌ای سازه‌های مرکزگرا تحت حالت زلزله اصلی و پس‌لرزه پرداخته شده است.

بر مبنای این ضرورت‌ها، پژوهش حاضر با هدف ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مرکزگرا و بررسی منحنی‌های شکنندگی آن‌ها تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه انجام شده است. در این مطالعه، دو سازه‌ی سه و نه طبقه طراحی و در نرم‌افزار پرفورم به‌صورت غیرخطی مدل‌سازی شدند. سپس با اعمال مجموعه‌ای از بیست رکورد زلزله اصلی و پس‌لرزه، پارامترهای مختلفی همچون جابجایی بام، انرژی کرنشی تلف‌شده

و جابجایی ناشی از مکانیزم گهواره‌ای مورد ارزیابی قرار گرفته است. سرانجام، منحنی‌های شکنندگی استخراج و تحلیل شدند تا دیدگاهی جامع نسبت به عملکرد این سازه‌ها در شرایط واقعی لرزه‌ای به دست آید.

۲- معرفی مدل سازه‌ای

در این پژوهش برای رسیدن به اهداف مطرح شده در بخش قبلی از دو سازه سه و نه طبقه به عنوان نماینده‌ای از سازه‌های کوتاه و میان مرتبه با سیستم مرکزگرا استفاده شده است. همان‌طور که در شکل ۱ نمایش داده شده است، سیستم قاب مهاربندی مرکزگرا از سه مؤلفه اصلی تشکیل می‌شود: کابل‌های پیش‌تنیده عمودی، میراگرهای تسلیم‌شونده یا اصطکاکی و امکان بلندشدگی پای ستون‌ها که با زاویه دوران θ_s مشخص می‌گردد. تحت اثر نیروی جانبی زلزله، قاب تمایل به حرکت افقی پیدا می‌کند. در این حالت، المان Gap در زیر ستون سمت مخالف بار باز شده و پای آن ستون از روی پی بلند می‌شود که معادل زاویه دوران θ_s (حرکت گهواره‌ای) است. هم‌زمان، کابل پیش‌تنیده واقع در سمت مخالف بار کشیده شده و نیروی بازگشت‌دهنده ایجاد می‌کند که سازه را به وضعیت اولیه بازمی‌گرداند. میراگرهای برشی-اصطکاکی (Shear-Friction Fuses) در تراز تیرهای طبقات (همان‌طور که در شکل ۱ در درز انقطاع نشان داده شده است) قرار گرفته‌اند. این میراگرها تحت اثر تغییر مکان نسبی طبقات، تحت نیروی برشی قرار گرفته و با تسلیم برشی، نقش اصلی استهلاک انرژی ورودی به سازه را ایفا می‌کنند. لازم به ذکر است که کابل‌های پیش‌تنیده، وظیفه بازگشت‌دهی سازه را بر عهده داشته و در پای ستون‌ها قرار گرفته‌اند. بدین ترتیب، سیستم رفتاری هیستریزیس پرچمی از خود نشان می‌دهد که در آن اتلاف انرژی بر عهده میراگر و بازگشت به مرکز بر عهده کابل است. با انتخاب نسبت مرکزگرایی اطمینان حاصل می‌شود که جابجایی پسماند سازه حتی پس از توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه ناچیز بوده و عملکرد قابل قبولی ارائه گردد.



شکل ۱ شکل شماتیک اعضای سازه‌ی مرکزگرای مورد نظر این تحقیق

Figure 1: Schematic view of the members of the self-centering structure studied herein

در این سیستم، کابل‌های پیش‌تنیده عمودی (PT Cables) در امتداد ستون‌های قاب مهاربندی و خارج از آن قرار گرفته‌اند. این کابل‌ها از بالای قاب تا پی امتداد یافته و با اعمال نیروی پیش‌تنیدگی، نیروی بازگشت‌دهنده (Restoring Force) را تأمین می‌کنند. برای محاسبه و تعیین مشخصات این اجزا، ابتدا یک قاب مهاربندی مرکزگرا به صورت مستقل و با در نظر گرفتن سطح بارگیر و سهم آن در تحمل نیروی جانبی طراحی می‌شود. روند طراحی سازه بر مبنای روش نیرویی و مطابق محاسبات بیان شده توسط گوپتا (۱۹۹۹) صورت گرفته است. همچنین ضوابط آیین‌نامه ASCE 7-2005 در طراحی لحاظ شده و ضریب رفتار لرزه‌ای برابر ۸ و نوع خاک D مطابق جدول ASCE 20.3-1 انتخاب گردید. محاسبه دوره تناوب سازه در ابتدای روند طراحی نیز مطابق با بخش ASCE 12.8.2.1

و ادامه ضریب زلزله و برش پایه مطابق با آیین‌نامه آمریکا محاسبه شد. نتایج حاصل از محاسبات دوره تناوب تجربی، ضریب زلزله و برش پایه برای سازه‌ها به‌طور خلاصه در جدول ۱ معرفی گردید.

جدول ۱ خلاصه بارگذاری لرزه‌ای

Table 1: Summary of seismic loading

تعداد طبقات	دوره تناوب T (s)	ضریب زلزله (C _s)	برش پایه برای هر مهاربند V (kN)
سازه ۳ طبقه	۰/۳۱	۰/۱۲۵	۹۰۴
سازه ۹ طبقه	۰/۷۱	۰/۱۰۵	۲۲۴۴

پس از محاسبه برش پایه، با استفاده از رابطه توزیع برش پایه در ارتفاع نیروی وارد به طبقات و همچنین لنگر متناظر با آن‌ها محاسبه می‌گردد. توزیع نیروی جانبی و لنگر محرک ناشی از نیروی جانبی در جدول ۲ و ۳ نشان داده شده است.

جدول ۲ توزیع نیروی لرزه‌ای و لنگر واژگونی وارد به سازه‌های سه طبقه

Table 2. Seismic force and overturning moment distribution for three-story structures

طبقه	k	وزن لرزه‌ای سهم هر مهاربند W _i	ارتفاع طبقه h _i	ضریب زلزله C _{vx}	نیروی جانبی F _i	لنگر واژگونی
		kN	m		kN	kN-m
بام		۲۵۳۷/۹۳۳	۱۱/۹	۰/۵۲	۴۷۰	۵۵۸۲
طبقه دوم	۱	۲۳۴۶/۱۰۴	۷/۹	۰/۳۲	۲۹۰	۲۲۹۴
طبقه اول		۲۳۴۶/۱۰۴	۴	۰/۱۶	۱۴۵	۵۷۴
مجموع		۷۲۳۰/۱۴۰۸		۱	۹۰۵	۸۴۵۰

جدول ۳ توزیع نیروی لرزه‌ای و لنگر واژگونی وارد به سازه‌های نه طبقه

Table 3. Seismic force and overturning moment distribution for nine-story structures

طبقه	k	وزن لرزه‌ای سهم هر مهاربند W _i	ارتفاع طبقه h _i	ضریب زلزله C _{vx}	نیروی جانبی F _i	لنگر واژگونی
		kN	m		kN	kN-m
بام		۲۵۳۷/۹۳۳	۳۵/۷	۰/۲۲	۵۰۰	۱۷۸۱۴
طبقه هشتم		۲۳۴۶/۱۰۴	۳۱/۷	۰/۱۸	۴۰۵	۱۲۸۵
طبقه هفتم		۲۳۴۶/۱۰۴	۲۷/۷	۰/۱۶	۳۵۰	۹۷۰۰
طبقه ششم		۲۳۴۶/۱۰۴	۲۳/۸	۰/۱۳	۲۹۵	۷۰۱۱
طبقه پنجم	۱/۱	۲۳۴۶/۱۰۴	۱۹/۸	۰/۱۱	۲۴۱	۴۷۷۵
طبقه چهارم		۲۳۴۶/۱۰۴	۱۵/۸	۰/۰۸	۱۸۸	۲۹۸۵
طبقه سوم		۲۳۴۶/۱۰۴	۱۱/۹	۰/۰۶	۱۳۷	۱۶۲۸
طبقه دوم		۲۳۴۶/۱۰۴	۷/۹	۰/۰۴	۸۷	۶۹۳
طبقه اول		۲۳۴۶/۱۰۴	۴/۰	۰/۰۲	۴۱	۱۶۱
مجموع		۲۱۳۰۶/۷۶	۳۵/۷	۱/۰۰	۲۲۴۴	۵۷۶۱۶

پس از محاسبه میزان لنگر واژگونی، باید المان‌های مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای محاسبه گردند. از کابل و میراگر جهت مقابله با لنگر محرک استفاده می‌شود. مقدار سختی کابل و میراگر باید به حدی باشد که سازه بتواند قابلیت برگشت‌پذیری داشته باشد. لذا با توجه به جانمایی کابل و میراگر میزان لنگر مقاوم و ضریب برگشت‌پذیری برابر با عدد ۱/۵ انتخاب می‌گردد. هر چه این عدد بیشتر باشد، سهم کابل در بازگشت‌پذیری بیشتر می‌گردد که این امر سبب اتلاف انرژی کمتر میراگر می‌شود. از طرفی انتخاب عدد کمتر موجب می‌شود اتلاف انرژی میراگر بیشتر گشته و توانایی کابل در بازگرداندن سازه به وضعیت اولیه کاهش یابد.

از روابط (۱) و (۲) مقدار نیروی پیش‌تندگی اولیه و نیروی حد تسلیم میراگر محاسبه می‌گردد.

$$F_{PT0} \geq \frac{SC}{(1+SC)} \frac{M_{OVT}}{\phi D_{PT}} - \frac{P_D A}{D_{PT}} = \frac{SC}{(1+SC)} \frac{M_{OVT}}{\phi \left(\frac{A}{2}\right)} \quad (1)$$

$$F_{fuse} \geq \frac{1}{(1+SC)} \frac{M_{OVT}}{\phi D_{fuse}} = \frac{1}{(1+SC)} \frac{M_{OVT}}{\phi \left(\frac{A}{2}\right)} \quad (2)$$

در روابط (۱) و (۲) که به ترتیب برای محاسبه نیروی پیش‌تنیدگی اولیه کابل و نیروی تسلیم میراگر ارائه شده‌اند، پارامترهای به کار رفته به شرح زیر تعریف می‌شوند:

- F_{PT0} نیروی پیش‌تنیدگی اولیه کابل (Initial post-tensioning force) که قبل از اعمال بار لرزه‌ای در کابل‌ها ایجاد می‌شود.
- F_{fuse} نیروی تسلیم یا حد پلاستیک میراگر (Fuse yield force) حداکثر نیرویی که میراگر قبل از تسلیم می‌تواند تحمل کند.
- SC نسبت مرکزگرایی (Self-Centering ratio) که به عنوان نسبت لنگر بازگشت‌دهنده کابل‌ها به لنگر مقاوم میراگرها تعریف می‌شود ($SC = M_{PT}/M_{fuse}$). برای اطمینان از بازگشت‌پذیری کامل و جابجایی پسماند ناچیز، مقدار $SC \geq 1.25$ توصیه می‌گردد.
- M_{OVT} لنگر واژگونی محرک (Overturning moment) ناشی از نیروی زلزله که از توزیع نیروی جانبی در ارتفاع محاسبه می‌گردد.
- ϕ ضریب کاهش مقاومت (Strength reduction factor) مطابق با AISC 2005، برابر با ۰/۹ برای اجزای فولادی در حالت کنترل شده.
- D_{PT} فاصله کابل از محور دوران (Distance from PT cable to rocking axis) که در این پژوهش برابر با نصف عرض دهانه ($A/2$) در نظر گرفته شده است.
- D_{fuse} فاصله میراگر از محور دوران (Distance from fuse to rocking axis) که برابر با نصف عرض دهانه ($A/2$) در نظر گرفته شده است.
- P_D بار ثقلی قاب (Gravity load on the frame) ناشی از وزن طبقات و بارهای مرده و زنده.
- A طول دهانه قاب (Bay length of the frame).

شایان ذکر است که روابط (۱) و (۲) مبتنی بر روش تغییر مکان هدف (Target Displacement Method) و با فرض دوران گهواره‌ای حول مرکز پی تدوین شده‌اند. انتخاب $SC = 1.5$ در این پژوهش مطابق با پیشنهاد مرجع [26] برای اطمینان از عملکرد بازگشت‌پذیر در برابر توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه صورت پذیرفته است.

از آنجایی که در تغییر مکان هدف، فرض بر این است که کابل‌ها وارد ناحیه غیرخطی نشوند، از این‌رو دوران متناظر با تنش تسلیم کابل محاسبه می‌گردد. در این مطالعه دوران انتخابی برای تسلیم کابل $\theta_m = 0.15$ انتخاب می‌شود تا در هر دو سازه کابل در این دوران تسلیم نشود.

همچنین، مدول الاستیسیته کابل $E_{PT} = 195000 \text{ N/mm}^2$ ، تنش تسلیم کابل $F_y = 1676 \text{ N/mm}^2$ و تنش نهایی کابل $F_u = 1860 \text{ N/mm}^2$ فرض شده است. در جدول ۴ مشخصات مربوط به کابل‌ها معرفی گردید.

جدول ۴ مشخصات کابل‌های پیش‌تنیده (Grade 1860 (ASTM A 416, 2006)
Table 4. Grade 1860 prestressing tendon specifications (ASTM A 416, 2006)

شماره کابل	قطر	مساحت	مقاومت تسلیم	کمترین مقاومت خرابی
No	mm	mm ²	kN	kN
15	۱۵/۲۴	۱۴۰/۰	۲۳۴/۶	۲۶۰/۷

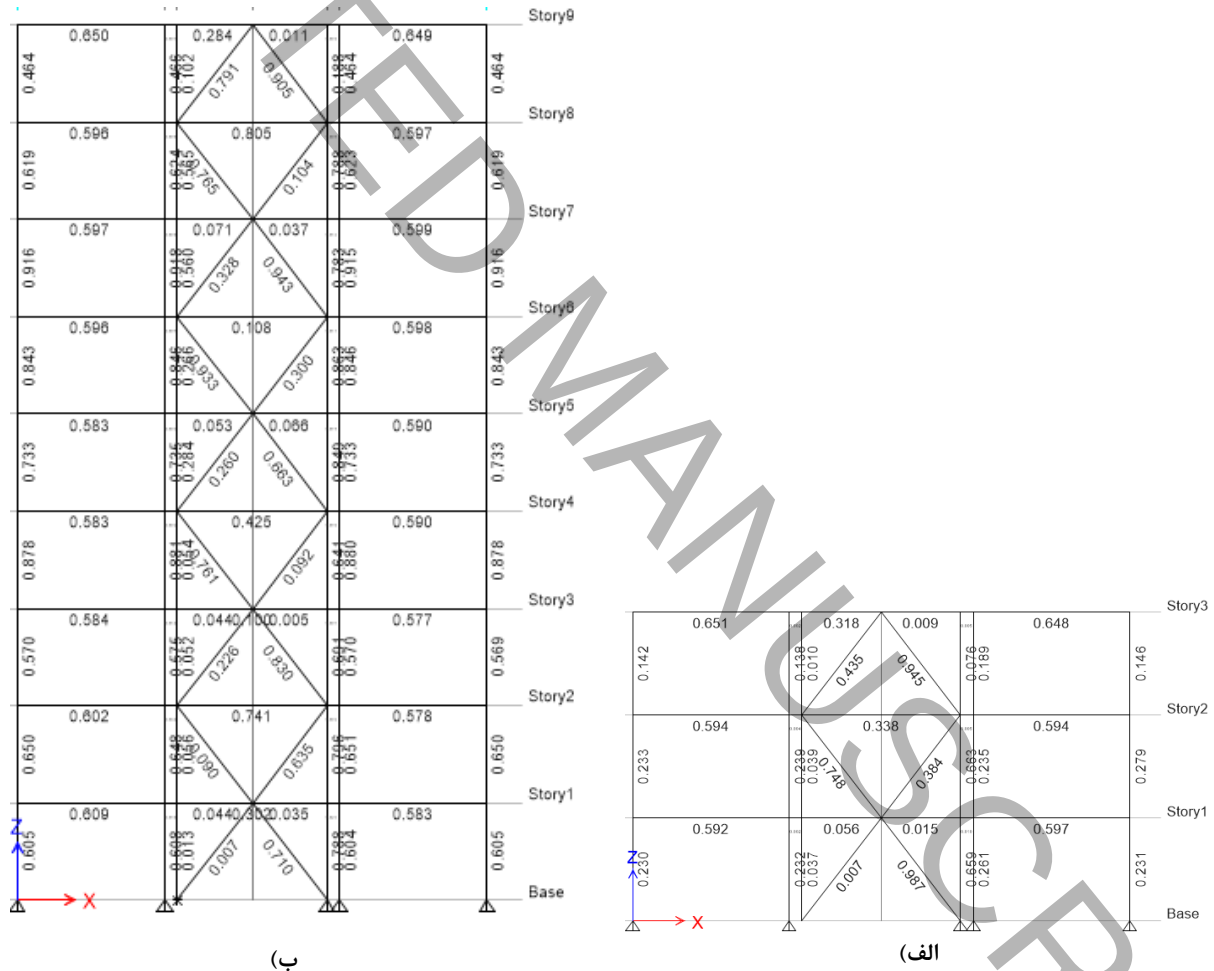
پس از انتخاب مقطع کابل، انتخاب میراگر باید به گونه‌ای باشد که شکست میراگر بعد از تسلیم کابل‌ها اتفاق بیافتد. با انتخاب تغییر شکل برشی فیوز برابر با ۲۰ درصد، طول میراگر محاسبه می‌شود. نتایج حاصل از طراحی کابل و میراگر در سازه مهاربندی مرکزگرا برای سازه‌های مختلف در جدول ۵ معرفی شده است.

جدول ۵ نتایج طراحی کابل و میراگر به روش نیرویی

Table 5. Cable and damper design results via the force method

تعداد طبقات	تعداد رشته کابل	درصد پیش‌تنیدگی	نیروی پیش‌تنیدگی	تعداد میراگر	بلند شدگی	اتلاف انرژی
۳ طبقه	۳۸	۰/۰۹۵	۹۴۰	۱۵	۱/۵۷	۰/۴۱
۹ طبقه	۳۷	۰/۶۳۲۴	۶۰۹۴	۹۸	۱/۵۱	۰/۴۱

در ادامه، اعضای خود قاب و همچنین تیر و ستون‌های سازه نیز با توجه به اینکه برش پایه محاسبه گردیده، با استفاده از نرم‌افزار ایتبس و نیروی محاسبه‌شده برای کابل، میراگر و نیروی توزیع‌شده در ارتفاع، محاسبه می‌گردند. نتایج نسبت تنش در اعضای سازه‌ای طراحی‌شده در شکل ۱ و مقاطع طراحی‌شده برای اعضا در جداول ۶ و ۷ نشان داده شده است.



شکل ۲ مدل‌های سازه‌ای الف) سه طبقه ب) نه طبقه

Figure 2. Structural models: (a) three-story, (b) nine-story

جدول ۶ مشخصات اعضای سازه سه طبقه مهاربندی مرکزگرا

Table 6: Member specifications of the three-story self-centering braced structure

مهاربند	ستون مهاربندی	ستون قاب مفصلی	تیر	طبقه
W ۱۲×۵۰	W ۱۲×۴۵	W ۱۲×۴۵	W ۱۲×۴۵	سوم

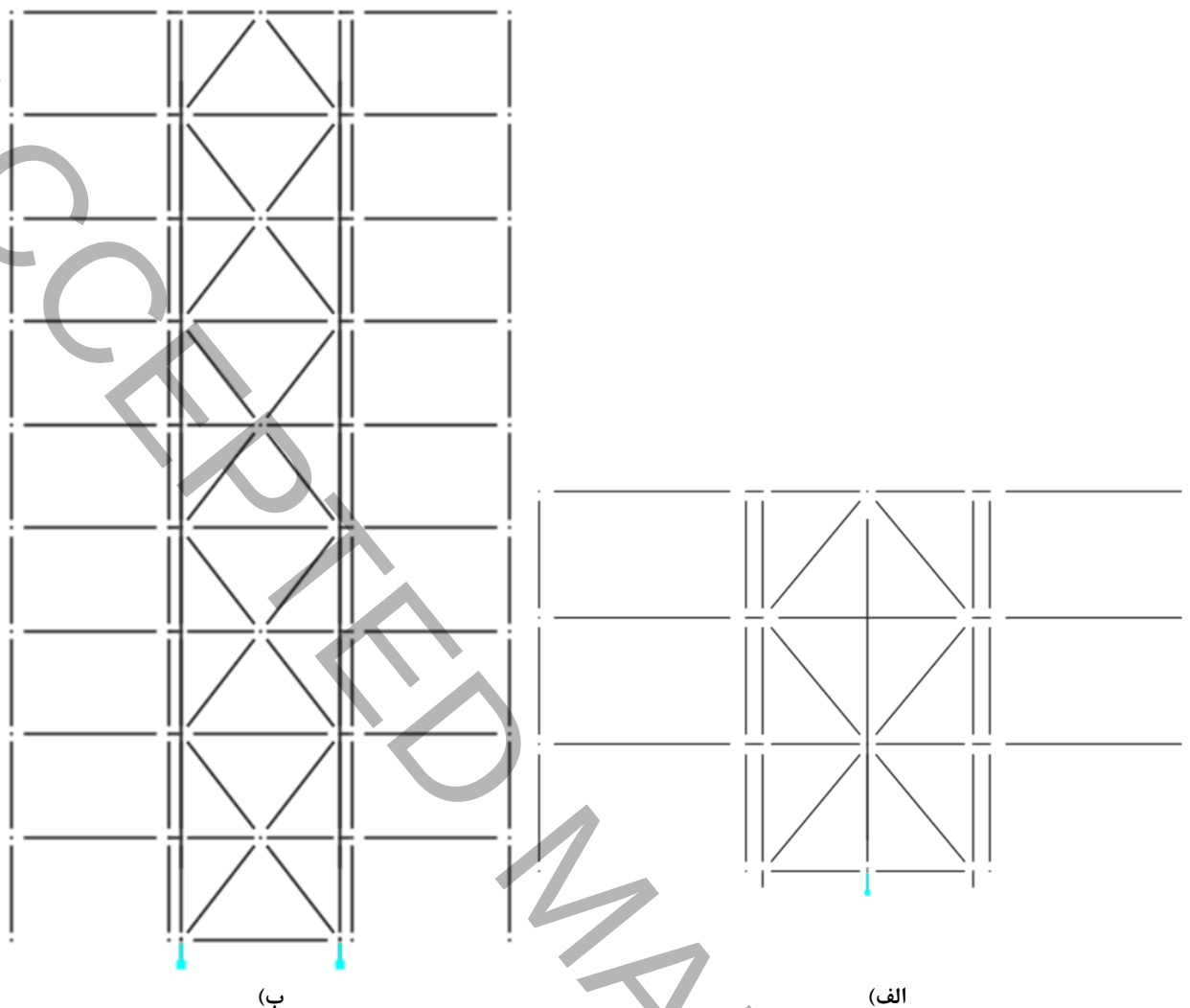
دوم	W ۱۲×۴۵	W ۱۲×۵۸	W ۱۲×۱۰۶	W ۱۲×۷۹
اول	W ۱۲×۴۵	W ۱۲×۷۹	W ۱۲×۱۰۶	W ۱۲×۷۹

جدول ۷ مشخصات اعضای سازه نه طبقه مهاربندی مرکزگرا

Table 7. Member specifications for the nine-story self-centering braced structure

مهاربند	ستون در دهانه مهاربندی	ستون قاب مفصلی	تیر	طبقه
W ۱۲×۶۵	W ۱۲×۱۹۰	W ۱۲×۴۵	W ۱۲×۴۵	بام
W ۱۲×۱۲۰	W ۱۲×۱۹۰	W ۱۲×۵۸	W ۱۲×۴۵	هشتم
W ۱۲×۱۲۰	W ۱۲×۱۹۰	W ۱۲×۵۸	W ۱۲×۴۵	هفتم
W ۱۲×۱۲۰	W ۱۴×۳۱۱	W ۱۲×۷۹	W ۱۲×۴۵	ششم
W ۱۲×۱۲۰	W ۱۴×۳۱۱	W ۱۴×۱۰۹	W ۱۲×۴۵	پنجم
W ۱۲×۱۲۰	W ۱۴×۵۰۰	W ۱۴×۱۰۹	W ۱۲×۴۵	چهارم
W ۱۲×۱۵۲	W ۱۴×۵۰۰	W ۱۴×۱۹۳	W ۱۲×۴۵	سوم
W ۱۲×۱۵۲	W ۱۴×۶۶۵	W ۱۴×۱۹۳	W ۱۲×۴۵	دوم
W ۱۲×۲۳۰	W ۱۴×۶۶۵	W ۱۴×۲۳۳	W ۱۲×۴۵	اول

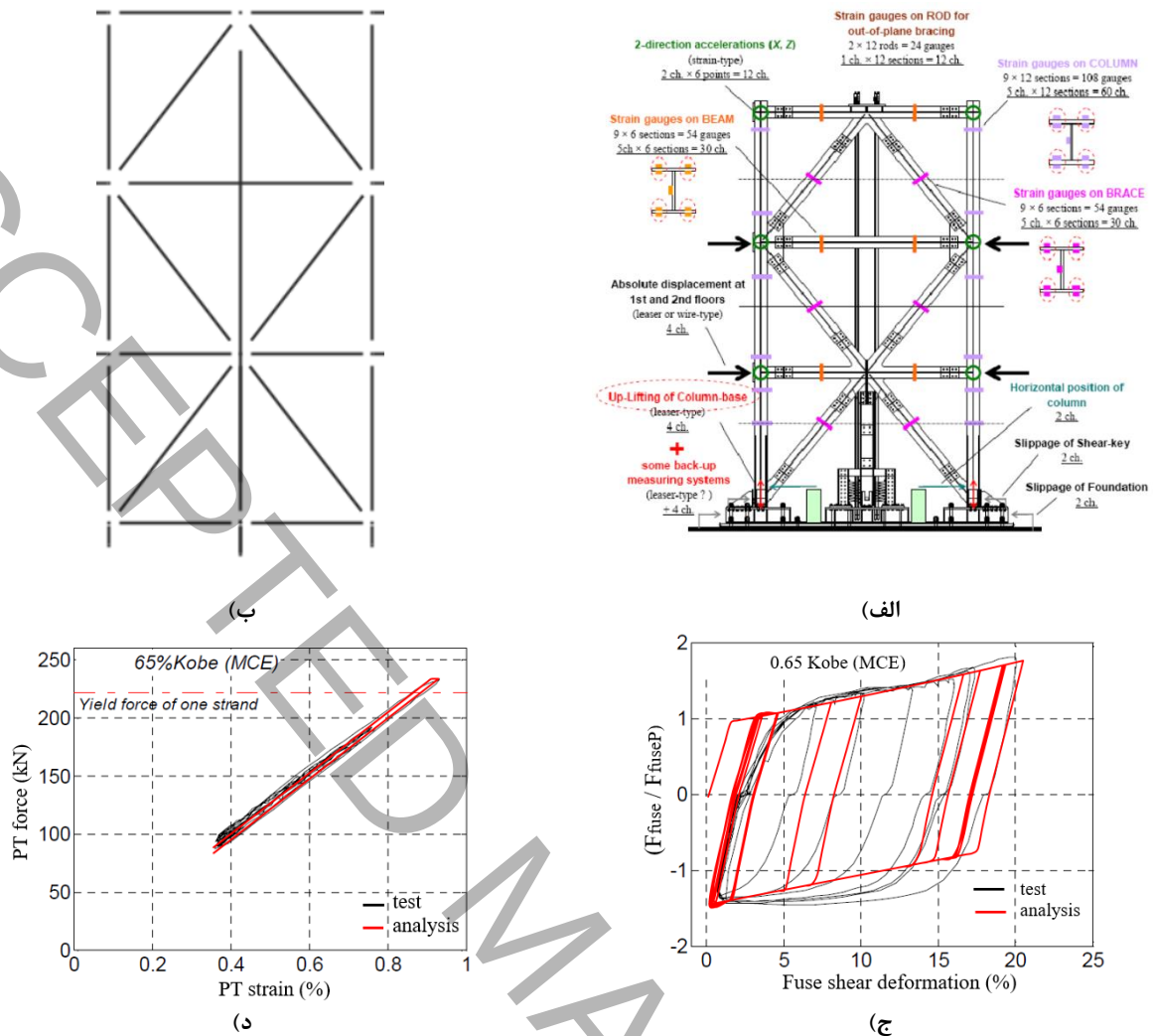
پس از طراحی اولیه سازه، مدل سازی در نرم افزار پرفورم به صورت غیرخطی صورت پذیرفت. شکل ۳ مدل سازه ای پیاده شده در نرم افزار پرفورم را نشان می دهد. برای مدل سازی غیرخطی از روش مفصل پلاستیک متمرکز استفاده گردید. تیرها به صورت دو سر مفصل طراحی و در نظر گرفته شده اند، لذا برای مدل سازی آن ها از رفتار غیرخطی صرف نظر شده و صرفاً دو مفصل مکانیکی در دو انتهای آن قرار گرفت. جهت تعریف رابطه مشخصات غیرخطی لولای ستون ها از مدل FEMA Column, Steel Type، که لولایی شامل اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی است، استفاده گردید. برای اختصاص رفتار غیرخطی مهاربندها از المان Steel bar/Tie/Strut-Simple Bar که تنها قادر به تحمل نیروی محوری است، استفاده شد. بدین منظور در قسمت مشخصات غیرخطی مصالح از مصالح فولادی کمانش پذیر با عنوان Inelastic Steel Material, Buckling استفاده گردید. برای مدل سازی خاک و اثر بلند شدگی و گهواره ای سازه از المان Gap بهره برده شد. برای مدل سازی کابل ها با اثر پیش تنیدگی نیز، از المان Cable استفاده شده است.



شکل ۳ مدل غیرخطی سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش (الف) سازه سه طبقه (ب) سازه نه طبقه

Figure 3. Nonlinear models of the investigated structures: (a) three-story, (b) nine-story

برای اطمینان از صحت نتایج، یکی از معروف‌ترین مدل‌های سازه‌ای مرکزگرا که توسط ما (۲۰۱۰) [۲۷] بررسی شده است، در نرم‌افزار پرفورم مدل‌سازی و تحلیل گردید. شکل ۴ مدل‌های سازه‌ای ما و عددی ساخته شده در نرم‌افزار پرفورم را نشان می‌دهد.



شکل ۴ اعتبار سنجی نتایج الف) مدل ما (۲۰۱۰) ب) مدل عددی ساخته شده ج) مقایسه منحنی‌های هیستریزیس فیوز د) مقایسه منحنی نیرو-تغییر شکل کابل

Figure 4. Result validation: (a) MA model, (b) numerical model, (c) fuse hysteresis comparison, (d) cable force-deformation comparison

شکل ۴ دقت صحت سنجی رفتار اعضای مدل شده در نرم‌افزار با نتایج میز لرزه‌ای را نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، رفتار میراگر و کابل تطابق قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی دارد. در نمودار میراگر، اندکی میزان چرخه‌های میراگر در تحلیل و آزمایش باهم تفاوت می‌کند که می‌تواند ناشی از اختلاف در رفتار واقعی مصالح آزمایشگاهی و مصالح تعریف‌شده در نرم‌افزار باشد. در کابل نیز اختلاف بین تحلیل و آزمایش بسیار ناچیز بوده و مشاهده می‌شود کابل در تحلیل نیز به مانند آزمایش اندکی وارد ناحیه غیرخطی شده است.

برای ارزیابی کمی دقت مدل‌سازی عددی، از معیار خطای جذر میانگین مربعات (RMS Error) استفاده گردید. محاسبات بیان می‌دارد که خطای RMS برای منحنی هیستریزیس میراگر حدود ۱۲٪ و برای منحنی هیستریزیس کابل حدود ۸٪ است. این مقادیر در

محدوده قابل قبول برای مدل سازی غیرخطی اعضای سازه ای قرار داشته و بیانگر دقت بالای مدل عددی در شبیه سازی رفتار واقعی سیستم مرکزگرا می باشند. روش محاسبه RMS مورد استفاده در این پژوهش مطابق با رویه ارائه شده در مرجع [۲۷] است.

۳- معرفی رکوردهای لرزه ای

برای انتخاب رکوردهایی که دارای معیار مناسبی از زلزله اصلی و پس لرزه باشند از مرجع [۲۸] استفاده شده است. بیست رکورد انتخاب و در جدول ۸ معرفی شده است. جهت تحلیل شکنندگی از روش IDA (Incremental Dynamic Analysis) و نتایج آن استفاده گردید. هر رکورد به بیشینه شتاب های مختلف از $0.1g$ تا نقطه شکست سازه با گام های $0.1g$ مقیاس و سپس به سازه اعمال شده است. برای اثر توالی رکوردهای اصلی و پس لرزه نیاز است تا یک فاصله زمانی برای ارتعاشات آزاد سازه در نظر گرفته شود. در این پژوهش پس از اعمال رکورد اصلی ۳۰ ثانیه فاصله زمانی لحاظ گردید.

جهت اعمال توالی زلزله اصلی و پس لرزه، پس از پایان نگاشت زلزله اصلی، یک بازه زمانی خاموش (Time Gap) به مدت ۳۰ ثانیه در نظر گرفته شده است. انتخاب این مقدار بر مبنای دو دسته شواهد لرزه شناسی و دینامیکی صورت پذیرفته است. نخست، بر اساس قانون آموری (Omori's law) و پدیده تحریک دینامیکی (dynamic triggering)، پس لرزه های مهم می توانند در بازه های زمانی بسیار کوتاه، حتی تا چند ده ثانیه، پس از زلزله اصلی رخ دهند [۲۹، ۳۰]. دوم آنکه در روش استاندارد تحلیل تاریخچه زمانی برای توالی زلزله، فاصله زمانی باید به اندازه ای باشد که ارتعاشات آزاد سازه پس از زلزله اصلی میرا شوند [۳۱]. بر این اساس، تحلیل های مقدماتی نشان داد که برای سازه های مورد مطالعه (با دوره تناوب 0.31 و 0.71 ثانیه)، مدت زمان ۳۰ ثانیه برای میرایی عملی ارتعاشات کافی بوده و اطمینان حاصل می شود که سازه پیش از اعمال پس لرزه، تقریباً در حالت سکون قرار دارد.

جدول ۸ مشخصات رکوردهای مورد استفاده [۲۹]

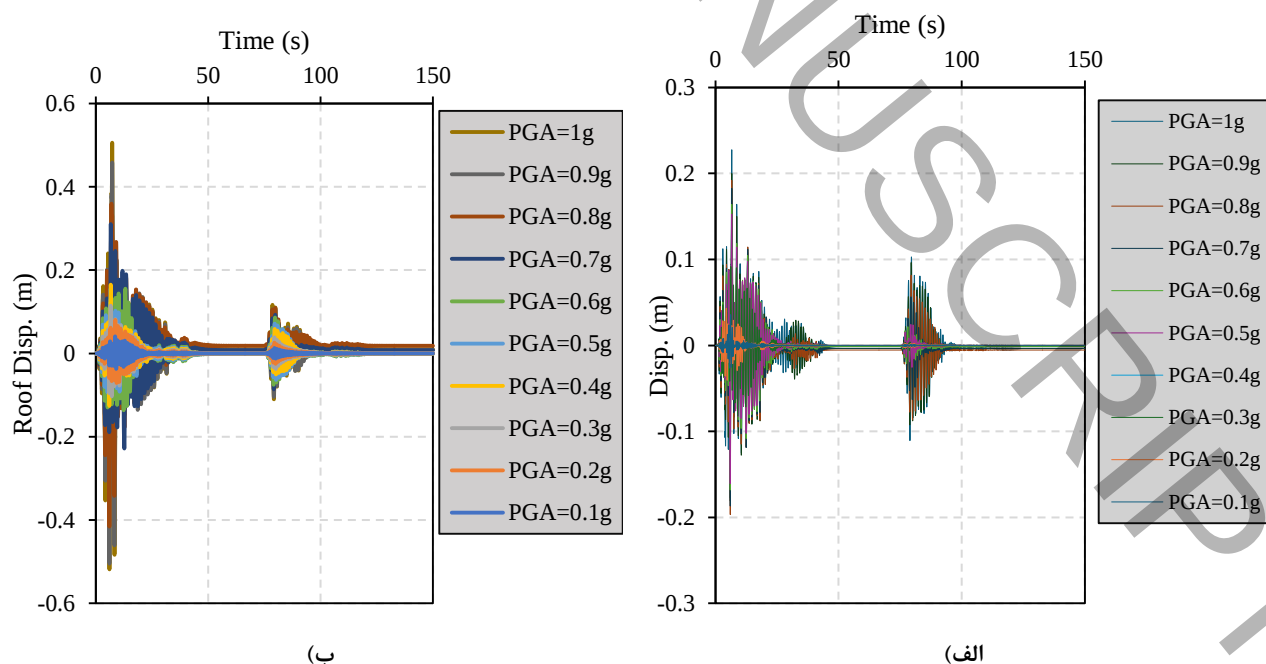
Table 8: Properties of the selected ground motion records.[۲۹]

Earthquake	Significant Duration (s)	Date		PGA (g)
Spitak, Armenia	۷/۹	07/12/1988	Main Shock	۰/۲
	۹/۲۴		Aftershock	۰/۰۸
Valparaiso, Chile	۴۰/۸۸	24/04/2017	Main Shock	۰/۳۹
	۱۶/۸۶		Aftershock	۰/۱۸
North-West, China	۱۴/۳۸	12/05/2008	Main Shock	۰/۲۷
	۱۷/۶۲		Aftershock	۰/۱۳
Kalamata, Greece	۲/۷	13/09/1986	Main Shock	۰/۲۵
	۲/۸		Aftershock	۰/۱۵
Chamoli, India	۱۴/۶	29/03/1999	Main Shock	۰/۱۹
	۸/۸		Aftershock	۰/۰۴
Varzaghan, Iran	۵/۵۸	11/08/2012	Main Shock	۰/۴۵
	۶/۹۷		Aftershock	۰/۵۱
Emilia, Italy	۵/۶	20/05/2012	Main Shock	۰/۲۶
	۷/۵۴		Aftershock	۰/۲۲
Friuli, Italy	۴/۱۴	11/09/1976	Main Shock	۰/۳۴
	۲/۲		Aftershock	۰/۱۲
Irpina, Italy	۱۵/۲۴	23/11/1980	Main Shock	۰/۲۵
	۱۴/۰۶		Aftershock	۰/۰۷
Nocera, Italy	۴/۹۵	26/09/1997	Main Shock	۰/۵۶
	۴/۷۳		Aftershock	۰/۵۲
Fukushima, Japan	۲۱/۳	11/03/2011	Main Shock	۰/۳۹
	۱۴/۵۵		Aftershock	۰/۱۴
Niigata, Japan	۹۶/۰۸	16/06/1964	Main Shock	۰/۵۴

	۱۲۲/۴۷		Aftershock	۰/۵۳
Christchurch, New Zealand	۴	22/02/2011	Main Shock	۰/۲۲
	۷/۰۵		Aftershock	۰/۱۷
Edgecumbe, New Zealand	۶/۴۷	02/03/1987	Main Shock	۰/۳۲
	۹/۵		Aftershock	۰/۰۸
Weber, New Zealand	۹/۸۸	13/05/1990	Main Shock	۰/۱۹
	۱۲/۹		Aftershock	۰/۲۰
Chi-Chi, Taiwan	۲۱/۷۶	21/09/1999	Main Shock	۰/۹۵
	۵/۲۵		Aftershock	۰/۴۷
Duzce, Turkey	۱۷/۷۸	12/11/1999	Main Shock	۰/۳۰
	۶/۶۶		Aftershock	۰/۱۵
Chalfant, USA	۶/۱۶	21/06/1986	Main Shock	۰/۴۵
	۱۱/۵۰		Aftershock	۰/۲۷
Mammoth, USA	۹/۵۶	25/05/1980	Main Shock	۰/۴۲
	۷/۷۲		Aftershock	۰/۱۶
Whittier, USA	۵/۷	01/10/1987	Main Shock	۰/۳۹
	۷/۸۲		Aftershock	۰/۲۱

۴- ارزیابی عملکرد و پاسخ لرزه‌ای

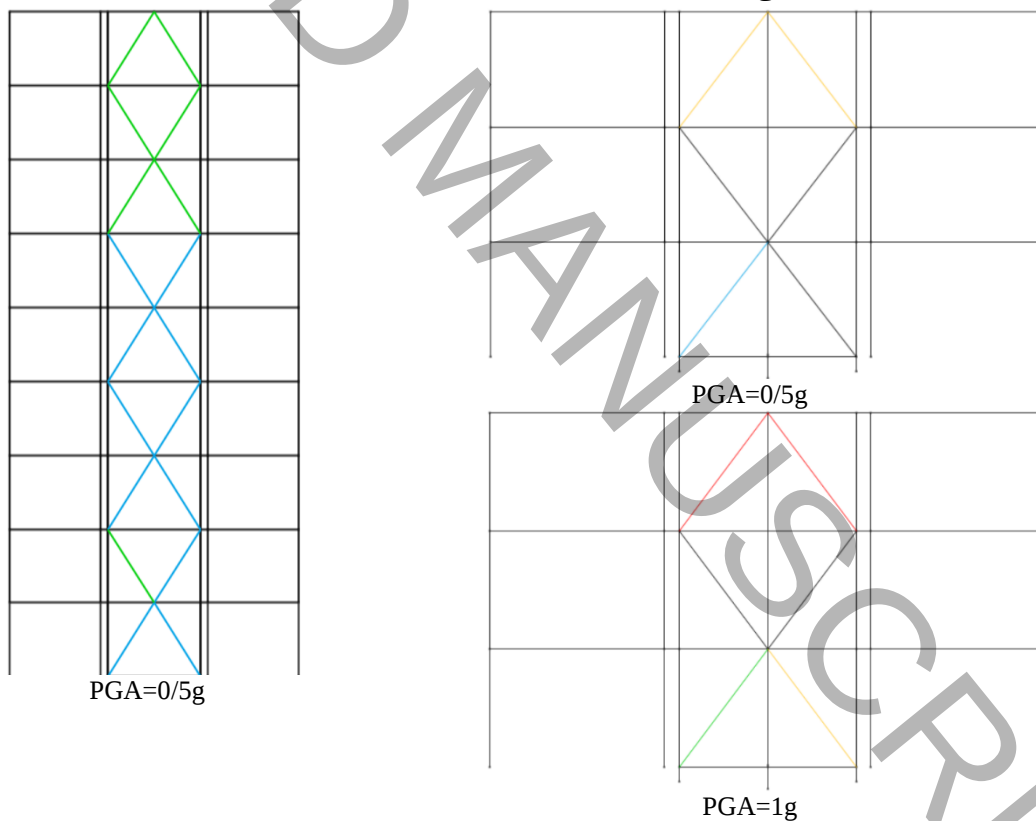
در این بخش بر مبنای چندین پارامتر مهم، عملکرد سازه‌های سه و نه طبقه دارای سیستم مرکزگرا تحت رکورد اصلی زلزله و پس‌لرزه بررسی می‌شود. در ابتدا جابجایی افقی بام سازه‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. جابجایی افقی بام یکی از مهم‌ترین پارامترهای ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها محسوب می‌شود. هرچه یک سازه جابجایی افقی کمتری را تجربه کند رفتار لرزه‌ای بهتری را خواهد داشت. در شکل ۵ منحنی‌های تاریخچه زمانی جابجایی افقی بام سازه‌های سه و نه طبقه تحت رکورد زلزله نیگاتا به نمایش در آمده است. بدین منظور سازه تحت این رکورد بر مبنای تحلیل IDA در بیشینه شتاب‌های مختلف تحلیل و نتایج حاصل از آن بر اساس گام‌های شتاب $0.1g$ تا $1g$ به تصویر کشیده شده است.

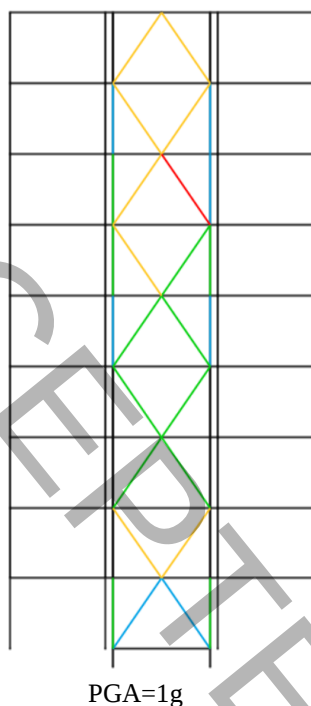


شکل ۵ منحنی تاریخچه زمانی جابجایی افقی بام در سازه‌های الف) سه طبقه ب) نه طبقه تحت رکورد اصلی و پس‌لرزه

Figure 5: Time-history of roof lateral displacements for (a) three-story and (b) nine-story structures under mainshock and aftershock excitations

نتایج شکل ۵ نشان می‌دهد که با افزایش شتاب وارده جابجایی افقی بام در سازه‌ها افزایش می‌یابد. جابجایی افقی بام در سازه سه طبقه کمتر از نه طبقه است. از طرفی نتایج نشان می‌دهد پس از زلزله اصلی و همچنین پس‌لرزه که به دنبال آن به سازه وارد می‌شود، جابجایی پسماند در بیشینه شتاب‌های بالا (مانند $1g$) تقریباً صفر است. این موضوع نشان می‌دهد سازه‌های مرکزگرا به خوبی می‌توانند میزان جابجایی پسماند در سازه را کاهش دهند. بیشترین جابجایی افقی در زلزله اصلی در سازه سه طبقه برابر با 22 سانتی‌متر محاسبه شده است. با توجه به اینکه ارتفاع طبقه اول $3/96$ سانتی‌متر و تعداد طبقات سه است، ماکزیمم دررفت کلی سازه از طبقه اول تا طبقه سوم برابر با $0/19$ است. این مقدار نزدیک به سطح LS است. با این میزان مقدار تغییر مکان در پایان زلزله اصلی و پس‌لرزه نزدیک به صفر است که نشان می‌دهد عملکرد سیستم مرکزگرا به گونه‌ای است که می‌تواند به میزان قابل توجهی جابجایی پسماند را کاهش دهد. در شکل ۶ رفتار غیرخطی اعضا بررسی شده است. هدف از این شکل، بررسی این موضوع است که در شتاب‌های مختلف چند عضو وارد محدوده غیرخطی شده‌اند. المان قرمز نشان می‌دهد که آن عضو وارد محدوده غیرخطی گردیده است. بر اساس این شکل در زلزله نیگاتا در بیشینه شتاب $0/5g$ هیچ یک از اعضای سازه‌ای وارد محدوده غیرخطی نشده و رفتار آن‌ها کاملاً خطی است. اما در بیشینه شتاب $1g$ در سازه سه طبقه تنها دو مهاربند و در سازه نه طبقه تنها یک مهاربند وارد محدوده غیرخطی شده‌اند که نشان از عملکرد خوب این سیستم سازه‌ای است. بررسی دقیق‌تر نشان می‌دهد که در این زلزله خاص پس‌لرزه موجب نشده است که تغییر شکل‌های اعضای سازه وارد محدوده غیرخطی شود درواقع بیشترین تغییر شکل‌ها در زلزله اصلی رخ داده و پس‌لرزه موجب افزایش این تغییر شکل‌ها و ورود اعضا به محدوده غیرخطی نشده است.

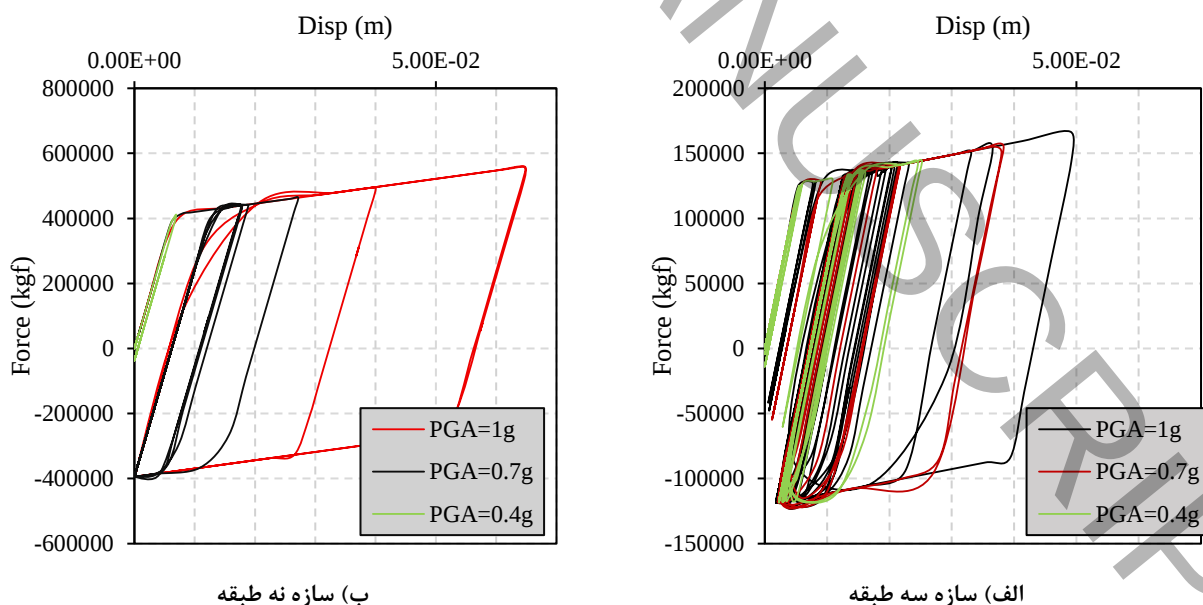




شکل ۶ سطح عملکرد اعضا در زلزله نیگاتا در بیشینه شتابهای مختلف

Figure 6. Member performance under Niigata earthquake at various PGA levels

انرژی ورودی به سازه در سیستم‌های مرکزگرا توسط میراگر و عملکرد کابل‌ها تلف می‌شود و این اعضا نقش بسیار مهمی در بهبود عملکرد این سیستم سازه‌ای دارد. در ادامه رفتار این دو عضو مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت. در شکل ۷ منحنی‌های هیستریزیس میراگرها تحت زلزله نیگاتا در بیشینه شتابهای مختلف دیده می‌شود.



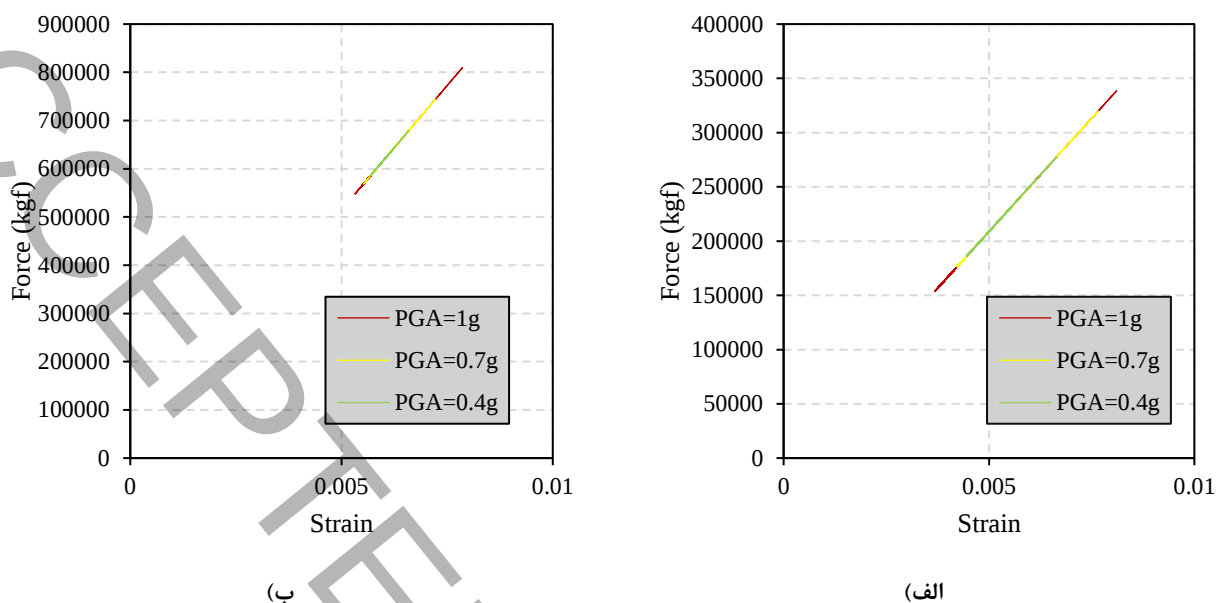
ب) سازه نه طبقه

الف) سازه سه طبقه

شکل ۷ منحنی هیستریزیس سازه‌های دارای سیستم مرکزگرا تحت رکورد زلزله نیگاتا

Figure 7. Hysteresis response of self-centering structures under Niigata record

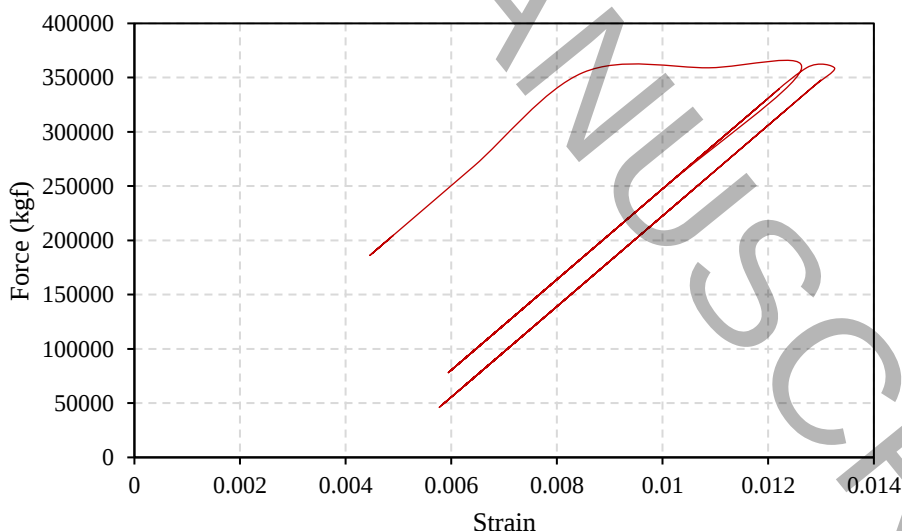
یکی دیگر از اعضای اصلی سازه‌های مرکزگرا کابل‌ها می‌باشند که وظیفه‌ی کشیدن سازه به نقطه‌ی اولیه را دارند. در شکل ۸ منحنی هیستریزیس کابل‌ها در اثر زلزله نیگاتا تحت شتاب‌های ۰/۴، ۰/۷ و ۱g دیده می‌شود.



شکل ۸ منحنی هیستریزیس کابل‌ها در زلزله نیگاتا الف) سازه سه طبقه ب) سازه نه طبقه

Figure 8. Cable hysteresis curves under Niigata record: (a) three-story, (b) nine-story

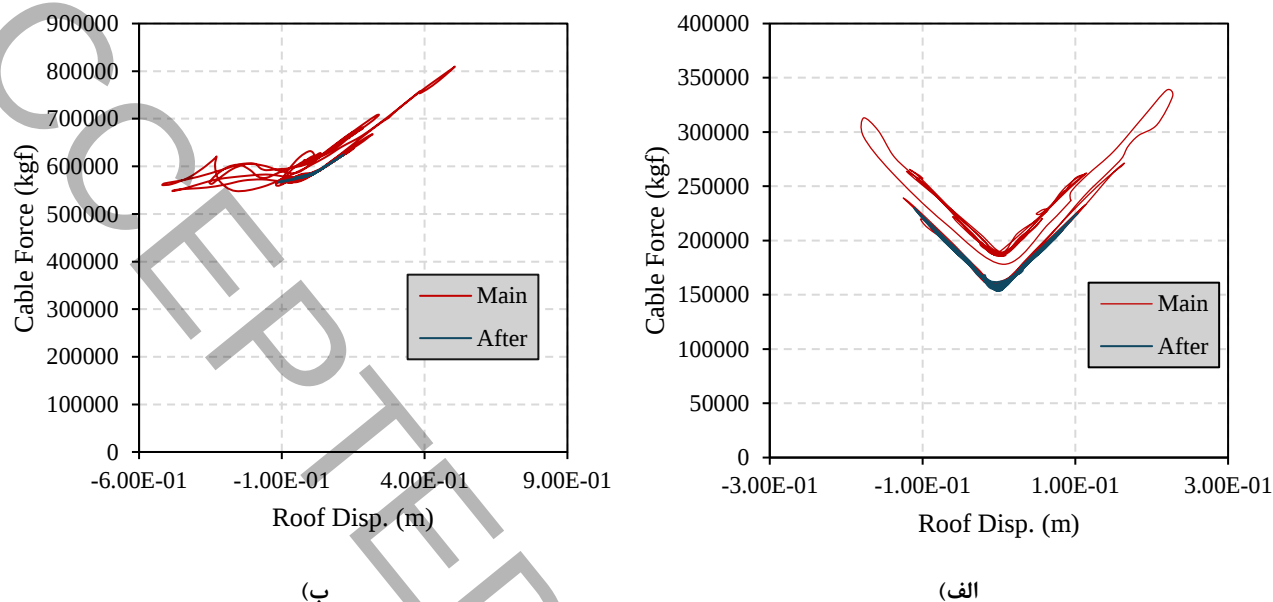
بر اساس شکل ۸ کابل‌ها دارای نیروی پیش‌تنیدگی می‌باشند که باعث می‌گردد یک نیروی اولیه در کابل‌ها وجود داشته باشد. از طرفی رفتار کابل‌ها در این رکورد در بیشینه شتاب‌های مختلف به صورت خطی است که نشان می‌دهد کابل به درستی می‌تواند عملکرد مناسب داشته باشد. البته با بیشتر شدن شدت بار لرزه‌ای کابل می‌تواند وارد محدوده غیرخطی شود. در واقع در شتاب‌های بالاتر کابل‌ها نیز جاری می‌شوند. جهت نمونه، در شکل ۹ منحنی هیستریزیس کابل سازه سه طبقه تحت رکورد زلزله نورث‌بریج با بیشینه شتاب ۱/۵g ارائه گردیده که حاکی از این است که کابل‌ها می‌توانند در این سازه‌ها در اثر شدت بار لرزه‌ای به مرحله غیرخطی وارد شوند.



شکل ۹ منحنی هیستریزیس کابل در سازه سه طبقه تحت رکورد زلزله نورث‌بریج با بیشینه شتاب ۱/۵g

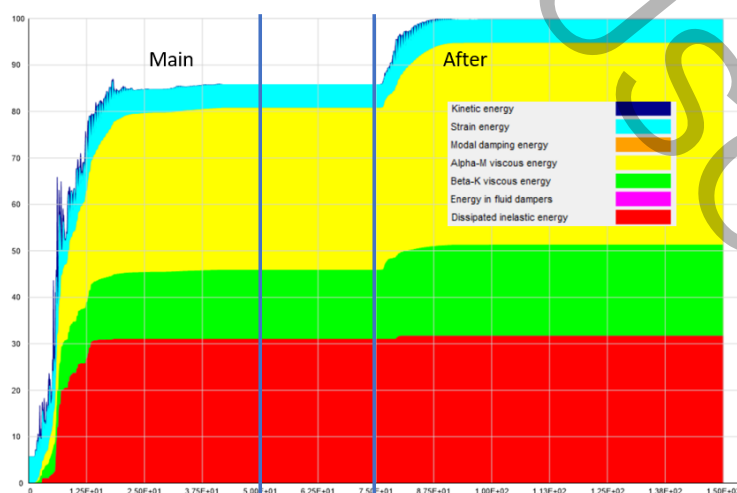
Figure 9. Cable hysteresis in the three-story structure under Northridge record (PGA = 1.5g)

یکی از پارامترهایی که معمولاً در ارزیابی عملکرد سازه‌های مرکزگرا کاربرد دارد استفاده از منحنی‌های نیروی کابل و جابجایی بام است. در شکل ۱۰ این منحنی‌ها به تفکیک زلزله اصلی و پس‌لرزه در سازه‌های سه و نه طبقه تحت رکورد زلزله نیگاتا با بیشینه شتاب $1g$ به تصویر کشیده شد.



شکل ۱۰ منحنی جابجایی افقی بام - نیروی داخلی کابل تحت رکورد زلزله نیگاتا با بیشینه شتاب $1g$ (الف) سازه سه طبقه (ب) سازه نه طبقه
Figure 10. Roof displacement versus cable force under Niigata record (PGA = 1g): (a) three-story, (b) nine-story

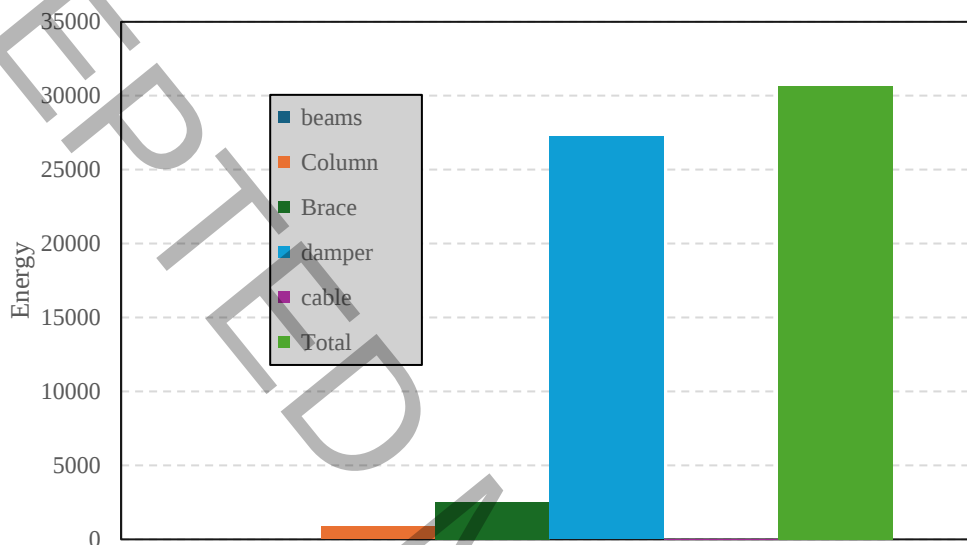
همان‌طور که مشخص است پهنای منحنی‌های عنوان شده در اثر زلزله اصلی بیشتر از پس‌لرزه است که نشان می‌دهد سازه‌های مرکزگرا در اثر زلزله اصلی پاسخ دینامیکی بیشتری را متحمل می‌شوند. رابطه‌ی جابجایی افقی بام و نیروی کابل یک رابطه مستقیم است، هرچه جابجایی افقی بام بیشتر باشد نیروی وارده در کابل‌ها بزرگ‌تر می‌شود و از آنجایی که جابجایی افقی به صورت رفت و برگشتی و یک نیروی از پیش تعیین شده در کابل وجود دارد، بنابراین باعث می‌گردد شکل منحنی‌ها شبیه به حرف U شود. یکی از مهم‌ترین پارامترهایی که در ارزیابی عملکرد سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد میزان انرژی تلف شده در سازه است [۳۲]. انرژی ورودی در سازه با انرژی کرنشی (الاستیک و پلاستیک) انرژی تلف شده ناشی از میرایی و انرژی جنبشی در تعادل است. در شکل ۱۱ منحنی‌های انرژی‌های یاد شده در سازه سه طبقه تحت رکورد زلزله نیگاتا با بیشینه شتاب $0.8g$ را نشان می‌دهد.



شکل ۱۱ منحنی‌های تاریخچه زمانی انرژی‌های درونی در سازه سه طبقه تحت رکورد زلزله نیگاتا با بیشینه شتاب $0.8g$

Figure 11. Internal energy time-history curves for the three-story structure under Niigata record (PGA = 0.8g)

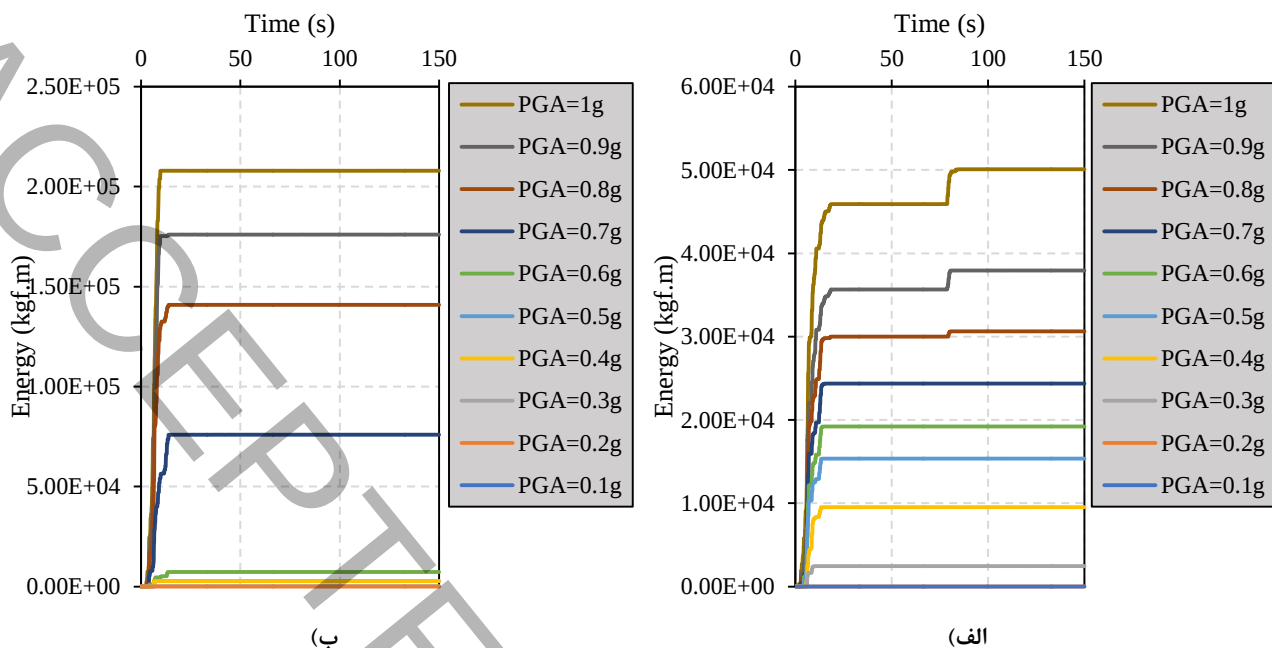
بر اساس شکل ۱۱ در بیشینه شتاب $0.8g$ بیشتر انرژی ورودی توسط میرایی ذاتی و انرژی‌های کرنشی الاستیک و جنبشی تلف می‌شود و حدود ۳۱٪ از انرژی ورودی توسط انرژی کرنشی پلاستیک در سازه (منحنی قرمز رنگ) تلف می‌گردد. بیشتر سهم انرژی تلف شده در محدوده زلزله اصلی رخ داده و پس‌لرزه سهم کمی در این انرژی دارد. انرژی تلف شده در سازه می‌تواند باعث ایجاد آسیب در اعضا شود به شرط آن‌که این انرژی ناشی از اعضای اصلی مانند تیر، ستون و مهاربند باشد. از آنجایی که سیستم سازه‌ای قاب خمشی نیست و تیرها با اتصال مفصلی به ستون‌ها متصل‌اند، بنابراین اتلاف انرژی در اعضای تیر وجود نخواهد داشت. در شکل ۱۲ نشان داده شده است که سهم ستون، مهاربند، کابل و میراگر در اتلاف انرژی در اثر زلزله نیگاتا با بیشینه شتاب $0.8g$ چه میزان است.



شکل ۱۲ سهم اعضای سازه‌ای در انرژی تلف شده در زلزله نیگاتا با بیشینه شتاب $0.8g$

Figure 12. Member contribution to dissipated energy under Niigata record (PGA = 0.8g)

بر اساس این شکل، بیشترین انرژی تلف شده در میراگر اتفاق افتاده است. میزان کمی از انرژی نیز در مهاربند و ستون‌ها تلف گردید. سهم کابل و تیر نیز صفر است که نشان می‌دهد کابل‌ها الاستیک رفتار کرده‌اند. با توجه به شکل ۱۱ سهم پس‌لرزه در انرژی کرنش پلاستیک سازه کمتر از ۳٪ است که نشان می‌دهد مقادیر شکل ۱۳ در زلزله اصلی رخ داده‌اند و نه پس‌لرزه. شکل ۱۳ منحنی تاریخچه زمانی انرژی تلف شده در سازه‌های سه و نه طبقه را تحت رکورد زلزله نیگاتا در اثر زلزله اصلی و پس‌لرزه نشان می‌دهد.

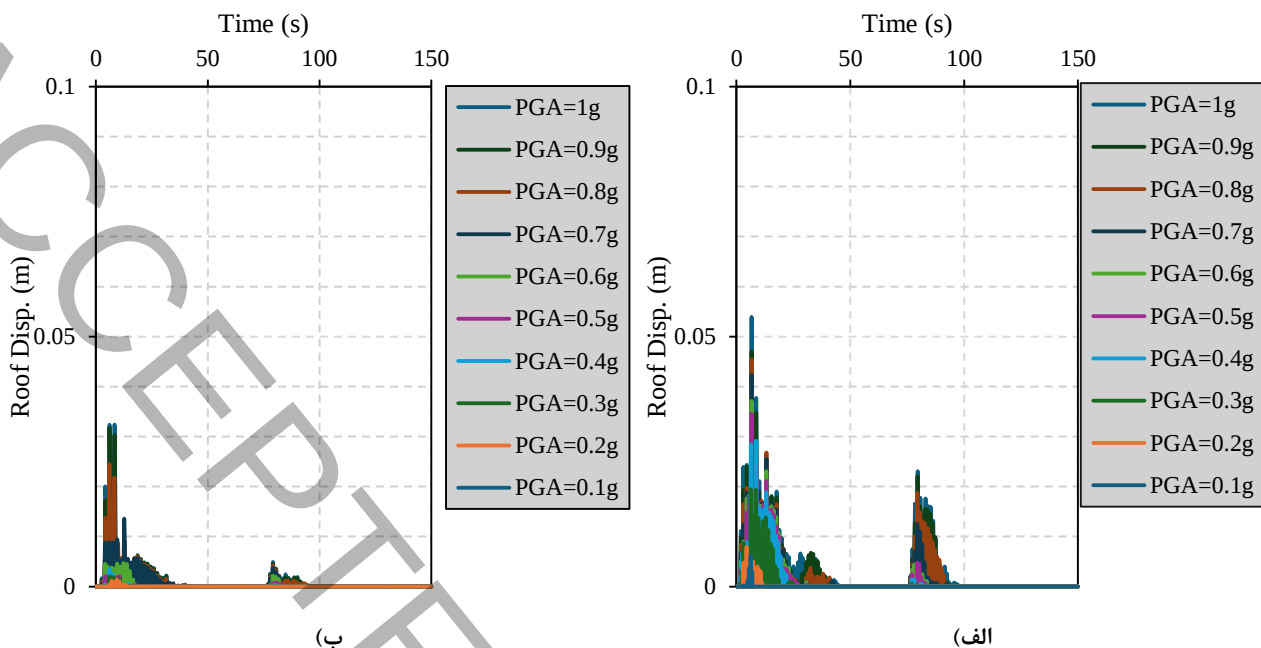


شکل ۱۳ منحنی تاریخچه زمانی انرژی کرنشی تلف شده در سازه تحت زلزله نیگاتا (الف) سازه سه طبقه (ب) سازه نه طبقه

Figure 13. Dissipated strain energy time histories under Niigata record: (a) three-story, (b) nine-story

بر اساس شکل ۱۳ در سازه سه طبقه تا بیشینه شتاب $0.7g$ انرژی کرنشی تلف شده در محدوده زلزله اصلی رخ می‌دهد و در پس‌لرزه مقدار انرژی تلف شده همان مقدار زلزله اصلی است که نشان می‌دهد سازه تا این بیشینه شتاب تحت رکورد اصلی انرژی کرنشی پلاستیک را تلف می‌کند اما در پس‌لرزه رفتاری الاستیک دارد. اما در شتاب‌های بالاتر، در اثر افزایش شدت بار لرزه‌ای در پس‌لرزه نیز دچار اتلاف انرژی می‌شود. با افزایش شدت بار لرزه‌ای سهم پس‌لرزه در اتلاف انرژی نیز بیشتر می‌شود چرا که میزان انرژی کرنشی پلاستیک تلف شده در سازه در پس‌لرزه در شتاب $1g$ بیشتر از $0.9g$ است. اما در سازه نه طبقه تا بیشینه شتاب $1g$ همچنان سهم پس‌لرزه صفر و رفتار سازه در پس‌لرزه الاستیک است و کل انرژی تلف شده در محدوده زلزله اصلی رخ داده است.

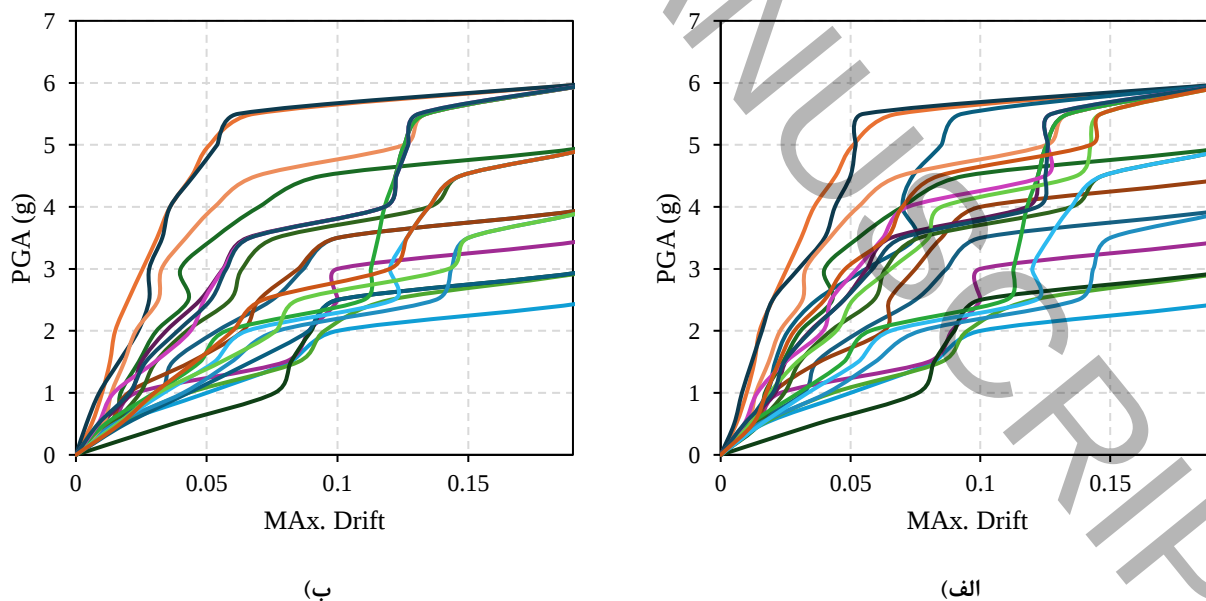
یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های سازه‌های مرکزگرا اثر بلند شدگی و حرکت گهواره‌ای آن است. در مدل‌سازی سازه‌های مرکزگرا از المان گپ استفاده می‌شود تا اثر بلند شدگی و حرکت گهواره‌ای آن به درستی مدل شود. اثر گهواره‌ای این امکان را به سازه می‌دهد تا در اثر تغییر مکان جانبی، کف سازه مقداری بلند شود و این مسئله باعث می‌شود تا مقداری از انرژی زلزله در اثر این موضوع تلف شود. بر اساس شکل ۱۴ اثر حرکت گهواره‌ای در سازه سه طبقه شدت بیشتری نسبت به سازه نه طبقه دارد چرا که با اضافه شدن وزن سازه، اثر گهواره‌ای و حرکت آن کاهش می‌یابد. مقایسه شکل ۱۴ الف و ب نشان می‌دهد اثر پس‌لرزه در بلند شدگی سازه با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابد.



شکل ۱۴ منحنی تاریخیچه زمانی جابجایی قائم کف سازه تحت زلزله نیگاتا (الف) سازه سه طبقه (ب) سازه نه طبقه
Figure 14: Vertical displacement response of floors under the Niigata earthquake: (a) three-story building, (b) nine-story building

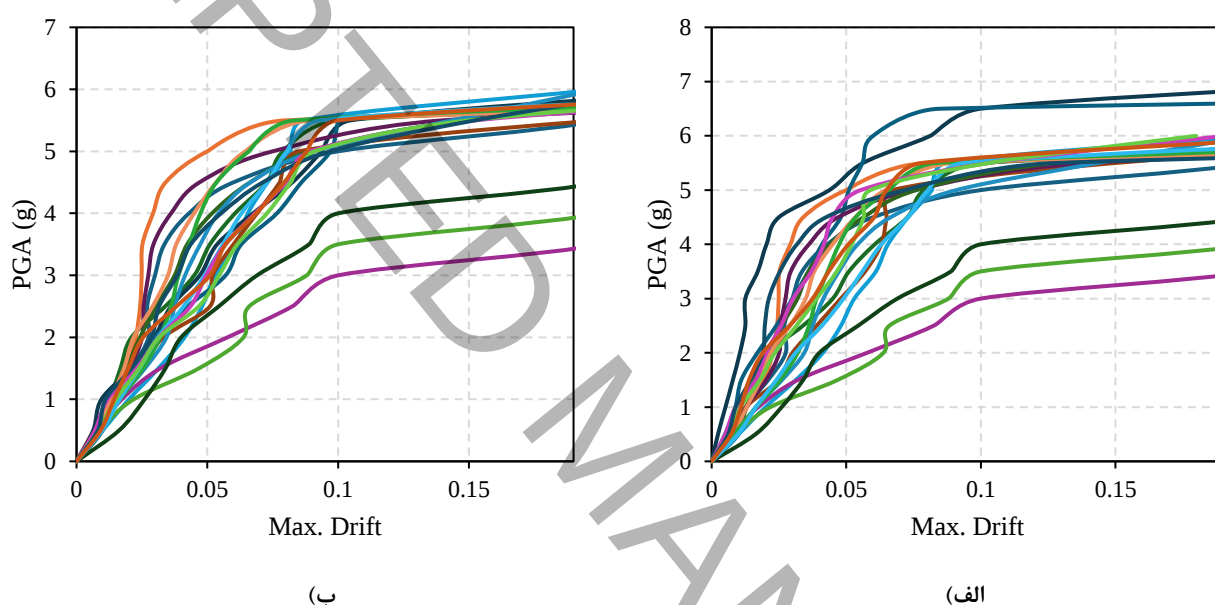
۵- بررسی منحنی‌های دینامیکی فزاینده و شکنندگی

در بخش ۴ عملکرد لرزه‌ای سازه‌های سه و نه طبقه تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه بررسی شده است. مهم‌ترین هدف مطالعه حاضر تأثیر پس‌لرزه بر شکنندگی سازه‌های مرکزگرا می‌باشد. از این روی به‌صورت ویژه در این بخش به بررسی منحنی‌های IDA و شکنندگی این سازه‌ها تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه پرداخته شده است. شکل ۱۵ منحنی‌های IDA سازه سه طبقه را، تحت زلزله اصلی و زلزله به همراه پس‌لرزه نشان می‌دهد.



شکل ۱۵ منحنی‌های IDA سازه‌های مرکزگرای سه طبقه تحت (الف) زلزله اصلی (ب) زلزله و پس‌لرزه
Figure 15. IDA curves for three-story self-centering structures under (a) mainshock, (b) mainshock and aftershock

منحنی‌های IDA در هر رکورد نشان می‌دهد که در هر شدت بار لرزه‌ای (در این پژوهش PGA) بیشترین دررفت سازه چه میزانی بوده است. ماکزیمم دررفت یکی از مهم‌ترین پارامترهای ارزیابی رفتار دینامیکی سازه‌هاست و هرچه مقدار آن بیشتر باشد نشان می‌دهد سازه در شرایط بحرانی‌تری قرار دارد [۳۳]. به صورت کلی با افزایش شدت بار لرزه‌ای مقدار دررفت در سازه افزایش می‌یابد تا سرانجام سازه ناپایدار شود که در این حالت دررفت یک‌باره افزایش پیدا می‌کند. بنابراین افزایش ناگهانی در منحنی‌های IDA ناشی از رسیدن سازه به ناپایداری است [۳۴]. بررسی‌های منحنی‌های IDA سازه سه طبقه نشان می‌دهد که این منحنی‌ها تحت رکورد اصلی و پس‌لرزه تا اندازه زیادی شبیه به هم هستند. به عبارت دیگر در اکثر رکوردها زلزله اصلی حاکم بوده و بیشترین دررفت در زلزله اصلی رخ داده است. اما چند رکورد هم بوده‌اند که ماکزیمم دررفت در مرحله پس‌لرزه رخ داده است. رکوردهای کوالینگ نورث‌ریچ (جدول ۸) نمونه‌ای از رکوردهایی بوده‌اند که ماکزیمم دررفت سازه در مرحله پس‌لرزه بیشتر از ماکزیمم دررفت سازه در مرحله زلزله اصلی بوده است. شکل ۱۶ منحنی‌های IDA سازه نه طبقه را، تحت زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه نشان می‌دهد.



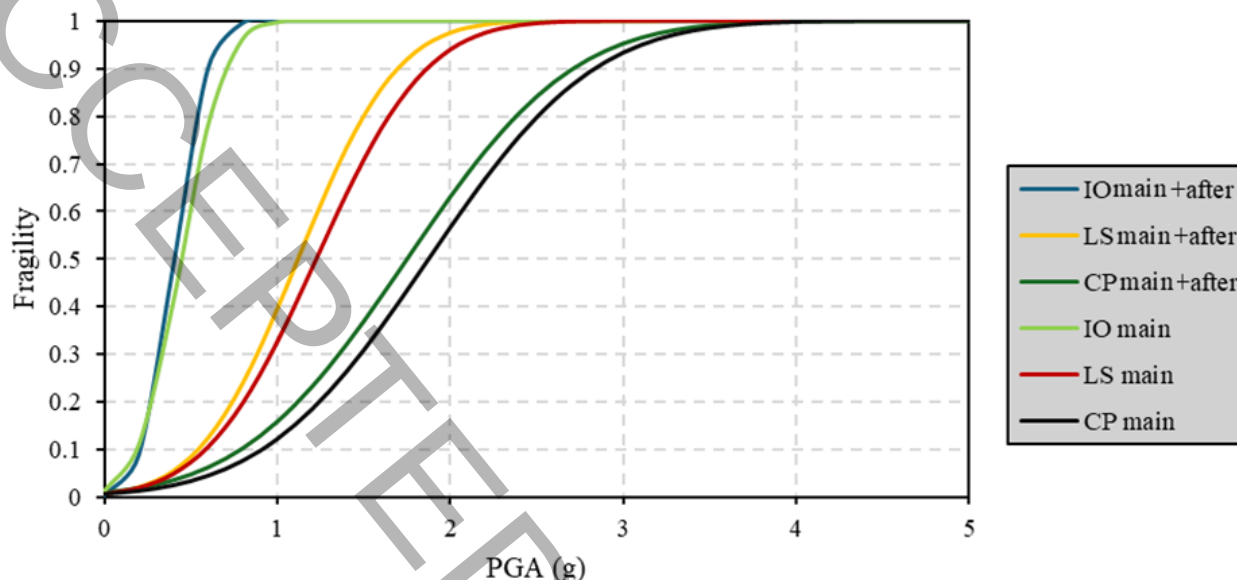
شکل ۱۶ منحنی‌های IDA سازه‌های مرکزگرای نه طبقه تحت الف) زلزله اصلی ب) زلزله و پس‌لرزه

Figure 16. IDA curves for nine-story self-centering structures under (a) mainshock, (b) mainshock and aftershock

روند تشکیل منحنی‌های IDA در سازه نه طبقه در دو حالت زلزله اصلی و پس‌لرزه مانند سازه‌ی سه طبقه است و بیشتر منحنی‌های IDA در دو حالت زلزله اصلی و پس‌لرزه شبیه به هم هستند اما تفاوت‌هایی نیز وجود دارد که نشان می‌دهد در چند رکورد ماکزیمم دررفت سازه در موقع پس‌لرزه اتفاق افتاده است. همچنین تراکم منحنی‌ها در یک دررفت مشخص در سازه نه طبقه در شدت‌های بیشتری نسبت به سازه سه طبقه رخ داده که نشان می‌دهد سازه نه طبقه دارای مقاومت بیشتری نسبت به سازه سه طبقه تحت زلزله اصلی و پس‌لرزه است.

کاربرد اصلی منحنی‌های IDA در ارزیابی و محاسبه منحنی‌های شکنندگی می‌باشد [۳۵]. در شکل ۱۷ منحنی شکنندگی سازه سه طبقه برای سطوح مختلف عملکرد (حالات حدی) در دو حالت زلزله اصلی و پس‌لرزه به تصویر کشیده شده است. به منظور استخراج منحنی‌های شکنندگی، ابتدا از خروجی IDA حداکثر دررفت میان‌طبقه‌ای (Maximum Inter-story Drift) برای هر رکورد و هر سطح شدت (PGA) استخراج گردید [۳۶]. سپس، برای هر سطح عملکرد IO، LS و CP، احتمال فراگذشت (Probability of Exceedance) در هر سطح PGA با فرض این که داده‌های تقاضای لرزه‌ای از یک توزیع لگ‌نرمال (Lognormal Distribution) پیروی می‌کنند، محاسبه شد. پارامترهای این توزیع یعنی میانه (θ) و انحراف معیار لگاریتمی (β) با استفاده از روش حداکثر راستنمایی (Maximum Likelihood Estimation – MLE) برآورد گردیدند. این روش به دلیل نارایب بودن و

کارایی بالا در داده‌های با حجم محدود، در مطالعات شکنندگی لرزه‌ای استاندارد مانند FEMA P-695 توصیه می‌شود. پس از برآورد پارامترها، منحنی شکنندگی به عنوان تابع توزیع تجمعی (CDF) لگ‌نرمال ترسیم گردید که احتمال فراگذشت از سطح عملکرد مورد نظر را در هر سطح PGA نشان می‌دهد. کلیه محاسبات با استفاده از نرم‌افزار آماری MATLAB و بسته تحقیقاتی OpenFrag انجام پذیرفت [۳۷]. این فرآیند به طور جداگانه برای دو سناریوی «زلزله اصلی تنها» و «توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه» تکرار شد.



شکل ۱۷ منحنی شکنندگی سازه سه طبقه

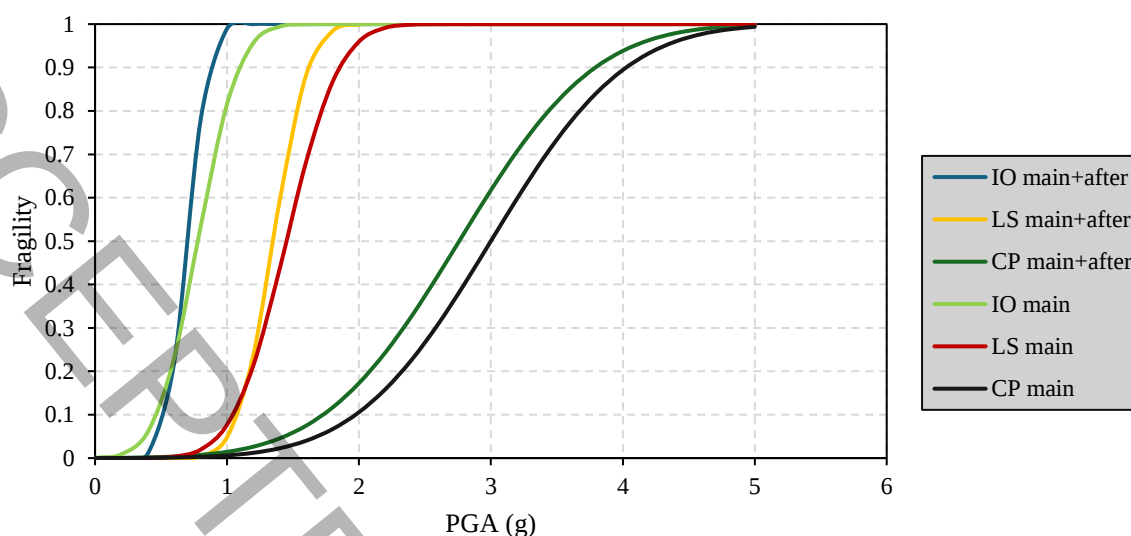
Figure 17. Fragility curves for the three-story structure

منحنی‌های شکنندگی برای سه سطح عملکرد بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) برای دو حالت زلزله اصلی و زلزله اصلی به همراه پس‌لرزه محاسبه گردید.

برای تعیین معیارهای عددی سطوح عملکرد در این پژوهش، از دو دسته معیار متفاوت برای سازه‌های مرکزگرا استفاده شده است. برای سطوح عملکرد ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) که در آنها پایداری سازه و جلوگیری از ریزش حائز اهمیت است، از آستانه‌های حداکثر دریفت (Peak Drift) پیشنهادی برای قاب‌های مهاربندی فولادی در FEMA 356 استفاده شده است. بر این اساس، سطح عملکرد LS معادل دریفت حداکثر ۲/۵٪ (۰/۰۲۵ رادیان) و سطح CP معادل دریفت حداکثر ۴٪ (۰/۰۴ رادیان) در نظر گرفته شده است. با این حال، به دلیل توانایی ذاتی سیستم مرکزگرا در حذف تغییرشکل‌های پسماند، سطح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه IO که بیشتر با تغییرشکل‌های ماندگار مرتبط است، با استناد به FEMA P-58 تعریف می‌شود. بر اساس این رهنمود، حداکثر تغییرشکل پسماند مجاز برای این سطح عملکرد، ۰/۲٪ در نظر گرفته می‌شود که نشان‌دهنده‌ی عملکرد الاستیک و بدون آسیب قابل توجه سازه است. به این ترتیب، مقاله به طور شفاف بیان می‌کند که معیارهای به کار رفته، منطبق بر آخرین یافته‌ها و دستورالعمل‌های معتبر در حوزه سازه‌های مرکزگرا بوده و ابهامی در مورد روند ارزیابی باقی نمی‌ماند.

مقادیر احتمال فراگذشت در هر سطح عملکرد محاسبه و سپس به منحنی‌های لاگ نرمال تبدیل و سرانجام به صورت شکل ۱۷ به نمایش درآمده است. بررسی شکل ۱۷ نشان می‌دهد در هر سطح عملکرد شکنندگی در زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه نزدیک به یکدیگر هستند. برای نمونه، منحنی‌های شکنندگی در سطح عملکرد IO تا بیشینه شتاب ۰/۴g در دو حالت IO و LS تقریباً برابر می‌باشند اما با افزایش شتاب شکنندگی بین زلزله اصلی و زلزله و پس‌لرزه آشکار می‌شود. اما در هر حال مقادیر شکنندگی در هر سه سطح نزدیک به یکدیگر است. مثلاً، در سطح عملکرد LS، بیشینه شتاب $PGA=1/8g$ احتمال فراگذشت در حالت زلزله تنها برابر با ۰/۸۷ و در حالت زلزله و پس‌لرزه برابر با ۰/۹۳ محاسبه شده است که نشان دهنده اختلافی در حدود ۰/۰۶ است. در سطح عملکرد CP، بیشینه شتاب ۲g $PGA=$ احتمال فراگذشت در حالت زلزله تنها برابر با ۰/۵۶ و در حالت زلزله و پس‌لرزه برابر با ۰/۶۳ محاسبه شده است که بیانگر

اختلافی در حدود ۰/۰۷ می‌باشد. به صورت کلی می‌توان بیان نمود تأثیر پس‌لرزه در افزایش شکنندگی سازه‌های مرکزگرا چندان چشم‌گیر نیست. در شکل ۱۸ منحنی شکنندگی سازه نه طبقه مشاهده می‌گردد.



شکل ۱۸ منحنی شکنندگی سازه نه طبقه

Figure 18. Fragility curves for the nine-story structure

مقایسه منحنی‌های شکنندگی سازه سه و نه طبقه نشان می‌دهد مقادیر شکنندگی در یک بیشینه شتاب مشخص در سازه سه طبقه بیشتر از سازه نه طبقه است. به عبارت دیگر سازه نه طبقه دارای مقاومت بیشتری در برابر زلزله اصلی و پس‌لرزه می‌باشد. جهت نمونه، مقدار شکنندگی در $PGA = 2g$ در سطح عملکرد CP، در سازه نه طبقه برابر با ۰/۱ محاسبه شده است در حالی که همین مقدار در سازه سه طبقه برابر با ۰/۵۶ برآورد گردید که نشان از مقاومت بالاتر سازه‌های بلند دارای سیستم مرکزگرا نسبت به سازه‌های کوتاه است. همانند سازه‌ی سه طبقه، مقادیر شکنندگی در اثر پس‌لرزه و زلزله اصلی نسبت به زلزله تنها نزدیک به یکدیگر می‌باشند و شکنندگی در اثر پس‌لرزه کمی بیشتر از زلزله تنهاست. جهت مثال، در سطح عملکرد LS، بیشینه شتاب $PGA = 1/8g$ احتمال فراگذشت در حالت زلزله تنها برابر با ۰/۷۸ و در حالت زلزله و پس‌لرزه برابر با ۰/۸۸ محاسبه شده است که نشان می‌دهد اختلافی در حدود ۰/۱ دارند. در سطح عملکرد CP، بیشینه شتاب $PGA = 2g$ احتمال فراگذشت در حالت زلزله تنها برابر با ۰/۱ و در حالت زلزله و پس‌لرزه برابر با ۰/۱۹ محاسبه شده است که بیانگر اختلافی در حدود ۰/۰۹ است.

در سیستم‌های متعارف، با افزایش ارتفاع، جابجایی پسماند افزایش یافته و شکنندگی را تشدید می‌کند. اما در سیستم مرکزگرای مورد مطالعه، با انتخاب نسبت مرکزگرایی $SC \geq 1.25$ ، جابجایی پسماند در هر دو سازه به طور مؤثر حذف شده است. نتایج پژوهش نشان می‌دهد که در شدت $PGA = 1g$ ، جابجایی پسماند در سازه ۹ طبقه حتی کمتر از سازه ۳ طبقه است. با حذف این پارامتر کلیدی آسیب، اثر سوء افزایش ارتفاع خنثی می‌شود.

در سیستم‌های مرکزگرا، برخلاف قاب‌های خمشی متعارف، اثرات مرتبه دوم (P-Delta) به دلیل عملکرد گهواره‌ای و وجود نیروی پیش‌تنیدگی، کاملاً ماهیت متفاوتی دارد. با افزایش تعداد طبقات و در نتیجه افزایش بار قائم (P_D)، یک نیروی تثبیت‌کننده اضافی در سیستم ایجاد می‌شود. به بیان ساده، وزن بیشتر سازه، آن را سنگین‌تر کرده و در مقابل حرکت گهواره‌ای از خود مقاومت بیشتری نشان می‌دهد. این موضوع، بر خلاف سیستم‌های متعارف که در آنها افزایش وزن اثر P-Delta را تشدید می‌کند، در اینجا به پایداری بیشتر سازه بلندتر کمک کرده است.

با افزایش ارتفاع، دوره تناوب سازه به طور طبیعی افزایش می‌یابد (در این پژوهش از ۰/۳۱ ثانیه در سازه ۳ طبقه به ۰/۷۱ ثانیه در سازه ۹ طبقه). در بسیاری از رکوردهای حوزه دور که اکثر ۲۰ رکورد مورد استفاده را تشکیل می‌دهند، شتاب طیفی در دوره‌های تناوب بلندتر به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد (این موضوع مد نظر قرار گیرد که شدت بار لرزه‌ای در این تحقیق PGA است و نه S_a).

بنابراین، سازه ۹ طبقه ذاتاً نیروی لرزه‌ای کمتری را نسبت به سازه ۳ طبقه تجربه می‌کند. این یک تفاوت اساسی با سیستم‌های متعارف است که در آنها اثر مودهای بالاتر ممکن است این مزیت را خنثی کند.

۶- نتیجه‌گیری

- بررسی منحنی‌های جابجایی افقی بام در سازه‌های سه و نه طبقه مرکزگرا نشان می‌دهد که مقدار جابجایی پسماند سازه چه در مرحله زلزله اصلی و چه در پس‌لرزه نزدیک به صفر است و این سازه‌ها از این نظر عملکرد مناسبی دارند. نتایج نشان داده است جابجایی افقی بام حتی در شدت‌های بالای بار لرزه‌ای نیز (زمانی که دریفت کلی سازه در حدود ۰/۱۹ است) نزدیک به صفر می‌باشد. در اکثر زلزله‌ها جابجایی افقی بام در زلزله اصلی بیشتر از پس‌لرزه بوده است.
- عملکرد میراگر و کابل در این سیستم به‌گونه‌ای است که تغییر شکل در سایر اعضا به شدت کاهش می‌یابد. به‌طوری که در شتاب‌های بالای بار لرزه‌ای مانند ($PGA=1g$) تعداد اعضای که وارد محدوده غیرخطی شده‌اند بسیار کم است. جهت نمونه، در زلزله نیگاتا با بیشینه شتاب $1g$ در سازه سه و نه طبقه به ترتیب تنها دو و یک مهاربند وارد محدوده غیرخطی شده‌اند.
- بررسی منحنی‌های انرژی کرنشی تلف شده در سازه نشان از این موضوع بوده است که بیشتر انرژی تلف شده در سازه‌های مرکزگرا سهم میراگرها است. مثلاً، در زلزله نیگاتا با بیشینه شتاب $0/8g$ ، سهم میراگر در اتلاف انرژی برابر ۹۰٪ کل انرژی کرنشی پلاستیک تلف شده در سازه است.
- بررسی انرژی کرنشی پلاستیک در سازه‌ها نشان داده است که سهم پس‌لرزه در آن در اکثر موارد کمتر از زلزله اصلی است. مقادیر میانگین در سهم انرژی تلف شده در اثر پس‌لرزه نسبت به انرژی تلف شده در زلزله اصلی و پس‌لرزه در سازه سه طبقه برابر با ۰/۱۵۲ و در سازه نه طبقه برابر با ۰/۱۳ است.
- مقادیر منحنی‌های شکنندگی نشان می‌دهد که اولاً شکنندگی سازه‌های کوتاه (سه طبقه) بیشتر از سازه‌های بلند (نه طبقه) است. ثانیاً مقدار شکنندگی در پس‌لرزه و زلزله اصلی در سطوح عملکرد مختلف نزدیک به هم هستند و اختلاف کمی باهم دارند. به عنوان مثال در سازه سه طبقه در سطح عملکرد LS ، بیشینه شتاب $PGA=1/8g$ ، احتمال فراگذشت در حالت زلزله تنها برابر با ۰/۸۷ و در حالت زلزله و پس‌لرزه برابر با ۰/۹۳ محاسبه شده است و در سازه نه طبقه، در سطح عملکرد LS ، در همین بیشینه شتاب احتمال فراگذشت در حالت زلزله تنها برابر با ۰/۷۸ و در حالت زلزله و پس‌لرزه برابر با ۰/۸۸ برآورد گردید. یافته‌های این پژوهش کاربردهای عملی مهمی در طراحی لرزه‌ای و ارزیابی ایمنی سازه‌ها دارند. نخست، منحنی‌های شکنندگی ارائه شده می‌توانند به عنوان داده‌های ورودی در چارچوب FEMA P-58 برای برآورد خسارت مستقیم و غیرمستقیم و نیز زمان بازگشت به بهره‌برداری ساختمان‌های مجهز به سیستم مرکزگرا تحت توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه مورد استفاده قرار گیرند. دوم، نتایج نشان می‌دهد که شکنندگی سازه‌های کوتاه‌مرتبه (سه طبقه) به طور قابل توجهی بیشتر از سازه‌های میان‌مرتبه (نه طبقه) است؛ این امر لزوم بازنگری در ضرایب رفتار لرزه‌ای برای این سیستم‌ها در آیین‌نامه‌هایی مانند ASCE 7-22 و استاندارد ۲۸۰۰ ایران را یادآور می‌شود. سوم، رویه تحلیل شکنندگی ارائه شده در این پژوهش می‌تواند مبنایی برای تدوین دستورالعمل‌های ارزیابی سریع پس از زلزله قرار گیرد تا بر اساس شدت زلزله اصلی، احتمال خرابی در برابر پس‌لرزه‌های محتمل تخمین زده شده و تصمیمات منطقی‌تری در مورد تخلیه، تعمیر یا ادامه بهره‌برداری از ساختمان اتخاذ گردد. به طور کلی، پژوهش حاضر گامی به سوی طراحی لرزه‌ای تاب‌آورتر و مبتنی بر عملکرد برای سیستم‌های مرکزگرا در برابر توالی زلزله‌های واقعی محسوب می‌شود.
- پژوهش حاضر بر روی دو سازه سه و نه طبقه با سیستم مرکزگرا و ۲۰ رکورد حوزه دور انجام شده است. بنابراین، تعمیم نتایج به سازه‌های بلندتر، سیستم‌های مرکزگرای دیگر، یا زلزله‌های نزدیک گسل نیازمند مطالعات تکمیلی است.

REFERENCE:

- [1] G. Xu, T. Guo, A.-q. Li, T. Zhou, C. Shuang, Seismic performance of steel frame structures with novel self-centering beams: Shaking-table tests and numerical analysis, *Journal of Structural Engineering*, 151(3) (2025) 04025002.
- [2] F. Shi, W. Yuan, S. Cao, O.E. Ozbulut, Comparative seismic performance evaluation of friction, self-centering and hybrid self-centering dampers, *Journal of Constructional Steel Research*, 218 (2024) 108700.
- [3] Z. Lin, L. Xu, X. Xie, Shape function-based multi-objective optimizations of seismic design of buildings with elastoplastic and self-centering components, *Computers & Structures*, 296 (2024) 107303.
- [4] J. Huang, S. Zhu, Mitigating inter-story drift concentration in seismic-resistant self-centering braced frames by using strong backup systems, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 22(13) (2024) 6509–6543.
- [5] H. Alwahsh, S. Salawdeh, Y. Jiang, J. Goggins, Force-based design of a novel self-centring concentrically braced steel structure—a case study, in: *18th World Conference on Earthquake Engineering (18WCEE)*, 2024.
- [6] A.H. Al Ateah, Numerical Study of Multiple Rocking Self-centering Rocking Core Systems with Buckling-restrained Columns for Mid-rise Buildings, University of Akron, 2017.
- [7] A. Jafari, M.R. Ghasemi, H. Akbarzadeh Bengar, B. Hassani, Seismic performance and damage incurred by monolithic concrete self-centering rocking walls under the effect of axial stress ratio, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(2) (2018) 831–858.
- [8] M. Latour, G. Rizzano, A. Santiago, L.S. da Silva, Experimental response of a low-yielding, self-centering, rocking column base joint with friction dampers, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 116 (2019) 580–592.
- [9] D.M. Dowden, A. Tatar, Seismically resilient self-centering cross-laminated rocking walls with coupling beams, in: *Structures Congress 2019*, American Society of Civil Engineers Reston, VA, 2019, pp. 151–161.
- [10] D. Wu, X. Lu, B. Zhao, Parametric study of rocking cores-moment frames with supplemental viscous damping and self-centering devices using a distributed parameter model, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 123 (2019) 304–319.
- [11] S. Hu, W. Wang, B. Qu, M.S. Alam, Development and validation test of a novel Self-centering Energy-absorbing Dual Rocking Core (SEDRC) system for seismic resilience, *Engineering Structures*, 211 (2020) 110424.
- [12] S. Hu, W. Wang, B. Qu, M.S. Alam, Self-centering energy-absorbing rocking core system with friction spring damper: Experiments, modeling and design, *Engineering Structures*, 225 (2020) 111338.
- [13] M. Harati, J.W. van de Lindt, Mainshock-aftershock building fragility methodology for community resilience modeling, in: *Structures*, Elsevier, 2024, pp. 107742.
- [14] S. Narayan, M. Shrimali, S. Bharti, T. Datta, Effects of aftershocks on the performance of steel building frames, in: *Structures*, Elsevier, 2023, pp. 104959.
- [15] S.A. Hosseini, J.M. Tekantappeh, G. Nouri, A. Massumi, Structural and non-structural fragility curves for low-rise mainshock-damaged buildings subjected to aftershocks, in: *Structures*, Elsevier, 2024, pp. 107352.
- [16] M. Moradi, M. Abdolmohammadi, Seismic fragility evaluation of a diagrid structure based on energy method, *Journal of Constructional Steel Research*, 174 (2020) 106311.

- [17] M.J. Goodarzi, M. Moradi, P. Jalali, M. Abdolmohammadi, S.M. Hasheminejad, Fragility assessment of an outrigger structure system based on energy method, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 32(11-12) (2023) e2017.
- [18] F. Hosseini, M. Moradi, M. Sadrianzade, P. Jalali, An energy-based method for calculating the fragility curve of bridges: a case study, *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, (2025) 1–26.
- [19] H. Wu, X. Zhu, Y. Zhou, A. Djerrad, Y. Chen, X. Ke, Seismic fragility assessment of self-centering hybrid precast walls subjected to mainshock-aftershock sequences, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 150 (2021) 106941.
- [20] S. Hu, W. Wang, M. Shahria Alam, Comparative study on seismic fragility assessment of self-centering energy-absorbing dual rocking core versus buckling restrained braced systems under mainshock-aftershock sequences, *Journal of Structural Engineering*, 147(9) (2021) 04021124.
- [21] W. Liu, J. Zhang, H. Liu, F. Wang, J. Liu, M. Han, Seismic fragility analysis of existing RC frame structures strengthened with the external self-centering substructure, *Buildings*, 13(8) (2023) 2117.
- [22] W. Yuan, F. Shi, C. Zhang, W. Lie, D. Fang, D. Zhao, Seismic fragility assessment of self-centering braced steel frames with cyclic degradation under mainshock-aftershock sequences, in: *Structures*, Elsevier, 2026, pp. 111321.
- [23] Y. Ma, Y. Yang, D. Sun, S. Feng, N. Hao, An innovative seismic-resilient self-centering column base: Experimental study and theoretical analysis, in: *Structures*, Elsevier, 2025, pp. 110554.
- [24] X. Li, H. Jiang, L. Chen, J. Guo, Y. Zhou, W. Lu, C. Zeng, Experimental study and seismic performance analysis of novel damage-free self-centering devices with variable stiffness, high-energy dissipation and low prestress, *Engineering Structures*, 344 (2025) 121424.
- [25] C. Dou, Y. Ru, L.-h. Xu, Cyclic loading behavior of earthquake-resilient disc-spring self-centering beam-column joints: An experimental study, *Engineering Structures*, 335 (2025) 120366.
- [26] F.C. Blebo, D.A. Roke, Seismic-resistant self-centering rocking core system with buckling restrained columns, *Engineering Structures*, 173 (2018) 372–382.
- [27] X. Ma, Seismic design and behavior of self-centering braced frame with controlled rocking and energy-dissipating fuses, Stanford University, 2010.
- [28] Y. Pang, L. Wu, Seismic fragility analysis of multispan reinforced concrete bridges using mainshock-aftershock sequences, *Mathematical Problems in Engineering*, 2018 (2018) 1–12.
- [29] L. Di Sarno, F. Pugliese, Effects of mainshock-aftershock sequences on fragility analysis of RC buildings with ageing, *Engineering Structures*, 232 (2021) 111837.
- [30] Y. Pang, L. Wu, Seismic Fragility Analysis of Multispan Reinforced Concrete Bridges Using Mainshock-Aftershock Sequences, *Mathematical Problems in Engineering*, 2018(1) (2018) 1537301.
- [31] R.M. Pirooz, S. Habashi, A. Massumi, Required time gap between mainshock and aftershock for dynamic analysis of structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(6) (2021) 2643–2670.
- [32] M. Moradi, H. Tavakoli, Energy Balance on Steel Structure with Pall Damper under Blast Loading, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 52(10) (2020) 2415–2434.
- [33] M. Moradi, H. Tavakoli, Evaluation of the seismic sensitivity of steel frame with converging bracing to random variables, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(6) (2021) 2371–2388.
- [34] H. Tavakoli, M. Moradi, Sensitivity Analysis of Response of a Cable Bridge with Base Isolation to Material Variation under Near Earthquake, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 52(12) (2021) 3145–3160.
- [35] M. Moradi, S. Rezaei, The effect of considering soil-structure interaction on the seismic performance, sensitivity, and fragility of high-rise structures under near-fault records, in: *Structures*, Elsevier, 2026, pp. 111548.
- [36] M. Moradi, H. Tavakoli, G. Abdollahzade, Probabilistic evaluation of failure time of reinforced concrete frame in post-earthquake fire scenario, *Structural Concrete*, 25(5) (2024) 3487–3504.

[37] J.W. Baker, Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis, *Earthquake Spectra*, 31(1) (2015) 579–599.