

ارزیابی اثر مهاربندهای کمانش تاب بر منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ای و غیرسازه‌ای قاب‌های ساختمانی فولادی

رضا سعدی اندیس، سامان باقری*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران
* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: s_bagheri@tabrizu.ac.ir

چکیده

منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای ابزارهای هستند که نشان‌دهنده رابطه بین اندازه زمین‌لرزه و خسارت ناشی از آن می‌باشند. این منحنی‌ها در واقع احتمال فراگذشت یک یا چند شاخص خسارت را از مقادیر حدی آنها به صورت تابعی از شدت‌های مختلف زلزله مشخص می‌سازند. از جمله پارامترهای پاسخ مهندسی که می‌تواند معیار و شاخصی برای خرابی و عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای و همچنین آسایش ساکنین باشد، بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای و شتاب کل (مطلق) طبقات ساختمان است. هدف از این پژوهش، تهیه و ارزیابی منحنی‌های شکنندگی براساس دو پارامتر پاسخ فوق در سطوح مختلف عملکردی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای حساس به جابه‌جایی و شتاب قاب‌های ساختمانی فولادی مجهز به مهاربندهای کمانش تاب (BRB) می‌باشد. برای این منظور از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) مدل اجزای محدود قاب ده طبقه در نرم افزار اپنسیس با مفسر پایتون تحت ۴۴ رکورد زلزله حوزه دور FEMA-P695 استفاده شده است. مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب بدون مهاربند و دارای مهاربند کمانش تاب نشان داد که در هر چهار سطح آسیب خفیف، ملایم، وسیع و کامل، افزودن مهاربند کمانش تاب همواره موجب کاهش قابل توجه احتمال آسیب اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای حساس به جابه‌جایی می‌شود؛ ولی در مورد اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب نه تنها افزودن مهاربند موجب کاهش احتمال آسیب نمی‌شود، بلکه در مواردی اندکی نیز احتمال خرابی افزوده می‌شود. براساس نتایج این تحقیق می‌توان در مورد تاثیر مهاربند کمانش تاب بر احتمال آسیب اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ساختمانی فولادی در سطوح مختلف عملکردی به صورت کمی قضاوت نمود.

کلمات کلیدی: منحنی شکنندگی، مهاربند کمانش تاب، زلزله، ساختمان فولادی، اجزای سازه‌ای، اجزای غیرسازه‌ای.

با توجه به پیشرفت روزافزون علم و تکنولوژی و همچنین قدیمی شدن بسیاری از سازه‌ها، نیاز به بهسازی سازه‌های قدیمی و همچنین استفاده از تکنولوژی‌های نو در سازه‌های جدید به خوبی احساس می‌شود. یکی از راهکارهای مناسب جهت این اهداف، استفاده از تجهیزات استهلاک انرژی در ساختمان می‌باشد که مهاربندهای کمانش‌تاب (BRB) از آن جمله می‌باشند. سازه‌های با مهاربندهای کمانش‌تاب به علت ویژگی‌های سودمند نظیر عدم کمانش مهاربندها تحت نیروهای فشاری، شکل پذیری زیاد و قابلیت جذب و استهلاک انرژی بالا در کشش و فشار پلاستیک، به طور گسترده‌ای به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای مورد استفاده قرار گرفته‌اند. علاوه بر این، در مقایسه با دیگر سیستم‌های اتلاف انرژی لرزه‌ای جایگزین، مهاربندهای کمانش‌تاب مزایای متعددی دارند، مانند سهولت ساخت با جزئیات اتصال ساده و همچنین سهولت جایگزینی پس از یک زلزله قوی. همچنین مهاربندهای کمانش‌تاب می‌توانند در سازه‌های موجود برای اهداف مقاوم‌سازی لرزه‌ای به منظور دستیابی به مقاومت بالا، سختی و شکل‌پذیری موردنیاز آئین‌نامه‌های جدید مورد استفاده قرار گیرند.

مهاربندهای کمانش‌تاب تاکنون به صورت گسترده‌ای به‌ویژه در کشورهای نظیر ژاپن، آمریکا و تایوان، مورد مطالعه و تحقیق قرار گرفته‌اند. مفهوم مهاربند کمانش‌تاب در ژاپن به دو صورت، هسته فولادی محصور در پانل‌های بتنی پیش‌ساخته و هسته‌ی محصور در غلاف فولادی توسعه یافت. واکابایاشی و همکاران [۱] کار بر روی نوعی از مهاربندهای کمانش‌تاب را آغاز کردند که متشکل از ورق‌های مسلح فولادی بود که بین دو پانل بتنی پیش‌ساخته قرار گرفته بودند. در کشور تایوان نیز مطالعاتی به صورت آزمایشگاهی برای BRBها صورت گرفت. نمونه‌ای از این آزمایش‌ها روی مهاربند با هسته‌ی ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم پایین (۱۰۰ مگاپاسکال) بود که توسط چن و همکاران در سال ۲۰۰۱ انجام شد [۲]. آنها این نوع مهاربند کمانش‌تاب را تحت بار رفت و برگشتی مورد مطالعه قرار دادند. همچنین چندین آزمایش در مقیاس بزرگ توسط محققین مختلف ترتیب داده شد [۳-۴]. تاکوچی و همکاران راهکارهایی برای جلوگیری از کمانش موضعی داخل صفحه BRB ارائه نمودند [۵]. ارزیابی و مقایسه پاسخ‌های لرزه‌ای قاب‌های ساختمانی با سیستم‌های مهاربندی مختلف، شامل مهاربندهای کمانش‌تاب و معمولی نیز در مطالعات مختلفی انجام شده است [۶-۷]. اخیراً نیز توسط آتاسور و همکاران مطالعات تجربی و عددی بر روی مهاربندهای کمانش‌تاب با کابل‌های کامپوزیتی پس‌کشیده الیاف کربن صورت گرفته است [۸]. همچنین توسط تانگ و همکاران تخمین عمر خستگی در مهاربندهای کمانش‌تاب براساس تغییر شکل‌های پلاستیک مطالعه شده است [۹].

علیرغم مزایای نام برده شده برای مهاربندهای کمانش‌تاب، در زلزله‌های بسیار شدید و یا در زلزله‌های با زمان دوام طولانی، همچنان احتمال آسیب و خرابی در سازه‌های مجهز به این نوع سیستم مقاوم جانبی و یا سایر سیستم‌های پیشرفته وجود دارد. یکی از ابزارهای ارزیابی آسیب و خسارت ناشی از زمین لرزه در سازه‌ها، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای است. 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 نیروگاه‌های هسته‌ای مطرح شد [۱۰]. سپس مفهوم منحنی‌های شکنندگی توسط کرچر و مارتین توسعه داده شد [۱۱] و استخراج آنها برای انواع سیستم‌های سازه‌ای آغاز گردید. برای برآورد احتمالاتی آسیب و خسارت سازه‌ای در قاب‌های ساختمانی مجهز به BRB، تهیه و ارزیابی منحنی‌های شکنندگی در مواردی انجام یافته است. به‌عنوان مثال، گاووسی و ساو در سال ۲۰۱۵ ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های دارای مهاربند کمانش‌تاب تحت زلزله‌های نزدیک گسل را انجام دادند [۱۲]. 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 بلند مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب (BRB) و میراگرهای ویسکوز (VD) را با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی ارزیابی کردند. هدف، محدود نمودن تغییر مکان‌های نسبی بین طبقه‌ای با استفاده از چند آرایش پیشنهادی بود و از چند مقیاس شدت زلزله مختلف همانند حداکثر شتاب زمین (PGA)، حداکثر سرعت زمین (PGV)، شتاب طیفی در مود اول و شتاب طیفی وزن‌دهی شده برحسب جرم مشارکت‌کننده در سه مود اول در تحلیل شکنندگی لرزه‌ای استفاده شد [۱۳]. 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 [۱۴]. اوپانگ و همکاران به تجزیه و تحلیل منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای در یک قاب بتن مسلح ۸ طبقه دارای

مهاربندهای کمانش تاب با استفاده از روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد پرداختند [۱۵]. در این تحقیق، از مجموعه رکوردهای حوزه دور استفاده شد و کاربرد ۱۶ معیار مختلف شدت زلزله در تحلیل شکنندگی لرزه‌ای مورد ارزیابی قرار گرفت.

قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب به یک انتخاب مناسب برای سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی لرزه‌ای تبدیل شده‌اند، ولی عملکرد سازه‌ای تنها ملاحظه در ارزیابی کلی اثربخشی یک سیستم مقاوم زلزله نیست. دستیابی به یک هدف معین از نظر عملکرد لرزه‌ای، مستلزم هماهنگی بین سطوح عملکرد اجزاء و سیستم‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای است. بنابراین ارزیابی عملکرد لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای یک جنبه مهم برای ارزیابی سیستم‌های مقاوم در برابر نیروهای لرزه‌ای است. زلزله ۲۸ فوریه ۲۰۰۱ نیسکالی [۱۶] و زلزله ۲۷ فوریه ۲۰۱۰ شیلی [۱۷] نشان داد که عملکرد اجزای غیرسازه‌ای منجر به بخش قابل توجهی از زیان‌های اقتصادی و خرابی‌ها می‌شود. اجزای غیرسازه‌ای می‌تواند شامل طیف وسیعی از اندازه‌ها، جرم‌ها، نسبت‌های ابعادی و اتصالات مختلف باشند؛ همچنین می‌تواند طیف وسیعی از پاسخ‌ها مانند لرزش، لغزش، تکان خوردن، پیچش، پرتاب، واژگونی را از خود نشان دهند. در یک تقسیم بندی کلی از نظر پاسخ لرزه‌ای، می‌توان آنها را به دو دسته حساس به جابجایی و حساس به شتاب تقسیم بندی کرد.

مطالعاتی بر روی ساختمان‌های موجود و اجزای غیرسازه‌ای آنها با مشاهده خسارت‌های حاصل از وقوع زلزله‌های شدید انجام یافته است. به‌عنوان نمونه، در سال ۲۰۱۶ عملکرد لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای ساختمان‌ها در کشور نیوزلند در خلال زلزله‌های سال‌های ۲۰۱۰ تا ۲۰۱۱ منطقه کانتبربری توسط داگال و همکاران [۱۸] بررسی شد و منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای برخی اجزای غیرسازه‌ای ارائه گردید. همچنین در سال ۲۰۱۹ پروونه و همکاران [۱۹] عملکرد لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای ساختمان‌ها شامل دیوارهای جداگر، سیستم‌های سقفی، طاق‌ها و گنبد‌های غیرسازه‌ای، دودکش‌ها و قفسه‌های ذخیره‌سازی را در زلزله سال ۲۰۱۶ قسمت مرکزی کشور ایتالیا بررسی نمودند. توابع شکنندگی لرزه‌ای برای اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه کشور نپال در زلزله سال ۲۰۱۵ نیز توسط گوتام و همکاران ارائه و بحث گردید [۲۰]. در زمینه مطالعات تحلیلی نیز می‌توان به کار وانیتکورکال و فیلیاترالت اشاره کرد که مقاومت‌سازی قاب‌های ساختمانی فولادی با استفاده از میراگرهای هیسترتیک و ویسکوز را مدنظر قرار داده و از تحلیل دینامیکی افزایشی تحت ۴۴ رکورد زلزله حوزه دور برای تهیه منحنی‌های شکنندگی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در سطوح عملکردی مختلف استفاده کردند [۲۱].

مرور تحقیقات بالا نشان می‌دهد که اگرچه در مورد سایر سیستم‌های سازه‌ای ارزیابی و مقایسه منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ارائه شده است ولی در مورد سیستم قاب فولادی دارای مهاربند کمانش تاب، اکثر مطالعات فقط پیرامون شکنندگی لرزه‌ای اجزای سازه‌ای تمرکز داشته‌اند. بنابراین در مقاله حاضر منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای در سطوح مختلف عملکردی سازه‌ای و غیرسازه‌ای قاب‌های ساختمانی فولادی مجهز به مهاربند کمانش تاب در مقایسه با قاب خمشی خالی مورد توجه قرار می‌گیرد. علاوه بر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای که معیار خسارت اجزای سازه‌ای و اجزای غیرسازه‌ای حساس به جابجایی است، شتاب کل طبقات نیز به‌عنوان معیار آسیب اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب در نظر گرفته می‌شود. با استفاده نتایج تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، منحنی‌های شکنندگی برای چهار سطح آسیب (عملکردی) خفیف، ملایم، وسیع و کامل رسم شده و مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

۲- تحلیل دینامیکی افزایشی

در روش‌های تحلیلی استخراج منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای، نیاز به یک تحلیل غیرخطی است که رفتار سازه را از ناحیه کشسان به ناحیه غیر کشسان 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. اصول کلی این فرایند تحلیل لرزه‌ای در سال ۲۰۰۲ توسط وامواتسیکوس و کرنل جمع‌بندی شده و شکل استاندارد آن برای به‌کارگیری در مهندسی سازه پیشنهاد گردید [۲۲]. 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 $Sa(T_i)$ 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. مراحل تحلیل دینامیکی افزایشی را می‌توان به شرح زیر خلاصه نمود:

الف- مدل سازی سازه.

ب- انتخاب پارامتر پاسخ سازه که معیاری از خرابی یا خسارت سازه باشد.

پ- انتخاب مقیاس شدت زلزله.

ت- انتخاب رکوردهای زلزله مناسب.

ث- انتخاب گام مقیاسی مناسب و مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها.

ج- تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه در هر مقیاس تا رسیدن به سطح خرابی یا سطوح حدی عملکردی تعریف شده.

چ- رسم نمودار پاسخ انتخابی سازه بر حسب مقیاس شدت به‌عنوان منحنی IDA.

۳- منحنی شکنندگی لرزه‌ای

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 اجزای مختلف سازه‌ای و یا غیرسازه‌ای بر حسب میزان شدت زلزله می‌توان در مورد هر نوع از سازه یا اجزای غیرسازه‌ای احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان آسیب را بر حسب یک ویژگی معرف شدت زلزله مثل PGA ، $Sa(T_1)$ و یا نظایر آن بیان نمود. تکرار این عملیات برای سطوح مختلف 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 [۲۳].

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 تعریف کرد:

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

به منظور برآورد این احتمال در هر $IM = x$ 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:

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

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

$$P [DM \geq LS | IM = x] = \Phi \left(\frac{\ln(x / \theta)}{\beta} \right) \quad (3)$$

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

$$\ln \theta = \frac{1}{N_{sim}} \sum_{i=1}^{N_{sim}} \ln(x_i) \quad (4)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{N_{sim} - 1} \sum_{i=1}^{N_{sim}} (\ln(x_i / \theta))^2} \quad (5)$$

۴- سطوح عملکردی

منحنی‌های شکنندگی را چه در مورد اجزای سازه‌ای و چه اجزای غیرسازه‌ای، می‌توان در سطوح مختلف از آسیب و خرابی و یا به عبارت دیگر سطوح مختلف عملکردی، استخراج و ارزیابی کرد. در این پژوهش حالت‌های خرابی و سطوح عملکردی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای 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 برای اجزای سازه‌ای، 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 طراحی لرزه‌ای کامل مدل‌های سازه‌ای در این پژوهش، حالت High-code در نظر گرفته می‌شود و همچنین با توجه به تعداد طبقات مدل‌ده طبقه، دسته High-rise اعمال می‌شود.

جدول ۱ - نسبت‌های جابجایی نسبی بین طبقه‌ای بر حسب درصد در آستانه سطوح خسارت سازه‌ای مختلف برای حالت High-code و High-rise

Table 1. Inter-story drift ratios at the threshold of different structural damage states for High-code seismic design level and High-rise buildings [25]

نوع سیستم سازه‌ای	خفیف (Slight)	ملایم (Moderate)	وسیع (Extensive)	کامل (Complete)
قاب خمشی	۰/۳	۰/۶	۱/۵	۴
قاب مهاربندی شده	۰/۲۵	۰/۵	۱/۵	۴

آسیب به اجزای غیرسازه‌ای حساس به جابجایی (به‌عنوان مثال، پارتیشن‌های و سقف‌های کاذب) عمدتاً تابعی از جابجایی نسبی بین طبقه‌ای است؛ درحالی‌که برای اجزای حساس به شتاب (به‌عنوان مثال، تجهیزات مکانیکی و الکتریکی) تابعی از شتاب مطلق (کل) طبقه است. نسبت دریافت در آستانه سطوح خسارت مختلف که در جدول ۲ برای اجزای غیرسازه‌ای حساس به جابجایی ذکر شده است، مستقل از نوع سیستم سازه‌ای و سطح ضوابط لرزه‌ای می‌باشد. شتاب طبقه در آستانه سطوح عملکردی مختلف نیز در جدول ۳ برای اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب آورده شده است که مستقل از نوع سیستم سازه‌ای ولی تابع سطح ضوابط لرزه‌ای طراحی می‌باشد و در اینجا برای حالت High-code ذکر می‌شود.

لازم به ذکر است که در این مقاله ترکیب شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ای و غیرسازه‌ای با استفاده از توابع خرابی ترکیبی (چندگانه) مدنظر نبوده و برای اینکه شکنندگی لرزه‌ای اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای به صورت جداگانه بدست آمده و قابل مقایسه باهم باشند، حالت‌های حدی خرابی نیز به صورت جداگانه در نظر گرفته شده‌اند. با هدفی مشابه با هدف کار حاضر، در مرجع [۲۱] نیز منحنی‌های شکنندگی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای به صورت جداگانه در قاب‌های ساختمانی فولادی تقویت شده با میراگرهای غیرفعال تهیه و ارزیابی شده‌اند.

جدول ۲ - نسبت‌های جابجایی نسبی بر حسب درصد در آستانه سطوح خسارت مختلف اجزای غیرسازه‌ای حساس به جابجایی از مرجع [۲۵]

Table 2. Drift ratios at the threshold of different damage states for nonstructural displacement-sensitive components [25]

سطح خسارت	خفیف (Slight)	ملایم (Moderate)	وسیع (Extensive)	کامل (Complete)
نسبت دریافت	۰/۴	۰/۸	۲/۵	۵

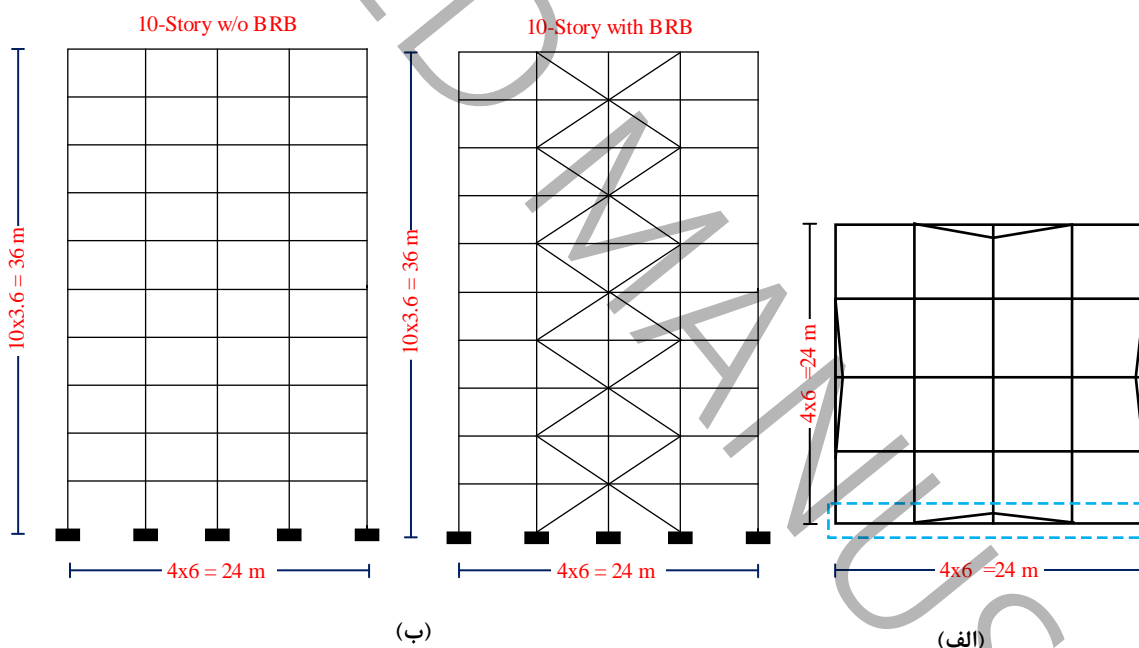
جدول ۳ - شتاب‌های کف در آستانه سطوح خسارت مختلف اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب برای حالت High-code از مرجع [۲۵]

Table 3. Peak floor accelerations at the threshold of different damage states for nonstructural acceleration-sensitive components in High-code seismic design level [25]

کامل (Complete)	وسیع (Extensive)	ملایم (Moderate)	خفیف (Slight)	سطح خسارت
۲/۴ g	۱/۲ g	۰/۶ g	۰/۳ g	شتاب کف

۵- مشخصات قاب‌های مورد مطالعه و طراحی آنها

مدل‌های سازه‌ای مورد نظر به صورت قاب‌های ساختمانی خمشی با و بدون مهاربندکمانش‌تاب با تعداد طبقات 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. قاب خمشی فولادی متوسط خالی صرفاً برای مقایسه نتایج حاصل از قاب خمشی دارای مهاربند کمانش‌تاب در نظر گرفته شده است.



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

Fig. 1. Ten-story building frame models used in this study; a) Plan, b) Elevation

طراحی قاب‌ها با استفاده از نرم افزار Etabs و براساس آیین‌نامه 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 آیین‌نامه بارگذاری آمریکا ASCE 7-16 [۲۸] صورت گرفته است. بار مرده اعمالی برابر با 5 kN/m^2 ، بار زنده طراحی برابر با 2 kN/m^2 ، بار معادل پارتیشن برابر با $1/5 \text{ kN/m}^2$ ، بار دیوارهای پیرامونی برابر با 7 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. 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 برای تیر و ستون 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.

روند طراحی به این صورت است که ابتدا قاب بدون مهاربندی به صورت قاب خمشی فولادی متوسط مطابق آیین‌نامه‌های ذکر شده بارگذاری و طراحی گردید؛ در نتیجه مقاطع تیرها و ستون‌ها بدست آمدند. چون هدف از مقاله ارزیابی اثر افزوده شدن مهاربندهای کمانش‌تاب بر منحنی‌های شکنندگی است و نمی‌خواهیم اثرات تغییر مقاطع تیر و ستون هم وارد مساله گردد، در مرحله بعد برای تقویت قاب با تیر و ستون‌های موجود، مهاربندهای کمانش‌تاب انتخاب و کنترل‌های لازم انجام گردید. بدین ترتیب که سیستم مقاوم جانبی سازه در این مرحله مطابق ASCE 7-16 به صورت قاب فولادی دارای مهاربند کمانش‌تاب با ضریب رفتار حالت حد نهایی $R_u = 8$ فرض شد و سطح مقطع هسته جاری‌شونده مهاربندها به طوری که مهاربندها مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد برش پایه ساختمان باشند، بدست آمدند. همچنین در انتخاب مهاربندهای کمانش‌تاب، اینکه مشخصات تیرها و ستون‌های موجود مطابق توضیحات پاراگراف بعدی پاسخگوی ظرفیت مهاربندهای افزوده شده باشند، مدنظر قرار گرفت و کنترل‌های لازم انجام گرفت. با توجه به ابعاد دهانه‌های مهاربندی شده، طول کل هر مهاربند در حدود ۷ متر است که ۵ متر میانی آن به عنوان طول هسته جاری‌شونده در نظر گرفته شده است.

با توجه به نقش فیوز برای مهاربندهای کمانش‌تاب در قاب، آنها به‌عنوان 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 کمانش‌تاب، 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 کمانش‌تاب 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.

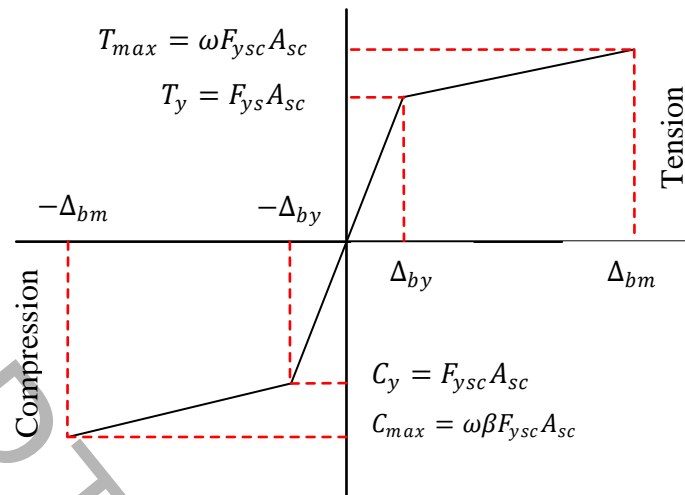
ω : ضریب منظور نمودن اثر سخت‌شدگی کرنشی در هسته فولادی مهاربند.

β : 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 جاری‌شونده) مهاربند.

توجه شود که در روابط طراحی بالا مطابق ضوابط AISC 341-16، مستقیماً تنش (مقاومت) تسلیم هسته فولادی مهاربند یعنی F_y استفاده نمی‌شود، بلکه به جای آن F_{ysc} بکار می‌رود که از آزمایش تعیین می‌شود. اگر از نمونه آزمایشگاهی برای تعیین مقاومت تسلیم استفاده نشود، باید اثر مقاومت مورد انتظار فولاد هسته با ضریب R_y لحاظ شود که برای ورق فولادی A36 مطابق آیین‌نامه مذکور برابر با ۱/۳ است و در پژوهش حاضر نیز همین کار صورت گرفته است. همچنین برای طراحی و آزمایش مهاربند کمانش‌تاب، از تغییرشکل مورد انتظار آن که برابر با $2\Delta_{bm}$ است، استفاده می‌شود. مطابق آیین‌نامه AISC 341-16 تغییرشکل مهاربند متناظر با دریافت طراحی طبقه می‌باشد. دریافت طراحی طبقه برای محاسبه Δ_{bm} در حالت کلی از ۰/۰۱ ارتفاع طبقه کوچکتر در نظر گرفته نمی‌شود.

با توجه به روابط بالا، شکل شماتیک رفتار مهاربند کمانش‌تاب در کشش و فشار مطابق AISC 341-16 [۲۷] در شکل ۲ نمایش داده شده است. همچنین مشخصات مقاطع تیر، ستون و مساحت هسته مهاربند کمانش‌تاب در مدل ده طبقه مجهز به BRB مطابق جدول ۴ حاصل گردید. مقاطع تیر و ستون مدل بدون BRB نیز مطابق همین جدول می‌باشد.



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

Fig. 2. Force-displacement diagram of buckling-restrained brace [27]

جدول ۴- مقاطع طراحی شده برای مدل قاب ساختمانی ده طبقه

Table 4. Designed cross-sections for the 10-story building frame model

مساحت هسته BRB (mm ²)	ستون	تیر	طبقه
3200	W14×132	W18×50	۱
3200	W14×132	W18×50	۲
3200	W14×120	W18×50	۳
2600	W14×120	W18×40	۴
2600	W14×90	W18×40	۵
1900	W14×90	W18×40	۶
1900	W14×68	W16×40	۷
1300	W14×68	W16×40	۸
1300	W14×48	W16×40	۹
600	W14×48	W16×26	۱۰

۶- مدل سازی و تحلیل در نرم افزار و صحت سنجی آن

مدلسازی و تحلیل قابها در نرم افزار OpenSeesPy، با مفسر Python نسخه ۳/۸ در ماژول 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. منحنی رفتاری اعضا تیر و ستون با استفاده از دستور uniaxialMaterial Steel02 که برای تعریف مصالح فولادی با رفتار تک محوری دوخطی استفاده می شود، تعریف شده است. پاسخ چرخه ای مهاربند کمانش تاب ترکیبی از رفتار سخت شونده ایزوتروپیک و کینماتیک می باشد که این رفتار از اصطکاک تماسی بین بتن محصور کننده و ورق فولادی هسته جاری شونده ناشی می شود [۲۹]. برای به دست آوردن این رفتار پیچیده، مطابق توصیه مرجع [۲۹] ابتدا مدل مصالح Steel02 در ترکیب موازی با مصالح Pinching4 در نظر گرفته شده و سپس برای محدود کردن ظرفیت تغییر شکل نامحدود مصالح Steel02، با مصالح Fatigue موجود در OpenSees ترکیب شده است. به این ترتیب، مدل نهایی مصالح مهاربند کمانش تاب، ترکیبی از مصالح Steel02، Pinching4 و Fatigue می باشد و مقادیر

عددی پارامترهای ورودی آنها نیز مطابق توصیه‌های موجود در مرجع [۲۹] مطابق جدول ۵ انتخاب شده‌اند. مشخصات ورودی برای مصالح Steel02 در جدول ۵ شامل تنش تسلیم (F_y)، نسبت بین شیب ناحیه ناکشسان به شیب اولیه کشسان (b)، پارامترهای کنترل کننده انتقال از ناحیه الاستیک به ناحیه پلاستیک ($R0$ ، $CR1$ و $CR2$) و پارامترهای سخت‌شوندگی ترکیبی ایزوتروپیک و کینماتیک ($a1$ ، $a2$ ، $a3$ و $a4$) می‌باشد. برای تعریف رفتار باریک شونده، مقادیر نقاط تنش- کرنش مطابق جدول ۵ برای مصالح Pinching4 به موازات Steel02 استفاده شده است. مقدار بسیار اندک $0/0001$ برای جهت کششی مصالح Pinching4 به منظور حصول پایداری عددی تحلیل‌ها در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح Fatigue نیز شامل کرنش‌ها و شیب منحنی بوده و LR در آن نسبت طول هسته جاری شونده به طول کل مهاربند کمانش تاب است.

جدول ۵- پارامترهای ورودی برای مدلسازی مهاربند کمانش تاب

Table 5. Input parameters for BRB modeling

Steel02	F_y	b	$R0$	$CR1$	$CR2$	$a1$	$a2$	$a3$	$a4$
	277 MPa	0.005	26	0.91	0.1	0.045	1.02	0.055	1
Pinching4	Point1		Point2		Point3		Point4		
Strain	- 0.0001		- 0.00636		- 0.023		- 0.318		
Negative Stress	- 0.016 F_y		- 0.032 F_y		- 0.201 F_y		- 0.215 F_y		
Positive Stress	0.0001		0.0001		0.0001		0.0001		
Fatigue	ϵ_0		M		min		max		
	0.191 LR		0.671		- 0.035		0.035		

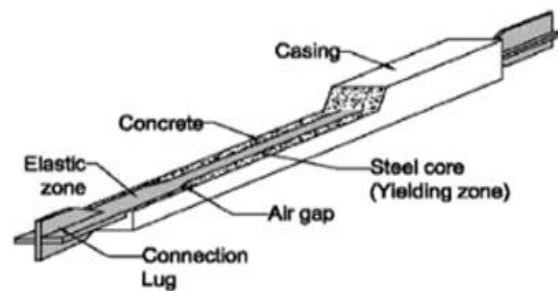
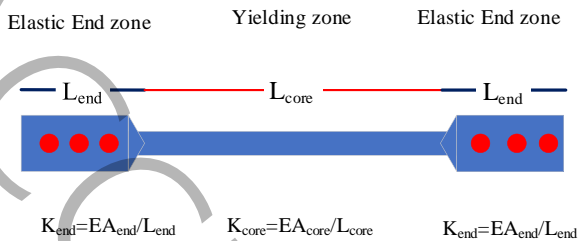
برای المان‌های سازه‌ای از مقاطع رشته‌ای (فایبر) به صورت مدل پلاستیسیته گسترده استفاده شده است. برای این منظور المان‌های تیر- ستون غیرخطی (element forceBeamColumn) بکار رفته و در طول هر المان مش‌بندی انجام یافته است. اتصالات تیر به ستون و ستون به پی به صورت صلب (خمشی) فرض شده است. هر مهاربند قطری کمانش تاب، مطابق شکل ۳، شامل دو بخش الاستیک در دو انتها (Elastic End zone) و یک هسته کمانش تاب (Yielding zone) در وسط می‌باشد که با المان محوری CorotTruss مدل‌سازی شده‌اند. به این ترتیب مدل مهاربند کمانش تاب فقط رفتار ایده‌آل محوری آن را در نظر می‌گیرد. از آنجایی که هر المان BRB در واقع از اتصال سری بخش هسته و دو بخش انتهایی آن حاصل می‌شود، سختی آن (K_{BRB}) را می‌توان 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 المان‌های صلب عمل می‌کنند؛ در نتیجه سختی BRB عمدتاً توسط هسته فولادی آن با مساحت کاهش یافته تامین می‌شود. برای اینکه بتوان کل طول المان قطری مهاربند را در مدل اجزای محدود به صورت یک المان خرابایی با سطح مقطعی برابر با سطح مقطع هسته مدل نمود، می‌توان از اصلاح مدول الاستیسیته مطابق رابطه زیر بهره گرفت [۲۹]:

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

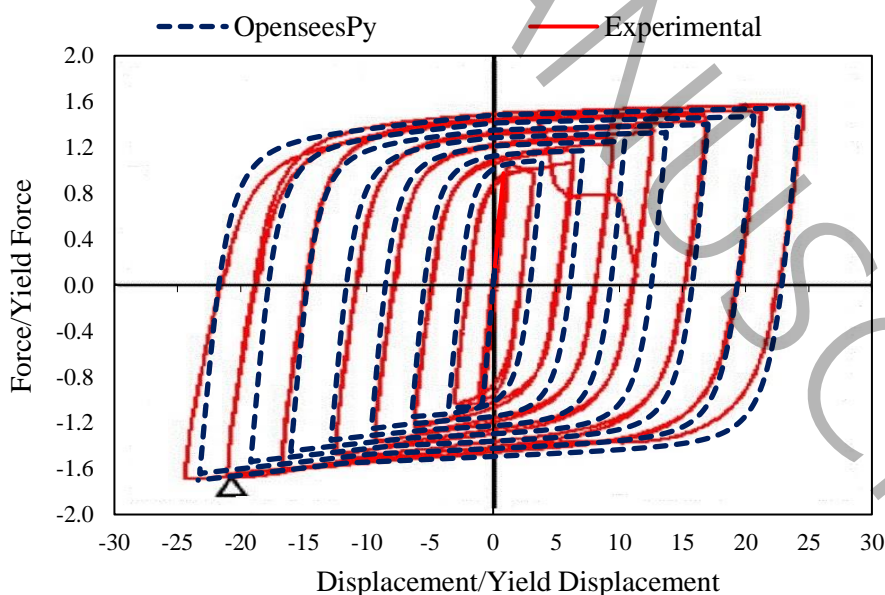
در رابطه بالا، E_{wp} مدول الاستیسیته معادل عضو مهاربند هنگامی است که به عنوان یک المان خرابایی با سطح مقطعی برابر با سطح مقطع هسته مدل شده‌است، E_s مدول الاستیسیته واقعی فولاد مهاربند، L_{wp} طول کل مهاربند کمانش تاب، L_{core} طول تسلیم هسته مهاربند کمانش تاب، L_{end} طول قسمت‌های انتهایی مهاربند کمانش تاب، A_{core} سطح مقطع هسته مهاربند کمانش ناپذیر و A_{end} سطح مقطع قسمت‌های انتهایی می‌باشد.



شکل ۳- شکل کلی مهاربند کمانش تاب

Fig. 3. Schematic sketch of BRB

برای اطمینان از صحت مدل‌سازی غیرخطی انجام یافته در مورد مهاربند کمانش تاب، ابتدا از مقایسه نتایج مدل‌سازی با یک کار آزمایشگاهی توسط خو و پانتلیدس [۳۰] استفاده می‌شود. در پژوهش آزمایشگاهی مذکور، چهار مهاربند کمانش تاب نوع جدید، در مقیاس کامل تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیکی قرار گرفته‌اند و نتایج آزمایش‌ها به صورت منحنی‌های هیستریزس مهاربند کمانش تاب و ضرایب مشخصه β و ω ارائه گردیده است. برای اعتبارسنجی مدل‌سازی مهاربند کمانش تاب، آزمایش شماره یک پژوهش مذکور در نرم افزار OpenSeesPy مدل‌سازی شد. مشخصات مهاربندهای کمانش تاب در آزمایش شماره یک شامل مساحت هسته برابر با ۱۱۹۳۵ میلی متر مربع، طول هسته ۳۱۲۴ میلی متر و فولاد مورد استفاده از نوع A36 با مقاومت تسلیم $F_y = 250 \text{ MPa}$ و مدول الاستیسیته $E = 200 \text{ GPa}$ می‌باشد. نتیجه حاصل از تحلیل غیرخطی شبه استاتیکی در مقایسه با منحنی آزمایشگاهی در شکل ۴ نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که انطباق خوبی بین نتایج مدل‌سازی و آزمایش وجود دارد. همچنین در جدول ۶ پارامترهای مشخصه حاصل از منحنی رفتاری لیست شده است. باز ملاحظه می‌شود که پارامترهای حاصل از مدل‌سازی و آزمایش تطابق خوبی باهم دارند. بنابراین می‌توان صحت مدل‌سازی انجام یافته برای مهاربند کمانش تاب را در این پژوهش تایید نمود.



شکل ۴- مقایسه منحنی هیستریزس مهاربند کمانش تاب حاصل از نرم‌افزار OpenSeesPy با مدل آزمایشگاهی مرجع [۳۰]

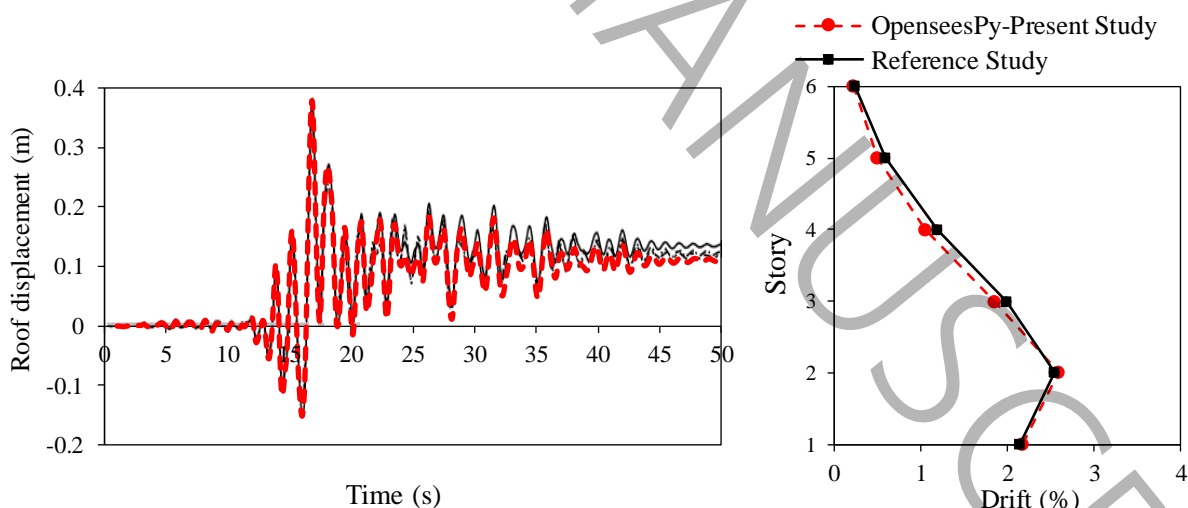
Fig. 4. Comparison of the hysteresis curve of the BRB obtained from OpenSeesPy software with the experimental model of reference [30]

جدول ۶- مقایسه پارامترهای حاصل از منحنی رفتاری مهاری کمانش تاب در مدلسازی اجزای محدود و آزمایش مرجع [۳۰]

Table 6. Comparison of the BRB performance parameters obtained from the finite element modeling and the experiment of reference [30]

پارمترها	آزمایش	OpenSeesPy	درصد خطا (%)
β	۱/۰۶	۱/۰۵	۰/۹
ω	۱/۵۷	۱/۵۵	۱/۳

در ادامه برای راستی آزمایی بیشتر نمونه عددی تهیه شده در این مقاله، علاوه بر مقایسه با نمونه آزمایشگاهی خود مهاری که در بالا آمد، این بار از یک قاب ساختمانی دارای مهاری کمانش تاب که مدل تحلیلی آن توسط فنگ و همکاران [۳۱] ارائه شده است، استفاده می شود. آنها برای بررسی تاثیر مهاری کمانش تاب بر پاسخ های لرزه ای قاب های ساختمانی، دو قاب مهاری شده شش و شانزده طبقه دارای اتصالات صلب تیر به ستون را تحت شتابنگاشت های زلزله با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی در نرم افزار OpenSees مورد ارزیابی قرار دادند. در اینجا، قاب شش طبقه که دارای سه دهانه بوده و دهانه وسط آن مهاری شده است، برای صحت سنجی مدلسازی ما انتخاب گردید. در مرجع مذکور، مهاری کمانش تاب در سه حالت با مدل های رفتاری مختلف مدلسازی شده است که از بین آنها، حالت اول مشابه مدلسازی مقاله ما بوده و از ترکیب سخت شوندگی ایزوتروپیک و کینماتیک استفاده کرده است. دو حالت بعدی مدل های ساده تری را در نظر می گیرند. بنابراین، همان مدل اول مطابق مشخصات مرجع مذکور در OpenSeesPy مدلسازی گردید و پاسخ حاصل از آن تحت رکورد زلزله لندرز در شکل ۵ در مقایسه با نتایج مرجع [۳۱] ارائه شده است. بازم مشاهده می شود که نتایج حاصل از مدلسازی این مقاله تطابق خوبی با نتایج مرجع مذکور دارد که صحت مدلسازی انجام یافته در پژوهش حاضر را تایید می کند. یادآور می شود که اختلاف اندک مشاهده شده در نتایج، علاوه بر جزئیات مدلسازی می تواند به تفاوت در نسخه های اصلاح شده رکورد زلزله ورودی نیز مربوط باشد.



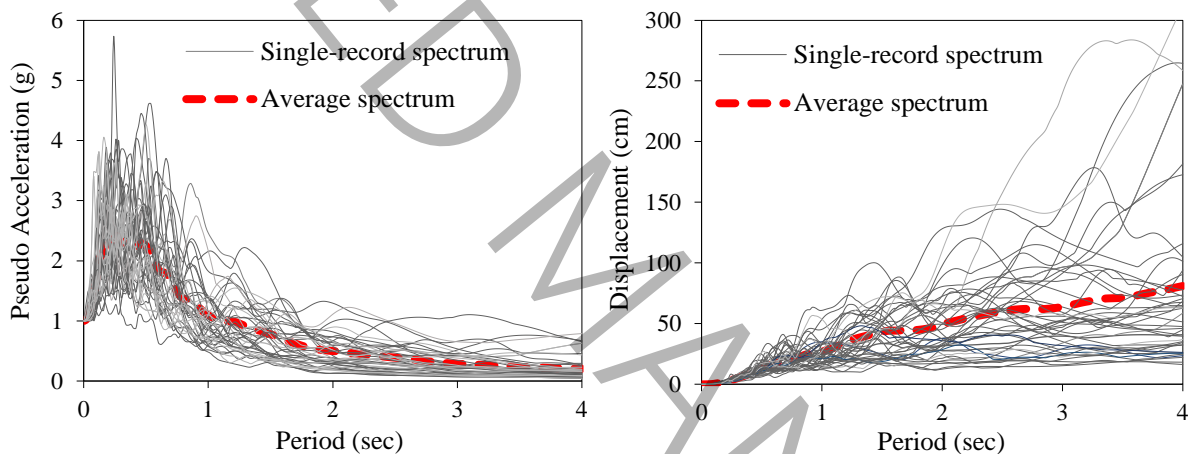
شکل ۵- مقایسه پاسخ زمانی جابجایی بام (سمت چپ) و توزیع حداکثر نسبت دررفت طبقات (سمت راست) در یک قاب ساختمانی شش طبقه دارای مهاری کمانش تاب تحت زلزله لندرز حاصل از مدلسازی با نرم افزار OpenSeesPy در این پژوهش و مدل عددی مرجع [۳۱]

Fig. 5. Comparison of the roof displacement time history (left) and heightwise distribution of peak inter-story drift ratios (right) in a 6-story building frame with BRB under Landers earthquake, obtained from the OpenSeesPy modeling in this study and the numerical model of reference [31]

۷- شتابنگاشت‌ها و شاخص شدت مورد استفاده

تحقیقات گذشته نشان داده است که استفاده از ۱۰ تا ۲۰ شتابنگاشت در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی دقت کافی را برای تخمین تقاضای لرزه‌ای ایجاد می‌کند [۲۲]. در این پژوهش برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به روش IDA، از ۴۴ مولفه افقی ۲۲ زلزله حوزه دور FEMA-P695 [۳۲] استفاده می‌شود. طیف‌های جابجایی و شبه‌شتاب رکوردها برای میرایی ۵٪ در حالت نرمال شده به حداکثر شتاب زمین (PGA) هر رکورد در شکل ۶ نشان داده شده است.

پاجت و همکاران [۳۳] ۱۰ مقیاس شدت زلزله مختلف را برای ارزیابی لرزه‌ای احتمالاتی پل‌های بزرگراهی آزمودند. آنها نتیجه گرفتند که مقادیر طیفی همچنان می‌تواند به عنوان انتخابی برای IM در مورد تک سازه (پل) باشد ولی وقتی مجموعه‌ای از سازه‌ها (پل‌ها) با زمان‌های تناوب طبیعی مختلف مدنظر بوده و مقایسه می‌شوند، PGA شدت لرزه‌ای برتر می‌باشد. این نتیجه‌گیری آنها مستقل از نوع سازه مورد مطالعه (پل) بود و می‌تواند به سایر سازه‌ها از جمله ساختمان هم تعمیم یابد. بنابراین در اینجا نیز برای مقایسه دو نوع سیستم سازه‌ای ساختمانی مختلف که دارای زمان‌های تناوب طبیعی متفاوت هستند، فقط از مقیاس شدت PGA برای مقایسه استفاده می‌شود.



شکل ۶- طیف‌های جابجایی و شتاب نرمال شده ۴۴ رکورد زلزله انتخاب شده و میانگین آنها برای میرایی ۵٪

Fig. 6. Normalized displacement and acceleration spectra of the 44 selected earthquake records for 5% damping and their averages

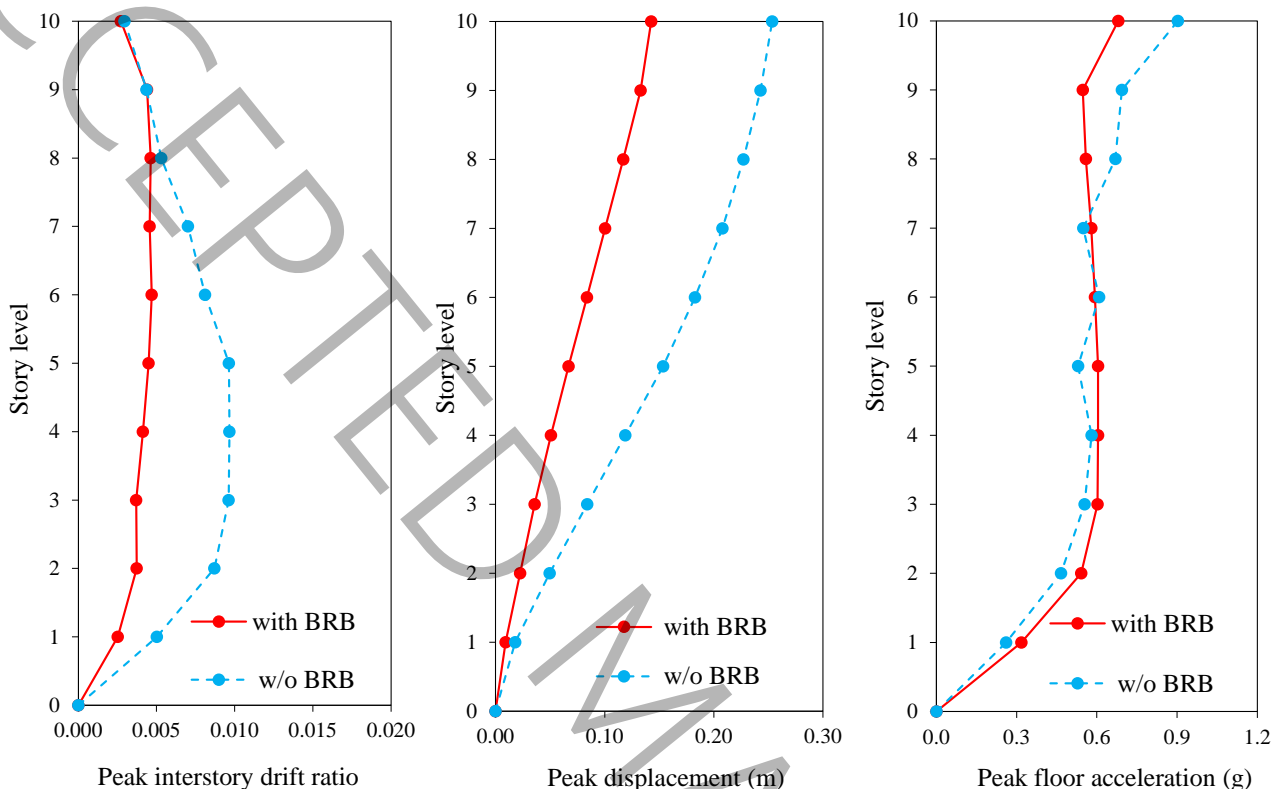
۸- نتایج و بحث

۸-۱- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و توزیع مقادیر اوج پاسخ‌ها در طبقات

برای مشاهده و ارزیابی توزیع ارتفاعی مقادیر اوج پاسخ‌های لرزه‌ای، نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی قاب ده طبقه در مدل‌های با و بدون BRB تحت ۴۴ رکورد زلزله با مقیاس $PGA=0.4g$ در اینجا ارائه می‌شود. پاسخ‌های مورد نظر به صورت میانگین حاصل از کل رکوردهای زلزله مقیاس شده عبارتند از نسبت جابجایی نسبی بین طبقه‌های، جابجایی طبقه و شتاب کل (مطلق) طبقه که مقادیر اوج زمانی آنها در شکل ۷ ارائه شده است.

نتایج حاصل نشان می‌دهد که در حالت کلی با افزودن مهاربندهای کمانش‌تاب به قاب‌های خمشی، جابجایی و دررفت طبقات به طور محسوس کاسته می‌شوند ولی شتاب کل طبقات یا تغییر چندانی نمی‌کند و یا حتی اندکی نیز افزوده می‌شود. برای توجیه این

مشاهدات می‌توان گفت که افزودن مهاربندها علاوه بر افزایش قابلیت جذب و استهلاک انرژی، باعث افزایش چشمگیر سختی سازه نیز می‌شود که خود منجر به کاهش جابجایی شده ولی می‌تواند منجر به افزایش جذب نیروی زلزله و شتاب شود. قابل ذکر است که زمان تناوب اصلی قاب فولادی مجهز به مهاربند کمانش تاب ۰/۹۶ ثانیه و زمان تناوب اصلی قاب خمشی فولادی خالی ۲/۱۶ ثانیه می‌باشد.



شکل ۷- توزیع ارتفاعی مقادیر اوج پاسخ‌های مدل ساختمانی ده طبقه با و بدون BRB حاصل از میانگین ۴۴ رکورد زلزله مقیاس شده

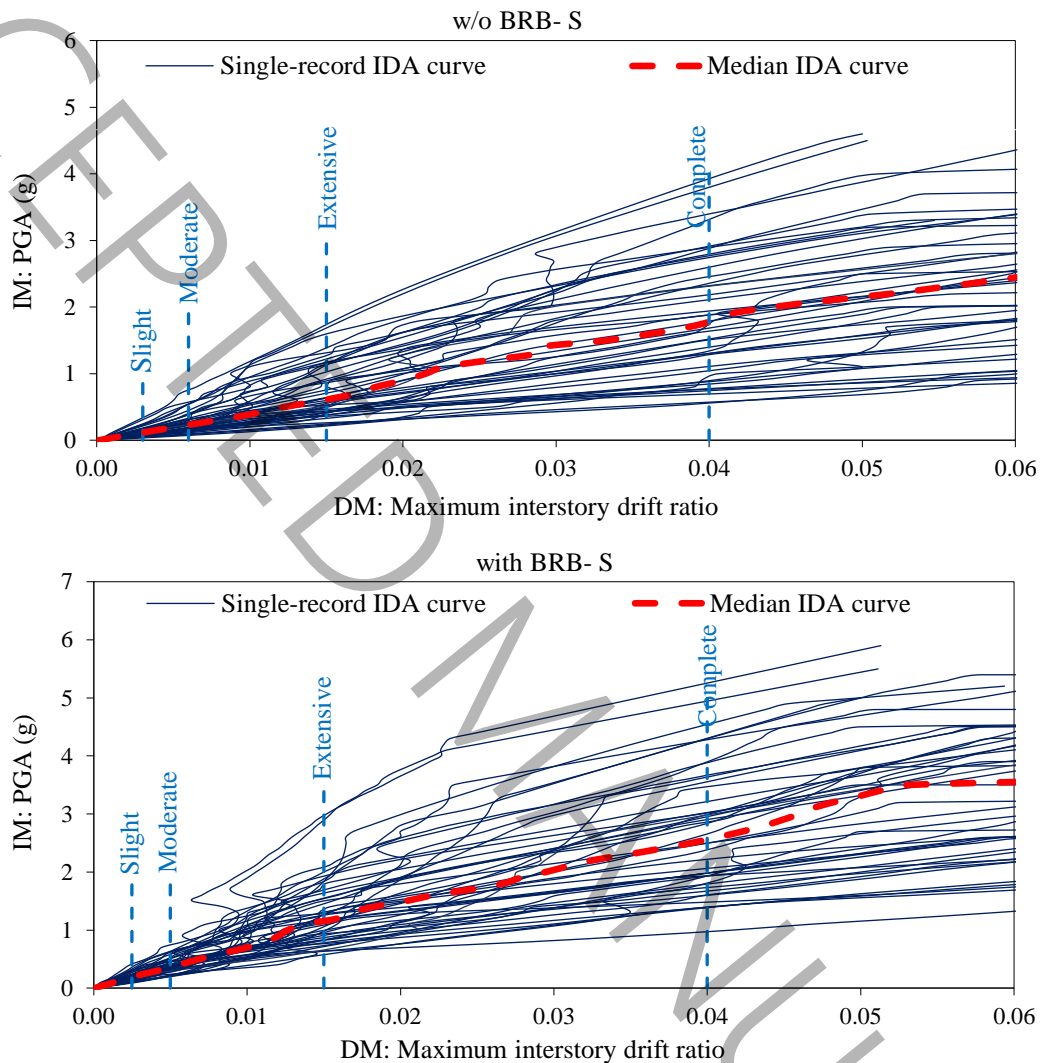
Fig. 7. Heightwise distribution of peak response quantities for the 10-story building model with and without BRB, obtained from the average of 44 scaled earthquake records

۲-۸- منحنی‌های IDA قاب‌های مورد مطالعه

پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA) مطابق فرایند توصیف شده در بخش ۲، 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 شکل ۸ منحنی‌های IDA تحت ۴۴ شتابنگاشت انتخابی برای اجزای سازه‌ای (S) قاب مجهز به مهاربند کمانش تاب و قاب خمشی خالی آورده شده است. IM انتخابی PGA و DM نیز حداکثر نسبت دریافت بین طبقه‌ای است. در شکل ۹ نیز همین نتایج برای اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب (NSA) آورده شده است که در نتیجه DM برابر حداکثر شتاب مطلق (کل) طبقه می‌باشد. در تمامی شکل‌ها، همچنین، ظرفیت‌های متناظر با سطوح خسارت (عملکردی) مختلف نیز نشان داده شده است.

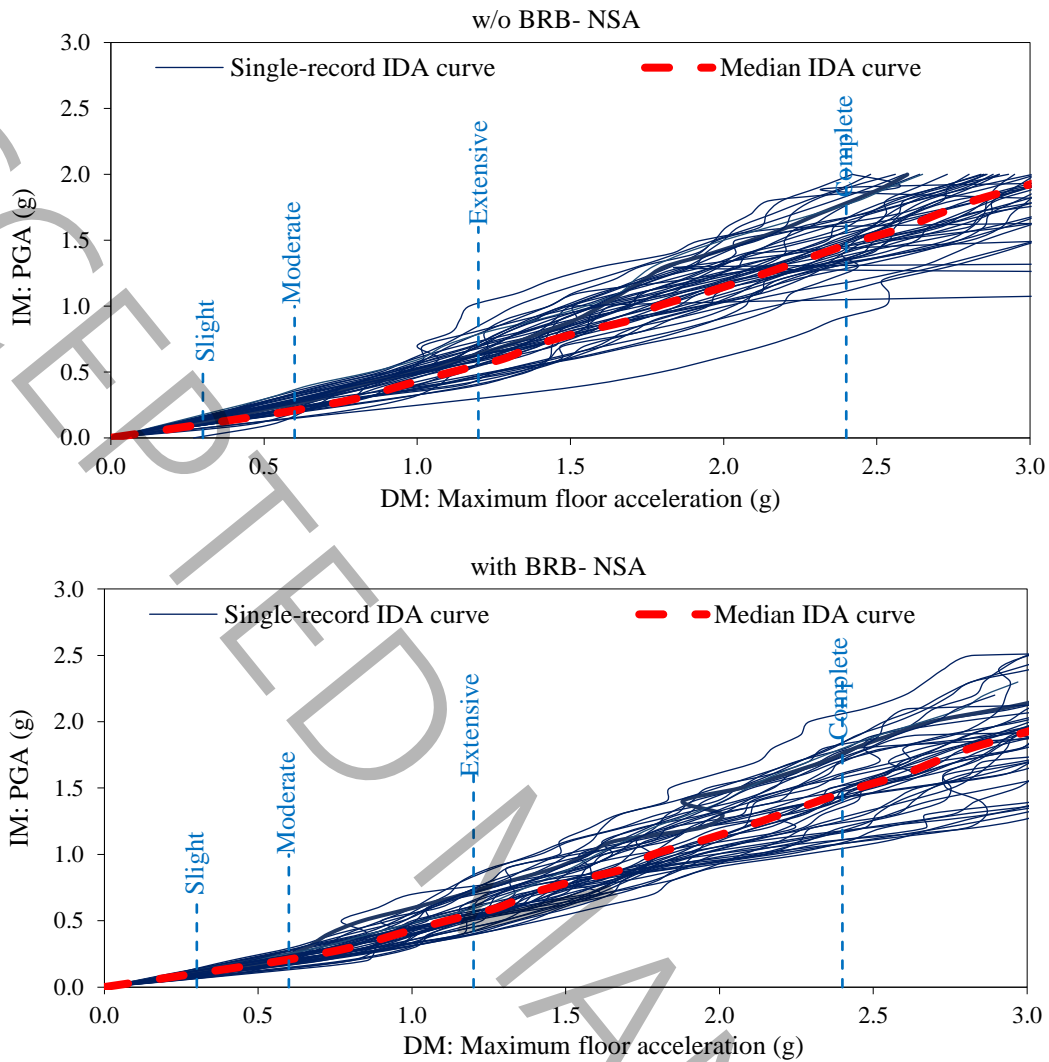
در تمامی اشکال مشاهده می‌شود که همه منحنی‌ها دارای یک قسمت خطی اولیه هستند که می‌تواند نماینده‌ای از رفتار کشسان خطی سازه باشد. با مشاهده اولین رفتار غیرارتجاعی، این قسمت اولیه منحنی‌ها پایان می‌یابد. بخش هموار نهایی نیز هنگامی اتفاق می‌افتد که نرخ افزایش پاسخ خیلی سریع‌تر از افزایش شدت زلزله باشد که خطاری مبنی بر ناپایداری سازه است. با مقایسه میانه منحنی

های IDA در دو مدل مشاهده می شود که افزودن مهاربند کماتش تاب موجب می شود میانه منحنی های IDA در مورد اجزای سازه ای بالاتر رود که به معنی ایمنی بیشتر می باشد ولی در مورد اجزای غیرسازه ای حساس به شتاب تغییر چندانی حاصل نمی شود.



شکل ۸- منحنی های IDA برای اجزای سازه ای قاب ساختمانی ده طبقه با و بدون مهاربند کماتش تاب

Fig. 8. IDA curves for structural components of the 10-story building frame with and without BRB

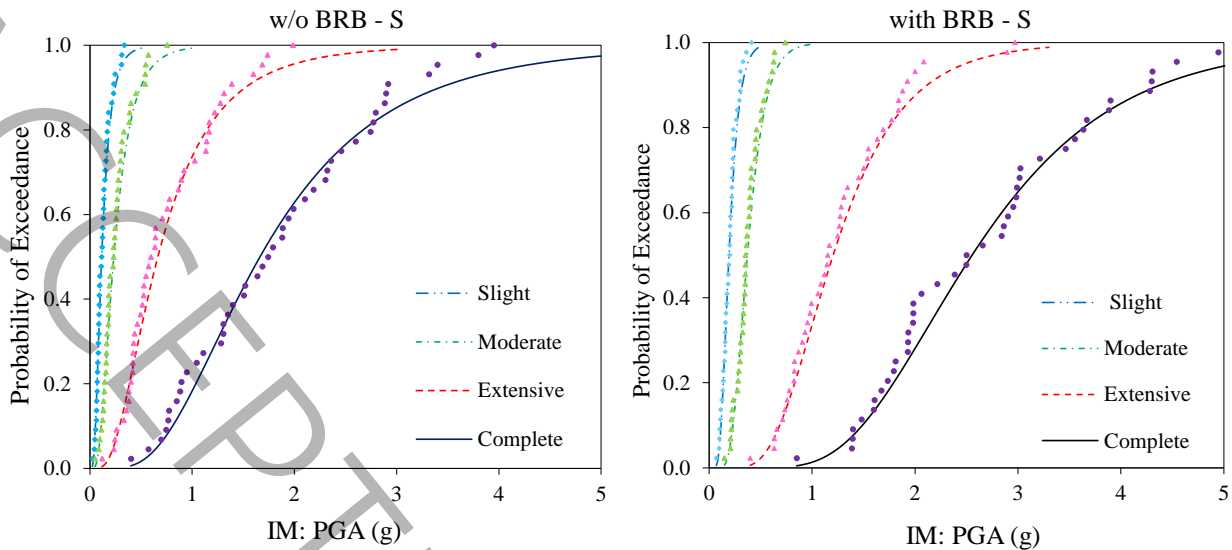


شکل ۹- منحنی‌های IDA برای اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب قاب ساختمانی ده طبقه با و بدون مهاربند کماتش تاب

Fig 9. IDA curves for nonstructural acceleration-sensitive components of the 10-story building frame with and without BRB

۳-۸- داده‌ها و منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مورد مطالعه

در شکل ۱۰ داده‌های شکنندگی حاصل از تحلیل‌های IDA با استفاده از ۴۴ رکورد زلزله برای اجزای سازه‌ای (S) در مدل مجهز به مهاربندهای کماتش تاب و مدل بدون مهاربند در سطوح عملکردی یا خسارت مختلف نمایش داده شده است. در این شکل همچنین منحنی‌های لگ-نرمال برازش یافته بر این داده‌ها به‌عنوان توابع پیوسته شکنندگی آورده شده است. ملاحظه می‌شود که منحنی‌ها به‌خوبی بر این داده‌ها منطبق شده است و در نتیجه فرض تابع لگ-نرمال برای حصول نتیجه نهایی مناسب است.



شکل ۱۰- داده‌های شکنندگی و منحنی‌های شکنندگی برازش‌یافته برای اجزای سازه‌ای قاب ساختمانی ده طبقه با و بدون مهاربند کماتش‌تاب در سطوح خسارت مختلف

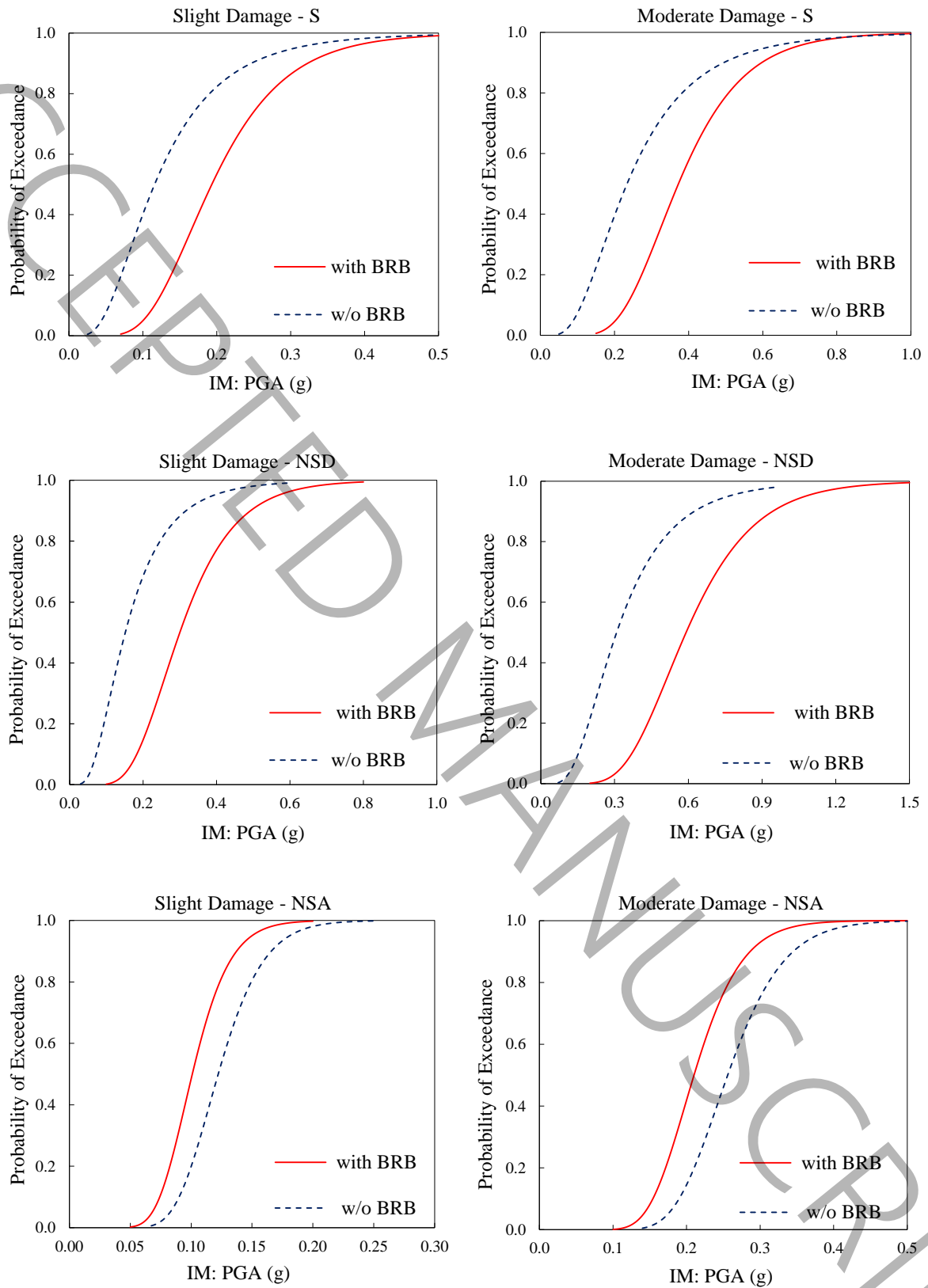
Fig. 10. Fragility data and fitted fragility curves for structural components of the 10-story building frame with and without BRB at different damage states

۸-۴- ارزیابی و مقایسه تمام منحنی‌های شکنندگی

در این قسمت تمام ۲۴ منحنی شکنندگی لرزه‌ای حاصل از تغییر پارامترهای مدل قاب ساختمانی (با و بدون مهاربند کماتش‌تاب)، نوع خسارت (خسارت اجزای سازه‌ای: S، خسارت اجزای غیرسازه‌ای حساس به جابجایی: NSD و خسارت اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب: NSA) و سطوح عملکردی مختلف (خفیف: Slight، ملایم: Moderate، وسیع: Extensive و کامل: Complete) در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ ارائه می‌شود. در تمامی این اشکال روند افزایشی شدت زلزله لازم برای حصول احتمال مشخصی از آسیب با افزایش سطح عملکرد (خسارت) قابل مشاهده است. همچنین مشاهده می‌شود که در هر چهار سطح عملکردی خفیف، ملایم، وسیع و کامل، افزودن مهاربند کماتش‌تاب همواره موجب کاهش احتمال آسیب اجزای سازه‌ای و اجزای غیرسازه‌ای حساس به جابجایی می‌شود، ولی در مورد اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب نه تنها افزودن مهاربند موجب کاهش احتمال آسیب نمی‌شود، بلکه اندکی نیز احتمال خرابی افزوده می‌شود. این افزایش احتمال خرابی در سطوح عملکردی خفیف و ملایم بیشتر است.

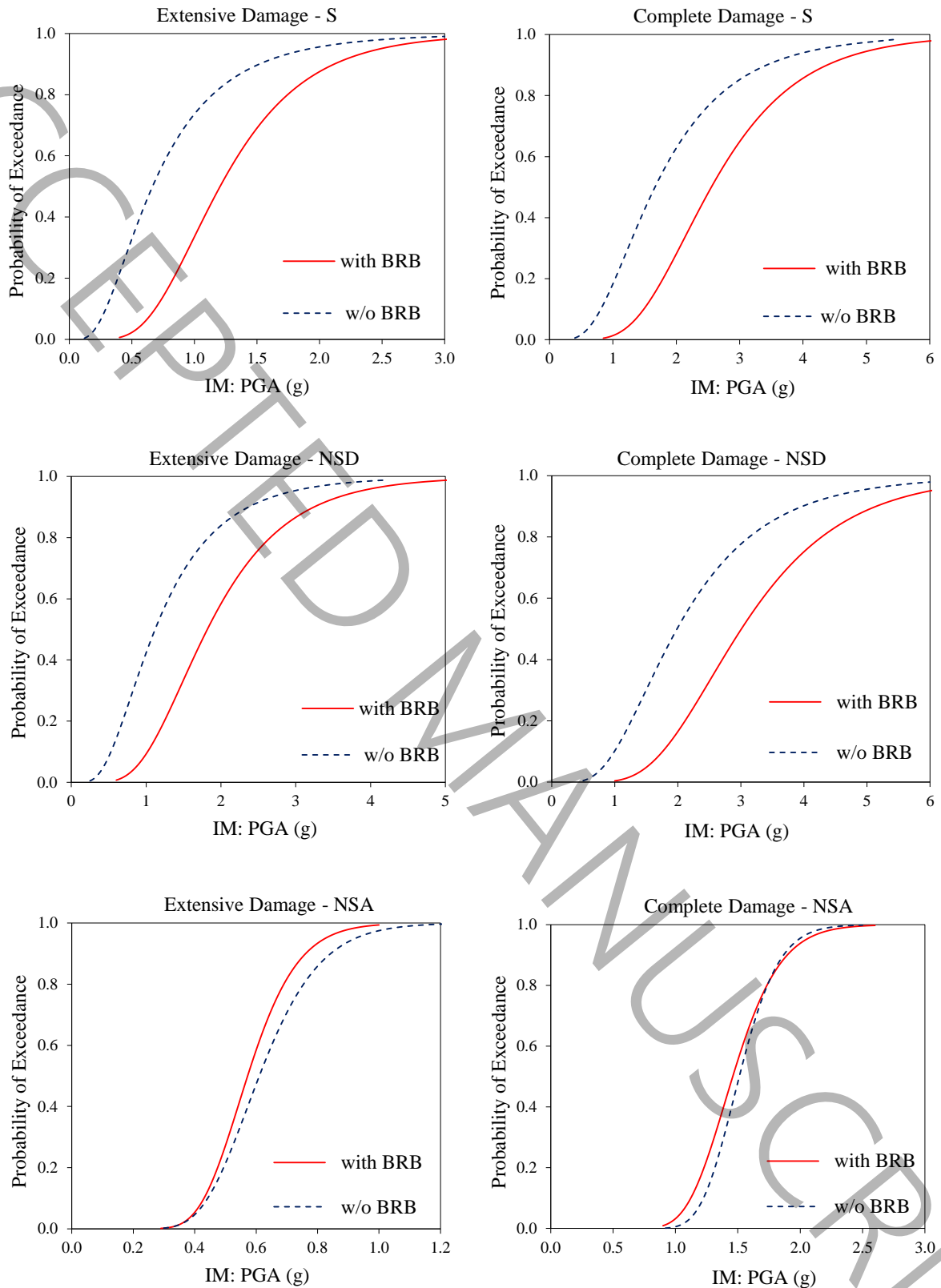
خلاصه نتایج حاصل از ۲۴ منحنی شکنندگی به صورت میانه منحنی شکنندگی (یعنی شدت زلزله لازم برای احتمال آسیب ۵۰٪) در سطوح عملکردی مختلف در جدول ۷ آورده شده است. به عنوان نمونه برای اجزای سازه‌ای قاب بدون مهاربند، احتمال آسیب ۵۰٪ (میانه منحنی شکنندگی) در سطوح عملکردی (خسارت) خفیف، ملایم، وسیع و کامل برحسب PGA به ترتیب g ۰/۱۲، g ۰/۲۳، g ۰/۶۶ و g ۱/۶۶ می‌باشد که برای حالت با مهاربند کماتش‌تاب به مقادیر g ۰/۱۹، g ۰/۳۷، g ۱/۲۰ و g ۲/۵۵ افزایش یافته‌اند. در حالیکه برای اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب تغییر میانه منحنی شکنندگی در چهار سطح عملکردی از g ۰/۱۲، g ۰/۲۶، g ۰/۶۱ و g ۱/۵۱ در حالت بدون با مهاربند به g ۰/۱۰، g ۰/۲۱، g ۰/۵۷ و g ۱/۴۶ در حالت با مهاربند می‌باشد.

خلاصه نتایج بالا به صورت تغییر نسبی در میانه منحنی شکنندگی (شدت زلزله لازم برای احتمال آسیب ۵۰٪) در اثر افزوده شدن مهاربند کماتش‌تاب در جدول ۸ آورده شده است. مشاهده می‌شود در اثر افزوده شدن مهاربند، میانه منحنی شکنندگی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای حساس به جابجایی همواره افزایش و میانه منحنی شکنندگی اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب همواره کاهش می‌یابد. افزایش میانه منحنی شکنندگی در مورد اجزای سازه‌ای و اجزای غیرسازه‌ای حساس به جابجایی به ترتیب بین ۵۴ تا ۸۲ درصد و ۴۸ تا ۱۰۰ درصد می‌باشد؛ در حالیکه کاهش میانه منحنی شکنندگی اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب بین ۳ تا ۱۹ درصد است.



شکل ۱۱- منحنی‌های شکنندگی سازه‌ای و غیرسازه‌ای قاب ساختمانی با و بدون مهاربند کمانش‌تاب در سطوح خسارت خفیف و ملایم

Fig. 11. Structural and nonstructural fragility curves of the building frame with and without BRB at Slight and Moderate damage states



شکل ۱۲- منحنی‌های شکنندگی سازه‌ای و غیرسازه‌ای قاب ساختمانی با و بدون مهاربند کمانش تاب در سطوح خسارت وسیع و کامل

Fig. 12. Structural and nonstructural fragility curves of the building frame with and without BRB at Extensive and Complete damage states

جدول ۷- شدت زلزله لازم برای احتمال آسیب ۵۰٪ (میانه منحنی شکنندگی) اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در قاب ساختمانی با و بدون مهاربند
کمانش تاب در سطوح خسارت مختلف براساس PGA

Table 7. Earthquake intensity (=PGA) required for a 50% probability of damage (median of the fragility curve) for structural and nonstructural components in the building frame with and without BRB at different damage states

سطح خسارت				نوع اجزا	مدل
کامل (Complete)	وسیع (Extensive)	ملايم (Moderate)	خفيف (Slight)		
۱/۶۶g	۰/۶۶g	۰/۲۳g	۰/۱۲g	S	w/o BRB
۲/۰۰g	۱/۱۲g	۰/۳۱g	۰/۱۵g	NSD	
۱/۵۱g	۰/۶۱g	۰/۲۶g	۰/۱۲g	NSA	with BRB
۲/۵۵g	۱/۲۰g	۰/۳۷g	۰/۱۹g	S	
۲/۹۶g	۱/۸۲g	۰/۵۹g	۰/۳۰g	NSD	
۱/۴۶g	۰/۵۷g	۰/۲۱g	۰/۱۰g	NSA	

جدول ۸- تغییر میانه منحنی شکنندگی (شدت زلزله لازم برای احتمال آسیب ۵۰٪) در اثر اضافه شدن مهاربند کمانش تاب به صورت نسبی بر حسب درصد

Table 8. Relative percentage change in the median of the fragility curve (earthquake intensity required for a 50% probability of damage) due to the addition of BRB

سطح خسارت				نوع اجزا
کامل (Complete)	وسیع (Extensive)	ملايم (Moderate)	خفيف (Slight)	
۵۴	۸۲	۶۱	۵۸	S
۴۸	۶۳	۹۰	۱۰۰	NSD
-۳	-۷	-۱۹	-۱۷	NSA

۹- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای اجزای سازه‌ای، اجزای غیرسازه‌ای حساس به جابجایی و اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب در سطوح عملکردی (خسارت) مختلف شامل سطح خسارت خفیف، ملايم، وسیع و کامل، در قاب‌های ساختمانی فولادی مجهز به مهاربند کمانش تاب و بدون مهاربند استخراج و ارزیابی گردید. برای این منظور از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) مدل‌های اجزای محدود قاب ده طبقه تحت ۴۴ شتابنگاشت زلزله حوزه دور FEMA-P695 استفاده شد.

نتایج عددی حاصل به طور کلی نشان داد که منحنی پیوسته لگ-نرمال می‌تواند انطباق مناسبی با داده‌های شکنندگی حاصل از ۴۴ رکورد زلزله مورد استفاده داشته باشد و در نتیجه فرض تابع لگ-نرمال برای حصول نتیجه نهایی مناسب است. در این پژوهش ۲۴ منحنی شکنندگی لرزه‌ای حاصل از تغییر پارامترهای مدل قاب ساختمانی، نوع خسارت و سطوح عملکردی مختلف ارائه شد. مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های بدون مهاربند و با مهاربند کمانش تاب نشان داد که در هر چهار سطح عملکردی خفیف، ملايم، وسیع و کامل، افزودن مهاربند کمانش تاب همواره موجب کاهش احتمال آسیب اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای حساس به جابجایی می‌شود ولی در مورد اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب نه تنها افزودن مهاربند موجب کاهش احتمال آسیب نمی‌شود، بلکه اندکی نیز احتمال آسیب افزوده می‌شود. این افزایش احتمال آسیب در سطوح عملکردی خفیف و ملايم بیشتر است. مقایسه توزیع ارتفاعی مقادیر اوج پاسخ‌های لرزه‌ای حاصل از میانگین ۴۴ رکورد زلزله نیز موید همین نتایج بود. از نظر کمی، در قاب مورد نظر و در چهار سطح خسارت مختلف، تغییر میانه منحنی شکنندگی در اثر اضافه شدن مهاربند کمانش تاب بین ۵۴+ تا ۸۲+ درصد برای خسارت اجزای سازه‌ای، بین ۴۸+ تا

۱۰۰ درصد برای خسارت اجزای غیرسازه‌ای حساس به جابجایی، و بین ۳- تا ۱۹- درصد برای خسارت اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب می‌باشد.

۸- منابع

- [1] M. Wakabayashi, T. Nakamura, A. Kashibara, T. Morizono, H. Yokoyama, Experimental study of elasto-plastic properties of precast concrete wall panels with built-in insulating braces, in: *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting*, Architectural Institute of Japan, 1973, pp. 12-20.
- [2] C.C. Chen, S.Y. Chen, J.J. Liaw, Application of low yield strength steel on controlled plastification ductile concentrically braced frames, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(5) (2001) 823-836.
- [3] S. Mahin, P. Uriz, I. Aiken, C. Field, E. Ko, Seismic performance of buckling restrained braced frame systems, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.
- [4] M. Dehghani, R. Tremblay, Design and full-scale experimental evaluation of a seismically enduring steel buckling-restrained brace system, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(1) (2018) 105-129.
- [5] T. Takeuchi, J. Hajjar, R. Matsui, K. Nishimoto, I. Aiken, Effect of local buckling core plate restraint in buckling restrained braces, *Engineering Structures*, 44 (2012) 304-311.
- [6] L. Di Sarno, A.S. Elnashai, Bracing systems for seismic retrofitting of steel frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 65(2) (2009) 452-465.
- [7] J. Shen, O. Seker, B. Akbas, P. Seker, S. Momenzadeh, M. Faytarouni, Seismic performance of concentrically braced frames with and without brace buckling, *Engineering Structures*, 141 (2017) 461-481.
- [8] K. Atasever, S. Inanaga, T. Takeuchi, Y. Terazawa, O.C. Celik, Experimental and numerical studies on buckling restrained braces with posttensioned carbon fiber composite cables, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 49(15) (2020) 1640-1661.
- [9] C. Tong, J. Wu, K. Hua, L. Xie, Low-cycle fatigue life estimation curve for buckling-restrained braces based on cumulative plastic deformation, *Journal of Earthquake Engineering*, 26(6) (2022) 2773-2801.
- [10] R.P. Kennedy, C.A. Cornell, R. Campbell, S. Kaplan, H. Perla, Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant, *Nuclear Engineering and Design*, 59(2) (1980) 315-338.
- [11] C. Kircher, W. Martin, Development of fragility curve for estimating of earthquake damage, *Proceedings of the Workshop on Continuing Action to Reduce Losses from Earthquake*, 1993.
- [12] A.F. Ghowzi, D.R. Sahoo, Fragility assessment of buckling-restrained braced frames under near-field earthquakes, *Steel and Composite Structures*, 19(1) (2015) 173-190.
- [13] X. He, Z. Lu, Seismic fragility assessment of a super tall building with hybrid control strategy using IDA method, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 123 (2019) 278-291.
- [14] S. Hu, W. Wang, 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 (2021) 106546.
- [15] X. Ouyang, Y. Zhang, X. Ou, Y. Shi, S. Liu, J. Fan, Seismic fragility analysis of buckling-restrained brace-strengthened reinforced concrete frames using a performance-based plastic design method, *Structures*, 43 (2022) 338-350.

- [16] A. Filiatrault, C.M. Uang, B. Folz, C. Christopoulos, K. Gatto, Reconnaissance report of the February 28, 2001 Nisqually (Seattle-Olympia) earthquake. Report No. SSRP-2001/02 for the Structural Systems Research Project, University of California, San Diego; La Jolla, USA 2 (2001).
- [17] E. Miranda, G. Mosqueda, R. Retamales, G. Pekcan, Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile earthquake, *Earthquake Spectra*, 28 (2012) 453-471.
- [18] R.P. Dhakal, A. Pourali, A.S. Tasligedik, T. Yeow, A. Baird, G. MacRae, S. Pampanin, A. Palermo, Seismic performance of non-structural components and contents in buildings: an overview of NZ research, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15 (2016) 1-17.
- [19] D. Perrone, P. Calvi, R. Nascimbene, E. Fischer, G. Magliulo, Seismic performance of non-structural elements during the 2016 Central Italy earthquake, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17 (2019) 5655-5677.
- [20] D. Gautam, R. Adhikari, R. Rupakhety, Seismic fragility of structural and non-structural elements of Nepali RC buildings, *Engineering Structures*, 232 (2021) 111879.
- [21] A. Wanitkorkul, A. Filiatrault, Influence of passive supplemental damping systems on structural and nonstructural seismic fragilities of a steel building, *Engineering Structures*, 30(3) (2008) 682-675.
- [22] D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3) (2002) 491-514.
- [23] K. Bakalis, D. Vamvatsikos, Seismic fragility functions via nonlinear response history analysis, *Journal of Structural Engineering*, 144(10) (2018) 04018181.
- [24] J.W. Baker, Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis, *Earthquake Spectra*, 31(1) (2015) 579-599.
- [25] HAZUS 5.1., Hazus earthquake model technical manual, Department of Homeland Security, Emergency Preparedness and Response Directorate, FEMA, Washington, DC, USA, 2022.
- [26] AISC. Specification for structural steel buildings. ANSI/AISC 360-16. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, (2016).
- [27] AISC. Seismic provisions for structural steel buildings. ANSI/AISC 341-16. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, (2016).
- [28] ASCE. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, (2016).
- [29] A. Upadhyay, C. Pantelides, L. Ibarra, Residual drift mitigation for bridges retrofitted with buckling restrained braces or self centering energy dissipation devices, *Engineering Structures*, 199 (2019) 109663.
- [30] W. Xu, C.P. Pantelides, Strong-axis and weak-axis buckling and local bulging of buckling-restrained braces with prismatic core plates, *Engineering Structures*, 153 (2017) 279-289.
- [31] Y. Feng, J. Wu, C. Wang, S. Meng, Evaluating the effect of buckling-restrained brace model on seismic structural responses, *Journal of Earthquake and Tsunami*, 11(1) (2017) 1750002.
- [32] FEMA. Quantification of building seismic performance factors. FEMA-P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA, (2009).
- [33] J.E. Padgett, B.G. Nielson, R. DesRoches, Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(5) (2008) 711-725.