

## Evaluation of seismic fragility of braced steel building frames at various damage states by considering the effect of different intensity measures

Reza Saadi Andis<sup>1</sup>, Saman Bagheri<sup>2\*</sup>

1- M.Sc., Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

2- Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

### ABSTRACT

The purpose of this article is to extract and evaluate the seismic fragility of braced steel building frames at different damage states by considering the effect of different seismic intensity measures. For this purpose, the finite element models of two steel frames with buckling-restrained braces (BRBs) have been used under 44 far-field earthquake records of FEMA-P695. Using incremental dynamic analysis (IDA) of models, seismic fragility curves of buildings as functions of four different seismic intensity measures including peak ground acceleration (PGA), peak ground velocity (PGV), spectral acceleration at the first mode of structural vibration ( $S_a(T_1, 5\%)$ ) and weighted spectral acceleration with three modes ( $S_a(T_{123}, 5\%)$ ) were obtained. Based on the criterion of interstory drift, four damage states including slight, moderate, extensive and complete damage were also considered to obtain fragility curves. The results show that the best seismic intensity measure depends on the desired damage states. At low damage states, where the response of the structure is mainly linear, the spectral parameters cause a significant reduction in the dispersion of the results compared to the other two intensity measures, and as a result, they are more efficient. However, at high damage states, where the nonlinear behavior becomes completely dominant, the difference in efficiency of different intensity measures decreases. Furthermore, the comparison of numerical values of probability of damage in two seismic hazard levels, i.e., design basis earthquake (DBE) and maximum considered earthquake (MCE) showed that the selection of the intensity measure can significantly affect the numerical values of the probability of damage.

### ARTICLE INFO

Receive Date: 03 January 2024

Revise Date: 02 March 2024

Accept Date: 18 April 2024

### Keywords:

Fragility curve

Earthquake

Incremental dynamic analysis

Seismic intensity measure

Steel building frame

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.430478.3299>

\*Corresponding author: Saman Bagheri.

Email address: [s\\_bagheri@tabrizu.ac.ir](mailto:s_bagheri@tabrizu.ac.ir)

## ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های ساختمانی فولادی مهاربندی شده در سطوح خسارت مختلف با در نظر گرفتن تاثیر مقیاس‌های شدت متفاوت

رضا سعدی‌اندیس<sup>۱</sup>، سامان باقری<sup>۲\*</sup>

۱- فارغ‌التحصیل کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

۲- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

### چکیده

هدف این مقاله استخراج و ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های ساختمانی فولادی مهاربندی شده در سطوح خسارت مختلف با در نظر گرفتن تاثیر شاخص‌های شدت لرزه‌ای متفاوت می‌باشد. برای این منظور از مدل‌های اجزای محدود دو قاب فولادی پنج و ده طبقه دارای مهاربند کمانش‌تاب (BRB) تحت ۴۴ رکورد زلزله حوزه دور FEMA-P695 استفاده شده است. با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی مدل‌ها، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای به صورت تابعی از چهار شاخص شدت لرزه‌ای مختلف شامل حداکثر شتاب زمین (PGA)، حداکثر سرعت زمین (PGV)، شتاب طیفی در مود اول ارتعاش سازه ( $Sa(T_1, 5\%)$ ) و شتاب طیفی وزن‌دار در سه مود اول سازه ( $Sa(T_{123}, 5\%)$ )، به دست آمد. همچنین براساس معیار جابجایی نسبی بین طبقه‌ای، چهار سطح عملکردی (خسارت) به صورت سطح آسیب یا خسارت خفیف، ملایم، وسیع و کامل برای حصول منحنی‌های شکنندگی در نظر گرفته شد. نتایج حاصل نشان می‌دهد بهترین شاخص شدت لرزه‌ای تابعی از سطح خسارت مورد نظر می‌باشد، بطوریکه در سطوح خسارت پایین که رفتار سازه تا حد زیادی خطی می‌باشد، مقادیر طیفی باعث کاهش چشمگیر در پراکندگی نتایج نسبت به دو شاخص شدت دیگر می‌شوند و در نتیجه کارایی بالاتری دارند؛ در حالیکه در سطوح خسارت بالا که رفتار غیرخطی کاملاً حاکم می‌شود، اختلاف کارائی شاخص‌های شدت مختلف کمتر می‌شود. همچنین مقایسه مقادیر عددی احتمال آسیب در دو سطح خطر زلزله سطح طراحی (DBE) و حداکثر زلزله محتمل (MCE) نشان داد که انتخاب شاخص شدت می‌تواند مقدار عددی حاصل برای احتمال آسیب را به مقدار قابل توجهی تحت تاثیر قرار دهد.

کلمات کلیدی: منحنی شکنندگی، زلزله، تحلیل دینامیکی افزایشی، شاخص شدت زلزله، قاب ساختمانی فولادی.

سابقه مقاله:		شناسه دیجیتال:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	doi:
۱۴۰۲/۱۰/۱۳	۱۴۰۲/۱۲/۱۲	۱۴۰۳/۰۱/۳۰	۱۴۰۳/۰۱/۳۰	۱۴۰۳/۱۰/۳۰	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2024.430478.3299">https://doi.org/10.22065/jsce.2024.430478.3299</a>
*نویسنده مسئول:		سامان باقری			
پست الکترونیکی:		s_bagheri@tabrizu.ac.ir			

## ۱- مقدمه

منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای احتمال خرابی سازه و یا وقوع حد معینی از آسیب را به صورت تابعی از شدت زلزله بیان می‌کنند. این منحنی‌ها با رویکردهای مختلف شامل تجربی [۱]، قضاوت مبتنی بر تخصص [۲]، تحلیلی [۳] و یا ترکیب آنها به دست می‌آیند. استخراج منحنی‌های شکنندگی از سازه‌های تأسیسات هسته‌ای آغاز شد، چراکه این سازه‌ها از سازه‌های بسیار مهم بوده و آسیب‌دیدگی آنها در هنگام زمین‌لرزه بسیار خطرناک است. در سال ۱۹۸۰ منحنی‌های شکنندگی برای یک نیروگاه هسته‌ای استخراج شد [۴]؛ سپس مفهوم منحنی‌های شکنندگی و استخراج و ارزیابی آنها به انواع سازه‌ها مثل سازه‌های ساختمانی [۵-۸]، پل‌ها [۹-۱۱]، مخازن حاوی سیالات [۱۲-۱۴] و غیره تعمیم یافت. چون در پژوهش حاضر از قاب ساختمانی داری مهاربند کمانش‌تاب (BRB) استفاده می‌شود، در ادامه مواردی از تهیه و ارزیابی منحنی‌های شکنندگی برای قاب‌های ساختمانی مجهز به BRB توصیف می‌شود.

گاووسی و ساهو در سال ۲۰۱۵ شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های دارای مهاربند کمانش‌تاب تحت زلزله‌های نزدیک گسل را ارزیابی کردند [۱۵]. آنها یک قاب هفت طبقه را براساس ضوابط آیین‌نامه‌ای برای پنج پیکربندی مختلف مهاربند طراحی کردند و از جابجایی نسبی بین طبقه‌ای و جابجایی پسماند نسبی بین طبقه‌ای به‌عنوان پارامترهای پاسخ متناظر با آسیب سازه‌ای استفاده نمودند. هی و لو در سال ۲۰۱۹ شکنندگی لرزه‌ای یک ساختمان بسیار بلند مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب (BRB) و میراگرهای ویسکوز (VD) را با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی ارزیابی کردند. هدف آنها محدود نمودن تغییرمکان‌های نسبی بین طبقه‌ای با استفاده از چند آرایش پیشنهادی بود و مشاهده گردید بهترین عملکرد وقتی اتفاق می‌افتد که میراگر ویسکوز در قسمت زیرین سازه استفاده شود، در حالیکه مهاربندهای کمانش‌تاب در بخش بالایی ساختمان قرار گیرند [۱۶]. رویز و همکاران [۱۷] برای بهسازی لرزه‌ای یک ساختمان ۵ طبقه دارای طبقه نرم از مهاربند کمانش‌تاب استفاده کردند. آنها سپس منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای ساختمان مقاوم سازی شده را براساس ده رکورد زلزله انتخابی و معیار حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای تهیه و ارزیابی نمودند. هو و وانگ در سال ۲۰۲۱ ارزیابی و مقایسه شکنندگی لرزه‌ای ساختمان فولادی شش طبقه با مهاربند کمانش‌تاب دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی و سیستم گهواره‌ای مرکزگرا را گزارش نمودند [۱۸].

ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری و عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها نیازمند انتخاب یک معیار یا شاخص برای شدت زلزله (IM) می‌باشد که قابل مقیاس کردن باشد. در فرایند تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) که متداولترین روش تحلیل برای استخراج توابع شکنندگی لرزه‌ای است [۱۹]، شاخص شدت زلزله مناسب نقش کلیدی در ارزیابی صحیح نتایج دارد. متداولترین شاخص‌های شدت لرزه‌ای، کمیت‌های طیفی مثل شتاب طیفی با میرایی ۵٪ در زمان تناوب مود اول سازه  $Sa(T_1, 5\%)$  و یا کمیت‌های حرکت زمین نظیر حداکثر شتاب زمین PGA می‌باشد. با این حال، شاخص‌های شدت مختلف دیگری نیز توسط محققین پیشنهاد گردیده است [۲۰ و ۲۱] که موثر بودن آنها به نوع سازه و زمان تناوب آن، تعداد و نوع رکورد زلزله انتخابی و معیار یا مکانسیم خرابی در نظر گرفته شده بستگی دارد [۲۲]. معمولاً در سازه‌های ساختمانی عادی،  $Sa(T_1, 5\%)$  نسبت به PGA باعث کاهش پراکندگی نتایج حاصل از رکوردهای زلزله مختلف شده و به عنوان IM ارجحیت می‌یابد [۲۳]، ولی در تمامی سازه‌ها شرایط اینگونه نمی‌باشد. به عنوان مثال در مخازن نگهداری مایعات که دو سری مودهای ارتعاشی با جدایش قابل ملاحظه در فرکانس ارتعاشی دارند (مودهای ارتعاشی مربوط به نوسان سطح آزاد سیال با زمان‌های تناوب نسبتاً بالا و مودهای ارتعاشی مربوط به حرکت هماهنگ سیال زیرین و جداره مخزن با زمان‌های تناوب بسیار پایین)، کمیت طیفی متناظر با یک زمان تناوب خاص مطلوب نبوده و PGA به عنوان شاخص شدت لرزه‌ای پیشنهاد گردیده است [۱۳ و ۱۴]. همچنین پاجت و همکاران [۱۰] اعلام کردند برخلاف مطالعات قبلی که کمیت‌های طیفی را بهتر از PGA برای ارزیابی شکنندگی یک سازه در نظر می‌گیرند، برای مجموعه‌ای از سازه‌ها با زمان‌های تناوب مختلف، PGA شاخص شدت لرزه‌ای برتر است. آنها برای این نتیجه‌گیری از آزمودن ۱۰ شاخص شدت مختلف بر روی مجموعه‌ای از پل‌های بزرگراهی استفاده کردند.

با توجه به مطالب عنوان شده در بالا، این مقاله در نظر دارد تاثیر مقیاس‌های شدت مختلف را در ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های ساختمانی فولادی مجهز به مهاربند کمانش‌تاب بررسی نماید. برای بررسی جامع‌تر، از دو قاب ساختمانی با ارتفاع‌های متفاوت (در

نتیجه زمان‌های تناوب مختلف) و با لحاظ کردن چهار سطح خسارت متفاوت استفاده می‌شود. علاوه بر ارزیابی کارایی شاخص‌های شدت مختلف انتخابی که به طور معمول با محاسبه پراکندگی نتایج حاصل انجام می‌گردد، محاسبه و مقایسه مقادیر احتمال حاصل از بکارگیری شاخص‌های شدت مختلف در دو سطح خطر لرزه‌ای نیز در اینجا پیشنهاد و انجام می‌شود.

## ۲- تحلیل دینامیکی افزایشی و منحنی شکنندگی لرزه‌ای

در روش‌های تحلیلی استخراج منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای، نیاز به یک تحلیل غیرخطی است که رفتار سازه را در ناحیه کشسان و غیرکشسان و تا مرز فروریزش شبیه‌سازی کند. از جمله معروف‌ترین این روش‌های تحلیلی می‌توان به تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) اشاره نمود که در این پژوهش از آن استفاده می‌شود. مفاهیم این فرایند تحلیل لرزه‌ای ابتدا در سال ۱۹۹۷ توسط برترو بیان شد و سپس اصول کلی آن در سال ۲۰۰۲ توسط وامواتسیکوس و کرنل جمع‌بندی شده و شکل استاندارد آن برای بکارگیری در مهندسی سازه پیشنهاد گردید [۲۳]. در این روش یک یا چند شتابنگاشت زلزله به چندین سطح شدت مقیاس شده و مرحله‌به‌مرحله به سازه اعمال می‌شوند. مقیاس شدت رکورد زلزله می‌تواند حداکثر شتاب زمین (PGA)، شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی سازه  $Sa(T_1)$  و یا مواردی از این دست باشد. هدف از مقیاس کردن، پوشش کامل کل محدوده رفتاری سازه از حالت الاستیک تا خرابی است. در هر گام مقیاس، مدل سازه‌ای تحت شتابنگاشت مقیاس شده موردنظر تحلیل دینامیکی غیرخطی شده و حداکثر پاسخ‌های مختلف و موردنظر سازه بر حسب مقیاس‌های مختلف شدت زلزله ورودی قابل رسم می‌شود که به آن منحنی IDA گفته می‌شود.

یکی از ابزارهای کلیدی در ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها، منحنی‌های شکنندگی است که احتمال فراگذشت آسیب سازه از یک سطح آسیب مشخص را برای سطوح شدت مختلف از حرکات لرزه‌ای زمین بیان می‌نماید. به‌منظور بیان کمی آسیب‌پذیری سازه بر حسب میزان شدت زلزله می‌توان احتمال وقوع یا فراگذشت از یک‌میزان خسارت خاص را بر حسب یک ویژگی معرف شدت زلزله نظیر حداکثر شتاب زمین (PGA)، شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی سازه  $Sa(T_1)$  یا نظایر آن بیان نمود. تکرار این عملیات برای مقادیر مختلف مقیاس شدت زلزله، منجر به تولید منحنی موسوم به منحنی شکنندگی (Fragility curve) می‌گردد. استفاده از منحنی‌های شکنندگی جهت برآورد میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها در سال‌های اخیر بسیار رواج پیدا کرده است. نکته مهم در تولید منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای این است که می‌تواند مشخصات ویژه هر نوع سازه و منطقه موردنظر را در نظر بگیرد.

با استفاده از فرایندهای تجربی، قضاوت مهندس، تحلیلی و یا ترکیبی می‌توان منحنی‌های شکنندگی را بدست آورد. درحالت تحلیلی منحنی‌ها براساس تحلیل مدل‌های شبیه‌سازی شده سازه، تحت شدت‌های مختلف زلزله به دست می‌آیند. معمولاً در این روش باید از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مدل اجزای محدود مساله استفاده کرد [۱۹].

با توجه به اینکه منحنی شکنندگی از نظر ریاضی تابعی است که احتمال فراگذشت شاخص خسارت (DM) در قالب یک یا چند پاسخ مهندسی سازه را از سطح خرابی یا حالت حدی (LS) در هر سطح مشخص از شدت زلزله (IM) بیان می‌کند؛ می‌توان شکنندگی لرزه‌ای را به‌صورت زیر بیان کرد:

$$\text{Fargility} = P[\text{DM} \geq \text{Ls} | \text{IM}] \quad (1)$$

به‌منظور برآورد این احتمال در هر  $\text{IM} = x$  مشخص، می‌توان از تعداد زیادی شبیه‌سازی و تحلیل لرزه‌ای استفاده کرد ( $N_{sim}$ ) و تعداد مواردی که منجر به گذر از حالت حدی یا ظرفیت در نظر گرفته شده می‌شود ( $N_{fail}$ ) را به دست آورد. در این صورت:

$$P[\text{DM} \geq \text{Ls} | \text{IM} = x] \cong \frac{N_{fail}}{N_{sim}} \quad (2)$$

معمولاً در ادامه به داده‌های عددی شکنندگی حاصل، تابع لوگ - نرمال برازش می‌شود تا منحنی پیوسته‌ای به‌عنوان تابع شکنندگی لرزه‌ای سیستم به دست آید [۲۴] که شکل کلی آن به‌صورت زیر می‌باشد:

$$P[DM \geq LS | IM = x] = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \quad (۳)$$

در رابطه بالا،  $\Phi()$  تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد،  $\theta$  میانه تابع شکنندگی و  $\beta$  انحراف معیار  $\ln(IM = x)$  می‌باشد. دو پارامتر اخیر به‌صورت زیر از داده‌های عددی شکنندگی حاصل از تحلیل سازه تخمین زده می‌شود:

$$\ln\theta = \frac{1}{N_{sim}} \sum_{i=1}^{N_{sim}} \ln(x_i) \quad (۴)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{N_{sim} - 1} \sum_{i=1}^{N_{sim}} (\ln(x_i / \theta))^2} \quad (۵)$$

### ۳- سطوح خسارت

منحنی‌های شکنندگی را می‌توان در سطوح مختلف از آسیب و خرابی و یا به‌عبارت دیگر سطوح مختلف عملکردی، استخراج و ارزیابی کرد. در این پژوهش حالت‌های خرابی و سطوح عملکردی اجزای سازه‌ای مطابق ضوابط HAZUS [۲۵]، در چهار سطح خسارت خفیف (Slight)، ملایم (Moderate)، گسترده یا وسیع (Extensive) و کامل (Complete) انتخاب شده است. حالت‌های حدی متناظر با هر کدام از سطوح بالا، براساس نسبت جابجایی نسبی بین طبقه‌ای (drift ratio) می‌باشد که در جدول ۱ آورده شده است. براساس دسته‌بندی این آیین‌نامه، طراحی ساختمان ممکن است مطابق استاندارد لرزه‌ای متعالی (High-code)، متوسط (Moderate-code)، پایین (Low-code) و یا بدون اعمال ضوابط لرزه‌ای (Pre-code) انجام شده باشد. همچنین با توجه به ارتفاع و تعداد طبقات ساختمان، سازه می‌تواند بلند (High-rise)، متوسط (Mid-rise) و یا کوتاه (Low-rise) باشد. با توجه به طراحی لرزه‌ای کامل سازه‌ها در این پژوهش، حالت High-code در نظر گرفته می‌شود و همچنین با توجه به تعداد طبقات مدل‌های سازه‌ای پنج و ده طبقه، به ترتیب دسته Mid-rise و High-rise اعمال می‌شود.

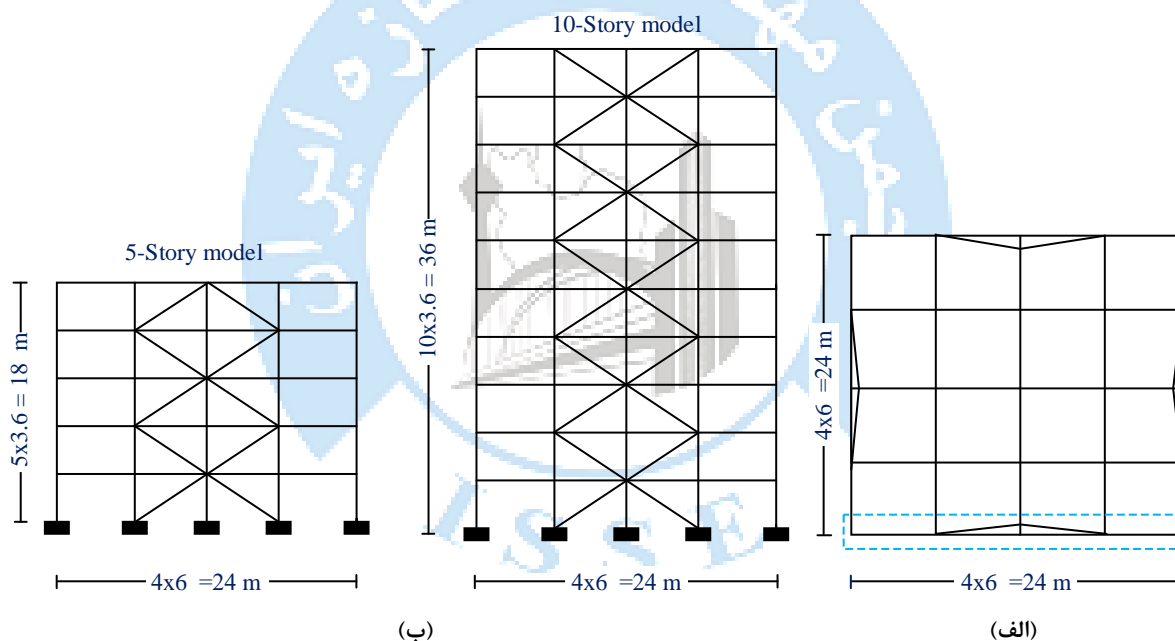
یادآور می‌شود که در نشریه شماره ۳۶۰ نظام فنی کشور تحت عنوان «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود» و تفسیر آن به شماره ۳۶۱، برای سطوح عملکردی تعریف شده در آنجا و بر حسب نوع عضو سازه‌ای، حالت‌های حدی جابجایی جانبی ذکر شده است، ولی ضوابط HAZUS با توجه به در نظرگیری جزئیات مفصلتر به شرح بالا، بسیار جامع‌تر است. همچنین سطوح عملکردی (خسارت) تعریف شده در HAZUS برخلاف نشریه، شامل معیارهایی از جنس شتاب برای اجزای غیرسازه‌ای نیز می‌شود. در ادامه و برای هماهنگی بیشتر با ضوابط HAZUS، برای بارگذاری و طراحی نیز از آیین‌نامه‌های ایالات متحده استفاده می‌شود که ضمن مشابهت با بیشتر ضوابط بارگذاری و طراحی ما، در مواردی جامع‌تر هستند. به عنوان نمونه در استاندارد ۲۸۰۰ (آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله) فقط ضریب رفتار قاب ساختمانی ساده با مهاربندی کمانش‌تاب آمده است، در حالیکه در آیین‌نامه آمریکایی علاوه بر قاب ساده، برای سیستم دوگانه قاب فولادی و مهاربند کمانش‌تاب نیز که موضوع مقاله حاضر است، ضریب رفتار مجزا ذکر شده است.

جدول ۱: سطوح خسارت سازه‌ای و آستانه‌های نسبت جابجایی نسبی بین طبقه‌ای متناظر برحسب درصد برای حالت High-code از مرجع [۲۵]

سیستم سازه‌ای	خفیف (Slight)	ملایم (Moderate)	وسیع (Extensive)	کامل (Complete)
قاب فولادی مهاربندی شده (M)	۰/۳۳	۰/۶۷	۲	۵/۳۳
قاب فولادی مهاربندی شده (H)	۰/۲۵	۰/۵	۱/۵	۴

#### ۴- مشخصات قاب‌های مورد مطالعه و طراحی آنها

مدل‌های سازه‌ای مورد نظر به صورت قاب‌های ساختمانی خمشی مجهز به مهاربند کمانش‌تاب با تعداد طبقات پنج و ده به صورت دوبعدی در نظر گرفته شده‌اند. طراحی مدل‌ها با فرض قرارگیری قاب‌ها در ردیف کناری یک پلان منظم مطابق شکل ۱-الف انجام گرفته است. قابها مطابق شکل ۱-ب به صورت چهار دهانه با ارتفاع طبقات ۳/۶ متر بوده و طول و عرض دهانه‌ها ۶ متر است. مهاربندهای کمانش‌تاب به صورت قطری و در دو دهانه میانی مجاور هم قرار گرفته‌اند.



شکل ۱: مدل‌های مورد مطالعه قاب‌های ساختمانی پنج و ده طبقه؛ الف) پلان، ب) نما

طراحی قاب‌ها با استفاده از نرم افزار Etabs و براساس آیین نامه سازه‌های فولادی آمریکا AISC 360-16 [۲۶] و همچنین مقررات لرزه‌ای آن AISC 341-16 [۲۷] انجام گرفته است. بارهای در نظر گرفته شده در طراحی به صورت بار ثقلی مرده و زنده و بار جانبی زلزله می‌باشد. بارگذاری ثقلی و زلزله قاب‌ها طبق آیین نامه بارگذاری آمریکا ASCE 7-16 [۲۸] صورت گرفته است. بار مرده اعمالی برابر با  $5 \text{ kN/m}^2$ ، بار زنده طراحی برابر با  $2 \text{ kN/m}^2$ ، بار معادل پارتیشن برابر با  $1/5 \text{ kN/m}^2$ ، بار دیوارهای پیرامونی برابر با  $7 \text{ kN/m}$  و بارهای مرده و زنده بام به ترتیب برابر با  $5/5 \text{ kN/m}^2$  و  $1/5 \text{ kN/m}^2$  می‌باشد. مطابق آیین نامه بارگذاری، برای سیستم ساختمانی دوگانه قاب فولادی مجهز به مهاربند کمانش‌تاب ضریب رفتار حالت حد نهایی  $R_{II} = 8$  پیشنهاد شده است. زمین در نظر گرفته شده از نوع خاک سفت یعنی نوع D در منطقه برکلی کالیفرنیا فرض شده است. وزن لرزه‌ای سازه برای کاربری مسکونی برابر بار مرده بعلاوه ۲۵ درصد بار

زنده در نظر گرفته می‌شود. فولاد مورد استفاده از نوع A36 با مقاومت تسلیم  $F_y = 250 \text{ MPa}$  و مدول الاستیسیته  $E = 200 \text{ GPa}$  می‌باشد. برای تمامی اعضای تیر و ستون از مقاطع بال پهن آمریکایی (Wide-I) استفاده شده است.

با توجه به نقش فیوز برای مهارندهای کمانش تاب در قاب، آنها به عنوان ضعیف‌ترین عضو قاب طراحی می‌گردند تا قبل از بقیه اعضا وارد ناحیه رفتار غیرخطی (پلاستیک) شوند. بقیه اعضای قاب (تیرها و ستون‌ها) تحت تاثیر رفتار عضو مهاربندی بوده و باید برای حداکثر نیروی قابل تولید توسط مهاربند طراحی شوند. به این ترتیب، تیر و ستون مجاور مهاربند کمانش تاب، کنترل شونده توسط نیرو بوده و باید در محدوده ارتجاعی باقی بمانند. نیروی طراحی این اعضا از تعادل نیرویی و با اعمال ضرایب اصلاح بر مقاومت عضو مهاربندی محاسبه می‌شود. در این صورت، مقاومت اصلاح شده مهاربند کمانش تاب در کشش ( $T_{max}$ ) و فشار ( $C_{max}$ ) به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$C_{max} = \omega \beta F_{ysc} A_{sc} \quad (6)$$

$$T_{max} = \omega F_{ysc} A_{sc} \quad (7)$$

در روابط بالا، توصیف پارامترهای دخیل به شرح زیر است:

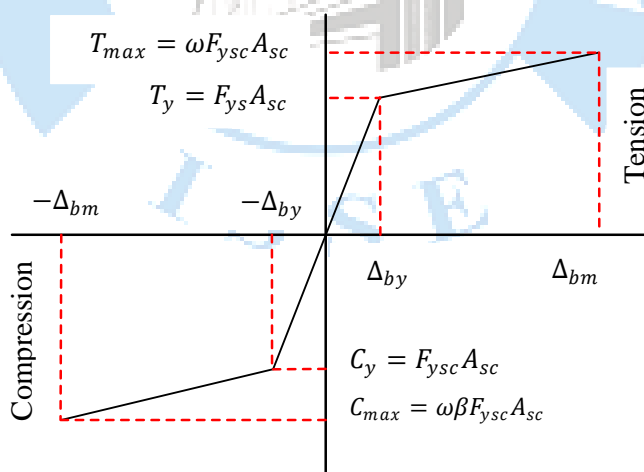
$F_{ysc}$ : مقاومت تسلیم اندازه‌گیری شده هسته مهاربند.

$\omega$ : ضریب منظور نمودن اثر سخت‌شدگی کرنشی در هسته فولادی مهاربند.

$\beta$ : ضریب منظور نمودن اثر مقاومت فشاری که برابر است با نسبت حداکثر نیروی فشاری به حداکثر نیروی کشش.

$A_{sc}$ : سطح مقطع هسته فولادی (قسمت جاری شونده) مهاربند.

با توجه به روابط بالا، رفتار نیرو-جابجایی مهاربند کمانش تاب در کشش و فشار مطابق طوابط AISC 341-16 در شکل ۲ نمایش داده شده است. همچنین بعد از طراحی نهایی قاب‌ها، مشخصات مقاطع تیر، ستون و مساحت هسته مهارندهای کمانش تاب در مدل‌های پنج و ده طبقه مطابق جدول ۲ حاصل گردید.



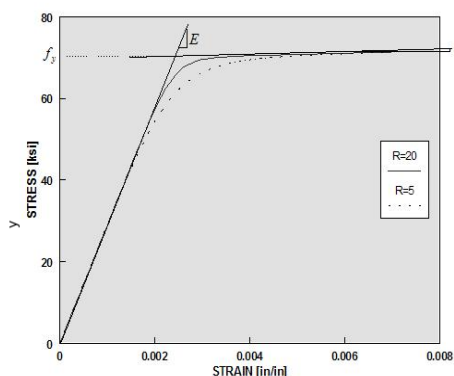
شکل ۲- نمودار نیرو-جابجایی مهاربند کمانش تاب مطابق مرجع [۲۷]

جدول ۲: مقاطع طراحی شده برای مدل‌های پنج و ده طبقه

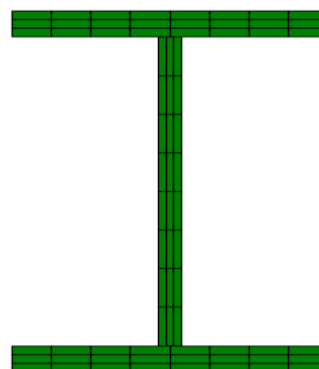
طبقه	قاب پنج طبقه			قاب ده طبقه		
	تیر	ستون	مساحت هسته BRB (mm <sup>2</sup> )	تیر	ستون	مساحت هسته BRB (mm <sup>2</sup> )
۱	W16×50	W14×82	2250	W18×50	W14×132	3200
۲	W16×45	W14×61	2250	W18×50	W14×132	3200
۳	W16×40	W14×48	2250	W18×50	W14×120	3200
۴	W16×36	W14×38	1300	W18×40	W14×120	2600
۵	W16×26	W14×30	600	W18×40	W14×90	2600
۶				W18×40	W14×90	1900
۷				W16×40	W14×68	1900
۸				W16×40	W14×68	1300
۹				W16×40	W14×48	1300
۱۰				W16×26	W14×48	600

## ۵- مدل‌سازی غیرخطی در نرم‌افزار

مدلسازی و تحلیل قاب‌ها در نرم‌افزار OpenSeesPy، با مفسر Python نسخه ۳/۸ در مازول اسپایدر (Spyder) انجام گرفته است. اثرات غیرخطی هندسی به صورت اثر P-Delta و اثرات غیرخطی مصالح از طریق تعریف مقاطع فایبر با رفتار الاستوپلاستیک در نظر گرفته شده است. یک نمونه مقطع فایبر مدل شده برای المان I شکل در نرم‌افزار OpenSeesPy در شکل ۳ نمایش داده شده است. منحنی رفتاری اعضای تیر و ستون با استفاده از دستور uniaxialMaterial Steel02 که برای تعریف مصالح فولادی با رفتار تک محوری دوخطی استفاده می‌شود، تعریف شده است (شکل ۴). منحنی رفتاری مهاربندهای کمانش‌تاب نیز با استفاده از ترکیب دستورات uniaxialMaterial Steel02، Pinching4 و Fatigue تعریف شده است.



شکل ۴: معرفی رفتار مصالح Steel02



شکل ۳: مقطع فایبر مدل شده در OpenSeesPy

برای المان‌های سازه‌ای از مقاطع رشته‌ای (فایبر) به صورت مدل پلاستیسیته گسترده استفاده شده است. برای این منظور المان‌های تیر-ستون غیرخطی (element forceBeamColumn) بکار رفته و در طول هر المان مش‌بندی انجام یافته است. اتصالات تیر به ستون و ستون به پی به صورت صلب (خمشی) فرض شده است. هر مهاربند قطری کمانش‌تاب، مطابق شکل ۵، شامل دو بخش الاستیک

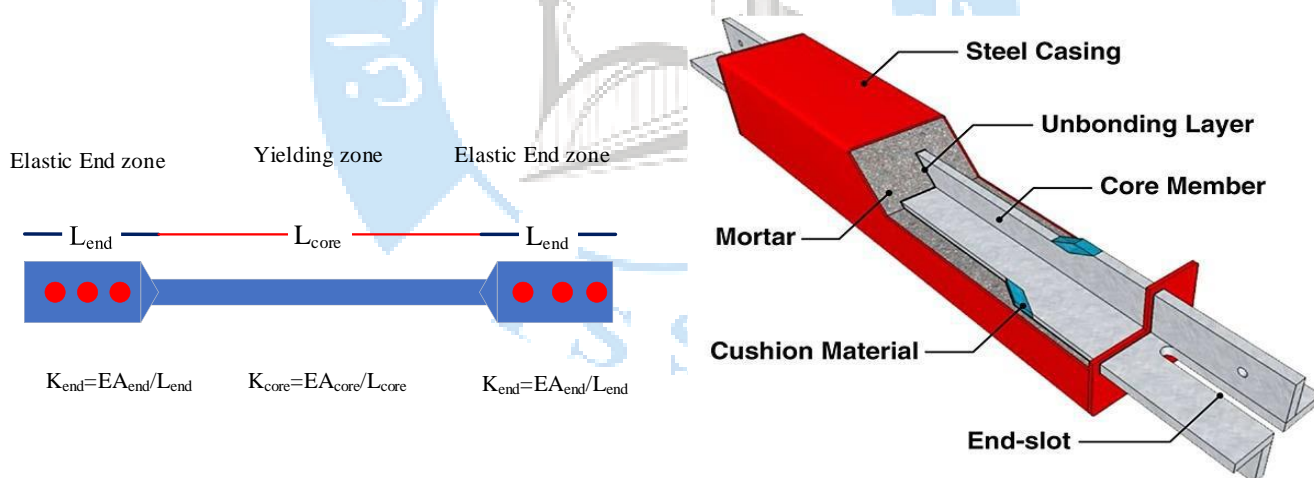
در دو انتها (Elastic End zone) و یک هسته کمانش تاب (Yielding zone) در وسط می باشد که با دستور CorotTruss مدل سازی شده است. از آنجایی که هر المان BRB در واقع از اتصال سری بخش هسته و دو بخش انتهایی آن حاصل می شود، سختی آن ( $K_{BRB}$ ) را می توان بر حسب سختی قسمت هسته ( $K_{core}$ ) و سختی قسمت انتهایی ( $K_{end}$ ) به صورت زیر نوشت:

$$\frac{1}{K_{BRB}} = \frac{1}{K_{core}} + \frac{2}{K_{end}} \quad (8)$$

دو بخش انتهایی دارای مقطع بسیار بزرگتری هستند و تقریباً به صورت المان های صلب عمل می کنند؛ در نتیجه سختی BRB عمدتاً توسط هسته فولادی آن با مساحت کاهش یافته تامین می شود. برای اینکه بتوان کل طول المان قطری مهاربند را در مدل اجزای محدود به صورت یک المان خرپایی با سطح مقطعی برابر با سطح مقطع هسته مدل نمود، می توان از اصلاح مدول الاستیسیته مطابق رابطه زیر بهره گرفت [۲۹]:

$$E_{wp} = E_s \frac{L_{wp}}{L_{core} + 2L_{end} \frac{A_{core}}{A_{end}}} \quad (9)$$

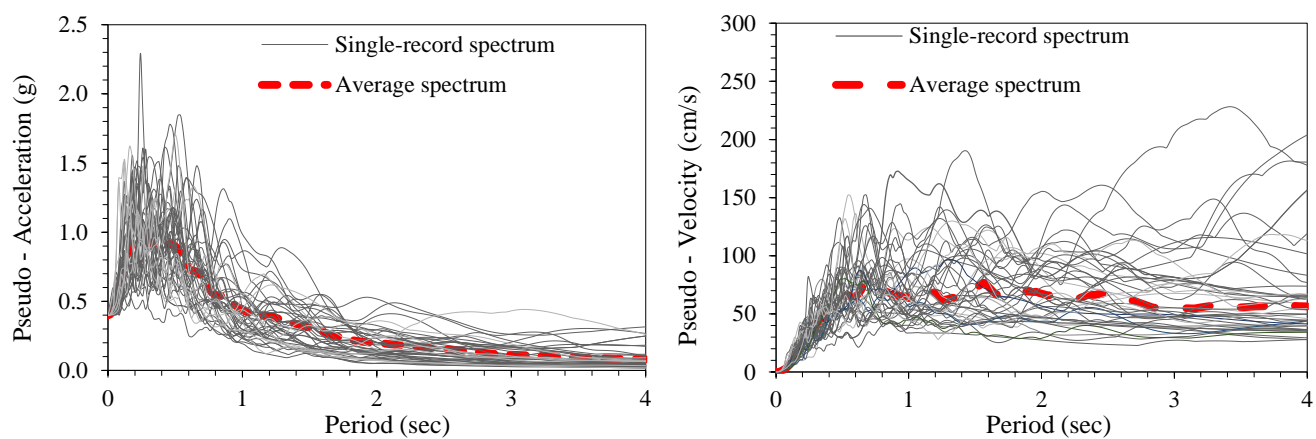
در رابطه بالا،  $E_{wp}$  مدول الاستیسیته معادل عضو مهاربند هنگامی است که به عنوان یک المان خرپایی با سطح مقطعی برابر با سطح مقطع هسته مدل شده است،  $E_s$  مدول الاستیسیته واقعی فولاد مهاربند،  $L_{wp}$  طول کل مهاربند کمانش تاب،  $L_{core}$  طول تسلیم هسته مهاربند کمانش تاب،  $L_{end}$  طول قسمت های انتهایی مهاربند کمانش تاب،  $A_{core}$  سطح مقطع هسته مهاربند کمانش ناپذیر و  $A_{end}$  سطح مقطع قسمت های انتهایی می باشد.



شکل ۵- مشخصات مهاربند کمانش تاب

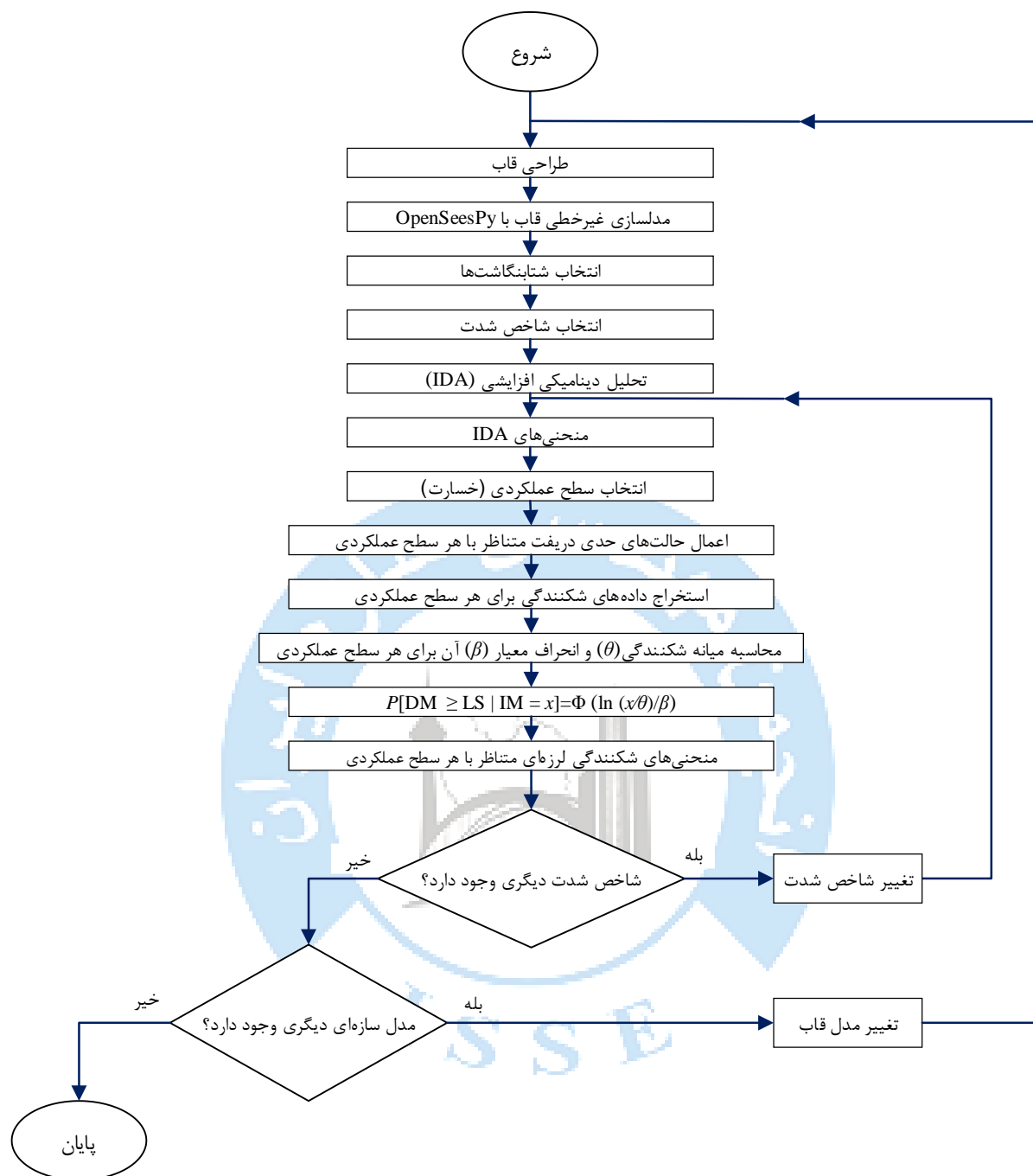
## ۶- شتابنگاشت های مورد استفاده و شاخص های شدت و خسارت

تحقیقات گذشته نشان داده است که استفاده از حداقل ۱۰ تا ۲۰ شتابنگاشت در تحلیل های دینامیکی غیرخطی دقت کافی را برای تخمین تقاضای لرزه ای ایجاد می کند [۲۳]. در اینجا برای انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی به روش IDA، از ۴۴ رکورد مولفه افقی ۲۲ زلزله حوزه دور FEMA-P695 [۳۰] استفاده می شود. طیف شبه سرعت و شبه شتاب رکوردها برای میرایی ۵٪ و در حالت نرمال شده به حداکثر شتاب زمین (PGA) برابر با 0.4g در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶: طیف‌های سرعت و شتاب نرمال شده ۴۴ رکورد زلزله انتخابی و میانگین آنها برای میرایی ۵٪





شکل ۷: فلوچارت مراحل مختلف تحقیق حاضر

برای انجام IDA و در نهایت استخراج منحنی شکنندگی، دو نوع شاخص یا مقیاس باید انتخاب و مشخص شود: شاخص شدت (IM) که در واقع پارامتری است که برای مقیاس‌بندی رکورد زلزله استفاده می‌شود و شاخص خسارت (DM) که معمولاً پاسخی از سازه است که اندازه آن می‌تواند معیار و بیانگر مقدار خسارت و خرابی مدل باشد. با توجه به معیارهای سطوح عملکردی اجزای سازه‌ای که در بخش ۳ ذکر شد، شاخص خسارت در این مقاله به صورت حداکثر نسبت دریافت بین طبقه‌ای در نظر گرفته شد. برای شاخص شدت نیز چهار پارامتر مختلف در نظر گرفته شده و نتایج حاصل برحسب آنها مقایسه و ارزیابی می‌شود. این چهار شاخص شدت زلزله عبارتند از:

حداکثر شتاب زمین (PGA)، حداکثر سرعت زمین (PGV)، شتاب طیفی با میرایی ۵٪ در زمان تناوب اصلی سازه ( $Sa(T_1, 5\%)$ ) و شتاب طیفی وزن دار در سه مود اول سازه ( $Sa(T_{123}, 5\%)$ ). مورد چهارم توسط Su و همکاران در سال ۲۰۱۷ برای در نظر گرفتن اثرات موده‌های بالاتر در ساختمان‌های بلند به صورت زیر پیشنهاد شده است [۳۱]:

$$Sa(T_{123}, 5\%) = Sa(T_1, 5\%)^{m_1^*} \times Sa(T_2, 5\%)^{m_2^*} \times Sa(T_3, 5\%)^{m_3^*} \quad (10)$$

$$m_1^* = \frac{m_1}{m_1 + m_2 + m_3} \quad (11)$$

$$m_2^* = \frac{m_2}{m_1 + m_2 + m_3} \quad (12)$$

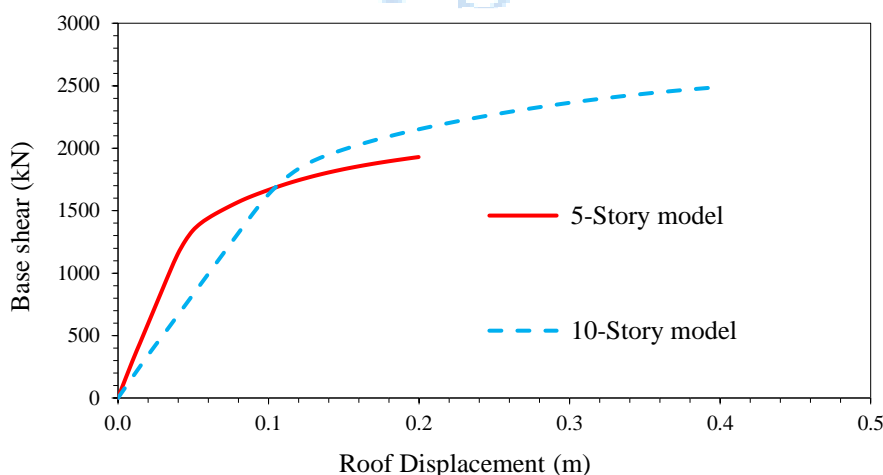
$$m_3^* = \frac{m_3}{m_1 + m_2 + m_3} \quad (13)$$

در روابط بالا  $Sa(T_1, 5\%)$ ،  $Sa(T_2, 5\%)$  و  $Sa(T_3, 5\%)$  شتاب طیفی در موده‌های اول، دوم و سوم سازه با میرایی ۵٪ می‌باشد.  $m_1$ ،  $m_2$  و  $m_3$  جرم موده‌های اول، دوم و سوم است و در نتیجه  $m_1^*$ ،  $m_2^*$  و  $m_3^*$  نسبت مشارکتی برای موده‌های اول، دوم و سوم بر حسب جرم می‌باشد. در انتهای این بخش، فلوجارتی از مراحل مختلف کار برای حصول منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای مد نظر در سطوح خسارت مختلف و بر حسب شاخص‌های شدت لرزه‌ای متفاوت در قالب شکل ۷ ارائه می‌شود.

## ۷- بحث و نتایج

### ۷-۱- منحنی‌های ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه

قبل از ارائه نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی به صورت منحنی‌های IDA و شکنندگی، ابتدا در اینجا منحنی ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه ارائه می‌شود تا صحت مدل‌سازی از نظر رفتار خطی اولیه و سپس تسلیم قاب‌ها قابل مشاهده باشد. منحنی ظرفیت مدل‌ها از تحلیل استاتیکی غیرخطی حاصل می‌شود که در واقع برش پایه کل ساختمان را در مقابل جابجایی نقطه کنترل ساختمان نشان می‌دهد. منحنی ظرفیت قاب‌های پنج و ده طبقه، در شکل شماره ۸ نمایش داده شده است. منحنی‌های ظرفیت حاصل نشان می‌دهد با افزایش ارتفاع ساختمان، ظرفیت نیرویی آنها افزوده شده ولی سختی جانبی آنها کاسته می‌شود.

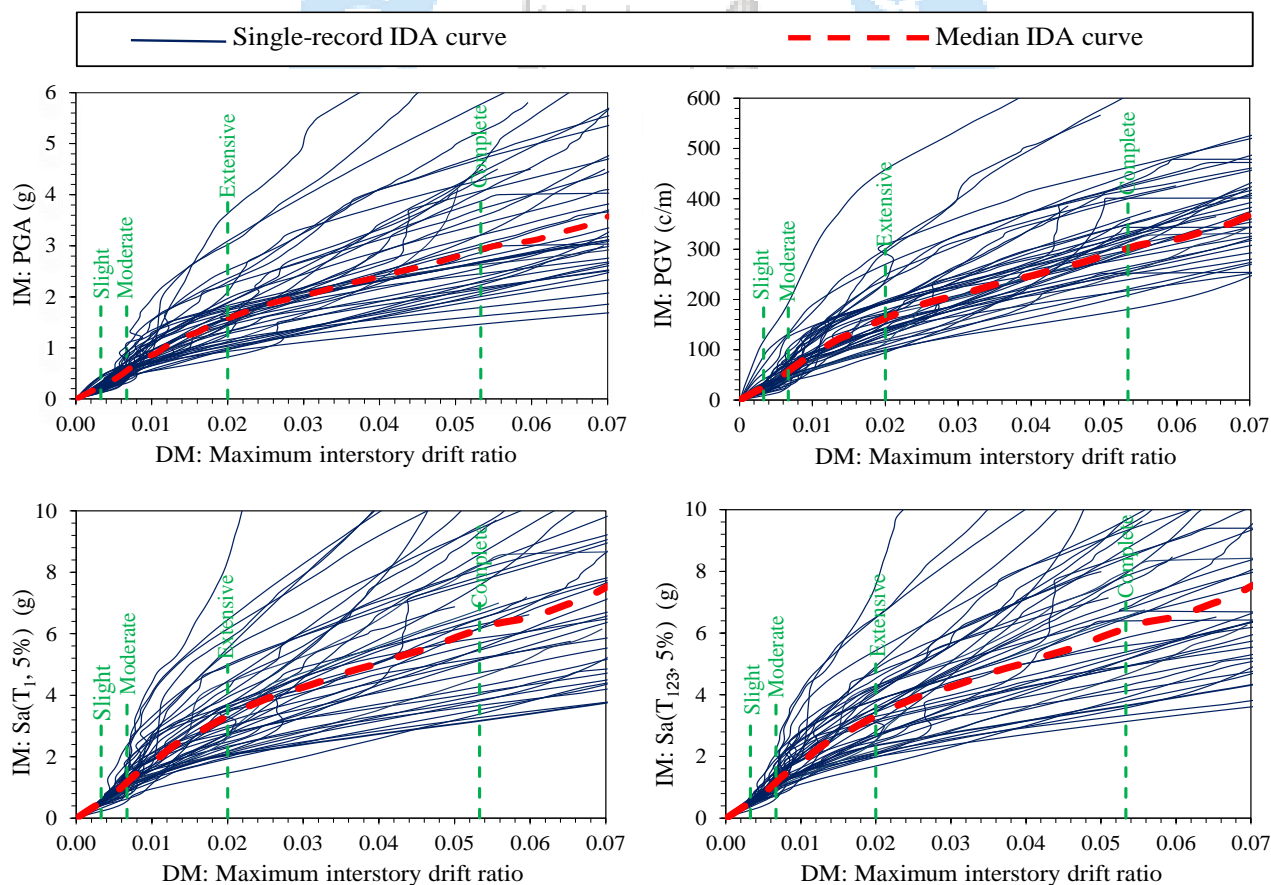


شکل ۸: منحنی ظرفیت سازه‌ها

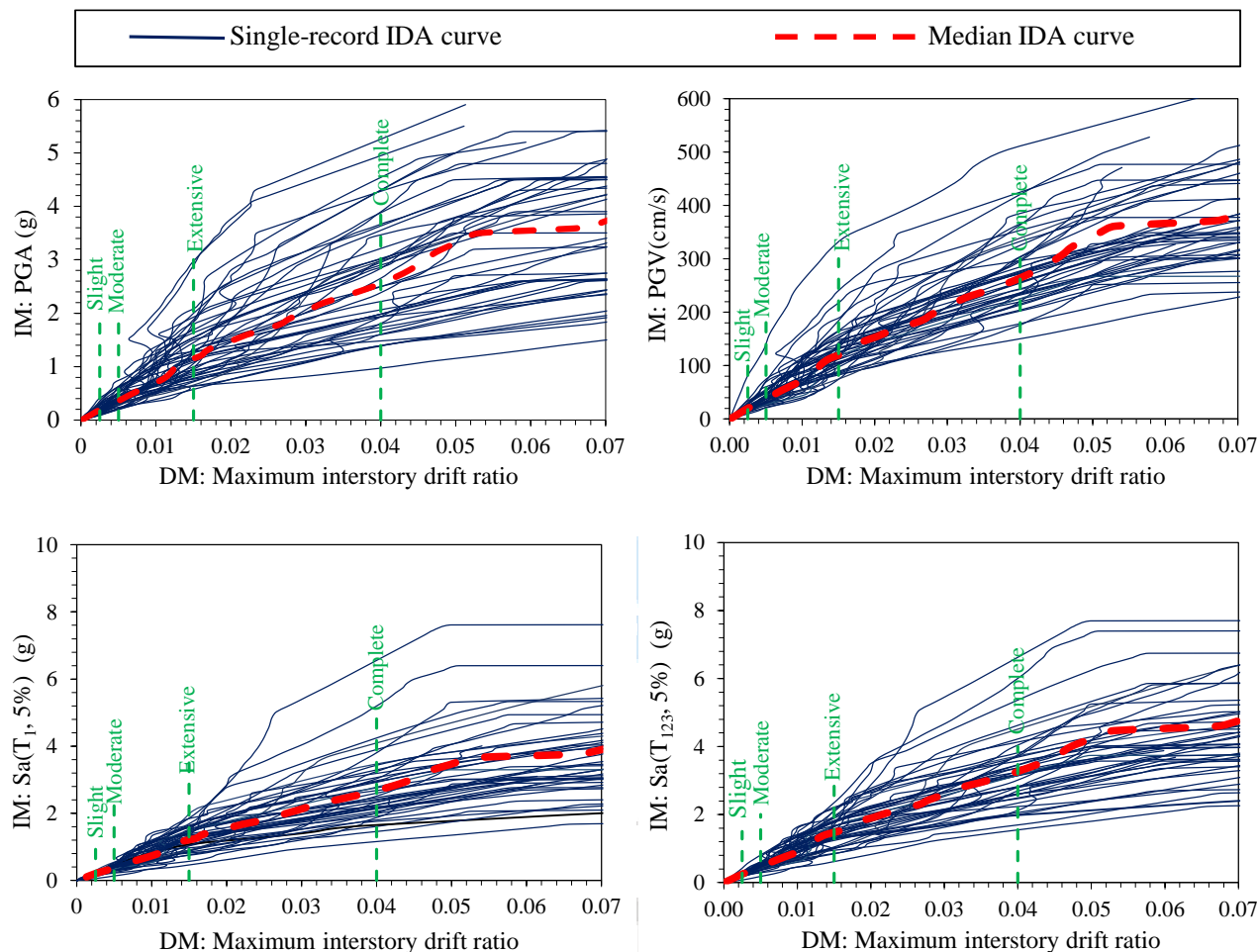
## ۷-۲- منحنی‌های IDA قاب‌های مورد مطالعه

پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA) مطابق فرایند توصیف شده در بخش دوم، منحنی‌های IDA قابل حصول خواهد بود. هر منحنی، نتیجه حاصل از چندین تحلیل دینامیکی تحت یک رکورد زلزله است که در آن پاسخ مدنظر از مدل به‌عنوان شاخص خسارت (DM) در مقابل شاخص شدت لرزه‌ای انتخابی (IM) رسم شده است. در اشکال ۹ و ۱۰ منحنی‌های IDA تحت ۴۴ شتابنگاشت انتخابی برای قاب‌های ساختمانی فولادی پنج و ده طبقه آورده شده است. IM‌های انتخابی در اینجا  $Sa(T_1)$ ،  $PGV$ ،  $PGA$  و  $Sa(T_{123}, 5\%)$  می‌باشد و DM نیز حداکثر نسبت دررفت بین طبقه‌ای است. در اشکال مذکور، ظرفیت‌های متناظر با سطوح خسارت (عملکردی) مختلف نیز نشان داده شده است.

در کلیه شکل‌ها مشاهده می‌شود که همه منحنی‌ها دارای یک قسمت خطی اولیه هستند که نماینده‌ای از رفتار کشسان خطی سازه است. با بروز اولین رفتار غیرارتجاعی اعضای سازه‌ای، این قسمت اولیه منحنی‌ها پایان می‌یابد. بخش هموار نهایی نیز هنگامی اتفاق می‌افتد که نرخ افزایش پاسخ خیلی سریع‌تر از افزایش شدت باشد که خطاری مبنی بر ناپایداری سازه است. با مقایسه منحنی‌های IDA در شاخص‌های شدت مختلف، ملاحظه می‌شود که تا سطح خسارت خفیف و حتی اندکی بعد از آن که عموماً پاسخ کشسان خطی در هر دو ساختمان تحت رکوردهای زلزله مختلف اتفاق می‌افتد، استفاده از پارامترهای طیفی به‌عنوان شاخص شدت موجب کاهش پراکندگی می‌شود؛ در حالی که در سطوح خسارت بالا و با افزایش سطح رفتار غیرخطی، پراکندگی نتایج حاصل از بکار بردن شاخص‌های شدت مختلف به یکدیگر نزدیک‌تر می‌شود. ارزیابی و مقایسه پراکندگی داده‌های حاصل از به‌کار بردن IM‌های مختلف که در اینجا به صورت کیفی مشاهده گردید، در بخش ۷-۴ به صورت کمی و دقیق‌تر انجام خواهد شد.



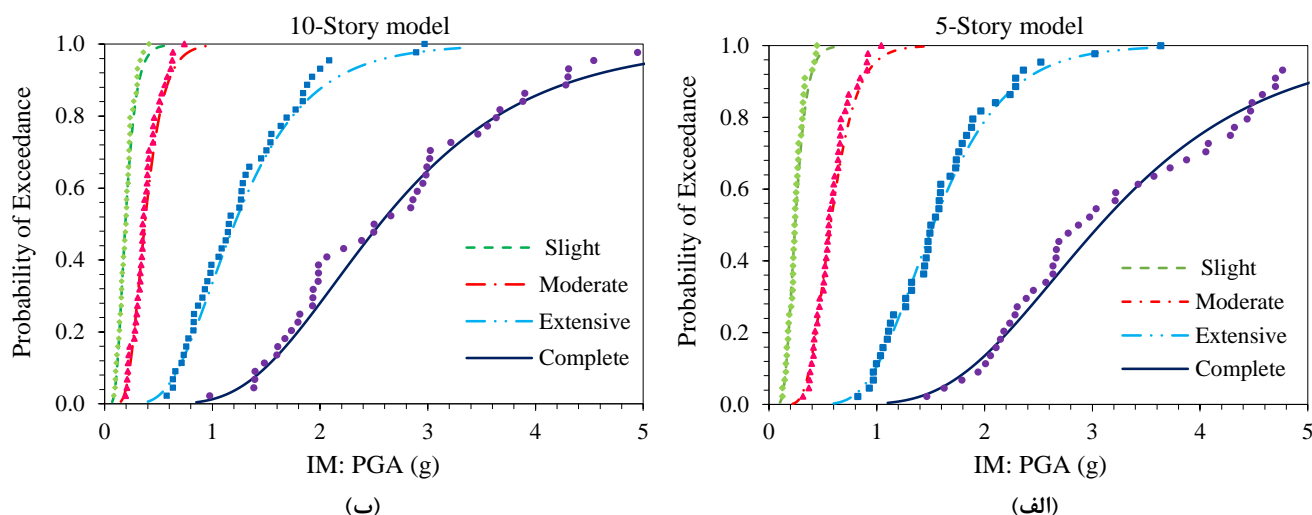
شکل ۹: منحنی‌های IDA قاب ساختمانی پنج طبقه با شاخص‌های شدت مختلف شامل  $PGA$ ،  $PGV$ ،  $Sa(T_1, 5\%)$  و  $Sa(T_{123}, 5\%)$



شکل ۱۰: منحنی‌های IDA قاب ساختمانی ده طبقه با شاخص‌های شدت مختلف شامل  $PGA$ ،  $PGV$ ،  $Sa(T_1, 5\%)$  و  $Sa(T_{1,23}, 5\%)$

### ۷-۳- داده‌ها و منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مورد مطالعه

در شکل ۱۱ داده‌های شکنندگی حاصل از تحلیل‌های IDA با استفاده از ۴۴ رکورد زلزله برای قاب ساختمانی پنج و ده طبقه در سطوح عملکردی یا خسارت مختلف با شاخص شدت  $PGA$  نمایش داده شده است. در این شکل همچنین منحنی‌های لوگ-نرمال برازش یافته بر این داده‌ها به‌عنوان تابع پیوسته شکنندگی آورده شده است. ملاحظه می‌شود که منحنی‌ها مخصوصاً در سطوح خسارت پایین‌تر، به‌خوبی بر داده‌های شکنندگی منطبق شده‌اند و در نتیجه فرض تابع لوگ-نرمال برای حصول نتیجه نهایی مناسب است. در سایر شاخص‌های شدت زلزله نیز نتایج کمابیش به همین صورت می‌باشد.



شکل ۱۱: داده‌های شکنندگی و منحنی‌های شکنندگی برآزش‌یافته در سطوح عملکردی مختلف با شاخص شدت PGA برای الف) قاب پنج طبقه و ب) قاب ده طبقه

#### ۷-۴- مقایسه و ارزیابی منحنی‌های شکنندگی براساس شاخص‌های شدت مختلف

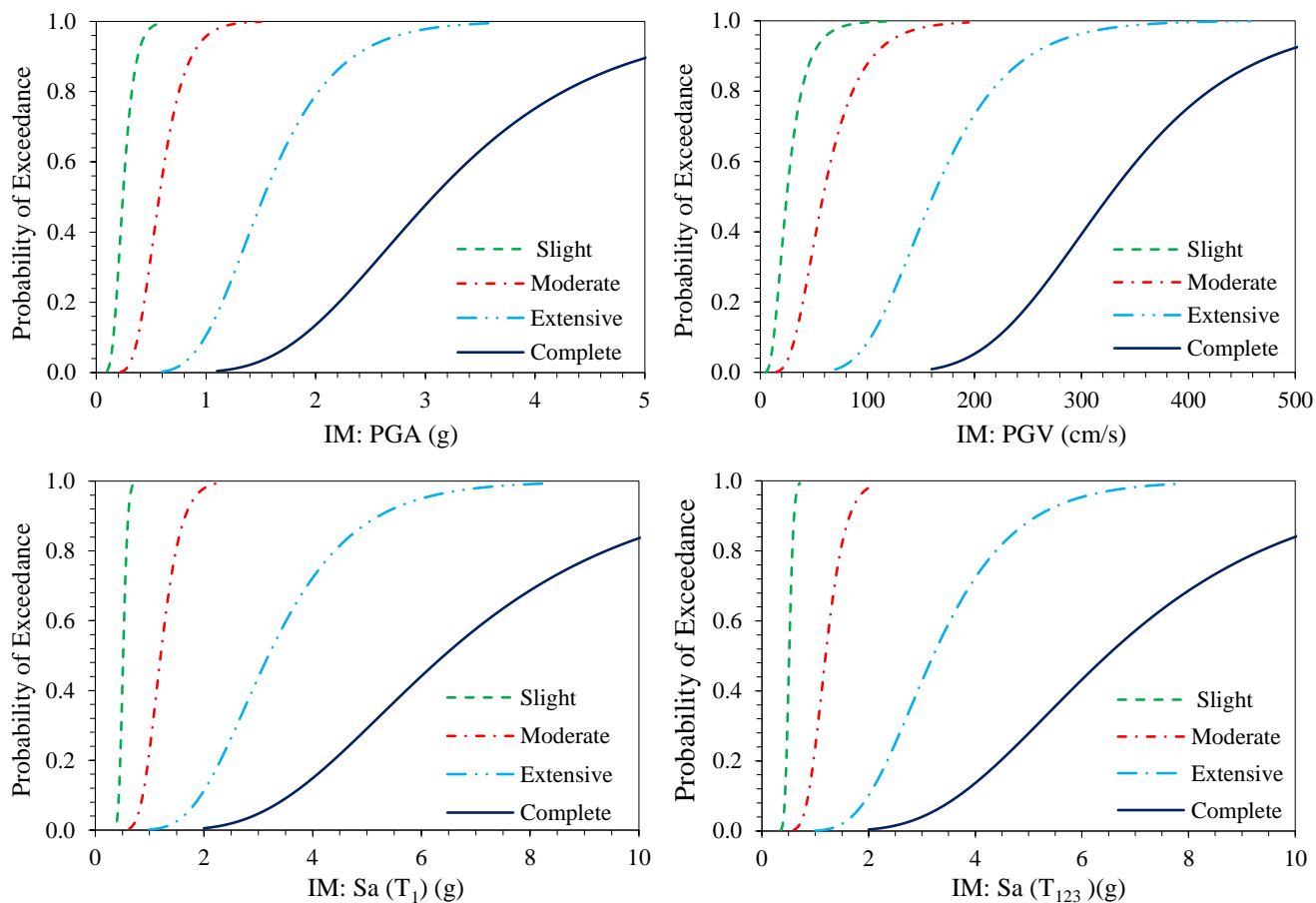
در این قسمت ۳۲ منحنی شکنندگی لرزه‌ای حاصل از تغییر تعداد طبقات قاب ساختمانی، شاخص شدت لرزه‌ای و سطح خسارت ارائه می‌شود. سطوح خسارت (عملکردی) مختلف، شامل سطح آسیب یا خسارت خفیف (Slight)، ملایم (Moderate)، وسیع (Extensive) و کامل (Complete) می‌باشد. برای شاخص شدت زلزله نیز از چهار پارامتر حداکثر شتاب زمین (PGA)، حداکثر سرعت زمین (PGV)، شتاب طیفی با میرائی ۵٪ در مود اول ( $Sa(T_1, 5\%)$ ) و شتاب طیفی وزن‌دار سه مود اول ( $Sa(T_{123}, 5\%)$ ) استفاده شده است. قاب‌های ساختمانی از نظر ارتفاعی پنج و ده طبقه هستند. به این ترتیب نتایج حاصل در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ ارائه شده است.

روند افزایشی شدت زلزله لازم برای حصول احتمال مشخصی از آسیب با افزایش سطح خسارت در نظر گرفته شده در هر دو مدل قاب ساختمانی در اشکال ۱۲ و ۱۳ قابل مشاهده است. مثلاً برای احتمال آسیب ۵۰٪ (متناظر با میانه منحنی شکنندگی) در مدل قاب پنج طبقه، شدت لازم زلزله برحسب PGA در سطوح عملکردی (خسارت) خفیف، ملایم، وسیع و کامل به ترتیب  $g$  ۰/۲۴،  $g$  ۰/۵۷،  $g$  ۱/۵۲ و  $g$  ۳/۰۷ همین کمیت‌ها برحسب  $Sa(T_1, 5\%)$  به ترتیب  $g$  ۰/۵۱،  $g$  ۱/۲۰،  $g$  ۳/۱۹ و  $g$  ۶/۴۲ می‌باشند.

در این پژوهش برای ارزیابی و مقایسه تاثیر شاخص‌های شدت مختلف بر منحنی‌های شکنندگی حاصل و تشخیص شاخص شدت (IM) مناسب‌تر، از دو روش استفاده می‌شود. در روش اول مطابق آنچه در ادبیات فنی موجود است، کارائی (efficiency) شاخص‌ها با هم مقایسه می‌شود و معیار بهترین IM، کارائی آن خواهد بود. کاراترین IM منجر به کمترین پراکندگی در نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی برای رکوردهای مختلف می‌شود [۲۲ و ۱۰]. به عبارت دیگر پراکندگی منحنی‌های حاصل از اشکال ۹ و ۱۰ بخش ۷-۲ باید به صورت کمی مورد محاسبه و مقایسه قرار گیرد. در اینجا چون چهار سطح عملکردی (خسارت) مد نظر می‌باشد، می‌توان پراکندگی را در این چهار تراز به‌طور مجزا محاسبه کرد. برای تعیین میزان پراکندگی می‌توان از پارامتر انحراف معیار (استاندارد) استفاده کرد. توجه شود که چون IMها دارای ابعاد (جنس و مقیاس‌های) مختلف هستند، انحراف معیار خود داده‌های حاصل ( $x_i$ ها) نیز دارای واحدها و مقیاس‌های مختلف بوده و مقایسه آنها امکان‌پذیر نمی‌باشد؛ ولی می‌توان به جای آن، انحراف معیار لگاریتم داده‌های حاصل را محاسبه و مقایسه نمود که حاصل در واقع همان پارامتر  $\beta$  تعریف شده در رابطه (۵) برای حصول منحنی لوگ-نرمال شکنندگی مطابق اشکال ۱۲ و ۱۳ می‌باشد. این کمیت بی‌بعد بوده و ضمن محاسبه پراکندگی لگاریتم نتایج حاصل از زلزله‌های مختلف، قابل مقایسه برای IMهای مختلف می‌باشد.

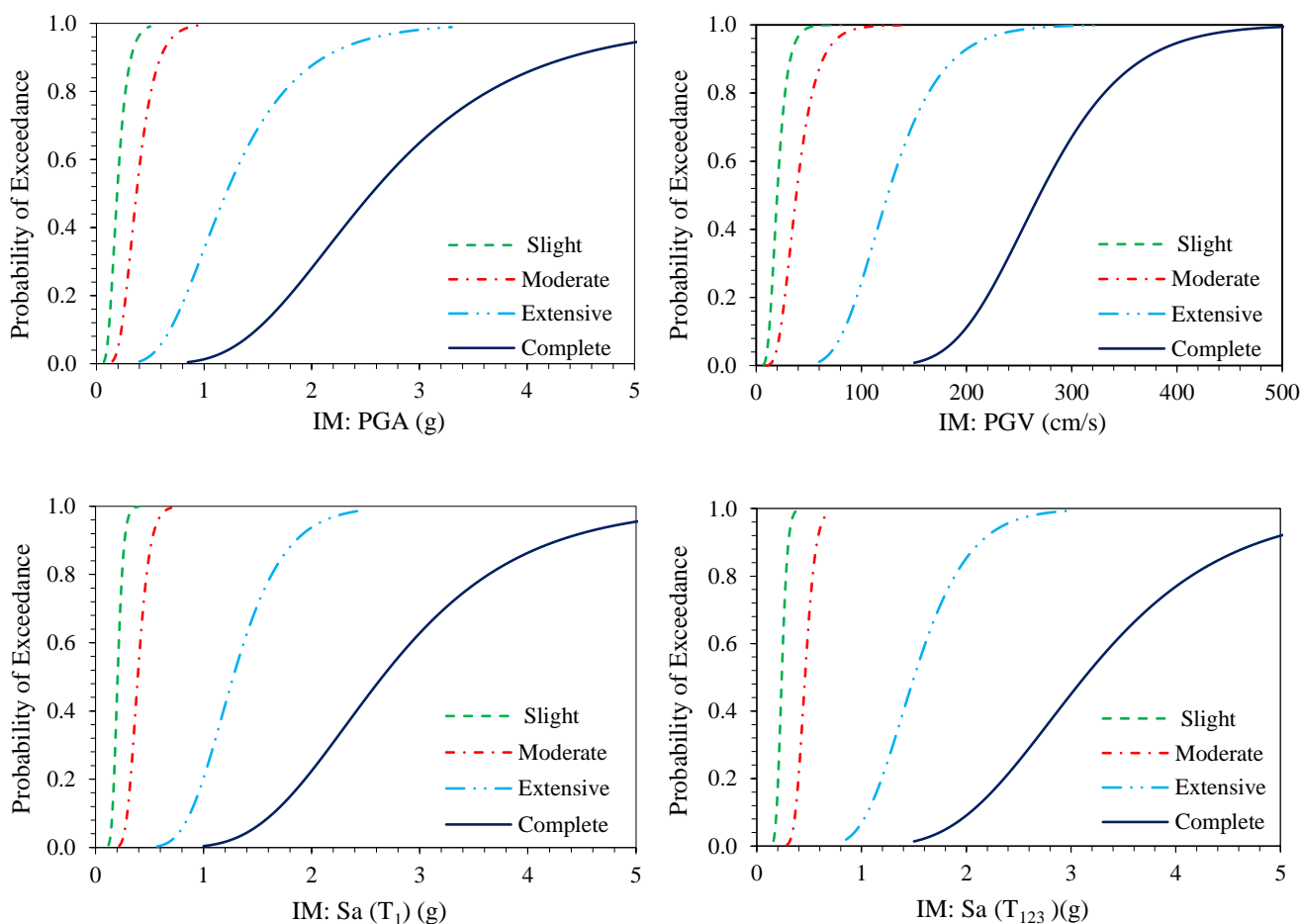
نتایج حاصل برای پارامتر  $\beta$  در اثر بکارگیری IMهای مختلف در مدل‌های پنج و ده طبقه در شکل ۱۴ ارائه شده است. ملاحظه می‌شود که میزان پراکندگی حاصل از شاخص‌های شدت مختلف و در نتیجه کارایی آنها در حالت کلی تابعی از سطح خسارت می‌باشد؛ به طوری که در سطوح خسارت پایین (خفیف در ساختمان پنج طبقه و خفیف و ملایم در ساختمان ده طبقه) که رفتار سازه به طور عمده خطی است، مقادیر طیفی پراکندگی بسیار کمتری نسبت به دو شاخص دیگر نتیجه می‌دهند و در نتیجه ارجحیت دارند. اما در سطوح خسارت بالاتر اختلاف کارایی شاخص‌های مختلف کمتر می‌شود. توجه این مشاهدات به این ترتیب است که چون بر پاسخ سازه خطی، عمدتاً مود اول (یا چند مود اول) با زمان تناوب مشخص حاکم است، مقیاس‌بندی رکوردهای زلزله بر حسب طیف شتاب در مود اول (یا سه مود اول) باعث می‌شود تحلیل IDA با رکوردهای مختلف زلزله به حداکثر پاسخ‌های تقریباً یکسانی منجر شود و در نتیجه پراکندگی نتایج حاصل از تحلیل IDA با زلزله‌های مختلف و در ادامه تحلیل شکنندگی لرزه‌ای کم باشد. ولی در سطوح خسارت بالا که ورود به محدوده رفتار غیرخطی کاملاً خودنمایی می‌کند، زمان تناوب موثر مود اول و مودهای دیگر به سبب تسلیم و نرم‌شدگی سازه تغییر (افزایش) می‌یابد و میزان این تغییر با توجه به خصوصیات رکوردهای زلزله مختلف می‌تواند متفاوت باشد. در نتیجه مقیاس‌بندی رکوردها بر حسب طیف شتاب در مود اول خطی (یا سه مود اول خطی) مزیت خود را تا حدی از دست می‌دهد و نتایج پراکنده‌تری بدست می‌آید. از آنجایی که نتایج پراکنده‌تر، نیاز به تعداد بیشتری رکورد زلزله برای اطمینان از نتایج حاصل ایجاد می‌کند، کارایی شاخصی که منجر به پراکندگی بیشتر نتایج شود، کم ارزیابی می‌شود. توجه فوق در موافقت با نتایج ارائه شده در مرجع اصلی تحلیل IDA یعنی مرجع [۲۳] نیز می‌باشد.

مشاهده می‌شود که در سطح خسارت کامل، PGV در هر دو ساختمان منجر به کمترین پراکندگی و در نتیجه بیشترین کارایی می‌شود؛ این در حالی است که در سطح خسارت وسیع، PGA و  $Sa(T_{123}, 5\%)$  به ترتیب در قاب پنج و ده طبقه شاخص برتر می‌باشند. قابل توجه است که همواره اختلاف پراکندگی حاصل از دو مقدار طیفی بسیار اندک بوده و همیشه  $Sa(T_{123}, 5\%)$  اندکی نسبت به  $Sa(T_1, 5\%)$  ارجحیت دارد. نمونه‌ای از نتایج عددی ارائه شده در نمودارهای پراکندگی به شرح زیر است: در قاب پنج طبقه و در سطح خسارت کامل، استفاده از PGA، PGV،  $Sa(T_1, 5\%)$  و  $Sa(T_{123}, 5\%)$  به ترتیب باعث حصول مقادیر ۰/۳۸، ۰/۲۹، ۰/۴۳ و ۰/۴۱، برای پارامتر پراکندگی  $\beta$  می‌شود.

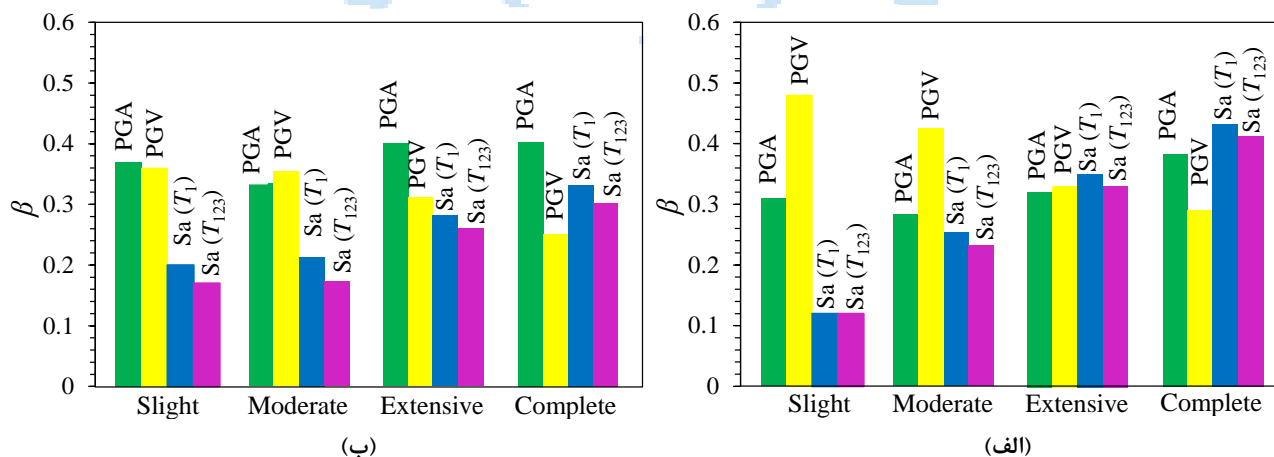


شکل ۱۲: منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای قاب ساختمانی پنج طبقه در سطوح خسارت مختلف براساس شاخص‌های شدت لرزه‌ای متفاوت





شکل ۱۳: منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای قاب ساختمانی ده طبقه در سطوح خسارت مختلف براساس شاخص‌های شدت لرزه‌ای متفاوت



شکل ۱۴: مقایسه پراکندگی نتایج حاصل از بکار بردن شاخص‌های شدت مختلف شامل PGA, PGV,  $Sa(T_1, 5\%)$  و  $Sa(T_{123}, 5\%)$  در سطوح عملکردی مختلف (الف) قاب پنج طبقه و (ب) قاب ده طبقه

در ادامه و به عنوان دومین ارزیابی از تاثیر شاخص‌های شدت مختلف بر منحنی‌های شکنندگی، احتمال آسیب حاصل از مدل‌ها با لحاظ کردن شاخص‌های شدت مختلف باهم مقایسه می‌شود. برای این منظور دو سطح خطر در نظر گرفته می‌شود؛ به این صورت که

میانگین حاصل از ۴۴ زلزله مورد استفاده که PGA آنها به 0.4g مقیاس شده است (شکل ۶ ملاحظه شود) به عنوان زلزله سطح طراحی (DBE) در نظر گرفته می شود و ۱/۵ برابر آن طبق توصیه ASCE 7-16 [۲۸] به عنوان حداکثر زلزله محتمل (MCE) لحاظ می شود. به این ترتیب PGA در سطح خطر DBE و MCE به ترتیب 0.4g و 0.6g خواهد بود و PGV نیز در این دو سطح خطر به ترتیب 46.1 cm/s و 69.2 cm/s حاصل می شود. برای دو پارامتر دیگر شاخص شدت یعنی  $Sa(T_1, 5\%)$  و  $Sa(T_{123}, 5\%)$  نیز مقادیر متناظر با DBE در جدول ۳ آمده است. به این ترتیب که برای مدل های پنج و ده طبقه با توجه به زمان تناوب اصلی آنها ( $T_1$ )، مقادیر شاخص  $Sa(T_1, 5\%)$  برابر با 0.9g و 0.46g بوده و برای شاخص  $Sa(T_{123}, 5\%)$  نیز برابر با 0.9g و 0.54g محاسبه شده اند. بدیهی است که برای MCE، مقادیر متناظر دقیقاً ۱/۵ برابر مقادیر ذکر شده بالا خواهد بود. توجه شود علیرغم برابر بودن مقادیر شتاب طیفی مود اول و شتاب طیفی وزن دار سه مود اول ساختمان پنج طبقه در طیف میانگین زلزله ها، در تک تک رکوردهای این مقادیر باهم متفاوت بوده و در نتیجه منحنی های شکنندگی حاصل از فرایند تحلیل دینامیکی غیرخطی برحسب این دو شاخص شدت لزوماً یکسان نیستند.

جدول ۳: مقادیر طیفی حاصل از طیف میانگین ۴۴ رکورد زلزله نرمال شده به عنوان زلزله طرح برای قاب پنج و ده طبقه

قاب	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)	$Sa_1$ (g)	$Sa_2$ (g)	$Sa_3$ (g)	$m_1^*$	$m_2^*$	$m_3^*$	$Sa(T_{123}, 5\%)$ (g)
پنج طبقه	۰/۵۰	۰/۲۲	۰/۱۴	۰/۹۰	۰/۹۵	۰/۸۴	۰/۸۰	۰/۱۵	۰/۰۵	۰/۹۰
ده طبقه	۰/۹۶	۰/۳۶	۰/۲۲	۰/۴۶	۰/۹۱	۰/۹۵	۰/۷۸	۰/۱۷	۰/۰۵	۰/۵۴

جدول ۴: احتمال آسیب قاب ساختمانی پنج و ده طبقه در سطوح عملکردی مختلف براساس شاخص های شدت لرزه ای متفاوت در دو سطح خطر لرزه ای DBE و MCE برحسب درصد

قاب ساختمانی	سطح خطر لرزه ای	شاخص شدت لرزه ای	سطح عملکرد			
			خفیف (Slight)	ملایم (Moderate)	وسیع (Extensive)	کامل (Complete)
پنج طبقه	DBE	PGA	۹۳	۱۴	<۰/۱	<۰/۱
		PGV	۸۸	۲۶	<۰/۱	<۰/۱
		$Sa(T_1, 5\%)$	>۹۹	۱۲	<۰/۱	<۰/۱
		$Sa(T_{123}, 5\%)$	>۹۹	۱۱	<۰/۱	<۰/۱
ده طبقه	MCE	PGA	>۹۹	۵۶	۱	<۰/۱
		PGV	۹۷	۶۴	۱	<۰/۱
		$Sa(T_1, 5\%)$	>۹۹	۶۸	۱	<۰/۱
		$Sa(T_{123}, 5\%)$	>۹۹	۷۰	۱	<۰/۱
پنج طبقه	DBE	PGA	۹۷	۵۸	<۰/۱	<۰/۱
		PGV	۹۹	۶۸	<۰/۱	<۰/۱
		$Sa(T_1, 5\%)$	>۹۹	۷۶	<۰/۱	<۰/۱
		$Sa(T_{123}, 5\%)$	>۹۹	۸۲	<۰/۱	<۰/۱
ده طبقه	MCE	PGA	>۹۹	۹۰	۶	<۰/۱
		PGV	>۹۹	۹۳	۳	<۰/۱
		$Sa(T_1, 5\%)$	>۹۹	۹۹	۲	<۰/۱
		$Sa(T_{123}, 5\%)$	>۹۹	۹۹	۱	<۰/۱

به این ترتیب و براساس مشخصات در نظر گرفته شده برای زلزله سطح طراحی و حداکثر زلزله محتمل مطابق توضیحات بالا، می‌توان از اشکال ۱۲ و ۱۳ احتمال آسیب قاب‌های ساختمانی پنج و ده طبقه را در این زلزله‌ها و در سطوح عملکردی مختلف براساس چهار شاخص شدت لرزه‌ای انتخابی مقایسه کرد. نتایج عددی حاصل از این مقایسه در جدول ۴ آورده شده است. به عنوان مثال احتمال بروز آسیب ملایم در قاب ساختمانی پنج طبقه در سطح خطر DBE وقتی شاخص شدت لرزه‌ای PGA، PGV،  $Sa(T_1, 5\%)$  و  $Sa(T_{123}, 5\%)$  در نظر گرفته می‌شود به ترتیب ۱۴٪، ۲۶٪، ۱۲٪ و ۱۱٪ می‌باشد. ملاحظه می‌شود که انتخاب شاخص شدت می‌تواند مقدار عددی حاصل برای احتمال خرابی را به مقدار قابل توجهی تحت تأثیر قرار دهد و در این نمونه بیشترین و کمترین احتمال خرابی به ترتیب از شاخص‌های لرزه‌ای PGA و  $Sa(T_{123}, 5\%)$  حاصل شدند. این درحالی است که اگر قاب ساختمانی، سطح خطر و سطح خسارت عوض شود، مشاهده می‌شود ترتیب قرار گرفتن شاخص‌های شدت لرزه‌ای مختلف براساس مقادیر احتمال حاصل عوض می‌شود و از این لحاظ نمی‌توان روند خاصی را در نتایج مشاهده نمود. در رابطه با مقایسه دو شاخص شدت لرزه‌ای طیفی یعنی  $Sa(T_1, 5\%)$  و  $Sa(T_{123}, 5\%)$  می‌توان گفت که مقادیر احتمال آسیب حاصل از کاربرد این دو شاخص معمولاً اختلاف اندکی باهم دارند.

## ۸- نتیجه‌گیری

در این مقاله، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ای در سطوح عملکردی مختلف شامل سطح خسارت خفیف، ملایم، وسیع و کامل، برای قاب‌های خمشی فولادی مجهز به مهاربندکمانش‌تاب (BRB) استخراج و تأثیر بکارگیری شاخص‌های شدت لرزه‌ای (IM) مختلف شامل PGA، PGV،  $Sa(T_1, 5\%)$  و  $Sa(T_{123}, 5\%)$  ارزیابی گردید. برای این منظور از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) مدل‌های اجزای محدود قاب‌های پنج و ده طبقه، تحت ۴۴ شتابنگاشت زلزله حوزه دور FEMA-P695 استفاده شد. نتایج حاصل را می‌توان به صورت زیر خلاصه کرد:

۱) مقایسه کیفی منحنی‌های IDA برحسب شاخص‌های شدت مختلف نشان داد که تا سطح خسارت خفیف و حتی اندکی بعد از آن که عموماً رفتار کشسان خطی تحت رکوردهای زلزله مختلف در هر دو ساختمان حاکم است، استفاده از پارامترهای طیفی به عنوان شاخص شدت موجب کاهش پراکندگی در نتایج عددی حاصل می‌شود؛ در حالی که در سطوح خسارت بالا و با افزایش سطح رفتار غیرخطی، پراکندگی نتایج حاصل از بکار بردن شاخص‌های شدت مختلف به یکدیگر نزدیک می‌شود.

۲) منحنی پیوسته لوگ-نرمال انطباق مناسبی با داده‌های شکنندگی لرزه‌ای حاصل از ۴۴ رکورد زلزله مورد استفاده دارد و در نتیجه فرض تابع لوگ-نرمال برای حصول نتیجه نهایی به صورت ۳۲ منحنی شکنندگی لرزه‌ای حاصل از تغییر پارامترهای مدل قاب ساختمانی، نوع شدت لرزه‌ای و سطح خسارت مورد نظر مناسب است.

۳) به منظور ارزیابی کمی کارایی شاخص‌های شدت لرزه‌ای مختلف برای حصول منحنی‌های شکنندگی، پراکندگی نتایج شکنندگی لرزه‌ای به صورت کمیت  $\beta$  محاسبه و مقایسه گردید. ملاحظه گردید که در هر دو ساختمان پنج و ده طبقه، در سطوح خسارت پایین که رفتار سازه به طور عمده خطی است، کارایی شاخص‌های مقادیر طیفی  $Sa(T_1, 5\%)$  و  $Sa(T_{123}, 5\%)$  به طور چشمگیری از شاخص‌های PGA و PGV بیشتر است ولی در سطوح خسارت بالاتر که رفتار غیرخطی کاملاً حاکم است، اختلاف کارایی شاخص‌های مختلف کمتر می‌شود.

۴) در سطح خسارت کامل و برای هر دو ساختمان PGV بیشترین کارایی را دارد. در سطح خسارت وسیع نیز، PGA و  $Sa(T_{123}, 5\%)$  به ترتیب در قاب پنج و ده طبقه شاخص برتر می‌باشند. همچنین اختلاف کارایی دو مقدار طیفی در هر دو ساختمان و در کلیه سطوح خسارت بسیار اندک بوده و همواره شتاب طیفی وزن‌دار در سه مود اول اندکی ارجحیت دارد.

۵) مقایسه عددی احتمال آسیب در دو سطح خطر DBE و MCE وقتی شاخص‌های شدت لرزه‌ای مختلف استفاده شوند، برای هر دو قاب ساختمانی و در هر چهار سطح خسارت نشان داد که انتخاب شاخص شدت لرزه‌ای می‌تواند مقدار عددی حاصل برای احتمال آسیب را به مقدار قابل توجهی تحت تأثیر قرار دهد ولی الگوی خاصی از این لحاظ برای نتایج حاصل از IMهای مختلف بدست نیامد. البته در

مورد دو شاخص شدت لرزه‌ای طیفی یعنی  $Sa(T_1, 5\%)$  و  $Sa(T_{123}, 5\%)$  مشاهده شد که مقادیر احتمال آسیب حاصل از کاربرد این دو شاخص معمولاً اختلاف اندکی باهم دارند.

## مراجع

- [1] Rossetto, T., Ioannou, I., Grant, D. N., and Maqsood, T. (2014). *Guidelines for the empirical vulnerability assessment*. GEM Technical Rep. 2014-08 V1.0.0. Pavia, Italy: GEM Foundation.
- [2] Jaiswal, K., Wald, D., and D'Ayala, D. (2011). Developing empirical collapse fragility functions for global building types. *Earthquake Spectra*, 27(3), 775–795.
- [3] D'Ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T., Crowley, H., and Silva, V. (2014). *Guidelines for analytical vulnerability assessment of low/mid-rise buildings*. Pavia, Italy: Vulnerability Global Component Project.
- [4] Kennedy, R. P., Cornell, C. A., Campbell, R. D., Kaplan, S., and Perla, H. F. (1980). Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant. *Nuclear Engineering and Design*, 59(2), 315–338.
- [5] Ellingwood, B. R., Celik, O. C., and Kinali, K. (2007). Fragility assessment of building structural systems in Mid-America. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1935–1952.
- [6] Wanitkorkul, A., and Filiatrault, A. (2008). Influence of passive supplemental damping systems on structural and nonstructural seismic fragilities of a steel building. *Engineering Structures*, 30(3), 675–682.
- [7] Rosti, A., Del Gaudio, C., Rota, M., Ricci, P., Di Ludovico, M., Penna, A., and Verderame, G. M. (2021). Empirical fragility curves for Italian residential RC buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19, 3165–3183.
- [8] Zhang, Y., Wang, Z., Jiang, L., Skalomenos, K., and Zhang, D. (2023). Seismic fragility analysis of masonry structures considering the effect of mainshock-aftershock sequences. *Engineering Structures*, 275, 115287.
- [9] Karim, K. R., and Yamazaki, F. (2003). A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(10), 1603–1626.
- [10] Padgett, J. E., Nielson, B. G., and DesRoches, R. (2008). Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37(5), 711–725.
- [11] Thakkar, K., Rana, A., and Goyal, H. (2023). Fragility analysis of bridge structures: a global perspective and critical review of past and present trends. *Advances in Bridge Engineering*, 4(1), 1–28.
- [12] O'Rourke, M. J., and So, P. (2000). Seismic fragility curves for on-grade steel tanks. *Earthquake Spectra*, 16(4), 801–815.
- [13] Saha, S. K., Matsagar, V. A., and Jain, A. K. (2016). Seismic fragility of base-isolated water storage tanks under non-stationary earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(4), 1153–1175.
- [14] Phan, H. N., Paolacci, F., Bursi, O. S., and Tondini, N. (2017). Seismic fragility analysis of elevated steel storage tanks supported by reinforced concrete columns. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 47, 57–65.
- [15] Ghowsi, A. F., and Sahoo, D. R. (2015). Fragility assessment of buckling-restrained braced frames under near-field earthquakes. *Steel and Composite Structures*, 19(1), 173–190.
- [16] He, X., and Lu, Z. (2019). Seismic fragility assessment of a super tall building with hybrid control strategy using IDA method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 123, 278–291.
- [17] Ruiz, S. E., Santos-Santiago, M. A., Orellana, M. A., and Jiménez, R. (2019). Fragility analysis of a soft first story building rehabilitated with buckling restrained braces. In: *12th Canadian Conference on Earthquake Engineering*. Quebec, Canada.

- [18] Hu, S., and Wang, W. (2021). Comparative seismic fragility assessment of mid-rise steel buildings with non-buckling (BRB and SMA) braced frames and self-centering energy-absorbing dual rocking core system. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 142, 106546.
- [19] Bakalis, K., and Vamvatsikos, D. (2018). Seismic fragility functions via nonlinear response history analysis. *Journal of Structural Engineering*, 144(10), 04018181.
- [20] Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A. (2005). Developing efficient scalar and vector intensity measures for IDA capacity estimation by incorporating elastic spectral shape information. *Earthquake Engineering and Etructural Dynamics*, 34(13), 1573–1600.
- [21] Ebrahimian, H., and Jalayer, F. (2021). Selection of seismic intensity measures for prescribed limit states using alternative nonlinear dynamic analysis methods. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 50(5), 1235–1250.
- [22] Zentner, I., Gündel, M., and Bonfils, N. (2017). Fragility analysis methods: review of existing approaches and application. *Nuclear Engineering and Design*, 323, 245–258.
- [23] Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
- [24] Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579–599.
- [25] HAZUS 5.1. (2022). *Hazus earthquake model technical manual*, Department of Homeland Security, Emergency Preparedness and Response Directorate, FEMA, Washington, DC, USA.
- [26] AISC. (2016). *Specification for structural steel buildings*. ANSI/AISC 360-16. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA.
- [27] AISC. (2016). *Seismic provisions for structural steel buildings*. ANSI/AISC 341-16. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA.
- [28] ASCE. (2016). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
- [29] Upadhyay, A., Pantelides, C. P., and Ibarra, L. (2019). Residual drift mitigation for bridges retrofitted with buckling restrained braces or self centering energy dissipation devices. *Engineering Structures*, 199, 109663.
- [30] FEMA. (2009). *Quantification of building seismic performance factors*. FEMA-P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
- [31] Su, N., Lu, X., Zhou, Y., and Yang, T. Y. (2017). Estimating the peak structural response of high-rise structures using spectral value-based intensity measures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26(8), e1356.