

# ارزیابی مؤلفه‌ی استحکام در تاب‌آوری لرزه‌ی سازه‌های قاب مهاربندی شده‌ی کوتاه و میان‌مرتبه در ساختگاه نزدیک گسل

احسان بقائی لاکه (دانشجوی کارشناسی ارشد)

پیمان همایی\* (استادیار)

افشین مشکوه‌الدینی (استادیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

مهندسی عمران شریف، تابستان (۱۴۰۰)  
دوره ۲ - ۳۷، شماره ۲/۲، ص. ۱۵۹-۱۷۱، (پادداشت نشی)

یکی از رویکردهای چندجانبه‌ی مقابله با آثار تخریبی سوانح، که در سال‌های اخیر به آنها توجه شده است، رویکرد تاب‌آوری است. در پژوهش حاضر، به تبیین و ارزیابی «مؤلفه‌ی استحکام» تاب‌آوری لرزه‌ی برای دو نوع سازه‌ی فولادی با اسکلت مقاوم لرزه‌ی حاوی پنل‌های با مهاربندی همگرا و شورون در دو پیکربندی یک‌سویه و دوسویه در دو تیپ کوتاه و میان‌مرتبه پرداخته شده است. ابتدا با انتخاب پیکربندی‌های مناسب سازه‌ی و مدل‌سازی رفتار غیرارتجاعی اعضا، دسته‌ی از رکوردهای حوزه‌ی نزدیک لرزه‌ی به سازه‌ها اعمال شده است، سپس با انجام تحلیلهای دینامیکی افزاینده (IDA)، پاسخ‌ها استخراج شدند و پایه‌ی برای تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ی قرار گرفتند. پس از آن «مؤلفه‌ی استحکام» تاب‌آوری لرزه‌ی برای سازه‌های مورد مطالعه تعیین و ارزیابی شدند. نتایج نشان دادند که شاخص‌های مؤلفه‌ی استحکام تاب‌آوری لرزه‌ی پیکربندی شورون یک‌سویه در سازه‌های کوتاه‌مرتبه و پیکربندی دوسویه در سازه‌های میان‌مرتبه تا ۹٪ بزرگ‌تر از شاخص مربوط به پیکربندی‌های دیگر هستند.

واژگان کلیدی: تاب‌آوری لرزه‌ی، تحلیل دینامیکی افزاینده، منحنی شکنندگی، مهاربندی شورون

## ۱. مقدمه

رویکرد مناسب و منسجم چندوجهی برای مدیریت و کاهش آثار تخریبی بلایا حائز اهمیت است.

رویکردهای یک‌پارچه‌ی مدیریت و کاهش آثار تخریبی بلایا را می‌توان در دو دسته‌ی کلی رویکرد مدیریت مخاطرات و رویکرد تاب‌آوری طبقه‌بندی کرد. مدیریت مخاطرات، بیان‌گر فرایندی شامل عملکرد و برنامه‌ریزی مقام‌های دولتی و دستگاه‌های اجرایی است، که با مشاهده و تجزیه و تحلیل مخاطرات، به صورت یک‌پارچه، جامع و هماهنگ با استفاده از ابزارهای موجود تلاش می‌کنند از مخاطرات پیشگیری کنند؛ یا در صورت بروز مخاطرات در جهت کاهش آثار آنها، جهت آمادگی لازم امدادسانی سریع و بهبود اوضاع تا سطح وضعیت عادی تلاش کنند.

چهار مرحله‌ی اصلی رویکرد مدیریت مخاطرات عبارت‌اند از: ۱. کاهش آسیب‌پذیری سازه‌ها و زیرساخت‌ها در برابر سانحه؛ ۲. آمادگی در برابر سانحه؛ ۳. واکنش سریع بلافاصله پس از وقوع سانحه و ۴. بازسازی و بازآوری و جبران خسارت‌های ناشی از سانحه. با توجه به این‌که رویکرد مدیریت مخاطرات، رویکردی چندوجهی و بسیار گسترده است، ژرف‌نگری در جزئیات آن فرایندی پیچیده و طاقت‌فرساست، که نیازمند بررسی‌های دقیق در راستای اثر عوامل غیر هم‌بند در

یکی از مهم‌ترین انواع بلایای طبیعی، که از دیرباز تأثیر زیادی در زندگی نوع بشر داشته و وقوع ناگهانی و غیرقابل پیش‌بینی آن از لحاظ زمانی و مکانی، همواره منجر به وارد آمدن خسارت‌های جانی و مالی زیادی شده است، زلزله بوده است. انرژی آزاد شده و تکانه‌های ناشی از وقوع زلزله، خسارت‌های زیادی را بر سازه‌ها، زیرساخت‌ها و ساختارهای طبیعی وارد می‌کنند. آثار تخریبی ناشی از زلزله با سایر بلایای طبیعی تفاوت مشخصی دارد. بیشتر خسارت‌های ناشی از وقوع زلزله تحت اثر تخریب و فروریزش سازه و آوار ناشی از آن قرار دارد، که به عنوان آثار ثانویه شناخته می‌شود، در صورتی که آثار اولیه‌ی زلزله (ناشی از نیروی زلزله) معمولاً منجر به خسارت‌های جانی و مالی زیادی نمی‌شوند. با وجود این، آثار مخرب زلزله به سرعت منجر به خسارت‌های جانی و مالی می‌شود و به ابعاد مختلف اقتصادی، اجتماعی، سیاسی و فرهنگی جامعه‌ی بشری گسترش می‌یابد و با توجه به پیوستگی ابعاد مختلف ذکر شده و اثرپذیری آنها از یکدیگر، در نظر گرفتن یک

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۶/۱۰، اصلاحیه ۱۳۹۹/۸/۱۸، پذیرش ۱۳۹۹/۹/۲۳

DOI:10.24200/J30.2020.56543.2839

baghaei\_ehsan@yahoo.com  
homami@khu.ac.ir  
meshkat@khu.ac.ir

یکدیگر است و همچنین این رویکرد بیشتر توجه خود را معطوف هماهنگ‌سازی پاسخ پس از وقوع سانحه می‌کند.

تاب‌آوری به عنوان توانایی یک مجموعه برای کاهش شانس وقوع یک شوک، جذب انرژی شوک در صورت وارد شدن و بازیابی سریع بعد از شوک تعریف شده است.<sup>[۱]</sup> این مفهوم به طور اخص برای زلزله شامل سه مرحله‌ی: (۱) کاهش احتمال خرابی؛ (۲) کاهش عواقب ناشی از خرابی مانند: خسارت مالی و جانی و آثار نامطلوب اقتصادی و اجتماعی؛ (۳) کاهش زمان بازیابی (رسیدن تابع عملکردی ساختمان به حد نرمال) است. برونو، چیملاو<sup>۲</sup> و راینهورن<sup>۳</sup> و فومو<sup>۴</sup> نمود تاب‌آوری را در ۴ مؤلفه دسته‌بندی کرده‌اند، که شامل مؤلفه‌های: نیرومندی (استحکام)، افزونگی، توانمندسازی و سرعت است.

(۱) مؤلفه‌ی استحکام یا نیرومندی،<sup>۵</sup> قدرت و توانایی عناصر و سیستم‌ها برای مقاومت در برابر سطح معینی از تلاش‌های ایجاد شده بدون تضعیف یا از بین رفتن عملکرد سازه است.

(۲) مؤلفه‌ی افزونگی،<sup>۶</sup> میزان این‌که عناصر و سیستم‌ها یا سایر معیارهای تجزیه و تحلیل موجود تا چه مقدار قابل جایگزینی هستند و تا چه مقدار قادر به رفع نیازهای عملکردی در صورت وقفه یا تخریب یا از بین رفتن عملکرد سازه ناشی از وقوع یک فاجعه هستند.

(۳) مؤلفه‌ی توانمندسازی،<sup>۷</sup> ظرفیت شناسایی مشکلات، ایجاد اولویت‌ها و بسیج منابع سیستم است، که از آن به صورت توانایی تزیق منابع (مالی، فیزیکی، تکنولوژیکی، اطلاعاتی) و منابع انسانی برای دست‌یابی به هدف ایمن‌سازی مفهوم می‌شود.

(۴) مؤلفه‌ی سرعت،<sup>۸</sup> توانایی سیستم برای رعایت اولویت‌ها و رسیدن به موقع به اهداف به منظور جلوگیری از تلفات بهبود عملکرد و جلوگیری از وقوع اختلال در آینده است.

هر یک از مؤلفه‌های تاب‌آوری در یک بُعد منحصر به فرد از جامعه تبلور می‌یابد و مجموعه‌ی آنها منتج به نتیجه‌ی می‌شود که از آن به عنوان تاب‌آوری یاد می‌شود. «مؤلفه‌ی استحکام» که اصلی‌ترین مؤلفه‌ی تاب‌آوری است، ناظر بر رفتار لرزه‌یی سازه در مواجهه با آثار تخریبی زلزله و نیز بیان‌گرافت کیفیت کارایی سیستم سازه‌یی در مواجهه با آثار زلزله است.

لرزم در نظر گرفتن رویکردهای یک‌پارچه برای مقابله با آثار تخریبی بلایا، نخستین بار در کنفرانس کاهش اثر تخریبی فجاجع<sup>۹</sup> ۲۰۰۵ بحث و بررسی شد. در سال ۲۰۰۶، چارچوب کلی کمی‌سازی و مؤلفه‌های تاب‌آوری لرزه‌یی در مؤسسه‌ی MCEER وابسته به دانشگاه ایالتی نیویورک در بوفالو تبیین شد. سپس به همت چانگ و شینوزوکا، آثار خسارت‌های وقوع یک فاجعه در عملکرد جامعه بررسی و کمی‌سازی شد و در نهایت در سال ۲۰۰۹، کمی‌سازی تاب‌آوری لرزه‌یی برای بهسازی یک شبکه‌ی بیمارستانی در کالیفرنیا به صورت هم‌زمان با آنالیز مالی خسارت‌ها در مؤسسه‌ی MCEER و توسط برونو، راینهورن، چیملاو و فومو انجام شده است.

مهم‌ترین بخش طراحی سازه‌های مقاوم لرزه‌یی، توسعه‌ی سیستم باربر جانبی مناسب است، که نیروهای رفت و برگشتی ناشی از تکانه‌های زلزله بر سازه را جذب و آنها را به پی سازه منتقل می‌کنند. نظر به این‌که در طراحی و اجرای سیستم‌های مهاربندی، امکان ترکیب با سایر سیستم‌های باربر سازه‌یی و توسعه‌ی پیکربندی‌های متنوع وجود دارد، انتخاب سیستم باربر جانبی مذکور مرسوم است. در این میان با توجه به این‌که پیکربندی مهاربندی همگرا، توانایی بالایی برای

مقاومت و پایداری در برابر نیروی جانبی دارد و چندان لازم به فراهم کردن قابلیت شکل‌پذیری ویژه در تیرهای پیوند نیست، همواره از گزینه‌های اصلی در طرح اسکلت مقاوم است. انواع مختلفی از مهاربند با پیکربندی‌های همگرا موجود است<sup>[۱]</sup> که می‌توان به مهاربندهای شورون اشاره کرد. تقکر اساسی در توسعه‌ی مهاربندهای شورون کارایی بهینه، همراه با قابلیت ایجاد بازشو در دهانه‌های مهاربندی است.<sup>[۱۰-۱]</sup>

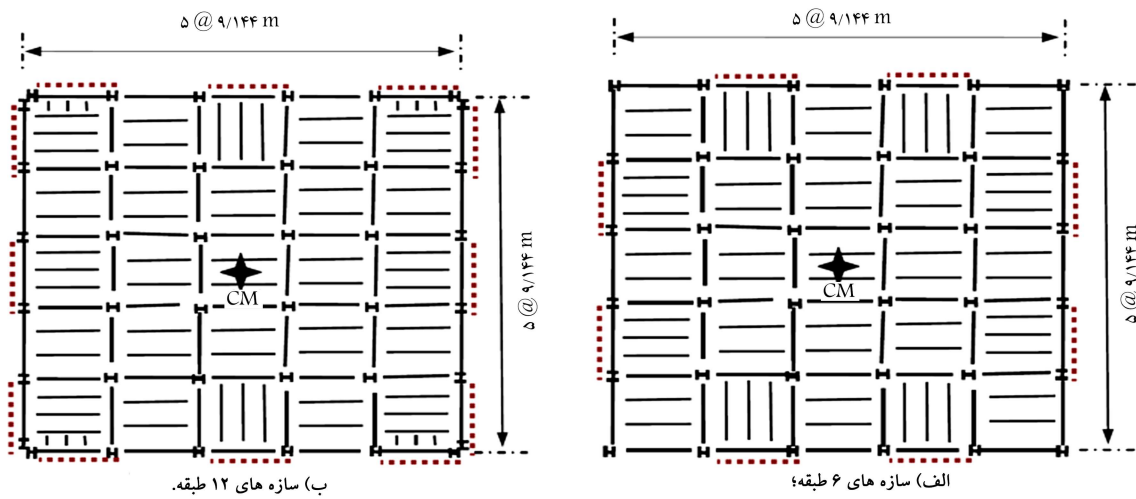
در پژوهش حاضر به کمی‌سازی، تبیین و مقایسه‌ی «مؤلفه استحکام» در تاب‌آوری لرزه‌یی در دو نوع سیستم سازه‌یی قاب ساده‌ی مهاربندی شده‌ی شورون در پیکربندی‌های یک‌سویه و دوسویه، برای سازه‌های کوتاه‌مرتبه و میان‌مرتبه پرداخته شده است. کمی‌سازی تاب‌آوری استحکام لرزه‌یی با استفاده از تشکیل مشحنی‌های شکنندگی لرزه‌یی و توسعه‌ی آنها بر مبنای آثار ناشی از تغییرات شدت زلزله در پاسخ غیرخطی سازه‌هاست، که با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشنده (IDA) تحت رکوردهای نیرومند حوزه‌ی نزدیک به دست آمده و منطبق بر مطالعات انجام شده توسط برونو و همکاران توسعه یافته است. در پژوهش حاضر برای اولین بار، مؤلفه‌ی سازه‌یی تاب‌آوری تفکیک شده و برای طراحی سازه‌هایی که در محدوده‌ی مقایسه هستند، به عنوان معیار قضاوتی چندجانبه، که در برگیرنده‌ی رفتار لرزه‌یی و غیرارتجاعی سازه‌ها و مباحث اقتصاد طرح است، بررسی شده است. همچنین برای نخستین بار، محدوده‌ی کنترل رفتار لرزه‌یی سازه بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌یی ملی (مضاف بر تحلیل خطر ساختگاه) تبیین و بررسی شده است، که سابقه‌ی نداشته و برای نخستین بار چارچوب مذکور برای سازه‌های مسکونی (و نه مراکز درمانی و ملی) استفاده شده است. همچنین در انتهای پژوهش حاضر، مقایسه‌ی منطقی بر مبنای قضاوت مهندسی درباره‌ی اولویت استفاده‌ی هر کدام از انواع سیستم‌های باربر جانبی قاب مهاربندی از نظر اقتصادی و مقاومت لرزه‌یی انجام و نتایج حاصل گزارش شده است.

## ۲. روش پژوهش

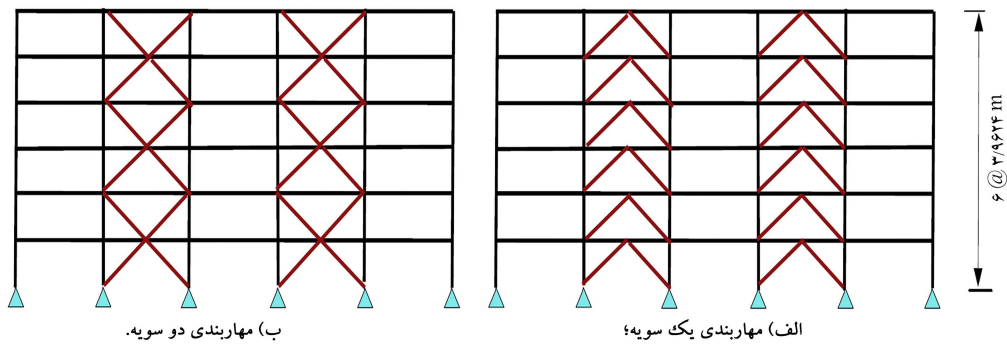
### ۲.۱. سازه‌های مطالعاتی و آرایش‌های بارگذاری

مدل‌های بررسی شده در پژوهش حاضر، شامل ۴ سازه‌ی فولادی ۶ و ۱۲ طبقه با پانل‌های مهاربندی همگرا و شورون در دو تیپ پیکربندی یک‌سویه<sup>۱۱</sup> و دوسویه<sup>۱۲</sup> هستند، که پیکربندی آنها در شکل‌های ۱ الی ۳ مشاهده می‌شوند. آرایش و چیدمان اسکلت مقاوم سازه‌های مطالعاتی در پلان و ارتفاع به صورت منظم است، که توسط شن<sup>۱۳</sup> و همکاران (۲۰۱۴) طراحی و مطالعه شده است. ساختار پوشش کف طبقات، شامل یک تاوه‌ی بتن‌آرمه با ضخامت ۶/۳۵ سانتی‌متر روی یک عرشه‌ی فولادی بوده است، که توسط برش‌گیرها به بال بالایی تیرهای اصلی متصل شده و تشکیل‌دهنده‌ی یک دیافراگم صلب برای انتقال نیروی جانبی ناشی از زلزله توسط قاب‌های مهاربندی بوده است. اتصال تیرها به ستون‌ها از نوع اتصال برشی بوده است، که ایجادکننده‌ی قاب‌های باربر نقلی بوده و همچنین از آثار باربری جانبی قاب‌های نقلی صرف‌نظر شده است.

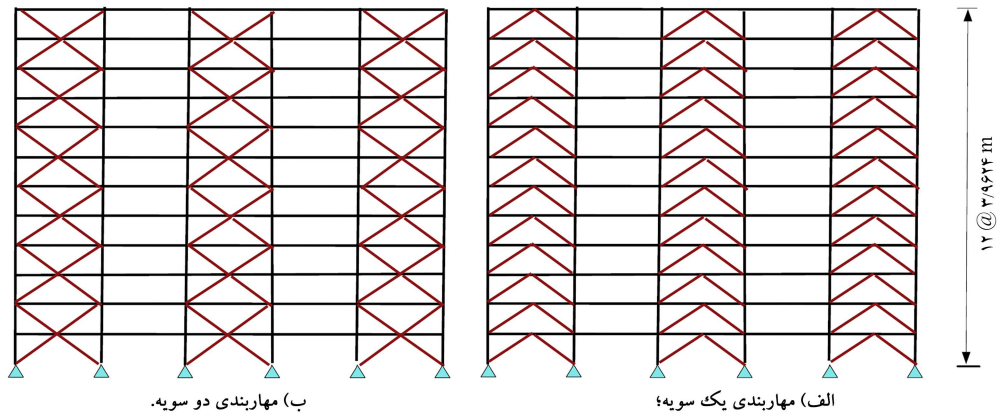
اندازه‌ی دهانه‌ها برابر با ۹/۱۴۴ متر (معادل ۳۰ فوت)، ارتفاع هر طبقه ۳/۹۶۲۴ متر (معادل ۱۳ فوت) و بارهای مرده و زنده‌ی سقف به ترتیب ۳۹۰/۴ و ۲۴۴ کیلوگرم بر مترمربع (معادل ۸۰ و ۵۰ پوند بر فوت مربع) در نظر گرفته شده است. خاک



شکل ۱. پلان سازه‌های مطالعاتی. [۶]



شکل ۲. نمای سازه‌های ۶ طبقه. [۶]



شکل ۳. نمای سازه‌های ۱۲ طبقه. [۶]

یک‌سویه و دوسویه، استفاده از تیرهای با مقاطع ضعیف‌تر در تیرهای غیرپیوند در مهاربندی دوسویه بوده است، که منجر به کاهش قابل توجه وزن فولاد مصرفی در سازه‌های با مهاربندی دوسویه شده است. [۶، ۱۱ و ۱۲]

## ۲.۲. تعاریف و مدل‌سازی محدوددهی رفتار غیرخطی

تعریف رفتار غیرخطی برای المان‌های سازه‌ی مطالعاتی با استفاده از ضوابط FEMA ۳۵۶ صورت گرفته است. مفاصل تعریف شده در ۴ دسته قرار می‌گیرند:

ساخت‌گاه از نوع تیپ II و ساخت‌گاه در پهنه‌بندی با خطر نسبی بسیار زیاد فرض شده است. پلان و مقاطع عرضی سازه‌ها در شکل‌های ۱ الی ۳ مشاهده می‌شوند. سازه‌های مطالعاتی با در نظر گرفتن اصول طراحی بهینه‌ی مقاطع فولادی و بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ی ASCEV و برای نیاز لرزه‌یی با توجه به آیین‌نامه‌ی AISC ۳۴۱ طراحی شده‌اند. همچنین سازه‌ها را می‌توان بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های جدیدتر مانند AISC ۴۱ نیز کنترل کرد. مقاطع نیم‌رخ‌های فولادی به کار رفته در سازه‌های مطالعاتی در جدول‌های ۱ و ۲ گزارش شده است. شایان ذکر است که در هر تیپ ارتفاعی، مقاطع به کار رفته یکسان بودند و تفاوت سازه‌های با مهاربندی

جدول ۱. مشخصات مقاطع تیر، ستون و مهاربندی طراحی شده در سازه‌های ۶ طبقه. [۶]

تیرها در سایر دهانه‌ها	تیرها در دهانه‌های مهاربندی شده		ستون‌ها در سایر دهانه‌ها		ستون‌ها در دهانه‌های مهاربندی شده	المان مهاربند	طبقه
	سازه با مهاربندی دوسویه	سازه با مهاربندی یک‌سویه	خارجی	داخلی			
W21 × 44	W21 × 44	W33 × 221	W10 × 33	W10 × 39	W12 × 65	HSSA/625 × 0/5	6
	W33 × 221	W33 × 221	W10 × 33	W10 × 39	W12 × 65	HSSA/625 × 0/5	5
	W21 × 44	W33 × 291	W10 × 39	W10 × 68	W12 × 136	HSS10 × 625	4
	W33 × 291	W33 × 291	W10 × 39	W10 × 68	W12 × 136	HSS10 × 625	3
	W21 × 44	W33 × 345	W10 × 49	W10 × 100	W12 × 252	HSS9 × 9 × 5/8	2
	W21 × 354	W33 × 345	W10 × 49	W10 × 100	W12 × 252	HSS9 × 9 × 5/8	1

جدول ۲. مشخصات مقاطع تیر، ستون و مهاربندی طراحی شده در سازه‌های ۶ طبقه. [۶]

تیرها در سایر دهانه‌ها	تیرها در دهانه‌های مهاربندی شده		ستون‌ها در سایر دهانه‌ها		ستون‌ها در دهانه‌های مهاربندی شده	المان مهاربند	طبقه
	سازه با مهاربندی دوسویه	سازه با مهاربندی یک‌سویه	خارجی	داخلی			
W21 × 44	W21 × 44	W33 × 201	W12 × 40	W12 × 40	W14 × 53	HSSV/505 × 0/5	12
	W33 × 201	W33 × 201	W12 × 40	W12 × 40	W14 × 53	HSSV/505 × 0/5	11
	W21 × 44	W33 × 263	W12 × 40	W12 × 65	W14 × 132	HSS10 × 0/500	10
	W33 × 263	W33 × 263	W12 × 40	W12 × 65	W14 × 132	HSS10 × 0/500	9
	W × 21 × 44	W33 × 318	W12 × 53	W12 × 87	W14 × 193	HSS10 × 625	8
	W × 33 × 318	W33 × 318	W12 × 53	W12 × 87	W14 × 193	HSS10 × 625	7
	W21 × 44	W36 × 361	W12 × 65	W12 × 120	W14 × 283	HSS9 × 9 × 5/8	6
	W36 × 361	W36 × 361	W12 × 65	W12 × 120	W14 × 283	HSS9 × 9 × 5/8	5
	W21 × 44	W36 × 395	W12 × 79	W12 × 152	W14 × 398	HSS14 × 625	4
	W36 × 395	W36 × 395	W12 × 79	W12 × 152	W14 × 398	HSS14 × 625	3
	W21 × 44	W36 × 395	W12 × 87	W12 × 170	W14 × 500	HSS14 × 0/625	2
	W36 × 395	W36 × 395	W12 × 87	W12 × 170	W14 × 500	HSS14 × 0/625	1

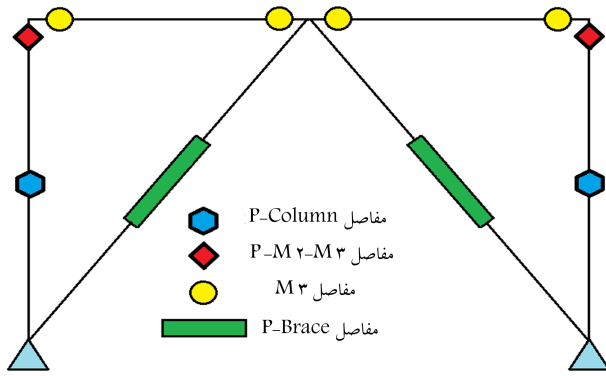
جدول ۳. زمان تناوب اصلی سازه‌های مطالعاتی. [۶]

سازه‌ها	زمان تناوب (ثانیه)	
	نویسنده پژوهشی شن <sup>۱۰</sup> وهمکاران (۲۰۱۴)	PERFORM3D
سازه‌های ۶ طبقه	یک‌سویه ۰/۷۰۱	۰/۷۳۸
	دوسویه ۰/۷۲۱	۰/۷۷۷
سازه‌های ۱۲ طبقه	یک‌سویه ۱/۲۶۱	۱/۳۳۶
	دوسویه ۱/۳۰۴	۱/۴۰۵

تعریف مفاصل غیرارتجاعی با استفاده از روش تعیین ضرایب به صورت دستی و با جانمایی نقطه‌یی دو انتهای المان‌ها (۵/۰ و ۹۵/۰ طول المان) و وسط دهانه‌ی آنها مطابق FEMA356 انجام شده و در تعریف مفاصل غیرارتجاعی مهاربندها از نوع P-Brace از روش الحاق مصالح غیرارتجاعی و نیم‌رخ فولادی به المان کابل استفاده شده است. [۱۳-۱۵]

همچنین در جدول ۳، زمان تناوب اصلی سازه‌های مطالعاتی بر اساس

(۱) برای المان‌های تیر از مفاصل غیرارتجاعی خمشی متقارن (مفصل M)؛ (۲) برای المان‌های ستون از مفاصل اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی متقارن (مفصل P-M2-M3)؛ (۳) مفاصل غیرارتجاعی نامتقارن نیروی محوری ستون در قاب‌های مهاربندی شده (مفاصل P-Column) و (۴) همچنین برای المان‌های مهاربندی از مفاصل غیرارتجاعی نامتقارن محوری مهاربند (مفاصل P-Brace) استفاده شده است (شکل ۴). در این صورت جانمایی مفاصل مطابق شکل ۵ صورت گرفته و



شکل ۵. جانمایی مفاصل غیرارتجاعی بر مبنای دستورالعمل FEMA ۳۵۶.

حوزه‌ی نزدیک انتخابی از زلزله‌ی دره‌ی امپریال ۱۹۷۹ کالیفرنیا<sup>۱۴</sup> و دو رکورد زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک مربوط به زلزله‌های منطقه‌ی فلات ایران انتخاب شدند. ویژگی مشترک شتاب‌نگاشت‌های انتخابی، وجود آثار جهت‌داری در ماهیت فیزیکی آنها بوده است. نمود فرایند جهت‌داری پیش‌رونده بر نگاشت‌های حوزه‌ی نزدیک، به صورت وقوع پالس‌های بسیار نیرومند در تاریخچه‌ی زمانی سرعت و همچنین اسپایک‌های پر دامنه در هر دو مؤلفه‌ی افقی رکورد شتاب است (مؤلفه‌های LN و TR). همچنین با توجه به نزدیکی ساختگاه به حوزه‌ی گسیختگی گسل، مؤلفه‌ی قائم رکورد زلزله (مؤلفه‌ی UP) نیز می‌تواند قابل ملاحظه باشد. جدول ۲، دربرگیرنده‌ی مشخصات شتاب‌نگاشت‌های منتخب است. قابل ذکر است که هر سه مؤلفه‌ی رکوردهای زلزله به طور هم زمان در جهات X، Y و Z اسکلت مقاوم سازی مطالعاتی اعمال شده‌اند. مؤلفه‌ی موازی با راستای عمومی گسیختگی گسل (مؤلفه‌ی LN) در جهت محور X پلان سازه، مؤلفه‌ی عمود بر صفحه‌ی شکست گسل (مؤلفه‌ی TR) در راستای Y و مؤلفه‌ی قائم (UP) در جهت Z وارد شده‌اند. مشخصات رکوردهای انتخابی و نمود آثار جهت‌داری آنها در جدول ۴ گزارش شده است.<sup>[۱۶ و ۱۳]</sup>

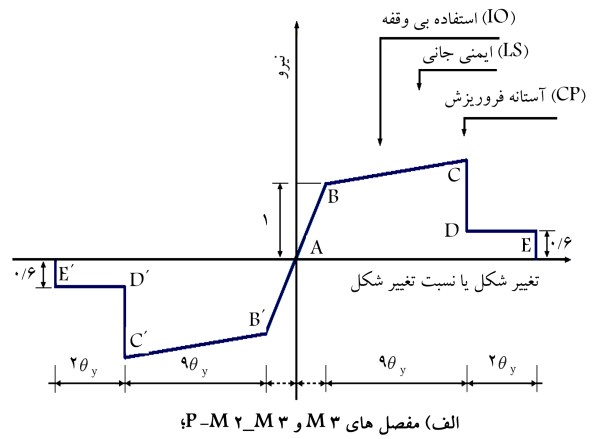
### ۳. تحلیل سازه‌ها و یافته‌های محاسباتی

#### ۳.۱. مدل‌سازی غیرخطی و روش تحلیل

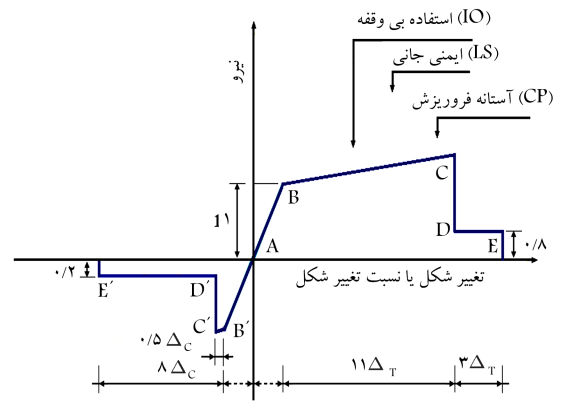
پس از مدل‌سازی و جای‌گذاری مفاصل غیرارتجاعی برای انجام فرایند تحلیل از روش غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی (برای استخراج منحنی‌های IDA) استفاده و میرایی سازه به صورت ذاتی مطابق پیشنهاد شن و همکاران (۲۰۱۴)<sup>[۱۶]</sup> در نظر گرفته شده است. همچنین انتخاب ضرایب وزن مؤثر لرزه‌ی بر اساس دستورالعمل آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ برای سازه‌های با کاربری مسکونی بوده و بدین ترتیب آثار P-Delta در رفتار ستون‌ها در نظر گرفته شده است.

#### ۳.۲. تحلیل پویا افزاینده (IDA)

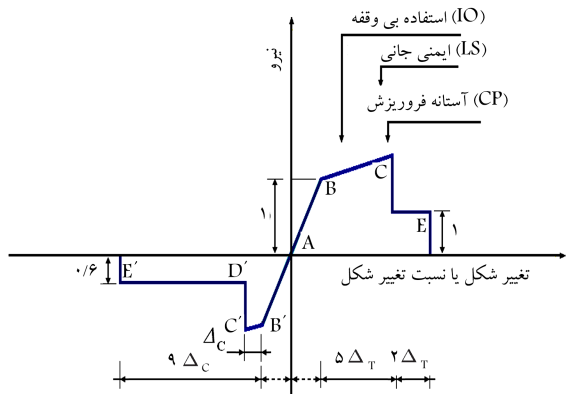
یکی از مهم‌ترین مراحل در تحلیل غیرارتجاعی سازه‌ها، انتخاب روش مناسب است، که با در نظر گرفتن ویژگی‌های مدل‌سازی و رفتار پویا، پاسخ سازه را با در نظر گرفتن شدت‌های مختلف لرزه‌ی و بر مبنای عملکرد سازه مشخص کند. بدین منظور روش تحلیل پویا افزاینده (IDA) استفاده شده است. تحلیل پویا افزاینده‌ی غیرخطی با استفاده از محدودده‌ی معین و با فواصل مشخص از ضرایب، مؤلفه‌های مختلف شتاب‌نگاشت‌ها را به ضریب معینی از شتاب جاذبه مقیاس می‌کند و با تکرار تحلیل



الف) مفصل‌های M3 و M2-M3؛



ب) مفصل P-Brace



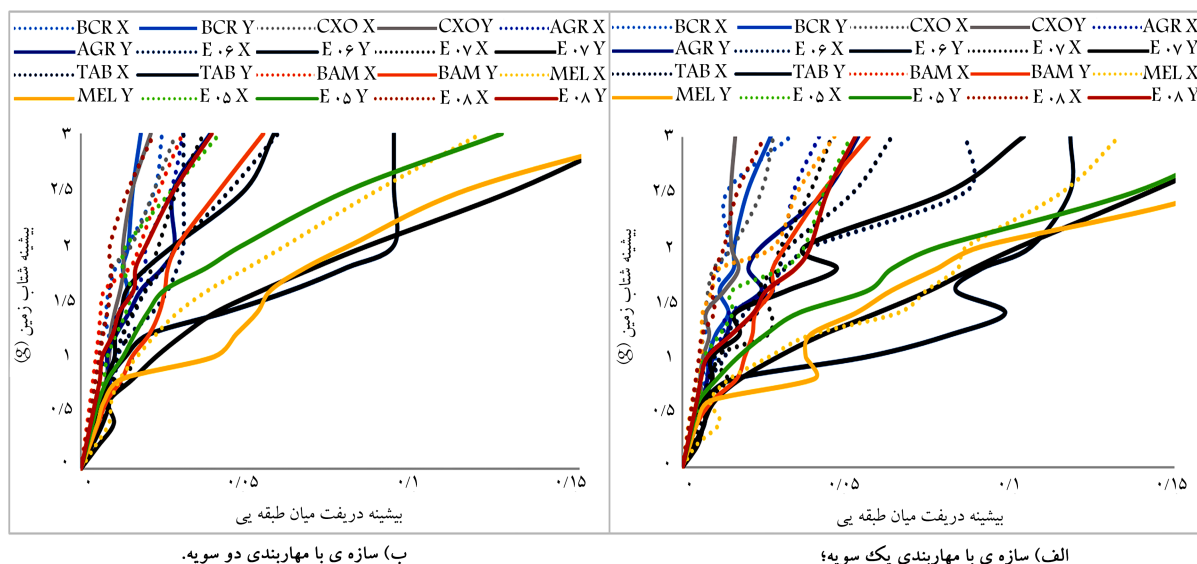
ج) مفصل P\_Column

شکل ۴. مدل‌های رفتار غیرخطی بر اساس FEMA ۳۵۶.<sup>[۱۵]</sup>

مراجع پژوهشی و مقادیر مطالعاتی بر اساس مدل‌سازی انجام شده در نرم‌افزار PERFORM ۳D گزارش شده است.

### ۳.۲. رکوردهای زلزله و حوزه‌ی لرزه‌خیز

به منظور مطالعه بر روی آثار ناشی از تغییر شدت زلزله در رفتار غیرارتجاعی سازه‌ها و همچنین استخراج منحنی‌های IDA، که به عنوان پایه برای تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ی استفاده می‌شوند، نیاز به داشتن رکوردهای نیرومند سه‌مؤلفه‌ی در ایستگاه‌های محدودده‌ی حوزه‌ی نزدیک است. بدین منظور تعدادی از رکوردهای



شکل ۶. نمودارهای معیار IDA برای شتاب‌نگاشت‌های انتخابی سازه‌های ۶ طبقه.

جدول ۴. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده و ویژگی‌های محتوای بسامدی. [۱۶]

ویژگی محتوای بسامدی	بیشینه‌ی شتاب زمین $(PGA)(g)$	جهت مؤلفه‌ی بیشینه	نگاشت زلزله
Backward Directivity	۰/۳۷	LN	The ۱۹۷۹ Imperial Valley. E. Agrarias (AGR)
Weak Near-Field	۰/۷۷۵	TR	The ۱۹۷۹ Imperial Valley. E. Bonds Corner (BCR)
Neutral Directivity	۰/۲۷۵	TR	The ۱۹۷۹ Imperial Valley. E. Calexico F. Station (CXO)
Weak Forward Directivity	۰/۵۱۹	LN	The ۱۹۷۹ Imperial Valley. E. El Centro Array ۵ (E۰۵)
Forward Directivity	۰/۴۳۹	TR	The ۱۹۷۹ Imperial Valley. E. El Centro Array ۶ (E۰۶)
Forward Directivity	۰/۴۶۳	TR	The ۱۹۷۹ Imperial Valley. E. El Centro Array ۷ (E۰۷)
Weak Forward Directivity	۰/۶۰۲	TR	The ۱۹۷۹ Imperial Valley. E. El Centro Array ۸ (E۰۸)
Forward Directivity	۰/۳۱۴	LN	The ۱۹۷۹ Imperial Valley. E. Meloland Overpass (MEL)
Strong Forward Directivity	۰/۸۵۲	TR	The ۱۹۷۸ Iranian. E. Tabas (TAB)
Strong Forward Directivity	۰/۷۴۶	TR	The ۲۰۰۳ Iranian. E. Bam (BAM)

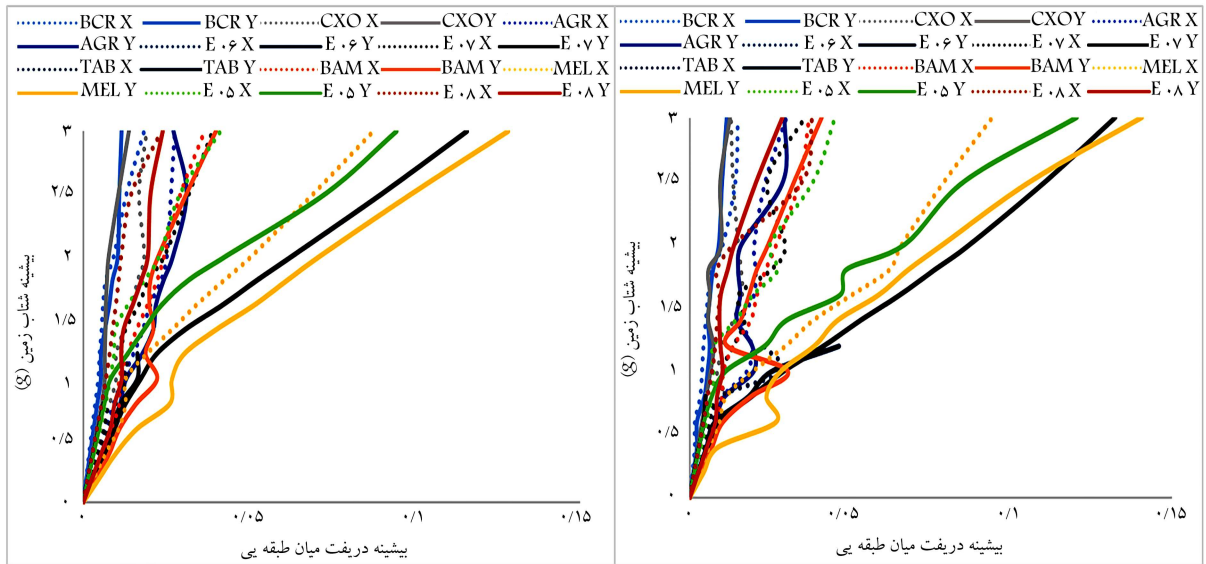
برای تمامی شتاب‌نگاشت‌ها محاسبه و مطابق شکل‌های ۶ و ۷ گزارش شده است.

### ۳.۳. منحنی‌های شکنندگی لرزه‌یی و تحلیل آماری

عواقب شدید اقتصادی و اجتماعی ناشی از وقوع زلزله، نیازمند یک روش ارزیابی خطر مناسب است، که معیار قضاوت مناسبی را برای برنامه‌ریزی و ایجاد یک طرح مناسب در برابر فاجعه در اختیار طراح سازه قرار دهد. بدین منظور چارچوب «مهندسی زلزله‌ی عملکردمحور محاسباتی» (PBEE) که امکان ارزیابی صریح عملکرد کمی سازه «متغیرهای تصمیم (DV)» را فراهم می‌کند، توسعه یافته است. متغیرهای تصمیم بر اساس پارامترهای عدم قطعیت (ویژگی‌های حرکت زمین، مقاطع سازه‌یی و وقوع خسارت‌ها) انواع متفاوتی چون خسارت‌های مالی، تلفات جانی و موارد دیگر را شامل می‌شود. مراحل کلیدی در چارچوب «مهندسی زلزله‌ی عملکردمحور

برای ضرایب مختلف شتاب جاذبه تا محدوده‌یی معین، تغییرات رفتار غیرارتجاعی سازه را بررسی می‌کند. این روش معیار مناسبی برای تعیین محدوده‌ی عملکردی رفتار سازه تحت اثر زلزله و ظرفیت لرزه‌یی و آسیب‌پذیری سازه تحت اثر تغییرات شدت زلزله است. [۱۷، ۱۸]

به منظور استفاده از روش تحلیل پویا افزاینده‌ی غیرخطی (IDA) و برای مدل‌سازی رفتار غیرارتجاعی سازه‌ها نیاز به تعریف مفاصل خمیری مطابق با روش ضرایب FEMA ۳۵۶ و انتخاب معیاری مناسب برای نمایش رفتار غیرارتجاعی سازه تحت اثر تغییر شدت زلزله است، بدین منظور معیار «نسبت تغییر مکان (دررفت)» مرکز جرم انتخاب شده است. سپس با استفاده از نرم‌افزارهای تحلیلی مناسب آثار شتاب‌نگاشت‌های سه‌مؤلفه‌یی در مدل با گام‌هایی معادل  $g/۰.۲$  اعمال می‌شوند، که در پژوهش حاضر از نرم‌افزارهای SAP ۲۰۰۰ و SeismoSignal و PERFORM ۳D استفاده شده است. [۱۹، ۲۰] نتایج تحلیل پویا افزاینده (IDA)



(ب) سازه ی با مهاربندی دو سوبه.

(الف) سازه ی با مهاربندی یک سوبه؛

شکل ۷. نمودارهای معیار IDA برای شتاب‌نگاشت‌های انتخابی سازه‌های ۱۲ طبقه.

جدول ۵. معیار تعیین حالت‌های حدی دررفت. [۱۵]

حالت حدی	استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)	ایمنی جانی (LS)	آستانه‌ی فروریزش (CP)
معیار	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲

به صورت رابطه‌ی ۱ محاسبه می‌شود:

$$\lambda(DV) = \iiint P(DVDM) dp(DMEDP) dp(EDPIM) d\lambda(IM) \quad (1)$$

که در آن،  $P(x|y)$  احتمال شرطی  $x$  از  $y$ ،  $DM$  اندازه‌ی خسارت است، که مطابق با هزینه‌ی تعمیرات (خسارت‌های خفیف، متوسط و شدید) سنجیده می‌شود،  $EDP$  پارامتر تقاضای مهندسی (از جمله نیرو، تغییر مکان و نسبت دررفت) که از تحلیل سازه‌ها به دست می‌آید و با استفاده از یک توزیع احتمال مناسب در تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌شود. [۲۱]

بدین منظور طیف وسیعی از توزیع‌های احتمال گسسته و پیوسته موجود است، که در آنالیز قابلیت اعتماد و منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ی کاربرد دارند. در پژوهش حاضر، از توزیع لوگ‌نرمال استفاده شده است، که تابع چگالی احتمال آن به صورت رابطه‌ی ۲ تعریف می‌شود:

$$f(x) = \frac{1}{x\xi\sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln(x) - \lambda}{\xi} \right)^2 \right] \quad (2)$$

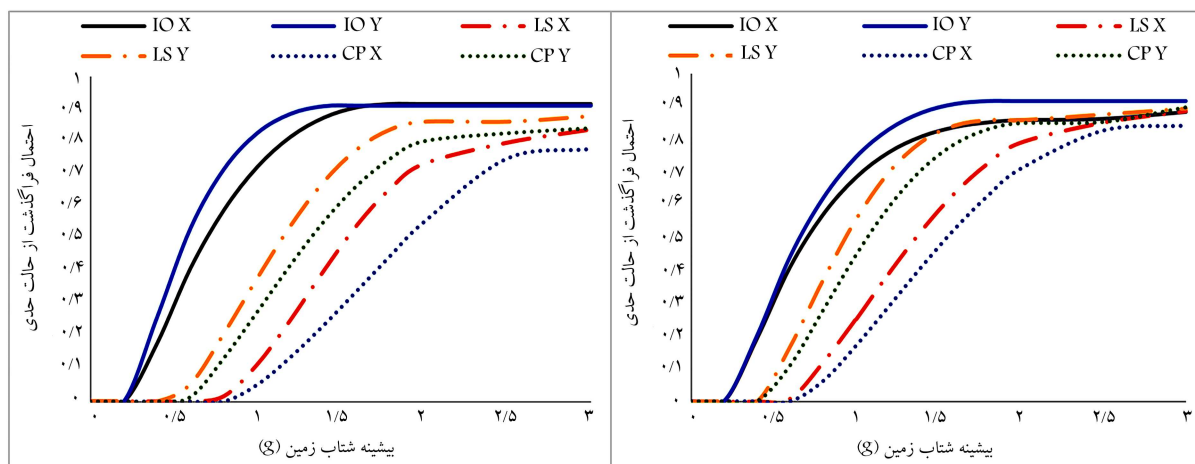
که در آن  $\lambda = E(\ln X)$  و  $\xi = \sqrt{\text{Var}(\ln X)}$  به ترتیب میانگین و انحراف معیار استاندارد  $\ln(x)$  هستند و پارامترهای توزیع نامیده می‌شوند. از آنجایی که توزیع لوگ نرمال، مقادیر همواره مثبتی دارد، برای متغیرهای بسیاری از جمله: توزیع مقاومت و خسارت‌ها در مسائل مهندسی کاربرد زیادی پیدا می‌کند. [۲]

IM، معیار تعیین شدت زلزله (بیشینه‌ی شتاب زمین PGA و شتاب طیفی) و  $\lambda(IM)$  تناوب متوسط فراگذشت از حالت IM است. با توجه به جدول ۵، بر

محاسباتی، مقایسه‌ی تعاریف خطر لرزه‌ی، ارزیابی پاسخ سازه‌ی، آنالیز خسارت و در نهایت ارزیابی عواقب است.

منحنی‌های شکنندگی از اوایل دهه‌ی ۸۰ میلادی برای ارزیابی ایمنی تأسیسات هسته‌ی به کار گرفته شده‌اند. امروزه منحنی‌های شکنندگی به طور گسترده برای اهداف متنوعی، از جمله: ارزیابی خسارت‌ها، ارزیابی خطر فروریزش، کنترل طراحی و ارزیابی تأثیر روش‌های بهسازی لرزه‌ی استفاده می‌شوند. در سال‌های اخیر، چند روش مختلف توزیع منحنی‌های شکنندگی توسعه پیدا کرده است، از جمله: منحنی‌های شکنندگی چندمحوری و منحنی‌های شکنندگی زمان‌محور. اگر چه که هنوز منحنی‌های شکنندگی سنتی برای ارزیابی رفتار سازه‌های متفاوت، از جمله: سازه‌های نامنظم، تونل‌های زیرزمینی، توربین‌های بادی و تأسیسات هسته‌ی محبوبیت قابل توجهی دارند.

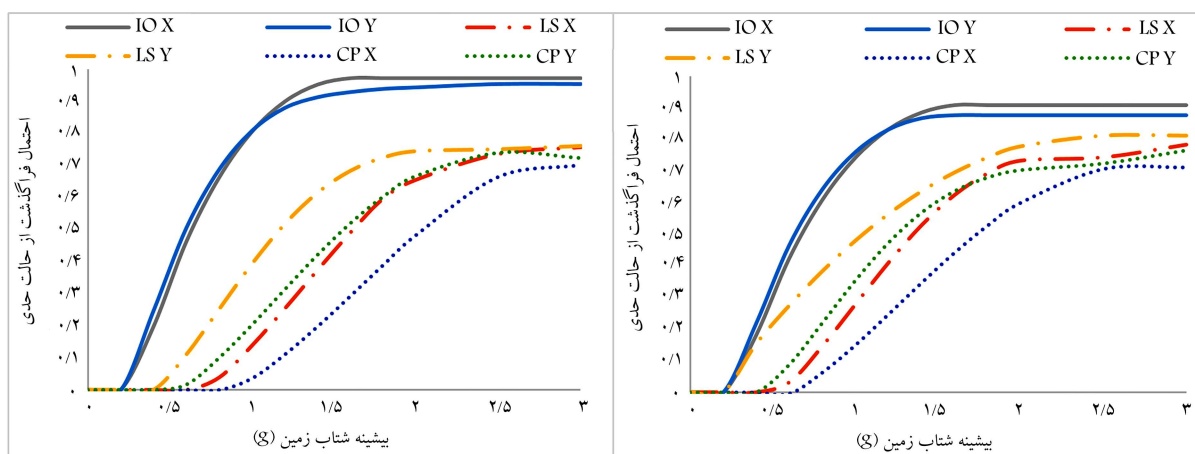
منحنی‌های شکنندگی بسته به مرجع داده‌ها به ۴ دسته‌ی متفاوت تقسیم می‌شوند: منحنی‌های شکنندگی تحلیلی، تجربی، ترکیبی، یا معیار قضاوت. منحنی‌های شکنندگی تحلیلی، از نتایج تحلیل سازه‌های مورد نظر استخراج می‌شوند. منحنی‌های شکنندگی تجربی بر اساس مشاهده‌های بازماندگان پس از وقوع زلزله از میزان خسارت‌ها و یا تخریب سازه‌ها سنجیده می‌شوند. منحنی‌های معیار قضاوت بر اساس انتظارات مهندسی زلزله از رفتار سازه‌های مورد مطالعه به دست می‌آیند. منحنی‌های شکنندگی ترکیبی با ترکیب داده‌های مختلف حاصل می‌شوند. [۲۰، ۲۱] بدین جهت در پژوهش حاضر، با استفاده از نتایج استخراج شده از تحلیل‌های دینامیکی افزاینده (IDA) و در نظر گرفتن معیار نسبت تغییر مکان میان طبقه‌ی (دررفت)، مرکز جرم داده‌های معیار از نوع تحلیلی بوده و امکان تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی را ایجاد کرده است. به طور کلی فراگذشت یک «متغیر تصمیم (DV)»



(ب) سازه‌ی دو سازه‌ی با مهاربندی دو سویه.

(الف) سازه‌ی یک سازه‌ی با مهاربندی یک سویه؛

شکل ۸. منحنی‌های شکنندگی لرزه‌یی سازه‌های ۶ طبقه.



(ب) سازه‌ی دو سازه‌ی با مهاربندی دو سویه.

(الف) سازه‌ی یک سازه‌ی با مهاربندی یک سویه؛

شکل ۹. منحنی‌های شکنندگی لرزه‌یی سازه‌های ۱۲ طبقه.

که این مهم در هر دو تیپ سازه‌های ۶ و ۱۲ طبقه مشهود است. همچنین در سازه‌های با مهاربندی دوسویه، سازه‌ها زودتر وارد محدوده عملکردی استفاده‌ی بی‌وقفه می‌شوند، اما نسبت به سازه‌های با مهاربندی یک‌سویه، دیرتر وارد محدوده‌های عملکردی ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش می‌شوند و این موضوع را می‌توان به صورت یک فاصله میان منحنی‌های حالت حدی استفاده‌ی بی‌وقفه با سایر حالت‌های حدی در سازه‌های با مهاربندی دوسویه و در هر دو تیپ سازه‌های ۶ و ۱۲ طبقه مشاهده کرد. این مسئله پس از تعیین محدوده‌ی کنترل رفتار لرزه‌یی، تأثیر ملموسی در مقادیر شاخص تاب‌آوری در دو حالت سازه‌های با مهاربندی یک‌سویه و دوسویه خواهد داشت.

#### ۴. نتایج و ارزیابی

##### ۴.۱. ضوابط تعیین ضرایب خسارت و تابع خسارت

خسارت‌های ناشی از زمین‌لرزه به فراخور ماهیت غیرقابل پیش‌بینی آن بسیار غیرقابل اطمینان هستند و به همین دلیل نیاز به در نظر گرفتن سناریوهای مختلفی است.

اساس ضوابط دستورالعمل FEMA ۳۵۶، معیار فراگذشت از حالت حدی برای پارامتر دریافت تعیین می‌شود.

تعیین مدل احتمالاتی  $P(EDP|IM)$  به دلیل این‌که تحریک ناشی از زلزله، مهم‌ترین بخش عدم قطعیت را در متغیرهای تصمیم تشکیل می‌دهد، چالش بزرگی را در چارچوب PBEE به وجود می‌آورد؛ که به صورت گرافیکی در قالب منحنی‌های شکنندگی مشاهده می‌شود. بنابراین یک منحنی شکنندگی، نشان‌دهنده‌ی احتمال فراگذشت یک پارامتر تقاضای مهندسی از یک آستانه‌ی معین است، که تابعی از شدت زلزله است.<sup>[۲۳]</sup>

با استفاده از نتایج تحلیل‌های پویا افزاینده (IDA) برای شتاب‌نگاشت‌های انتخابی در سازه‌های مورد مطالعه و محاسبه‌ی پارامترهای میانگین و انحراف معیار استاندارد داده‌های خروجی بر اساس معیارهای تعیین حالات حدی FEMA ۳۵۶ و توزیع لوگ نرمال جمعی، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌یی مطابق شکل‌های ۸ و ۹ محاسبه، ترسیم و گزارش شده‌اند.

بر اساس نتایج خروجی از شکل‌های ۸ و ۹ مشاهده می‌شود که منحنی‌های شکنندگی در سازه‌های با مهاربندی دوسویه، مقداری به سمت راست حرکت کرده‌اند،



جدول ۶. نسبت خسارت (برونو و همکاران (۲۰۰۹)، پارک (۲۰۰۴) و هیزوس (۲۰۰۵) [۲۳].

خسارت	ناچیز	متوسط	شدید	تخریب کامل
	(معادل حد عملکردی IO)	(معادل حد عملکردی LS)	(معادل حد عملکردی CP)	
سازه‌یی	۰/۰۱	۰/۱	۰/۵	۱
غیرسازه‌یی	-	معادل ۰/۱	معادل ۰/۱	-
اثر مجموع	۰	۰/۲	۰/۶	۱

۱. HAZUS

#### ۲.۴. تعیین محدوده‌ی کنترل سازه

پس از تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی و تعیین محدوده‌ی ضرایب خسارت‌ها برای حالت‌های حدی مختلف نیاز به داشتن یک محدوده‌ی کنترل مناسب برای استخراج مقادیر کمی مؤلفه‌ی استحکام تاب‌آوری است. در صورت وجود اطلاعات دقیق مبتنی بر تحلیل خطر لرزه‌یی ساختگاه و تهیه‌ی نمودارهای شکنندگی مبتنی بر دوره‌ی بازگشت زلزله، برای تعیین محدوده‌ی کنترل سازه با توجه به دوره‌ی بازگشت مدنظر طراحی از نمودارهای مذکور استفاده می‌شود؛ در غیر این صورت، با توجه به روش نوین ارائه شده در پژوهش حاضر، محدوده‌ی کنترل با توجه به ضرایب شتاب مبنای طرح ساختگاه (ضریب A) و اثر بازتاب خاک ساختگاه (ضریب B) (بر اساس آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله) ۱۵ تعیین شده است. بر این اساس باید توجه داشت که ضرایب مذکور به دوره‌ی تناوب طبیعی سازه‌ها و نوع خاک ساختگاه (در پژوهش حاضر، خاک II) وابسته است رابطه‌ی ۴:

$$C_u = ABI \quad (4)$$

که در آن،  $C_u$  حد کنترل عملکرد لرزه‌یی، A ضریب شتاب مبنای طرح ساختگاه، B ضریب بازتاب ساختمان و I ضریب اهمیت سازه است. در این صورت با در نظر گرفتن ساختگاه در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد، محدوده‌ی تغییر ضریب بازتاب خاک (ضریب B) با در نظر گرفتن ضریب اصلاح طیف، بین مقادیر ۱ و ۲/۵ است و ضرایب شتاب مبنای طرح و اهمیت سازه نیز ثابت و به ترتیب برابر مقادیر (۳۵/۰) خطر لرزه‌یی بسیار شدید) و ۱ است. بنابراین محدوده‌ی ضریب بازتاب خاک (ضریب B) به عنوان محدوده‌ی کنترل مشخص می‌شود، که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود. در این حالت با استفاده از زمان تناوب اصلی سازه‌ها، مقادیر ضریب بازتاب ساختمان دقیقاً برای هر سازه تعیین می‌شود، که نتیجه‌ی آن تعیین حد دقیق کنترل رفتار لرزه‌یی سازه است، که در جدول ۷ برای هر سازه نشان داده شده است. [۲۳]

#### ۳.۴. افت کیفیت کارایی سازه و تعیین مؤلفه‌ی استحکام تاب‌آوری

##### لرزه‌یی

کمیت «کیفیت کارایی سازه» ۱۶ که مطابق تعاریف ارائه شده توسط برونو و همکاران، بیان‌گر استحکام اولیه‌ی سازه پیش از وارد شدن اثر شوک زلزله است، معیاری است که اساس کار تعریف کمی مفهوم تاب‌آوری لرزه‌یی را تشکیل می‌دهد. این معیار یک کمیت عددی بین ۰ تا ۱۰۰ درصد است، که در آن ۱۰۰٪ معادل وضعیت سازه پیش از وقوع زلزله است، که در آن تمامی اعضاء سازه‌یی، اعضاء غیرسازه‌یی در حالت باربری طبیعی هستند و خسارت جانی نیز به ساکنان یا استفاده‌کنندگان سازه وارد نمی‌شود. [۲۳]

با این حال می‌توان برخی از پارامترهای اساسی را که در خسارت‌های مذکور تأثیر می‌گذارد، شناسایی کرد.

به طور کلی خسارت‌های ناشی از یک حادثه را می‌توان به دو نوع تقسیم کرد: الف) خسارت‌های سازه‌یی  $L_s$  که در طی وقوع سانحه بلافاصله رخ می‌دهد، ب) خسارت‌های غیرسازه‌یی  $L_{NS}$ ، که وابسته به زمان و شامل ۴ متغیر است: ۱) خسارت‌های مستقیم اقتصادی  $L_{NS/DE}$ ، ۲) خسارت‌های مستقیم سببی  $L_{NS/DC}$ ، ۳) خسارت‌های غیرمستقیم اقتصادی  $L_{NS/IE}$ ، ۴) خسارت‌های غیرمستقیم سببی  $L_{NS/IC}$ .

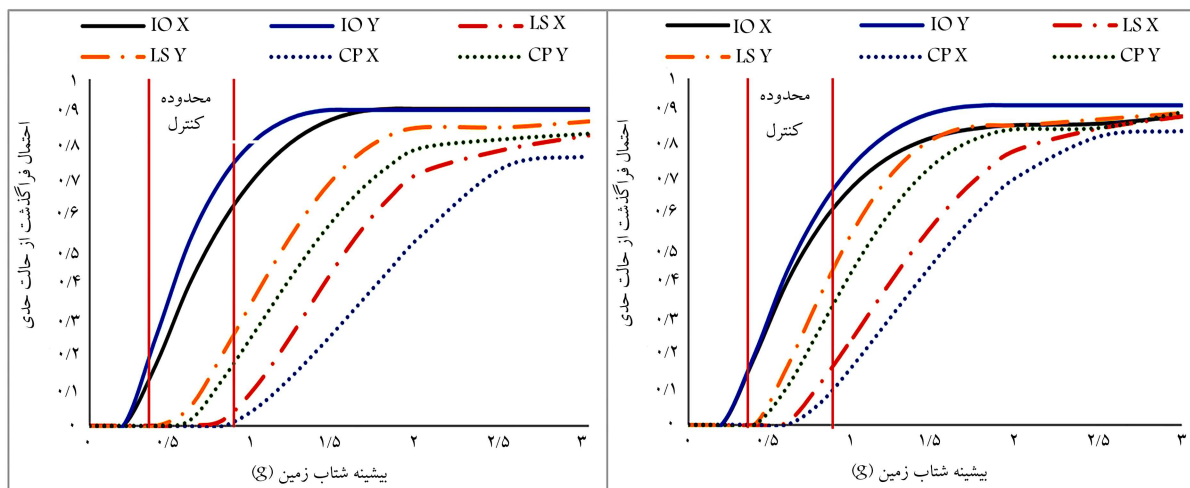
خسارت‌های مستقیم اقتصادی  $(L_{NS/DE})$  برای هر مؤلفه‌ی غیرسازه‌یی مورد استفاده در سیستم آسیب‌دیده به دست می‌آیند. در سازه‌های حیاتی، مانند: بیمارستان‌ها و مراکز تحقیقاتی، پارامتر  $L_{NS/DE}$  ممکن است از خسارت‌های سازه‌یی بیشتر باشد. خسارت‌های مستقیم سببی  $(L_{NS/DC})$  به عنوان نسبت تعداد آسیب‌دیدگان ناشی از زلزله به کل تعداد ساکنان منطقه بیان می‌شود. خسارت‌های غیرمستقیم اقتصادی  $(L_{NS/IE})$  در مقایسه با سایر انواع خسارت‌های وابسته به زمان است. در طول خسارت‌های پس از زلزله، کمی‌سازی خسارت‌های غیرمستقیم اقتصادی بسیار دشوار است، چون سناریوهای مختلفی ممکن است رخ دهد. خسارت‌های  $L_{NS/IE}$ ، عمدتاً شامل وقعه‌های تجاری، هزینه‌های جابه‌جایی، زیان‌های درآمدزایی اجاره‌یی و ... هستند. همچنین خسارت‌های غیرمستقیم سببی  $(L_{NS/IC})$  در قالب همین تعریف بیان می‌شود که شامل تعداد مجروحانی است، که در اثر اختلال‌های ثانویه ایجاد شده ناشی از حوادث از بین می‌روند. [۲۴]

با توجه به این‌که در پژوهش حاضر، سازه‌های مورد مطالعه در حالت کلی و با کاربرد عمومی در نظر گرفته شده و هدف مطالعه، «مؤلفه‌ی استحکام» تاب‌آوری است، لذا مطابق ضوابط HAZUS ۲۰۰۵ خسارت‌های اعضاء سازه‌یی مورد نظر بوده و اثر خسارت‌های غیرسازه‌یی به صورت افزایشی مفروض و مندرج در سطر سوم جدول ۶، همراه با نسبت خسارت‌های اعضاء سازه‌یی لحاظ شده است. بدین ترتیب با معادل‌سازی نسبت خسارت‌های HAZUS ۲۰۰۵ با حالت‌های حدی عملکردی سازه، نسبت‌های خسارت‌ها برای هر حالت استخراج و سپس بر اساس فرمولاسیون پیشنهادی مؤسسه‌ی MCEER تابع خسارت محاسبه شده است.

تابع خسارت نیز بنا بر پیشنهاد برونو و همکاران (۲۰۰۹)، [۲۴] به صورت رابطه‌ی ۳ پیشنهاد شده است:

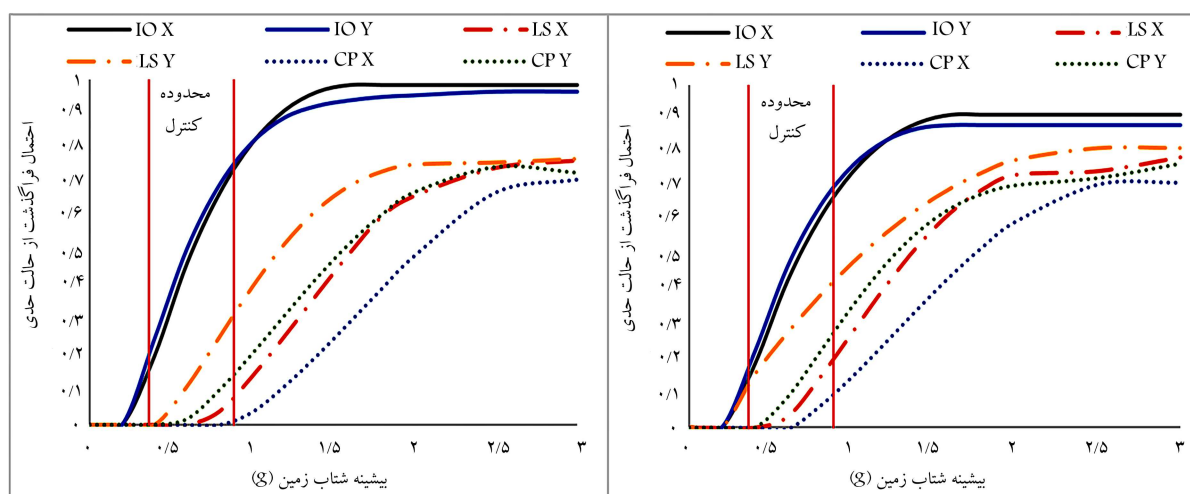
$$L(I) = \sum_{j=1}^n \left[ \frac{C_s}{I_s} \right] * P_j \left\{ \bigcup_{i=1}^n (R_i \geq r_{lim i}) \right\} \quad (3)$$

که در آن،  $C_s$  هزینه تعمیرات سازه در حالت حدی مورد نظر و  $I_s$  برابر با هزینه‌ی کل جایگزینی سازه است، که به این ترتیب نسبت  $C_s$  به  $I_s$  به عنوان معادل ضرایب خسارت در حالت‌های حدی در نظر گرفته می‌شود. همچنین  $P_j$ ، احتمال فراگذشت از حالت حدی عملکردی مورد نظر است، که در قالب منحنی‌های شکنندگی لرزه‌یی بیان می‌شود.



ب) سازه‌ی ۶ طبقه با مهاربندی دو سویه؛

الف) سازه‌ی ۶ طبقه با مهاربندی یک سویه؛



ت) سازه‌ی ۱۲ طبقه با مهاربندی دو سویه.

پ) سازه‌ی ۱۲ طبقه با مهاربندی یک سویه؛

شکل ۱۰. محدوده‌ی کنترل رفتار لرزه‌یی سازه‌ها.

جدول ۷. تعیین احتمال فراگذشت از حالت‌های عملکردی حدی بر اساس محدوده‌ی کنترل عملکردی سازه‌ها.

نوع سازه	حد کنترل (g)	استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)		ایمنی جانبی (LS)		آستانه‌ی فروریزش (CP)	
		استفاده‌ی بی‌وقفه (IO) جهت X	استفاده‌ی بی‌وقفه (IO) جهت Y	ایمنی جانبی (LS) جهت X	ایمنی جانبی (LS) جهت Y	آستانه‌ی فروریزش (CP) جهت X	آستانه‌ی فروریزش (CP) جهت Y
مهاربندی یک سویه	۰/۶۰۷۹	۰/۶۰۸۴	۰/۸۴۱۸	۰/۰۰۰۸	۰/۰۱۷۸	۰/۰۰۰۰۱	۰/۰۱۰۶
مهاربندی دو سویه	۰/۵۸۶۲	۰/۶۰۵۳	۰/۸۶۰۳	۰	۰	۰	۰
مهاربندی یک سویه	۰/۳۸۱۹	۰/۲۷۴۳	۰/۴۳۰۲	۰	۰	۰	۰
مهاربندی دو سویه	۰/۳۷۱۹	۰/۲۹۹۵	۰/۴۷۵۳	۰	۰	۰	۰

که در آن، Q پارامتر افت کیفیت کارایی سازه و  $L_i$  تابع خسارت است، که در بخش ۱.۴ به تفصیل معرفی شده و در جدول ۸ با توجه به احتمال فراگذشت از حالت‌های حدی عملکردی برای سازه‌های مورد مطالعه محاسبه شده است. پارامتر افت کیفیت کارایی سازه در صورت اعمال تابعی جانبی به عنوان تابع بازایی که بسته به شرایط اقتصادی، اجتماعی، فرهنگی و آمادگی جامعه برای بازایی پس از وقوع زلزله تعریف می‌شود، نشان‌دهنده‌ی تاب‌آوری لرزه‌یی نهایی است، که

پس از تعیین تابع خسارت و حد کنترل عملکرد لرزه‌یی سازه‌ها بنا بر پیشنهاد برونو و همکاران<sup>[۱۷]</sup> پارامتر «افت کیفیت کارایی سازه»، که نشان‌دهنده‌ی میزان افت کیفیت عملکردی سازه بلافاصله پس از وقوع زلزله و در اثر تخریب ناشی از وقوع زلزله و اعمال تابع خسارت است، به صورت رابطه‌ی ۵ صورت بیان می‌شود:

$$Q = 1 - L_i \quad (5)$$

جدول ۸. تعیین توابع خسارت سازه‌ها.

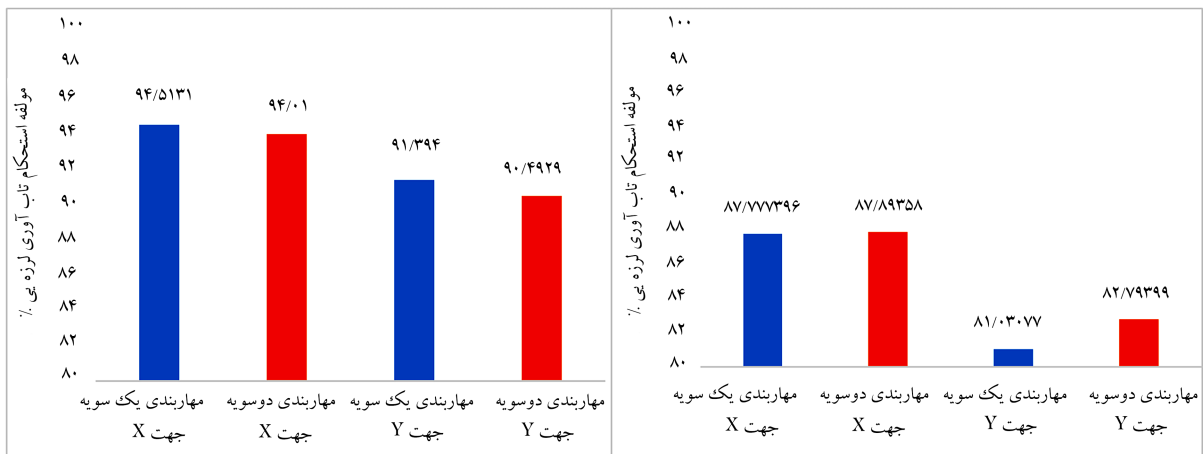
حالت حدی	ضرایب خسارت	طبقه ۶				طبقه ۱۲			
		مهاربندی یک‌سویه		مهاربندی دوسویه		مهاربندی یک‌سویه		مهاربندی دوسویه	
		احتمال	تابع خسارت	احتمال	تابع خسارت	احتمال	تابع خسارت	احتمال	تابع خسارت
جهت X (IO)	۰/۲	۰/۶۰۸۴	۰/۱۲۱۶	۰/۶۰۵۳	۰/۱۲۱۰	۰/۲۷۴۳	۰/۰۵۴۸	۰/۲۹۹۵	۰/۰۵۹۹
جهت Y (IO)	۰/۲	۰/۸۴۱۸	۰/۱۶۸۳	۰/۸۶۰۳	۰/۱۷۲۰	۰/۴۳۰۲	۰/۰۸۶	۰/۴۷۵۳	۰/۰۹۵۰
جهت X (LS)	۰/۶	۰/۰۰۰۵	۰/۰۰۰۵	۰	۰	۰	۰	۰	۰
جهت Y (LS)	۰/۶	۰/۰۱۷۸	۰/۰۱۰۶	۰	۰	۰	۰	۰	۰
جهت X (CP)	۱	۰/۰۰۰۰۱	۰/۰۰۰۰۱	۰	۰	۰	۰	۰	۰
جهت Y (CP)	۱	۰/۰۱۰۶	۰/۰۱۰۶	۰	۰	۰	۰	۰	۰
مجموع جهت X	-	-	۰/۱۲۲۲	-	۰/۱۲۱۰	-	۰/۰۵۴۸	-	۰/۰۵۹۹
مجموع جهت Y	-	-	۰/۱۸۹۶	-	۰/۱۷۲۰	-	۰/۰۸۶۰	-	۰/۰۹۵۰

جدول ۹. تعیین مؤلفه‌ی استحکام تاب‌آوری لرزه‌یی سازه‌های مورد مطالعه‌ی کوتاه‌مرتبه (طبقه ۶).

نوع سازه	تابع خسارت جهت X	تابع کیفیت جهت X	مؤلفه‌ی استحکام تاب‌آوری (%) جهت X	تابع خسارت جهت X	تابع کیفیت جهت X	مؤلفه‌ی استحکام تاب‌آوری (%) جهت X
مهاربندی یک‌سویه	۰/۱۲۲۲	۰/۸۷۷۷	۸۷/۷۷	۰/۱۸۹۶	۰/۸۱۰۳	۸۱/۰۳
مهاربندی دوسویه	۰/۱۲۱۰	۰/۸۷۸۹	۸۷/۸۹	۰/۱۷۲۰	۰/۸۲۷۹	۸۲/۷۹

جدول ۱۰. تعیین مؤلفه‌ی استحکام تاب‌آوری لرزه‌یی سازه‌های مورد مطالعه‌ی کوتاه‌مرتبه (طبقه ۱۲).

نوع سازه	تابع خسارت جهت X	تابع کیفیت جهت X	مؤلفه‌ی استحکام تاب‌آوری (%) جهت X	تابع خسارت جهت X	تابع کیفیت جهت X	مؤلفه‌ی استحکام تاب‌آوری (%) جهت X
مهاربندی یک‌سویه	۰/۰۵۴۸	۰/۹۴۵۱	۹۴/۵۱	۰/۰۸۶۰	۰/۹۱۳۹	۹۱/۳۹
مهاربندی دوسویه	۰/۰۵۹۹	۰/۹۴۰۱	۹۴/۰۱	۰/۰۹۵۰	۰/۹۰۴۹	۹۰/۴۹



شکل ۱۱. شاخص «مؤلفه‌ی استحکام» در تاب‌آوری لرزه‌یی (تاب‌آوری سخت) سازه‌های مطالعاتی.

۹ و ۱۰، مقادیر شاخص اخیر برای سازه‌های مورد مطالعه، محاسبه و در شکل ۱۱ در قالب نمودار گزارش شده است.

مطابق شکل ۱۱، با توجه به خروجی شاخص «مؤلفه‌ی استحکام» در تاب‌آوری لرزه‌یی مشاهده می‌شود که مقادیر شاخص تاب‌آوری برای سازه‌های کوتاه‌مرتبه، نشان‌دهنده‌ی برتری استفاده از سیستم مهاربندی یک‌سویه و در سازه‌های میان‌مرتبه،

تعیین تابع مذکور نیازمند مطالعات میان‌شاخه‌یی و مباحث مدیریتی و اقتصادی است.<sup>[۴-۱]</sup>

زمانی که پارامتر محاسبه شده «افت کیفیت کارایی سازه» را با درصد بیان کنیم، خروجی مذکور توسط مؤسسه‌ی MCEER به عنوان «مؤلفه‌ی استحکام تاب‌آوری لرزه‌یی»<sup>۱۷</sup> یا «تاب‌آوری سخت»<sup>۱۸</sup> معرفی شده است، که در جدول‌های

- در سازه‌های کوتاه‌مرتبه (۶ طبقه)، شاخص مؤلفه‌ی استحکام در تاب‌آوری لرزه‌یی سازه در سیستم‌های با مهاربندی دوسویه به ترتیب  $0.95/0$  در جهت X (امتداد اعمال مؤلفه‌ی ضعیف زلزله) و  $0.9/29$  در جهت Y (امتداد اعمال مؤلفه‌ی قوی زلزله) کمتر از سازه‌های با مهاربندی یک‌سویه است.
- در سازه‌های میان‌مرتبه (۱۲ طبقه)، شاخص مؤلفه‌ی استحکام در تاب‌آوری لرزه‌یی سازه در سیستم‌های با مهاربندی یک‌سویه به ترتیب  $0.8/39$  در جهت X و  $0.9/48$  در جهت Y کمتر از سازه‌های با مهاربندی دوسویه است.
- با حرکت دوره‌ی تناوب اصلی سازه‌ها به سمت مقادیر بزرگ‌تر (افزایش ارتفاع و یا کاهش سختی)، سازه‌های با مهاربندی دوسویه، شاخص تاب‌آوری بزرگ‌تری را نتیجه می‌دهند.
- شاخص تاب‌آوری استحکام لرزه‌یی برای هر دو تیپ سازه‌ها در جهت X بیشتر از جهت Y است، که همان‌طور که قبلاً اشاره شده است، با توجه به متقارن بودن سازه‌ها، نشان‌دهنده‌ی قوی‌تر بودن مؤلفه‌ی شتاب TR وارد شده بر راستای Y در شتاب‌نگاشت‌های مطالعاتی است.
- با توجه به استفاده از مقاطع ضعیف‌تر در المان‌های تیر غیرپیوند در پانل‌های مهاربندی شده در سازه‌های با مهاربندی دوسویه، استفاده از این نوع مهاربندی در شرایط برابر با مهاربندی یک‌سویه از لحاظ اقتصادی مناسب‌تر است. به طوری که در سازه‌های با مهاربندی دوسویه‌ی کوتاه‌مرتبه و میان‌مرتبه به ترتیب  $79/83$  تن و  $272/13$  تن از فولاد مصرفی نسبت به سازه‌های با مهاربندی یک‌سویه کاهش می‌یابد.
- روش‌شناسی انجام شده در پژوهش حاضر می‌تواند به عنوان معیاری جهت مقایسه و ارزیابی رفتار پویا سازه‌ها استفاده شود و به عنوان ملاک عملی برای طراحان و سازندگان توسعه یابد.

نشان‌دهنده‌ی برتری کاربرد سیستم‌های با مهاربندی دوسویه است. نتایج به دست آمده مطابق با تفسیر خروجی منحنی‌های شکنندگی لرزه‌یی است، به این صورت که فاصله‌ی زیاد ایجاد شده بین منحنی‌های شکنندگی در حد استفاده‌ی بی‌وقفه و حدود ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش سبب شده است که با حرکت دوره‌ی تناوب اصلی سازه‌ها به سمت مقادیر بزرگ‌تر (افزایش ارتفاع و یا کاهش سختی)، حد کنترل بزرگ‌تری به دست آید و در نتیجه سازه‌های با مهاربندی دوسویه، شاخص تاب‌آوری بزرگ‌تری را نتیجه دهند، که این نتیجه برای سازه‌های با دوره‌ی تناوب اصلی کوچک‌تر منتج به برتری استفاده از سازه‌های با مهاربندی یک‌سویه خواهد شد.

## ۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، به بررسی رفتار لرزه‌یی و تعیین و مقایسه‌ی شاخص «مؤلفه‌ی استحکام تاب‌آوری» (تاب‌آوری سخت) در دو نوع سازه‌ی فولادی با اسکلت مقاوم لرزه‌یی حاوی پنل‌های با مهاربندی همگرا و شورون در دو پیکربندی یک‌سویه و دوسویه و در دو تیپ کوتاه‌مرتبه و میان‌مرتبه پرداخته شده است. در ابتدا، با تعیین محدوده‌ی رفتار غیرارتجاعی، دسته‌یی از رکوردهای حوزه‌ی نزدیک لرزه‌یی به سازه‌ها اعمال شده است، سپس با انجام تحلیل‌های پویا افزاینده، منحنی‌های IDA ترسیم و بر اساس آنها، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌یی ترسیم شده‌اند و سپس با تعیین حد کنترل عملکرد لرزه‌یی، مقادیر فراگذشت از حالت عملکرد حدی سازه‌ها از منحنی‌های شکنندگی استخراج شده و با استفاده از فرمولاسیون پیشنهادی مؤسسه‌ی MCEER پارامترهای «افت کیفیت کارایی سازه» و شاخص «مؤلفه‌ی استحکام در تاب‌آوری لرزه‌یی» سازه‌ها به دست آمده و در این‌جا، مختصراً به نتایج به دست آمده اشاره شده است:

## پانوشته‌ها

1. Bruneau
2. Cimellaro
3. Reinhorn
4. Fumo
9. WCDR
11. regular chevron bracing
12. chevron and inverse chevron bracing
13. Shen
14. Imperial Valley
15. استاندارد  $28^{\circ}$
16. quality of structures
17. robustness component of seismic resilience
18. hard resilience

## منابع (References)

1. Pir Ata, P. and Hoseini, M. "Resilience in the construction industry and its effects on earthquake risk management", *2nd International Conference of Architecture and Structure*, University of Tehran (2011) (in Persian).
2. Bruneau, M. and Reinhorn, A. "Overview of the Resilience Concept", *8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, USA, Paper No. 2040 (2006).
3. Cimellaro, G.P.; Reinhorn, A.M. and Bruneau, M. "Framework for analytical quantification of disaster resilience", *Engineering Structures*, **32**(11), pp. 3639-3649 (2010).

4. Cimellaro, G.P.; Fumo, C.; Reinhorn, A.M. and et al. "Quantification of disaster resilience of health care facilities", *Technical Report MCEER*, University of Buffalo, State University of New York (2009).
5. Sehhati, R; Rodriguez-Marek, A.; El Gawady, M. and et al. "Effects of near-fault ground motions and equivalent pulses on multi-story structures", *Engineering Structures*, **33**(3), pp. 767-779 (2011).
6. Shen, J.; Wen, R.; Akbas, B. and et al. "Seismic demand on brace-intersected beams in two-story X-braced frames", *Engineering Structures*, **76**, pp. 259-312 (2014).
7. Taiyari, F.; Mazzolani, F.M. and Bagheri, S. "Damage-based optimal design of friction dampers in multistory chevron braced steel frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **119**, pp. 11-20 (2019).
8. Vahdati, R.; Gerami, M. and Razi, M. "Seismic vulnerability of steel moment-resisting frames based on local damages", *Journal of Earthquake and Tsunami*, **11**(05), 1750016 (2017).
9. Saruddin, S.N. and Nazri, F.M. "Fragility curves for low- and mid-rise buildings in Malaysia", *Procedia Engineering*, **125**, pp. 873 - 878 (2015).
10. Mander, J.B.; Dhakal, R.P.; Mashiko, N. and et al. "Incremental dynamic analysis applied to seismic financial risk assessment of bridges", *Engineering Structures*, **29**(10), pp. 2662-2672 (2007).
11. ASCE (American Society of Civil Engineers) Standard 7-16, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures" (2010).
12. AISC (American Institute of Steel Construction) 341-10, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" (2010).
13. Baghaei Lakeh, E.; Homami, P. and Meshkat-Dini, A. "Seismic evaluation of low-rise skeletons with large span braced panels in near-field site", *10th National Conference on Steel and Structure, Iranian Society of Steel Structures*, Tehran, Iran (2019) (in Persian).
14. Baghaei Lakeh, E.; Homami, P. and Meshkat-Dini, A. "Estimation of the seismic intensity variations effects on the nonlinear response of low-rise, large span braced structures", *9th International Conference of Earthquake and Structure, Academic Center for Education, Culture and Research*, Kerman Province, Iran (2020) (in Persian).
15. Federal Energy Management Agency (FEMA), "Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", *FEMA 356, Createspace Independent Publication* (1998).
16. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), "Ground motion database", *University of California Berkeley*, peer.berkeley.edu.
17. Vamvatsikos, D. and Cornell, C. "Direct estimation of seismic demand and capacity of mutlidegree-of-freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximations", *Journal of Structural Engineering*, **131**(4), ACSE (2005).
18. Vamvatsikos, D. and Cornell, C. "Direct estimation of seismic demand and capacity of oscillators with multilinear static pushovers through IDA", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**(9), pp. 1097-1117 (2005).
19. "PERFORM 3D in structural analysis program", *Computers and Structures, Inc* (2017).
20. "SAP2000 in structural analysis program", *Berkeley: Computers and Structures, Inc* (2014).
21. Mai, C., Konakli, K, and Sudret, B. "Seismic fragility curves for structures using non-parametric representations", *Springer-Verlag Berlin Heidelberg* (2017).
22. Lallemand, D., Kiremidjian, A. and Burton, H. "Statistical procedures for developing earthquake damage fragility curves", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **44**, pp. 1373-1389 (2015).
23. "Multi-hazard loss estimation methodology (HAZUS)", *Federal Emergency Management Agency & Department of Homeland Security*, Washington, D.C. (2005).