

Research Article

Effect of Seismic Sequence on the Seismic Resilience of Concrete Moment Frames Equipped with Buckling-Restrained Braces (BRBs)

Maziyar Hashemi Rad¹, Navid Siahpolo^{2*} 

1- Master's Graduate in Structural Engineering, Khuzestan Institute for Higher Education (ACECR), Ahvaz, Iran

2- Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Khuzestan Institute for Higher Education (ACECR), Ahvaz, Iran



Citation: Hashemi Rad, M., and Siahpolo, N. (2026) "Effect of Seismic Sequence on the Seismic Resilience of Concrete Moment Frames Equipped with Buckling-Restrained Braces (BRBs)", *Journal of Steel & Structures*, 20(52), pp.121-147 (In Persian).

 <https://doi.org/10.22034/jss.2026.590280.1047>

Article info:

Article History:

Received: 2 January 2026

Revised: 14 April 2026

Accepted: 25 April 2026

Published: 22 June 2026

Keywords:

Main Shock
Seismic Sequence
Buckling Brace
Concrete Flexural Frame
Fragility Curve
Seismic Resilience

ABSTRACT

Background: Seismic resilience of reinforced concrete (RC) moment-resisting frames subjected to earthquake sequences, particularly those equipped with supplemental energy-dissipation systems, is an important aspect of performance-based seismic design. Despite the favorable energy absorption and dissipation capacity of buckling-restrained braces (BRBs), the combined effects of mainshock-aftershock sequences, building height, number of bays, and seismic hazard level on the resilience of BRB-retrofitted RC frames remain insufficiently investigated. This study aims to quantitatively evaluate these effects on the seismic resilience of BRB-retrofitted RC moment-resisting frames.

Methods: Three groups of two-dimensional RC frames with 5, 10, and 15 stories and three- and five-bay configurations were designed according to high-level seismic provisions for special ductility and modeled in OpenSees. Nonlinear dynamic time-history analyses were performed using recorded real earthquake sequences. Spectral acceleration at the fundamental period was selected as the intensity measure, and maximum interstory drift ratio was adopted as the engineering demand parameter. Structural damage was quantified according to four performance levels: Immediate Occupancy, Life Safety, Collapse Prevention, and Complete Collapse. Fragility curves were developed to estimate damage probabilities and assess resilience degradation under Design Basis Earthquake (DBE) and Maximum Considered Earthquake (MCE) hazard levels.

Results: The results show that increasing building height and the number of bays significantly increases structural damage and reduces seismic resilience due to greater lateral flexibility, larger interstory drift demands, and concentration of residual deformations in lower and middle stories. The mainshock accounts for more than 80% of total damage, whereas the aftershock has a limited effect unless the structure remains in the nonlinear response range after the mainshock. Increasing the hazard level from DBE to MCE causes a substantial reduction in resilience, particularly in high-rise and five-bay frames.

Conclusion: Earthquake intensity, building height, and number of bays are the key factors governing the seismic resilience of BRB-equipped RC frames. Taller and five-bay frames exhibit greater vulnerability to resilience degradation because of their higher drift demands. The proposed fragility-based framework can support performance-based seismic design and post-earthquake assessment of RC buildings. Future studies should consider three-dimensional structures, alternative bracing configurations, and soil-structure interaction.

* Corresponding Author's E-mail: Siahpolo@acecr.ac.ir



Copyright for this article are retained by the author(s) with publishing rights granted to Iranian Society of Steel Structures Press. The content of this article is subject to the terms and conditions of the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC-BY-NC 4.0) License. For more information, please visit <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Introduction

Earthquake sequences consisting of a mainshock followed by one or more aftershocks can significantly affect the structural performance and post-earthquake functionality of buildings. Structural resilience has become a key concept in performance-based earthquake engineering, emphasizing not only collapse prevention but also the rapid recovery of structural functionality after seismic events. Reinforced concrete (RC) moment-resisting frames equipped with buckling-restrained braces (BRBs) have demonstrated excellent seismic performance due to their stable hysteretic behavior and high energy dissipation capacity. However, the combined effects of earthquake sequences, structural height, bay configuration, and seismic hazard level on the resilience of BRB-equipped RC frames have not been comprehensively investigated. Therefore, this study evaluates and compares the seismic resilience of low-, medium-, and high-rise RC moment frames with different bay configurations under mainshock-aftershock sequences. Fragility-based analyses are conducted at Design Basis Earthquake (DBE) and Maximum Considered Earthquake (MCE) hazard levels. The findings provide engineering insights that support more reliable performance-based seismic design and resilience assessment of RC structures.

Methods

The seismic performance of reinforced concrete (RC) moment-resisting frames equipped with buckling-restrained braces (BRBs) was evaluated through nonlinear dynamic analysis under earthquake sequence scenarios. Six two-dimensional RC frame models, including 5-, 10-, and 15-story buildings with three- and five-bay configurations, were developed to represent low-, medium-, and high-rise structures. All frames were designed for high seismicity and special ductility requirements, while the BRBs were designed according to Chapter 10 of the Iranian National Building Code and connected to the frames using pinned

connections. Nonlinear numerical models were developed in OpenSees, where the nonlinear behavior of structural members and BRBs was appropriately considered. A suite of recorded mainshock-aftershock ground motions was employed to evaluate the structural response under Design Basis Earthquake (DBE) and Maximum Considered Earthquake (MCE) hazard levels. Spectral acceleration was selected as the intensity measure, whereas the maximum inter-story drift ratio was adopted as the engineering demand parameter. Structural damage was quantified using four predefined performance levels, and fragility curves were developed to estimate damage probabilities and evaluate resilience degradation under different structural configurations and seismic hazard levels.

Results

The results indicate that increasing structural height and the number of bays significantly reduces the seismic resilience of BRB-equipped RC moment frames due to greater lateral flexibility and larger inter-story drifts. Damage is primarily caused by the mainshock, while aftershocks have a limited effect unless the structure remains within the Non linear response range. Resilience decreases markedly as the hazard level increases from DBE to MCE, particularly in taller and five-bay frames. These findings agree with previous studies and highlight that both structural configuration and earthquake intensity play critical roles in resilience-based seismic design and post-earthquake structural performance.

Conclusion

This study demonstrates that the seismic resilience of BRB-equipped reinforced concrete moment frames is strongly influenced by earthquake intensity, structural height, and bay configuration. Taller and five-bay frames exhibit greater vulnerability and lower resilience due to increased lateral flexibility and drift demands. The findings highlight the

importance of considering earthquake sequences in performance-based seismic design and resilience assessment. The proposed fragility-based evaluation framework provides useful engineering insights for improving seismic design and post-earthquake performance evaluation of RC buildings. Future studies may extend this work by investigating three-dimensional structures, different BRB configurations, and soil-structure interaction effects.

Declaration of Generative AI and AI-assisted Technologies in the Writing Process

During the preparation of this work, the author(s) used Deepseek for the purpose of translating the abstract from Persian into English. After using this tool/service, the author(s) reviewed and edited the content as needed and take full responsibility for the content of the publication.

Ethical Consideration

Compliance with ethical guidelines

The authors avoided data fabrication, falsification, and plagiarism, and any form of misconduct.

Funding

This research did not receive any specific grant from funding agencies in the public, commercial, or not-for-profit sectors.

Author's contributions

First Author: Conceptualization, Methodology, Review and Editing, Supervision and Project Administration.

Second Author: Analysis, Investigation, Writing.

Conflicts of interest

The authors declare no conflict of interest.

مقاله پژوهشی

اثر توالی لرزه‌ای بر تاب‌آوری لرزه‌ای قاب خمشی بتن آرمه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب

مازیار هاشمی‌راد^۱، نوید سیاه‌پلو^{۲*}

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی سازه، مؤسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز، ایران

۲- استادیار، دانشکده عمران و معماری، مؤسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز، ایران



Citation: Hashemi Rad, M., and Siahpolo, N. (2026) "Effect of Seismic Sequence on the Seismic Resilience of Concrete Moment Frames Equipped with Buckling-Restrained Braces (BRBs)", *Journal of Steel & Structures*, 20(52), pp.121-147 (In Persian).

doi <https://doi.org/10.22034/jss.2026.590280.1047>

چکیده

زمینه پژوهش: تاب‌آوری لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن آرمه در برابر توالی‌های زمین‌لرزه، به‌ویژه در سازه‌های مجهز به سامانه‌های استهلاک انرژی مکمل، از معیارهای مهم طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد است. با وجود عملکرد مطلوب مهاربندهای کمانش‌ناپذیر (BRB) در جذب و استهلاک انرژی، تأثیر هم‌زمان توالی‌های اصلی-پس‌لرزه، ارتفاع ساختمان، تعداد دهانه‌ها و سطح خطر لرزه‌ای بر تاب‌آوری این قاب‌ها به‌طور جامع بررسی نشده است. هدف این پژوهش، ارزیابی کمی تأثیر این عوامل بر تاب‌آوری قاب‌های خمشی بتن آرمه مقاوم‌سازی‌شده با BRB است.

روش پژوهش: سه گروه قاب دوبعدی بتن آرمه ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه، در دو پیکربندی سه و پنج دهانه، بر اساس ضوابط طراحی لرزه‌ای سطح بالا (شکل‌پذیری ویژه) طراحی و در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شدند. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی با استفاده از رکوردهای واقعی توالی‌های زمین‌لرزه انجام شد. شتاب طیفی در دوره تناوب اول سازه، به‌عنوان معیار شدت و حداکثر نسبت دررفت بین‌طبقه‌ای، به‌عنوان عامل نیاز مهندسی در نظر گرفته شد. خسارت سازه‌ای بر اساس چهار سطح عملکردی شامل بهره‌برداری بی‌وقفه، ایمنی جانی، آستانه فروریزش و فروریزش کامل کمی‌سازی و منحنی‌های شکنندگی برای برآورد احتمال خسارت و ارزیابی کاهش تاب‌آوری در سطوح خطر DBE و MCE توسعه داده شدند.

یافته‌ها: نتایج نشان داد افزایش ارتفاع و تعداد دهانه‌ها، به‌دلیل افزایش انعطاف‌پذیری جانبی، دررفت بین‌طبقه‌ای و تمرکز تغییرشکل‌های ماندگار در طبقات پایین و میانی، موجب افزایش چشم‌گیر خسارت و کاهش تاب‌آوری می‌شود. زمین‌لرزه اصلی بیش از ۸۰ درصد خسارت را ایجاد می‌کند؛ درحالی‌که پس‌لرزه، اثر محدودی دارد؛ مگر آن‌که سازه پس از زمین‌لرزه اصلی همچنان در محدوده پاسخ غیرخطی باقی بماند. افزایش سطح خطر از DBE به MCE نیز کاهش شدید تاب‌آوری، به‌ویژه در قاب‌های بلندمرتبه و پنج‌دهانه را به‌همراه دارد.

نتیجه‌گیری: شدت زمین‌لرزه، ارتفاع سازه و تعداد دهانه‌ها، عوامل کلیدی مؤثر بر تاب‌آوری لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه مجهز به BRB هستند. قاب‌های بلندتر و پنج‌دهانه، آسیب‌پذیری بیش‌تری در برابر کاهش تاب‌آوری نشان می‌دهند. چارچوب مبتنی بر شکنندگی ارائه‌شده می‌تواند به بهبود طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد و ارزیابی عملکرد پس از زلزله کمک نماید. بررسی سازه‌های سه‌بعدی، آرایش‌های مختلف مهاربندی و اندرکنش خاک-سازه در مطالعات آتی پیشنهاد می‌شود.

اطلاعات مقاله:

سابقه مقاله:

تاریخ دریافت: ۱۲ دی ماه ۱۴۰۴

تاریخ بازنگری: ۲۵ فروردین ماه ۱۴۰۵

تاریخ پذیرش: ۵ اردیبهشت ماه ۱۴۰۵

تاریخ انتشار: ۱ تیر ماه ۱۴۰۵

واژگان کلیدی:

زمین‌لرزه اصلی

توالی لرزه‌ای

مهاربند کمانش‌ناپذیر

قاب خمشی بتن آرمه

منحنی شکنندگی

تاب‌آوری لرزه‌ای

* آدرس ایمیل نویسنده مسئول: Siahpolo@acecr.ac.ir

حقوق نشر این مقاله برای نویسنده(گان) محفوظ است و حقوق انتشار آن به انتشارات انجمن سازه‌های فولادی ایران واگذار شده است. محتوای این مقاله تابع قوانین و شرایط مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution 4.0 (CC-BY-NC 4.0) می‌باشد. برای اطلاعات بیش‌تر، لطفاً به وبسایت

<https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode> مربوطه مراجعه فرمایید.



۱- مقدمه

امروزه حرکت به سمت ایجاد شهرهای تاب‌آور یکی از رویکردهای اصلی در کشورهای توسعه‌یافته است. تاب‌آوری لرزه‌ای^۱، یعنی توانایی یک شهر یا سازه برای بازگشت به شرایط پیش از زلزله، نقش بسیار مهمی در این فرایند دارد. با وجود اهمیت این موضوع، مطالعات انجام‌شده در زمینه تاب‌آوری لرزه‌ای هنوز محدود هستند و نیاز به چارچوب‌های علمی جامع احساس می‌شود. بسیاری از سامانه‌های باربر لرزه‌ای نیز هنوز از منظر تاب‌آوری به‌طور کامل بررسی نشده‌اند.

ایران به‌دلیل قرارگرفتن در کمربند لرزه‌خیز آلپ و هیمالیا همواره در معرض زمین‌لرزه‌های شدید است. تجربه نشان داده که طراحی سازه‌ها تنها برای مقابله با زلزله^۲ (MS) اصلی کافی نیست، زیرا گسل‌ها پس از زلزله اصلی هنوز انرژی دارند و می‌توانند پیش‌لرزه‌ها و پس‌لرزه‌های متعددی ایجاد کنند. این توالی لرزه‌ای^۳، به‌ویژه وقتی فاصله زمانی بین رویدادها کوتاه باشد و فرصت تعمیر وجود نداشته باشد، موجب افزایش خرابی و تهدید پایداری کلی سازه می‌شود. پس از زلزله اصلی، کاهش سختی و مقاومت سازه باعث می‌شود که پس‌لرزه‌ها (AS)^۴ اثر بیش‌تری داشته باشند و خطر فروریزش افزایش یابد. با این وجود، آیین‌نامه‌های رایج، از جمله استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم)، هنوز اثر توالی زلزله‌ها را در طراحی لحاظ نکرده‌اند [۱].

در سال‌های اخیر، مفهوم تاب‌آوری لرزه‌ای به‌طور گسترده مطرح شده است که به توانایی سازه در جذب و اتلاف انرژی زلزله، سازگاری با شرایط ناشی از وقوع زمین‌لرزه، حفظ سطح قابل‌قبولی از عملکرد حین حادثه و بازگشت به عملکرد عادی با نزدیک به حالت اولیه پس از زلزله اشاره دارد. خسارات سنگین و هزینه‌های اقتصادی و اجتماعی زلزله‌های اخیر، ضرورت توجه به تاب‌آوری را نشان داده است. اگرچه دستورالعمل‌هایی مانند Hazus در ارزیابی خسارت و زمان بازیابی گام‌هایی برداشته‌اند، اما هنوز چارچوب کاملی برای بررسی رفتار سازه‌ها در برابر توالی لرزه‌ای و ارتباط آن با شاخص‌های تاب‌آوری توسعه نیافته است. تاب‌آوری را می‌توان به دو نوع سخت و نرم تقسیم نمود. تاب‌آوری سخت به مقاومت مستقیم سازه در برابر نیروهای وارده اشاره دارد، درحالی‌که تاب‌آوری نرم توانایی سامانه در جذب

انرژی و بازگرداندن عملکرد خود پس از حادثه را نشان می‌دهد [۲ و ۳].

برای دستیابی به اهداف تاب‌آوری، بهبود عملکرد سامانه و کاهش آسیب‌ها، چهار ویژگی اصلی برای هر سامانه تاب‌آور تعریف شده است:

۱- **استواری**^۵: استواری به توانایی المان یا سامانه در جلوگیری از فروریختن پس از وقوع خسارت اولیه اشاره دارد و نشان‌دهنده ظرفیت باقی‌مانده سازه پس از مواجهه با خطر است.

۲- **دسترسی به منابع**^۶: این ویژگی به توانایی شناسایی خسارت‌ها و تخصیص منابع و اولویت‌ها در زمانی که برخی اجزای سامانه آسیب می‌بینند، اشاره دارد. مسائل مربوط به نگهداری سازه نیز در این دسته قرار می‌گیرند. افزایش منابع موجب افزایش چابکی سامانه می‌شود.

۳- **افزونگی**^۷: افزونگی یعنی وجود مسیرهای جایگزین در سازه که نیروهای جانبی بتوانند از طریق آن منتقل شوند و سازه همچنان پایدار باقی بماند. به بیان دیگر، این ویژگی توانایی سامانه برای استفاده از منابع جایگزین در فرایند بازگرداندن عملکرد را توصیف می‌کند. ایجاد مسیرهای چندگانه برای انتقال بارهای اضافی نیز بخشی از مفهوم افزونگی است.

۴- **چابکی**^۸: چابکی به توانایی سامانه در شناسایی اولویت‌ها و رسیدن به اهداف در زمان مناسب اشاره دارد، به‌گونه‌ای که خسارت‌ها به حداقل برسند و عملکرد سازه سریعاً بازیابی شود.

این چهار ویژگی پایه، چارچوبی برای ارزیابی و تقویت تاب‌آوری سامانه‌های ساختمانی فراهم می‌کنند [۴].

مهاربند کمانش‌تاب (BRB)^۹ به‌عنوان یکی از سامانه‌های مقاوم جانبی، به‌دلیل توانایی جلوگیری از کمانش و رفتار تقریباً متقارن در کشش و فشار، گزینه‌ای مؤثر در طراحی لرزه‌ای شناخته می‌شود. با این حال، تحقیقات نشان داده‌اند که حتی قاب‌های مجهز به BRB در مواجهه با زلزله‌های متوالی شدید، دچار تغییرشکل‌های دائمی و تمرکز جابه‌جایی در طبقات می‌شوند. این مسئله می‌تواند موجب افزایش زمان و هزینه بازگرداندن سازه به حالت بهره‌برداری و تهدید پایداری لرزه‌ای ساختمان شود. از سوی دیگر، فقدان دستورالعمل‌های تحلیلی مشخص برای بررسی عملکرد

⁵ Stability

⁶ Access to Resources

⁷ Additional

⁸ Agility

⁹ Buckling Resistant Brace

¹ Seismic Resilience

² Main Shock

³ Seismic Sequence

⁴ After Shock

پیشین در زمینه مهاربندهای کماتش‌تاب و تحلیل دینامیکی افزایشی اتخاذ شده است. علاوه بر این، در سازه‌های منظم با دیافراگم صلب، امکان ارزیابی مستقل پاسخ هر قاب وجود دارد. قاب‌های مورد مطالعه دارای پلان منظم بوده و فاقد نامنظمی پیچشی هستند بنابراین، انتظار نمی‌رود مودهای پیچشی تأثیر تعیین‌کننده‌ای بر پاسخ کلی سازه داشته باشند. هرچند عوامل همچون پیچش تصادفی، مودهای پیچشی و اندرکنش دیافراگم می‌تواند بر پاسخ سازه اثر بگذارند، بررسی دقیق این عوامل مستلزم استفاده از مدل‌سازی سه‌بعدی و انجام تحلیل‌های گسترده‌تر است که در چارچوب اهداف این پژوهش قرار نمی‌گیرد. در نتیجه، با توجه به نظم پلان، صلیبت دیافراگم و نبود نامنظمی پیچشی، فرض غالب بودن رفتار صفحه‌ای قاب‌ها در پاسخ سیستم باربر جانبی، با اهداف و سطح تحلیل مورد نظر سازگاری دارد.

تحلیل‌های خطی نیز طبق بند ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) انجام شده‌اند [۱]. برای سازه‌ها درجهٔ شکل‌پذیری ویژه، خاک نوع I، پهنهٔ لرزه‌خیزی خیلی زیاد با ضریب شتاب ۰/۳۵، کاربری اداری با ضریب اهمیت یک، در نظر گرفته شده است. بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بارهای ثقلی شامل بار مرده ۲۵ و بار زنده ۱۰ کیلونیوتن بر متر اعمال شدند [۷]. عرض دهانه‌ها ۵ متر، ارتفاع طبقات ۴ متر و تعداد دهانه‌ها در دو حالت ۳ و ۵ دهانه همچنین اثرات P-Delta در نظر گرفته شده و در نرم‌افزار Etabs طراحی شده است. مشخصات مصالح شامل فولاد با تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال، بتن با مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال و مهاربندهای BRB با تنش تسلیم ۲۳۵ مگاپاسکال است. مدل‌ها بر اساس تعداد طبقات و دهانه‌ها مطابق شکل (۱) نام‌گذاری شدند تا مقایسهٔ نتایج تسهیل شود [۸].

ابتدا قاب‌های خمشی ویژه طراحی و کنترل شده و نیروی برش طبقات مطابق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) محاسبه شده است؛ به‌طوری‌که حداقل ۵۰٪ برش پایه در ارتفاع توزیع می‌شود و مهاربندهای BRB به‌عنوان سامانهٔ مقاوم دوم، نیروهای اضافی را تحمل می‌کنند (جدول‌های (۱) الی (۳)). تغییر شکل مورد انتظار BRB برابر بیشینه ۲٪ ارتفاع طبقه یا دوبرابر تغییر مکان نسبی طراحی در نظر گرفته شده و اتصال آن به قاب مفصلی و بدون مشارکت در باربری ثقلی است. الگوی مهاربند کماتش‌تاب برای طبقات مختلف قطری (شکل (۱)) در نظر گرفته شده است [۹].

سازه‌ها در شرایط توالی زلزله، نبود معیارهای شفاف برای ارتباط خسارت تجمعی و شکل‌پذیری با شاخص‌های تاب‌آوری و محدودیت مطالعات جامع روی قاب‌های کماتش‌تاب در سناریوهای چند زلزله‌ای، ضرورت انجام پژوهشی را که بتواند رفتار این سازه‌ها را در مواجهه با زلزله‌های متوالی تحلیل و میزان تاب‌آوری آن‌ها را ارزیابی نماید، بیش‌ازپیش آشکار می‌سازد.

در این پژوهش، تاب‌آوری لرزه‌ای سامانهٔ قاب خمشی بتنی همراه با مهاربند کماتش‌تاب برای سازه‌های کوتاه‌مرتبه، میان‌مرتبه و بلندمرتبه بررسی شده است. تحلیل نتایج با استفاده از منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای در سطوح عملکردی مختلف انجام شده تا خسارات ناشی از تغییرات شدت لرزه‌ای در پاسخ غیرخطی سازه‌ها، مطابق دستورالعمل HAZUS، تعیین شود. این بررسی‌ها با استفاده از تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA)^۱ و تحت رکوردهای نزدیک گسل در سناریوهای توالی لرزه‌ای و زلزله‌های منفرد انجام شده است.

برای اولین بار، تاب‌آوری قاب‌های بتن‌آرمهٔ مجهز به مهاربند کماتش‌تاب در مواجهه با توالی زلزله‌های نزدیک گسل مورد ارزیابی قرار گرفته است. نوآوری اصلی این پژوهش در بررسی نقش مهاربند کماتش‌تاب در کنار قاب بتنی و سنجش ظرفیت تاب‌آوری این سامانه در برابر توالی لرزه‌ای نزدیک گسل نهفته است. نتایج این مطالعه می‌تواند به کاهش عدم اطمینان دربارهٔ رفتار لرزه‌ای سامانه‌های مهاربندی موجود در مواجهه با توالی زلزله‌ها، با تمرکز بر تاب‌آوری، کمک نماید.

۲- روش‌شناسی پژوهش

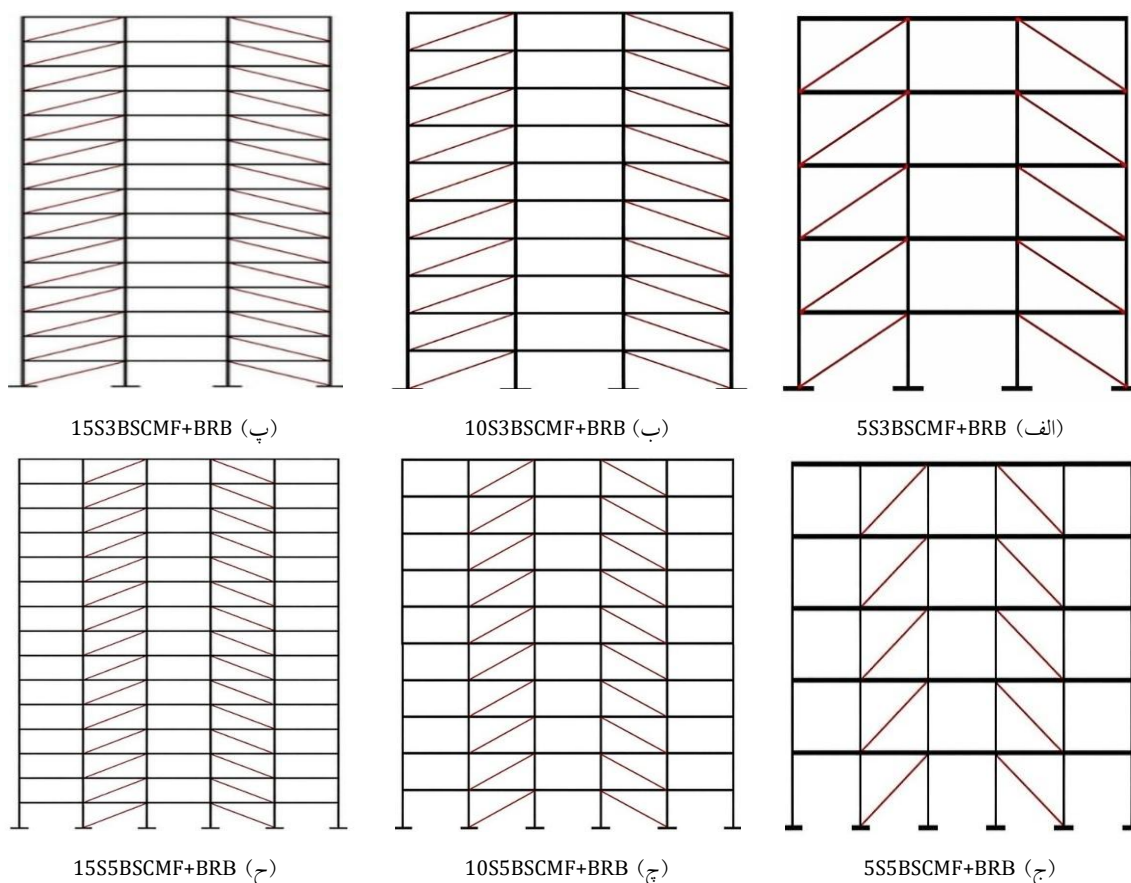
۲-۱- سازه‌های مطالعاتی و فرضیات طراحی

در این پژوهش، یک قاب خمشی دوبعدی از یک مدل سه‌بعدی فضایی^۲ استخراج و رفتار سازه‌ای آن تحت شرایط مختلف بررسی شده است. سازه‌ها در سه ارتفاع ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه مدل‌سازی شده‌اند تا اثر ارتفاع بر عملکرد لرزه‌ای و توزیع نیروها ارزیابی شود. طراحی و کنترل قاب‌های خمشی بتن‌آرمه بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان انجام شده [۵] و طراحی مهاربندهای کماتش‌تاب بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۶] صورت گرفته است.

رویکرد تحلیل دوبعدی با هدف کاهش تعداد متغیرها و تمرکز بر رفتار اصلی سیستم باربر جانبی انتخاب شده است. این رویکرد با توجه به کاربرد گستردهٔ مدل‌های دوبعدی در مطالعات

^۱ Incremental Dynamic Analysis

^۲ Space Frame



شکل ۱- نام‌گذاری و نمای قاب‌های مطالعاتی

جدول ۱- مشخصات مقاطع تیر، ستون و مهاربندی طراحی شده مدل پنج طبقه (سه دهانه و پنج دهانه)

طبقه	ابعاد تیر (میلی متر)	آرماتور تیر (میلی متر مربع)	ستون کناری (میلی متر)	آرماتور ستون کناری (میلی متر مربع)	ستون‌های میانی (میلی متر)	آرماتور ستون میانی (میلی متر مربع)	هسته مهاربند (میلی متر مربع)
۱	بالا ۴۰۰×۴۰۰	۱۱۱۰	۴۰۰×۴۰۰	۲۴۱۳	۴۰۰×۴۰۰	۵۰۴۷	۴۰۰
	پایین ۴۰۰×۴۰۰	۹۲۰	۴۰۰×۴۰۰	۲۴۱۳	۴۰۰×۴۰۰	۲۴۱۳	۴۰۰
۲	بالا ۴۰۰×۴۰۰	۱۱۱۰	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۲۵۰
	پایین ۴۰۰×۴۰۰	۹۲۰	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۲۵۰
۳	بالا ۴۰۰×۴۰۰	۱۱۱۰	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۱۵۰
	پایین ۴۰۰×۴۰۰	۹۲۰	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۱۵۰
۴	بالا ۴۰۰×۴۰۰	۱۱۱۰	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۱۵۰
	پایین ۴۰۰×۴۰۰	۹۲۰	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۱۵۰
۵	بالا ۴۰۰×۴۰۰	۱۱۱۰	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۱۵۰
	پایین ۴۰۰×۴۰۰	۹۲۰	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۴۰۰×۴۰۰	۱۸۴۷	۱۵۰

جدول ۲- مشخصات مقاطع تیر، ستون و مهاربندی طراحی شده مدل ده طبقه (سه دهانه و پنج دهانه)

طبقه	ابعاد تیر (میلی متر)	آرماتور تیر (میلی مترمربع)	ستون کناری (میلی متر)	آرماتور ستون کناری (میلی مترمربع)	ستون میانی (میلی متر)	آرماتور ستون میانی (میلی مترمربع)	هسته مهاربند (میلی مترمربع)
۱	۵۰۰×۵۰۰	بالا ۲۰۰۰ پایین ۱۸۰۰	۵۵۰×۵۵۰	۵۰۲۷	۶۰۰×۶۰۰	۶۲۸۴	۵۵۰
۲	۵۰۰×۵۰۰	بالا ۲۰۰۰ پایین ۱۸۰۰	۵۰۰×۵۰۰	۳۰۵۴	۵۰۰×۵۰۰	۵۰۲۷	۵۵۰
۳	۵۰۰×۵۰۰	بالا ۲۰۰۰ پایین ۱۸۰۰	۵۰۰×۵۰۰	۳۰۵۴	۵۰۰×۵۰۰	۵۰۲۷	۵۵۰
۴	۵۰۰×۵۰۰	بالا ۲۰۰۰ پایین ۱۸۰۰	۵۰۰×۵۰۰	۳۰۵۴	۵۰۰×۵۰۰	۳۰۵۴	۵۵۰
۵	۵۰۰×۵۰۰	بالا ۲۰۰۰ پایین ۱۸۰۰	۵۰۰×۵۰۰	۳۰۵۴	۵۰۰×۵۰۰	۳۰۵۴	۲۵۰
۶	۵۰۰×۵۰۰	بالا ۱۵۰۰ پایین ۱۱۵۰	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۴۰۰×۴۰۰	۳۰۵۴	۲۵۰
۷	۵۰۰×۵۰۰	بالا ۱۵۰۰ پایین ۱۱۵۰	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۳۵۰×۳۵۰	۲۴۱۳	۲۵۰
۸	۵۰۰×۵۰۰	بالا ۱۵۰۰ پایین ۱۱۵۰	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۳۵۰×۳۵۰	۲۴۱۳	۱۵۰
۹	۴۰۰×۴۰۰	بالا ۱۰۰۰ پایین ۸۰۰	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۳۵۰×۳۵۰	۲۴۱۳	۱۵۰
۱۰	۴۰۰×۴۰۰	بالا ۱۰۰۰ پایین ۸۰۰	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۳۵۰×۳۵۰	۲۴۱۳	۱۵۰

جدول ۳- مشخصات مقاطع تیر، ستون و مهاربندی طراحی شده مدل پانزده طبقه (سه دهانه و پنج دهانه)

طبقه	ابعاد تیر (میلی متر)	آرماتور تیر (میلی متر مربع)	ستون کناری (میلی متر)	آرماتور ستون کناری (میلی متر مربع)	ستون میانی (میلی متر)	آرماتور ستون میانی (میلی متر مربع)	هسته مهاربند (میلی متر مربع)
۱	۶۰۰×۶۰۰ بالا پایین	۲۱۰۰ ۱۸۵۰	۶۰۰×۶۰۰	۶۲۸۴	۷۰۰×۷۰۰	۷۵۴۱	۸۰۰
۲	۶۰۰×۶۰۰ بالا پایین	۲۱۰۰ ۱۸۵۰	۶۰۰×۶۰۰	۶۲۸۴	۷۰۰×۷۰۰	۷۵۴۱	۸۰۰
۳	۶۰۰×۶۰۰ بالا پایین	۲۱۰۰ ۱۸۵۰	۶۰۰×۶۰۰	۶۲۸۴	۷۰۰×۷۰۰	۷۵۴۱	۵۵۰
۴	۶۰۰×۶۰۰ بالا پایین	۲۱۰۰ ۱۸۵۰	۶۰۰×۶۰۰	۵۰۲۷	۶۰۰×۶۰۰	۵۰۲۷	۵۵۰
۵	۶۰۰×۶۰۰ بالا پایین	۲۱۰۰ ۱۸۵۰	۶۰۰×۶۰۰	۵۰۲۷	۶۰۰×۶۰۰	۵۰۲۷	۵۵۰
۶	۶۰۰×۶۰۰ بالا پایین	۲۱۰۰ ۱۸۵۰	۶۰۰×۶۰۰	۵۰۲۷	۶۰۰×۶۰۰	۵۰۲۷	۵۵۰
۷	۶۰۰×۶۰۰ بالا پایین	۲۱۰۰ ۱۸۵۰	۶۰۰×۶۰۰	۵۰۲۷	۶۰۰×۶۰۰	۵۰۲۷	۵۵۰
۸	۵۰۰×۵۰۰ بالا پایین	۱۶۰۰ ۱۳۰۰	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۶۰۰×۶۰۰	۵۰۲۷	۵۵۰
۹	۵۰۰×۵۰۰ بالا پایین	۱۶۰۰ ۱۳۰۰	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۵۰۰×۵۰۰	۳۰۵۴	۵۵۰
۱۰	۵۰۰×۵۰۰ بالا پایین	۱۶۰۰ ۱۳۰۰	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۵۰۰×۵۰۰	۳۰۵۴	۲۵۰
۱۱	۵۰۰×۵۰۰ بالا پایین	۱۶۰۰ ۱۳۰۰	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۵۰۰×۵۰۰	۳۰۵۴	۲۵۰
۱۲	۵۰۰×۵۰۰ بالا پایین	۱۶۰۰ ۱۳۰۰	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۵۰۰×۵۰۰	۳۰۵۴	۲۵۰
۱۳	۵۰۰×۵۰۰ بالا پایین	۱۶۰۰ ۱۳۰۰	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۱۵۰
۱۴	۵۰۰×۵۰۰ بالا پایین	۱۰۰۰ ۸۵۰	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۱۵۰
۱۵	۵۰۰×۵۰۰ بالا پایین	۱۰۰۰ ۸۵۰	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۵۰۰×۵۰۰	۱۸۴۷	۱۵۰

۲-۲- محدوده رفتار غیرخطی

در این پژوهش، تغییر مکان نسبی طبقات (IDR)^۱ به عنوان شاخص پاسخ مهندسی (EDP)^۲ اصلی انتخاب شده است؛ زیرا این پارامتر ارتباط مستقیمی با تغییر شکل جانبی، آسیب‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای و سطوح مختلف عملکرد دارد. همچنین، IDR در دستورالعمل‌های معتبر ارزیابی لرزه‌ای، از جمله HAZUS، به عنوان یکی از معیارهای رایج ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. از این رو، به کارگیری آن امکان مقایسه منسجم نتایج این پژوهش با مطالعات پیشین و چارچوب‌های متداول تحلیل شکنندگی را فراهم می‌کند. با این حال، محدود نمودن EDP به IDR به معنای بی‌اهمیت بودن سایر پارامترهای پاسخ نیست. در سازه‌های مجهز به مهاربند کمانش‌ناپذیر، کرنش پلاستیک هسته فولادی BRB می‌تواند اطلاعات ارزشمندی درباره میزان ورود عضو به ناحیه غیرخطی، آسیب موضعی و احتمال شکست آن ارائه دهد. همچنین، دریافت پسماند، شاخص مهمی برای ارزیابی تغییر شکل دائمی سازه و قابلیت بهره‌برداری مجدد پس از زلزله محسوب می‌شود. انتخاب IDR در این مطالعه بر تمرکز بر پاسخ کلی سازه و استخراج منحنی‌های شکنندگی در سطح سیستم استوار است. از آنجا که هدف اصلی، ارزیابی عملکرد کلی سازه در سطوح مختلف شدت لرزه‌ای بوده است، IDR به عنوان شاخص اصلی، پاسخ مناسبی برای پرسش‌های تحقیق فراهم می‌کند. در مقابل، بررسی کرنش پلاستیک هسته و دریافت پسماند، مستلزم تعریف معیارهای خرابی و عملکرد اختصاصی برای اعضای BRB و همچنین تحلیل جداگانه قابلیت بهره‌برداری پس از زلزله است. بنابراین، این پارامترها می‌توانند در مطالعات تکمیلی آینده به عنوان شاخص‌های مکمل مورد استفاده قرار گیرند.

در FEMA 356 مقادیر دریافت متناظر با حالات حدی قاب‌های بتنی ارائه شده است، اما برای قاب‌های بتنی مجهز به مهاربند کمانش‌تاب، مقادیر مشخصی ذکر نشده است. به همین دلیل، در مطالعه **فراهانی و همکاران**، از همان مقادیر دریافت پیشنهادی برای قاب‌های بتنی دارای مهاربند در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)^۳، ایمنی جانی (LS)^۴ و آستانه فروریزش (CP)^۵ استفاده شده که این مقادیر در جدول (۱) ارائه

شده‌اند. لازم به ذکر است که حالت فروپاشی نهایی (C)^۶ با توجه به نکات زیر در نظر گرفته شده است [۹ و ۱۰]:

۱- کاهش سختی جانبی قاب (شیب منحنی بار-تغییر مکان) به کم‌تر از ۲۰٪ مقدار اولیه در محدوده الاستیک.

۲- رسیدن نسبت جابه‌جایی نسبی بین طبقات به ۰/۱.

از سوی دیگر، به منظور رفع اختلاف در نام‌گذاری حالات حدی آسیب بین روش‌های متداول تحلیل مبتنی بر IDA/Fragility و چارچوب تاب‌آوری HAZUS، شفاف‌سازی تطابق مفاهیم این حالات ضروری است. بر اساس پیشنهاد **وانگ و همکاران**، ارائه یک جدول مقایسه‌ای همراه با نام‌گذاری دوگانه می‌تواند بهترین راهکار برای ایجاد هم‌خوانی بین این دو رویکرد باشد (جدول (۴)). در تحلیل‌های IDA/Fragility معمولاً حالات IO، LS، CP و C تعریف می‌شوند؛ در حالی که در چارچوب HAZUS، حالات آسیب اجزا با سطوح Slight، Moderate، Extensive و Complete بیان می‌شوند [۱۱].

تحلیل دینامیکی غیرخطی افزاینده به عنوان یکی از روش‌های معتبر و پذیرفته شده برای ارزیابی ظرفیت لرزه‌ای سازه‌ها در این پژوهش به کار گرفته شده است. بدین منظور، پس از انتخاب و مقیاس نمودن مجموعه شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر، تمامی قاب‌ها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی قرار گرفتند. برای کلیه مدل‌ها، میرایی ویسکوز معادل برابر با ۵٪ فرض شد که مقدار متعارف و رایج برای قاب‌های سازه‌ای محسوب می‌شود. چارچوب انجام تحلیل‌های IDA بر اساس روش پیشنهادی **گرچی و همکاران** تدوین شد [۱۲ و ۱۳].

شاخص شدت لرزه‌ای، شتاب طیفی متناظر با مود اول سازه ($S_a(T_1)$) در نظر گرفته شد. این انتخاب بر سه دلیل اصلی استوار است: نخست، $S_a(T_1)$ با پاسخ کلی سازه، به ویژه در سازه‌هایی که پاسخ آن‌ها عمدتاً تحت تأثیر مود اول ارتعاشی قرار دارد، همبستگی مناسبی دارد و می‌تواند پراکندگی نتایج تحلیل را کاهش دهد. دوم، این شاخص در مطالعات تحلیل شکنندگی و دستورالعمل‌های معتبر ارزیابی لرزه‌ای، از جمله HAZUS، به طور گسترده به کار رفته است، بنابراین، استفاده از آن امکان مقایسه نتایج این پژوهش با مطالعات پیشین را فراهم می‌کند. سوم، از آنجا که هدف اصلی تحقیق، استخراج منحنی‌های شکنندگی و ارزیابی عملکرد در سطح سازه است، $S_a(T_1)$ به عنوان شاخصی

⁶ Collapse

⁷ Wang

¹ Interstory Drift Ratio

² Engineering Demand Parameter

³ Immediate Occupancy

⁴ Life Safety

⁵ Collapse Prevention

متداول و مرتبط با پاسخ دینامیکی سازه، با چارچوب تحلیلی پژوهش هماهنگی دارد. البته در سازه‌های واقع در نواحی نزدیک گسل، ممکن است پیشینه سرعت زمین (PGV)^۱ همبستگی بیش‌تری با برخی پاسخ‌های سازه‌ای نشان دهد. با این حال، انتخاب $S_a(T_1)$ به معنای نادیده گرفتن این ویژگی نیست؛ بلکه با توجه به نقش غالب مود اول، ساختار منظم سازه‌های مورد مطالعه، هدف پژوهش و ضرورت مقایسه‌پذیری با مطالعات پیشین انجام شده است. در فرآیند مقیاس‌سازی، ابتدا مقدار شتاب طیفی هر رکورد در دوره تناوب اصلی سازه $S_a(T_1)$ record از طیف پاسخ آن استخراج و سپس ضریب مقیاس هر رکورد بر اساس رابطه (۱) در کد OpenSees محاسبه و اعمال شد.

$$SF = \frac{S_a(T_1)_{target}}{S_a(T_1)_{record}} \times g \quad (1)$$

بنابراین، این ضریب برای هیچ‌یک از رکوردها مقدار ثابتی نداشته و در هر مرحله از تحلیل، متناسب با شدت هدف و ویژگی‌های رکورد، مجدداً محاسبه شده است. تحلیل دینامیکی افزایشی از شدت اولیه $0.1g$ آغاز و با گام‌های یکنواخت $0.05g$ ادامه یافت. در هر گام، رکورد مورد نظر با ضریب مقیاس جدید به مدل اعمال و پاسخ غیرخطی سازه محاسبه شد تا نقاط ظرفیت متناظر با سطوح مختلف عملکردی استخراج شود. سپس منحنی‌های IDA با استفاده از فرآیند افزایش شدت حرکت زمین تا تحقق یکی از شرایط حدی ادامه یافت:

۱- کاهش سختی جانبی قاب، به گونه‌ای که شیب منحنی بار-تغییر مکان به کم‌تر از 20% مقدار اولیه در ناحیه الاستیک برسد.

۲- نسبت جابه‌جایی نسبی بین طبقات به مقدار 0.1 برسد.

جدول ۴- معادل‌سازی نام‌گذاری حالات مختلف در HAZUS و مقالات مرجع [۱۲]

مقدار دررفت (%)	توضیح مختصر	نام ترکیبی	نام در HAZUS	نام در IDA/Fragility
۰ تا 0.4%	آسیب جزئی، قابل بهره‌برداری	IO/Slight	Slight	IO
0.4% تا 2.5%	آسیب متوسط، نیاز به تعمیر	LS/Moderate	Moderate	LS
2.5% تا 3%	آسیب شدید ولی فروپاشی نشده	CP/Extensive	Extensive	CP
3% تا 10%	فروپاشی یا عدم قابلیت استفاده	C/Complete	Complete	C یا Collapse

بحرانی‌ترین طبقه تحلیل شد که عبور از سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه را نشان می‌دهد. پس از آن، تحلیل IDA بر اساس رکوردهای پس‌لرزه ادامه یافت. این رویکرد مطابق با پیشنهاد هائو^۵ و همکاران اتخاذ شده و امکان بررسی اثرات تجمعی آسیب و کاهش ظرفیت سازه تحت توالی لرزه‌ای را فراهم می‌سازد [۱۵].

۲-۳- شتاب‌نگاشت‌ها

انتخاب شتاب‌نگاشت‌های زلزله باید به گونه‌ای صورت گیرد که دامنه‌ای کامل از رفتار سازه، شامل پاسخ الاستیک، ورود به ناحیه غیرخطی، رفتار پلاستیک و در نهایت خرابی کامل، در نتایج تحلیل‌ها قابل ارزیابی باشد. به کارگیری رکوردهای با شدت بیش از حد، می‌تواند موجب بروز شکست ترد و ازدست رفتن امکان تفسیر صحیح رفتار سازه گردد؛ درحالی‌که رکوردهای با شدت ناکافی قادر به تحریک پاسخ غیرخطی و دستیابی به حالات

وقوع هر یک از این شرایط، به عنوان نشانه‌ای از بروز ناپایداری کلی سامانه سازه‌ای و نزدیک شدن به آستانه فروریزش تلقی شد که با هموار شدن شیب منحنی IDA همراه است. در نهایت، برای هر شتاب‌نگاشت و هر سطح شدت^۲، یک مقدار متناظر برای شاخص آسیب^۳ به دست آمد. هریک از مدل‌های سازه‌ای در دو سناریوی تحلیلی مجزا مورد بررسی قرار گرفتند. در سناریوی نخست، تنها زلزله اصلی به مدل اعمال شد و قاب‌های بتن آرمه مجهز به مهاربند کمانش تاب تحت تحلیل IDA قرار گرفتند تا منحنی‌های میانه پاسخ استخراج شود. در سناریوی دوم، اثر توالی لرزه‌ای مورد توجه قرار گرفت و تحلیل دینامیکی افزایشنده با لحاظ پدیده زلزله اصلی و پس‌لرزه انجام شد. در این فرایند، برای دستیابی به نقاط ظرفیت، از روش هانت فیل^۴ استفاده شد [۱۴]. در تحلیل توالی لرزه‌ای، ابتدا سازه تحت تحلیل IDA در برابر زلزله اصلی تا رسیدن به جابه‌جایی نسبی 0.4% در

^۵ Hao

^۱ Peak Ground Velocity

^۲ Intensity Level

^۳ Damage Index

^۴ Hunt-Fill

زلزله اصلی و پس‌لرزه برای تثبیت پاسخ دینامیکی سازه در نظر گرفته شد (شکل (۲)). پس از اعمال هر زلزله اصلی، تحلیل دینامیکی افزایشی برای پس‌لرزه‌های متناظر انجام شده است. در پژوهش حاضر، اثر زلزله اصلی در توالی لرزه‌ای به این صورت لحاظ شده است که ابتدا زلزله اصلی تا رسیدن سازه به دریافت ۰/۴٪ سطح عملکرد IO اعمال می‌شود؛ سپس، پس از گذشت ۲۰ ثانیه و اطمینان از بازگشت سازه به حالت سکون نسبی، پس‌لرزه‌های متناظر با هر زلزله اصلی مطابق جدول (۵) به سازه اعمال و پاسخ آن استخراج می‌شود [۱۵].

در مدل‌سازی مبتنی بر مفصل متمرکز، پدیده زوال رفتار چرخه‌ای^۱ در نظر گرفته شده است؛ به‌طوری‌که افزایش تعداد سیکل‌های غیرخطی منجر به کاهش تدریجی مقاومت و سختی اعضا می‌شود. این افت سختی و مقاومت پس از پایان زلزله اصلی، در سازه باقی مانده و مفصل‌ها در وضعیت تغییر شکل یافته و آسیب‌دیده قرار می‌گیرند. در نتیجه، پس‌لرزه‌ها بر سازه‌ای اعمال می‌شوند که پیش‌تر دچار آسیب، تغییر شکل دائمی و کاهش ظرفیت مقاومتی شده و بخشی از انرژی زلزله اصلی به‌صورت آسیب انباشته در سازه ذخیره شده است. علاوه بر این، هنگامی که زمان تناوب پالس حرکت زمین در زلزله‌های نزدیک گسل (T_p) به زمان تناوب اصلی سازه (T_s) نزدیک باشد، پاسخ لرزه‌ای سازه به‌طور چشم‌گیری تشدید می‌شود. این پدیده که ناشی از شرایط شبه تشدید است، موجب افزایش جابه‌جایی‌ها، ورود انرژی بیش‌تر و در نهایت افزایش احتمال آسیب‌های شدید می‌شود. مطالعات اخیر نشان داده‌اند که حرکات زمین پالس‌دار نزدیک گسل می‌توانند شاخص‌های خسارت و نیاز انرژی سازه را تا حدود دو برابر نسبت به حرکات غیرپالس افزایش دهند، به‌ویژه در حالتی که T_p تقریباً برابر با T_s باشد [۱۷].

حدی خرابی نخواهند بود. علاوه بر این، افزایش تعداد رکوردهای مورد استفاده موجب کاهش عدم قطعیت و افزایش قابلیت اعتماد نتایج تحلیل‌های دینامیکی می‌شود [۱۶].

بر این اساس، در این پژوهش تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های استخراج‌شده از پایگاه داده PEER جدول (۵) انجام شده است. این رکوردها بر اساس چهار معیار اصلی شامل نزدیک گسل‌بودن بر خورداری از توالی اصلی و پس‌لرزه، کیفیت مناسب ثبت و سازگاری با محدوده دوره تناوب سازه‌های مورد مطالعه گزینش شدند. از آن‌جا که هدف اصلی این پژوهش، بررسی تأثیر توالی زلزله بر رفتار لرزه‌ای سیستم سازه‌ای است، وجود توالی‌های اصلی و پس‌لرزه به‌عنوان مهم‌ترین معیار در فرآیند انتخاب رکوردها در نظر گرفته شد. تنوع در مکانیزم گسل نیز به‌عنوان معیار ثانویه مورد توجه قرار گرفت. اگرچه ارائه جزئیات بیش‌تر درباره مکانیزم گسل در جدول مشخصات رکوردها می‌توانست اطلاعات مقاله را کامل‌تر نماید، معیار تعیین‌کننده در این مطالعه، دسترسی به رکوردهای توالی‌دار با کیفیت و قابلیت اطمینان مناسب بوده است.

مجموعه رکوردها شامل ۲۲ جفت زلزله حوزه نزدیک (در مجموع ۴۴ رکورد) بوده که هر جفت متشکل از یک زمین‌لرزه اصلی با مؤلفه دارای پالس دوره تناوب و یک پس‌لرزه فاقد پالس دوره تناوب است؛ به‌منظور لحاظ‌نمودن اثر توالی لرزه‌ای و ویژگی‌های حرکتی حوزه نزدیک در پاسخ سازه‌ای است.

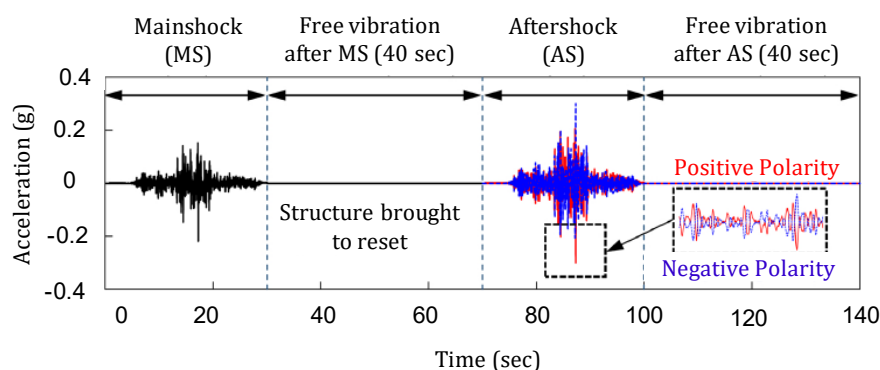
۲-۴- توالی لرزه‌ای

در مطالعه هائو و همکاران، به‌منظور لحاظ‌نمودن عدم قطعیت رکورد به رکورد و جلوگیری از نادیده‌گرفتن ظرفیت فروپاشی سازه، توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه (MS+AS) در تحلیل‌ها مورد استفاده قرار گرفت. در این رویکرد، فاصله زمانی ۴۰ ثانیه بین

^۱ Cyclic Degradation

جدول ۵- شتاب‌نگاشت‌های استفاده‌شده در تحلیل‌ها [۱۶]

No.	RSN	Event Type	Station Name	Year	Mw	Pulse Period, T_p (s)
1	178	Ms	El Centro Array #3	1979	6.53	4.501
1.1	201	As	El Centro Array #3	1979	5.01	-
2	184	Ms	El Centro Differential Array	1979	6.53	6.265
2.2	207	As	El Centro Differential Array	1979	5.01	-
3	173	Ms	El Centro Array #10	1979	6.3	4.515
3.3	198	As	El Centro Array #10	1979	5.01	-
4	185	Ms	Holtville Post Office	1979	6.53	4.823
4.4	208	As	Holtville Post Office	1979	5.01	-
5	181	Ms	El Centro Array #6	1979	6.53	3.773
5.5	204	As	El Centro Array #6	1979	5.01	-
6	180	Ms	El Centro Array #5	1979	6.53	4.13
6.6	203	As	El Centro Array #5	1979	5.01	-
7	161	Ms	Brawley Airport	1979	6.53	4.396
7.7	194	As	Brawley Airport	1979	5.01	-
8	179	Ms	El Centro Array #4	1979	6.53	4.788
8.8	202	As	El Centro Array #4	1979	5.01	-
9	182	Ms	CHY006	1979	6.53	4.375
9.9	205	As	CHY006	1979	5.01	-
10	1182	Ms	TCU029	1999	7.62	2.57
10.10	3865	As	TCU029	1999	6.3	-
11	1476	Ms	TCU046	1999	7.62	5.28
11.11	3445	As	TCU046	1999	6.3	-
12	1486	Ms	TCU049	1999	7.62	8.043
12.12	3454	As	TCU049	1999	6.3	-
13	1489	Ms	TCU051	1999	7.62	10.22
13.13	3456	As	TCU051	1999	6.3	-
14	1491	Ms	TCU053	1999	7.62	10.381
14.14	3458	As	TCU053	1999	6.3	-
15	1493	Ms	TCU056	1999	7.62	13.118
15.15	3460	As	TCU056	1999	6.3	-
16	1496	Ms	TCU059	1999	7.62	8.939
16.16	3461	As	TCU059	1999	6.3	-
17	1498	Ms	TCU065	1999	7.62	7.784
17.17	3463	As	TCU065	1999	6.3	-
18	1503	Ms	TCU076	1999	7.62	5.74
18.18	3467	As	TCU076	1999	6.3	-
19	1511	Ms	TCU082	1999	7.62	4.732
19.19	3472	As	TCU082	1999	6.3	-
20	1515	Ms	TCU087	1999	7.62	8.099
20.20	3477	As	TCU087	1999	6.3	-
21	1519	Ms	TCU102	1999	7.62	10.395
21.21	3481	As	TCU102	1999	6.3	-
22	1529	Ms	CHY006	1999	7.62	9.632
22.22	3489	As	CHY006	1999	6.3	-



شکل ۲- نحوه در نظر گرفتن توالی لرزه‌ای [۱۵]

۲-۵- تاب‌آوری

با توجه به به‌کارگیری قاب بتن‌آرمه مجهز به مهاربند کمانش‌تاب در این پژوهش و عدم ارائه عامل‌های اختصاصی برای این سامانه در دستورالعمل HAZUS، از عامل‌های متناظر قاب‌های بتنی موجود در این دستورالعمل استفاده شده است. هدف اصلی تحلیل، ارزیابی مؤلفه استحکام تاب‌آوری سازه بوده است. در این راستا، ابتدا نسبت‌های خسارت معرفی شده در HAZUS با سطوح عملکردی حدی سازه معادل‌سازی شدند؛ سپس بر اساس این تطابق، نسبت خسارت متناظر با هر سطح عملکرد استخراج و با بهره‌گیری از فرمولاسیون پیشنهادی مؤسسه MCEER، تابع خسارت سازه محاسبه شد [۲].

سناریوی مورد نظر شامل وقوع زلزله اصلی و محاسبه خسارت اولیه سازه است که پس از یک دوره ترمیم و با فاصله زمانی چندروزه، وقوع پس‌لرزه در نظر گرفته می‌شود. در این مرحله، خسارت ثانویه سازه محاسبه و در نهایت شاخص تاب‌آوری تعیین می‌شود. این رویکرد امکان ارزیابی کمی میزان آسیب‌پذیری سازه و تحلیل ارتباط آن با شاخص‌های تاب‌آوری را فراهم می‌سازد.

۲-۵-۱- تابع خسارت

تابع خسارت^۱ نیز بنا بر پیشنهاد برونو^۲ و همکاران به صورت رابطه (۲) پیشنهاد شده است [۱۸].

$$L_{DE} = \sum_{j=1}^n \left[\frac{C_s}{I_s} \right] \times P_j \left\{ \bigcup_{i=1}^n (R_i \geq r_{limi}) \right\} \quad (2)$$

که (C_s) هزینه تعمیرات سازه در حالت حدی موردنظر و (I_s) برابر با هزینه کل جایگزینی سازه است؛ به این ترتیب نسبت C_s به I_s به‌عنوان معادل ضرایب خسارت (برحسب %) در حالت‌های حدی در نظر گرفته می‌شود. همچنین (P_j) ، احتمال فراگذشت از حالت حدی عملکردی مورد نظر است که در قالب منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای بیان می‌شود. نسبت $\left[\frac{C_s}{I_s} \right]$ از جدول (۲-۱۵) برای اجزای سازه‌ای، برای اجزای غیرسازه‌ای حساس به‌شتاب از جدول (۳-۱۵) و برای اجزای غیرسازه‌ای حساس به دریافت از جدول (۴-۱۵) در HAZUS به‌دست‌آمده است [۲].

در گام نخست، P_j از منحنی‌های شکنندگی برای سه گروه اصلی شامل اجزای سازه‌ای (تیر، ستون و مهاربند)، اجزای غیرسازه‌ای حساس به تغییر مکان جانبی نسبی (دیوارهای

جداکننده، دیوارهای پیرامونی و...) و اجزای غیرسازه‌ای حساس به‌شتاب (رایانه کیفی، اشیا و...) استخراج شد. برای اجزای سازه‌ای، منحنی‌های شکنندگی مبتنی بر تحلیل دینامیکی افزایشی مورد استفاده قرار گرفت و مقادیر P_j برای چهار سطح دریافت جانبی نسبی برابر با ۰/۰۰۴، ۰/۰۲۵، ۰/۰۳ و ۰/۱ که به‌ترتیب متناظر با سطوح عملکرد IO، LS، CP و C هستند، محاسبه شد. برای اجزای غیرسازه‌ای حساس به دریافت، مقادیر میانه^۳ و انحراف معیار^۴ مورد نیاز در محاسبه P_j از جدول (۵-۱۱) دستورالعمل HAZUS، استخراج شد و برای اجزای غیرسازه‌ای حساس به‌شتاب، داده‌های مورد نیاز از جدول (۵-۱۳a) دستورالعمل HAZUS به‌کار گرفته شد. این داده‌ها به‌عنوان ورودی در محاسبات تابع خسارت و به‌تبع آن، تحلیل تاب‌آوری سازه استفاده شدند [۲]. طبق فرض در نظر گرفته‌شده، ضرایب وزنی w_i برای اجزای سازه‌ای به‌علت حساسیت بالا، یک و برای اجزای غیرسازه‌ای ۰/۵ در نظر گرفته شده است.

۲-۵-۲- میانگین وزنی خسارت

میانگین وزنی خسارت $L_{DE}(I)$ با توجه به مقاله برونو و همکاران در رابطه (۳) محاسبه می‌شود [۱۸].

$$L_{DE}(I) = \frac{\sum_{k=1}^n w_i \times L_{DE}}{N} \quad (3)$$

(L_{DE}) معرف تابع خسارت است و همین‌طور (N) جمع ضرایب وزنی است.

۲-۵-۳- تابع بازیابی

در گام بعدی، تابع بازیابی^۵ به‌صورت خطی تعریف و طبق رابطه (۴) محاسبه می‌شود [۱۹].

$$f_{rec} = \frac{t - T_{0E}}{T_{RE}} \quad (4)$$

کمیت کیفیت کارایی سازه، مطابق تعاریف ارائه‌شده توسط برونو و همکاران، بیانگر استحکام اولیه سازه پیش از وقوع زلزله بوده و به‌عنوان مبنای اصلی برای تعریف کمی مفهوم تاب‌آوری لرزه‌ای به‌کار می‌رود. این شاخص یک کمیت عددی در بازه صفر تا ۱۰۰٪ است که مقدار ۱۰۰٪ نمایانگر وضعیت سازه در حالت پیش از زلزله است، حالتی که در آن تمامی اجزای سازه‌ای و

³ Median

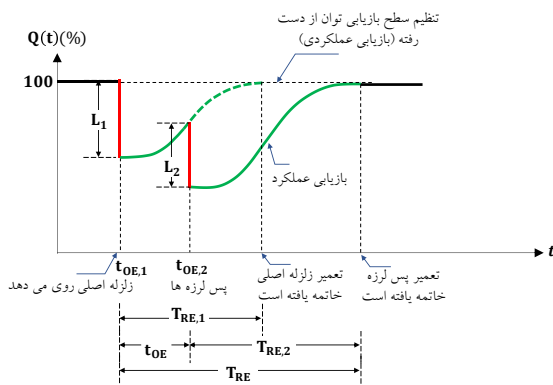
⁴ Standard Deviation

⁵ Recovery Function

¹ Loss Function

² Bruno

است [۱۹]. انتگرال زیر نمودار، نشان‌دهنده شاخص تاب‌آوری لرزه‌ای است (شکل (۳)).



شکل ۳- محاسبه تاب‌آوری لرزه‌ای [۱۹]

جدول ۶- عامل‌های محاسبات تاب‌آوری لرزه‌ای [۱۹]

سطح زلزله	T_{RE1}	T_{RE2}	t_0	T_{RE}	T_{OE1}	T_{OE2}
DBE	55	49	25	74	0	25
MCE	200	149	125	274	0	125

برای تبدیل شدت‌های استخراج‌شده از منحنی‌های شکنندگی در سطح DBE به سطح MCE می‌توان از دستورالعمل‌های آیین‌نامه ASCE 7-22 استفاده کرد [۲۲]. در این آیین‌نامه و سایر مقررات طراحی لرزه‌ای، دو سطح خطر زلزله به صورت رسمی تعریف می‌شوند که امکان همسان‌سازی و مقایسه نتایج تحلیل‌های عملکردی را فراهم می‌آورد. مطابق بندهای (۵-۴-۱۱) و (۶-۴-۱۱) آیین‌نامه ASCE 7-22، طیف طرح لرزه‌ای از طریق کاهش طیف MCE به دست می‌آید. این کاهش با اعمال ضریب $\frac{2}{3}$ صورت می‌گیرد و روابط اصلی به صورت رابطه‌های (۷) و (۸) تعریف می‌شوند.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (۷)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (۸)$$

۳- تحلیل سازه‌ها و یافته‌های محاسباتی

۳-۱- مدل‌سازی غیرخطی و صحت‌سنجی

تحلیل غیرخطی سازه در این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام شده است. ستون‌های مایل^۷ در تحلیل لحاظ

غیرسازه‌ای در شرایط بهره‌برداری عادی قرار داشته و هیچ‌گونه خسارت جانی به ساکنان یا بهره‌برداران سازه وارد نمی‌شود [۲۰].

۲-۵-۴- افت کیفیت کارایی سازه

پس از تعیین تابع خسارت و محدوده‌های عملکرد لرزه‌ای قاب، مطابق توصیه برونو و همکاران، شاخص افت کیفیت کارایی سازه^۱ به عنوان معیار کمی برای سنجش کاهش توان عملکردی سامانه سازه‌ای معرفی می‌شود. این شاخص، بلافاصله پس از وقوع زمین‌لرزه و بر اثر تخریب ایجادشده، مقدار کاهش کارایی سازه را اندازه‌گیری می‌کند و اثرات تابع خسارت را نیز دربرمی‌گیرد. محاسبه آن بر پایه رابطه (۵) انجام شده و امکان ارزیابی دقیق کاهش عملکرد سازه را فراهم می‌آورد [۱۸].

$$Q(t) = [1 - LDE(I)] \left[\frac{H(t - t_{OE}) - H(t - (t_{OE} + T_{RE}))}{H(t - (t_{OE} + T_{RE}))} \right] \times f_{rec}(t, t_{OE}, T_{RE}) \quad (۵)$$

که $LDE(I)$ و $(f_{rec}(t, t_{OE}, T_{RE}))$ به ترتیب میانگین وزنی خسارت و تابع بازیابی را نشان می‌دهند؛ از طرفی (t) ، (t_{OE}) ، (T_{RE}) و (H) به ترتیب روز، زمان وقوع رویداد، زمان بازیابی و تابع پله‌ای هویسید^۲ هستند.

۲-۵-۵- شاخص تاب‌آوری

مقادیر محاسبه‌شده در توابع قبل برای محاسبه افت کیفیت کارایی سازه (Q_t) به کار می‌رود که در نهایت با کمک رابطه (۶) شاخص تاب‌آوری (R) محاسبه می‌شود [۱۹]. در حالت $0 < t_0 < T_{RE1}$ شاخص تاب‌آوری بر اساس مقاله لی^۴ و همکاران برابر با رابطه (۶) است.

$$R = \frac{1}{t_0 + T_{RE2}} \int_{T_{OE1}}^{T_{OE1} + t_0} Q1(t) dt + \int_{T_{OE2}}^{T_{OE2} + T_{RE2}} Q2(t) dt \quad (۶)$$

(T_{OE1}) و (T_{OE2}) به ترتیب زمان وقوع رویداد زلزله اول و دوم هستند؛ از طرفی (T_{RE1}) و (T_{RE2}) نشان‌دهنده دوره بازیابی در زلزله اول و دوم نیز هستند. عامل‌های تاب‌آوری مورد نیاز در جدول (۶) مشخص شده‌اند. زمان بازیابی با توجه به مقاله لی و همکاران برای سطح منای طراحی (DBE)^۵ برابر ۷۴ روز و برای حداکثر زلزله محتمل (MCE)^۶ برابر ۲۷۴ روز در نظر گرفته شده

^۵ Design Basis Earthquake

^۶ Maximum Considered Earthquake

^۷ Leaning Column

^۱ Loss of Structural Quality and Efficiency

^۲ Heaviside

^۳ Resilience Index

^۴ Li

هسته فولادی عضو است. بر این اساس، استفاده از Steel02 ضمن حفظ سادگی و کاهش پیچیدگی مدل عددی، امکان بازنمایی مناسب رفتار چرخه‌ای BRB را فراهم کرده و با توجه به ماهیت و اهداف پژوهش، برای ارزیابی پاسخ سازه‌ای و استخراج شاخص‌های شکنندگی کفایت دارد [۲۳].

در شکل (۴-الف)، منحنی ظرفیت به‌دست‌آمده از کد توسعه‌یافته با منحنی ظرفیت ارائه‌شده در مطالعه هسلتون و گرگوری (شکل ۵)) مقایسه شده است. این مقایسه شامل تحلیل دقیق رفتار توانایی غیرخطی مفاصل پلاستیک و ارزیابی پاسخ قاب تحت شرایط بارگذاری افزایشی است. نتایج نشان می‌دهد که مدل توسعه‌یافته بازتولید دقیق رفتار غیرخطی قاب، شامل نقاط تسلیم، ناحیه نرم‌شدگی پس از تسلیم و ظرفیت نهایی سازه را دارا است. تطابق قابل قبول منحنی‌ها با مدل عددی مرجع، اعتبار و قابلیت اطمینان کد توسعه‌یافته در شبیه‌سازی پاسخ غیرخطی قاب‌های بتن‌آرمه را تأیید می‌کند. همچنین در روش دوم (شکل ۴-ب))، محاسبه لنگر تسلیم المان‌ها بر اساس روابط ارائه‌شده توسط تلماکوس^۵ و فردیس^۶ انجام شد [۲۵].

یکی از تفاوت‌های کلیدی این روش نسبت به هسلتون و گرگوری این است که در روابط فردیس و همکاران، اثر عرض مؤثر دال در محاسبات لحاظ نشده است؛ درحالی‌که در مطالعه مرجع، این اثر در نظر گرفته شده است. نتایج به‌دست‌آمده از روش دوم در شکل (۴-ب) نمایش داده شده‌اند و امکان مقایسه مستقیم رفتار المان‌ها و لنگرهای تسلیم فراهم آمده است. همچنین، در جدول (۷) مقایسه‌ای بین نتایج مطالعه هسلتون و خروجی‌های کد توسعه‌یافته در این پژوهش ارائه شده است که نشان‌دهنده تطابق قابل قبول و اعتبار روش پیشنهادی در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی و محاسبه عامل‌های کلیدی اعضای قاب است. این تطابق نشان می‌دهد که روش دوم، باوجود ساده‌سازی‌هایی مانند عدم لحاظ نمودن اثر عرض مؤثر دال، می‌تواند نتایج قابل اعتمادی برای تحلیل ظرفیت تسلیم المان‌ها ارائه دهد. در مدل‌سازی و نتایج صحت‌سنجی مهاربند کمانش‌تاب این پژوهش، منحنی‌های هیستریزس استخراج‌شده از کد توسعه‌یافته با منحنی‌های هیستریزس ارائه‌شده در مطالعه کوآن چن^۶ و همکاران که در شکل (۶-الف) آن پژوهش قابل مشاهده است، مورد مقایسه دقیق قرار گرفتند [۲۶].

نشده‌اند. ترکیب‌بار مورد استفاده مطابق استاندارد ASCE 7 برابر با $1.05D+0.025L$ در نظر گرفته شده است. علاوه بر این، چشمه‌های اتصال با استفاده از روش صلیبی طراحی شده و پای ستون‌ها در محل اتصال به فونداسیون به‌صورت گیردار مدل شده‌اند؛ ستون‌ها و تیرها به‌صورت مفصل متمرکز^۱ مدل‌سازی و رفتار غیرخطی آن‌ها بر اساس روابط هسلتون^۲ و گرگوری^۳ و با استفاده از کد Peak-Oriented شبیه‌سازی شده است. برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی اعضای فولادی از المان Steel02 و برای اعضای بتنی از المان Concrete01 استفاده شده است [۲۱ و ۲۲ و ۲۴].

این مدل رفتاری امکان شبیه‌سازی دقیق پدیده‌های غیرخطی شامل تسلیم، سخت‌شوندگی پس از تسلیم، نرم‌شدگی پس از رسیدن به حداکثر مقاومت و کاهش ظرفیت مقاومتی ناشی از چرخه‌های رفت‌وبرگشت را فراهم می‌آورد؛ همچنین مهاربندهای کمانش‌تاب با بهره‌گیری از المان Truss و مدل رفتاری ایبارا کراوینکلر^۴ مدل‌سازی شدند و رفتار غیرخطی آن به‌وسیله مصالح Steel02 تعریف شد. انتخاب المان Truss با ماهیت عملکردی BRB مطابقت دارد؛ زیرا این عضو عمدتاً تحت نیروی محوری عمل کرده و اثرات خمش و برش در پاسخ آن قابل چشم‌پوشی است. همچنین، با توجه به عملکرد هسته فولادی BRB و محصورشدگی آن، امکان کمانش هسته در فشار، تا حد زیادی کنترل شده، بنابراین تمرکز مدل‌سازی بر رفتار محوری عضو، رویکرد مناسبی برای تحلیل پاسخ سازه‌ای محسوب می‌شود. مصالح Steel02 قابلیت شبیه‌سازی رفتار هیستریزس پایدار همراه با سخت‌شوندگی سینماتیکی و ایزوتروپیک را فراهم می‌کند. بااین‌حال، اثرات زوال ناشی از خستگی به‌صورت مستقل در این مدل لحاظ نشده است. این انتخاب با توجه به اهداف پژوهش انجام گرفته است؛ زیرا هدف اصلی، ارزیابی پاسخ کلی سازه و استخراج منحنی‌های شکنندگی در سطح سیستم سازه‌ای بوده و بررسی خرابی موضعی، گسیختگی و عمر خستگی هسته فولادی BRB در محدوده اهداف تحقیق قرار نداشته است. از آنجا که شاخص‌های عملکردی مورد بررسی شامل تغییر مکان نسبی بین‌طبقه‌ای و منحنی‌های شکنندگی در تراز سازه‌ای هستند، لحاظ نمودن مدل‌های مبتنی بر Fatigue عمدتاً در مطالعاتی ضرورت دارد که تمرکز آن‌ها بر پیش‌بینی شکست یا گسیختگی

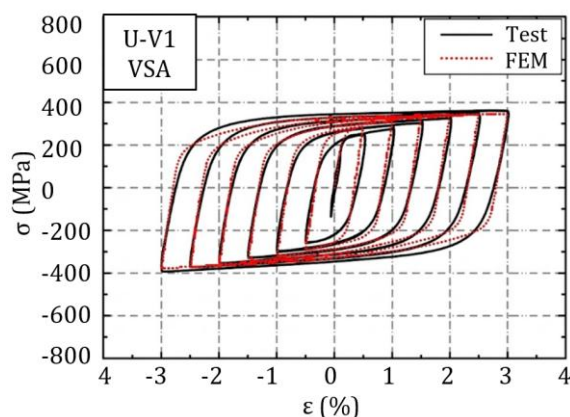
⁵ Telemachos
⁶ Quan Chen

¹ Concentrated Hinge
² Haselton
³ Gregory
⁴ Ibarra-Krawinkler

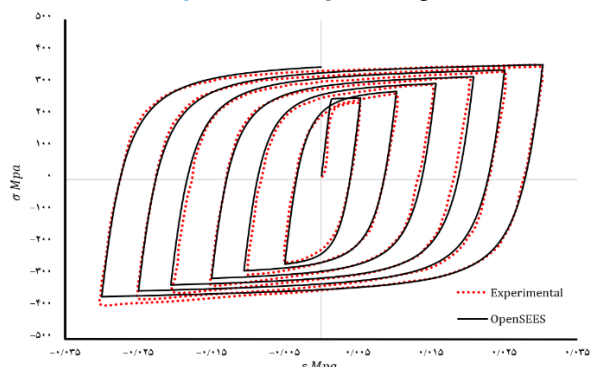
جدول ۷- مقایسه نتایج صحت‌سنجی قاب خمشی بتنی با مقاله مرجع [۲۴]

شرح	مطالعه هستون و گرگوری	پژوهش حاضر	اختلاف
برش پایه	۶۲۸/۸ کیلو پاسکال	۶۰۶/۷ کیلو پاسکال	۵/۹٪
زمان تناوب	۰/۸۶ ثانیه	۰/۹ ثانیه	۴/۵٪

هیستریزیس قاب‌ها تحت بارگذاری‌های لرزه‌ای است و قابلیت اطمینان بالای کد توسعه‌یافته در بازتولید پاسخ‌های واقعی سازه را تأیید می‌کند.



(الف) منحنی هیستریزیس مطالعه کوآن جن [۲۶]

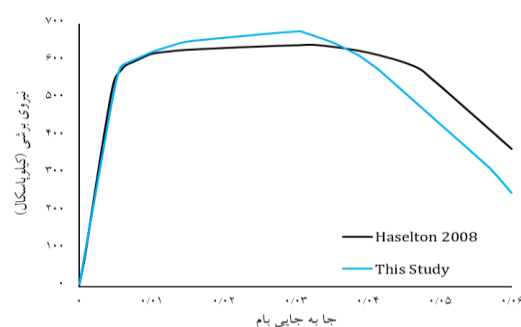


(ب) منحنی هیستریزیس حاصل از کد توسعه‌یافته در این پژوهش

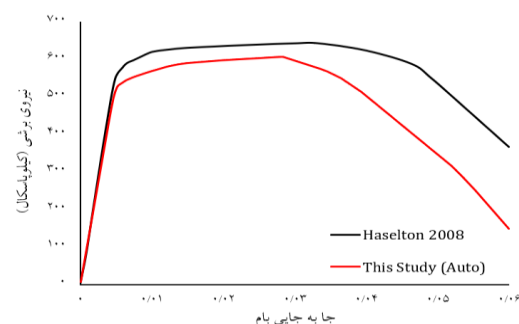
شکل ۶- نتایج صحت‌سنجی مهاربند کمانش تاب

علاوه بر این، تطابق مساحت هیستریزیس‌ها بیانگر توانایی مدل در بازتولید انرژی جذب‌شده توسط سازه، شکل‌پذیری و رفتار غیرخطی اعضا در طول چرخه‌های رفت و برگشت بارگذاری است که آن را به ابزاری قابل‌اعتماد برای تحلیل عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربند کمانش تاب تبدیل می‌نماید.

قاب‌های خمشی بتن‌آرمه تقویت‌شده با مهاربند کمانش تاب ترکیبی از رفتار غیرخطی قاب بتنی و هیستریزیس پایدار مهاربند فولادی را نشان می‌دهند. قاب بتن‌آرمه، به‌طور طبیعی دچار باریک‌شدگی می‌شود که ناشی از ترک‌خوردگی بتن، لغزش

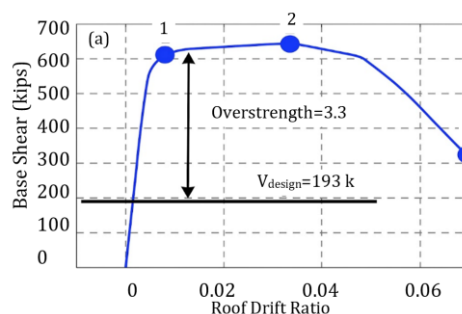


(الف) روش اول؛ منحنی ظرفیت حاصل از کد توسعه‌یافته در این پژوهش



(ب) روش دوم؛ منحنی ظرفیت حاصل از کد توسعه‌یافته در این پژوهش با استفاده از روابط پیشنهادی تلماکوس و فردیس [۲۵]

شکل ۴- منحنی ظرفیت حاصل از کد توسعه‌یافته

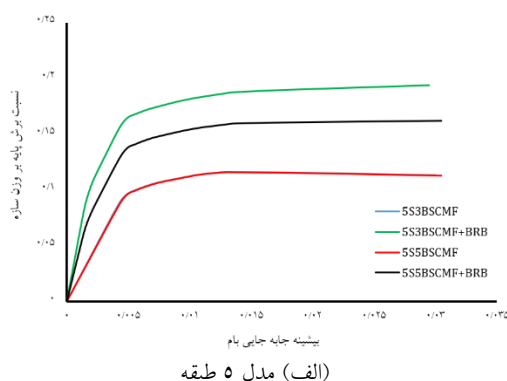


شکل ۵- منحنی ظرفیت مطالعه هستون و گرگوری [۲۴]

تحلیل‌های انجام‌شده، به‌ویژه ارزیابی مساحت زیر منحنی‌های هیستریزیس و ظرفیت باربری نشان‌داده‌شده در شکل (۶-ب)، تطابق قابل‌توجه و مطلوبی بین پاسخ‌های مدل توسعه‌یافته و داده‌های مرجع عددی را نشان می‌دهند. این تطابق، نشان‌دهنده دقت بالای مدل پیشنهادی و صحت شبیه‌سازی رفتار غیرخطی

BRB موجب افزایش حدود ۴۰ درصدی ظرفیت و افزایش سختی سازه شده است. در نمودار بار افزون، محور افقی بیانگر جابه‌جایی مرکز بام و محور عمودی نسبت برش پایه به وزن قاب است (شکل ۷). قاب‌های مجهز به مهاربند کماتش‌تاب نسبت به قاب‌های بدون مهاربند، از نظر سختی جانبی، ظرفیت باربری و پایداری رفتار غیرخطی، عملکرد به مراتب بهتری دارند. در قاب‌های بدون مهاربند، نیروهای جانبی عمدتاً از طریق خمش تیرها و ستون‌ها تحمل شده و منجر به تغییر شکل‌های بزرگ و سختی کم‌تر می‌شود؛ در حالی که در قاب‌های دارای BRB، انتقال نیروها به صورت محوری انجام شده و به دلیل جلوگیری از کماتش هسته فولادی، رفتار متقارن، پایدار و با اتلاف انرژی بالاتر حاصل می‌شود. تراکم مهاربندها نقش مهمی در مقدار نسبت برش پایه به وزن ($\frac{V}{W}$) دارد. در قاب‌های دارای BRB، قاب‌های سبک‌تر با تعداد دهانه کم‌تر، به دلیل وزن کم‌تر و ظرفیت جانبی یکسان مهاربندها در هر دو قاب سه و پنج دهانه، مقدار $\frac{V}{W}$ بالاتری نشان می‌دهند؛ به همین دلیل در قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه، نسبت $\frac{V}{W}$ قاب‌های سه دهانه بیش‌تر از قاب‌های پنج دهانه است.

در مقابل، در قاب‌های بدون مهاربند، با افزایش تعداد دهانه‌ها و در حالی که تیپ مقاطع تیر و ستون در قاب‌ها با ارتفاع یکسان، مشابه در نظر گرفته شده است، اضافه شدن دهانه‌ها موجب افزایش هم‌زمان وزن و ظرفیت جانبی سازه می‌شود. از آن‌جا که اعضای افزوده شده دارای ویژگی‌های مقاومتی و سختی مشابه اعضای موجود هستند، رشد ظرفیت جانبی تقریباً متناسب با افزایش وزن اتفاق می‌افتد، در نتیجه، علی‌رغم افزایش مقدار برش پایه، نسبت برش به وزن $\frac{V}{W}$ در قاب‌های با تعداد دهانه متفاوت، تقریباً ثابت باقی می‌ماند.



(الف) مدل ۵ طبقه

میلگردها و آسیب مفصل پلاستیک است و منجر به کاهش اتلاف انرژی و سختی مؤثر سازه می‌شود. در مقابل، BRB رفتاری پایدار و متقارن دارد و بخش عمده اتلاف انرژی لرزه‌ای را جذب می‌کند، به طوری که در دررفت‌های کم تا متوسط، منحنی هیستریزس سامانه پهن و پایدار باقی می‌ماند.

وجود BRB همچنین توزیع بهتر نیروهای جانبی، کنترل تغییر شکل‌های غیرخطی و افزایش سختی اولیه سامانه را فراهم می‌کند. در نتیجه، حتی در دررفت‌های بزرگ، سامانه دارای ظرفیت اتلاف انرژی مناسب و پایداری قابل قبول است. استفاده از BRB شدت باریک‌شدگی قاب بتن‌آرمه را کاهش داده و عملکرد لرزه‌ای آن را بهبود می‌بخشد [۲۷].

فرآیند صحت‌سنجی در دو مرحله انجام شده است؛ در مرحله نخست، رفتار غیرخطی قاب بتن‌آرمه با نتایج مطالعات معتبر و داده‌های مرجع مقایسه شد. در مرحله دوم نیز رفتار هیستریزس مهاربند کماتش‌ناپذیر با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی و نتایج منتشر شده مورد ارزیابی قرار گرفت. پس از تأیید عملکرد عددی هر یک از این دو زیرسیستم، مدل یکپارچه قاب بتن‌آرمه مجهز به مهاربندهای BRB در نرم‌افزار OpenSees ایجاد شد. در مدل نهایی، اندرکنش قاب و مهاربند از طریق اتصال مستقیم اجزا به گره‌های مشترک، اعمال شرایط مرزی سازگار و انتقال هم‌زمان نیرو و تغییر شکل میان آن‌ها برقرار می‌شود. بنابراین، پاسخ به دست آمده از مدل یکپارچه، حاصل عملکرد هم‌زمان قاب بتن‌آرمه و مهاربندهای BRB و آثار متقابل آن‌ها بر یکدیگر است. به بیان دیگر، صحت‌سنجی جداگانه، صحت عملکرد هر جزء را مشخص می‌کند و مدل‌سازی یکپارچه، امکان ارزیابی اندرکنش میان این اجزا را فراهم می‌سازد. البته دقیق‌ترین روش، صحت‌سنجی کل سیستم قاب بتن‌آرمه مجهز به BRB با استفاده از نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های تمام‌مقیاس یا داده‌های تجربی معتبر است. با این حال، به دلیل محدود بودن داده‌های آزمایشگاهی مربوط به این سیستم خاص، صحت‌سنجی مستقل اجزا و سپس تشکیل مدل یکپارچه، رویکردی متداول در مطالعات عددی محسوب می‌شود.

۳-۲- منحنی بار افزون (پوش‌آور)

بر اساس مطالعه فراهانی و همکاران، دررفت مدل‌ها در تحلیل بار افزون (پوش‌آور) ۳٪ تا ۴٪ در نظر گرفته شده است. نتایج مقایسه نشان می‌دهد قاب‌های مجهز به مهاربند کماتش‌تاب، عملکرد بهتری نسبت به قاب بدون مهاربند دارند؛ به طوری که استفاده از

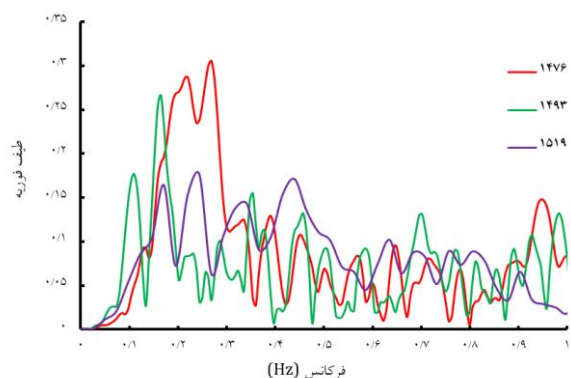
¹ Push Over

برای تحلیل محتوای فرکانسی شتاب‌نگاشت‌ها است و نشان می‌دهد که تمرکز انرژی زلزله در فرکانس‌های خاص را تحریک کرده و منجر به ورود زود هنگام به رفتار غیرخطی و افزایش آسیب‌پذیری حتی در سطوح شتاب پایین می‌شود.

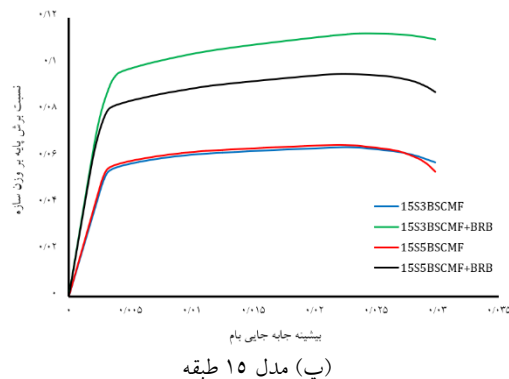
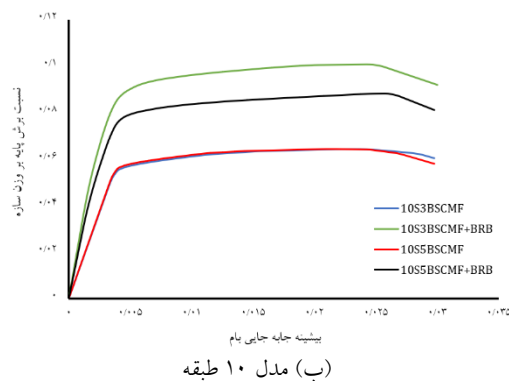
دوره نوسان (T)، مدت زمانی است که یک قاب برای تکمیل یک چرخه کامل حرکت نوسانی نیاز دارد. فرکانس (f) نشان‌دهنده تعداد چرخه‌های نوسان در واحد زمان است و برای تمایز از سایر تعاریف مشابه، به‌ویژه فرکانس خطی، با همین نماد شناخته می‌شود. فرکانس با واحد هرتز (Hz) اندازه‌گیری می‌شود که معادل تعداد سیکل در هر ثانیه است. رابطه میان دوره نوسان و فرکانس از طریق معادله (۸) بیان شده است [۲۸].

$$f = \frac{1}{T} \quad (8)$$

باتوجه به بررسی رکوردهای زلزله اصلی (مانند ۱۴۷۶، ۱۴۹۳ و ۱۵۱۹) بیش‌ترین پاسخ دینامیکی را ایجاد کرده و موجب افزایش دریافت و وقوع ناپایداری دینامیکی در قاب‌ها شدند (شکل (الف-۸) و (ب-۸)). این رفتار ناشی از تحریک گسترده و متمرکز در محدوده فرکانسی خاص است که تحلیل دقیق آن در ادامه ارائه شده است. در مقابل، رکوردهای پس‌لرزه (مانند ۳۴۴۵، ۳۴۶۰ و ۳۴۸۱) به دلیل بیشینه دامنه پایین طیف فوریه و قرارگیری آن خارج از محدوده فرکانسی طبیعی قاب، کم‌ترین پاسخ دینامیکی را ایجاد کرده‌اند (شکل (ج-۸) و (د-۸)). این تفاوت نشان‌دهنده اهمیت هم‌خوانی طیف فرکانسی شتاب‌نگاشت‌های زلزله با فرکانس‌های طبیعی سازه (جدول (۸)) در تحلیل و طراحی لرزه‌ای و نقش کلیدی آن در تشدید یا کاهش پاسخ دینامیکی قاب‌ها است.



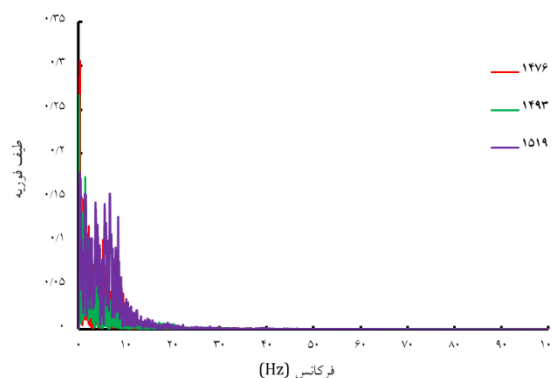
(ب) دامنه فوریه سه نماینده از زلزله اصلی (۰ تا ۱ هرتز)



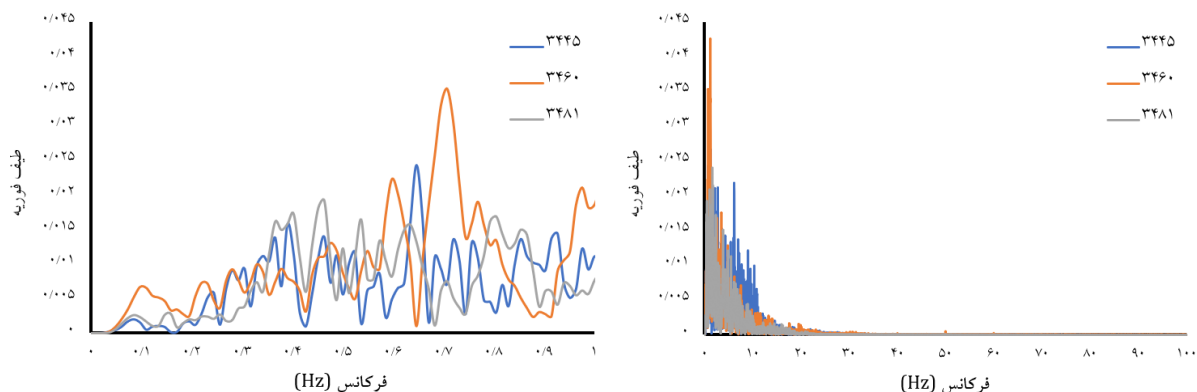
شکل ۷- منحنی ظرفیت مدل‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

۳-۳- بررسی شتاب‌نگاشت‌ها

مطالعات اخیر تأکید می‌کنند که در ارزیابی لرزه‌ای، علاوه بر تطابق زمان تناوب خطی سازه با پالس زمین‌لرزه، تغییرات زمان تناوب غیرخطی سازه نیز اهمیت دارد؛ زیرا این تغییرات می‌توانند الگوهای تقویت و میزان خسارت را تحت تأثیر قرار دهند. بررسی رکوردها با نرم‌افزار Seismo Signal نشان داد که دوره تناوب قاب با نقطه بیشینه طیف فوریه اختلاف دارد که اثر تشدید را کاهش می‌دهد؛ هرچند اکثر زلزله‌های اصلی انرژی قابل‌توجهی در محدوده فرکانسی ۰/۱ تا ۱ هرتز دارند (شکل (۸)) و قاب را به سمت رفتار غیرخطی سوق می‌دهند. دامنه فوریه، ابزاری کلیدی



(الف) دامنه فوریه سه نماینده از زلزله اصلی (۰ تا ۱۰۰ هرتز)



(ج) دامنه فوریه سه نماینده از پس‌لرزه‌ها (۰ تا ۱۰۰ هرتز) (د) دامنه فوریه سه نماینده از پس‌لرزه‌ها (۰ تا ۱ هرتز)

شکل ۸- دامنه فوریه سه نماینده از زلزله‌های به‌کاررفته از جدول (۸)

جدول ۸- فرکانس دوره تناوب مود اول به‌دست‌آمده از نرم‌افزار

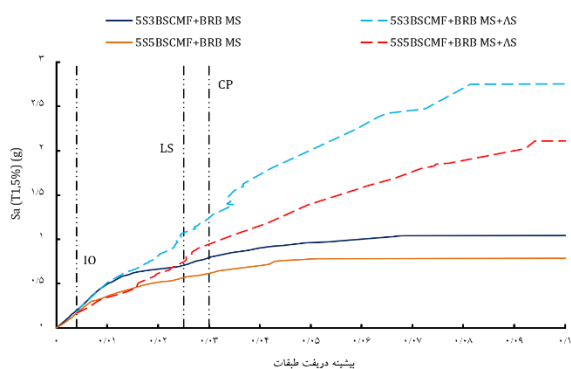
OpenSees		
مدل	دوره تناوب مود اول قاب (ثانیه)	فرکانس (Hz)
5S3BSCMF+BRB	۰/۹۱۱	۱/۱۰
5S5BSCMF+BRB	۱/۰۵	۰/۹۵
10S3BSCMF+BRB	۱/۶۷	۰/۶۰
10S5BSCMF+BRB	۱/۸۱	۰/۵۵
15S3BSCMF+BRB	۱/۹۴	۰/۵۲
15S5BSCMF+BRB	۲/۰۲	۰/۵۰

۳-۴- منحنی IDA

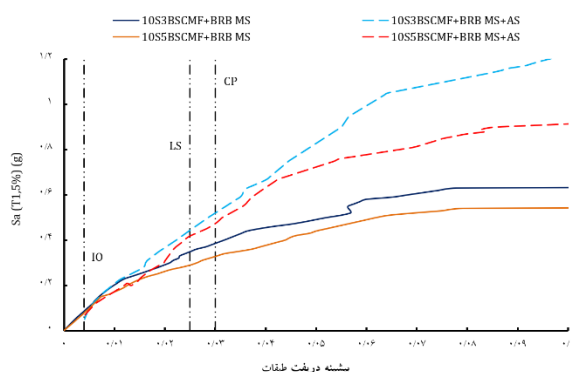
مجهز به مهاربند کم‌انرژی تاب را برجسته می‌سازد. در قاب‌های ۱۰ طبقه (شکل ۹-ب)، تحلیل ۵۰٪ میانه منحنی‌های IDA برای مدل‌های ۱۰ طبقه سه دهانه و ۱۰ طبقه پنج دهانه نشان می‌دهد که قاب‌ها در محدوده عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، عمدتاً رفتار خطی و الاستیک دارند و کاهش قابل‌توجهی در ظرفیت دینامیکی رخ نمی‌دهد. پس از عبور از این محدوده، سازه وارد ناحیه غیرخطی شده و سختی مؤثر کاهش‌یافته و نمودارها فاصله‌گیری می‌کنند. در مدل ۱۰ طبقه سه دهانه شکل (۹-ب)، شدت شتاب مؤثر در سطح LS برابر ۰/۳۵g در زلزله منفرد و ۰/۴۲g در توالی لرزه‌ای است که کاهش ۱۷ درصدی در زلزله منفرد را نشان می‌دهد. در سطح CP، شدت توالی لرزه‌ای ۰/۵۳g و زلزله منفرد ۰/۳۹g است (کاهش ۲۶ درصدی). پس از عبور از آستانه فروریزش، قاب در زلزله منفرد تا دریفت ۰/۰۶ مقاومت مانده و در توالی لرزه‌ای تا دریفت ۰/۰۷ با ۵۰٪ شدت بیش‌تر مواجه شده است.

تحلیل مقایسه‌ای شدت پاسخ سازه تحت زلزله منفرد و توالی لرزه‌ای نشان داد که توالی زلزله‌ها، شدت پاسخ را در هر دو قاب ۳ و ۵ دهانه مدل پنج‌طبقه افزایش می‌دهد. در سطح عملکردی IO برای مدل پنج‌طبقه سه دهانه (شکل ۹-الف) برابر ۰/۲ و برای مدل پنج‌طبقه پنج دهانه برابر ۰/۱۷ گزارش شد. در مدل پنج‌طبقه سه دهانه، شدت در سطح LS از ۰/۷۱ در زلزله منفرد به ۱/۱۰ در توالی لرزه‌ای افزایش یافت و در سطح CP از ۰/۸۱ به ۱/۲۷ رسید که نشان‌دهنده افزایش ۳۶ درصدی نسبت به زلزله منفرد است. در مدل پنج‌طبقه پنج دهانه (شکل ۹-ب) نیز روند مشابهی مشاهده شد؛ شدت در سطح LS از ۰/۵۸ به ۰/۷۷ و در سطح CP از ۰/۶۴ به ۰/۹۷ افزایش یافت که معادل افزایش ۲۵ و ۳۴ درصدی نسبت به زلزله منفرد است. مقایسه دو قاب، نشان می‌دهد که قاب سه دهانه تحت تأثیر توالی لرزه‌ای، پاسخ شدیدتری نسبت به قاب پنج دهانه نشان داده است و اهمیت اثر تجمعی پس‌لرزه‌ها و توالی لرزه‌ای بر رفتار قاب‌های بتن‌آرمه

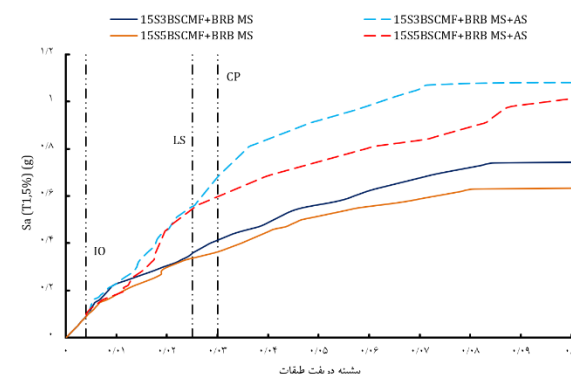
در سطوح عملکردی LS و CP، نتایج این دو سطح عملکرد تا حد زیادی مشابه بوده است. اختلاف پاسخ بین قاب‌های سه و پنج دهانه نیز به تفاوت سختی و نحوه توزیع نیروها مرتبط است؛ به‌گونه‌ای که قاب‌های سخت‌تر با جذب انرژی بیش‌تر، دچار خسارت تجمعی بالاتری شده و پاسخ دینامیکی شدیدتری را تجربه کرده‌اند.



الف) مدل ۵ طبقه



ب) مدل ۱۰ طبقه



ج) مدل ۱۵ طبقه

شکل ۹- مقایسه شدت منحنی میانه (۵۰٪) در قاب‌ها

۳-۵- منحنی شکنندگی

در این پژوهش، منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مهاربندی شده تحت اثر زلزله اصلی و پس‌لرزه تحلیل شد. برای تحلیل IDA،

در مدل ۱۰ طبقه پنج دهانه (شکل ۹-ب)، روند مشابهی مشاهده شد؛ در سطح LS شدت زلزله منفرد ۰/۲۹g و توالی لرزه‌ای ۰/۴۱g (کاهش ۲۹ درصدی) و در سطح CP شدت زلزله منفرد ۰/۳۳g و توالی لرزه‌ای ۰/۴۸g (کاهش ۳۱ درصدی) است. پس از عبور از آستانه فروریزش، قاب در زلزله منفرد تا دریفت ۰/۰۷ مقاوم مانده، اما تحت توالی لرزه‌ای در همان دریفت، ۵۴٪ شدت بیش‌تری تجربه کرده است.

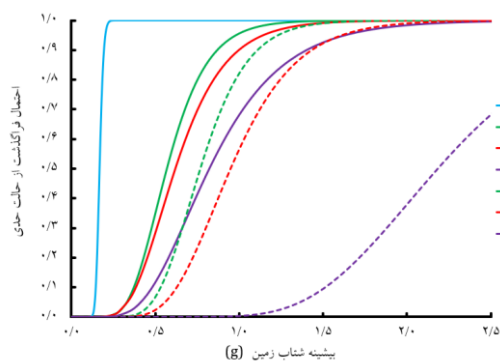
در قاب‌های ۱۵ طبقه (شکل ۹-ج)، تحلیل ۵۰٪ میانه منحنی‌های IDA برای مدل‌های ۱۵ طبقه سه دهانه و ۱۵ طبقه پنج دهانه نشان می‌دهد که قاب‌ها در محدوده عملکرد IO عمدتاً رفتار خطی و الاستیک دارند و کاهش قابل توجهی در ظرفیت دینامیکی مشاهده نمی‌شود (دریفت‌های حدود ۰/۰۱). پس از عبور از این محدوده، سازه وارد رفتار غیرخطی شده، سختی مؤثر کاهش یافته، نمودارهای ظرفیت واگرا شده و خوشه‌های متمایز شکل می‌گیرند. در مدل ۱۵ طبقه سه دهانه در سطح LS شدت شتاب مؤثر در زلزله منفرد ۰/۳۴g و در توالی لرزه‌ای ۰/۵۴g است که کاهش ۳۷ درصدی زلزله منفرد نسبت به توالی را نشان می‌دهد. در سطح CP، شدت زلزله منفرد ۰/۴۲g و توالی لرزه‌ای ۰/۷g است (کاهش تقریباً ۴۰ درصدی). برای مدل ۱۵ طبقه پنج دهانه، در سطح LS شدت زلزله منفرد ۰/۳۴g و توالی لرزه‌ای ۰/۵۲g است (کاهش ۳۵ درصدی) و در سطح CP شدت زلزله منفرد ۰/۳۷g و توالی لرزه‌ای ۰/۶g است (کاهش ۳۸ درصدی).

در تمامی مدل‌ها مشاهده شد که توالی لرزه‌ای منجر به ثبات شدت‌های پاسخ بالاتری نسبت به زلزله منفرد می‌شود که این موضوع عمدتاً به تفاوت شدت و ویژگی‌های لرزه‌ای رکوردهای زلزله اصلی و پس‌لرزه بازمی‌گردد. به دلیل محدود بودن دریفت انتهای زلزله اصلی در حدود ۰/۰۴٪، قاب‌ها در اغلب موارد وارد ناحیه رفتار غیرخطی نشده و پاسخ آن‌ها در محدوده الاستیک باقی مانده است؛ از این رو، انرژی وارد شده توسط زلزله اصلی برای جاری شدن المان‌ها و کاهش سختی مؤثر کفایت نکرده است.

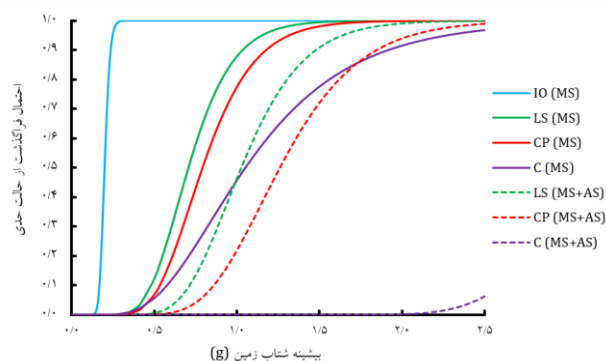
در چنین شرایطی، اعمال پس‌لرزه بافاصله زمانی کوتاه بر سازه‌ای که هنوز ظرفیت شکل‌پذیری آن به‌طور کامل فعال نشده، سبب افزایش محسوس پاسخ دینامیکی در سناریوی توالی لرزه‌ای می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که مدل‌ها تا دریفت حدود ۰/۰۱ پاسخ تقریباً یکسانی داشته و پس از ورود به ناحیه غیرخطی، با افزایش شدت رکوردها، اختلاف پاسخ بین زلزله منفرد و توالی لرزه‌ای تشدید می‌شود، به‌طوری‌که در توالی لرزه‌ای، پاسخ‌های بزرگ‌تری ثبت شده است. همچنین، به دلیل نزدیکی حدود دریفت

دریافت حدود $0.4/0.7$ ، قاب هنوز ظرفیت قابل توجهی از سختی و مقاومت خود را حفظ می‌کند و بارگذاری ملایم پس‌لرزه، موجب توزیع مجدد تنش‌ها و کاهش تمرکز آن‌ها می‌شود. این سازوکار باعث می‌شود که قاب مهاربندی شده تحت توالی لرزه‌ای قادر به تحمل شدت لرزه‌ای بالاتری نسبت به زلزله منفرد باشد. شکل (۱۰)، پدیده‌ای که با رفتار غیرخطی واقع‌گرایانه سازه در مواجهه با بارگذاری‌های چندمرحله‌ای کاملاً سازگار است را نشان می‌دهد [۲۹].

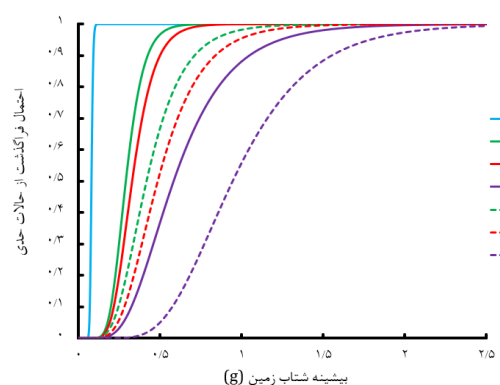
شتاب طیفی مود اول به‌عنوان شاخص شدت و حداکثر نسبت دریافت به‌عنوان شاخص خسارت استفاده شد. منحنی شکنندگی نشان‌دهنده احتمال وقوع خرابی یا آسیب قاب در مواجهه با سطوح مختلف بارگذاری است و جابه‌جایی آن به سمت چپ، افزایش ریسک شکست در سطوح عملکردی مختلف را نمایان می‌سازد. مقایسه بین زلزله منفرد و توالی لرزه‌ای نشان داد که توالی لرزه‌ای، عملکرد بهتری ارائه می‌دهد و ناپایداری دینامیکی در سطوح LS و CP در شدت‌های بالاتری رخ می‌دهد (جدول (۹)). علت این رفتار، آن است که پس از وقوع زلزله اصلی و ایجاد



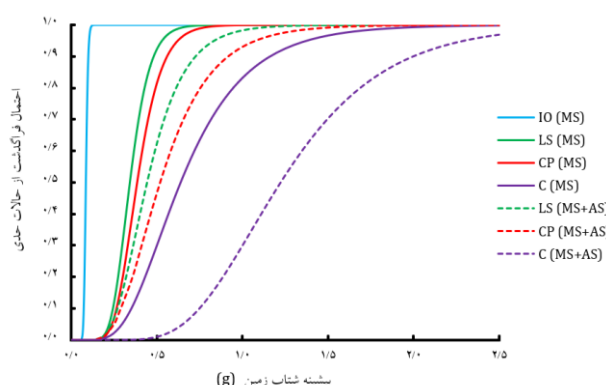
مدل (ب) 5S5BSCMF+BRB



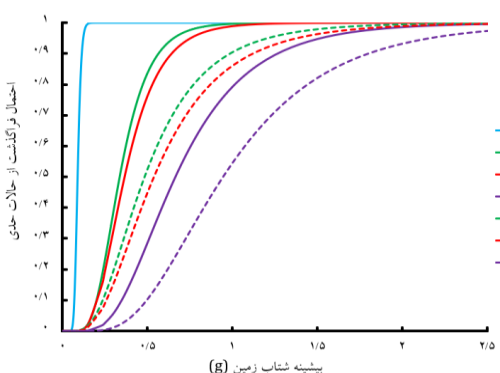
مدل (الف) 5S3BSCMF+BRB



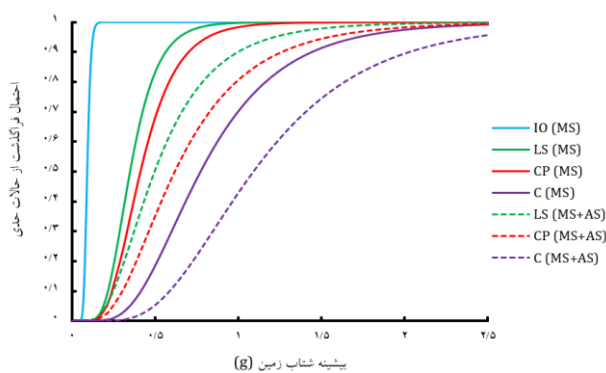
مدل (ت) 10S5BSCMF+BRB



مدل (پ) 10S3BSCMF+BRB



مدل (ج) 15S5BSCMF+BRB



مدل (ث) 15S3BSCMF+BRB

شکل ۱۰- منحنی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌ها

جدول ۹- شتاب طیفی متناظر با احتمال فراگذشت ۵۰٪ در سطوح عملکردی قاب‌ها

سناریوی لرزه‌ای	نوع سازه	استفاده بی‌وقفه (IO)	ایمنی جانی (LS)	آستانه فروریزش (CP)
زلزله اصلی	۵ طبقه	۰/۲	۰/۷	۰/۸
	دهانه ۵	۰/۱۶	۰/۵۶	۰/۶۵
	دهانه ۳	۰/۰۹۶	۰/۳۴	۰/۴
	دهانه ۵	۰/۰۸۷	۰/۲۹	۰/۳۴
	دهانه ۳	۰/۰۹۲	۰/۳۵	۰/۴۲
	دهانه ۵	۰/۰۸۹	۰/۳۳	۰/۳۹
	دهانه ۳	—	۱/۰۲	۱/۳
	دهانه ۵	—	۰/۷۶	۰/۹۵
	دهانه ۳	—	۰/۴۴	۰/۵۵
	دهانه ۵	—	۰/۴۲	۰/۵
توالی لرزه‌ای	دهانه ۳	—	۰/۵	۰/۶۳
	دهانه ۵	—	۰/۴۹	۰/۵۶
	دهانه ۳	—	—	—
	دهانه ۵	—	—	—

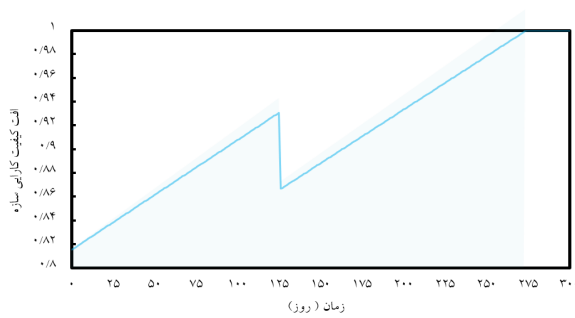
۳-۶- شاخص تاب‌آوری و خسارت

بررسی نتایج نشان می‌دهد (جدول ۱۰) که افزایش سطح خطر از DBE به MCE در تمامی مدل‌ها منجر به کاهش تاب‌آوری و افزایش خسارت می‌شود. در قاب پنج طبقه مدل سه دهانه (شکل ۱۱-الف) و (۱۱-ب)، شاخص تاب‌آوری با کاهش حدود ۵/۳٪ از ۰/۹۵ به ۰/۹۰ رسیده است. در این مدل، در سطح DBE، خسارت زلزله اصلی بیش‌تر از توالی لرزه‌ای بوده است. با ارتقا به سطح MCE، هر دو شاخص افزایش یافتند، اما شدت افزایش خسارت زلزله اصلی بسیار بیش‌تر بود؛ به‌طوری‌که خسارت زلزله اصلی به ۱۸/۵٪ و خسارت توالی لرزه‌ای به ۶/۵٪ رسید؛ یعنی خسارت زلزله اول در حالت MCE نسبت به DBE حدود ۳۴۰٪ رشد داشت؛ درحالی‌که خسارت زلزله دوم ۱۳۲٪ افزایش یافت. در مدل پنج طبقه پنج دهانه (شکل ۱۱-پ) و (۱۱-ت)، نیز الگوی مشابهی مشاهده شد؛ تاب‌آوری با کاهش ۸/۵٪ از ۰/۹۴ به ۰/۸۶ رسید. در سطح DBE، خسارت زلزله اصلی ۶/۵٪ و خسارت زلزله دوم یا توالی لرزه‌ای ۳/۴٪ بود. با رسیدن به سطح MCE، خسارت‌ها به‌طور چشم‌گیری افزایش یافتند و فاصله میان خسارت زلزله اول و دوم بیش‌تر شد؛ به‌طوری‌که خسارت زلزله اول به ۲۵/۵٪ و خسارت زلزله دوم به ۷/۸٪ رسید. در قاب‌های ۱۰ طبقه، شدت پاسخ و میزان خسارت افزایش بیش‌تری نشان دادند. در مدل ۱۰ طبقه سه دهانه (شکل ۱۱-ت) و (۱۱-ج)، تاب‌آوری با کاهش ۸/۴٪ از ۰/۹۵

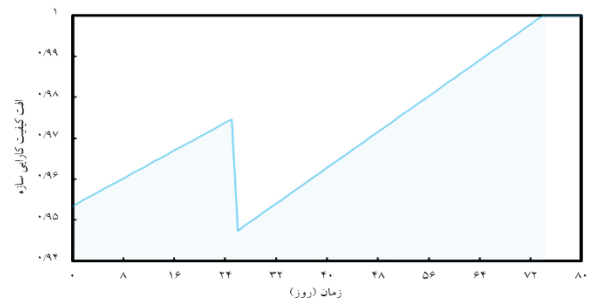
به ۰/۸۷ کاهش یافت. در سطح DBE، خسارت زلزله اول ۵/۴٪ و خسارت زلزله دوم ۳/۳٪ بود. در سطح MCE، خسارت زلزله اول با ۳۲۴٪ افزایش به ۲۲/۹٪ و خسارت زلزله دوم با ۱۶۴٪ افزایش به ۸/۷٪ رسید. در مدل ۱۰ طبقه پنج دهانه (شکل ۱۱-چ) و (۱۱-ح)، کاهش شاخص تاب‌آوری در سطح MCE نسبت به DBE برابر ۹/۷٪ بود. در سطح DBE، خسارت زلزله اول ۷/۷٪ و خسارت زلزله دوم ۴/۵٪ گزارش شد و در سطح MCE، خسارت زلزله اول با ۲۷۰٪ افزایش به ۲۸/۵٪ و خسارت زلزله دوم با ۱۳۳٪ افزایش به ۱۰/۵٪ رسید. در هر دو مدل ۱۰ طبقه، خسارت زلزله اول در هر دو سطح، بزرگ‌تر از خسارت زلزله دوم بود. در قاب‌های ۱۵ طبقه، روند کاهش تاب‌آوری و افزایش خسارت برجسته‌تر شد. در مدل ۱۵ طبقه سه دهانه (شکل ۱۱-خ) و (۱۱-د)، تاب‌آوری با ۹/۸٪ کاهش از ۰/۹۲ به ۰/۸۳ در MCE رسید. در سطح DBE، خسارت زلزله اول ۶/۳٪ و خسارت زلزله دوم ۴/۷٪ بود؛ درحالی‌که در سطح MCE، خسارت زلزله اول به ۲۷/۱٪ و خسارت زلزله دوم به ۱۳/۷٪ رسید که افزایش‌های ۳۳۰ و ۱۹۱ درصدی را نشان می‌دهد. مدل ۱۵ طبقه پنج دهانه ((شکل ۱۱-ز) و (۱۱-ر)، که ضعیف‌ترین عملکرد را داشت، شاخص تاب‌آوری با کاهش ۱۰/۱٪ از ۰/۸۹ به ۰/۸۰ رسید. در سطح DBE، خسارت زلزله اول ۹/۲٪ و خسارت زلزله دوم ۵/۳٪ بود؛ اما در سطح MCE، خسارت زلزله اول با ۲۴۹٪ افزایش به ۳۲/۱٪ و خسارت زلزله دوم با ۲۵۳٪ افزایش به ۱۸/۷٪ رسید.

جدول ۱۰- نتایج عددی تاب‌آوری قاب‌ها

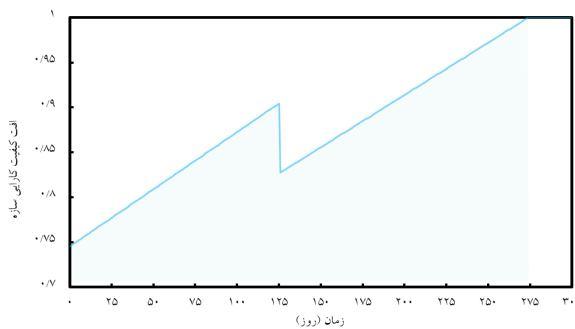
سطح زلزله	مدل‌ها	میانگین تابع خسارت زلزله اول ($L_{DE}(I_1)$)	میانگین تابع خسارت زلزله دوم ($L_{DE}(I_2)$)	شاخص تاب‌آوری (R)
DBE	5S3BSCMF+BRB	٪ ۴/۲	٪ ۲/۸	۰/۹۵
	5S5BSCMF+BRB	٪ ۶/۵	٪ ۳/۴	۰/۹۴
MCE	5S3BSCMF+BRB	٪ ۱۸/۵	٪ ۶/۵	۰/۹
	5S5BSCMF+BRB	٪ ۲۵/۵	٪ ۷/۸	۰/۸۶
DBE	10S3BSCMF+BRB	٪ ۵/۴	٪ ۳/۳	۰/۹۵
	10S5BSCMF+BRB	٪ ۷/۷	٪ ۴/۵	۰/۹۳
MCE	10S3BSCMF+BRB	٪ ۲۲/۹	٪ ۸/۷	۰/۸۷
	10S5BSCMF+BRB	٪ ۲۸/۵	٪ ۱۰/۵	۰/۸۴
DBE	15S3BSCMF+BRB	٪ ۶/۳	٪ ۴/۷	۰/۹۲
	15S5BSCMF+BRB	٪ ۹/۲	٪ ۵/۳	۰/۸۹
MCE	15S3BSCMF+BRB	٪ ۲۷/۱	٪ ۱۳/۷	۰/۸۳
	15S5BSCMF+BRB	٪ ۳۲/۱	٪ ۱۸/۷	۰/۸



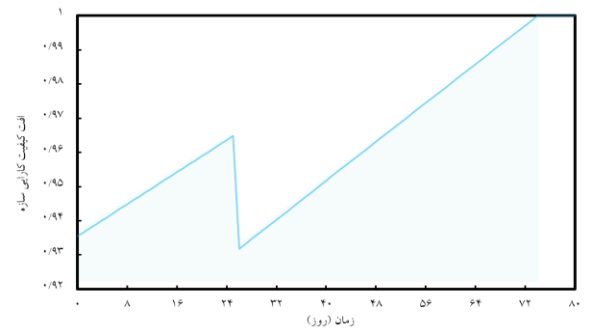
5S3BSCMF+BRB (MCE) (ب)



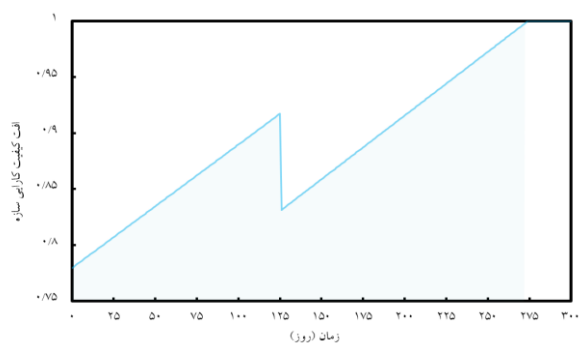
5S3BSCMF+BRB (DBE) (الف)



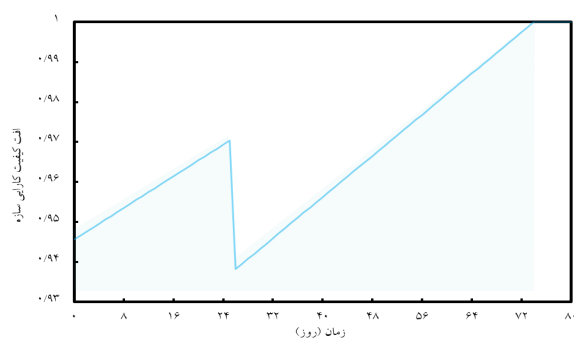
5S5BSCMF+BRB (MCE) (ت)



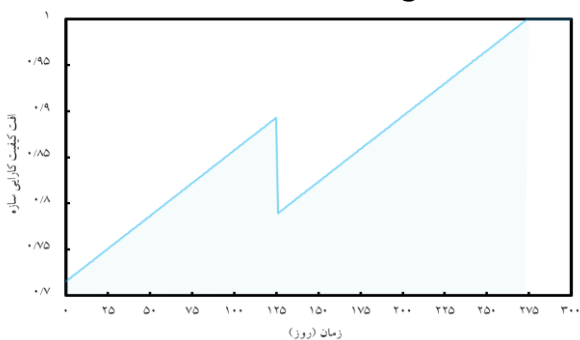
5S5BSCMF+BRB (DBE) (پ)



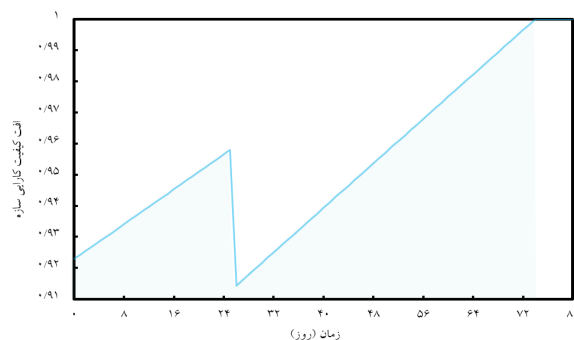
10S3BSCMF+BRB (MCE) (ج)



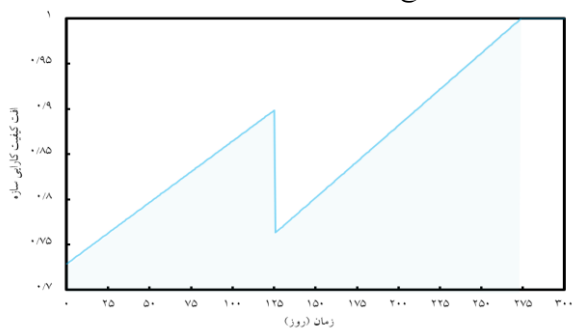
10S3BSCMF+BRB (DBE) (ث)



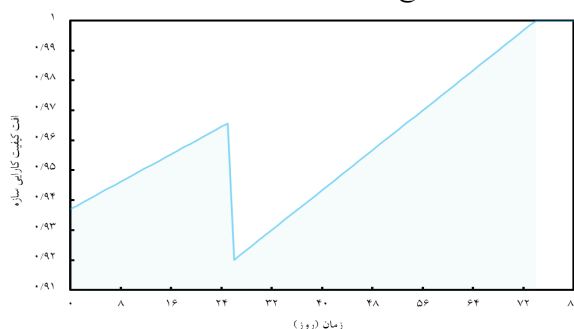
10S5BSCMF+BRB (MCE) (ج)



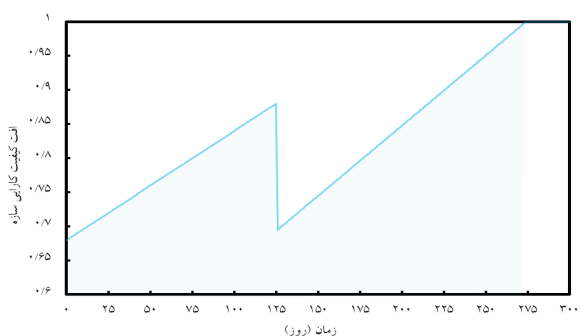
10S5BSCMF+BRB (DBE) (چ)



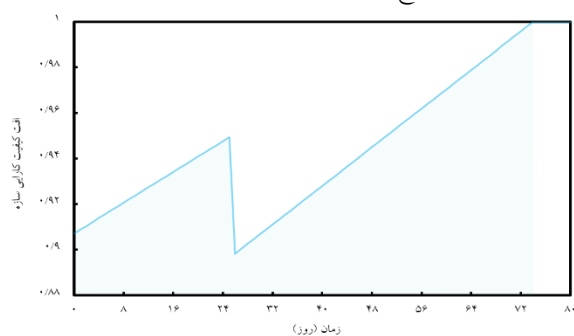
15S3BSCMF+BRB (MCE) (د)



15S3BSCMF+BRB (DBE) (خ)



15S5BSCMF+BRB (MCE) (ز)



15S5BSCMF+BRB (DBE) (ز)

شکل ۱۱- شاخص تاب‌آوری مدل‌ها در سطوح MCE و DBE

۴- نتیجه‌گیری

شکندگی است. بدین منظور، قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با سه و پنج دهانه به‌عنوان نماینده ساختمان‌های کوتاه، متوسط و بلند مدل‌سازی و اثر ارتفاع و تعداد دهانه بر پاسخ لرزه‌ای بررسی شد. نتایج حاصل، دیدگاهی دقیق از عملکرد واقعی این سامانه‌ها تحت

هدف این پژوهش ارزیابی و مقایسه تاب‌آوری لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربند کماتش تاب در مواجهه با توالی لرزه‌ای با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و منحنی‌های

تناوب بلندتر آن‌ها را در برابر تحریکات با فرکانس پایین آسیب‌پذیرتر می‌سازد.

۴- بر اساس تحلیل‌ها، زلزله اصلی بیش‌ترین تأثیر را بر خسارت تجمعی و کاهش تاب‌آوری داشته و پس‌لرزه، نقش کمکی در افزایش آسیب ایفا می‌کند. افزایش تعداد طبقات موجب تمرکز آسیب در نواحی خاص و افزایش خسارت موضعی و کلی می‌شود. این روند نشان می‌دهد که ترکیب ارتفاع و تعداد دهانه، نقش تعیین‌کننده‌ای در رفتار دینامیکی میزان آسیب‌پذیری سازه دارد و توجه به آن برای طراحی مقاوم لرزه‌ای ضروری است.

نتایج حاصل نشان می‌دهد که تاب‌آوری سازه نه‌تنها به شدت زلزله بستگی دارد، بلکه به ویژگی‌های هندسی و دینامیکی آن، شامل تعداد طبقات، تعداد دهانه‌ها و نحوه توزیع و فعال‌سازی سامانه‌های مقاوم جانبی، نیز وابسته است.

برای طراحی عملکرد محور، کنترل تغییر مکان‌های دررفت، کاهش اثرات P-Delta و بهینه‌سازی توزیع مهاربندها از عوامل کلیدی هستند. یافته‌ها همچنین با تحلیل‌های شکنندگی لرزه‌ای و تحلیل‌های افزایشی دینامیکی هم‌راستا بوده و نشان می‌دهد که طراحی سازه باید به گونه‌ای باشد که انتقال انرژی سریع و تمرکز آن موجب ورود سریع سازه به نواحی غیرخطی و افزایش خسارت نشود.

زلزله‌های متوالی ارائه داده و می‌تواند به عنوان مکملی برای بهبود دستورالعمل‌های طراحی لرزه‌ای مورد استفاده قرار گیرد. نتایج به دست آمده به شرح زیر است:

۱- با افزایش سطح خطر از زلزله DBE به MCE، شاخص تاب‌آوری در تمامی مدل‌ها کاهش یافته و میزان خسارت در هر دو سناریوی زلزله اول (اصلی) و زلزله دوم (پس‌لرزه) به طور قابل توجهی افزایش پیدا کرده است. نکته مهم این است که بخش عمده‌ای از آسیب‌ها ناشی از زلزله اصلی است؛ زیرا شدت بالاتر آن و محتوای فرکانسی نزدیک به مود اول سازه، موجب انتقال انرژی بیش‌تر به سامانه، ایجاد تغییر شکل‌های غیرالاستیک شدید و کاهش فرصت بازگشت سازه به شرایط اولیه می‌شود. هرچند پس‌لرزه نیز موجب افزایش خسارت می‌شود، اما نقش آن نسبت به زلزله اصلی کم‌تر است و اثرات اصلی کاهش تاب‌آوری و آسیب‌دیدگی ساختار عمدتاً به زلزله اول تعلق دارد.

۲- با افزایش تعداد طبقات از ۵ به ۱۰ و سپس ۱۵، کاهش شاخص تاب‌آوری و افزایش خسارت به طور قابل توجهی بیش‌تر شد. برای نمونه، در مدل ۱۵ طبقه، بیش‌ترین میزان خسارت مربوط به زلزله اصلی در سطح MCE حدود ۳۲/۱٪ و خسارت ناشی از پس‌لرزه به حدود ۱۸/۷٪ رسیده است. افزایش ارتفاع باعث افزایش انعطاف‌پذیری جانبی، کاهش سختی خمشی مؤثر و تشدید اثر P-Delta می‌شود و تمرکز تغییر مکان‌های دائمی به سمت طبقات پایین و میانی، موجب افزایش آسیب در این نواحی می‌شود. همچنین، دوره تناوب بلندتر سازه‌های بلند، آن‌ها را در برابر تحریکات با فرکانس پایین، آسیب‌پذیرتر ساخته و جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر می‌تواند سازه را سریع‌تر به نواحی غیرخطی هدایت کرده و سطح خسارت را افزایش دهد.

۳- مقایسه رفتار قاب‌های سه دهانه و پنج دهانه نشان داد که مدل‌های پنج دهانه تاب‌آوری کم‌تری دارند و خسارت بیش‌تری تجربه کرده‌اند. این موضوع به ویژگی‌های هندسی و دینامیکی قاب‌ها مربوط است؛ زیرا افزایش عرض کلی سازه و سختی قاب‌ها موجب جذب انرژی بیش‌تر و افزایش جابه‌جایی و دررفت در طبقات مختلف می‌شود. همچنین، توزیع مهاربندهای کمانش‌تاب نسبت به تعداد دهانه در قاب پنج دهانه ثابت مانده است که می‌تواند موجب تمرکز آسیب در برخی نواحی خاص و افزایش خسارت موضعی شود. وزن بیش‌تر قاب پنج دهانه، اثرات P-Delta را تشدید کرده و دوره

- Engineering Journal, 52(2), pp.305-320. (In Persian).
- [15] Wu, H., Zhu, X., Zhou, Y., Djerrad, A., Chen, Y., and Ke, X. (2021), "Seismic Fragility Assessment of Self-Centering Hybrid Precast Walls Subjected to Mainshock-Aftershock Sequences", *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 150, p.106941.
- [16] Nugroho, L.Z., and Chiu, C.K. (2023), "Damage-Controlling Seismic Design of Low- and Mid-Rise RC Buildings Considering Mainshock-Aftershock Sequences", *Structures*, 57, p.105099.
- [17] Wang, X., Xie, L., and Liu, Q. (2023), "Comparison of Seismic Resilience of Hybrid, Isolation, and Damping Control Reinforced Concrete Frame-Shear Wall Buildings", *Structures*, 58, p.105481.
- [18] Cimellaro, G.P., Reinhorn, A.M., and Bruneau, M. (2010), "Framework for Analytical Quantification of Disaster Resilience", *Engineering Structures*, 32(11), pp.3639-3649.
- [19] Li, P., Li, X., Wang, X., and Wang, D. (2023), "Seismic Resilience Evaluation of Reinforced Concrete Frame Considering the Effect of Mainshock-Aftershock Sequences", *Applied Sciences*, 13(23), p.12620.
- [20] Bghaei Lake, E., Homaee, P., and Mashkoh Aldiny, A. (2021), "Evaluation of the Strength Component in Seismic Resilience of Short- and Medium-Range Braced Frame Structures at Construction Sites Near Faults", *Sharif Civil Engineering Journal*, 37(2), pp.159-171. (In Persian)
- [21] McKenna, F., Fenves, G.L., Filippou, F., Mazzoni, S., Scott, M.H., Elgamal, A., Yang, Z., Lu, J., Arduino, P., and McKenzie, P. (2010), *OpenSees*. Berkeley, CA: University of California, Berkeley.
- [22] American Society of Civil Engineers (ASCE) (2022), *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-22)*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- [23] Black, C.J., Makris, N., and Aiken, I.D. (2004), "Component Testing, Seismic Evaluation and Characterization of Buckling-Restrained Braces", *Journal of Structural Engineering*, 130(6), pp.880-894.
- [24] Haselton, C.B. (2007), "Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings", PhD dissertation. Berkeley, CA: University of California, Berkeley.
- [25] Panagiotakos, T.B., and Fardis, M.N. (2001), "Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate", *Structural Journal*, 98(2), pp.135-148.
- [26] Chen, Q., Wang, C.L., Meng, S., and Zeng, B. (2016), "Effect of the Unbonding Materials on the Mechanical Behavior of All-Steel Buckling-Restrained Braces", *Engineering Structures*, 111, pp.478-493.
- [27] Dunn, J.D., and Pantelides, C.P. (2022), "Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Moment Frame Using a BRB with U-Plate Connections", *Journal of Structural Engineering*, 148(9), p.04022117.
- [1] Iran National Standard No. 2800 (2014), *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. 4th edition. Tehran: Building and Housing Research Center. (In Persian)
- [2] Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2003) *Multi-Hazard Loss Estimation Methodology: Earthquake Model. HAZUS-MH MR5 Technical Manual*. Washington, DC: Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency.
- [3] Proag, V. (2014), "Assessing and Measuring Resilience", *Procedia Economics and Finance*, 18, pp.222-229.
- [4] Cimellaro, G.P., Renschler, C., Reinhorn, A.M., and Arendt, L. (2016), "PEOPLES: A Framework for Evaluating Resilience", *Journal of Structural Engineering*, 142(10), p.04016063.
- [5] Ministry of Roads and Urban Development (2013), *Design and Construction of Reinforced Concrete Buildings*, Part 9. Tehran, Iran: Ministry of Roads and Urban Development. (In Persian)
- [6] Ministry of Roads and Urban Development (2015), *Part 10: Specifications for the Design of Steel Structures*. Tehran, Iran: Ministry of Roads and Urban Development. (In Persian)
- [7] Iranian National Building Code (2013), *Part 6: Applied Loads on Buildings*. Tehran, Iran: Ministry of Roads and Urban Development. (In Persian)
- [8] Computers and Structures, Inc. (2002), *ETABS User's Manual: Integrated Building Design Software*. Berkeley, CA: Computers and Structures, Inc.
- [9] Farahani, S., Akhaveissy, A.H., and Damkilde, L. (2021), "Equivalent Viscous Damping for Buckling-Restrained Braced RC Frame Structures", *Structures*, 34, pp.1229-1252.
- [10] Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2000), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [11] Wang, J., Tan, P., Huang, T., He, X., and Zhou, F. (2024), "Shear Fragility Analysis of Non-Classically Damped Three-Dimensional Structures Under Seismic Excitation", *Buildings*, 14(12), p.3967.
- [12] Azarbakht, A., and Dolšek, M. (2011) 'Progressive Incremental Dynamic Analysis for First-Mode Dominated Structures', *Journal of Structural Engineering*, 137(3), pp.445-455.
- [13] Azandariani, M.G., Azandariani, A.G., Roustaei, A.M., and Nia, H.M. (2023), "Seismic Fragility Assessment of Reinforced Concrete Moment Frames Retrofitted with Strongback Braced System", *Results in Engineering*, 20, p.101504.
- [14] Maskochi, R., Cheraghi, A.H., Ghodrati Amiri, G.R., Darvishn, E., and Rajabi, E. (2021), "Comparison of Probabilistic Seismic Responses of Flexural Frames and Column-Link Frames under the Influence of Successive Earthquakes", *Amirkabir Civil*