

Seismic Behavior Evaluation of Buckling-Restrained Braced Reinforced Concrete Intermediate Moment Frames

Nader Hoveidae¹, Mohammadreza Seify Asghshahr^{1*}, Saba Moslemi²

1- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran

2- MSc Student, Department of Civil Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran

ABSTRACT

Choosing the appropriate seismic resisting system is a necessity in the design of buildings in seismic-prone areas. Seismic design-related requirements are controlled by considering parameters such as displacement amplification, over-strength, and response factors. Due to the lack of these coefficients for a dual system of buckling-restrained braced intermediate reinforced concrete (RC) moment frame in the Iranian seismic code (2800 standard), the aim of this research is to investigate the seismic performance and calculate the mentioned parameters of 4, 10, and 15-story RC structures with the same bay length and with a mentioned dual system and to compare them with the intermediate RC moment frame system. Nonlinear modeling of the structures is done in OpenSees software. Results of the pushover analysis show an increase in the capacity of 4, 10, and 15-story structures with a double system by 10, 5, and 11%, respectively, compared to structures with a moment frame system. Results of the time history analysis indicate the reduction of average maximum and residual drift of the structures with the double system by 37 and 27%, respectively, compared to the structures with the moment frame system. The results of the incremental dynamic analysis also showed that the average acceleration bearing of the structures with the double system is 35% more than the structures with the moment frame system. Also, by examining the fragility curves for collapse damage state, it is clear that this type of bracing reduces the probability of failure of the structures. The obtained seismic parameters for the structures indicate that the ductility, over-strength, and response factors of the structures with the double system are 7, 25 and 36% respectively more than the structures with the moment frame system, and on average the response factor of 5 has been suggested for the buckling-restrained braced intermediate RC moment frames.

ARTICLE INFO

Receive Date: 30 December 2023

Revise Date: 12 March 2024

Accept Date: 18 April 2024

Keywords:

Reinforced Concrete Frame

Buckling-Restrained Brace

Pushover

Incremental Dynamic Analysis

Fragility Curve

Response Factor

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.431698.3304>

*Corresponding author: Mohammadreza Seify Asghshahr

Email address: m.seifi@azaruniv.ac.ir

ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن آرمه متوسط مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب

نادر هویدایی^۱، محمدرضا سیفی اسگ شهر^{۱*}، صبا مسلمی^۲

۱- دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران

۲- کارشناس ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران

چکیده

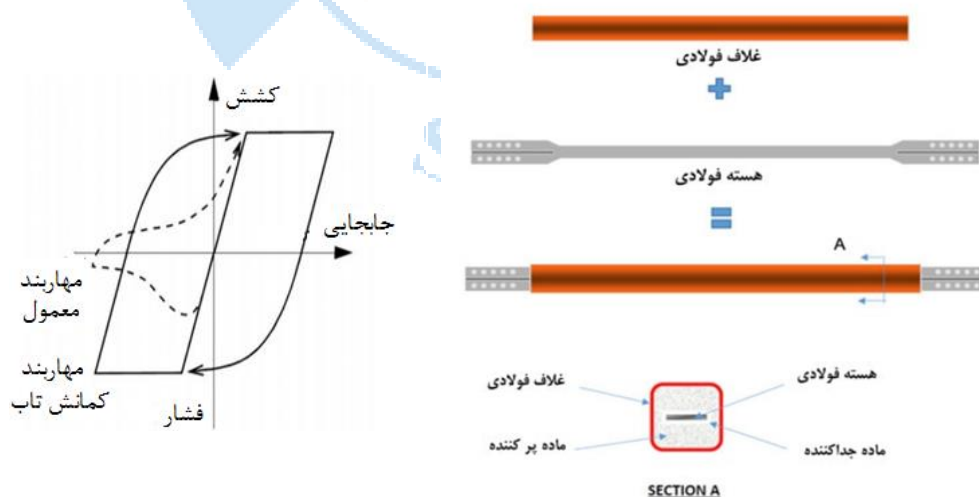
طراحی ساختمان‌های موجود در مناطق لرزه‌خیز، انتخاب سیستم مناسب جهت مقاومت در برابر نیروی زلزله را لازم دارد. الزامات مربوط به طراحی لرزه‌ای با در نظر گرفتن پارامترهایی مانند ضریب تشدید تغییر مکان، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار کنترل می‌شود. با توجه به عدم ارائه این ضرایب برای سیستم باربر جانبی دوگانه قاب خمشی بتن آرمه مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب در آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، هدف این پژوهش بررسی عملکرد لرزه‌ای و محاسبه پارامترهای اشاره شده برای سازه‌های بتن آرمه ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه با ابعاد دهانه یکسان و با سیستم دوگانه باربر جانبی قاب خمشی بتن آرمه متوسط به همراه مهاربند کمانش‌تاب، و مقایسه آنها با سیستم قاب خمشی متوسط بتن آرمه بدون مهاربند می‌باشد. مدل‌سازی غیرخطی سازه‌ها در نرم‌افزار OpenSees انجام شده است. نتایج تحلیل پوش‌آور نشان دهنده افزایش ظرفیت سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم دوگانه به ترتیب به مقدار ۱۰، ۵ و ۱۱ درصد نسبت به سازه‌ها با سیستم قاب خمشی است. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی مؤید کاهش میانگین دریافت بیشینه و پسماند سازه‌ها با سیستم دوگانه به ترتیب به مقدار ۳۷ و ۲۷ درصد نسبت به سازه‌ها با سیستم قاب خمشی است. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی نیز نشان داد که میانه ظرفیت تحمل شتاب سازه‌ها با سیستم دوگانه به صورت میانگین ۳۵ درصد بیشتر از سازه‌ها با سیستم قاب خمشی است. هم‌چنین با بررسی منحنی‌های شکنندگی برای سطح آسیب آستانه‌ی فروریزش مشخص شد که وجود این نوع مهاربند منجر به کاهش احتمال خرابی در سازه می‌شود. پارامترهای لرزه‌ای بدست آمده برای سازه‌ها دلالت بر آن داشتند که ضریب شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار سازه‌ها با سیستم دوگانه به ترتیب ۷، ۲۵ و ۳۶ درصد بیشتر از سازه‌ها با سیستم قاب خمشی بوده و به صورت متوسط ضریب رفتار ۵ برای قاب‌های خمشی بتن آرمه متوسط مجهز به مهاربند کمانش‌تاب پیشنهاد می‌شود.

کلمات کلیدی: قاب بتن آرمه، مهاربند کمانش‌تاب، پوش‌آور، تحلیل دینامیکی افزایشی، منحنی شکنندگی، ضریب رفتار.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2024.431698.3304	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2024.431698.3304	۱۴۰۳/۱۰/۳۰	۱۴۰۲/۱۰/۳۰	۱۴۰۲/۱۰/۳۰	۱۴۰۲/۱۲/۲۲	۱۴۰۲/۱۰/۰۹
محمدرضا سیفی اسگ شهر m.seifi@azaruniv.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

ضوابط طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله در طول سال‌های اخیر پیشرفت قابل توجهی داشته است. برخورد قدیمی و سنتی با طراحی سازه‌ها مبنی بر تأمین سختی و مقاومت جانبی جای خود را به برخورد مدرن داده است. در این رویکرد جدید، مکانیزم‌های جذب و اتلاف انرژی ورودی زلزله، نقش تعیین‌کننده‌ای را ایفا می‌نماید. سیستم‌های مختلفی در آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها برای تأمین شکل‌پذیری، سختی و مقاومت معرفی شده است، که این سیستم‌ها باید تحت اثر نیروی زلزله بصورت منسجم و یکپارچه عمل کنند. سیستم مهاربندی فولادی از دیرباز به عنوان یکی از سیستم‌های با عملکرد لرزه‌ای مناسب و نیز صرفه اقتصادی مورد توجه مهندسان، طراحان و پیمانکاران بوده است. این مهاربندها عمدتاً متشکل از اعضای محوری هستند و به سه صورت همگرا^۱ (CBF)، واگرا^۲ (EBF) و کمانش‌تاب^۳ (BRBF) به عنوان سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله به کار می‌روند. ضعف مهاربندهای فولادی متداول، اختلاف بین ظرفیت کششی و فشاری و زوال مقاومت و شکل‌پذیری تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای می‌باشد، در صورتی که مهاربندهای کمانش‌تاب علاوه بر اینکه دارای ظرفیت اتلاف انرژی بالایی هستند رفتار مقارنی در فشار و کشش از خود نشان می‌دهند [۱]. مهاربند کمانش‌تاب مطابق شکل ۱-الف به‌طور کلی شامل چهار بخش هسته، غلاف بتنی (فولادی)، ماده پرکننده و ماده جداکننده می‌باشد. هسته فولادی این مهاربند که اصلی‌ترین عنصر تشکیل‌دهنده آن است، بهتر است که از جنسی مانند فولاد نرمه با مقاومت پائین‌تری باشد تا در بارگذاری‌های رفت و برگشتی زلزله، تحت نیروهای کششی و فشاری جاری شده و به تسلیم برسد، در این صورت فرآیند اتلاف انرژی زلزله می‌تواند به خوبی صورت گیرد. غلاف پیرامونی عنصری است که در اطراف هسته قرار گرفته و هرگاه که هسته درگیر فشار شود می‌تواند با تکیه بر غلاف مانع از کمانش آن شود. ماده پرکننده بخشی است که در میان هسته و غلاف قرار گرفته و در مقابل کمانش مقاومت می‌کند؛ جنس این قسمت از مصالح مختلفی ساخته می‌شود که مهم‌ترین آن بتن است. نقش ماده جداکننده در مهاربند کمانش‌تاب جدا نمودن هسته از ماده پرکننده است تا هسته بتواند تحت نیروهای کششی و فشاری به‌طور مستقل حرکت کرده و تغییر شکل دهد، این آزادی حرکت منجر به وارد شدن هسته به مودهای ارتعاش بالاتر می‌گردد که در این صورت قابلیت جذب انرژی مهاربند را افزایش می‌دهد. رفتار مقارن مهاربندهای کمانش‌تاب در مقایسه با مهاربندهای معمول در شکل ۱-ب نشان داده شده است. استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب در سازه‌های مختلف سختی جانبی و مقاومت سازه را افزایش داده [۲] و با افزایش سختی مهاربند حداکثر جابجایی سازه‌ها کاهش می‌یابد [۳].



شکل ۱: (الف) اجزای تشکیل دهنده مهاربند کمانش‌تاب؛ (ب) مقایسه رفتار تحت بارگذاری چرخه‌ای در مهاربندهای معمولی و کمانش‌تاب [۱]

¹ Concentric Braced Frames

² Eccentric Braced Frames

³ Buckling Restrained Braced Frame

یکی دیگر از سیستم‌های باربر جانبی در کنار سیستم مهاربندی کمانش‌تاب، قاب خمشی بتن‌آرمه می‌باشد که متشکل از تیر و ستون‌های بتن درجا بوده و از مقاومت، سختی و شکل‌پذیری مطلوبی برخوردار است. این سیستم به عنوان یک سیستم متداول و رایج مقاوم در برابر زمین‌لرزه در سراسر دنیا مورد استفاده قرار گرفته است. مهاربندهای فولادی همگرا و واگرا به عنوان سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه مورد استفاده قرار گرفته‌اند. مقایسه استفاده از مهاربند فولادی همگرا و واگرا در قاب خمشی بتن‌آرمه نشان می‌دهد که مهاربند واگرا در سازه بتن‌آرمه برش پایه را تا ۷ برابر در مقایسه با اعمال مهاربند همگرا کاهش می‌دهد، هم‌چنین ظرفیت قاب خمشی بتن‌آرمه با اعمال مهاربندهای همگرا و واگرا به ترتیب به ۲/۳ و ۲ برابر افزایش می‌یابد و جابجایی بام در سازه بتن‌آرمه مجهز به مهاربند همگرا کمتر از سازه مجهز به مهاربند واگرا می‌باشد [۴].

مطالعات بسیاری پیرامون کاربرد مهاربند کمانش‌تاب با هسته‌های مختلف صورت گرفته که نتایج آن نشان می‌دهد استفاده از این مهاربندها با هسته کوتاه در یافت سازه را کاهش داده و در سطح زلزله طرح بیشترین شاخص خسارت بطور قابل توجهی کمتر از یک می‌باشد [۵]. با بکارگیری مهاربند کمانش‌تاب تمام فولادی با طول هسته کوتاه مقدار تغییر مکان نسبی حداکثر و تغییر مکان نسبی پسماند کاهش می‌یابد [۶]. نتایج تحلیل لرزهای حاصل از مهاربندهای کمانش‌تاب چندهسته‌ای که دارای بیش از یک جزء هسته‌ای با مواد مختلف فولادی از جمله فولاد با مقاومت تسلیم بالا و فولاد ضد زنگ با خواص سخت‌شدگی کرنش بالا است، نشان می‌دهد که در یافت پسماند در قاب‌های مهاربندی شده کمانش‌تاب چندهسته‌ای در مقایسه با قاب‌های مهاربندی شده کمانش‌تاب معمولی بطور قابل توجهی پایین‌تر است [۷]. در پژوهشی با بررسی اثرات فولاد هسته و فاصله هسته مهاربند از بدنه مهاربند کمانش‌تاب مشخص شد که در صورت استفاده از فولاد معمولی (ST37) در مقایسه با فولاد نرم شده در دمای ۱۰۰۰ درجه سانتی‌گراد به روش اونیل (ST37-n) در هسته مهاربند کمانش‌تاب مقاومت کششی و فشاری مهاربندها کاهش می‌یابد و هم‌چنین افزایش فاصله هسته تا بدنه مهاربندها در دو نوع فولاد مورد مطالعه سبب کاهش ظرفیت باربری مهاربندها و اتلاف انرژی حدود ۲۶ درصد در مهاربند با هسته فولادی معمولی و ۵۲ درصد در مهاربند با هسته فولاد نرم شده می‌شود. افزایش فاصله هسته تا پوشش مهاربند به بیش از ۲ میلی‌متر باعث از دست رفتن تقارن و ثبات رفتار پسماند مهاربند می‌شود [۸].

در مورد تأثیر استفاده از اتصالات مختلف تیر-ستون و پی‌کربندی متفاوت مهاربندهای کمانش‌تاب در سازه‌های مختلف تحقیقاتی انجام گرفته است که نتایج آن نشان می‌دهد برای قاب‌های فولادی مهاربندی شده کمانش‌تاب با اتصال صلب مفصلی باید ضریب کاهش پاسخ بیشتری در نظر گرفته شود؛ هم‌چنین برای دستیابی به عملکرد لرزهای بهتر در قاب‌های با مهاربند کمانش‌تاب اتصالات صلب و مهاربندها به صورت ضربدری و متناوب در طبقه در نظر گرفته شوند [۹]. استفاده از مهاربند کمانش‌تاب با پی‌کربندی k شکل در دهانه مرکزی سازه بتن‌آرمه ظرفیت حمل بار و ظرفیت اتلاف انرژی را به ترتیب تا ۸۰ و ۵۰ درصد بهبود می‌بخشد [۱۰]. در پژوهشی دیگر جهت بررسی عملکرد اتصالات قاب‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب، کو^۴ و همکاران [۱۱] قاب بتن‌آرمه با مهاربندهای کمانش‌تاب تک قطری به صورت زیگزاگی را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها نتیجه گرفتند که اتصال در نظر گرفته شده قابل اطمینان بوده و سهولت در طراحی را فراهم می‌آورد. کاربرد این نوع مهاربندها در سازه‌های فولادی باعث می‌شود سازه عملکرد مناسبی در پاسخ به نیروهای لرزهای داشته باشند [۱۲].

قاب‌های خمشی بتن‌آرمه جهت بهبود عملکرد لرزهای سازه‌ها در پروژه‌های ساختمانی متعددی اجرا شده است. نوع خطرپذیری مناطق مختلف لرزه‌ای، نوع سازه، شکل پلان و نوع خاک در تعیین ضریب رفتار این سازه‌ها موثر می‌باشد [۱۳]. مقاومت تسلیم، سختی الاستیک اولیه و ظرفیت اتلاف انرژی در سازه‌های قاب خمشی بتن‌آرمه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب بیشتر از مجموع سهم مهاربند کمانش‌تاب و قاب‌ها بصورت جداگانه است [۱۴]. تحقیقات پیشین نشان می‌دهند قاب‌های خمشی بتن‌آرمه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب ظرفیت شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بالایی نسبت به سایر سیستم‌ها دارند و می‌توانند به عنوان یکی از سیستم‌های با رفتار مناسب لرزهای مورد استفاده قرار می‌گیرد [۱۵]. هم‌چنین در این سازه‌ها بیشترین خسارت در این سازه‌ها کمانش‌تاب در طبقات ۱ تا ۳ متمرکز بوده و نیز کرنش پسماند هسته مهاربند تحت تحریکات زلزله نزدیک به گسل و تعداد چرخه‌ها تحت مدت زمان طولانی زلزله قابل توجه می‌باشد [۱۶].

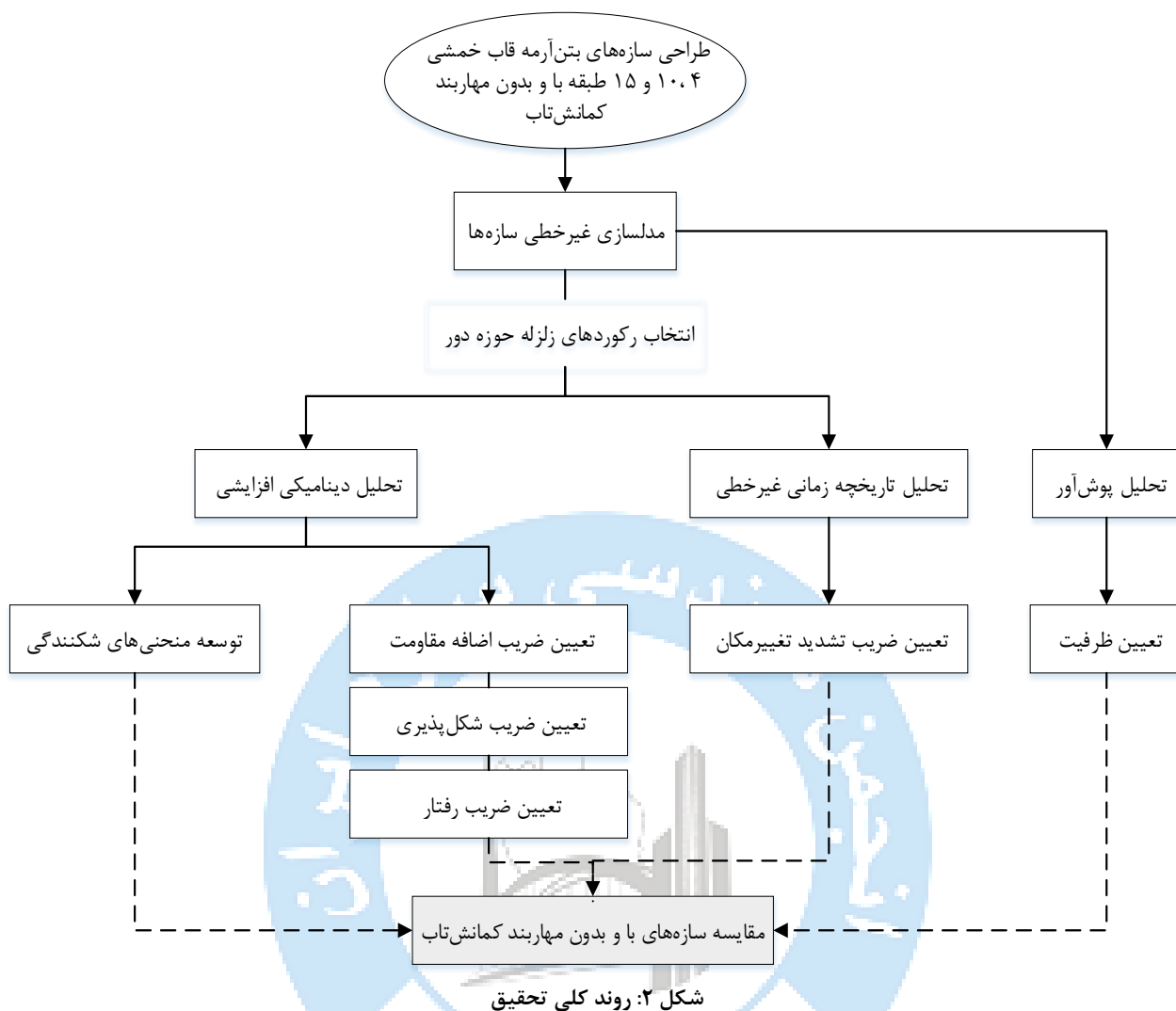
^۴ Qu

[۱]. آسیب مهاربند کمانش تاب تمام فولادی در سازه‌های بتنی از نوع خرابی کششی بوده و منحنی هیستریزس آن دارای تقارن بوده و اتلاف انرژی خوبی را از خود نشان می‌دهد [۱۷].

مطالعاتی درباره‌ی ضرایب لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربندهای کمانش تاب صورت گرفته است. دهقان و تسنیمی [۱۸] بر روی سه سازه با تعداد طبقات مختلف به روش تنش مجاز مطالعاتی انجام دادند، آن‌ها ضریب رفتار سازه‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربند کمانش تاب را در حدود ۸ ارزیابی نمودند. در پژوهشی دیگر، مجیدی فردوطن [۱۹] ضریب رفتار سازه‌های بتن‌آرمه با شکل‌پذیری ویژه مجهز به مهاربند کمانش تاب را ۵/۵ ارزیابی نمود. فراهانی و همکاران در سال ۲۰۲۱ [۲۰] با مدل‌سازی یک قاب با سیستم دوگانه بتن‌آرمه مهاربندی شده با مهاربند کمانش تاب و انجام تحلیل بر روی مدل ذکر شده به رابطه‌ای جهت محاسبه‌ی میرایی سیستم‌های مقاوم‌سازی شده با مهاربند کمانش تاب دست یافتند که با استفاده از آن توانستند سطح میرایی را برای سازه‌های دوگانه مورد مطالعه تخمین بزنند. کاستالدو و همکاران [۲۱] با بررسی اثربخشی مهاربندهای کمانش تاب برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه با میان‌قاب بنایی دریافتند که استفاده از مهاربند کمانش تاب نه تنها باعث افزایش شکل‌پذیری سیستم می‌شود، بلکه باعث کاهش رفتار نرم‌شوندگی پس از دستیابی به مقاومت بیشینه می‌شود. مطالعات اخیر نیز نشان می‌دهد که ظرفیت تغییرشکل نهایی مهاربندهای کمانش تاب اثر قابل توجهی بر روی پاسخ لرزه‌ای و مود فروریختگی سازه‌های بتن‌آرمه دارد [۲۲].

در سال‌های اخیر توسعه منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای یکی از روش‌های متداول به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها محسوب می‌شود. به عنوان نمونه منحنی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده و اگر برای سطوح مختلف خرابی قبل و بعد از وقوع زلزله اصلی توده داده شده‌اند [۲۳]. نتایج نشان می‌دهد که کرنش برشی تیرهای پیوند و نیز دریافت سازه‌ها به تحریکات ورودی و تغییرمحتوای فرکانسی تحریکات حساس هستند. در مواجه با زلزله سطح خطر طراحی، دریافت بین طبقاتی حداکثر و ماندگار به میزان قابل توجهی کمتر از مقادیر مجاز آیین‌نامه (۲/۵) درصد در سازه‌های کمتر از ۵ طبقه و ۲ درصد در سازه‌های بیشتر از ۵ طبقه می‌باشد، هم‌چنین براساس تحلیل تاریخچه زمانی صورت گرفته تمامی انرژی وارد بر سازه توسط تیرهای پیوند جذب و مستهلک می‌شوند. رویکرد توسعه منحنی شکنندگی لرزه‌ای به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربندهای کمانش تاب نیز قابل استفاده می‌باشد و در این مطالعه مورد استفاده قرار خواهد گرفت.

به جهت آن که در ویرایش چهارم آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰) مقادیر ضرایب لرزه‌ای برای سیستم‌های دوگانه قاب خمشی بتن‌آرمه مجهز به مهاربند کمانش تاب ارائه نگردیده است، در این تحقیق ابتدا قاب‌های خمشی بتن‌آرمه با شکل‌پذیری متوسط و قاب‌های دوگانه بتن‌آرمه متوسط مجهز به مهاربند کمانش تاب در تعداد طبقات ۴، ۱۰ و ۱۵ (کوتاه‌مرتبه، میان‌مرتبه و بلندمرتبه) با ابعاد پلان یکسان که متفاوت با مطالعات قبلی انتخاب شده است، بر اساس ضوابط مبحث ششم و نهم از مقررات ملی ساختمانی و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در نرم‌افزار ETABS مدل‌سازی و طراحی خواهند شد و پس از مشخص شدن مقاطع سازه‌ای، مدل‌های دو بعدی از قاب‌های مذکور در نرم‌افزار OpenSees به صورت غیرخطی توسعه داده شده و تحلیل‌های پوش‌آور و تاریخچه‌زمانی (با یازده رکورد زلزله) برای تعیین مشخصات سختی، مقادیر دریافت بین طبقه‌ای حداکثر و پسماند و نیز مقدار ضرایب تشدید تغییرمکان قاب‌ها انجام خواهد گرفت و به جهت محاسبه ضرایب اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و نهایتاً ضریب رفتار در دو نوع سیستم، تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (با یازده رکورد زلزله دور از گسل مندرج در FEMA-P695) انجام خواهد گرفت. لذا ارزیابی مقادیر ضریب تشدید تغییرمکان، اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و در نهایت ضریب رفتار در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه متوسط مجهز به مهاربندهای کمانش تاب به عنوان سیستم دوگانه و مقایسه با قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط تنها، هدف اصلی مطالعه حاضر بوده و همچنین شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه متوسط مجهز شده به مهاربند کمانش تاب با سازه بدون مهاربند به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای آنها مقایسه خواهد شد. روند کلی تحقیق در شکل ۲ نشان داده شده است. با توجه به آنکه ابعاد پلان و همچنین تعداد طبقات در ضرایب لرزه‌ای بدست آمده (ضریب شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار) تأثیر قابل توجهی دارند، تحقیق حاضر می‌تواند با انجام برای سازه‌های بتن‌آرمه با ابعاد پلان و تعداد طبقات متفاوت؛ جهت ارائه ضرایب لرزه‌ای کلی برای سازه‌های با سیستم دوگانه قاب خمشی بتن‌آرمه مجهز شده به مهاربند کمانش تاب که قابل استفاده در استاندارد ۲۸۰۰ باشد، توسعه یابد.



۲- طراحی و مدل‌سازی سازه‌های مورد مطالعه

در این پژوهش به جهت بررسی عملکرد مهاربند کمانش‌تاب در سازه‌های مختلف کوتاه‌مرتبه، میان‌مرتبه و بلندمرتبه، ساختمان‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه با پنج دهانه ۶ متری در هر دو جهت سازه و با سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط (MRF^۵) و نیز با قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط مجهز به مهاربند کمانش‌تاب (سیستم دوگانه^۶)، در نرم‌افزار ETABS طراحی می‌شوند. کاربری ساختمان‌ها مسکونی بوده و محل احداث آنها شهر تبریز فرض شده است. در تمامی ساختمان‌ها ارتفاع تمامی طبقات یکسان و برابر با ۳/۲ متر در نظر گرفته شده‌اند. پلان سازه‌ها و جهت تیرریزی در سقف تیرچه بلوک مورد استفاده در شکل ۳ نشان داده شده است. در طراحی سازه مقاومت فشاری مشخصه بتن ۲۵ MPa، مقاومت تسلیم میلگردهای فولادی ۴۰۰ MPa و مقاومت تسلیم فولاد مصرفی در مهاربندهای کمانش‌تاب ۲۸۹/۵ MPa در نظر گرفته شده است. بارهای ثقلی مورد استفاده در طراحی سازه در جدول ۱ گزارش شده‌اند. قاب محور ۲ این ساختمان مطابق شکل ۳ به عنوان مطالعه موردی استفاده شده است. مشخصات مقاطع بدست آمده از طراحی برای ساختمان ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی به ترتیب در جداول ۲، ۳ و ۴ و با سیستم دوگانه به ترتیب در جداول ۵، ۶ و ۷ گزارش شده‌اند. زمان تناوب سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط به ترتیب ۰/۷۰۸، ۱/۰۷ و ۱/۵۴۴ ثانیه و با سیستم باربر جانبی دوگانه قاب خمشی بتن‌آرمه به همراه مهاربند کمانش‌تاب به ترتیب ۰/۵۹۲، ۰/۹۸۱ و ۱/۳۸۶ ثانیه بدست آمده است.

⁵ Intermediate Moment Resisting Frame

⁶ Dual



شکل ۳: پلان سازه‌ای مورد مطالعه و قاب دو بعدی انتخابی

جدول ۱: مشخصات بارهای ثقیلی وارد بر بام و طبقات (kg/m^2)

موقعیت	بار مرده طبقات	بار زنده طبقات	بار دیوار نما در جهت شمالی-جنوبی	بار دیوار نما در جهت شرقی-غربی	بار جان پناه
بام	۶۳۸	۱۵۰	-	-	۳۱۳
طبقات	۶۶۶	۲۰۰	۳۱۳	۲۳۶	-

جدول ۲: مقاطع سازه ۴ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن آرمه متوسط

طبقات	ستون گوشه و کناری			ستون میانی			تیر	
	ابعاد (cm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)	ابعاد (cm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)
۱	۶۰×۶۰	۲۰	۲۵	۵۵×۵۵	۲۴	۲۵	۱۰	۲۵
۲	۵۵×۵۵	۱۶	۲۵	۵۵×۵۵	۱۶	۲۵	۱۰	۲۵
۳	۵۰×۵۰	۱۶	۲۵	۵۰×۵۰	۱۶	۲۵	۸	۲۵
۴	۴۵×۴۵	۱۲	۲۲	۴۵×۴۵	۱۲	۲۲	۸	۲۵

جدول ۳: مقاطع سازه ۱۰ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن آرمه متوسط

طبقات	ستون گوشه و کناری			ستون میانی			تیر	
	ابعاد (cm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)	ابعاد (cm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)
۱	۸۰×۸۰	۲۴	۲۵	۸۰×۸۰	۲۴	۲۵	۱۶	۲۵
۲	۷۵×۷۵	۲۰	۲۵	۷۵×۷۵	۲۰	۲۵	۱۶	۲۵
۳	۷۵×۷۵	۲۰	۲۵	۷۵×۷۵	۲۰	۲۵	۱۶	۲۵
۴	۷۵×۷۵	۲۰	۲۵	۷۵×۷۵	۲۰	۲۵	۱۶	۲۵
۵	۷۵×۷۵	۲۰	۲۵	۷۵×۷۵	۲۰	۲۵	۱۴	۲۵
۶	۷۰×۷۰	۱۲	۲۵	۷۰×۷۰	۱۲	۲۵	۱۴	۲۵
۷	۷۰×۷۰	۱۲	۲۵	۷۰×۷۰	۱۲	۲۵	۱۴	۲۵
۸	۶۵×۶۵	۱۲	۲۵	۶۵×۶۵	۱۲	۲۵	۱۴	۲۵
۹	۶۵×۶۵	۱۲	۲۵	۶۵×۶۵	۱۲	۲۵	۱۲	۲۵
۱۰	۵۵×۵۵	۸	۲۵	۵۵×۵۵	۸	۲۵	۹	۲۵

جدول ۴: مقاطع سازه ۱۵ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن آرمه متوسط

طبقات	ستون گوشه و کناری			ستون میانی			تیر	
	ابعاد (cm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)	ابعاد (cm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)
۱	۹۵×۹۵	۳۲	۲۵	۹۵×۹۵	۳۲	۲۵	۱۸	۲۵
۲	۸۰×۸۰	۳۲	۲۵	۸۰×۸۰	۳۲	۲۵	۱۸	۲۵
۳	۸۰×۸۰	۳۲	۲۵	۸۰×۸۰	۳۲	۲۵	۱۸	۲۵
۴	۸۰×۸۰	۳۲	۲۵	۸۰×۸۰	۳۲	۲۵	۱۸	۲۵
۵	۸۰×۸۰	۳۲	۲۵	۸۰×۸۰	۳۲	۲۵	۱۷	۲۵
۶	۷۵×۷۵	۲۴	۲۵	۷۵×۷۵	۲۴	۲۵	۱۷	۲۵
۷	۷۵×۷۵	۲۴	۲۵	۷۵×۷۵	۲۴	۲۵	۱۷	۲۵
۸	۷۵×۷۵	۲۴	۲۵	۷۵×۷۵	۲۴	۲۵	۱۷	۲۵
۹	۷۰×۷۰	۲۴	۲۵	۷۰×۷۰	۲۴	۲۵	۱۵	۲۵
۱۰	۷۰×۷۰	۲۴	۲۵	۷۰×۷۰	۲۴	۲۵	۱۴	۲۵
۱۱	۷۰×۷۰	۲۴	۲۵	۷۰×۷۰	۲۴	۲۵	۱۳	۲۵
۱۲	۶۵×۶۵	۲۰	۲۵	۶۵×۶۵	۲۰	۲۵	۱۰	۲۵
۱۳	۶۵×۶۵	۲۰	۲۵	۶۵×۶۵	۲۰	۲۵	۱۰	۲۵
۱۴	۶۵×۶۵	۲۰	۲۵	۶۵×۶۵	۲۰	۲۵	۸	۲۵
۱۵	۵۵×۵۵	۸	۲۲	۵۵×۵۵	۸	۲۲	۸	۲۵

جدول ۵: مقاطع سازه ۴ طبقه با سیستم باربر جانبی دوگانه قاب خمشی بتن آرمه متوسط به همراه مهاربند کماتش تاب

مساحت هسته مهاربند (cm ²)	ستون گوشه و کناری			ستون میانی			تیر	
	ابعاد (cm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)	ابعاد (cm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)
۴۸	۵۰×۵۰	۱۶	۲۲	۵۰×۵۰	۲۴	۲۲	۸	۲۵
۴۸	۴۵×۴۵	۱۶	۲۲	۴۵×۴۵	۱۲	۲۲	۸	۲۵
۳۶	۴۰×۴۰	۸	۲۲	۴۵×۳۵	۸	۲۲	۸	۲۵
۱۹	۴۰×۴۰	۸	۲۲	۴۵×۳۵	۸	۲۲	۸	۲۵

جدول ۶: مقاطع سازه ۱۰ طبقه با سیستم باربر جانبی دوگانه قاب خمشی بتن آرمه متوسط به همراه مهاربند کماتش تاب

مساحت هسته مهاربند (cm ²)	ستون گوشه و کناری			ستون میانی			تیر	
	ابعاد (cm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)	ابعاد (cm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)
۵۰	۸۵×۸۵	۲۸	۲۵	۷۵×۷۰	۲۸	۲۵	۱۲	۲۵
۴۸	۸۰×۸۰	۲۴	۲۵	۷۵×۷۰	۲۰	۲۵	۱۲	۲۵
۴۸	۷۵×۷۵	۲۰	۲۵	۷۵×۷۰	۲۰	۲۵	۱۲	۲۵
۴۶	۷۵×۷۵	۲۰	۲۵	۷۰×۶۵	۲۰	۲۵	۱۲	۲۵
۴۶	۷۵×۷۵	۲۰	۲۵	۷۰×۶۵	۲۰	۲۵	۱۲	۲۵
۴۴	۷۰×۷۰	۱۲	۲۵	۷۰×۶۵	۱۲	۲۵	۱۲	۲۵
۴۴	۶۵×۶۵	۱۲	۲۵	۶۰×۵۵	۱۲	۲۵	۱۰	۲۵
۴۲	۶۰×۶۰	۱۲	۲۵	۵۵×۵۰	۱۲	۲۵	۸	۲۵
۴۲	۶۰×۶۰	۱۲	۲۵	۵۵×۵۰	۱۲	۲۵	۸	۲۲
۴۰	۴۵×۴۵	۸	۲۵	۴۵×۴۰	۸	۲۵	۸	۲۲

جدول ۷: مقاطع سازه ۱۵ طبقه با سیستم باربر جانبی دوگانه قاب خمشی بتن آرمه متوسط به همراه مهاربند کمانش تاب

طبقات	ستون گوشه و کناری			ستون میانی			تیر			مساحت هسته مهاربند (cm ²)
	ابعاد (cm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)	ابعاد (cm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)	ابعاد (cm)	تعداد آرماتور	قطر آرماتور (mm)	
۱	۱۱۰×۱۱۰	۳۶	۲۸	۱۰۰×۱۰۰	۲۸	۲۸	۹۰×۸۵	۱۶	۲۵	۵۰
۲	۱۰۰×۱۰۰	۲۸	۲۸	۹۵×۹۵	۲۶	۲۸	۹۰×۸۵	۱۶	۲۵	۵۰
۳	۹۵×۹۵	۲۶	۲۸	۹۰×۹۰	۲۸	۲۸	۸۰×۷۰	۱۶	۲۵	۴۸
۴	۹۰×۹۰	۲۸	۲۸	۸۵×۸۵	۲۵	۲۸	۸۰×۷۰	۱۶	۲۵	۴۸
۵	۸۵×۸۰	۲۸	۲۵	۸۰×۸۰	۲۲	۲۵	۷۵×۷۰	۱۶	۲۵	۴۶
۶	۷۵×۷۵	۲۴	۲۵	۷۵×۷۵	۲۴	۲۴	۷۵×۷۰	۱۶	۲۵	۴۶
۷	۷۰×۷۰	۲۴	۲۵	۷۰×۷۰	۲۴	۲۴	۷۰×۶۵	۱۶	۲۵	۴۴
۸	۷۰×۷۰	۲۴	۲۴	۷۰×۷۰	۲۴	۲۴	۷۰×۶۵	۱۶	۲۵	۴۲
۹	۷۰×۷۰	۲۴	۲۴	۷۰×۷۰	۲۴	۲۴	۷۰×۶۵	۱۴	۲۵	۴۰
۱۰	۶۵×۶۵	۲۰	۲۵	۶۵×۶۵	۲۰	۲۰	۶۵×۶۰	۱۲	۲۵	۴۰
۱۱	۶۵×۶۵	۲۰	۲۵	۶۵×۶۵	۲۰	۲۰	۶۵×۶۰	۱۲	۲۵	۴۰
۱۲	۶۰×۶۰	۱۶	۲۲	۶۰×۶۰	۱۶	۱۶	۵۵×۵۰	۱۲	۲۲	۴۰
۱۳	۵۵×۵۵	۸	۲۲	۵۵×۵۵	۸	۸	۵۵×۵۰	۱۱	۲۲	۴۰
۱۴	۴۵×۴۵	۸	۲۲	۴۵×۴۵	۸	۸	۴۰×۳۵	۱۰	۲۰	۴۰
۱۵	۴۵×۴۵	۸	۲۲	۴۵×۴۵	۸	۸	۴۰×۳۵	۱۰	۲۰	۳۰

مدل سازی غیرخطی سازه‌ها با استفاده از نرم افزار OpenSees انجام شده است. جهت کاهش حجم تحلیل‌ها و به دلیل این که قاب‌ها در ارتفاع و در پلان منظم هستند و رفتار سه بعدی سازه با قاب دوبعدی آن چندان تفاوتی نخواهد داشت، مدل سازی در نرم افزار OpenSees به صورت دوبعدی انجام شده است. همان گونه که اشاره شد، قاب محور ۲ نشان داده شده در شکل ۳ به عنوان مطالعه موردی انتخاب شده است. به منظور مدل سازی خصوصیات غیرخطی مصالح مورد استفاده در مقاطع تیرها و ستون‌ها از مقطع نوع فایبر استفاده شده است. برای مدل سازی المان‌های تیر و ستون از المان dispBeamColumn با پلاستیسیته گسترده استفاده شده است. با استفاده از این المان غیرخطی و گسسته سازی مقاطع با استفاده از فایبر، با بهره گیری از پلاستیسیته گسترده می توان به هر نقطه‌ی انتگرال گیری در طول المان، اجازه تسلیم و جاری شدن داد. لازم به ذکر است که برای تعریف مهاربندها، از المان truss استفاده شده است و اتصالات مهاربندها بصورت مفصلی در نظر گرفته شده است. تکیه گاه‌های سازه‌ها نیز بصورت گیردار مدل سازی شده‌اند. در مقطع فایبر تیر و ستون‌ها برای مدل سازی مصالح بتن محصور شده و محصور نشده از مدل رفتاری Concrete02 [۲۴] (جدول ۸)، برای مدل سازی مصالح میلگرد فولادی از مدل رفتاری Steel02 [۲۵] (جدول ۹) و برای مدل سازی مصالح A36 مهاربندهای کمانش تاب از مدل رفتاری Steel4 [۲۶] (جدول ۱۰ و ۱۱) استفاده شده است. لازم به ذکر است که مدل رفتاری Steel4 مقاومت تسلیم و مدول الاستیسیته به ترتیب ۲۸۹/۵ و ۲۷۰۹۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده‌اند.

جدول ۸: پارامترهای مصالح Concrete02 [۲۴]

بتن	مقاومت فشاری (MPa)	کرنش متناظر با تنش بیشینه	تنش نهایی (MPa)	کرنش متناظر با تنش نهایی	نسبت شیب باربرداری به شیب اولیه	مقاومت کششی (MPa)	سختی نرم شونده کششی
محصور نشده	۲۵	۰/۰۰۲	۵	۰/۰۰۵	۰/۱۵	۳/۱۲۵	۱۵۶۲/۵
محصور شده	۳۱/۲۵	۰/۰۰۴۵	۶/۲۵	۰/۰۱	۰/۱۵	۳/۴۹۴	۱۷۴۶/۹۳

جدول ۹: پارامترهای مصالح Steel02 [۲۵]

مقاومت تسلیم (MPa)	مدول الاستیسیته (MPa)	نسبت سخت شونده کرنشی	پارامترهای کنترل کننده انتقال از ناحیه الاستیک به پلاستیک
۴۰۰	۲۰۰۰۰۰	۰/۰۱	R0
			cR1
			cR2
			۰/۱۵

جدول ۱۰: پارامترهای سخت‌شوندگی کینماتیک مصالح Steel4 [۲۶]

پارامترهای کنترل کننده انتقال نمایی از ناحیه الاستیک به پلاستیک				نسبت سخت‌شوندگی			
R_2c	r_1c	R_0c	b_kc	r_2	r_1	R_0	b_k
۰/۱۵	۰/۹۲	۲۵	۰/۰۲	۰/۱۵	۰/۹۲	۲۵	۰/۰۰۳

جدول ۱۱: پارامترهای سخت‌شوندگی ایزوتروپیک مصالح Steel4 [۲۶]

پارامترهای تعیین کننده نقطه تقاطع				نسبت				
پارامتر کنترل کننده انتقال نمایی از سخت‌شوندگی اولیه به اشباع				نسبت سخت‌شوندگی اولیه				
R_ic	b_lc	rho_ic	b_ic	l_yp	R_i	rho_i	b_l	b_i
۳	۰/۰۰۸	۰/۹۵	۰/۰۱۴	۱	۳	۰/۰۰۰۸	۱/۲۵	۰/۰۱۸

برای در نظر گرفتن اثر پی دلتا (P-Δ) ناشی از بارهای ثقلی روی قاب‌ها، یک ستون مجازی با اتصال مفصلی در تکیه‌گاه تعریف شده و بار به صورت گره‌ای روی ستون مجازی در تراز طبقات و تراز بام اعمال شده است. این ستون دارای تکیه‌گاه مفصلی می‌باشد و هم‌چنین بوسیله تیرهای مجازی صلب به ستون‌های قاب مهاربندی شده بصورت مفصلی متصل شده است. ستون مجازی قادر است جابجایی جانبی یکسانی با ستون قاب مهاربندی شده مجاور در تراز هر طبقه داشته باشد. تیرهای دهانه مجازی با استفاده از المان truss ستون‌های آن با سختی زیاد و با المان elasticBeamColumn مدل‌سازی شده‌اند. فنرهایی با سختی کم و با المان zeroLength در محل اتصال در نظر گرفته شده‌اند.

۳- انتخاب رکوردهای زلزله

در این تحقیق از یازده شتاب‌نگاشت دور از گسل مندرج در FEMA-P695 مطابق جدول ۱۲ به منظور تحلیل تاریخیچه زمانی سازه‌ها استفاده خواهد شد. رکوردهای زلزله انتخاب شده از پایگاه داده PEER-NGA استخراج شده و سپس با استفاده از نرم‌افزار SeismoMatch بر اساس طیف طرح استاندارد منطبق بر ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شده‌اند. شیوه مقیاس کردن هر شتاب‌نگاشت به این صورت است که در محدوده ۰/۲T و ۱/۵T مقدار متوسط طیف جذر مجموع مربعات مربوط به تمام شتاب‌نگاشت‌ها بیشتر از ده درصد از ۱/۳ برابر مقدار متناظر با طیف طرح استاندارد کمتر نباشد. T زمان تناوب اصلی سازه بوده و سایر مشخصات رکوردهای زلزله انتخاب شده نیز در جدول ۱۲ گزارش شده است. در این جدول PGA و PGV به ترتیب بیشینه شتاب و سرعت حرکت زمین ناشی از زلزله است.

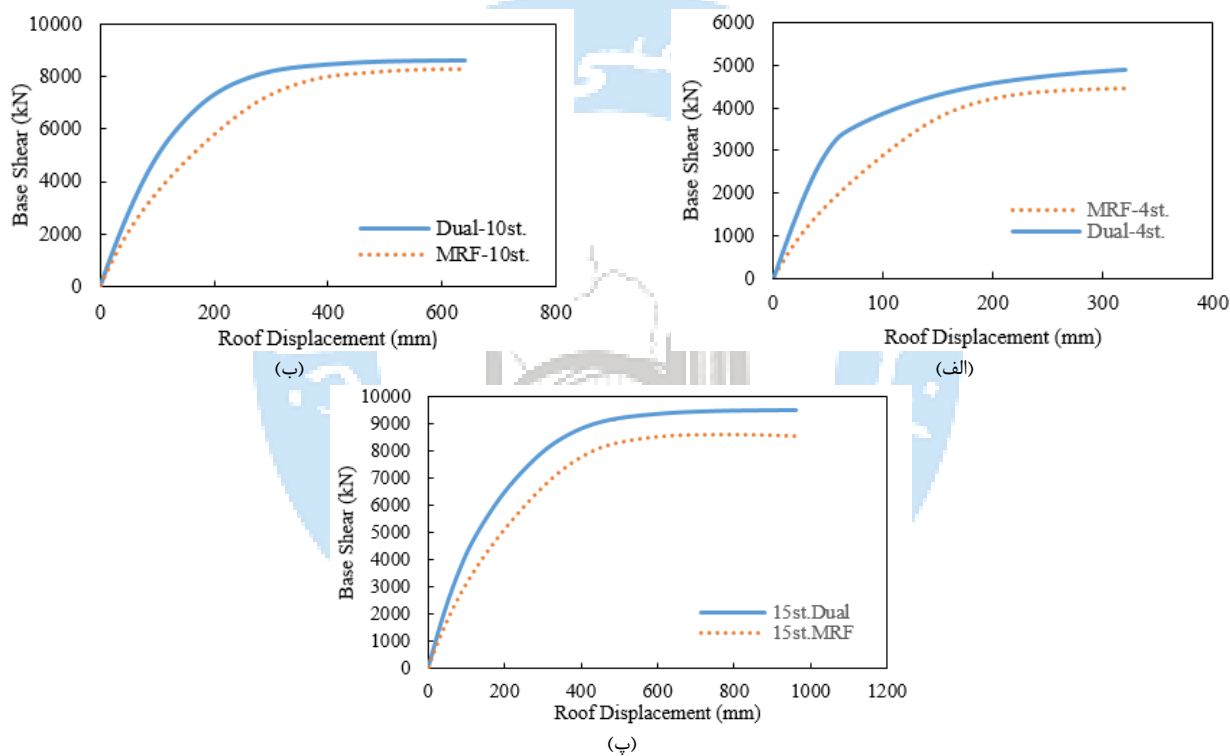
جدول ۱۲: مشخصات رکوردهای مورد استفاده در تحلیل تاریخیچه زمانی

ردیف	رکورد	ایستگاه	سال	بزرگا	فاصله کانونی (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)
۱	Northridge	Beverly Hills-Mulhol	۱۹۹۴	۶/۷	۱۳/۳	۰/۵۲	۶۳
۲	Northridge	Canyon Country-WLC	۱۹۹۴	۶/۷	۲۶/۵	۰/۴۸	۴۵
۳	Duzce, Turkey	Bolu	۱۹۹۹	۷/۱	۴۱/۳	۰/۸۲	۶۲
۴	Hector Mine	Hector	۱۹۹۹	۷/۱	۲۶/۵	۰/۳۴	۴۲
۵	Imperial Valley	Delta	۱۹۷۹	۶/۵	۳۳/۷	۰/۳۵	۳۳
۶	Imperial Valley	El Centro Array #11	۱۹۷۹	۶/۵	۲۹/۴	۰/۳۸	۴۲
۷	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	۱۹۹۵	۶/۹	۸/۷	۰/۵۱	۳۷
۸	Kobe, Japan	Shin-Osaka	۱۹۹۵	۶/۹	۴۶	۰/۲۴	۳۸
۹	Kocaeli, Turkey	Duzce	۱۹۹۹	۷/۵	۹۸/۲	۰/۳۶	۵۹
۱۰	Kocaeli, Turkey	Arcelik	۱۹۹۹	۷/۵	۵۳/۷	۰/۲۲	۴۰
۱۱	Landers	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	۷/۳	۸۶	۰/۲۴	۵۲

۴- نتایج

۴-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور)

تحلیل پوش آور در نرم افزار OpenSees با استفاده از روش DisplacementControl انجام شده است. در این تحلیل با استفاده از ضریب همگرایی ۰/۰۱ از الگوی بار مثلثی تا جابجایی ۲/۵ درصد ارتفاع بام برای سازه های ۴ طبقه و ۲ درصد برای سازه های ۱۰ و ۱۵ طبقه استفاده شده است. در منحنی ظرفیت شیب ناحیه الاستیک تأثیر زیادی بر روی مقادیر ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار دارد. نتایج نشان داد که شیب اولیه الاستیک در منحنی مربوط به سازه با سیستم دوگانه (Dual) بیشتر از سازه با سیستم قاب خمشی (MRF) می باشد که علت این قضیه زیاد بودن سختی سیستم دوگانه نسبت به سیستم قاب خمشی متوسط می باشد. با توجه به انتظاری که از منحنی ظرفیت سازه مجهز به مهاربند کماتش تاب می رود، ظرفیت این سازه نسبت به سازه بدون مهاربند کماتش تاب به علت افزایش سختی قاب ناشی از سختی محوری مهاربندهای کماتش تاب در تمامی مدل ها، افزایش یافته است. نتایج حاصل از تحلیل پوش آور در شکل ۴ نشان داده شده است.



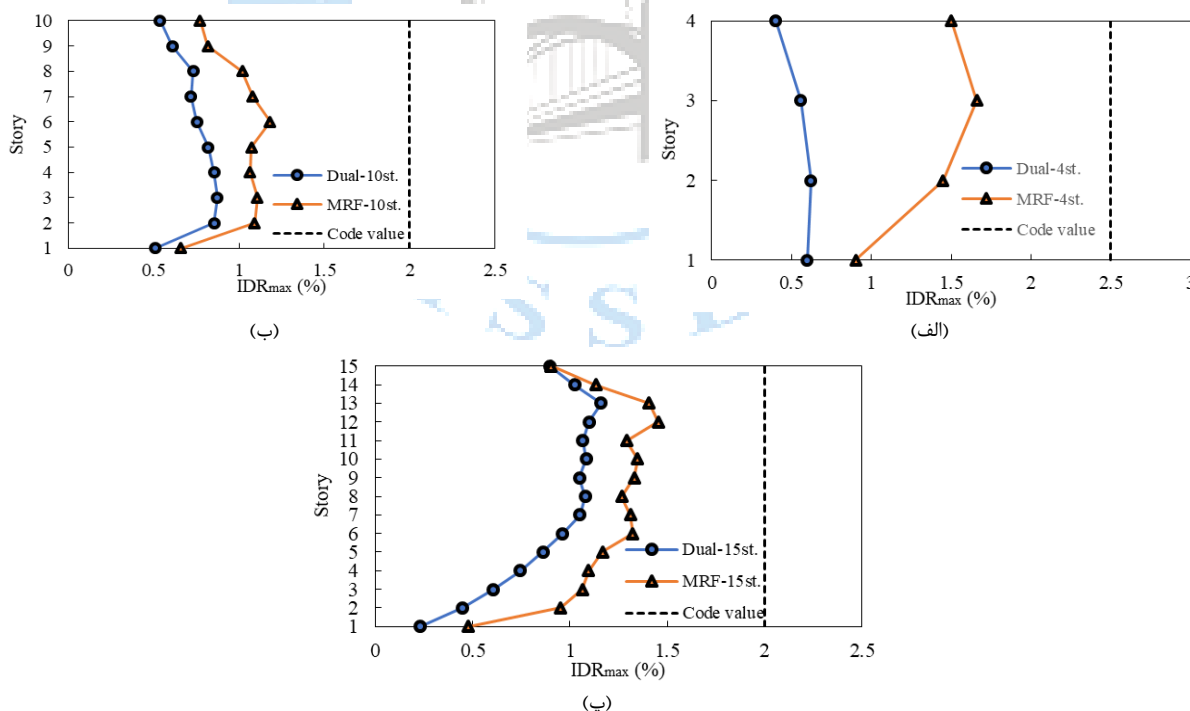
شکل ۴: نمودار پوش آور (الف) سازه ۴ طبقه، (ب) سازه ۱۰ طبقه و (پ) سازه ۱۵ طبقه

بر اساس نتایج تحلیل پوش آور سازه های ۴ طبقه در دو سیستم قاب خمشی و دوگانه (شکل ۴-الف) و با در نظر گرفتن الگوی بار مثلثی تا جابجایی ۲/۵ درصد ارتفاع بام که برابر ۳۲۰ mm می باشد، مشاهده می شود که حداکثر برش پایه متناظر با جابجایی ۲/۵ درصد ارتفاع بام در سازه با سیستم دوگانه مهاربندی شده برابر با ۴۸۹۴/۵ kN و در سازه با سیستم قاب خمشی این مقدار برابر ۴۴۵۷/۴ kN می باشد. این نتیجه مؤید آن است که با اضافه نمودن مهاربند کماتش تاب به قاب خمشی بتن آرمه ۴ طبقه، ظرفیت سازه در حدود ۱۰ درصد افزایش می یابد. برای انجام تحلیل پوش آور در سازه های ۱۰ و ۱۵ طبقه الگوی بار مثلثی تا جابجایی ۲ درصد ارتفاع بام که در سازه ۱۰ طبقه برابر ۶۴۰ mm و در سازه ۱۵ طبقه برابر ۹۶۰ mm می باشد، در نظر گرفته شده است. نتایج بدست آمده در سازه های ۱۰ طبقه (شکل ۴-ب) نشان می دهد که حداکثر برش پایه متناظر با ۶۴۰ mm جابجایی بام، در سازه با سیستم قاب خمشی برابر با ۸۲۶۱/۵ kN بوده و در سازه با سیستم دوگانه این مقدار برابر با ۸۵۹۱ kN می باشد. لذا با افزودن مهاربند کماتش تاب به سازه ۱۰ طبقه با سیستم قاب

خمشی بتن آرمه، ظرفیت سازه حدود ۵ درصد افزایش می‌یابد. در سازه‌های ۱۵ طبقه بر اساس شکل ۴-۴، حداکثر برش پایه متناظر با جابجایی بام معادل با ۹۶۰ mm، برای سیستم قاب خمشی و دوگانه به ترتیب برابر ۸۵۴۷ و ۹۵۰۹/۴ کیلونیوتن می‌باشد. این مقادیر نشان می‌دهند که با اضافه نمودن مهاربند کمانش تاب به سازه ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی بتن آرمه ظرفیت سازه در حدود ۱۱ درصد افزایش نشان داده است.

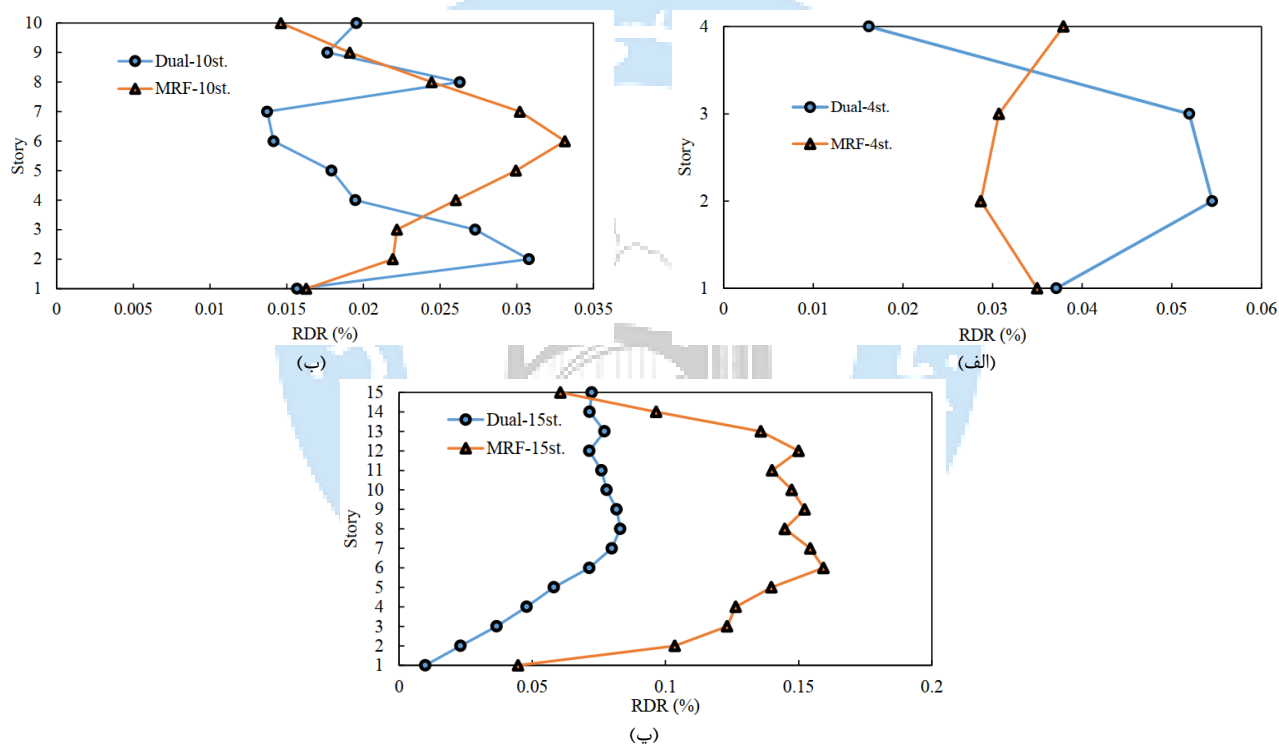
۲-۴- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

تحلیل تاریخچه زمانی سازه‌ها با استفاده از رکوردهای زلزله گزارش شده در جدول ۱۲ انجام یافته و میانگین دررفت بیشینه (RDR_{max}) و میانگین دررفت پسماند (RDR) سازه‌ها حین تحلیل مورد پایش قرار گرفته است. میانگین دررفت بیشینه سازه‌ها در شکل ۵ نشان داده شده است. بر اساس شکل ۵-الف، بیشترین و کمترین میانگین دررفت بیشینه طبقات در سازه ۴ طبقه قاب خمشی، مربوط به طبقه سوم و اول می‌باشد که مقادیر آن‌ها به ترتیب برابر ۱/۶۶ درصد و ۰/۱۹ درصد می‌باشد. هم‌چنین در سازه با سیستم دوگانه مجهز به مهاربند کمانش تاب مشاهده می‌شود که میانگین دررفت طبقات کاهش می‌یابد. در سازه ۴ طبقه با سیستم دوگانه بیشترین دررفت در طبقه دوم با مقدار ۰/۶۲ درصد و کمترین آن در طبقه چهارم و برابر ۰/۴۲ درصد می‌باشد. بر اساس شکل ۵-ب، بیشترین دررفت میانگین سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی در طبقه ششم و برابر ۱/۱۸ درصد، و نیز کمترین میزان دررفت در طبقه اول بوده و برابر ۰/۶۶ درصد مشاهده می‌شود. در سازه با سیستم دوگانه بیشترین میزان دررفت میانگین در طبقه سوم، و کمترین آن در طبقه اول می‌باشد، که مقادیر آن‌ها به ترتیب برابر ۰/۸۵ درصد و ۰/۵ درصد است. بر اساس شکل ۵-پ، هم‌چنین بیشترین و کمترین میزان دررفت میانگین در سازه ۱۵ طبقه قاب خمشی به ترتیب در طبقه دوازدهم برابر ۱/۴۵ درصد و در طبقه اول و برابر ۰/۴۷ درصد می‌باشد. در سازه دوگانه بیشترین میزان دررفت در طبقه سیزدهم بوده و مقدار آن برابر ۱/۱۶ درصد می‌باشد و هم‌چنین کمترین مقدار دررفت میانگین در این سازه در طبقه اول و برابر ۰/۲۲ درصد می‌باشد.



شکل ۵: منحنی میانگین دررفت بیشینه (الف) سازه ۴ طبقه، (ب) سازه ۱۰ طبقه و (پ) سازه ۱۵ طبقه

میانگین دررفت پسماند سازه‌ها در شکل ۶ نشان داده شده است. مطابق شکل ۶-الف برای سازه‌های ۴ طبقه، مشاهده می‌شود که بیشترین دررفت پسماند سازه با سیستم قاب خمشی مربوطه به طبقه چهارم بوده و مقدار آن برابر ۰/۰۳۸ درصد و کمترین آن در طبقه دوم بوده و مقدار برابر ۰/۰۲۸ درصد می‌باشد در حالی که در سازه با سیستم دوگانه حداکثر دررفت پسماند در طبقه دوم بوده و مقدار برابر ۰/۰۵۳ درصد می‌باشد و همچنین کمترین مقدار آن در طبقه چهارم حدود ۰/۰۱۶ محاسبه شده است. بر اساس شکل ۶-ب برای سازه‌های ۱۰ طبقه، بیشترین و کمترین مقدار دررفت در سازه با سیستم قاب خمشی به ترتیب در طبقات ششم و دهم بوده و مقدار آن به ترتیب برابر ۰/۰۳۳ و ۰/۰۱۴ درصد می‌باشد در حالی که در سازه با سیستم دوگانه بیشترین و کمترین دررفت پسماند مربوط به طبقات دوم و هفتم بوده و مقدار آن به ترتیب برابر ۰/۰۳۱ و ۰/۰۱۳ درصد می‌باشد. مطابق شکل ۶-پ برای سازه‌های ۱۵ طبقه، بیشترین و کمترین دررفت پسماند در سازه با سیستم قاب خمشی به ترتیب در طبقات ششم و اول بوده و مقدار به ترتیب ۰/۰۴۵ و ۰/۰۱۶ درصد مشاهده می‌شود در حالی که در سازه با سیستم دوگانه بیشترین و کمترین دررفت پسماند مربوط به طبقات هشتم و اول بوده و مقدار آن به ترتیب برابر ۰/۰۸۲ و ۰/۰۱۹ درصد می‌باشد. بر اساس نتایج بدست آمده در سازه بلند ۱۵ طبقه عملکرد سازه‌ها با سیستم دوگانه مجهز به مهاربند کمانش تاب از بابت مقدار دررفت پسماند ایجاد شده در طبقات سازه به مراتب مناسب‌تر از سازه با سیستم قاب خمشی بوده است؛ در حالی که در سازه کوتاه ۴ طبقه عملکرد قاب خمشی بهتر است.



شکل ۶: منحنی میانگین دررفت پسماند (الف) سازه ۴ طبقه، (ب) سازه ۱۰ طبقه و (پ) سازه ۱۵ طبقه

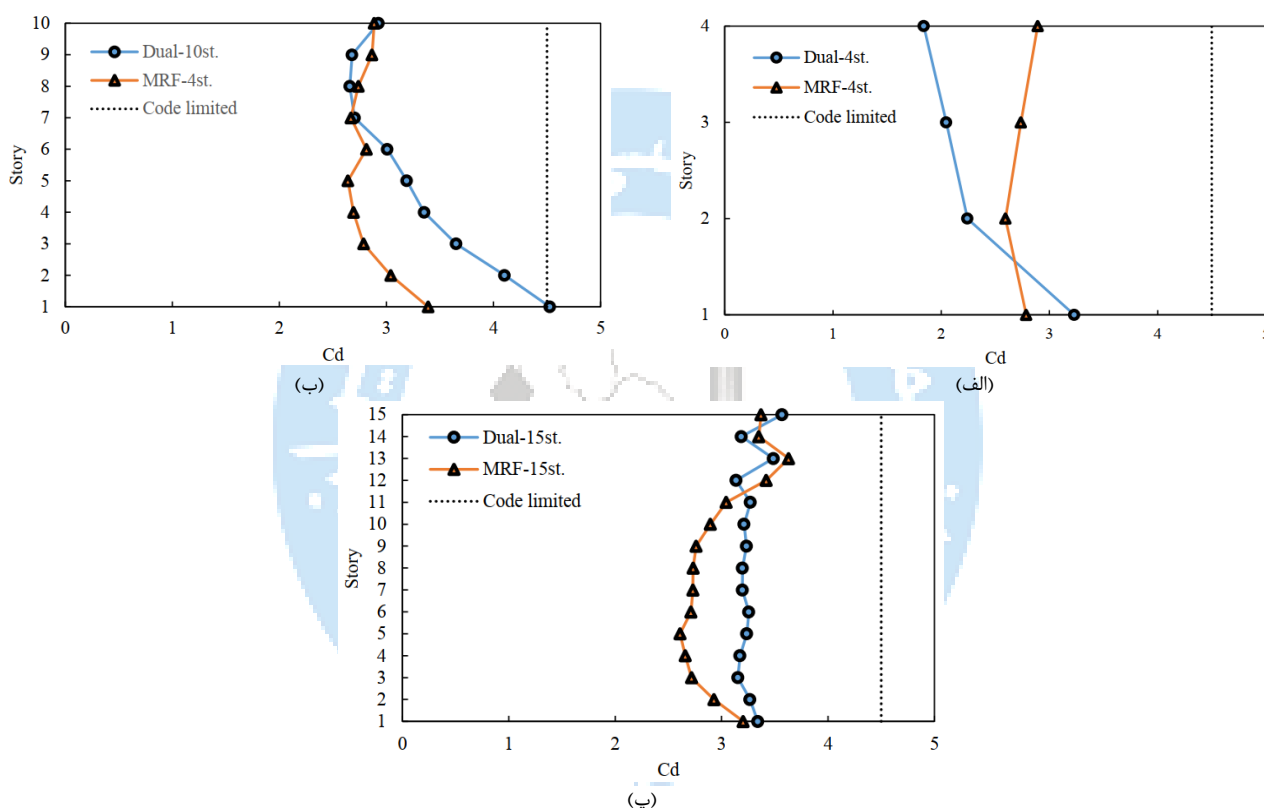
۳-۴- محاسبه ضریب تشدید تغییر مکان

از آنجایی که رفتار سازه‌ها در واقعیت به صورت غیرخطی بوده و تحلیل‌هایی که روی سازه‌ها صورت می‌گیرد به صورت خطی است، در آیین‌نامه‌ها ضریبی افزایشی برای تبدیل این رفتار خطی به رفتار واقعی سازه در نظر گرفته است که به آن ضریب تشدید تغییر مکان (C_d) گفته می‌شود و بر اساس رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$C_d = \frac{\Delta_m}{\Delta_s} \quad (1)$$

که در رابطه فوق Δ_m جابجایی حاصل از تحلیل خطی و Δ_s جابجایی حاصل از تحلیل غیرخطی می‌باشد.

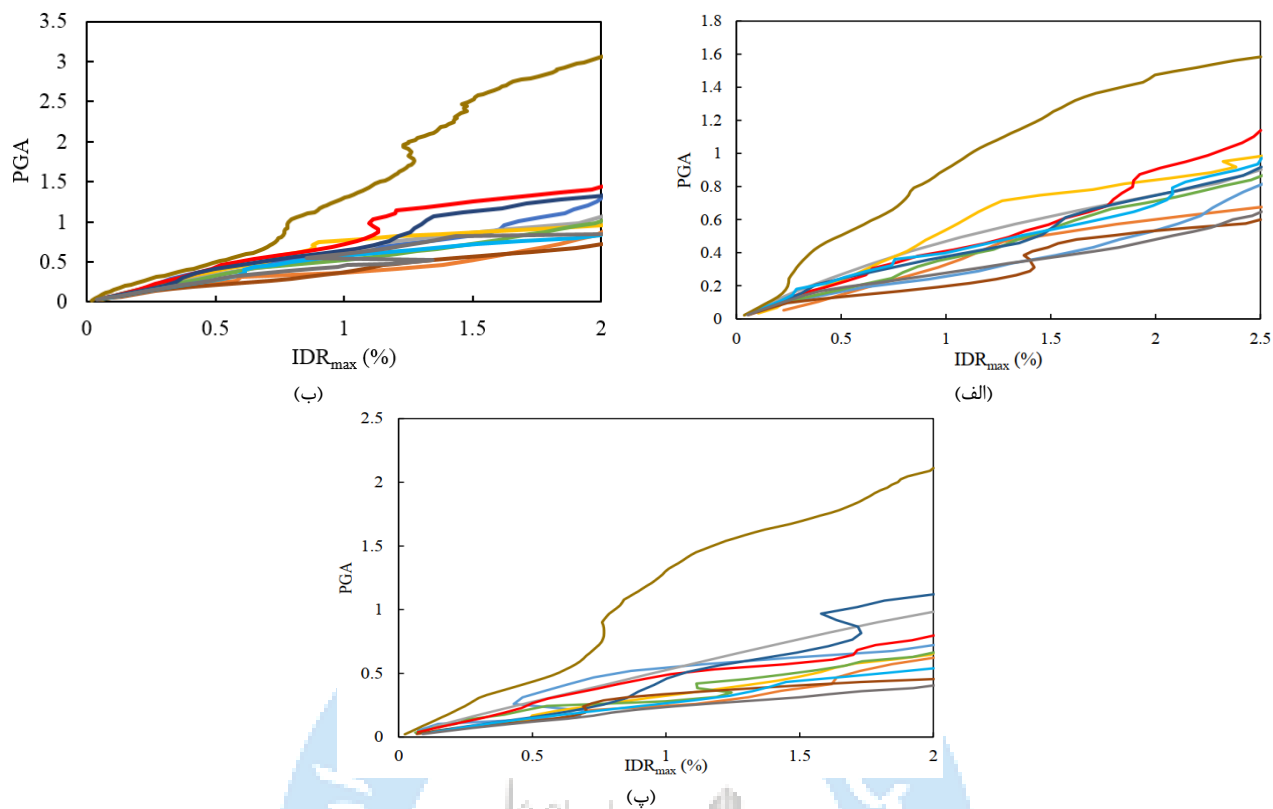
در شکل ۷ مقادیر ضریب تشدید تغییر مکان بدست آمده برای سازه‌ها بر اساس نتایج تحلیل تاریخچه زمانی اشاره شده در بخش قبل نشان داده شده و با مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ مقایسه شده است. بیشترین ضریب تشدید تغییر مکان سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی به ترتیب در طبقات چهارم، اول و سیزدهم و معادل با ۲/۸۹، ۳/۵۳ و ۳/۶ بدست آمده در حالی که برای سازه‌ها با سیستم دوگانه به ترتیب در طبقات اول، اول و پانزدهم معادل با ۳/۲۲، ۴/۵۱ و ۳/۵۱ بدست آمده است. نتایج بدست آمده دلالت بر آن دارند که در تمامی سازه‌ها مقدار ضریب تشدید تغییر مکان بدست آمده از مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب خمشی بتن آرمه متوسط که معادل با ۴/۵ است کمتر بوده و مقدار پیشنهادی آیین‌نامه محافظه‌کارانه می‌باشد. با این حال با افزایش تعداد طبقات، مقدار ضریب تشدید تغییر مکان بدست آمده به مقدار پیشنهادی آیین‌نامه نزدیک‌تر است و در سازه ۱۰ طبقه با سیستم دوگانه مجهز به مهاربند کمناش‌تاب در طبقه اول مقدار ۴/۵ حاصل شده است.



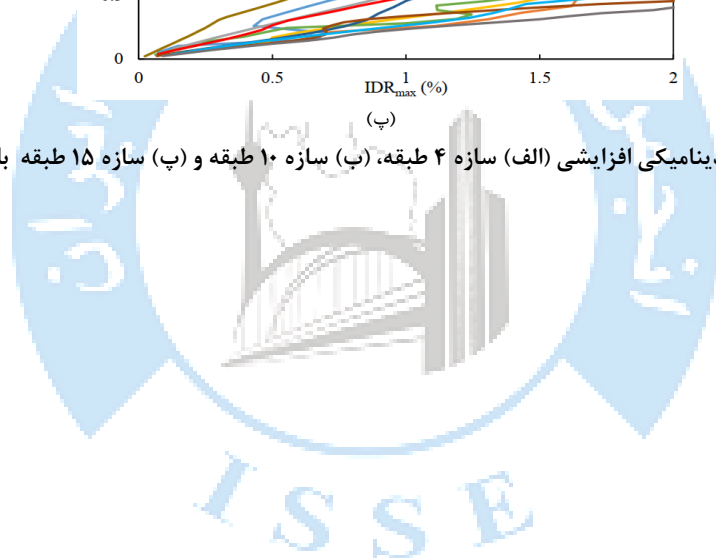
شکل ۷: ضریب تشدید تغییر مکان (الف) سازه ۴ طبقه، (ب) سازه ۱۰ طبقه و (پ) سازه ۱۵ طبقه

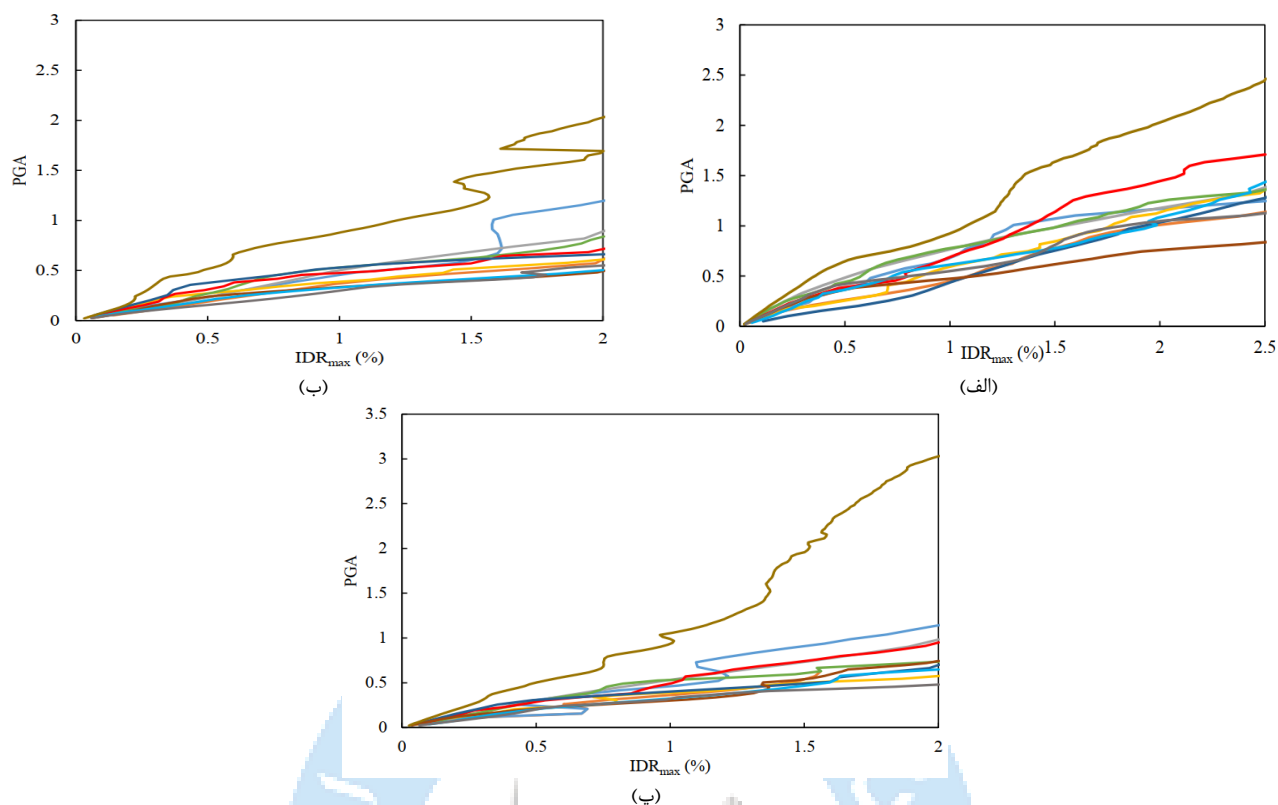
۳-۴- تحلیل دینامیکی افزایشی

برای انجام تحلیل دینامیکی افزایشی ابتدا رکوردهای زلزله به سطوح مختلفی از سطح شدت لرزه‌ای PGA مقیاس شده و به سازه اعمال می‌شود تا پاسخ دریفت سازه با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی مورد پایش قرار بگیرد. در این تحقیق از روش گام ثابت برای انجام تحلیل دینامیکی استفاده شده و گام مورد نظر برای افزایش سطح PGA برابر با $0.05g$ در نظر گرفته شده است. لذا به ازای سطوح مختلف سطح شدت لرزه‌ای PGA، مقدار دریفت سازه رسم می‌شود تا منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی سازه بدست آید. منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی بدست آمده برای سازه‌های با سیستم قاب خمشی و دوگانه به ترتیب در اشکال ۸ و ۹ نشان داده شده‌اند.



شکل ۸: منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی (الف) سازه ۴ طبقه، (ب) سازه ۱۰ طبقه و (پ) سازه ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی

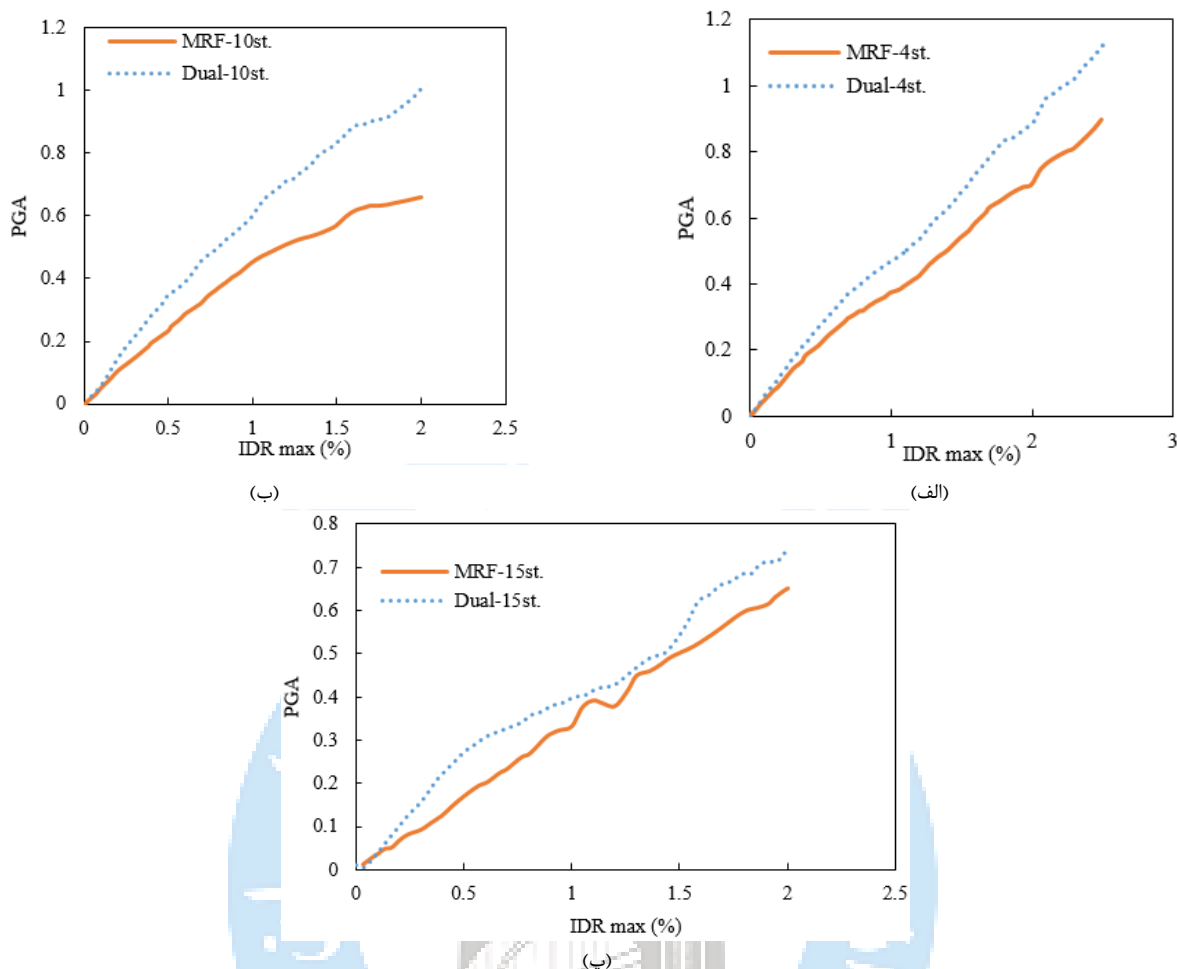




شکل ۹: منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی (الف) سازه ۴ طبقه، (ب) سازه ۱۰ طبقه و (پ) سازه ۱۵ طبقه با سیستم دوگانه

حد مجاز دریفت حداکثر بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های ۴ طبقه برابر ۲/۵ درصد و در سازه‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه ۲ درصد می‌باشد. بیشترین و کمترین مقدار شتاب مناظر با حداکثر دریفت ۲/۵ درصد در سازه ۴ طبقه با سیستم دوگانه به ترتیب برابر با مقادیر ۲/۴۶۴g و ۱/۱۴۴g می‌باشد. در سازه ۴ طبقه با سیستم قاب خمشی، بیشترین شتاب مناظر با حداکثر دریفت ۲/۵ درصد و کمترین آن به ترتیب برابر با ۱/۵۸۴g و ۰/۶g می‌باشد. بیشترین و کمترین مقدار شتاب مناظر با حداکثر دریفت ۲ درصد در سازه ۱۰ طبقه با سیستم دوگانه به ترتیب برابر با مقادیر ۳/۰۵۸g و ۰/۷۲g می‌باشد. در سازه ۱۰ طبقه با سیستم قاب خمشی این بیشترین شتاب مناظر با حداکثر دریفت ۲ درصد و کمترین آن به ترتیب ۲/۴۶۴g و ۰/۶g می‌باشد. در نهایت در سازه ۱۵ طبقه با سیستم دوگانه بیشترین و کمترین مقدار شتاب مناظر با حداکثر دریفت ۲ درصد به ترتیب برابر با مقادیر ۳/۰۳۶g و ۰/۴۸g می‌باشد در حالی که سازه ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی، بیشترین و کمترین شتاب مناظر با حداکثر دریفت ۲ درصد به ترتیب برابر با مقادیر ۲/۱۱۱g و ۰/۴۰۸g بدست آمده است.

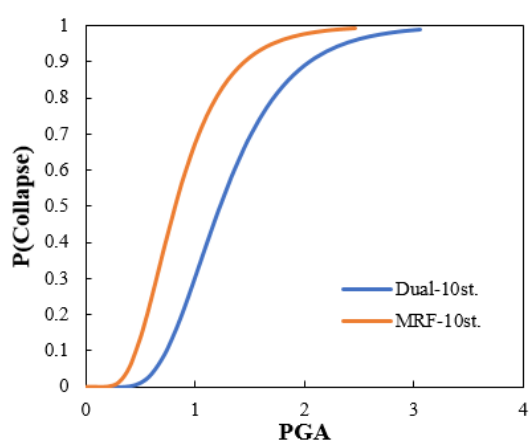
جهت مقایسه رفتار سازه‌ها با سیستم قاب خمشی و دوگانه، نمودار میانه منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی برای سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه در شکل ۱۰ نشان داده شده است. نمودارهای شکل ۱۰ دلالت بر آن دارند که قاب‌های مجهز به مهاربند کم‌انرژی‌تاب ظرفیت تحمل شتاب بیشتری دارند. درصد افزایش این مقدار به طور میانگین در سازه‌های مورد بررسی برابر ۳۵ درصد می‌باشد. هم‌چنین با افزایش تعداد طبقات در دو سیستم مورد بررسی مقدار شتابی که باعث فروریزش سازه می‌شود کاهش می‌یابد که دلیل آن کاهش شکل‌پذیری سازه‌ها متناسب با افزایش ارتفاع سازه‌ها می‌باشد.



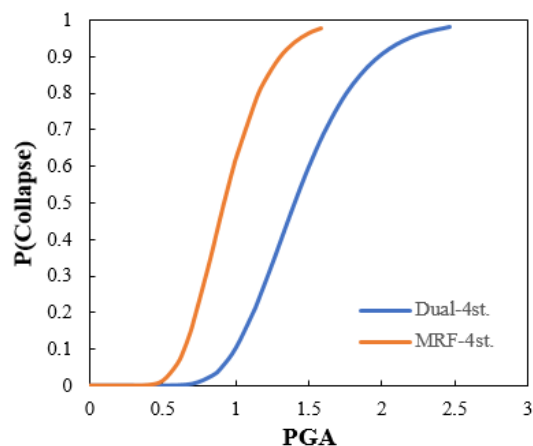
شکل ۱۰: نمودار میانه بدست آمده از منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی (الف) سازه ۴ طبقه، (ب) سازه ۱۰ طبقه و (پ) سازه ۱۵ طبقه

۴-۴- منحنی‌های شکنندگی

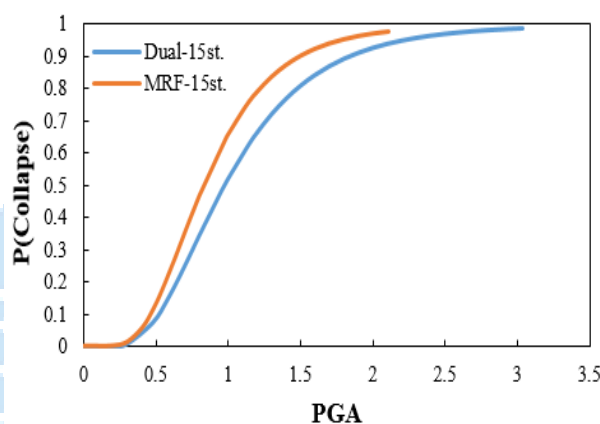
بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی ارائه شده در بخش قبل، تحلیل شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها به منظور برقراری ارتباط بین سطح شدت لرزه‌ای و احتمال خرابی سازه‌ها انجام شده است. منحنی شکنندگی بدست آمده نشان دهنده احتمال خرابی سازه به ازای سطح مشخصی از شدت لرزه‌ای رکوردهای زلزله می‌باشد. در این بخش منحنی‌های شکنندگی به ازای سطح آسیب متناظر با حالت فروریزش توسعه داده شده‌اند. از لحاظ کمی دریافت حالت فروریزش بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های ۴ طبقه برابر ۲/۵ درصد و در سازه‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه برابر ۲ درصد در نظر گرفته شده‌اند. منحنی‌های شکنندگی بدست آمده برای سازه‌ها در شکل ۱۱ نشان داده شده است. با مقایسه منحنی‌های شکنندگی نشان داده شده در شکل ۱۱ واضح است که به ازای شدت لرزه‌ای مشخص، سازه‌ها با سیستم قاب خمشی احتمال خرابی بیشتری نسبت به سازه‌ها با سیستم دوگانه دارند. به عبارت دیگر استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب در قاب خمشی بتن‌آرمه منجر به کاهش احتمال خرابی و شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها شده است. برای نمونه سطح شدت لرزه‌ای مورد نیاز برای احتمال خرابی قطعی (احتمال معادل با واحد) برای سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی به ترتیب برابر ۱/۵g، ۲/۵g و ۲/۱g است در حالی که برای سازه‌های با سیستم دوگانه به ترتیب برابر ۲/۵g، ۳g و ۳g بدست آمده است.



(ب)



(الف)



(پ)

شکل ۱۱: منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای (الف) سازه ۴ طبقه، (ب) سازه ۱۰ طبقه و (پ) سازه ۱۵ طبقه

۵- محاسبه ضریب رفتار

در این بخش به منظور محاسبه ضریب رفتار سازه از روش ارائه شده توسط یانگ [۲۷] استفاده شده است. در این روش ضریب رفتار نهایی (R_u) سازه بر اساس روابط (۲) تا (۴) محاسبه می‌شود:

$$R_u = R_s \times R_\mu \quad (۲)$$

$$R_s = \frac{V_{b(dye,u)}}{V_{b(st,y)}} \quad (۳)$$

$$R_\mu = \frac{V_{b(dye,e)}}{V_{b(dye,u)}} \quad (۴)$$

که در روابط فوق R_s ضریب اضافه مقاومت، R_μ ضریب شکل‌پذیری، $V_{b(dye,u)}$ برش پایه دینامیکی، $V_{b(st,y)}$ برش پایه پلاستیک و $V_{b(dye,e)}$ برش پایه الاستیک هستند. لازم به ذکر است که برش پایه دینامیکی $V_{b(dye,u)}$ با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی بدست می‌آید و در واقع برش متناظر با معیار خرابی سازه است که در این تحقیق بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه ۴ طبقه دررفت معادل با ۲/۵ درصد و برای سازه‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه دررفت معادل با ۲ درصد در نظر گرفته شده‌اند. به منظور محاسبه برش پایه الاستیک $V_{b(dye,e)}$ سازه با مصالح الاستیک تحت همان رکوردهای زلزله حالت قبل قرار گرفته و مقدار برش پایه متناظر تعیین

می‌شود. در نهایت برای محاسبه برش پایه پلاستیک $V_{b(st,y)}$ ، تحلیل پوش‌آور سازه متناظر با مود اول آن انجام شده و برش پایه متناظر با اولین مفصل پلاستیک در سازه تعیین می‌شود. در این تحقیق معیار تشکیل مفصل پلاستیک در سازه جاری شدن میلگردهای فولادی در نظر گرفته شده است.

مقادیر بدست آمده برای برش پایه دینامیکی، برش پایه پلاستیک، برش پایه الاستیک، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی متوسط بتن آرمه و سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط بتن آرمه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب در جداول ۱۳ تا ۱۸ گزارش شده است. بر اساس جداول ۱۳، ۱۵ و ۱۷ ضریب شکل‌پذیری سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی متوسط بتن آرمه به ترتیب معادل با ۲/۹، ۲/۳۳ و ۲/۸۴ بدست آمده است. با مقایسه‌ی مقادیر ضریب شکل‌پذیری می‌توان گفت که سازه‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه با توجه به این که سختی بیشتری نسبت به سازه‌ی ۴ طبقه دارند، در نتیجه شکل‌پذیری کمتری نسبت به سازه‌ی ۴ طبقه خواهند داشت. میانگین مقادیر بدست آمده برای ضریب شکل‌پذیری در سیستم قاب خمشی متوسط بتن آرمه برابر ۲/۷ می‌باشد. بر اساس جداول ۱۳، ۱۵ و ۱۷ ضرایب اضافه مقاومت در سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب برابر ۱/۴، ۱/۳۵ و ۱/۳۶ بدست آمده است. در نتیجه میانگین مقدار ضریب اضافه مقاومت سیستم قاب خمشی متوسط بتن آرمه برابر ۱/۴ می‌باشد. برای اساس ضریب رفتار قاب‌های خمشی متوسط بتن آرمه ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب ۳/۹، ۳/۱۵ و ۳/۸۷ تعیین شده است که میانگین این مقادیر بدست آمده برای برابر ۳/۷ است که این مقدار در مقایسه با ضریب رفتار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ برای سیستم قاب خمشی متوسط بتن آرمه معادل با ۵ کمتر است. بر اساس جداول ۱۴، ۱۶ و ۱۸ ضریب شکل‌پذیری در سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط بتن آرمه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب به ترتیب برابر ۲/۸۶، ۳/۲۴ و ۲/۵۱ بدست آمده است. بنابراین میانگین ضریب شکل‌پذیری در سیستم دوگانه برابر ۲/۹ می‌باشد که مقدار کمی (حدود ۷ درصد) از میانگین ضریب شکل‌پذیری سیستم قاب خمشی متوسط بتن آرمه بیشتر است. ضریب اضافه مقاومت در سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب معادل با ۱/۵۷، ۱/۸۵ و ۱/۸۱ حاصل شده است که در نتیجه میانگین مقادیر بدست آمده برای ضریب اضافه مقاومت سیستم دوگانه برابر ۱/۷۵ خواهد بود که ۲۵ درصد از میانگین اضافه مقاومت متناظر برای سازه‌های مورد بررسی با سیستم قاب خمشی متوسط بتن آرمه بیشتر است. در نهایت ضریب رفتار سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم دوگانه به ترتیب معادل با ۴/۵، ۶/۱ و ۴/۵ بدست می‌آید که در نتیجه میانگین ضریب رفتار سازه‌ها با سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط بتن آرمه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب معادل با ۵/۰۳ بدست می‌آید که حدود ۳۶ درصد از ضریب رفتار سازه‌ها با سیستم قاب خمشی متوسط بتن آرمه بیشتر است.

جدول ۱۳: مقادیر ضرایب شکل‌پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار سازه ۴ طبقه با قاب خمشی متوسط بتن آرمه

شماره رکورد	$V_{b(dye,\mu)}$ (kN)	$V_{b(st,y)}$ (kN)	$V_{b(dye,\epsilon)}$ (kN)	R_s	R_μ	R_u
۱	۴۵۸۸/۲۴۴	۳۱۴۸/۵۹۶	۱۶۷۹۰/۵۹	۱/۴۶	۳/۶۶	۵/۳۳
۲	۴۲۲۵/۹۷۷	۳۱۴۸/۵۹۶	۱۰۱۹۲/۶۹	۱/۳۵	۲/۴۲	۳/۲۴
۳	۴۱۷۴/۵۷۱	۳۱۴۸/۵۹۶	۷۲۶۵/۴۵۴	۱/۳۳	۱/۷۵	۲/۳۰
۴	۴۷۰۰/۱۰۸	۳۱۴۸/۵۹۶	۲۱۸۰۲/۶۲	۱/۵	۴/۶۴	۶/۹۲
۵	۴۰۴۰/۴۱۴	۳۱۴۸/۵۹۶	۸۶۳۵/۷۱۱	۱/۲۹	۲/۱۴	۲/۷۴
۶	۴۷۲۱/۵۸۶	۳۱۴۸/۵۹۶	۱۳۹۵۶/۳۷	۱/۵	۲/۹۶	۴/۴۳
۷	۳۲۷۹/۱۸۶	۳۱۴۸/۵۹۶	۱۷۶۵۲/۹۴	۱/۰۵	۵/۳۹	۵/۶۱
۸	۴۱۷۲/۹۴۸	۳۱۴۸/۵۹۶	۸۹۸۵/۷۴۴	۱/۳۳	۲/۱۵	۲/۸۶
۹	۴۵۹۰/۵۱۹	۳۱۴۸/۵۹۶	۱۰۱۳۴/۶۶	۱/۴۵	۲/۲۱	۳/۲۲
۱۰	۴۳۹۹/۶۹۲	۳۱۴۸/۵۹۶	۹۷۴۶/۸۵۷	۱/۴	۲/۲۱	۳/۱
۱۱	۴۲۷۰/۰۱۶	۳۱۴۸/۵۹۶	۹۰۸۴/۳۰۲	۱/۳۶	۲/۱۳	۲/۸۹
میانگین				۱/۴	۲/۹	۳/۹

جدول ۱۴: مقادیر ضرایب شکل‌پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار سازه ۴ طبقه با قاب خمشی متوسط بتن آرمه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب

شماره رکورد	$V_{b(dye,u)}$ (kN)	$V_{b(st,y)}$ (kN)	$V_{b(dye,e)}$ (kN)	R_s	R_μ	R_u
۱	۵۳۴۵/۹۱۵	۳۳۵۵/۶۵	۱۲۲۳۰/۷۶	۱/۶	۲/۳۹	۳/۶۵
۲	۵۲۶۹/۰۹۸	۳۳۵۵/۶۵	۱۳۱۶۸/۷۱	۱/۵۷	۲/۵	۳/۹۲
۳	۴۹۷۶/۰۷۱	۳۳۵۵/۶۵	۱۲۰۳۲/۲۱	۱/۴۸	۲/۴۱	۳/۵۸
۴	۴۹۶۰/۹۸۹	۳۳۵۵/۶۵	۱۵۳۹۷/۷۵	۱/۴۷	۳/۱۱	۴/۵۹
۵	۵۳۳۳/۹۱۶	۳۳۵۵/۶۵	۱۱۲۲۹/۹۱۶	۱/۵۹	۲/۱۱	۳/۳۵
۶	۵۷۵۴/۴۴۵	۳۳۵۵/۶۵	۲۱۵۱۴/۴۴۵	۱/۷۲	۳/۷۴	۶/۴۱
۷	۴۸۰۹/۶۲۳	۳۳۵۵/۶۵	۱۹۴۶۳/۲۳	۱/۴۴	۴/۰۵	۵/۸۰
۸	۵۳۷۹/۶۶۹	۳۳۵۵/۶۵	۹۱۹۰/۹۳۶	۱/۶۱	۱/۷۱	۲/۷۴
۹	۵۳۶۸/۳۱۲	۳۳۵۵/۶۵	۲۴۹۸۴/۱۳	۱/۵۹	۱/۶۶	۷/۴۵
۱۰	۵۱۹۳/۷۳۶	۳۳۵۵/۶۵	۱۳۸۱۵/۵۷	۱/۵۴	۲/۶۱	۴/۱۲
۱۱	۵۵۵۴/۰۷۳	۳۳۵۵/۶۵	۱۲۱۸۵/۵	۱/۶۵	۲/۲	۳/۶۴
میانگین				۱/۵۷	۲/۸۶	۴/۵

جدول ۱۵: مقادیر ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار سازه ۱۰ طبقه با قاب خمشی متوسط بتن آرمه

شماره رکورد	$V_{b(dye,u)}$ (kN)	$V_{b(st,y)}$ (kN)	$V_{b(dye,e)}$ (kN)	R_s	R_μ	R_u
۱	۷۴۷۸/۱۶۱	۵۸۳۷/۹۹	۱۹۰۰۰/۴۱	۱/۲۸	۲/۵۴	۳/۲۵
۲	۷۹۱۴/۸۲۹	۵۸۳۷/۹۹	۳۰۷۱۰/۰۵	۱/۳۵	۳/۸۸	۵/۲۶
۳	۷۳۴۷/۷۶۵	۵۸۳۷/۹۹	۲۰۰۴۸/۱۱	۱/۲۶	۲/۷۳	۳/۴۴
۴	۸۲۳۹/۴۶۸	۵۸۳۷/۹۹	۱۱۵۴۴/۰۵	۱/۴۱	۱/۴۰	۱/۹۹
۵	۸۴۰۸/۴۱۴	۵۸۳۷/۹۹	۲۰۶۶۶/۳۱	۱/۴۴	۲/۴۶	۳/۵۳
۶	۷۶۶۲/۷۱۸	۵۸۳۷/۹۹	۱۵۶۲۲/۷۷	۱/۳۱	۲/۰۳۹	۲/۶۷
۷	۷۶۷۳/۹۴۲	۵۸۳۷/۹۹	۱۰۴۲۴/۹۹	۱/۳۲	۱/۳۵	۱/۷۶
۸	۷۶۲۷/۷۴۶	۵۸۳۷/۹۹	۱۶۵۵۱/۹۱	۱/۳	۲/۱۷	۲/۸۴
۹	۷۹۰۰/۹	۵۸۳۷/۹۹	۱۳۹۶۲/۶۵	۱/۳۵	۱/۷۶	۲/۴
۱۰	۸۰۰۶/۵۶۳	۵۸۳۷/۹۹	۲۶۱۰۰/۹	۱/۳۷	۳/۲۶	۴/۵
۱۱	۸۷۹۷/۹۴	۵۸۳۷/۹۹	۱۷۲۱۵/۷۷	۱/۵۱	۱/۹۶	۲/۹۶
میانگین				۱/۳۵	۲/۳۳	۳/۱۵

جدول ۱۶: مقادیر ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار سازه ۱۰ طبقه با قاب خمشی متوسط بتن آرمه مجهز به مهاربند کمانش تاب

شماره رکورد	$V_{b(dye,u)}$ (kN)	$V_{b(st,y)}$ (kN)	$V_{b(dye,e)}$ (kN)	R_s	R_μ	R_u
۱	۹۱۹۷/۸۱۴	۵۵۵۳/۹۳	۲۵۲۹۵/۸۱	۱/۶۵	۲/۷۵	۴/۴۷
۲	۱۰۵۲۹/۴۷	۵۵۵۳/۹۳	۶۴۴۰۲/۰۱	۱/۸۹	۶/۱۲	۱۱/۵۹
۳	۹۱۷۹/۸۴۲	۵۵۵۳/۹۳	۲۳۱۴۸/۴۱	۱/۶۵	۲/۵۲	۴/۱۸
۴	۹۸۲۲/۳۵۲	۵۵۵۳/۹۳	۱۹۰۱۳/۳۷	۱/۷۶	۱/۹۳	۳/۴۵
۵	۹۹۰۶/۶۴۱	۵۵۵۳/۹۳	۲۶۴۴۵/۹۳	۱/۷۸	۲/۶۷	۴/۷۷
۶	۱۰۶۹۶/۹۵	۵۵۵۳/۹۳	۳۴۵۶۸/۷۱	۱/۹۳	۳/۲۳	۶/۲۳
۷	۱۰۲۳۸/۳۱	۵۵۵۳/۹۳	۳۸۶۶۷	۱/۸۴	۳/۷۸	۶/۹۷
۸	۱۰۳۵۸/۷۱	۵۵۵۳/۹۳	۴۰۷۰۵/۶۸	۱/۸۶	۳/۹۳	۷/۳۵
۹	۱۰۷۸۹/۸۹	۵۵۵۳/۹۳	۲۷۲۸۸/۶۴	۱/۹۴	۲/۵۳	۴/۹۲
۱۰	۱۲۲۷۲/۴۴	۵۵۵۳/۹۳	۳۸۰۹۷/۸۶	۲/۲۱	۳/۱۱	۶/۸۶
۱۱	۱۰۰۵۰/۱۳	۵۵۵۳/۹۳	۳۰۵۳۱/۸۲	۱/۸۱	۳/۰۴	۵/۵۱
میانگین				۱/۸۵	۳/۲۴	۶/۱

جدول ۱۷: مقادیر ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار سازه ۱۵ طبقه با قاب خمشی متوسط بتن آرمه

شماره رکورد	$V_{b(dye,u)}$ (kN)	$V_{b(st,y)}$ (kN)	$V_{b(dye,e)}$ (kN)	R_s	R_μ	R_u
۱	۸۱۸۷/۵۱۲	۶۳۹۳/۹۲۶	۲۲۱۰۹/۴۲	۱/۲۹	۲/۷۵	۳/۴۷
۲	۷۸۷۱/۴۰۵	۶۳۹۳/۹۲۶	۲۴۹۳۳/۴۴	۱/۲۴	۳/۱۶	۳/۹
۳	۸۵۱۶/۱۹۱	۶۳۹۳/۹۲۶	۲۵۹۲۳/۹۱	۱/۳۴	۳/۰۵	۴/۰۸
۴	۸۹۰۳/۴۶۲	۶۳۹۳/۹۲۶	۳۴۰۷۶/۸۹	۱/۴	۳/۸۳	۵/۳۳
۵	۸۲۷۹/۴۳۴	۶۳۹۳/۹۲۶	۱۶۶۹۱/۱۸	۱/۳	۲/۰۲	۲/۶۳
۶	۸۴۸۵/۴۹۹	۶۳۹۳/۹۲۶	۱۹۶۳۷/۳۷	۱/۳۳	۲/۳۲	۳/۰۸
۷	۱۰۰۱۰/۹۳	۶۳۹۳/۹۲۶	۳۲۸۵۸/۳	۱/۵۷	۳/۲۹	۵/۱۴
۸	۸۲۲۹/۶۹۳	۶۳۹۳/۹۲۶	۲۰۲۱۹/۷	۱/۲۹	۲/۴۶	۳/۱۷
۹	۹۱۳۳/۶۴۱	۶۳۹۳/۹۲۶	۲۴۲۷۳/۳۲	۱/۴۳	۲/۶۶	۳/۸
۱۰	۹۱۶۴/۰۱۳	۶۳۹۳/۹۲۶	۳۲۹۴۶/۸۵	۲/۴۴	۳/۶	۵/۱۷
۱۱	۸۸۰۰/۰۵۳	۶۳۹۳/۹۲۶	۱۸۵۶۷/۲۲	۱/۳۸	۲/۰۱۱	۲/۹۲
میانگین				۱/۳۶	۲/۸۴	۳/۸۷

جدول ۱۸: مقادیر ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار سازه ۱۵ طبقه با قاب خمشی متوسط بتن آرمه مجهز به مهاربند کمانش تاب

شماره رکورد	$V_{b(dye,u)}$ (kN)	$V_{b(st,y)}$ (kN)	$V_{b(dye,e)}$ (kN)	R_s	R_μ	R_u
۱	۱۱۱۵۳/۶۸	۶۴۴۱/۱۴	۲۵۴۸۷/۱۵	۱/۷۴	۲/۲۹	۳/۹۶
۲	۱۰۵۷۶/۸۹	۶۴۴۱/۱۴	۴۴۷۱۹/۴۵	۱/۶۴	۴/۲۳	۶/۹۵
۳	۹۸۲۷/۳۵۲	۶۴۴۱/۱۴	۳۱۰۹۰/۷۹	۱/۵۲	۳/۱۷	۴/۸۳
۴	۱۲۰۳۹/۰۱	۶۴۴۱/۱۴	۱۸۵۶۸/۵۵	۱/۸۷	۱/۱۶	۲/۸۹
۵	۱۲۱۶۶/۹۸	۶۴۴۱/۱۴	۲۹۱۶۳/۰۷	۱/۸۸	۲/۳۹	۴/۵۳
۶	۱۱۲۹۸/۸۴	۶۴۴۱/۱۴	۲۴۷۶۶/۵	۱/۷۵	۲/۲	۳/۸۵
۷	۹۸۲۷/۳۳۳	۶۴۴۱/۱۴	۱۷۶۴۵/۶	۱/۵۳	۱/۸	۲/۷۴
۸	۱۲۰۹۳/۶۹	۶۴۴۱/۱۴	۲۲۵۷۵/۰۵	۱/۸۸	۱/۸۷	۳/۵۱
۹	۱۱۹۷۳/۶۹	۶۴۴۱/۱۴	۳۵۷۶۱/۴۵	۱/۸۶	۲/۹۹	۵/۵۶
۱۰	۱۴۸۵۹/۲۳	۶۴۴۱/۱۴	۴۵۸۰۸/۰۱	۲/۳۱	۳/۱	۷/۱۷
۱۱	۱۱۸۰۸/۸۲	۶۴۴۱/۱۴	۲۳۸۴۰/۰۶	۱/۸۴	۲/۰۲	۳/۷۱
میانگین				۱/۸۱	۲/۵۱	۴/۵

۵- نتیجه گیری

این مطالعه به ارزیابی رفتار لرزه‌ای سیستم دوگانه قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط مجهز به مهاربند کمانش تاب و مقایسه آن با رفتار لرزه‌ای سازه سیستم قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط می‌پردازد. سه سازه ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه با ۵ دهانه ۶ متری در هر دو جهت سازه و با دو نوع سیستم موردنظر تحت تحلیل پوش‌آور قرار گرفته و ظرفیت سازه‌ها مورد پایش قرار گرفته است. تحلیل تاریخیچه زمانی سازه‌ها تحت ۱۱ زلزله حوزه دور به منظور تعیین مقادیر دررفت بیشینه و پسماند سازه‌ها انجام یافته و ضریب تشدید تغییرمکان سازه‌ها تعیین شده است. در ادامه با انجام تحلیل دینامیکی افزایشی سازه‌ها، ضریب رفتار سازه‌ها تعیین شده و همچنین تحلیل شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها به منظور مقایسه عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها انجام شده است. نتایج بدست آمده دلالت بر موارد زیر دارند:

۱- نتایج حاصل از تحلیل پوش‌آور سازه‌ها نشان می‌دهد که شیب ناحیه الاستیک در سیستم دوگانه نسبت به سیستم قاب خمشی متوسط بتن آرمه بیشتر است که علت این مسئله زیاد شدن سختی سازه‌های مجهز به مهاربند کمانش تاب نسبت به سازه‌های بدون مهاربند می‌باشد. بر اساس منحنی‌های پوش‌آور بدست آمده، ظرفیت سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه مجهز به مهاربند کمانش تاب با سیستم دوگانه به ترتیب به مقدار ۱۰، ۵ و ۱۱ درصد نسبت به سازه‌ها با سیستم قاب خمشی متوسط بتن آرمه افزایش یافته است.

۲- تحلیل تاریخیچه زمانی سازه‌ها نشان می‌دهد که میانگین دررفت بیشینه و دررفت پسماند در سازه‌ها با سیستم دوگانه مجهز به مهاربند کمانش تاب کمتر از سازه‌های بدون سیستم مهاربندی می‌باشد. بطور میانگین اضافه نمودن مهاربند کمانش تاب به سیستم قاب خمشی متوسط بتن‌آرمه، دررفت بیشینه و دررفت پسماند سازه را به ترتیب ۳۷ و ۲۷ درصد کاهش می‌دهد.

۳- نتایج بدست آمده دلالت بر آن دارند که در تمامی سازه‌ها مقدار ضریب تشدید تغییرمکان بدست آمده از مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط معادل با ۴/۵، کمتر است. با این حال با افزایش تعداد طبقات، مقدار ضریب تشدید تغییرمکان بدست آمده به مقدار پیشنهادی آیین‌نامه نزدیک‌تر است و در سازه ۱۰ طبقه با سیستم دوگانه مجهز به مهاربند کمانش تاب در طبقه اول مقدار ۴/۵ برای ضریب تشدید تغییرمکان حاصل شده است.

۴- نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی سازه‌ها نشان می‌دهد که میانه ظرفیت تحمل شتاب سازه‌ها با سیستم دوگانه مجهز به مهاربندهای کمانش تاب به صورت میانگین ۳۵ درصد بیشتر از سازه‌ها با سیستم قاب خمشی متوسط بتن‌آرمه است.

۵- تحلیل شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها نشان می‌دهد که به ازای شدت لرزه‌ای مشخص، سازه‌ها با سیستم قاب خمشی احتمال خرابی و شکنندگی لرزه‌ای بیشتری نسبت به سازه‌ها با سیستم دوگانه مجهز به مهاربند کمانش تاب دارند. منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای بدست آمده برای سطح آسیب آستانه فروریزش دلالت بر آن دارند که سطح شدت لرزه‌ای مورد نیاز برای احتمال خرابی قطعی (احتمال معادل با واحد) برای سازه‌های ۴، ۱۰ و ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی به ترتیب ۴۰، ۱۷ و ۳۰ درصد نسبت به سازه‌های با سیستم دوگانه کمتر است.

۶- میانگین ضریب شکل‌پذیری در سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط بتن‌آرمه مجهز به مهاربندهای کمانش تاب معادل با ۲/۹ است که حدود ۷ درصد از میانگین ضریب شکل‌پذیری سیستم قاب خمشی متوسط بتن‌آرمه معادل با ۲/۷ بیشتر است.

۷- میانگین ضریب اضافه مقاومت در سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط بتن‌آرمه مجهز به مهاربندهای کمانش تاب برابر ۱/۷۵ بدست آمده که ۲۵ درصد از میانگین اضافه مقاومت متناظر برای سازه‌های مورد بررسی با سیستم قاب خمشی متوسط بتن‌آرمه معادل با ۱/۴ بیشتر است.

۸- میانگین ضریب رفتار در سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط بتن‌آرمه مجهز به مهاربندهای کمانش تاب برابر با ۵/۰۳ بدست می‌آید که حدود ۳۶ درصد از ضریب رفتار سازه‌ها با سیستم قاب خمشی متوسط بتن‌آرمه معادل با ۳/۷ بیشتر است.

۹- بر اساس نتایج بدست آمده با توجه به آنکه ضریب رفتار سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط بتن‌آرمه مجهز به مهاربند کمانش تاب معرفی نشده است، نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که ضریب رفتار ۵ برای این نوع سیستم مناسب خواهد بود.

نتایج بدست آمده برای ضرایب لرزه‌ای با توجه به ابعاد پلان متفاوت در نظر گرفته شده برای سازه مورد مطالعه نسبت به تحقیقات قبلی، دچار تغییرات محسوسی شدند. بنابراین جهت دستیابی به ضرایب لرزه‌ای مناسب برای سازه‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربند کمانش تاب که قابل استفاده در استاندارد ۲۸۰۰ باشد، پیشنهاد می‌شود مدل‌های سازه‌ای با ابعاد پلان متفاوت و با تعداد طبقات متفاوت مورد مطالعه قرار گیرند.

فهرست منابع

- [1] Black, C., Makris, N. and Aiken, I., (2002). Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces, Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, University of California, Berkeley, USA.
- [2] Mazzolani, F.M., Corte, G.D., D'Aniello, M. (2009). Experimental analysis of steel dissipative bracing systems for seismic upgrading. *Journal of Civil Engineering and Management*, 15(1), 7-19.
- [3] Kim, J. and Choi, H. (2004). Behavior and design of structures with buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 26, 693-706.

- [4] Kheyroddin, A., Gholhaki, M., and Pachideh, Gh. (2019). Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Moment Frames Retrofitted With Steel Braces Using IDA and Pushover Methods in the Near-Fault Field. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(1), 159-173.
- [5] Hoveidae, N., Tremblay, R., Rafezy, B. and Davaran, A. (2015). Numerical investigation of seismic behavior of short-core all-steel buckling restrained braces. *Journal of Constructional Steel Research*, 114, 89-99.
- [6] Hoveidae, N. and Radpour, S. (2021). A novel all-steel buckling restrained brace for seismic drift mitigation of steel frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(3), 1537-1567.
- [7] Hoveidae, N. (2019). Multi-material core as self-centering mechanism for buildings incorporating BRB. *Earthquakes and Structures*, 16(5), 589-599.
- [8] Pachideh, Gh., Gholhaki, M., Lashkari, R. and Rezaifar, O. (2020). Behavior of BRB Equipped with a Casing Comprised of Steel and Polyamide. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, *Structures and Buildings*, 174(8), 1-38.
- [9] Ghowsi, A. and Sahoo, D. (2013). Seismic performance of buckling-restrained braced frames with varying beam-column connections. *International Journal of Steel Structures*, 13(4), 607-621.
- [10] Li, G., Li, J. and Yang, Z. (2023). Seismic performance of two-story three-bay reinforced concrete frame equipped with K-configured buckling restrained braces. *Journal of Building Engineering*, 74, 106904.
- [11] Qu, Z., Kishiki, S., Maida, Y., Sakata, H. and Wada, A. (2015). Seismic responses of reinforced concrete frames with buckling restrained braces in zigzag configuration. *Engineering Structures*, 105, 12-21.
- [12] Sabelli, R. and Lopez, W. (2004). Design of buckling-restrained braced frames. *Modern Steel Construction*, 44(3), 67-74.
- [13] Sai Veda, A.V., Manchalwar, A. and Kumar, G.S. (2019). Response reduction factor for different heights of RC structure. *International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering*, 9(2), 3273-3276.
- [14] Dehghan, F. and Tasnimi, A.A., (2016). Determination of the parameters influencing behavior factor of buckling restrained braced reinforced concrete frames. *Amirkabir Journal of Civil and Environmental Engineering*, 48(4), pp. 365-374.
- [15] Dehghan, F. and Tasnimi, A.A. (2010). Determination of response modifications factor of RC frames was strengthening with buckling restrained braces. In: *3rd International Conference on Seismic Retrofitting, Tabriz, Iran*.
- [16] Chen, H. and Bai, J. (2022). Loading protocols for seismic performance evaluation of buckling-restrained braces in RC frames. *Journal of Building Engineering*, 45, 103522.
- [17] Wang, F., Shi, Q.X. and Wang, P. (2021). Seismic behaviour of reinforced concrete frame structures with all steel assembled Q195 low yield buckling restrained braces. *Structures*, 30, 756-773.
- [18] Bai, J, Chen, H. and Jin, S. (2021). Investigation on the interaction between BRBs and the RC frame in BRB-RCF systems. *Engineering Structures*. 243, 112685.
- [19] Majidi Fard Vatan, E. (2018). *Seismic performance of reinforced concrete frames with buckling restrained braces*. Master of Sciences, University of Tabriz, Faculty of Civil Engineering.
- [20] Farahani, S., Akhaveissy, A.H. and Damkilde, L. (2021). Equivalent viscous damping for buckling-restrained braced RC frame structures. *Structures*, 34, 1229-1252.
- [21] Castaldo, P., Tubaldi, E., Selvi, F., Gioiella, L. (2021). Seismic performance of an existing RC structure retrofitted with buckling restrained braces. *Journal of Building Engineering*, 33, 101688.
- [22] Kong, S., Shi, F., Zhou, Y., Ma, Y. and Xie, L. (2022). Influence of BRBs deformation capacity on the seismic

performance of RC building frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 161, 107442.

[23] Moradiyan, M., Pachideh, Gh, and Moshtagh, A. (2020). Study of seismic behavior and development of fragility curves of divergent braced frames under successive earthquakes, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8 (Special Issue 4), 156-175.

[24] Mohd Yassin, M. (1994). *Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads*, PhD dissertation, University of California, Berkeley.

[25] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L. and Jeremic B. (2007). OpenSEES Command Language Manual.

[26] Zsarnóczay, A. (2013). *Experimental and numerical investigation of buckling restrained braced frames for Eurocode conform design procedure development*. Budapest University of Technology and Economics, Budapest.

[27] Uang, C.M. (1991). Establishing R (or R_w) and Cd factor for building seismic provision. *Journal of Structural Engineering*, 117(1), 19-28.

