

Investigating the effect of simultaneous use of non-buckling brace and metal yielding damper on steel frame fragility curves

Mehdi Ameri¹, Hosseinali Rahdar^{2*}, Samaneh Khaksefidi²

1- Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, University of Zabol, Zabol, Iran

2- Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, University of Zabol, Zabol, Iran

ABSTRACT

The investigation of the possibility of structural failure against seismic parameters has attracted the attention of researchers, and given that combined systems are used to improve the seismic behavior of structures, the effect of simultaneous use of energy absorption and energy dissipation systems in metal frames has been evaluated less. In this study, the effect of the combination of buckling braces and yielding dampers on the behavior of the fragility curve of a steel structure has been investigated. According to the results obtained, this study can be used as a reliable source in the field of designing and optimizing earthquake-resistant structures. For this purpose, the time history dynamic analysis method of the fragility curves of structures has been investigated. The results of the study show that in all structures, the use of a combined system of yielding dampers and buckling braces increases the resistance to collapse. In the three-story structure, the collapse capacity of the structure has increased by 51, 75, 38 and 78 percent in the partial, medium, extensive and total collapse state, respectively, in the 50% collapse state, and in the 80% collapse state, the collapse capacity has increased by 88, 80, 86 and 48 percent for the three-story structure in the partial, medium, extensive and total collapse states, respectively. In the 5-story structure, these values have increased by 47, 116, 83 and 58 percent for the 50% collapse state, respectively. Also, in the 10-story structure, the collapse capacity has increased by 39, 44, 37 and 15 percent in the 50% collapse state, respectively, in the mentioned criteria. For the 15-story structure, the values of the increase in the 80% collapse capacity for the partial, medium, extensive and total collapse states have increased by 57, 63, 47 and 17 percent, respectively. Also, in the 20-story structure, the values of 26, 51, 54, and 17 percent respectively in the 50% collapse state of the structure's collapse capacity have increased. In general, it can be concluded that the simultaneous use of torsional buckling braces and yielding dampers improves the behavior of the structure. However, the effect is greater for structures with more intermediate floors.

ARTICLE INFO

Receive Date: 12 March 2025

Revise Date: 28 May 2025

Accept Date: 09 July 2025

Keywords:

Fragility curves, structural collapse, metal yielding damper incremental time history unbuckling bracing,

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2025.508862.3676

*Corresponding author: Hosseinali Rahdar

Email address: rahdar@uoz.ac.ir

بررسی اثر استفاده همزمان از مهاربند کمانش‌ناپذیر و میراگر تسلیم‌شونده فلزی بر منحنی‌های شکنندگی قاب فولادی

مهدی عامری^۱، حسینعلی رهدار^{۲*}، سمانه خاک‌سفیدی^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه زابل، زابل، ایران

۲- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه زابل، زابل، ایران

چکیده

امروزه بررسی احتمال خرابی سازه در برابر پارامترهای لرزه‌ای مورد توجه محققان قرار گرفته است و با توجه به اینکه سیستم‌های ترکیبی برای بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده می‌باشند و تاثیر استفاده همزمان از سیستم‌های جذب انرژی و استهلاک انرژی در قابهای فلزی به طور همزمان کمتر مورد ارزیابی قرار گرفته است. در این پژوهش به بررسی تاثیر عملکرد ترکیب مهاربندهای کمانش‌تاب و میراگر تسلیم‌شونده بر رفتار منحنی شکنندگی سازه فولادی پرداخته شده است. با توجه به نتایج به دست آمده، این تحقیق می‌تواند به عنوان یک منبع معتبر در زمینه طراحی و بهینه‌سازی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله مورد استفاده قرار گیرد برای این منظور از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی افزایش منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته‌است. نتایج پژوهش نشان می‌دهد که در تمامی سازه‌ها، استفاده از سیستم ترکیبی میراگر تسلیم‌شونده و مهاربند کمانش‌تاب باعث افزایش مقاومت در برابر فروریزش می‌شود. در سازه سه طبقه در حالت جزئی، متوسط، گسترده و کلی به ترتیب ۵۱،۷۵،۳۸ و ۷۸ درصد در حالت فروریزش ۵۰٪، ظرفیت فروریزش سازه افزایش پیدا کرده است و در حالت فروریزش ۸۰٪ برای سازه سه طبقه در حالت جزئی، متوسط، گسترده و کلی به ترتیب ۸۸،۸۰،۸۶ و ۴۸ درصد ظرفیت فروریزش افزایش پیدا کرده است. در سازه ۵ طبقه این مقادیر به ترتیب ۴۷،۱۱۶،۸۳ و ۵۸ درصد برای حالت فروریزش ۵۰٪ افزایش پیدا کرده است. همچنین در سازه ۱۰ طبقه در معیارهای ذکر شده به ترتیب ۳۹،۴۴،۳۷ و ۱۵ درصد در حالت فروریزش ۵۰٪ ظرفیت فروریزش افزایش پیدا کرده است. برای سازه ۱۵ طبقه مقادیر افزایش ظرفیت فروریزش ۸۰٪ برای حالت‌های جزئی، متوسط، گسترده و کلی به ترتیب ۵۷،۶۳،۴۷ و ۱۷ درصد افزایش پیدا کرده است. همچنین در سازه ۲۰ طبقه مقادیر به ترتیب ۲۶،۵۱،۵۴ و ۱۷ درصد در حالت فروریزش ۵۰٪ ظرفیت فروریزش سازه افزایش پیدا کرده است. به طور کلی می‌توان نتیجه گرفت که استفاده همزمان از مهاربند کمانش‌تاب و میراگر تسلیم‌شونده سبب بهبود رفتار سازه می‌گردد. هر چند میزان تاثیر برای سازه با تعداد طبقات میانی بیشتر می‌باشد.

کلمات کلیدی: منحنی‌های شکنندگی، فروریزش سازه، میراگر تسلیم‌شونده، تحلیل تاریخچه زمانی افزایش منحنی، مهاربند کمانش‌تاب

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi: 10.22065/jsce.2025.508862.3676	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت	
	۱۴۰۴/۱۲/۲۹	۱۴۰۴/۰۴/۱۸	۱۴۰۴/۰۴/۱۸	۱۴۰۴/۰۳/۰۷	۱۴۰۳/۱۲/۲۲	
			*نویسنده مسئول:			
			پست الکترونیکی:			
			حسینعلی رهدار			
			rahdar@uoz.ac.ir			

۱- مقدمه

سازه‌های اسکلت فلزی به دلیل استحکام، انعطاف‌پذیری و دوام به طور گسترده در مناطق زلزله‌خیز مورد استفاده قرار می‌گیرند. با این حال، قاب‌های فولادی سنتی، در حالی که قادر به تحمل بارهای ثقلی هستند، اغلب فاقد سختی جانبی کافی برای مقاومت در برابر نیروهای افقی اعمال شده در طول رویدادهای لرزه‌ای هستند. عملکرد لرزه‌ای این قاب‌ها به طور قابل توجهی تحت تأثیر طراحی سیستم-های مقاوم در برابر بار جانبی است. سیستم‌های مهاربندی سنتی، از جمله مهاربندهای X، مهاربندهای مورب و مهاربندهای زانویی معمولاً برای افزایش سختی جانبی و ظرفیت اتلاف انرژی سازه‌ها استفاده می‌شوند. با این حال، این سیستم‌ها اغلب مستعد کماتش در طول رویدادهای لرزه‌ای با شدت بالا هستند که منجر به آسیب و کاهش عملکرد کلی سازه می‌شود.

مهاربندهای کماتش تاب در برابر نیروهای فشار محوری بدون تجربه شکست کماتش مقاومت می‌کنند و آنها را به گزینه‌ای جذاب برای افزایش پایداری جانبی تبدیل می‌کند. این مهاربندها به گونه‌ای طراحی شده‌اند که ضمن حفظ یکپارچگی ساختاری خود تحت بارگذاری لرزه‌ای، اتلاف انرژی را فراهم کنند. مطالعات مختلف نشان داده‌اند که مهاربندهای کماتش تاب به طور قابل توجهی نیروهای لرزه-ای و رانش‌های بین طبقه را کاهش می‌دهند و در نتیجه آسیب به اجزای ساختمان را محدود می‌کنند. تحقیقات اخیر توسط Zong و همکاران [۱] نشان داده‌است. که مهاربندهای کماتش تاب، هنگامی که با قاب‌های فولادی ادغام می‌شوند، آسیب‌پذیری سازه‌ها را در هنگام زلزله‌های با شدت بالا کاهش می‌دهند. این ادغام منجر به بهبود ظرفیت جذب انرژی می‌شود و در نتیجه تقاضای لرزه‌ای بر روی عناصر سازه را کاهش می‌دهد. علاوه بر این، مهاربندهای کماتش تاب عملکرد بهتری را نسبت به مهاربندهای سنتی پس از رویداد نشان می‌دهند، که نیاز به تعمیر کمتری دارند و اتلاف انرژی پایداری را در چندین رویداد لرزه‌ای ارائه می‌دهند.

به طور خاص، همانطور که در مطالعات Zhang و همکاران نشان داده شده است [۲]، ترکیب مهاربندهای کماتش تاب با قاب‌های فولادی به دلیل افزایش اتلاف انرژی و کاهش آسیب، محبوبیت پیدا می‌کند. علاوه بر این، چندین مطالعه اخیر به تأثیر قرارگیری و پیکربندی مهاربندهای کماتش تاب در چارچوب‌های فولادی پرداخته‌اند. به عنوان مثال، یانگ و تان یک مطالعه پارامتری گسترده را برای ارزیابی تأثیر پیکربندی‌های مختلف BRB بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی انجام دادند و نشان دادند که قرارگیری بهینه BRB می‌تواند منجر به افزایش قابل توجهی در انعطاف‌پذیری لرزه‌ای شود [۳، ۴].

قله‌کی و همکاران در تحقیقی به بررسی تجربی و عددی اثرات فولاد هسته و فاصله هسته از غلاف بر رفتار مهاربندهای کماتش تاب پرداخته‌اند. نتایج تجربی این پژوهش نشان می‌دهد که در مقایسه با مهاربند ساخته شده از فولاد ST37-n، استفاده از فولاد ST37-n منجر به کاهش ۳۲ درصدی مقاومت کششی و فشاری مهاربند می‌شود و افزایش فاصله هسته-غلاف در مهاربندهای ST37 و ST37-n منجر به کاهش ظرفیت باربری مهاربند و اتلاف انرژی به ترتیب ۲۶٪ و ۵۲٪ شد. افزایش فاصله هسته-غلاف به بیش از ۲ میلی‌متر منجر به از دست رفتن تقارن و پایداری رفتار هیستریزس مهاربند شد؛ علاوه بر این، اعوجاج ناشی از کماتش موضعی مهاربند تحت فشار نیز تشدید شد. [۵]

از سوی دیگر سیستم TADAS شکل دیگری از سیستم میرایی غیرفعال هستند که برای کنترل ارتعاشات سازه استفاده می‌شود. این دستگاه‌ها به‌طور خاص طراحی شده‌اند تا انرژی نیروهای دینامیکی، مانند نیروهایی که در هنگام زلزله اعمال می‌شوند، با تنظیم سیستم بر روی فرکانس طبیعی سازه، جذب کنند. اصل حاکم بر رفتار سیستم TADAS کاهش دامنه ارتعاشات سازه‌ای با وارد کردن نیروهای میرایی است که بارهای لرزه‌ای را خنثی می‌کنند [۶]. ثابت شده است که سیستم TADAS با کاهش ارتعاشات و کاهش تأثیر نیروهای لرزه‌ای بر سازه، رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها را به طور قابل توجهی بهبود می‌بخشد [۷]. مطالعات بهنام فر و همکاران نشان داده‌است که در صورت استفاده در ترکیب با قاب‌های فولادی، سیستم‌های TADAS پاسخ لرزه‌ای کلی را با کاهش جابجایی جانبی، جابجایی نسبی بین طبقاتی و آسیب‌های سازه‌ای افزایش می‌دهند. این دستگاه‌ها که اغلب همراه با مهاربندهای کماتش تاب استفاده می‌شوند، با اتلاف بیشتر انرژی لرزه‌ای و بهبود پایداری سازه در هنگام زلزله، یک لایه حفاظتی اضافی را فراهم می‌کنند [۸]. علاوه بر سیستم ذکر شده در بالا، مطالعات متعددی دیگری در خصوص سیستم‌های مقاوم جانبی نظیر رفتار دیوارهای برشی فولادی نیز مورد بررسی قرار گرفته است، در

خصوص رفتار میران کششی دیوارهای برشی فولادی قلپکی و همکاران مطالعاتی انجام دادند [۹] و همچنین استفاده از آلیاژهای هوشمند در تعیین رفتار دیوارهای برشی فولادی توسط خسروی خور و همکاران مورد بررسی قرار گرفته است. [۱۰-۱۲]

سیستمهای ترکیبی متعددی برای جبران معایب هریک از سیستم ها و هم افزایی مزایای آنها با هم مورد استفاده قرار گرفته است. در یک تحقیق پاچیده و همکاران یک سیستم مهاربندی نوآورانه با طرح لوزی مجهز به حلقه فولادی معرفی کردند. در این سیستم، مهاربندها و میراگر دایره‌ای جاری‌شونده به صورت موازی عمل می‌کنند که عملکرد اصلی آنها افزایش شکل‌پذیری، جذب انرژی و کاهش معایب سیستم‌های مهاربندی موجود است که در آنها مهاربندها و میراگر دایره‌ای جاری‌شونده به صورت موازی عمل می‌کنند. نتایج نشان می‌دهد که از آنجایی که مهاربندها و میراگر به صورت موازی هستند، استفاده از یک حلقه فولادی با اندازه و ضخامت کمتر منجر به جذب انرژی و ظرفیت تحمل بار بالاتر در مقایسه با سایر سیستم‌های موجود می‌شود [۱۱].

همچنین ادغام مهاربندهای کمانش تاب با سیستم‌های TADAS یک استراتژی نوظهور در مهندسی زلزله است که مزایای هر دو سیستم را ترکیب می‌کند. مهاربندهای کمانش تاب اتلاف انرژی غیرفعال را فراهم می‌کنند، سفتی جانبی کلی قاب را بهبود می‌بخشند و نیروهای لرزهای را کاهش می‌دهند. از سوی دیگر، دستگاه‌های TADAS، مکانیسم میرایی را با کاهش ارتعاشات ساختاری تنظیم می‌کنند و انعطاف‌پذیری سیستم را بیشتر می‌کنند [۱۳، ۱۴].

چندین مطالعه اخیر عملکرد سیستم‌های هیبریدی را که هر دو سیستم BRB و TADAS را در خود جای داده‌اند، مورد بررسی قرار داده‌اند. دریافتند که این ادغام به طور قابل توجهی جابجایی‌های بین طبقاتی را کاهش می‌دهد و عملکرد کلی لرزهای سازه را به ویژه تحت حرکت شدید زمین افزایش می‌دهد. علاوه بر این، سیستم هیبریدی به کاهش میزان آسیب به قاب سازه کمک می‌کند و منجر به کاهش هزینه‌های تعمیر و توقف پس از زلزله می‌شود. این امر به ویژه برای ساختمان‌هایی که در مناطق لرزه‌خیز بالا قرار دارند، که در آن به حداقل رساندن آسیب و خرابی ضروری است، مهم است [۱۴، ۱۵].

آقایان C.K. Chiu و H.Y. Chung در سال ۲۰۱۱ به این نتیجه رسیدند که مهاربندهای کمانش تاب ظرفیت کافی برای جلوگیری از فروپاشی سازه دارند و در مواجهه با نیروهای جانبی ناگهانی عملکرد خوبی نشان می‌دهند [۱۶]. با توجه به ضرورت طراحی سازه‌های ایمن و پایدار در برابر نیروهای زلزله، استفاده از سیستم‌های مقاومتی که بتوانند آسیب‌های ناشی از زلزله را کاهش دهند، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در این راستا، ترکیب مهاربندهای کمانش تاب (BRB) و میراگرهای تسلیم‌شونده فلزی (TADAS) به عنوان یک راهکار مؤثر در افزایش مقاومت سازه‌ها در برابر زلزله مطرح شده است.

در سال‌های اخیر تمرکز به سمت بهینه‌سازی عملکرد سیستم‌های مقاوم در شرایط بارگذاری زلزله، از جمله استفاده از سیستم‌های هیبریدی که دستگاه‌های اتلاف انرژی را در خود جای داده‌اند، تغییر کرده است. برای کاهش این چالش‌ها، ادغام اجزای اضافی مانند دستگاه‌های اتلاف انرژی به طور فزاینده‌ای مورد مطالعه قرار می‌گیرد. این سیستم‌ها به جذب و اتلاف انرژی لرزهای کمک می‌کنند و خطر آسیب به اجزای سازه را کاهش می‌دهند. به طور خاص، ترکیب مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش (BRBs) و دستگاه‌های TADAS (سیستم میراگر تسلیم شونده) به عنوان یک رویکرد امیدوارکننده برای افزایش انعطاف‌پذیری سازه‌های قاب فولادی در برابر لرزه ظاهر شده است. از این رو با توجه به اینکه در خصوصی بررسی منحنی‌های شکنندگی این سیستم ترکیبی کمبود مطالعات احساس گردید این تحقیق به بررسی منحنی شکنندگی و رفتار لرزهای قاب‌های فولادی با این ترکیب می‌پردازد. با توجه به هزینه‌های بالای ساخت و اهمیت دوام و پایداری سازه‌ها در برابر زلزله، نیاز به ارزیابی دقیق تأثیر زلزله بر ساختمان‌ها احساس می‌شود. بهترین راه برای ارزیابی تخمین سطوح آسیب در ساختمان، استفاده از منحنی شکنندگی است که می‌تواند میزان خسارت‌های احتمالی را برای زلزله‌های آینده محاسبه کند. این تحقیق به بررسی این موضوع می‌پردازد با دستیابی به منحنی‌های شکنندگی می‌توان دریافت که چگونه ترکیب میراگرهای تسلیم‌شونده و مهاربندهای کمانش تاب می‌تواند به بهبود عملکرد سازه‌ها کمک کند.

به منظور تحقق اهداف این پژوهش سازه‌هایی به تعداد طبقات ۳، ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه مورد ارزیابی قرار گرفته است؛ هدف از این انتخاب بررسی در تمام طیف ساختمان‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه می‌باشد. همچنین لازم به ذکر است که یک پلان

منظم با تعداد دهانه‌های ۳ دهانه در جهت x و ۵ دهانه در جهت y در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقات مساوی و برابر ۳ متر در نظر گرفته شده است همچنین بارگذاری مرده و زنده به ترتیب برابر با 600 kg/m^2 و 200 kg/m^2 می‌باشد در این مطالعه سازه‌های مورد نظر تحت آنالیز تاریخیچه زمانی فزاینده قرار گرفته است و تاثیر استفاده همزمان بادبند کمانش تاب و میراگر تسلیم شونده فلزی بر منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته است.

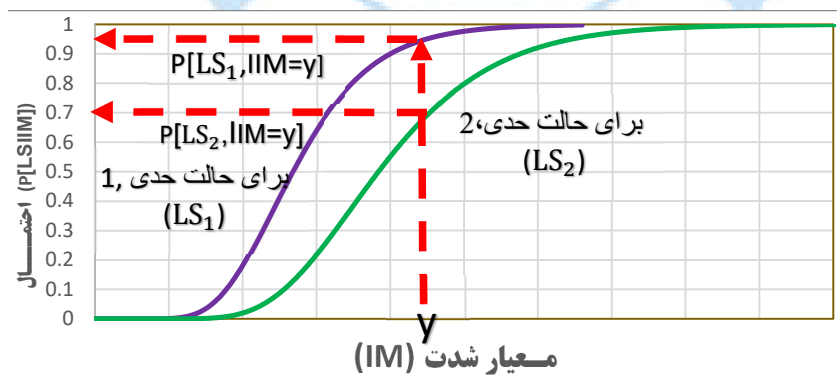
۲- منحنی‌های شکنندگی در لرزه‌ای

منحنی‌های شکنندگی ابزار قدرتمندی است که برای ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای سازه‌ها استفاده می‌شود. این منحنی‌ها نشان‌دهنده احتمال رسیدن یک سازه به یک وضعیت آسیب خاص تحت سطوح مختلف شدت زلزله است. آنها یک چارچوب احتمالی برای درک چگونگی عملکرد پیکربندی‌های ساختاری مختلف در طول زلزله ارائه می‌کنند و به مهندسان اجازه می‌دهند تا احتمال شکست را بر اساس ویژگی‌های مختلف حرکت زمین تخمین بزنند. مطالعات متعددی بر اهمیت تحلیل شکنندگی برای ارزیابی تاب آوری سازه‌ها در مناطق زلزله خیز تاکید کرده‌اند. مطالعات نشان می‌دهد منحنی‌های شکنندگی ابزاری موثر برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها با ثبت تغییرپذیری نیروهای لرزه‌ای و رفتار غیرخطی مواد در شرایط بارگذاری دینامیکی ارائه می‌کنند [۱۷، ۱۸]. منحنی‌های شکنندگی را می‌توان با استفاده از هر دو روش تحلیلی، مانند تجزیه و تحلیل دینامیکی غیرخطی، و داده‌های تجربی ایجاد کرد.

منحنی‌های شکنندگی در حقیقت بیان کننده احتمال وقوع یک آسیب مشخص تحت یک شدت زمین لرزه خاص هستند. این احتمال شرطی به صورت ریاضی زیر قابل بیان است. [۱۹]

$$\text{شکنندگی} = P[LS|IM=y] \quad (1)$$

که LS حالت حدی و یا میزان آسیب وارد شده به عضو و یا سیستم، IM واحد شدت زمین لرزه است که معمولاً به صورت ماکزیمم شتاب زمین و یا شتاب طیفی در یک دوره تناوب غالب بیان می‌گردد. این تابع شکنندگی بیان کننده توانایی یک عضو و یا سیستم مهندسی جهت ایستادگی در برابر یک رویداد مشخص است (شکل ۱).



شکل ۱: نمونه‌ای از منحنی شکنندگی

با اعمال تحریک لرزه‌ای به سازه و انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی در نرم افزار و استخراج پاسخ حداکثر مربوط به پارامتر بحرانی (تغییر مکان نسبی پایه‌ها) در برابر PGA به کمک روابط موجود مدل‌های احتمالاتی، تقاضای لرزه‌ای ساخته می‌شود. مدل احتمالی شرطی تقاضای لرزه‌ای از رابطه (۲) بدست می‌آید.

$$P[D \geq C|IM] = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(S_D) - \ln(S_C)}{\beta_{D|IM}}\right) \quad (2)$$

در رابطه فوق IM معیار شدت زلزله، S_D مقدار میانه نیاز بر حسب شدت زلزله، S_C مقدار میانه ظرفیت در هر حالت آسیب مشخص، Φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد و $\beta_{D|IM}$ انحراف معیار استاندارد لوگ نرمال است. رابطه بین میانه و نیاز و شدت زلزله در فرم توانی رابطه (۳) قابل بیان است:

$$S_D = a(IM)^b \quad (3)$$

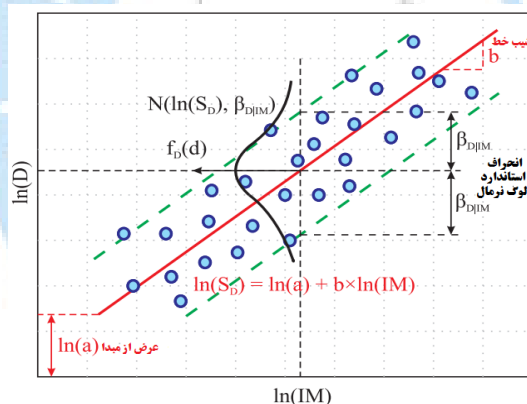
رابطه (۴) در فضای لوگاریتمی نیز به شکل رابطه (۴) قابل بیان است. در این فضا $\ln(a)$ عرض از مبدا و مقدار b شیب خط می-باشد. ضرایب مربوطه با استفاده از رگرسیون گیری خطی قابل محاسبه هستند

$$\ln(S_D) = \ln(a) + b \ln(IM) \quad (4)$$

مقدار پراکندگی نیاز لرزه ای نیز از رابطه (۵) قابل دستیابی است.

$$\beta_{D|IM} \cong \sqrt{\frac{\sum (\ln(d_i) - \ln(aIM^b))^2}{N-2}} \quad (5)$$

نحوه محاسبه پارمترهای نیاز لرزه ای از تحلیل رگرسیون خطی به صورت شماتیک در شکل ۲ آورده شده است.



شکل ۲: نحوه محاسبه پارمترهای نیاز لرزه ای [۲۰]

در زمینه قاب‌های فولادی با مهاربندهای BRB و TADAS، منحنی‌های شکنندگی بینش‌های مهمی را در مورد عملکرد ساختاری سیستم تحت شرایط لرزه‌ای متفاوت ارائه می‌دهند. لی و همکاران بر اهمیت تجزیه و تحلیل شکنندگی برای ارزیابی آسیب پذیری ساختمان‌ها، به ویژه در هنگام ادغام سیستم‌های میرایی پیشرفته تاکید کرده‌اند. این منحنی‌ها با مقایسه احتمال آسیب در سطوح مختلف خطر لرزه‌ای، که برای بهینه سازی طراحی سازه‌های ارتجاعی بسیار مهم است، به تعیین اثربخشی سیستم‌های هیبریدی کمک می‌کند [۱۹].

گنجاندن سیستم‌های BRBs و TADAS در تجزیه و تحلیل شکنندگی، دقت این منحنی‌ها را بهبود می‌بخشد، زیرا این سیستم‌ها بر ویژگی‌های میرایی و اتلاف انرژی سیستم تأثیر می‌گذارند. این به نوبه خود بر احتمال آسیب سازه‌ای در طول رویدادهای لرزه‌ای تأثیر می‌گذارد و برآوردهای قابل اعتمادتری از عملکرد ساختمان ارائه می‌دهد. منحنی شکنندگی به عنوان یک ابزار کلیدی در ارزیابی آسیب‌های سازه‌ای، نشان‌دهنده رابطه بین بار و تغییر شکل در سازه‌های مورد بررسی است. این منحنی به تحلیل رفتار سازه‌ها تحت بارهای دینامیکی

و استاتیکی کمک می‌کند و می‌تواند نقاط ضعف و قوت سازه‌ها را در برابر زلزله شناسایی کند [۲۱]. برای محاسبه و ترسیم منحنی شکنندگی از رابطه زیر بهره‌گیری می‌شود. حدود خرابی محاسبه شده برای حداکثر جابجایی نسبی سازه بر اساس HAZUS در جدول ۱ آورده شده‌است.

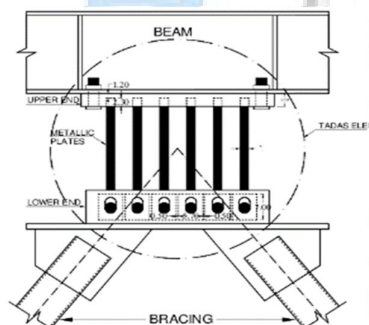
جدول ۱: حدود خرابی برای مقادیر مختلف حداکثر جابجایی نسبی سازه بر اساس HAZUS

حد خرابی	خرابی موضعی	خرابی متوسط	خرابی گسترده	تخریب کل
سازه ۳ طبقه	۰/۰۰۶	۰/۰۱۲	۰/۰۳۰	۰/۰۸۰
سازه ۵ طبقه	۰/۰۰۴	۰/۰۰۸	۰/۰۲۰	۰/۰۵۳
سازه ۱۰ و ۱۵ طبقه	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۱۵	۰/۰۴۰

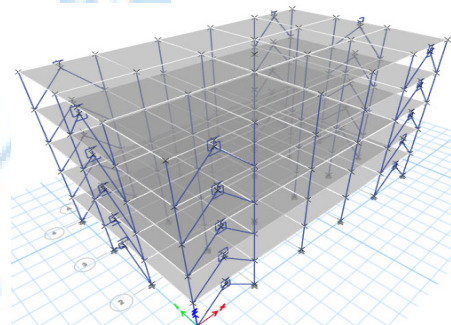
۳- روش تحقیق

۳-۱ معرفی سازه‌های مورد بررسی

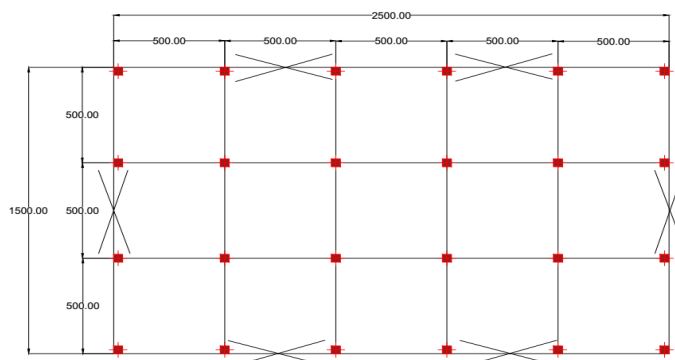
سازه‌های در نظر گرفته شده در این تحقیق سازه‌هایی به تعداد طبقات ۳، ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه می‌باشد؛ هدف از این انتخاب بررسی در تمام طیف ساختمان‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه می‌باشد. همچنین لازم به ذکر است که یک پلان منظم با تعداد دهانه‌های ۳ دهانه در جهت X و ۵ دهانه در جهت Y در نظر گرفته شده است. مدلسازی اولیه در نرم‌افزار SAP و تحلیل تاریخچه زمانی افزایش یافته در Performe 3D انجام شده‌است. ارتفاع طبقه مساوی و برابر ۳ متر در نظر گرفته می‌شود. همچنین بارگذاری مرده و زنده به ترتیب برابر با ۶۰۰ kg/m^2 و ۲۰۰ kg/m^2 در نظر گرفته شد. سازه در منطقه با خطر لرزه‌خیزی خیلی زیاد و نوع خاک III قرار دارد. در شکل ۳ قاب‌های ۵ طبقه به صورت نمونه مشاهده می‌شود. و در شکل ۴ مشخصات میراگر آورده شده است.



ب: شماتیک میراگرهای مدل شده



الف: موقعیت مهاربند و میراگر در ارتفاع



پ: موقعیت قرارگیری مهاربندها در پلان

شکل ۳: نمای شماتیک سازه

جدول ۲: مقاطع مورد استفاده

Story	Column	Beam	Brace	BRB
3	IPE160	IPE140	2UNP80	CoreBRB_0.50_Pinned
5	IPE180	IPE140	2UNP100	CoreBRB_0.50_Pinned
10	IPE220	IPE200	2UNP120	CoreBRB_1.0_Pinned
15	IPE270	IPE240	2UNP140	CoreBRB_1.50_Pinned
20	IPE300	IPE270	2UNP160	CoreBRB_1.50_Pinned

مشخصات میراگر ADAS به صورت ۶ ورق با سختی هر ورق ۶۱۲ ton/m در نظر گرفته می‌شود [۲۱].

۳-۲ معرفی رکوردهای زلزله

برای تحلیل و بررسی مدل‌ها از ۶ رکورد زلزله جهت بررسی منحنی‌های شکنندگی استفاده شده است. در جدول ۳ مشخصات رکوردهای مورد استفاده مشاهده می‌شود.

جدول ۳: مشخصات زلزله‌های مورد بررسی

Name	Event Name	Year	Magnitude	Station	Mechanism	PGA(g)	site condition	
							USGS	2800
Series1	Coalinga-01	1983	6.36	Cantua	Reverse	0.677	C	III
Series2	Duzce,Turkey	1999	7.14	Bolu	Strike slip	0.348	C	III
Series3	Friuli,Italy-01	1976	6.5	Codroipo	Reverse	0.35	C	III
Series4	Tabas,Iran	1978	7.35	Boshrooyeh	Reverse	0.836	C	III
Series5	ChiChi Taiwan	1979	7.60	Icy Bay	Reverse	0.597	C	III
						0.742		
Series6	Kobe,Japan	1995	6.9	Fukushima	Strike slip	0.276	C	III

۳-۲ مشخصات فیزیکی مصالح مصرفی در این پژوهش

مشخصات فیزیکی مصالح مصرفی در طراحی سازه‌ها به قرار جدول ۴ و ۵ است.

جدول ۴: مشخصات مصالح فولادی [۱۲].

مدول الاستیسیته	ضریب پواسون	تنش نهایی	تنش تسلیم	وزن واحد حجم
E (GPa)	ν	Fu (MPa)	Fy (MPa)	kg/m ³
۲۱۰	۰/۳	۴۲۳	۲۸۰	۷۸۵۰

جدول ۵: مشخصات مصالح بتنی [۱۲].

مدول الاستیسیته	مقاومت فشاری بتن	ضریب پواسون (بدون واحد)	وزن واحد حجم	جرم مخصوص
GPa	MPa		Kg/m ³	Kgf-s ² /m ⁴
۲۱	۲۵	۰/۲	۲۴۰۰	۲۴۰

۳-۳ شاخص آسیب و سطوح آسیب

برای بررسی آسیب پذیری سازه‌ها لازم است که یک شاخص آسیب در نظر گرفته شود. در اینجا جابجایی جانبی نسبی طبقات (DRIFT) به عنوان شاخص آسیب در نظر گرفته شده است؛ یعنی حالات مختلف خرابی از روی مقدار DRIFT تعریف و بررسی می‌شود. علاوه بر این باید یک سری حالات خرابی تعیین و تعریف شود تا مدل‌های مورد بررسی بر اساس رسیدن به این حدود خرابی، از لحاظ آسیب پذیری لرزه‌ای بررسی شوند در جدول ۶ معیارهای پذیرش HAZUS آورده شده است.

جدول ۶: معیار پذیرش HAZUS [۱۶]

Level High-Code Seismic Design				
	آسیب دیدگی جزئی	آسیب دیدگی متوسط	آسیب دیدگی گسترده	آسیب دیدگی کلی
سازه فلزی مهاربندی شده کوتاه مرتبه	۰/۰۰۵۰	۰/۰۱۰۰	۰/۰۳۰۰	۰/۰۸۰۰
سازه فلزی مهاربندی شده میان مرتبه	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۶۷	۰/۰۲۰۰	۰/۰۵۳۳
سازه فلزی مهاربندی شده بلند مرتبه	۰/۰۰۲۵	۰/۰۰۵۰	۰/۰۱۵۰	۰/۰۴۰۰
Design Level Moderate Code Seismic				
	آسیب دیدگی جزئی	آسیب دیدگی متوسط	آسیب دیدگی گسترده	آسیب دیدگی کلی
سازه فلزی مهاربندی شده کوتاه مرتبه	۰/۰۰۵۰	۰/۰۰۸۷	۰/۰۲۳۳	۰/۰۶۰۰
سازه فلزی مهاربندی شده میان مرتبه	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۵۸	۰/۰۱۵۶	۰/۰۴۰۰
سازه فلزی مهاربندی شده بلند مرتبه	۰/۰۰۲۵	۰/۰۰۴۳	۰/۰۱۱۷	۰/۰۳۰۰
Low-Code Seismic Design Level				
	آسیب دیدگی جزئی	آسیب دیدگی متوسط	آسیب دیدگی گسترده	آسیب دیدگی کلی
سازه فلزی مهاربندی شده کوتاه مرتبه	۰/۰۰۵۰	۰/۰۰۸۰	۰/۰۲۰۰	۰/۰۵۰۰
سازه فلزی مهاربندی شده میان مرتبه	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۵۳	۰/۰۱۳۳	۰/۰۳۳۳
سازه فلزی مهاربندی شده بلند مرتبه	۰/۰۰۲۵	۰/۰۰۴۰	۰/۰۱۰۰	۰/۰۲۵۰

۴- بررسی نتایج

در این بخش پس از تحلیل تاریخچه زمانی افزایش سازه‌های مورد نظر و بدست آوردن شتاب پاسخ سازه متناظر با مقادیر حدی جابجایی نسبی مجاز، منحنی‌های شکنندگی سازه برای حالت بدون سیستم مهاربند کمانش تاب و میراگر و سازه با این سیستم مورد ارزیابی قرار گرفته است.

• سازه ۳ طبقه

در جداول ۷ و ۸ مقادیر PGA متناظر با مقادیر حالت حدی جابجایی نسبی برای رکوردهای زلزله مختلف آورده شده است.

جدول ۷: حالات حدی جابجایی نسبی در سازه ۳ طبقه با PGA متناظر تحت رکوردهای مختلف

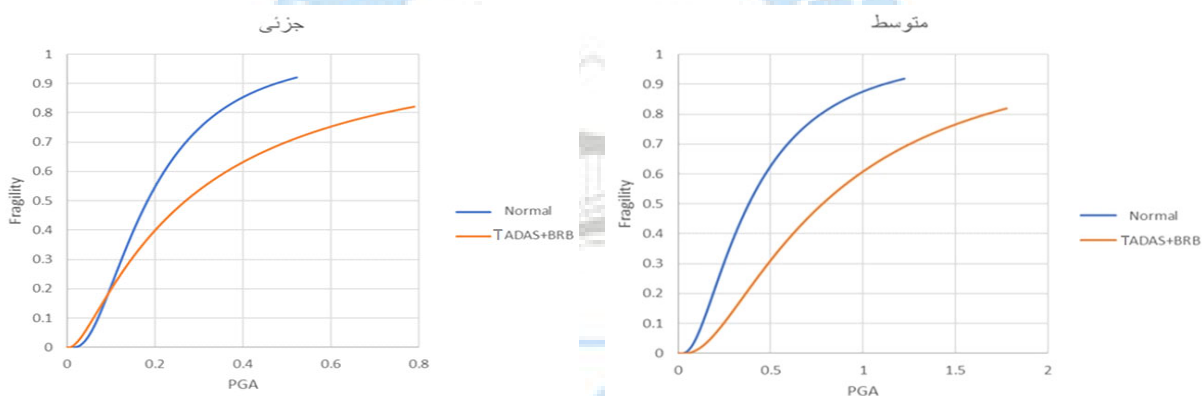
	کلی	گسترده	متوسط	جزئی
جابجایی نسبی مجاز	0.080	0.030	0.012	0.006
مقادیر PGA رکوردهای زلزله، متناظر جابجایی نسبی مجاز مقادیر حالات حدی رکورد زلزله				
Series1	1.910	0.854	0.279	0.135
Series2	4.660	2.227	1.132	0.466
Series3	4.441	2.090	1.083	0.431
Series4	1.731	0.689	0.236	0.116
Series5	1.308	0.385	0.146	0.073

Series6	0.083	0.167	0.457	1.485
---------	-------	-------	-------	-------

جدول ۸: حالات حدی جابجایی نسبی در سازه ۳ طبقه مهاربندی شده با PGA متناظر طبقه تحت رکوردهای مختلف

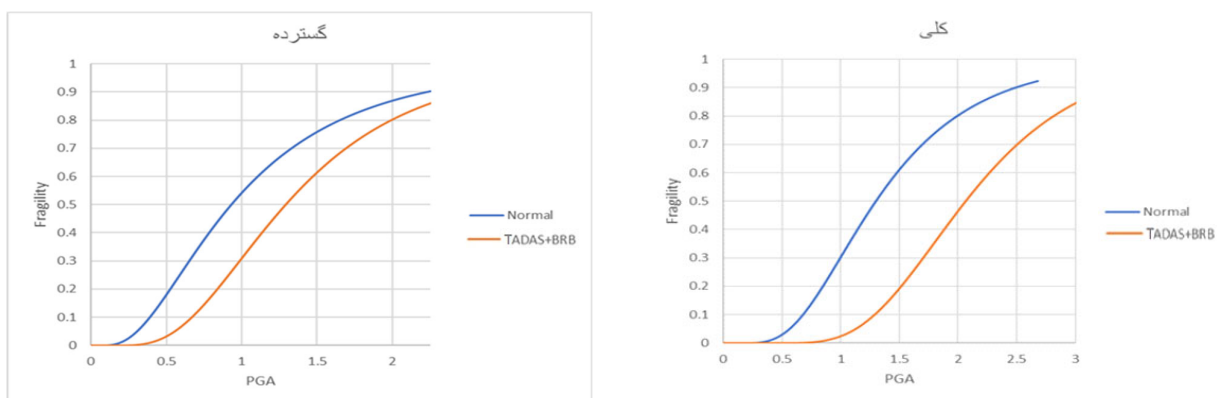
	جزئی	متوسط	گسترده	کلی
جابجایی نسبی مجاز	0.006	0.012	0.030	0.080
رکورد زلزله	مقادیر PGA رکوردهای زلزله، متناظر جابجایی نسبی مجاز مقادیر حالات حدی			
Series1	0.582	1.180	1.426	1.719
Series2	1.479	1.320	1.772	2.563
Series3	1.134	1.349	1.577	2.043
Series4	1.477	1.675	2.242	3.816
Series5	0.050	0.100	0.480	1.257
Series6	0.059	0.141	0.607	1.307

در شکل ۴ حالات شکست سازه ۳ طبقه مهاربندی شده در حالات جزئی، متوسط، گسترده و کلی می‌باشد که نشان می‌دهد منحنی شکنندگی سازه مهاربندی شده (TADAS+BRB) و سازه معمولی در شروع کار مماس بر خط افقی و تقریباً برابر با صفر می‌باشند و رفتاری نسبتاً یکسان نسبت بهم دارند ولی با افزایش PGA پایین تر از سازه معمولی قرار می‌گیرد که این نشان از افزایش ظرفیت شکست و افزایش تاب‌آوری سازه نسبت به سازه معمولی می‌باشد. رفتار منحنی‌ها نشان می‌دهد که برای سازه کوتاه اثر مهاربند بیشتر است.



ب: منحنی شکنندگی سازه ۳ طبقه برای حالت حدی خرابی جزئی

الف: منحنی شکنندگی سازه ۳ طبقه برای حالت حدی خرابی متوسط



پ: منحنی شکنندگی سازه ۳ طبقه برای حالت حدی خرابی کلی

ت: منحنی شکنندگی سازه ۳ طبقه برای حالت حدی خرابی گسترده

شکل ۴: منحنی شکنندگی سازه ۳ طبقه دارای ترکیب مهاربندی شده

در جدول ۹ میزان PGA برای چهار حالت فروریزش در احتمال فروریزش در درصدهای مختلف خرابی و چهار حالت فروریزش در سازه ۳ طبقه آورده شده است.

جدول ۹: مقایسه فروریزش در سازه ۳ طبقه

میزان اختلاف (%)	مقدار PGA		حالت فروریزش	احتمال فروریزش (%)
	سازه با BRB+TADAS	سازه اولیه		
۴۸	۰/۲۷	۰/۱۸	جزئی	۵۰
۷۲	۰/۷۷	۰/۳۸	متوسط	
۳۶	۱/۳	۰/۹۱	گسترده	
۷۴	۲/۰۶	۱/۱۶	کلی	
۸۳	۰/۷۵	۰/۳۳	جزئی	۸۰
۷۸	۱/۶۶	۰/۷۶	متوسط	
۸۴	۲/۰۰	۱/۶۱	گسترده	
۴۶	۲/۸۱	۱/۷۵	کلی	

• سازه ۵ طبقه

در جداول ۱۰ و ۱۱ مقادیر PGA متناظر با مقادیر حالت حدی جابجایی نسبی برای رکوردهای زلزله مختلف آورده شده است.

جدول ۱۰: حالات حدی جابجایی نسبی در سازه ۵ طبقه با PGA متناظر تحت رکوردهای مختلف

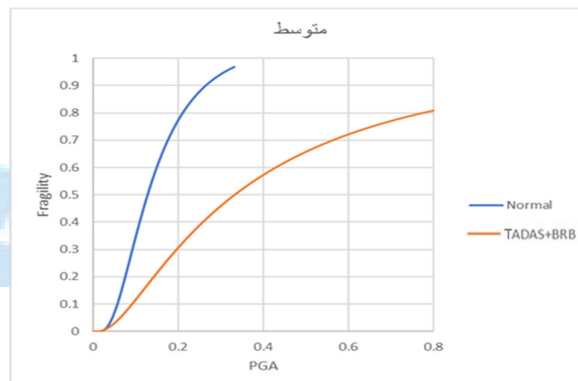
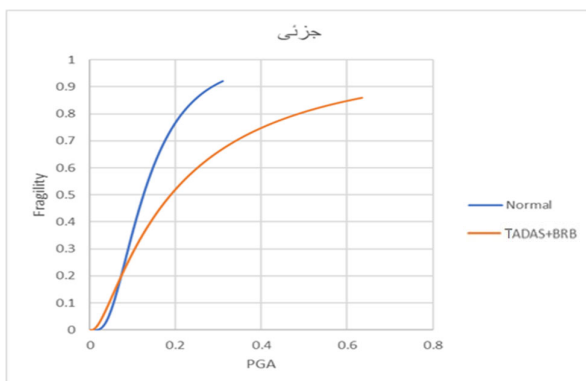
	کلی	گسترده	متوسط	جزئی
جابجایی نسبی مجاز	0.053	0.020	0.008	0.004
مقادیر PGA رکوردهای زلزله، متناظر جابجایی نسبی مجاز مقادیر حالات حدی رکورد زلزله				
Series1	1.316	0.536	0.188	0.094
Series2	2.273	1.300	0.554	0.246
Series3	2.227	1.278	0.516	0.232
Series4	1.258	0.442	0.163	0.081
Series5	1.045	0.297	0.115	0.057
Series6	1.089	0.315	0.121	0.060

جدول ۱۱: حالات حدی جابجایی نسبی در سازه ۵ مهاربندی شده طبقه با PGA متناظر تحت رکوردهای مختلف

	کلی	گسترده	متوسط	جزئی
جابجایی نسبی مجاز	0.053	0.020	0.008	0.004
مقادیر PGA رکوردهای زلزله، متناظر جابجایی نسبی مجاز مقادیر حالات حدی رکورد زلزله				
Series1	2.498	1.554	1.106	0.448
Series2	3.486	1.924	1.353	0.868
Series3	3.489	1.926	1.353	0.871

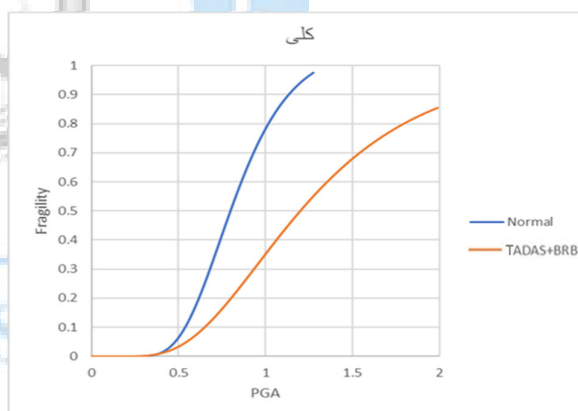
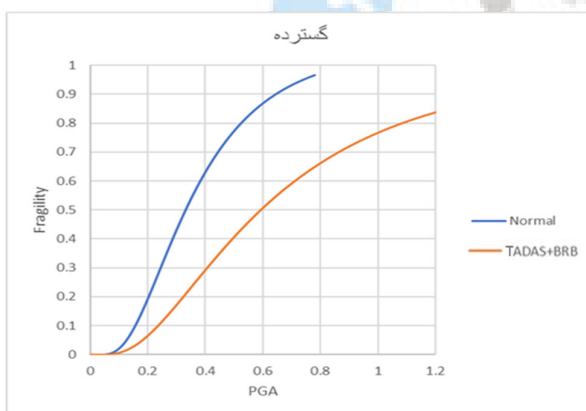
Series4	1.271	1.604	2.531	3.981
Series5	0.087	0.173	0.480	1.282
Series6	0.076	0.152	0.402	1.234

شکل ۵ مربوط به حالات شکست جزئی، متوسط، گسترده و کلی سازه ۵ طبقه مهاربندی شده می باشد که نشان می دهد منحنی های شکنندگی سازه مهاربندی شده (TADAS+BRB) ابتدا در بالاتر از سازه معمولی قرار دارد ولی با افزایش PGA به سمت راست و پایین تر از سازه معمولی مایل شده که این نشان دهنده افزایش ظرفیت فروریزش و افزایش تاب آوری سازه نسبت به سازه معمولی در مقادیر بیشتر PGA است. (جدول ۱۲)



ب: منحنی شکنندگی سازه ۵ طبقه برای حالت حدی خرابی جزئی

الف: منحنی شکنندگی سازه ۵ طبقه برای حالت حدی خرابی متوسط



ت: منحنی شکنندگی سازه ۵ طبقه برای حالت حدی خرابی گسترده

پ: منحنی شکنندگی سازه ۵ طبقه برای حالت حدی خرابی کلی

شکل ۵: منحنی شکنندگی سازه ۵ طبقه دارای ترکیب مهاربندی شده

جدول ۱۲: مقایسه فروریزش در سازه ۵ طبقه

میزان اختلاف (%)	مقدار PGA		حالت فروریزش	احتمال فروریزش (%)
	سازه با BRB+TADAS	سازه اولیه		
۱۵۰	۰/۸۹	۰/۱۴	جزئی	۵۰
۹۶	۰/۳۳	۰/۱۳	متوسط	
۶۵	۰/۵۹	۰/۳۱	گسترده	

۴۶	۱/۲	۰/۷۶	کلی	
۸۳	۰/۴۹	۰/۲۲	جزئی	۸۰
۱۱۶	۰/۷۷	۰/۳۳	متوسط	
۷۴	۱/۱	۰/۵۲	گسترده	
۵۸	۱/۷۹	۱	کلی	

• سازه ۱۰ طبقه

در جداول ۱۳ و ۱۴ مقادیر PGA متناظر با مقادیر حالت حدی جابجایی نسبی برای رکوردهای زلزله مختلف آورده شده است.

جدول ۱۳: حالات حدی جابجایی نسبی در سازه ۱۰ طبقه با PGA متناظر تحت رکوردهای مختلف

کلی	گسترده	متوسط	جزئی	
0.040	0.015	0.006	0.003	جابجایی نسبی مجاز
مقادیر PGA رکوردهای زلزله، متناظر جابجایی نسبی مجاز مقادیر حالات حدی رکورد زلزله				
Series1	0.633	0.217	0.108	1.378
Series2	1.673	0.863	0.356	2.635
Series3	1.428	0.729	0.316	2.504
Series4	1.714	0.903	0.363	2.656
Series5	0.291	0.113	0.056	1.031
Series6	0.427	0.159	0.079	1.249

جدول ۱۴: حالات حدی جابجایی نسبی در سازه ۱۰ مهاربندی شده طبقه تحت رکوردهای مختلف

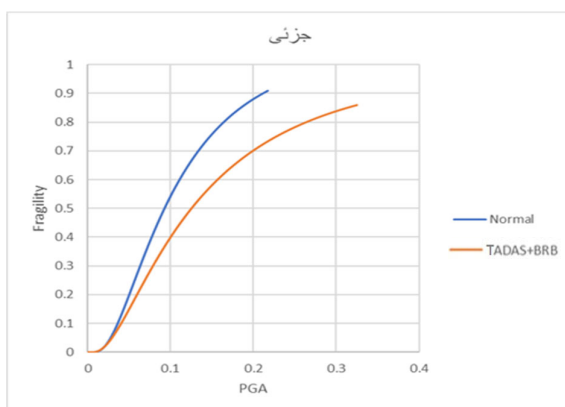
کلی	گسترده	متوسط	جزئی	
0.040	0.015	0.006	0.003	جابجایی نسبی مجاز
مقادیر PGA رکوردهای زلزله، متناظر جابجایی نسبی مجاز مقادیر حالات حدی رکورد زلزله				
Series1	1.563	0.521	0.244	1.997
Series2	3.058	2.216	0.581	3.373
Series3	2.155	1.264	0.650	3.011
Series4	1.935	1.077	0.427	2.815
Series5	0.302	0.116	0.058	1.057
Series6	0.635	0.218	0.108	1.379

شکل ۶ مربوط به شکست جزئی، متوسط، گسترده و کلی سازه ۱۰ طبقه مهاربندی شده می باشد که نشان می دهد منحنی های شکنندگی سازه مهاربندی شده (TADAS+BRB) به سمت راست و پایین تر از سازه معمولی مایل شده ولی نسبت به سازه های ۳ و ۵ طبقه نزدیک بهم می باشند. این نشان دهنده ظرفیت فروریزش و افزایش تاب آوری سازه نسبت به سازه معمولی نزدیک بهم می باشند ولی بصورت کلی با افزایش PGA اختلاف آنها زیاد می گردد. در جدول ۱۵ میزان PGA برای چهار حالت فروریزش در احتمال فروریزش در درصدهای مختلف خرابی و چهار حالت فروریزش در سازه ۱۰ طبقه آورده شده است. سازه های میان مرتبه تاثیر میراگر تسلیم شونده در رفتار را دارند.

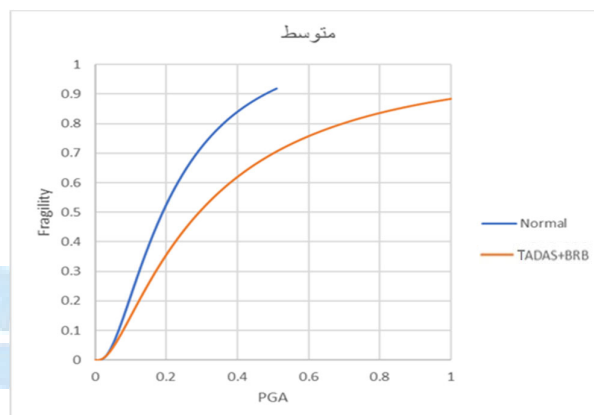
جدول ۱۵: مقایسه فروریزش در سازه ۱۰ طبقه

احتمال فروریزش (%)	مقدار PGA		حالت فروریزش	احتمال فروریزش (%)
	سازه BRB+TADAS	سازه اولیه		
۳۷	۰/۱۲	۰/۱۲	جزئی	
۴۴	۰/۲۹	۰/۲۲	متوسط	

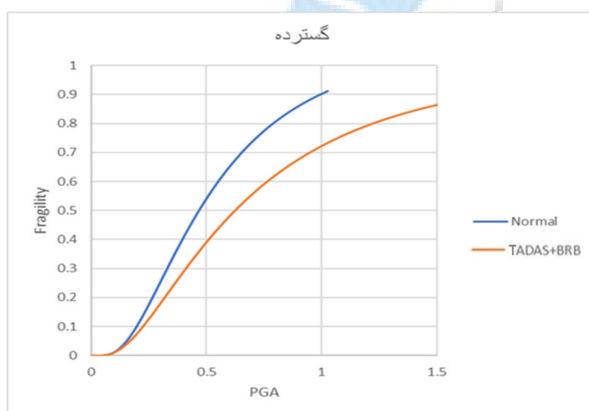
۳۹	۰/۶۳	۰/۴۶	گسترده	۵۰
۱۵	۱/۰۴	۰/۹۲	کلی	
۴۵	۰/۳۶	۰/۱۹	جزئی	۸۰
۶۰	۰/۶۹	۰/۳۹	متوسط	
۴۵	۱/۲۲	۰/۷۸	گسترده	
۱۷	۱/۵	۱/۲۵	کلی	



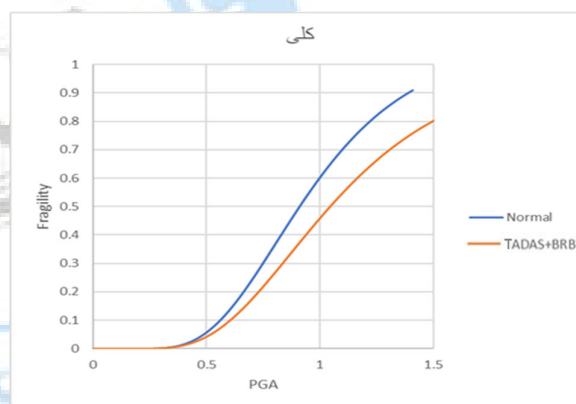
ب: منحنی شکنندگی سازه ۱۰ طبقه برای حالت حدی خرابی جزئی



الف: منحنی شکنندگی سازه ۱۰ طبقه برای حالت حدی خرابی متوسط



ت: منحنی شکنندگی سازه ۱۰ طبقه برای حالت حدی خرابی گسترده



پ: منحنی شکنندگی سازه ۱۰ طبقه برای حالت حدی خرابی کلی

شکل ۶: منحنی شکنندگی سازه ۱۰ طبقه دارای ترکیب مهاربندی شده

• سازه ۱۵ طبقه

در جداول ۱۶، ۱۷ و ۱۸ مقادیر PGA متناظر با مقادیر حالت حدی جابجایی نسبی برای رکوردهای زلزله مختلف آورده شده است.

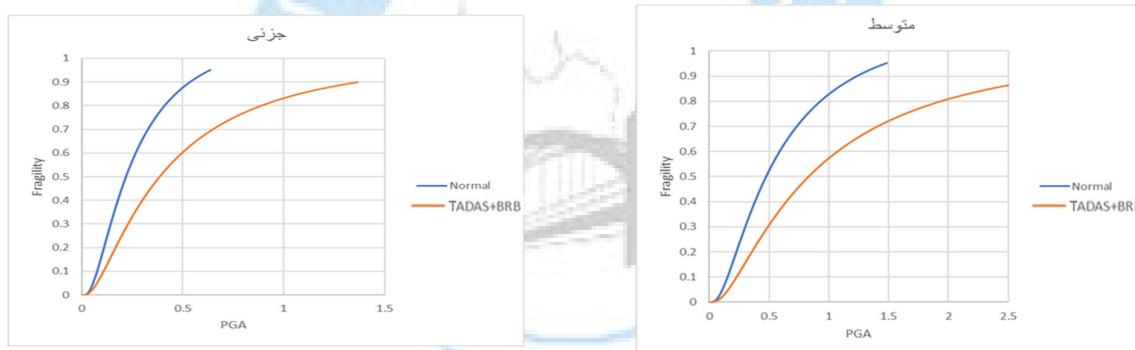
جدول ۱۶: حالات حدی جابجایی نسبی در سازه ۱۵ طبقه با PGA متناظر تحت رکوردهای مختلف

کلی	گسترده	متوسط	جزئی
۰.۰۴۰	۰.۰۱۵	۰.۰۰۶	۰.۰۰۳
جابجایی نسبی مجاز			

مقادیر PGA رکوردهای زلزله، متناظر جابجایی نسبی مجاز مقادیر حالات حدی	رکورد زلزله:	Series1	Series2	Series3	Series4	Series5	Series6
	0.162	0.339	1.093	2.019			
	0.530	1.207	2.058	2.901			
	0.466	1.131	2.008	2.848			
	0.346	0.800	1.609	2.600			
	0.055	0.110	0.284	1.015			
	0.083	0.167	0.455	1.267			

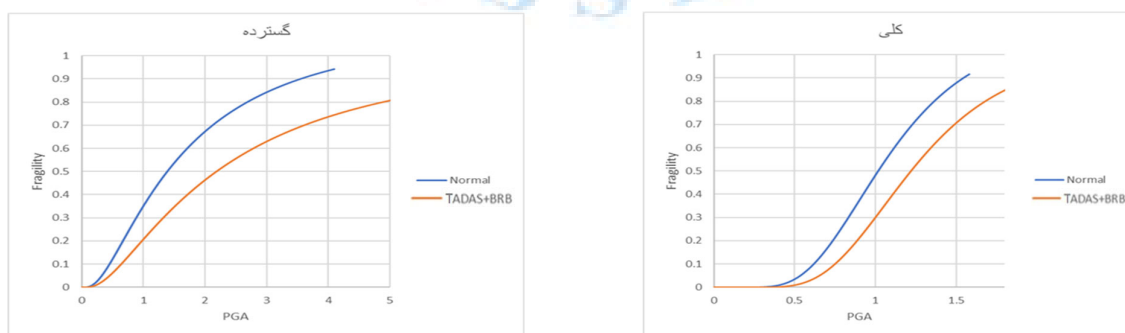
جدول ۱۷: حالات حدی جابجایی نسبی در سازه ۱۵ مهاربندی شده طبقه با PGA متناظر تحت رکوردهای مختلف

کلی	گسترده	متوسط	جزئی	جابجایی نسبی مجاز			
0.040	0.015	0.006	0.003	جابجایی نسبی مجاز			
مقادیر PGA رکوردهای زلزله، متناظر جابجایی نسبی مجاز مقادیر حالات حدی	رکورد زلزله	Series1	Series2	Series3	Series4	Series5	Series6
2.803	1.900	1.056	0.412	0.412	0.412	0.412	0.412
3.695	2.804	1.993	1.241	1.241	1.241	1.241	1.241
3.284	2.342	1.361	0.911	0.911	0.911	0.911	0.911
2.940	2.095	1.229	0.578	0.578	0.578	0.578	0.578
1.292	0.495	0.177	0.089	0.089	0.089	0.089	0.089
1.657	0.762	0.259	0.127	0.127	0.127	0.127	0.127



ب: منحنی شکنندگی سازه ۱۵ طبقه برای حالت حدی خرابی جزئی

الف: منحنی شکنندگی سازه ۱۵ طبقه برای حالت حدی خرابی متوسط



ت: منحنی شکنندگی سازه ۱۵ طبقه برای حالت حدی خرابی گسترده

پ: منحنی شکنندگی سازه ۱۵ طبقه برای حالت حدی خرابی کلی

شکل ۷: منحنی شکنندگی سازه ۱۵ طبقه دارای ترکیب مهاربندی شده

شکل ۷ مربوط به شکست جزئی، متوسط، گسترده و کلی سازه ۱۵ طبقه مهاربندی شده می‌باشد که نشان می‌دهد منحنی‌های شکنندگی سازه مهاربندی شده (TADAS+BRB) به سمت راست و پایین تر از سازه معمولی مایل شده ولی نسبت به سازه های ۳ و ۵ و حتی ۱۰ طبقه نزدیک بهم می‌باشند. این نشان دهنده ظرفیت فروریزش و افزایش تاب‌آوری سازه می‌باشد که نسبت به سازه معمولی کمتر می‌باشد ولی بصورت کلی با افزایش PGA اختلاف آنها زیاد می‌گردد. در جدول ۱۷ میزان PGA برای چهار حالت فروریزش در احتمال فروریزش در درصدهای مختلف خرابی و چهار حالت فروریزش در سازه ۱۵ طبقه آورده شده است.

جدول ۱۸: مقایسه فروریزش در سازه ۱۵ طبقه

میزان اختلاف (%)	مقدار PGA		حالت فروریزش	احتمال فروریزش (%)
	سازه با BRB+TADAS	سازه اولیه		
۵۷	۰/۳۹	۰/۲۵	جزئی	۵۰
۵۵	۰/۸۲	۰/۴۸	متوسط	
۵۴	۲/۱۹	۱/۳	گسترده	
۱۷	۱/۲۲	۱/۱	کلی	
۴۷	۰/۹۰	۰/۴۲	جزئی	۸۰
۶۳	۱/۹۵	۱/۲	متوسط	
۵۷	۵	۲/۷	گسترده	
۱۷	۱/۶۹	۱/۴۲	کلی	

• سازه ۲۰ طبقه

در جداول ۱۹ و ۲۰ مقادیر PGA متناظر با مقادیر حالت حدی جابجایی نسبی برای رکوردهای زلزله مختلف آورده شده است.

جدول ۱۹: حالات حدی جابجایی نسبی در سازه ۲۰ طبقه با PGA متناظر تحت رکوردهای مختلف

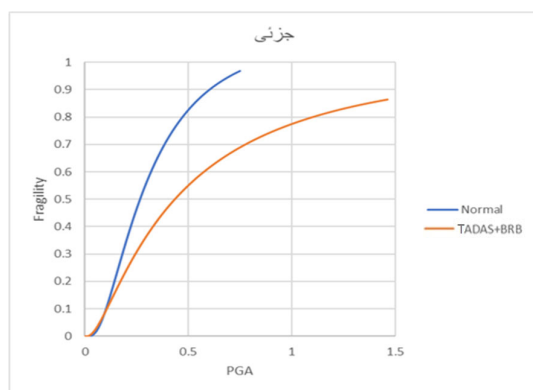
	کلی	گسترده	متوسط	جزئی
جابجایی نسبی مجاز	0.040	0.015	0.006	0.003
مقادیر PGA رکوردهای زلزله، متناظر جابجایی نسبی مجاز مقادیر حالات حدی رکورد زلزله				
Series1	2.199	1.265	0.493	0.223
Series2	2.978	2.131	1.250	0.622
Series3	2.912	2.069	1.213	0.544
Series4	2.536	1.489	0.753	0.326
Series5	1.278	0.474	0.172	0.086
Series6	1.294	0.500	0.179	0.089

جدول ۲۰: حالات حدی جابجایی نسبی در سازه ۲۰ طبقه مهاربندی شده با PGA متناظر تحت رکوردهای مختلف

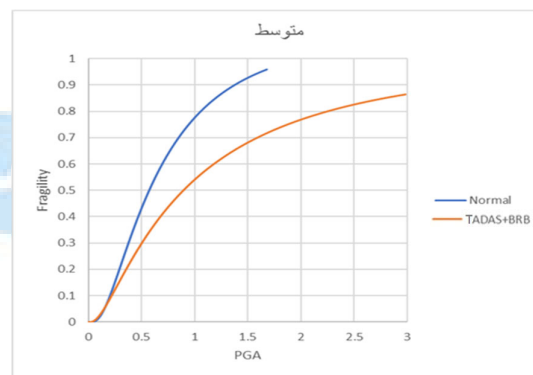
	کلی	گسترده	متوسط	جزئی
جابجایی نسبی مجاز	0.040	0.015	0.006	0.003
رکورد زلزله				
Series1	2.610	1.627	0.819	0.349
Series2	3.292	2.355	1.368	0.982
Series3	3.500	2.629	1.809	1.187

Series4	1.266	2.031	2.837	3.854
Series5	0.080	0.160	0.430	1.251
Series6	0.141	0.291	0.944	1.859

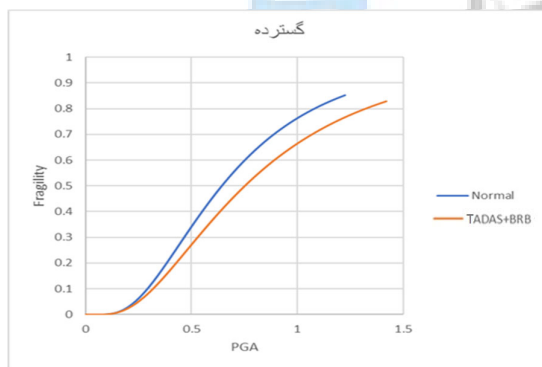
شکل ۸ مربوط به شکست جزئی، متوسط، گسترده و کلی سازه ۲۰ طبقه مهاربندی شده می باشد که نشان می دهد در منحنی های شکنندگی سازه مهاربندی شده (TADAS+BRB) و سازه معمولی منطبق بر هم می باشند و رفتاری یکسان دارند ولی به مرور و با افزایش PGA به سمت راست و پایین تر از سازه معمولی مایل شده ولی نسبت به سازه های ۳ و ۵ و حتی ۱۰ طبقه نزدیک بهم می باشند. این نشان دهنده ظرفیت فروریزش و افزایش تاب آوری سازه می باشد که نسبت به سازه معمولی کمتر می باشد ولی بصورت کلی با افزایش PGA اختلاف آنها زیاد می گردد.



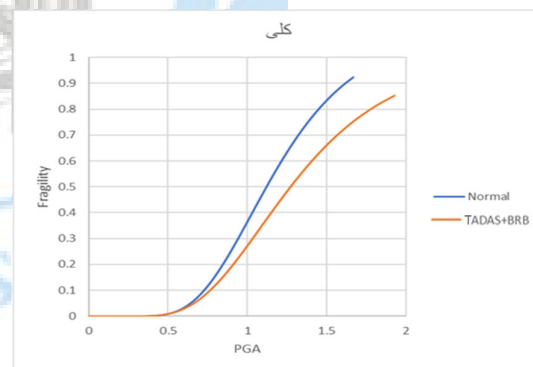
ب: منحنی شکنندگی سازه ۲۰ طبقه برای حالت حدی خرابی جزئی



الف: منحنی شکنندگی سازه ۲۰ طبقه برای حالت حدی خرابی متوسط



ت: منحنی شکنندگی سازه ۳ طبقه برای حالت حدی خرابی گسترده



ب: منحنی شکنندگی سازه ۲۰ طبقه برای حالت حدی خرابی کلی

شکل ۸: منحنی شکنندگی سازه ۲۰ طبقه دارای ترکیب مهاربندی شده

در جدول ۲۱ میزان PGA برای چهار حالت فروریزش در احتمال فروریزش در درصدهای مختلف خرابی و چهار حالت فروریزش در سازه ۲۰ طبقه آورده شده است.

میزان اختلاف (%)	مقدار PGA		حالت فروریزش	احتمال فروریزش (%)
	سازه BRB+TADAS	سازه اولیه		
۵۴	۰/۴۳	۰/۳	جزئی	

مقایسه	۵۱	۰/۸۹	۰/۵۵	متوسط	۵۰	جدول ۲۱: فروریزش در
	۲۶	۰/۷۵	۲/۶	گسترده		
سازه ۲۰ طبقه	۱۷	۱/۳۷	۱/۱۱	کلی		
	۷۷	۱/۱۲	۰/۵	جزئی	۸۰	
	۷۰	۲/۲۶	۱/۱	متوسط		
	۳۰	۱/۳۲	۱/۱	گسترده		
	۱۹	۱/۷۷	۱/۶	کلی		

مقادر مندرج در جدول ۲۱ نشان می‌دهد که سیستم مهاربند ترکیبی باعث بهبود رفتار سازه شده است.

۵- نتیجه گیری

در طراحی لرزه‌ای، سازه باید ضمن تحمل آسیب‌های احتمالی از پایداری و یکپارچگی کلی برخوردار باشد. در زمان وقوع زمین لرزه بیشترین آسیب‌هایی که به سازه وارد می‌شوند، آسیب به اعضای غیرسازه‌ای است. در این پژوهش دو سازه فولادی با تعداد طبقات ۳، ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه مدل‌سازی شدند. ساختمان‌های مورد مطالعه دارای سه دهانه در جهت Y و پنج دهانه در جهت X هستند. عرض دهانه‌ها در هر دو جهت ۴/۵ متر و ارتفاع طبقات ثابت و برابر ۳ متر است. برای بررسی تاثیر استفاده همزمان از مهاربند کمانش‌تاب و میراگر تسلیم شونده بر منحنی‌های شکنندگی سازه، منحنی‌های شکنندگی برای سازه با این سیستم با سازه اولیه مقایسه گردید که نتایج زیر حاصل شده است.

در سازه سه طبقه با سیستم مهاربند ترکیبی نسبت به سازه اولیه میزان ظرفیت فروریزش برای حالت ۵۰٪ در حالت‌های حدی جزئی، متوسط، گسترده و کلی به ترتیب ۴۸، ۷۲، ۳۶ و ۷۴ درصد افزایش یافته است که این مقادیر افزایش برای حالت فروریزش ۸۰٪ به ترتیب ۸۳، ۷۸، ۸۴، ۴۶ درصد است.

در سازه ۵ طبقه در حالت جزئی، متوسط، گسترده و کلی به ترتیب ۶۵، ۹۶، ۱۵۰ و ۴۶ درصد در حالت فروریزش ۵۰٪ ظرفیت فروریزش سازه با مهاربند ترکیبی افزایش پیدا کرده است در حالی که برای حالت فروریزش ۸۰٪ این مقادیر افزایش به ترتیب ۸۳، ۱۱۶، ۷۴، ۵۸ درصد می‌باشد.

مقادیر ۳۷، ۴۴، ۳۹ و ۱۵ درصد افزایش ظرفیت در حالت جزئی، متوسط، گسترده و کلی در حالت فروریزش ۵۰٪ برای سازه ۱۰ طبقه با مهاربند ترکیبی مورد ارزیابی حاصل شده است و این مقادیر افزایش برای حالت فروریزش ۸۰٪ به ترتیب ۴۵، ۶۰، ۴۵ و ۱۷ درصد است.

در سازه ۱۵ طبقه در حالت جزئی، متوسط، گسترده و کلی به ترتیب ۵۴، ۵۵، ۵۷ و ۱۷ درصد در حالت فروریزش ۵۰٪ ظرفیت فروریزش سازه با مهاربند ترکیبی افزایش پیدا کرده است. در حالیکه در حالت جزئی، متوسط، گسترده و کلی برای حالت فروریزش ۸۰٪ به ترتیب ۴۷، ۶۳، ۵۷ و ۱۷ درصد در ظرفیت فروریزش سازه با مهاربند ترکیبی افزایش پیدا کرده است.

در سازه ۲۰ طبقه با سیستم مهاربند ترکیبی نسبت به سازه اولیه میزان ظرفیت فروریزش برای حالت ۵۰٪ در حالت‌های حدی جزئی، متوسط، گسترده و کلی به ترتیب ۵۴، ۵۱، ۲۶ و ۱۷ درصد افزایش یافته است که این مقادیر افزایش برای حالت فروریزش ۸۰٪ به ترتیب ۷۷، ۷۰، ۳۰، ۱۹ درصد است.

با توجه به نتایج ارائه شده در این بخش می‌توان نتیجه گرفت که در تمام سازه‌های مورد بررسی استفاده از سیستم ترکیبی میراگر تسلیمی و مهاربند کمانش‌تاب باعث افزایش ظرفیت فروریزش شده است. هر چند میزان تاثیر برای ساختمانهای ۳ و ۵ طبقه بیشتر بوده است.

در ادامه به محدودیتهای این پژوهش اشاره می‌شود و پیشنهاداتی برای ادامه‌ی کار طرح می‌گردد

با توجه به اینکه از زلزله‌های گسل نزدیک استفاده نشده است می‌توان تاثیر زلزله گسل نزدیک و گسل دور را با تعداد بیشتر رکوردهای زلزله مورد ارزیابی قرار داد.

مراجع

- [1] Zhang, C. Zong, S. Sui, Z. and Guo, X. (2023). Seismic performance of steel braced frames with innovative assembled self-centering buckling restrained braces with variable post-yield stiffness. *Journal of Building Engineering*, Vol. 64, No.7.
- [2] Guo, Y.-L. Zhang, B.-H. Zhu, B.-L. Zhou, P. Zhang, Y.-H. and Tong, J.-Z. (2017). Theoretical and experimental studies of battened buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, Vol. 136, 312-328.
- [3] Tan, Q. Wu, B. Shi, P. Xu, G. Wang, Z. Sun, J. and Lehman, D.E. (2021). Experimental performance of a full-scale spatial rc frame with buckling-restrained braces subjected to bidirectional loading. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 147, No. 3.
- [4] Wu, B. Tan, Q. Shi, P. Wang, Z. Xu, G. Sun, J. and Lehman, D.E. (2021). Substructure modeling and loading-control techniques for the test of a full-scale spatial rc frame with buckling-restrained braces subjected to bidirectional loading. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 147, No. 9, 04021136.
- [5] Gholhaki, M. Pachideh, G. Lashkari, R. and Rezaifar, O. (2024). Behaviour of buckling-restrained brace equipped with steel and polyamide casing. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, Vol. 174, No. 8 , 694-705.
- [6] Zhang, S. Guan, Z. Zhou, L. Ye, A. and Alam, M.S. (2024). Theoretical nonlinear force-displacement constitutive model of triangular-plate steel damper. *Structures*, Vol.12.
- [7] Cheraghi, K. Roudsari, M.T. Kiasat, S. and Esfandiari, J. (2024). Numerical and analytical study of the cyclic behavior of adas damper and the effect of axial force on its behavior. *Journal of earthquake engineering*, Vol.5.
- [8] Behnamfar, F. and Almohammad-albakkar, M. (2023). Development of steel yielding seismic dampers used to improve seismic performance of structures: A comprehensive review. *International Journal of Engineering*, Vol.23, No. 4
- [9] Gholhaki, M. and Pachideh, G. (2015). Investigating of damage indexes results due to presence of shear wall in building with various stories and spans. *Int J Rev Life Sci*, Vol. 5, No. 1, 992-997.
- [10] Khosravikhork, A. Gholhaki, M. Rezaifar, O. and Pachideh, G. (2023). Effect of ni-ti shape memory alloy on ductility and response modification factor of spsw systems. *Steel and Composite Structures*, Vol. 48, No. 3, 353-365.
- [11] Pachideh, G. Gholhaki, M. and Kafi, M. (2020). Experimental and numerical evaluation of an innovative diamond-scheme bracing system equipped with a yielding damper. *Steel and Composite Structures*, Vol. 36, No. 2, 197-211.
- [12] Pachideh, G. Kafi, M. and Gholhaki, M. (2020) Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipater. *in Structures, Elsevier* .Vol. 28, No. Issue1, 467-481.
- [13] Olia, S.S. and Saffari, H. (2024). A novel slit damper configuration to enhance ductility and seismic behavior of concentrically braced frames, *Structures*, Vol.32, No.,.6.
- [14] Ke, K. Chen, Y. Zhou, X. Yam, M.C .and Hu, S. (2023). Experimental and numerical study of a brace-type hybrid damper with steel slit plates enhanced by friction mechanism. *Thin-Walled Structures*, Vol. 182, No., 110249.
- [15] Golmoghany, M.Z. and Zahrai, S.M. (2021). Improving seismic behavior using a hybrid control system of friction damper and vertical shear panel in series. *in Structures, Elsevier*. Vol. 31, No. Issue, 369-379.
- [16] Chang, H.-Y. and Chiu, C. (2011). Performance assessment of buckling restrained braces. *Procedia Engineering*, Vol. 14, No., 2187-2195.
- [17] De Risi, R. Goda, K. and Tesfamariam, S. (2019). Multi-dimensional damage measure for seismic reliability analysis. *Structural safety*, Vol. 78, 1-11.
- [18] Ramirez, C.M. Lignos, D.G. Miranda, E. and Kolios, D. (2012). Fragility functions for pre-northridge welded steel moment-resisting beam-to-column connections. *Engineering Structures*, Vol. 45, 574-584.
- [19] Li, T. Men, J. Zhang, Q. Li, J. and Huang, C.-H.(2024). Seismic fragility and resilience assessment of steel frame with replaceable t-stub connection components. *Engineering Structures*, Vol. 314, 118396.

- [20] Tajmalian, A. and Yazdiyan, Sh. (2019). Evaluation of seismic fragility of steel structures isolated with frictional pendulum separators under remote field earthquakes. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, Vol. 7, No. 295-114.
- [21] Dabiri, H. Faramarzi, A. Dall'Asta, A. Tondi, E. and Micozzi, F. (2022). A machine learning-based analysis for predicting fragility curve parameters of buildings. *Journal of Building Engineering*, Vol. 62, No., 105367.

