Amirkabir Journal of Civil Engineering

Amirkabir J. Civil Eng., 57(9) (2025) 1619-1642
DOI: 10.22060/ceej.2026.23788.8216

Seismic Performance of Buckling-Restrained Braces in Irregular Reinforced Concrete Buildings under Successive Earthquakes

Mohammad Fardkakaei[1], Elham Rajabi [1, 2] *

[1] Department of Civil Engineering, Tafresh University, Tafresh, Iran.
[2] Qualitative and Quantitative Analysis of Fluids and Environmental Research Group, Tafresh University, Tafresh, Iran.

ABSTRACT: This study evaluates the seismic performance of irregular reinforced concrete (RC) structures equipped with buckling-restrained braces (BRBs) under successive earthquakes involved foreshock-main shock and main shock-aftershock. Seismic sequence phenomenon refers to the occurrence of multiple shocks in a short time interval, whose cumulative effects can significantly change the structural response compared to a single shock. In this regards, three RC frames with 3, 6, and 9 stories were designed based on the Iranian Code 2800. Nonlinear dynamic analyses were performed in OpenSees after verification of the studied frames based on reference model. Comparison of the response of frames under single and successive shocks indicate that BRBs improve lateral force distribution, increased ductility in the upper stories (up to 32%), and reduced beam and column cross-section dimensions. Also, residual displacements and inelastic strains have been increased about 47% in frames with fewer BRBs. Moreover, increased damage has been observed up to two times. Generally, the results indicate that buckling braces are a reliable option for improving the seismic performance of irregular reinforced concrete structures under successive earthquakes due to providing high energy absorption capacity and stable hysteresis behavior.

Review History:

Received: Dec. 31, 2024
Revised: Dec. 19, 2025
Accepted: Jan. 17, 2026
Available Online: Jan. 30, 2026

Keywords:

Buckling Restrained Brace
Reinforced Concrete Structures
Seismic Sequence Phenomenon
Irregularity
Nonlinear Dynamic Analysis

1- Introduction

Successive earthquakes with short time intervals can significantly affect the seismic performance of structures. In these scenarios include foreshock-mainshock or mainshock-aftershock, first shocks usually have medium to high intensity and next shocks occur with approximately similar intensity. This succession can increase material fatigue, decrease effective strength and disrupt the safe eviction. Furthermore, structural irregularity (in plan or height) can lead to diminish the seismic performance of buildings because of torsion and stress concentration in earthquake. Recently, buckling restrained braces (BRBs) have been known as one of the most efficient methodology in energy dissipation systems in new and existing structures. These braces can absorb considerable energy and improve the seismic response of irregular structures through symmetric behavior in pressure and tension [1-4]. This paper tries to evaluate the seismic performance of buckling-restrained braces in irregular reinforced concrete buildings under successive earthquakes. In this regards, key parameters such as ductility, residual drift and damage index have been investigated for regular/irregular RC frames under single and consecutive shocks.

2- Research Methodology

Despite the high potential of successive shocks in increasing the structural/nonstructural damages, single earthquake has been considered as "Design earthquake" by seismic design cods. This theory becomes more critical when buildings have irregularity in plan or height. Therefore, three irregular RC buildings with BRB and 3, 6 and 9 story have been designed based on Standard 2800 with medium importance, official and commercial landuse in very high seismicity zone. Figure (1) shows plan and the schematic view of 6-story model. Section properties of the studied models are reported in Table (1). Period of models are 0.336, 0.56 and 0.843 (s). In the following, one frame has been implemented in Opensees. For this purpose, *Force-Based Beam-Column* element have been used for modeling of beams and columns. Also, BRBs are modeled using *Truss Element*. Nonlinear behavior of concrete has been considered by *Concrete01* material (with zero tension strength). Moreover, *Steel02* based on *Menegotto-Pinto* and *Isotropic Strain Hardening* formulations has been used for yielding behavior of steel in braces and bars. It should be noted that modeling procedure of the studied frames in Opensees is verified based on [5-6] with comparing period and pushover curve (Figure 2). In order to examine the seismic response of the studied models,

*Corresponding author's email: rajabi@tafreshu.ac.ir

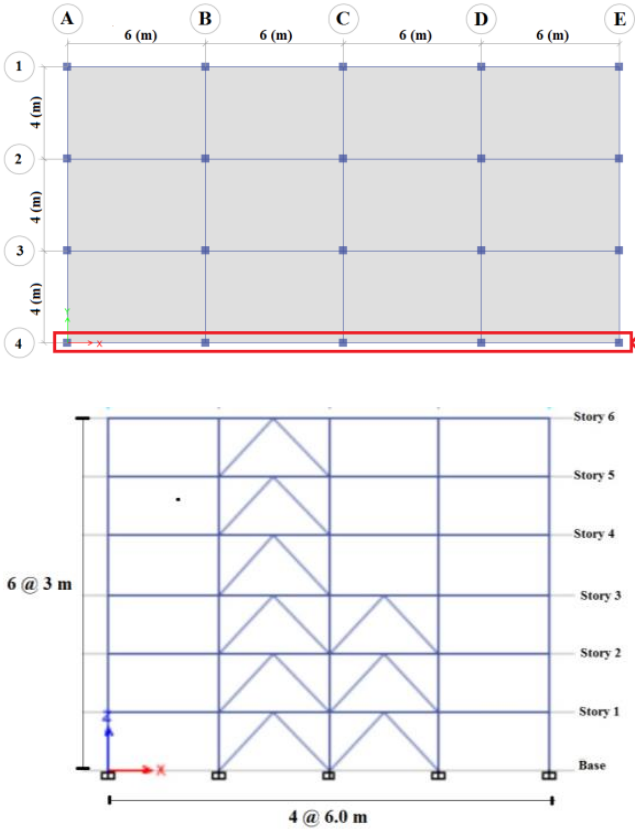


Fig. 1. Plan and the schematic view of 6-story model.

Table 1. Section properties of the studied models.

Model	Story No.	Column	Beam	BRB
3-story	3	C35x35-8T18	B35x45-2T16-3T16	PL12x100
	1-2			PL 20x100
6-story	6	C40x40-12T16	B35x50-3T16-3T18	PL10x100
	5			PL20x75
	4			PL20x150
	3	C50x50-16T18	B40x50-3T18-4T16	PL20x150
	1-2			PL20x100
9-story	9	C60x60-16T18	B40x50-3T16-4T14	PL10x100
	8			PL20x125
	7			PL20x175
	6		B40x45-3T16-3T16	PL20x175
	4-5			PL20x200
	1-3	C40x40-12T18		PL20x175

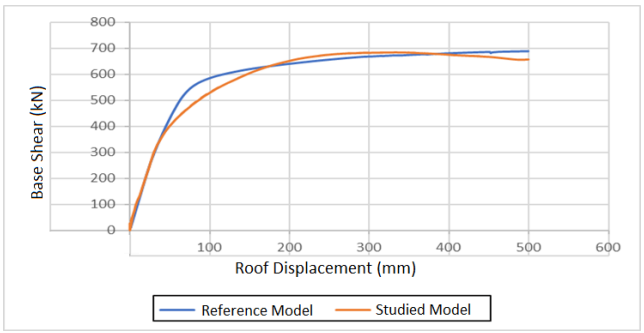


Fig. 2. Pushover curve of the reference and studied model.

critical successive shocks are selected based on [7].

3- Results and Discussion

After gravity loads, nonlinear dynamic analysis has been performed for all RC frames. Then, key parameters such as ductility, residual drifts, drift ratio and damage index have been evaluated caused by single and successive shocks. Seismic sequence phenomenon increases drift ratio for all frames based on Figure (3) so that average of the increased response is 34, 25 and 24% for 3, 6 and 9 story models. Moreover, successive shocks lead to more residual drifts than single scenarios according to Figure (4). Maximum increased residual drifts because of successive shocks are 30, 22 and 28%.

For ductility, effect of the successive shocks is ascendant for all frames and average of the increased responses is 24, 20 and 51%. Park-Ang damage index [8] is also calculated for the studied models and reported in Figure (5). Maximum increase is observed for 6-story frame approximately more than double value.

4- Conclusions

This paper reveals that single shocks cannot be suitable representative of successive scenarios especially for irregular structures. However, decreasing the damage index in taller

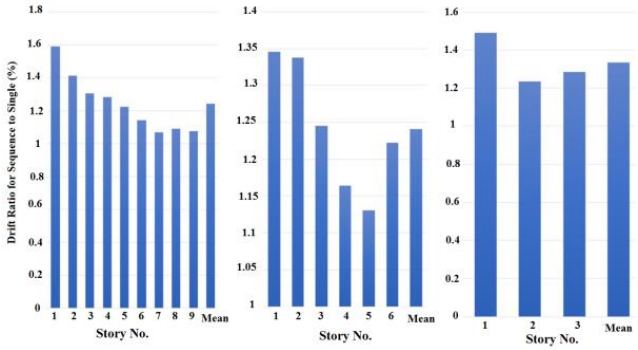


Fig. 3. Ratio of drift (successive/single) for 3-story (Right), 6-story (Middle) and 9-story (Left).

models is demonstrative of improvement of distribution of lateral forces and more effective participation of braces in energy absorption. Hence, it can be said that optimum design of BRBs has notable effects on residual drifts, increased ductility, and damage concentration prevention in special stories in irregular structures. Therefore, BRBs are proposed to control the instability and improve the progressive damages pattern.

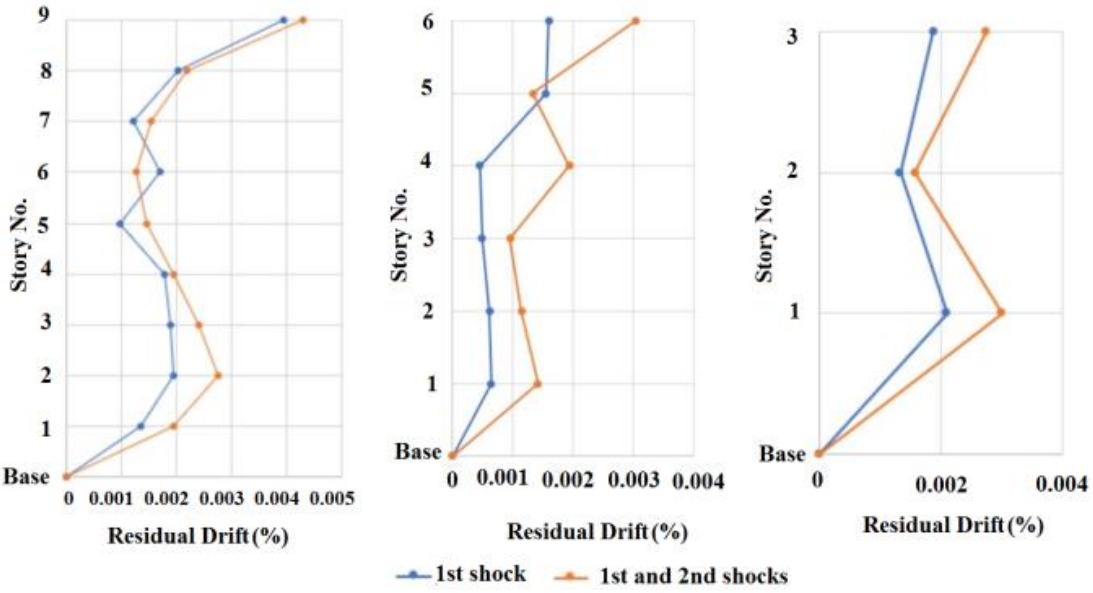


Fig. 4. Residual drift ratio for 3-story (Right), 6-story (Middle) and 9-story (Left).

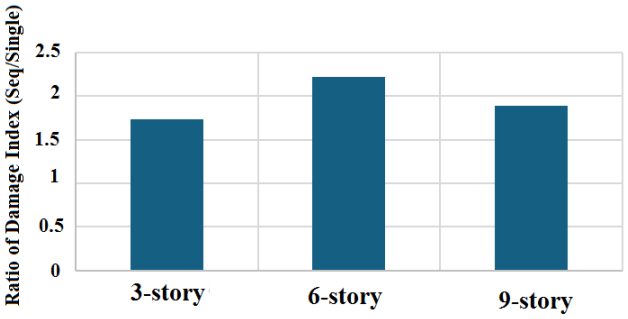


Fig. 5. Ratio of increased damage index .

References

[1] Niyonyungu, F., and Noroozinejad Farsangi, E., 2020. "Application of buckling restrained braces to upgrade vertical stiffness of existing RC frames". Civil and Environmental Engineering Reports, pp. 68-93. https:// doi.org/10.2478/ceer-2020-0034.

[2] Orellana, G. M., Ramos, B. C., Velásquez, F., Casas Rius, J. R., and Delgadillo, R. M., 2024. "Spectral Dynamic Analysis of Buckling Restrained Brace (BRB) Configurations in an Irregular Building". In Proceedings of the 9th International Conference on Civil Structural and Transportation Engineering (ICCSTE 2024), pp. 1-6. University of Toronto Press.

[3] Vaziri, S. J., Vahdani, R., and Souri, O., 2024. "Seismic evaluation of BRBF steel structures with L-shaped irregular plan considering soil-structure interaction". Bulletin of Earthquake Engineering, 22: pp. 5347–5377. https://doi.org/10.1007/s10518-024-01963-4

[4] 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. https:// doi.org/ 10.1016/ j.soildyn. 2022.107442.

[5] 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. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103522

[6] 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. https:// doi.org/ 10.1016/j.engstruct. 2021.112685.

[7] Rajabi, E., and Ghodrati Amiri, G., 2020. "Generation of critical aftershocks using stochastic neural networks and wavelet packet transform". Journal of Vibration and Control, 26(5-6): pp. 331-351. https://doi.org/10.1177/1077546319879536.

[8] Park, Y. J., Ang, A. H. S., and Wen, Y. K., 1985. "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings". Journal of Structural Engineering, 111(4):pp.740-757. https:// doi.org/ 10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(740).

نشریه مهندسی عمران امیرکبیر

نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۵۷، شماره ۹، سال ۱۴۰۴، صفحات ۱۶۱۹ تا ۱۶۴۲
DOI: 10.22060/ceej.2026.23788.8216

عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب در ساختمان‌های بتن‌آرمه نامنظم در معرض زلزله‌های متوالی

محمد فردکاکایی[۱]، الهام رجبی[۱و۲*]

۱- دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران.
۲- گروه پژوهشی تحلیل کمی و کیفی سیالات و محیط زیست، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران.

خلاصه: در این پژوهش، عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه نامنظم مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب در برابر زلزله‌های متوالی مورد بررسی قرار گرفته است. پدیده‌ی توالی لرزه‌ای به وقوع چند زلزله‌ی پی‌درپی شامل پیش‌لرزه–لرزه اصلی و یا لرزه اصلی–پس‌لرزه در بازه‌ی زمانی کوتاه اشاره دارد که اثر تجمعی آن‌ها می‌تواند پاسخ سازه را به‌طور چشمگیری نسبت به یک زلزله‌ی منفرد تغییر دهد. در این راستا، سه مدل سازه‌ی سه، شش و نه طبقه براساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران طراحی و پس از صحت‌سنجی تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی در محیط OpenSees قرار گرفتند. مقایسه‌ی پاسخ قاب‌ها تحت تحریک‌های لرزه‌ای منفرد و متوالی نشان داد که استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب موجب بهبود توزیع نیروی جانبی، افزایش شکل‌پذیری در طبقات فوقانی (به طور متوسط حدود ۳۲٪) و کاهش ابعاد مقاطع تیر و ستون می‌شود. همچنین در قاب‌های دارای تعداد کمتر مهاربند، جابه‌جایی پسماند و کرنش‌های غیرالاستیک به طور متوسط حدود ۴۷٪ افزایش یافته و افزایش شاخص خسارت تا ۲ برابر مشاهده شده است. در مجموع، نتایج بیانگر آن است که مهاربندهای کمانش‌تاب با فراهم‌سازی ظرفیت بالای جذب انرژی و رفتار پایدار هیسترزیس، گزینه‌ای قابل اعتماد برای بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های نامنظم بتن‌آرمه در برابر زلزله‌های متوالی هستند.

تاریخچه داوری:
دریافت: ۱۴۰۳/۱۰/۱۱
بازنگری: ۱۴۰۴/۰۹/۲۸
پذیرش: ۱۴۰۴/۱۰/۲۷
ارائه آنلاین: ۱۴۰۴/۱۱/۱۰

کلمات کلیدی:
مهاربند کمانش‌تاب
سازه‌های بتن‌آرمه
پدیده توالی لرزه‌ای
نامنظمی
تحلیل دینامیکی غیرخطی

۱- مقدمه

وقوع زمین‌لرزه‌های متوالی در بازه‌های زمانی کوتاه می‌تواند اثرات تجمعی قابل‌توجهی بر عملکرد سازه‌ها بر جای گذارد. در چنین شرایطی، لرزه‌ی نخست معمولاً دارای شدت متوسط تا زیاد بوده و لرزه‌های بعدی با شدتی در همان حدود تکرار می‌شوند. این موضوع منجر به افزایش خستگی مصالح، کاهش مقاومت مؤثر و اختلال در فرایند تخلیه‌ی ایمن ساکنان می‌گردد. از سوی دیگر، نامنظمی در پلان یا ارتفاع سازه، به‌ویژه در ساختمان‌های بتن‌آرمه، موجب تمرکز تنش و ایجاد پیچش‌های ناخواسته در هنگام زلزله می‌شود که عملکرد لرزه‌ای سازه را تضعیف می‌کند. در سال‌های اخیر، استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب (BRB) به عنوان یکی از کارآمدترین سیستم‌های اتلاف انرژی در سازه‌های جدید و موجود مورد توجه قرار گرفته است. این مهاربندها با رفتار متقارن در فشار و کشش و توانایی بالای جذب انرژی، امکان بهبود چشمگیر پاسخ لرزه‌ای سازه‌های نامنظم را فراهم می‌کنند. هدف پژوهش حاضر، بررسی اثر وقوع زلزله‌های متوالی بر رفتار قاب‌های بتن‌آرمه نامنظم مجهز به BRB و تحلیل تغییرات پارامترهای کلیدی مانند شکل‌پذیری، جابه‌جایی پسماند و شاخص خسارت است. با توجه به مطالب فوق و اهمیت نامنظمی در سازه‌های بتن‌آرمه تحت پدیده توالی لرزه‌ای، مطالعات زیادی پیرامون این موضوع و پاسخ سازه‌ها صورت گرفته است. برای نمونه، پس از بررسی عملکرد لرزه‌ای دو نوع ساختمان بتن‌آرمه با نامنظمی پلکانی و کشیده تحت آخرین رکوردهای شتابنگاشت یوگیاکتا، اندونزی در سال ۲۰۲۳، مشخص گردیده است که استفاده از BRB تغییرمکان طبقات فوقانی را بهبود می‌بخشد [۱]. در سال ۲۰۲۲، Ghamari و همکاران با تمرکز بر قاب‌های فولادی نشان دادند که اثرگذاری BRBها به عوامل مختلفی مانند ترکیب لرزه‌ای، ارتفاع سازه و نوع نامنظمی بستگی دارد [۲]. در سال ۲۰۲۰، استفاده از BRB را برای تقویت قاب‌های موجود بررسی و اعلام شده است که نیروهای داخلی ستون‌ها بسته به تعداد و محل مهاربندها تا ۷۰ درصد کاهش می‌یابند [۳]. مطالعات اخیر نیز به تحلیل توزیع و آرایش BRBها پرداخته‌اند. به عنوان نمونه در سال ۲۰۲۴ طی مطالعه‌ای آشکار گردیده است که توزیع بهینه مهاربندها در طبقات منجر به کاهش حداقل

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: rajabi@tafreshu.ac.ir

۲۵ درصدی جابه‌جایی‌های نسبی غیرالاستیک می‌شود [۴]. تأثیر اندرکنش خاک و سازه (SSI) در قاب‌های فولادی مجهز به BRB بررسی شده است [۵]. همچنین، ارزیابی بر جابه‌جایی پسماند، شاخص آسیب و انرژی مصرفی مهاربندها [۶-۷] در معرض زلزله‌های متوالی، اهمیت بررسی قاب‌های مجهز به BRB با لحاظ نمودن اثر پدیده توالی لرزه‌ای را برجسته می‌کند. تحقیقات مرتبط با اتصال مهاربندها نشان می‌دهد که روش‌های مستقیم و غیرمستقیم انتقال نیرو، ظرفیت و قابلیت استفاده از BRBها را تحت تأثیر قرار می‌دهند [۸-۱۲]. علاوه بر این، طراحی بهینه سیستم‌های اتلاف انرژی با توزیع نامنظم BRBها می‌تواند ضمن ایجاد نامنظمی، عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها و منحنی‌های کرنش مهاربندها را بهبود دهد [۱۳-۱۶]. با توجه به شواهد موجود در خصوص خسارت‌زایی چشمگیر لرزه‌های متوالی که هنوز از دیدگاه آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای معتبر پوشیده مانده است و اهمیت پدیده نامنظمی که به شدت بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تأثیرگذار می‌باشد، مطالعه حاضر به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه نامنظم مجهز به BRB تحت زلزله‌های متوالی می‌پردازد. تمرکز این مطالعه بر جابه‌جایی بین‌طبقه‌ای، جابه‌جایی باقی‌مانده و رفتار کلی سازه است.

۲- روش تحقیق

در این مطالعه به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب در ساختمان‌های بتن‌آرمه نامنظم در معرض زلزله‌های متوالی، سه سازه بتنی براساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) در نرم‌افزار ایتبس طراحی و با ضوابط مبحث نهم (ویرایش ۱۳۹۹) و دهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۴۰۱) کنترل شده است. در ادامه یک قاب حاوی آرایش نامنظمی از مهاربندهای کمانش‌تاب انتخاب و در نرم‌افزار Opensees پیاده‌سازی شد. روند فوق در ادامه به تفصیل شرح داده شده است.

۲- ۱- طراحی و پیاده‌سازی مدل‌های مورد مطالعه

در مطالعه پیش‌رو ۳ سازه بتن مسلح نامنظم مجهز به مهاربند کمانش‌تاب با تعداد طبقات رایج در کشور ایران با پلان و نمای نمایش داده شده در شکل (۱) طراحی شده‌اند. در این راستا نوع کاربری تجاری و اداری، محل ساختگاه شهر تهران با سطح لرزه‌خیزی بسیار زیاد انتخاب شده است. زمان تناوب مدل‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۰/۳۳۶، ۰/۵۶و ۰/۸۴۳ ثانیه می‌باشد. بارهای وارده به سازه شامل موارد زیر است: (۱) بار مرده تمام طبقات ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، (۲) بار زنده طبقات به جز طبقه بام ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، (۳) بار تیغه‌بندی طبقات به جز طبقه بام ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، (۴) بار زنده طبقه بام ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع، (۵) بار برف طبقه بام ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و (۶) بار اصلاح وزن لرزه‌ای طبقه بام ۳۴۴ کیلوگرم بر مترمربع. مشخصات مصالح مصرفی برای فولاد هسته مهاربند کمانش‌تاب فولاد S235، آرماتور در قاب‌های بتن مسلح S_{340} و S_{400} و همچنین بتن مصرفی از رده C_{25} می‌باشد که ویژگی‌های آن‌ها در جدول (۱) بیان شده است. پس از انجام تحلیل استاتیکی معادل و کنترل ضوابط آیین‌نامه‌های مذکور، مقاطع مورد استفاده طبق جدول (۲) استخراج شده است. به منظور پیاده‌سازی مدل‌های مورد مطالعه در اپنسیس، از المان‌های Force-Based Beam-Column جهت تیر و ستون و از Truss Element برای مهاربندهای BRB استفاده شد. رفتار غیرخطی مصالح بتن با مدل Concrete01 (با مقاومت کششی صفر) و رفتار فولاد تسلیم‌شونده مهاربند و میلگردهای بتن مسلح با المان Steel02 بر پایه‌ی فرمول‌بندی Menegotto-Pinto و Isotropic Strain Hardening تعریف شد. شرایط مرزی قاب ها گیردار و اتصالات مهاربندها مفصلی فرض شده است. همچمین جرم‌ها در المان‌های طبقات توزیع شده است.

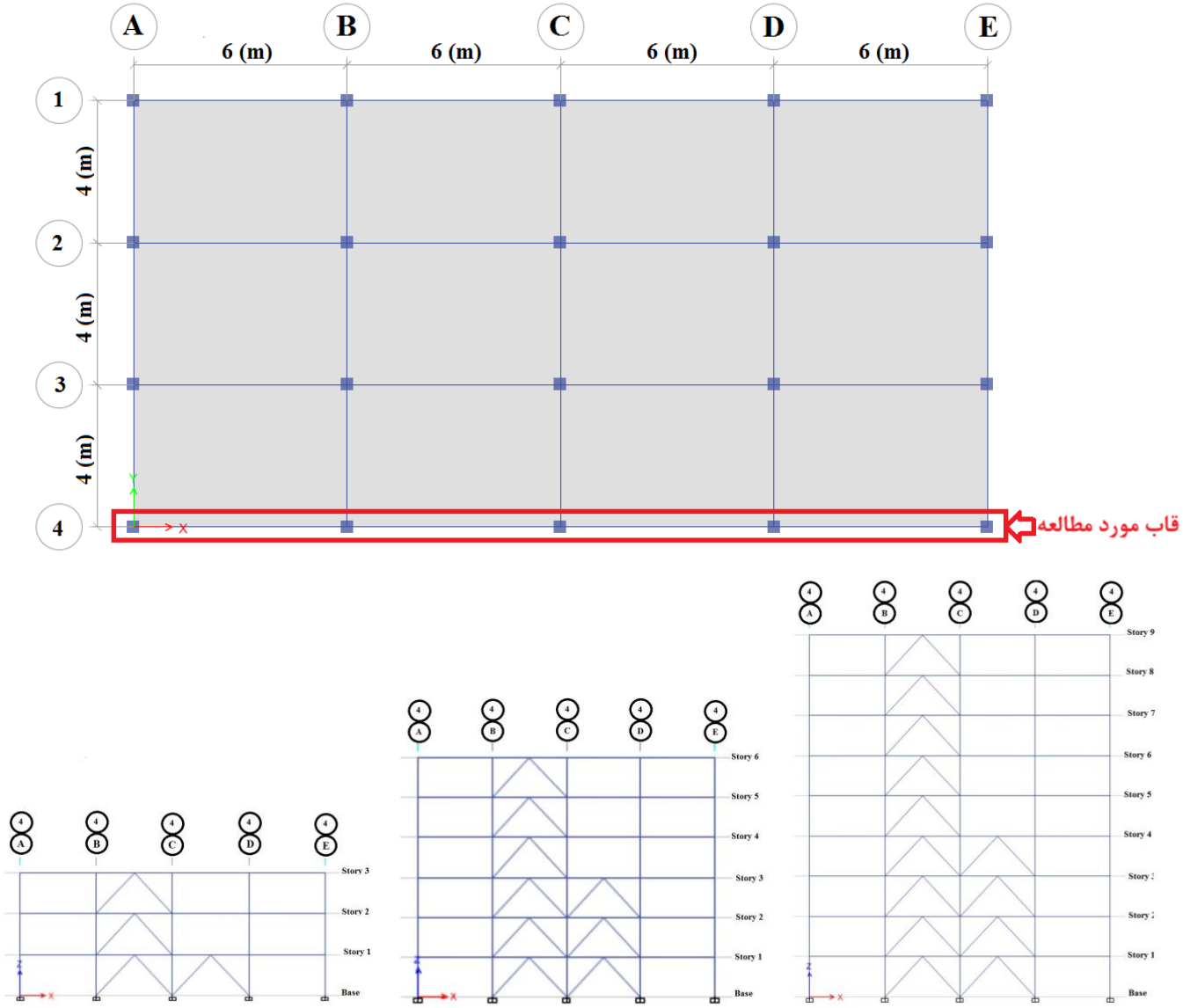
۲- ۲- صحت‌سنجی مدل‌های مورد مطالعه

۲- ۲- ۱- انتخاب مدل مرجع

به منظور کنترل کفایت روش اتخاذ شده جهت پیاده‌سازی مدل‌های مورد مطالعه، اقدام به انتخاب مدل مرجع گردید. پس از پیاده‌سازی مدل، به مقایسه زمان تناوب و همچنین منحنی پوش‌اور مدل پیاده‌سازی شده و مدل مرجع پرداخته شد. در این راستا از مطالعه Chen و Bai در سال ۲۰۲۲ [۱۷] و مطالعه Bai و همکاران در سال ۲۰۲۱ [۱۸] استفاده گردید. در مطالعات فوق پیاده‌سازی سازه‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب در نرم‌افزار Opensees انجام گرفته است.

۲- ۲- ۲- مقایسه زمان تناوب مدل مرجع و مدل پیاده‌سازی شده

در مطالعه Chen و Bai در سال ۲۰۲۲ [۱۷]، سه ساختمان با تعداد طبقات ۵، ۷ و ۱۱ با نسبت‌های برش طبقه ۰/۳، ۰/۴ و ۰/۶ مدل‌سازی شده است که سازه ۵ طبقه با نسبت برش ۰/۳ مطابق شکل (۲) به‌عنوان مدل مرجع به‌منظور مقایسه زمان تناوب جهت صحت‌سنجی انتخاب‌شده است. مطابق شکل (۳) زمان تناوب برای سازه ۵ طبقه با نسبت برش ۰/۳ تقریباً بین ۰/۷۷۰ الی ۰/۷۹۰ ثانیه قرار دارد. شکل (۴) زمان تناوب مدل مرجع پیاده‌سازی با روش مدل‌سازی در این مطالعه را معرفی می‌نماید.



شکل ۱. پلان و نمای سازه‌های مورد مطالعه.

Fig. 1. Plan and schematic view of the studied models.

به‌این‌ترتیب زمان تناوب مدل مرجع برابر با ۰/۷۸۰ ثانیه و زمان تناوب مدل پیاده‌سازی شده برابر ۰/۷۹۳ ثانیه و اختلاف‌زمان تناوب کمتر از ۲٪ می‌باشد.

۲- ۲- ۳- مقایسه منحنی پوش‌اور مدل مرجع پیاده‌سازی شده

در مطالعه Bai و همکاران در سال ۲۰۲۱ [۱۸]، سه ساختمان با تعداد طبقات ۵، ۷ و ۱۱ مطابق شکل (۵) با نسبت‌های برش طبقه مختلف مدل‌سازی شده است. از میان حالات موجود، سازه ۵ طبقه با نسبت برش ۰/۶ به‌عنوان مدل مرجع جهت مقایسه منحنی پوش‌اور انتخاب‌شده است. تفاوت عمده قرارگیری سیستم باربر جانبی در قاب‌های داخلی یا پیرامونی سازه در سهم گرفتن از بارهای ثقلی، جانبی و جرم‌های لرزه‌ای می‌باشد. در شکل (۶) نمودار مشکی پیوسته نمایانگر مدل مرجع قاب بتن مسلح مجهز به مهاربند کمانش‌تاب می‌باشد. مقایسه منحنی پوش‌اور مدل مرجع و مدل پیاده‌سازی شده با تطابق قابل‌قبولی در شکل (۷) گزارش‌شده است.

جدول ۱. ویژگی‌های مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی

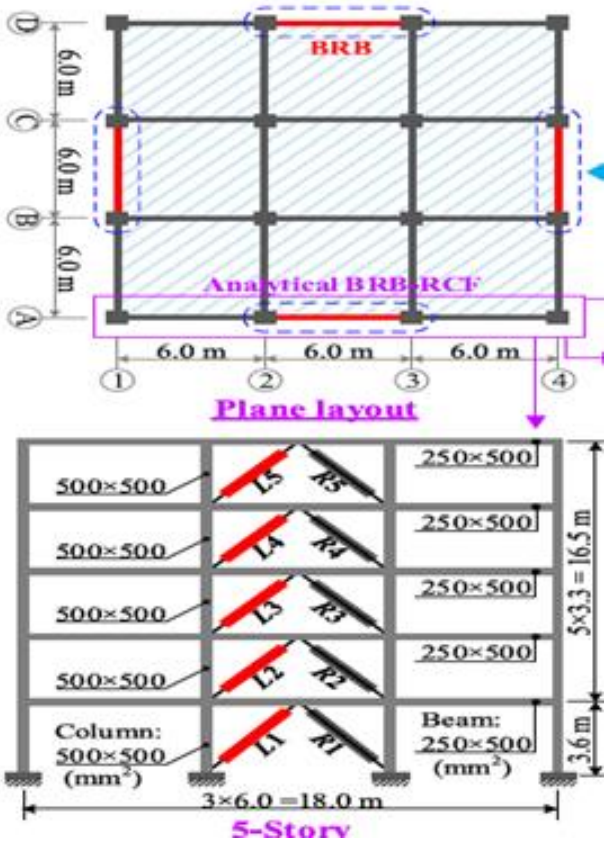
Table 1. Material properties in modeling.

مصالح	ویژگی	مقدار	واحد
بتن	مدول الاستیسیته	۲۳۵۰۰	MPa
	مقاومت فشاری	۲۵	
آرماتور رده S_{340}	مدول الاستیسیته	۲۰۰۰۰۰	
	تنش تسلیم	۳۴۰	
آرماتور رده S_{400}	تنش نهایی	۵۰۰	
	مدول الاستیسیته	۲۰۰۰۰۰	
	تنش تسلیم	۴۰۰	
فولاد S_{235}	تنش نهایی	۶۰۰	
	تنش تسلیم	۲۳۵	
	تنش نهایی	۵۱۰-۳۶۰	
	مدول الاستیسیته	۲۱۰۰۰۰	

جدول ۲. مشخصات مقطع عرضی مدل‌های مورد مطالعه.

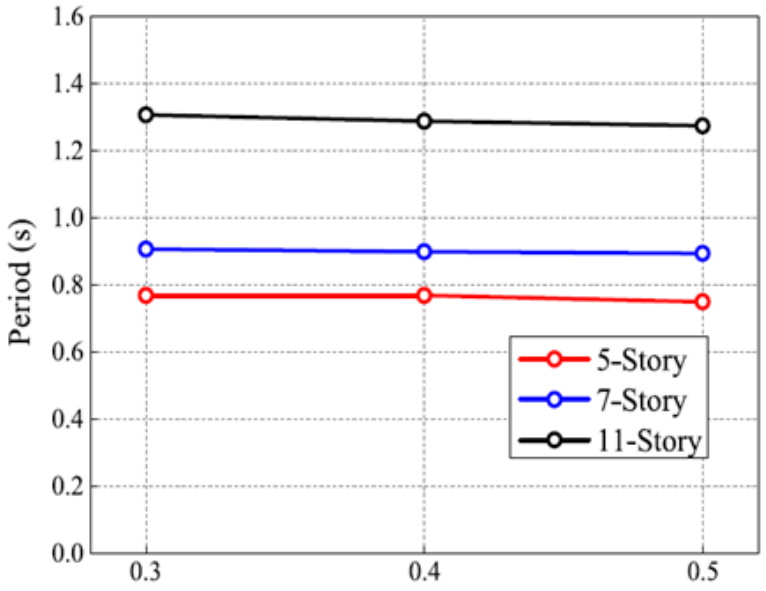
Table 2. Section properties of the studied models.

مدل	شماره طبقه	مقطع ستون	مقطع تیر	مقطع مهاربند کمانش تاب
سه طبقه	طبقه سوم	C35x35-8T18	B35x45-2T16-3T16	BRB-plate12x100
	طبقه اول تا دوم			BRB-plate20x100
شش طبقه	طبقه ششم	C40x40-12T16	B35x50-3T16-3T18	BRB-plate10x100
	طبقه پنجم			BRB-plate20x75
	طبقه چهارم			BRB-plate20x150
	طبقه سوم	C50x50-16T18	B40x50-3T18-4T16	BRB-plate20x150
	طبقه اول تا دوم			BRB-plate20x100
نه طبقه	طبقه نهم	C60x60-16T18	B40x50-3T16-4T14	BRB-plate10x100
	طبقه هشتم			BRB-plate20x125
	طبقه هفتم			BRB-plate20x175
	طبقه ششم			BRB-plate20x175
	طبقه چهارم تا پنجم		B40x45-3T16-3T16	BRB-plate20x200
	طبقه اول تا سوم	C40x40-12T18		BRB-plate20x175



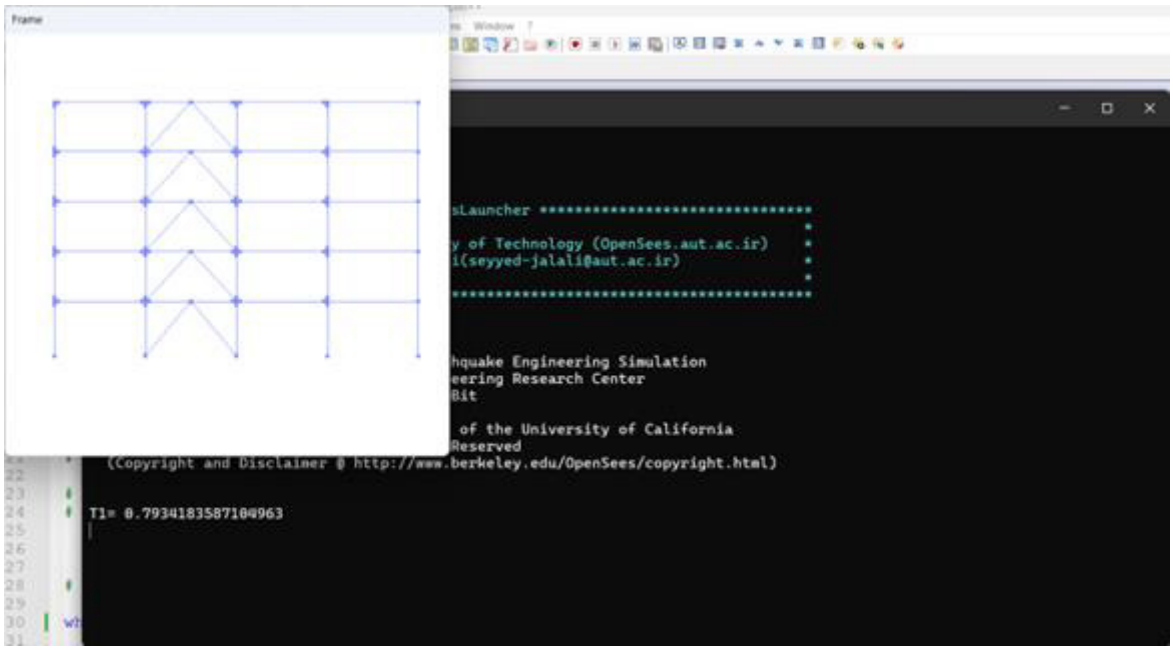
شکل ۲. مدل مورداستفاده در مطالعه Chen و Bai در سال ۲۰۲۲ [۱۷].

Fig. 2. The used model in Chen and Bai's study [17].



شکل ۳. زمان تناوب مدل مرجع [۱۷].

Fig. 3. Period of the reference model [17]



شکل ۴. زمان تناوب مدل مرجع پیاده‌سازی در Opensees با استفاده از روش مورد استفاده در این مطالعه

Fig. 4. Period of the implemented reference model in Opensees .

۳- سناریوهای لرزه‌ای منفرد و متوالی بحرانی

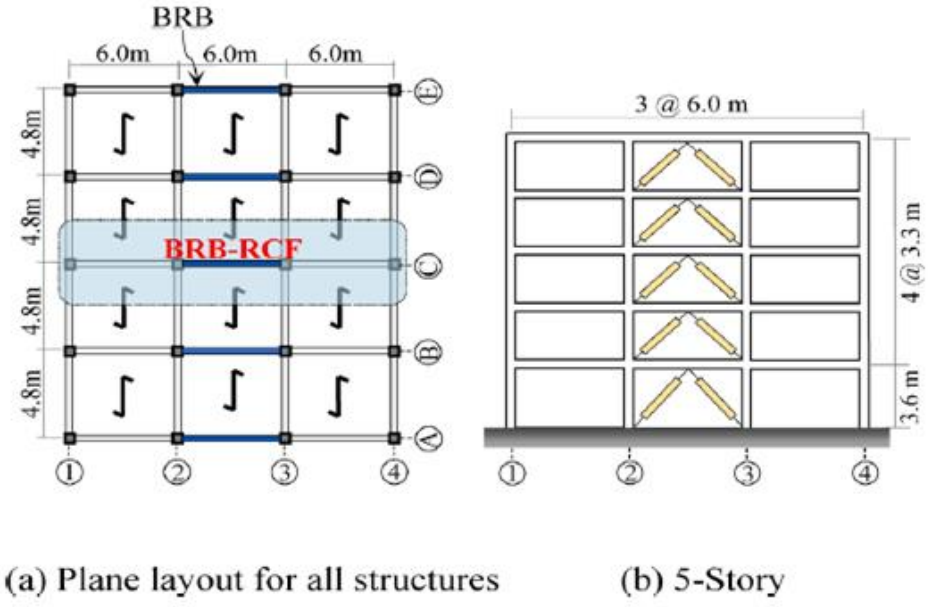
در این مطالعه تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های مورد بررسی در نرم افزار اپنسیس انجام شده است. به این منظور از زلزله‌های بحرانی پیشنهاد شده توسط رجبی و قدرتی امیری در سال ۲۰۲۰ [۱۹] استفاده شده است. این رکوردها بر اساس پارامتر بیشینه شتاب مؤثر (EPA) که توسط امیری و دانا در سال ۲۰۰۵ [۲۰] پیشنهاد شده است، از پایگاه PEER استخراج و در جدول (۳) گزارش شده‌اند. در ادامه، مقیاس لرزه‌های اول براساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و لرزه‌های دوم مطابق با روش عبدالله زاده و همکاران در سال ۲۰۱۸ [۲۱] انجام شده است.

۴- نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی

در مطالعه پیش‌رو به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب در ساختمان‌های بتن‌آرمه نامنظم در معرض زلزله‌های متوالی، تحلیل دینامیکی غیرخطی برای کلیه مدل‌های مورد بررسی انجام شده است. لازم به ذکر است این مدل‌ها پیش از رویارویی با سناریوهای لرزه‌ای منفرد و متوالی، تحت بارگذاری ثقلی قرار گرفته‌اند. در ادامه پارامترهایی به شرح زیر استخراج و با یکدیگر مقایسه شده‌اند: نسبت تغییرمکان جانبی طبقه، نسبت جابه‌جایی پسماند، شکل‌پذیری، شاخص خسارت و حلقه‌های هیسترزیس ناشی از لرزه‌های منفرد و متوالی.

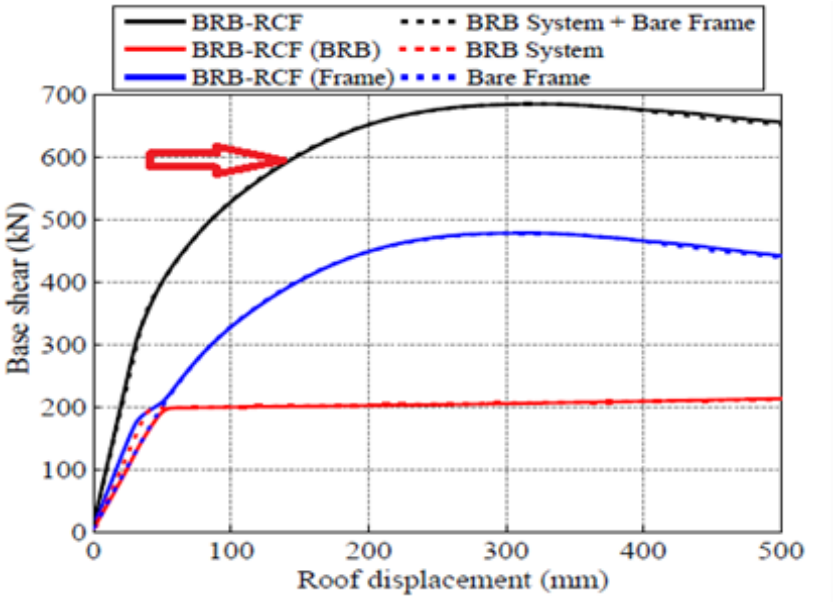
۴- ۱- نسبت تغییرمکان جانبی طبقه

در شکل (۸) نسبت تغییرمکان جانبی طبقات در کلیه مدل‌های مورد مطالعه تحت زلزله‌های منفرد و متوالی نمایش داده شده است. در خلال بررسی‌ها، بیشترین تغییرمکان جانبی طبقه نسبت به ارتفاع برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه تحت زلزله Livermore سال ۱۹۸۰ مشاهده شد. همچنین میزان افزایش مقدار میانگین پاسخ در حالت متوالی به منفرد برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۲۸، ۱۳ و ۰/۷ درصد بوده است. در قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه بیشینه تغییرمکان جانبی در طبقات تحت زلزله Livermore سال ۱۹۸۰ مشاهده شد. همچنین میزان افزایش مقدار میانه نتایج مورد نظر با لحاظ نمودن حالت متوالی به منفرد برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۱۲، ۰/۸ و ۰/۵ درصد بوده است. در شکل (۹) میانگین بیشینه تغییرمکان نسبی در تمام طبقات قاب‌ها به همراه میانگین نتایج نمایش داده شده است. مشاهده می‌گردد زلزله‌های متوالی در تمامی حالت بر رفتار سازه مؤثر بوده‌اند. همچنین در حالت کلی با در نظر گرفتن پدیده توالی لرزه‌ای برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه مطابق شکل (۱۰)، به ترتیب میانگین افزایش نسبت تغییرمکان نسبی طبقات ۳۴، ۲۵ و ۲۴ درصد بوده است.



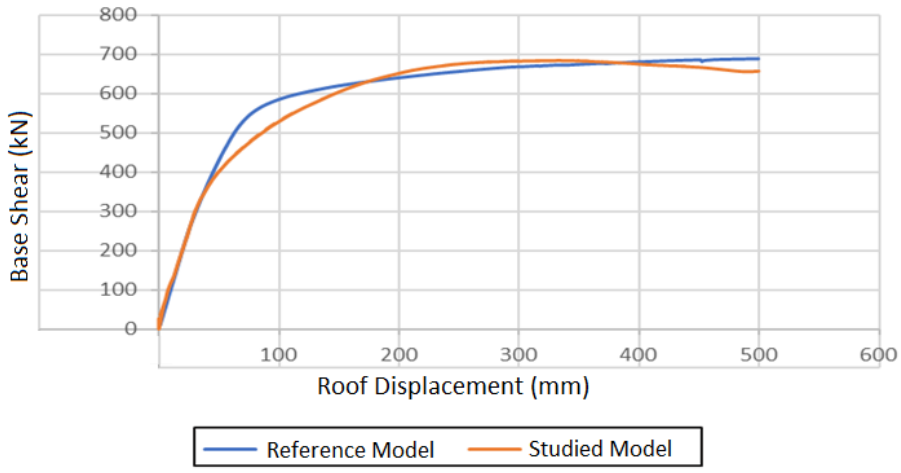
شکل ۵. مدل مورد استفاده در مطالعه Bai و همکاران در سال ۲۰۲۱ [۱۸].

Fig. 5. The used model in Bai et al [18].



شکل ۶. منحنی پوش اور مدل مطالعه Bai و همکاران در سال ۲۰۲۱ [۱۸].

Fig. 6. Pushover curve of the studied model by Bai et al [18].



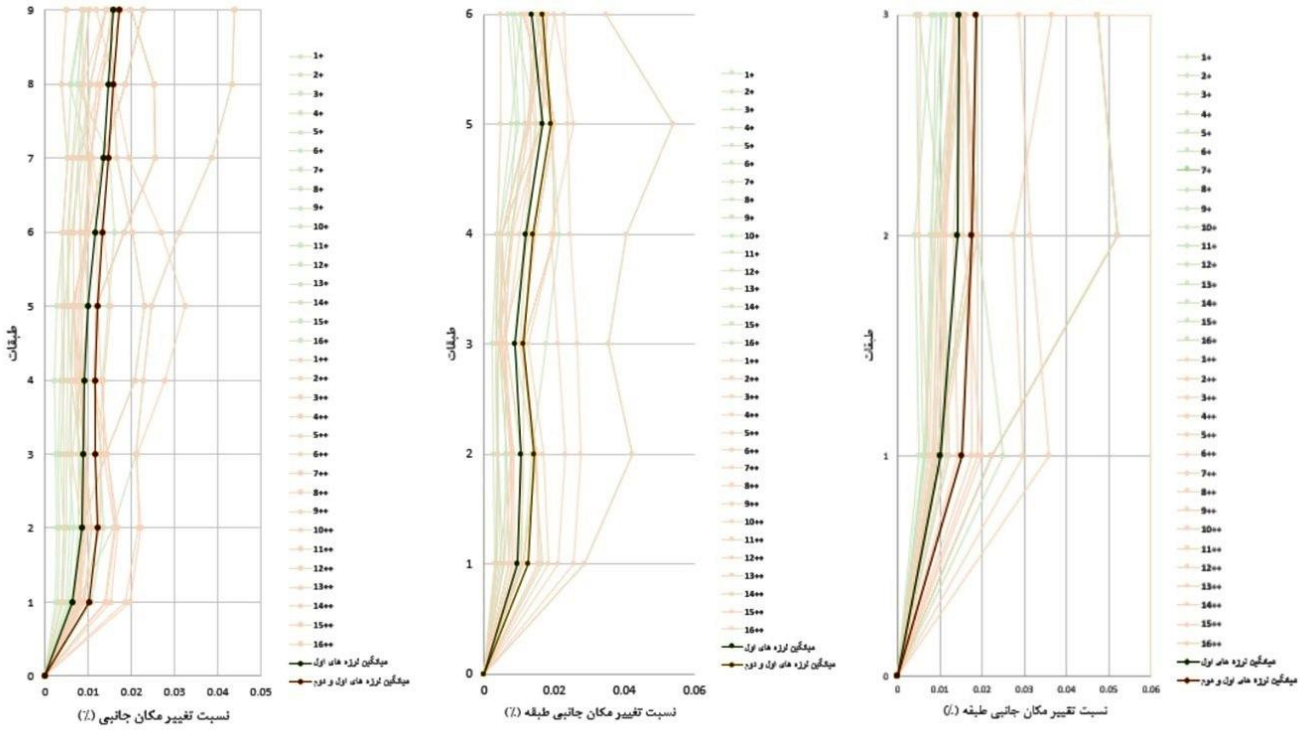
شکل ۷. منحنی پوش اور مدل مرجع و مدل پیاده‌سازی شده.

Fig. 7. Pushover curve of the reference and studied model.

جدول ۳. سناریوهای لرزه‌ای مورد استفاده در این مطالعه [۱۹].

Table 3. Seismic scenarios based on [19].

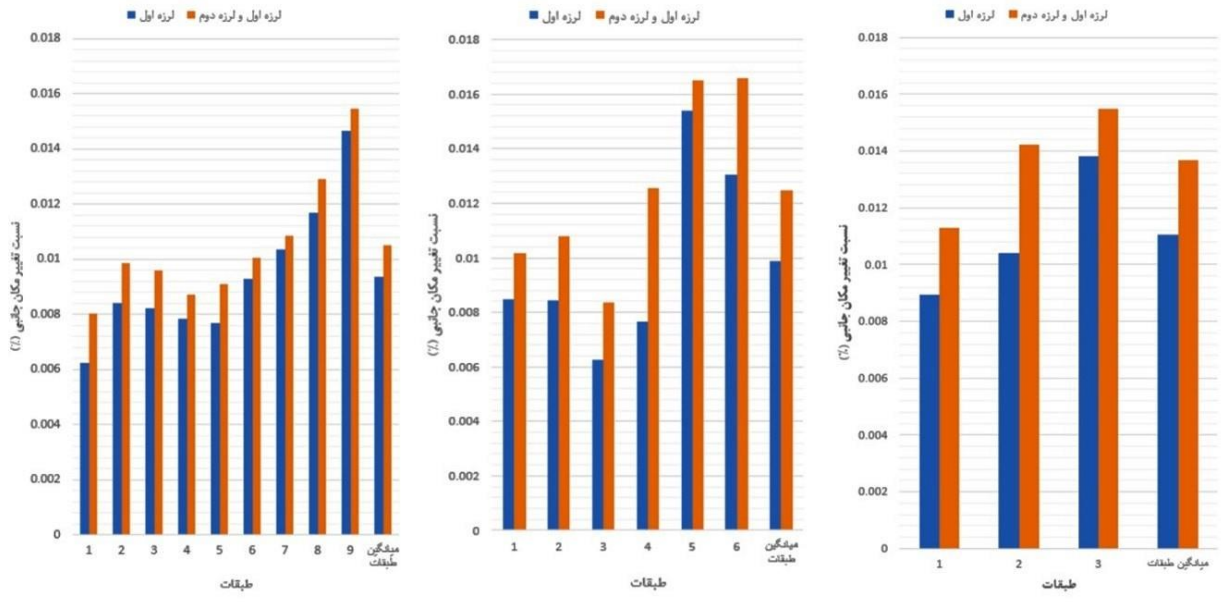
شماره	نام زلزله	سال وقوع	EPA (g)	PGA (g)	ایستگاه ثبت زلزله
۱	Chalfant Valley3	1986 1986	0.2451 0.4854	0.2382 0.4246	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
۲	Coalinga	1983 1983	0.0993 0.3513	0.1539 0.5813	CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
۳	Mammoth4	1980 1980	0.1722 0.2726	0.2178 0.3689	USC 37 USC McGee Creek Inn
۴	Mammoth5	1980 1980	0.2726 0.4287	0.3289 0.6293	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
۵	Mammoth6	1980 1980	0.1117 0.4287	0.0926 0.6293	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
۶	Chalfant Valley9	1986 1986	0.088 0.2197	0.1105 0.2058	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
۷	Livermore	1980 1980	0.1066 0.1917	0.086 0.2119	CDMG 57187 San Ramon - Eastman Kodak
۸	Mammoth1	1980 1980	0.2387 0.4091	0.2818 0.4143	CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.
۹	Mammoth7	1980 1980	0.1563 0.2618	0.1669 0.4156	CDMG 54099 Convict Creek
۱۰	Mammoth9	1980 1980	0.1563 0.1563	0.1669 0.3169	CDMG 54099 Convict Creek
۱۱	Mammoth10	1980 1980	0.2041 0.2618	0.2172 0.4156	CDMG 54099 Convict Creek
۱۲	Mammoth12	1980 1980	0.2041 0.2207	0.2172 0.3169	CDMG 54099 Convict Creek
۱۳	Mammoth15	1980 1980	0.0912 0.2207	0.1234 0.3169	CDMG 54099 Convict Creek
۱۴	Mammoth17	1980 1980	0.2635 0.2726	0.3403 0.3289	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
۱۵	Mammoth20	1980 1980	0.2635 0.4287	0.3403 0.6293	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
۱۶	Mammoth22	1980 1980	0.0884 0.2726	0.1369 0.3289	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)



(ج) (ب) (الف)

شکل ۸. تغییرمکان جانبی نسبی طبقه تقسیم بر ارتفاع در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه.

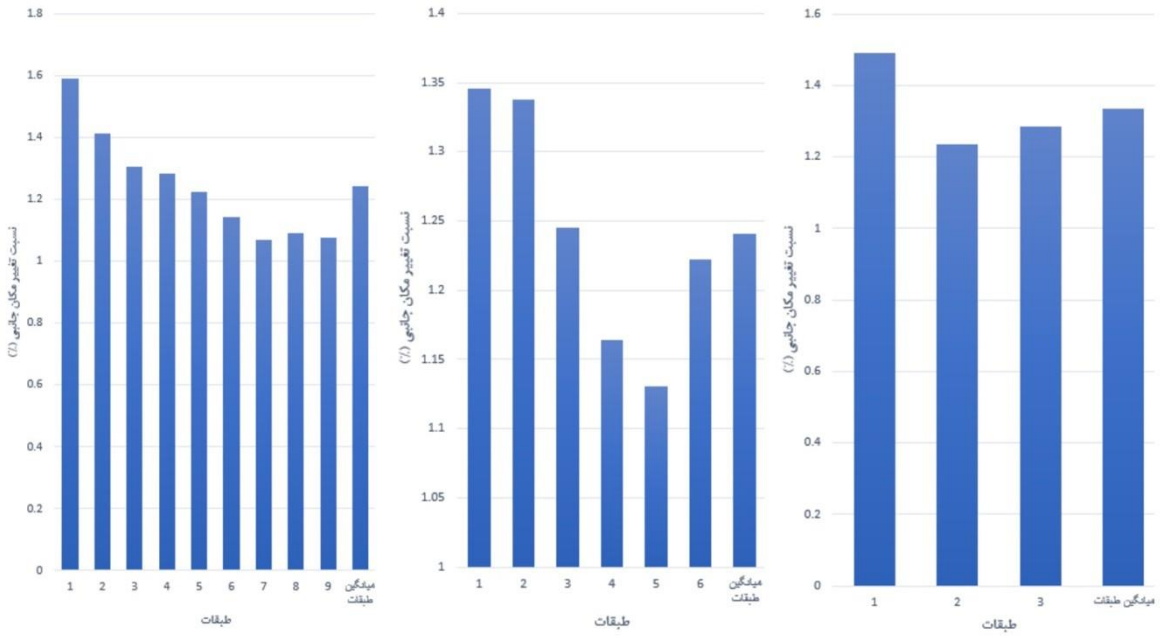
Fig. 8. Drift ratio for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story.



(ج) (ب) (الف)

شکل ۹. میانگین بیشینه تغییرمکان نسبی طبقات در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه.

Fig. 9. Average of the maximum drift ratio for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story.



(الف) (ب) (ج)

شکل ۱۰. نسبت تغییرمکان نسبی برای حالت متوالی به منفرد در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه

Fig. 10. Ratio of drift under successive shocks to single shock for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story.

۴- ۲- نسبت جابه‌جایی پسماند

جابه‌جایی‌های پسماند ناشی از زلزله‌های متوالی تقریباً در تمام حالات نسبت به لرزه‌های منفرد بیشتر بوده است. بیشینه این مقادیر برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه مطابق شکل (۱۱) به ترتیب ۱۶، ۲۴ و ۲۲ درصد بود. همچنین میزان افزایش مقدار میانگین کل (نسبت نتایج در حالت متوالی به منفرد) در قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۴۲، ۹۱ و ۹ درصد مشاهده شده است. جابه‌جایی پسماند بام تحت لرزه‌های متوالی به لرزه منفرد جز در موارد معدود همواره بیشتر بوده است به گونه‌ای که بیشینه مقادیر آن برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۳۰، ۲۲ و ۲۸ درصد بود. همچنین میزان افزایش مقدار میانگین کل در معرض لرزه‌های متوالی در مقایسه با لرزه منفرد مطابق شکل (۱۲) به ترتیب ۴، ۱۷ و ۱۲ درصد محاسبه شده است.

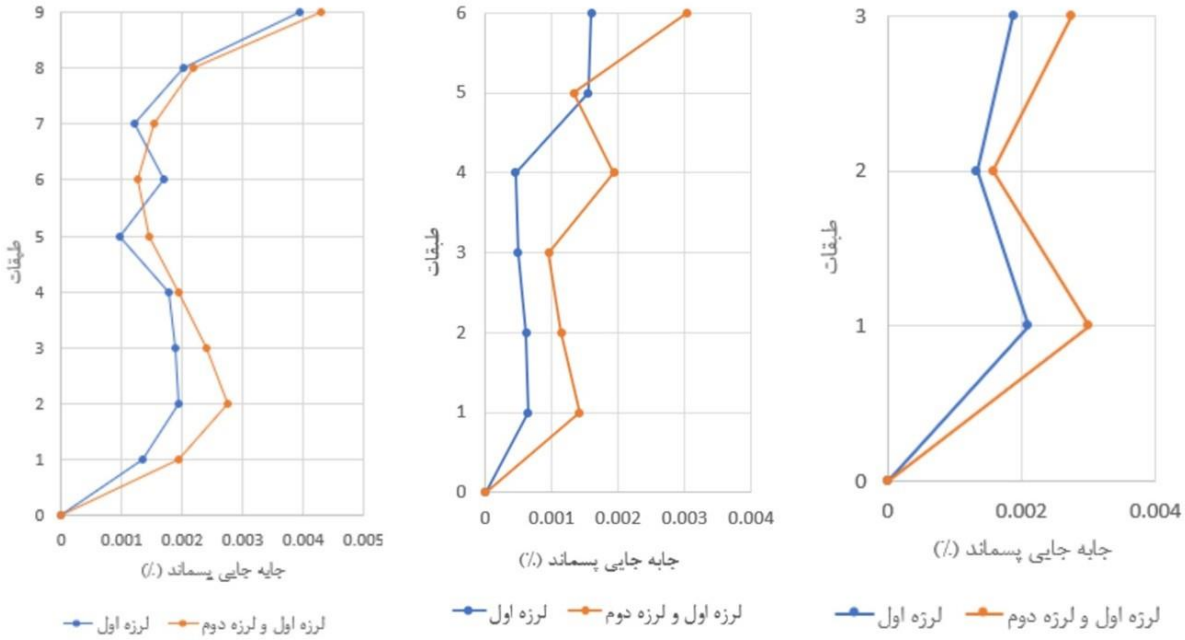
۴- ۳- شکل‌پذیری

به‌منظور محاسبه شکل‌پذیری بیشینه، از معیار کرنش مهاربندهای کمانش تاب استفاده شده است بدین منظور کرنش تمام مهاربندهای کمانش‌تاب هر قاب تحت کلیه سناریوهای لرزه‌ای معرفی شده در جدول (۳) بر کرنش تسلیم‌شونده مهاربند کمانش‌تاب تقسیم‌شده است. تأثیر زلزله‌های متوالی به زلزله‌های منفرد بر پارامتر شکل‌پذیری برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه صعودی بود. همچنین میزان افزایش میانگین کل (در حالت متوالی به منفرد) برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه (شکل ۱۳) به ترتیب ۲۴، ۲۰ و ۵۱ ٪ محاسبه شده است.

یادآور می‌گردد جابه‌جایی پسماند نشان‌دهنده آسیب دائمی سازه پس از بارگذاری است، در حالی که شکل‌پذیری بیانگر توانایی سازه در تحمل تغییرشکل‌های بزرگ و جذب انرژی بدون شکست ناگهانی می‌باشد.

۴- ۴- شاخص خسارت

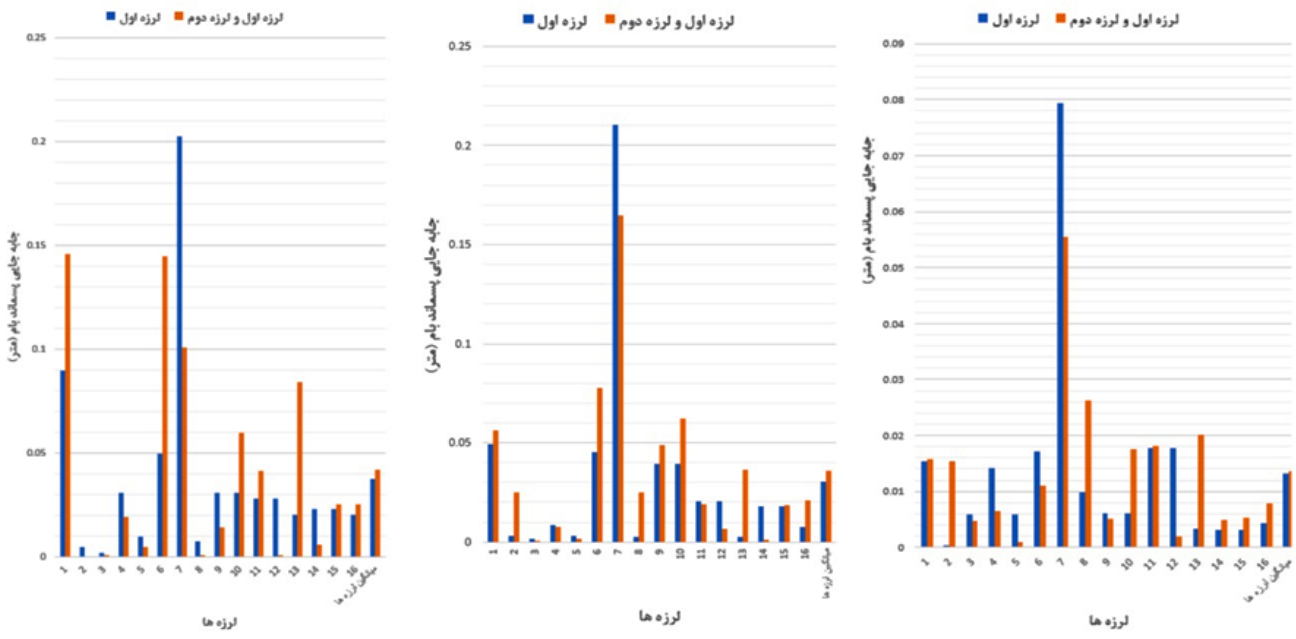
برای به دست آوردن شاخص خسارت از معیار شاخص خسارت پارک- انگ در سال ۱۹۸۵[۲۲] مطابق رابطه (۱) استفاده شده است. ضرایب شاخص خسارت نیز از مطالعه هویدایی سال ۲۰۲۰ [۶] و آیین‌نامه ASCE41 سال ۲۰۱۷ [۲۳] انتخاب شده است.



(ج) (ب) (الف)

شکل ۱۱. نسبت جابه‌جایی نسبی پسماند به ارتفاع طبقات در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه

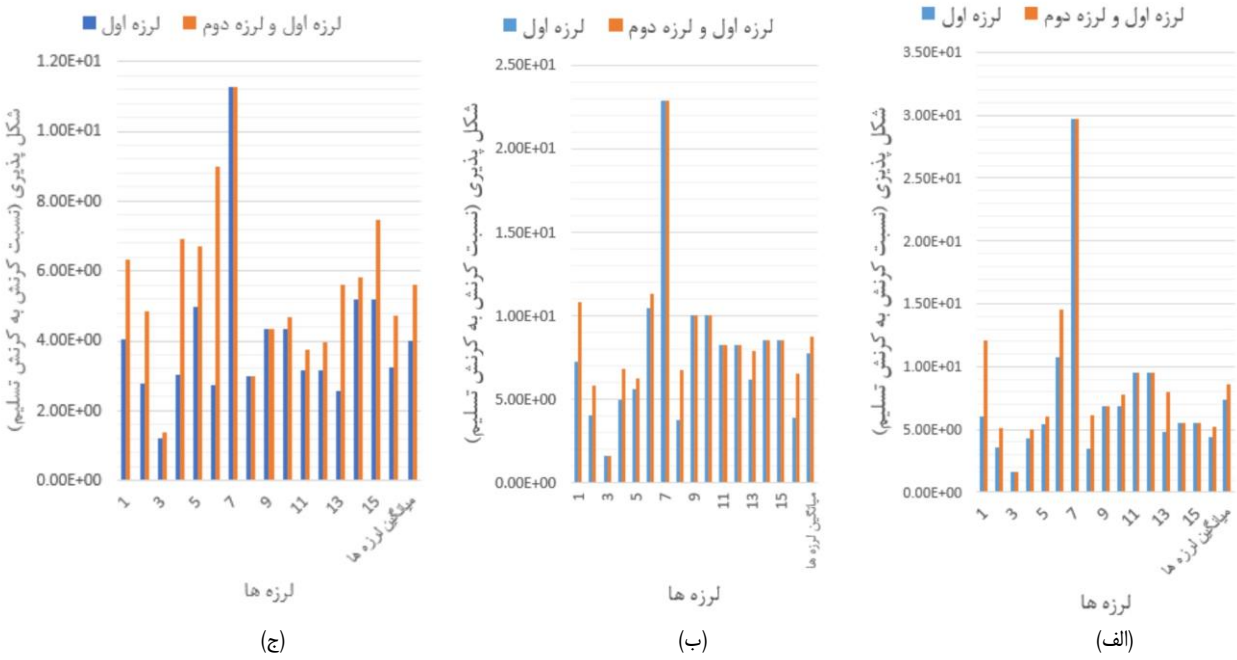
Fig. 11. Residual drift ratio for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story.



(ج) (ب) (الف)

شکل ۱۲. جابه‌جایی پسماند بام در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ٦ طبقه و (ج) ۹ طبقه.

Fig. 12. Residual drift of roof for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story.



شکل ۱۳. شکل‌پذیری در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه.

Fig. 13. Ductility for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story.

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y}\int dE_h \qquad (۱)$$

که δ_m حداکثر تغییرمکان محوری داخلی، δ_u ظرفیت تغییرشکل نهایی تحت بارگذاری استاتیکی، β ضریب اثر بارگذاری چرخه‌ای، P_y نیروی تسلیم محاسبه‌شده و $\int dE_h$ انرژی هیسترتیک جذب‌شده افزایشی است. در ادامه در جداول (۴) الی (۶) شاخص خسارت تمام طبقات برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه مطابق رابطه (۲) که براساس مطالعه هویدایی و همکاران سال ۲۰۲۰ [۶] تجمیع و گزارش شده، ارائه شده است.

$$DI_G = \frac{\sum_1^m DI_i^2}{\sum_1^m DI_i} \qquad (۲)$$

در این رابطه DI_G شاخص آسیب کلی و DI شاخص آسیب محلی عضو i می‌باشد.

همان‌طور که در شکل (۱۴) نشان داده شده است، نسبت شاخص خسارت ناشی از لرزه‌های متوالی به لرزه منفرد در طبقه اول قاب ۳ طبقه ۲۰۱ درصد، طبقه چهارم قاب ۶ طبقه ۹۳ درصد و طبقه سوم قاب ۹ طبقه ۹۱ درصد بود که با اضافه شدن یک لرزه به سناریوی تحریک، خسارت افزایش بیشتری داشته است. مطابق شکل (۱۵)، درصد افزایش شاخص خسارت میانگین لرزه‌های متوالی در مقایسه با میانگین لرزه‌های منفرد قاب‌های ۳، ۶ و ۹ به ترتیب ۷۳، ۱۲۲ و ۸۹ درصد بوده است. در ادامه شاخص خسارت ناشی از لرزه‌های متوالی به لرزه‌های منفرد در شکل (۱۶) نشان داده‌شده است و بیشترین افزایش در حالت متوالی به منفرد در قاب ۶ طبقه رخ داده است.

با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل‌های آماری و نمودارهای مقایسه‌ای بین قاب‌های سه، شش و نه طبقه، مشاهده می‌شود که روند تغییرات پارامترهای لرزه‌ای از جمله شکل‌پذیری، جابه‌جایی پسماند و شاخص خسارت تابع مستقیم ارتفاع سازه و آرایش مهاربندهای کمانش‌تاب است. افزایش تعداد طبقات موجب توزیع یکنواخت‌تر تغییرشکل‌ها و کاهش تمرکز کرنش در طبقات میانی شده است. این امر از دیدگاه فیزیکی ناشی از افزایش سختی مؤثر و سهم بیشتر طبقات پایین در جذب انرژی لرزه‌ای است.

جدول ۴. مقادیر شاخص خسارت در طبقات برای قاب ۳ طبقه.

Table 4. Damage index for 3-story frame.

طبقه	تعداد مهاربندها	طول مهاربند (متر)	سطح مقطع مهاربند (مترمربع)	میانه شاخص خسارت ۱۶ زلزله		نسبت متوالی به منفرد
				لرزه اول	لرزه اول و لرزه دوم	
۱	1	3.51	0.0035	0.2593	0.2593	1.80E+00
	2	3.51	0.0035	1.03E-01	0.1854	1.80E+00
	3	3.51	0.0035	7.22E-02	1.66E-01	2.31E+00
	4	3.51	0.0035	1.62E-01	3.12E-01	1.93E+00
۲	1	3.51	0.004	4.79E-01	5.77E-01	1.20E+00
	2	3.51	0.004	6.16E-01	6.06E-01	9.83E-01
۳	1	3.51	0.0035	6.54E-01	7.03E-01	1.08E+00
	2	3.51	0.0035	7.61E-01	7.28E-01	9.56E-01

جدول ۵. مقادیر شاخص خسارت در طبقات برای قاب ۶ طبقه.

Table 5. Damage index for 6-story frame.

طبقه	تعداد مهاربندها	طول مهاربند(متر)	سطح مقطع مهاربند(مترمربع)	میانه شاخص خسارت ۱۶ زلزله		نسبت متوالی به منفرد
				لرزه اول	لرزه اول و لرزه دوم	
۱	1	3.51	0.0035	3.56E-01	3.30E-01	9.27E-01
	2	3.51	0.0035	2.42E-01	2.62E-01	1.09E+00
	3	3.51	0.0035	2.53E-01	2.57E-01	1.02E+00
	4	3.51	0.0035	3.26E-01	3.65E-01	1.12E+00
۲	1	3.51	0.0035	4.13E-01	4.03E-01	9.77E-01
	2	3.51	0.0035	3.00E-01	3.48E-01	1.16E+00
	3	3.51	0.0035	3.74E-01	3.82E-01	1.02E+00
	4	3.51	0.0035	3.71E-01	3.93E-01	1.06E+00
۳	1	3.51	0.0035	4.82E-02	5.85E-02	1.21E+00
	2	3.51	0.0035	4.74E-02	5.52E-02	1.16E+00
	3	3.51	0.0035	6.18E-02	8.63E-02	1.40E+00
	4	3.51	0.0035	6.76E-02	1.01E-01	1.49E+00
۴	1	3.51	0.004	1.43E-01	3.05E-01	2.13E+00
	2	3.51	0.004	1.38E-01	2.38E-01	1.73E+00
۵	1	3.51	0.0035	8.74E-01	9.07E-01	1.04E+00
	2	3.51	0.0035	1.04E+00	1.02E+00	9.87E-01
۶	1	3.51	0.0035	6.20E-01	8.33E-01	1.34E+00
	2	3.51	0.0035	5.67E-01	8.24E-01	1.45E+00

جدول ۶. مقادیر شاخص خسارت در طبقات برای قاب ۹ طبقه.

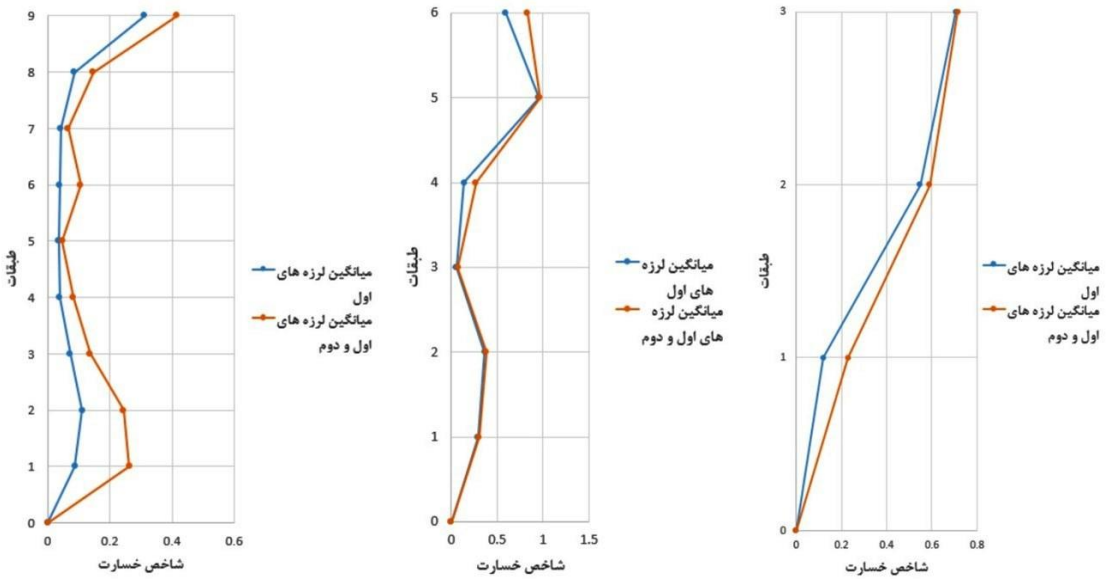
Table 6. Damage index for 9-story frame.

طبقه	تعداد مهاربندها	طول مهاربند(متر)	سطح مقطع مهاربند (مترمربع)	میانه شاخص خسارت ۱۶ زلزله		نسبت متوالی به منفرد
				لرزه اول	لرزه اول و لرزه دوم	
۱	1	3.51	0.0035	1.56E-01	2.74E-01	1.75E+00
	2	3.51	0.0035	5.15E-02	2.29E-01	4.45E+00
	3	3.51	0.0035	7.74E-02	1.54E-01	1.99E+00
	4	3.51	0.0035	6.28E-02	3.94E-01	6.27E+00
۲	1	3.51	0.0035	1.97E-01	2.74E-01	1.39E+00
	2	3.51	0.0035	6.01E-02	2.57E-01	4.28E+00
	3	3.51	0.0035	1.32E-01	2.40E-01	1.82E+00
	4	3.51	0.0035	5.60E-02	2.02E-01	3.61E+00
۳	1	3.51	0.0035	8.96E-02	1.22E-01	1.36E+00
	2	3.51	0.0035	5.23E-02	1.32E-01	2.52E+00
	3	3.51	0.0035	9.96E-02	2.00E-01	2.01E+00
	4	3.51	0.0035	4.81E-02	9.36E-02	1.95E+00
۴	1	3.51	0.004	3.50E-02	5.12E-02	1.47E+00
	2	3.51	0.004	3.72E-02	5.98E-02	1.61E+00
	3	3.51	0.004	4.76E-02	1.37E-01	2.88E+00
	4	3.51	0.004	3.91E-02	8.49E-02	2.17E+00
۵	1	3.51	0.004	3.43E-02	4.60E-02	1.34E+00
	2	3.51	0.004	3.72E-02	4.85E-02	1.30E+00
۶	1	3.51	0.0035	4.08E-02	9.62E-02	2.36E+00
	2	3.51	0.0035	3.77E-02	1.17E-01	3.10E+00
۷	1	3.51	0.0035	4.22E-02	7.42E-02	1.76E+00
	2	3.51	0.0035	4.13E-02	5.72E-02	1.38E+00
۸	1	3.51	0.0025	7.88E-02	1.17E-01	1.49E+00
	2	3.51	0.0025	9.46E-02	1.75E-01	1.85E+00
۹	1	3.51	0.001	3.02E-01	3.60E-01	1.19E+00
	2	3.51	0.001	3.21E-01	4.73E-01	1.47E+00

در مقابل، در قاب‌های کوتاه‌تر به دلیل نسبت سختی به جرم کمتر و حضور محدود مهاربندها در طبقات فوقانی، تغییرمکان نسبی و کرنش مهاربندها بیشتر بوده و انرژی اتلافی عمدتاً در طبقات پایینی متمرکز شده است. این موضوع با افزایش میانگین شکل‌پذیری و جابه‌جایی پسماند در قاب سه‌طبقه نسبت به قاب‌های بلندتر هم‌خوانی دارد. از سوی دیگر، کاهش تدریجی شاخص خسارت در قاب‌های بلندتر نشان‌دهنده توزیع مناسب‌تر نیروهای جانبی و عملکرد هم‌زمان سیستم‌های باربر جانبی است. بنابراین، نتایج آماری نشان می‌دهند که توزیع مناسب مهاربندها در ارتفاع سازه می‌تواند موجب بهبود رفتار غیرخطی و کاهش آسیب تجمعی ناشی از زلزله‌های متوالی گردد.

۴- ۵- حلقه‌های هیسترزیس

به منظور نمایش حلقه‌های هیسترزیس مهاربندهای کمانش‌تاب، نام‌گذاری آن‌ها در قاب‌ها در شکل (۱۷) نشان داده شده است. تغییرات تنش و کرنش در مهاربندهای کمانش‌تاب در معرض لرزه‌های متوالی و لرزه‌های منفرد در قالب حلقه‌های هیسترزیس در شکل‌های (۱۸) الی (۲۰) نمایش داده شده است. همانطور که پیش‌تر اشاره شد، در این مطالعه به منظور اعتبارسنجی نتایج و تطبیق معیارهای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای با آیین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی، سه شاخص شکل‌پذیری، جابه‌جایی پسماند و شاخص خسارت بر اساس ضوابط استانداردهای FEMA 356 (۲۰۰۰) و ASCE 41-17 (۲۰۱۷) مورد ارزیابی قرار گرفت. بر اساس این منابع، نسبت



(ج) (ب) (الف)

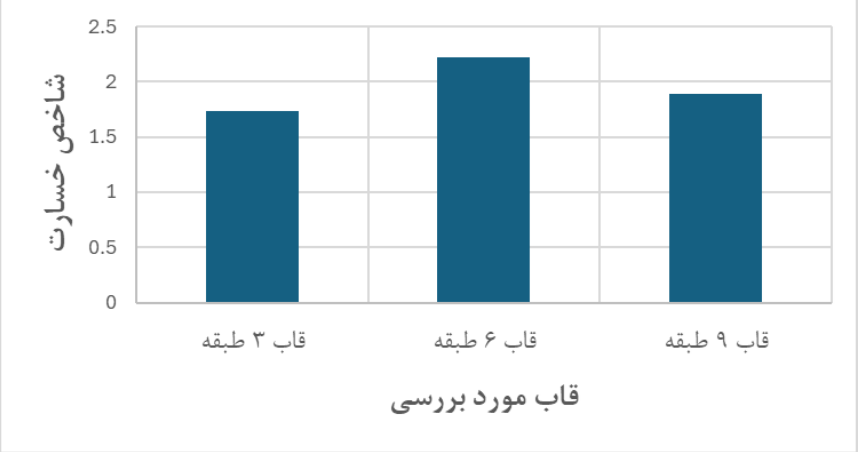
شکل ۱۴. توزیع میانگین شاخص خسارت در طبقات قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه

Fig. 14. Distribution of the average of damage index for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story.

(ج) (ب) (الف)

شکل ۱۵. شاخص خسارت کل قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه.

Fig. 15. Damage index for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story.



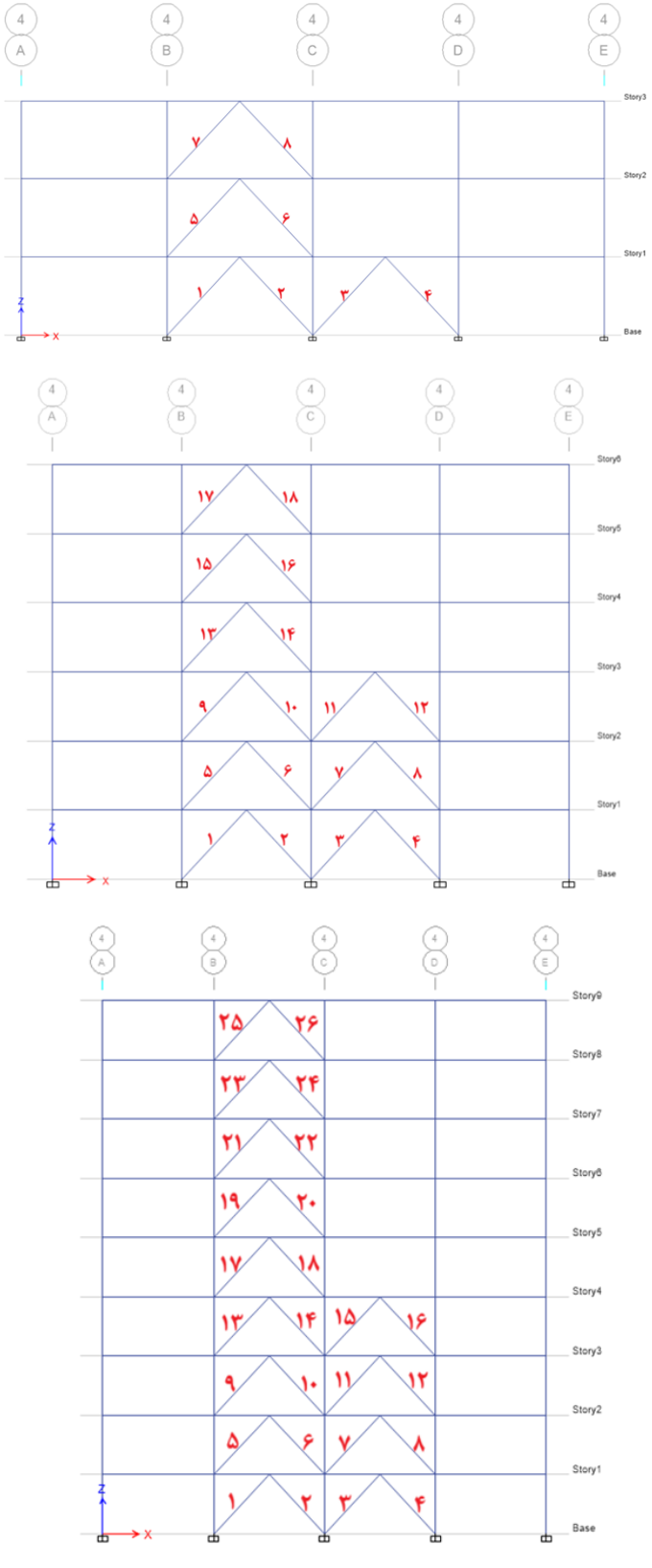
شکل ۱۶. نسبت شاخص خسارت ناشی از لرزه‌های متوالی به منفرد.

Fig. 16. Ratio of damage index caused by successive shocks to single shock.

شکل‌پذیری به‌عنوان شاخص توانایی سازه در تحمل تغییرشکل‌های غیرالاستیک بدون فروپاشی تعریف می‌شود. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که مقادیر به‌دست‌آمده در قاب‌های مورد بررسی عمدتاً در محدوده‌ی عملکرد ایمنی جانی قرار دارند. همچنین، مطابق با آیین‌نامه ASCE 41-17، مقدار مجاز جابه‌جایی پسماند برای سطوح عملکرد بهره‌برداری بی‌وقفه و ایمنی جانی به‌ترتیب ۱ و ۲ درصد ارتفاع طبقه است؛ در این مطالعه میزان جابه‌جایی پسماند مدل‌ها کمتر از حدود یاد شده بوده و بیانگر پایداری مناسب سازه پس از وقوع زلزله‌های متوالی است. افزون بر این، شاخص خسارت بر مبنای مدل پارک و انگ (۱۹۸۵) محاسبه و با حدود پیشنهادی FEMA 356 مقایسه شد. بر اساس این معیار، مقادیر کمتر از ۰/۲ معرف عملکرد بهره‌برداری بی‌وقفه، بین ۰/۲ تا ۰/۴ بیانگر ایمنی جانی و بیش از ۰/۴ نشان‌دهنده‌ی آستانه فروریزش است. نتایج به‌دست‌آمده نشان داد که میانگین شاخص خسارت قاب‌های سه، شش و نه‌طبقه در محدوده‌ی عملکردی ایمنی جانی قرار داشته و سازه‌ها از نظر ظرفیت تغییرشکل، جذب انرژی و پایداری کلی با الزامات آیین‌نامه‌ای تطابق مطلوبی دارند.

۵- نتیجه گیری

نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان داد که صرفنظر نمودن وقوع لرزه‌های متوالی به شدت بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های مورد مطالعه اثرگذار است. چرا که لرزه منفرد هیچگاه نمی‌تواند نماینده مناسبی از زلزله‌های متوالی باشد. در این میان به عنوان راهکار مقابله با عدم پایداری و پیشرفت خسارات سازه‌ای، استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب در قاب‌های بتن‌آرمه نامنظم باعث بهبود محسوس عملکرد لرزه‌ای سازه در برابر زلزله‌های منفرد و متوالی شد. از دیدگاه علّی–فیزیکی، افزایش شکل‌پذیری در طبقات فوقانی ناشی از توزیع غیریکنواخت سختی و کاهش تعداد مهاربندها در این طبقات است. در نتیجه، تغییرشکل‌های غیرالاستیک بیشتری در اعضای قاب ایجاد شده و ظرفیت جذب انرژی افزایش می‌یابد. در مقابل، در طبقات پایینی به دلیل حضور تعداد بیشتر مهاربندها و افزایش سهم سختی جانبی، رفتار سازه صلب‌تر بوده و شکل‌پذیری کمتری مشاهده شده است. افزایش جابه‌جایی پسماند در قاب‌های کوتاه‌تر نیز به دلیل تمرکز کرنش‌های پلاستیک در تعداد محدودتری از طبقات و ضعف در توزیع یکنواخت انرژی اتلافی است. همچنین کاهش شاخص خسارت در قاب‌های مرتفع بیانگر بهبود توزیع نیروهای جانبی و مشارکت مؤثرتر مهاربندها در جذب انرژی لرزه‌ای می‌باشد. بر این اساس می‌توان نتیجه گرفت که طراحی بهینه توزیع مهاربندهای کمانش‌تاب در سازه‌های نامنظم نقش تعیین‌کننده‌ای در کنترل تغییرمکان‌های ماندگار، افزایش شکل‌پذیری کلی و جلوگیری از تمرکز آسیب در طبقات خاص و در نهایت دستیابی به سازه ایمن‌تر دارد.



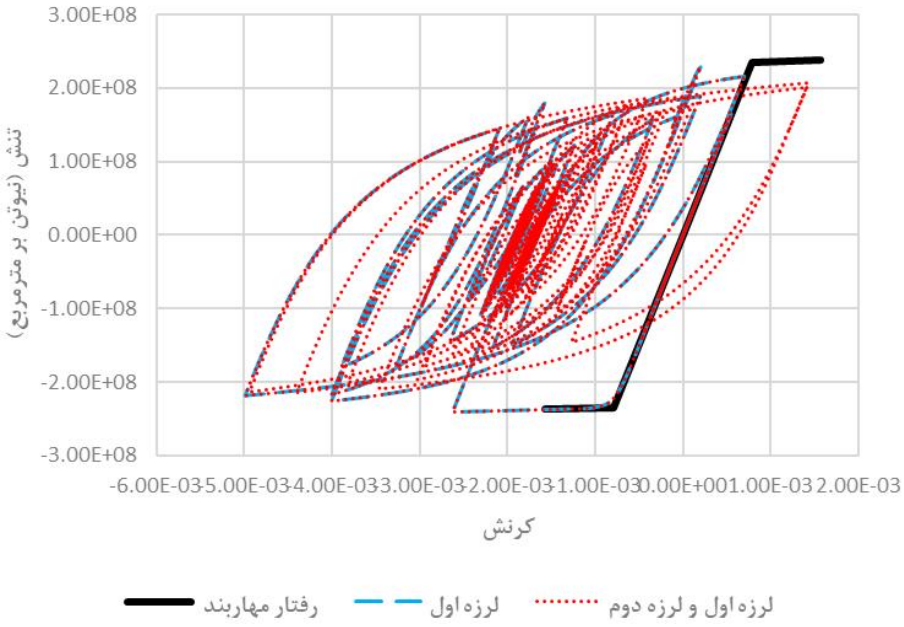
(الف)

(ب)

(ج)

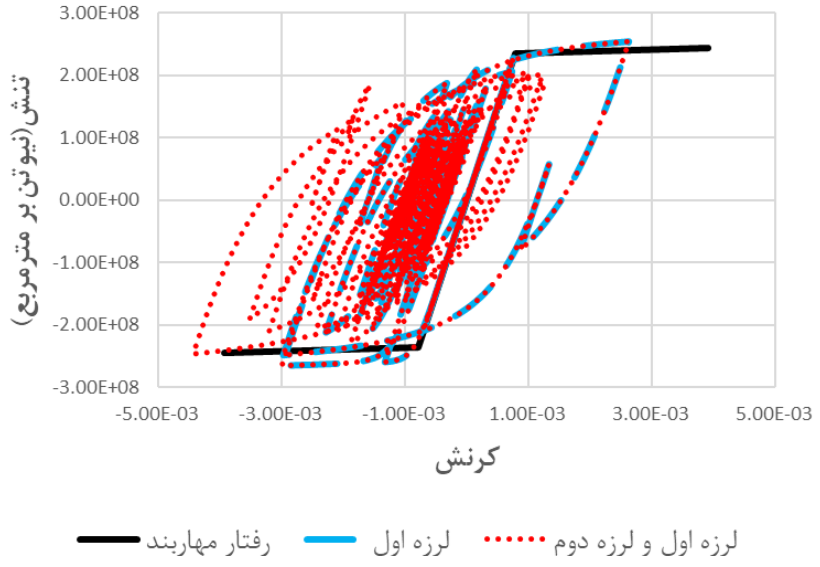
شکل ۱۷. شماره‌گذاری مهاربندهای کمانش‌تاب در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه

Fig. 17. BRBs ID in the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story.



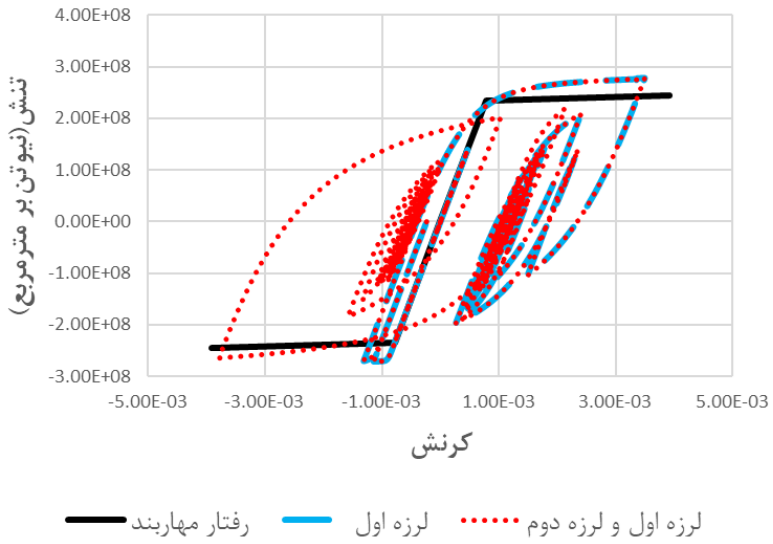
شکل ۱۸. حلقه هیسترزیس مهاربند شماره ۵ از قاب ۳ طبقه تحت زلزله Mammoth5 در سال (۱۹۸۰).

Fig. 18. Hysteresis loops for BRB with ID=5 in 3-storyframe under Mammoth5 earthquake (1980).



شکل ۱۹. حلقه هیسترزیس مهاربند شماره ۵ از قاب ۶ طبقه تحت زلزله Mammoth17 در سال (۱۹۸۰).

Fig. 19. Hysteresis loops for BRB with ID=5 in 6-storyframe under Mammoth17 earthquake (1980).



شکل ۲۰. حلقه هیسترزیس مهاربند شماره ۱ از قاب ۹ طبقه تحت زلزله Livermore سال (۱۹۸۰).

Fig. 20. Hysteresis loops for BRB with ID=1 in 9-storyframe under Livermore earthquake (1980).

منابع

[1] Maulana, T. I., & Syamsi, M. I. (2023). Seismic performance improvement of reinforced concrete frame with vertical irregularity using buckling-restrained braces. AIP Conference Proceedings, 2846(1). AIP Publishing.

[2] Ghamari, M., Shooshtari, M., & Naeimi, S. (2022). Fragility Curves in Regular and Irregular Steel Structures Equipped with Buckling Restrained Braces. 4th International Conference on Steel & Structure, 14-15 December 2022, Olympic Hotel, Tehran, Iran.

[3] Niyonyungu, F., & Noroozinejad Farsangi, E. (2020). Application of buckling restrained braces to upgrade vertical stiffness of existing RC frames. Civil and Environmental Engineering Reports, 68-93. https://doi.org/10.2478/ceer-2020-0034

[4] Orellana, G. M., Ramos, B. C., Velásquez, F., Casas Rius, J. R., & Delgadillo, R. M. (2024). Spectral Dynamic Analysis of Buckling Restrained Brace (BRB) Configurations in an Irregular Building. In Proceedings of the 9th International Conference on Civil Structural and Transportation Engineering (ICCSTE 2024) (pp. 1-6). University of Toronto Press.

[5] Vaziri, S. J., Vahdani, R., & Souri, O. (2024). Seismic evaluation of BRBF steel structures with L-shaped irregular plan considering soil-structure interaction. Bulletin of Earthquake Engineering, 22: 5347–5377. https://doi.org/10.1007/s10518-024-01963-4

[6] Hoveidae, N., & Radpour, S. (2021). Performance evaluation of buckling-restrained braced frames under repeated earthquakes. Bulletin of Earthquake Engineering, 19(1): 241–262. https://doi.org/10.1007/s10518-020-00983-0

[7] Wang, F., Shi, Q. X., & Wang, P. (2021, April). Seismic behaviour of reinforced concrete frame structures with all steel assembled Q195 low yield buckling restrained braces. Structures, 30: 756-773. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.051

[8] Li, B., Wang, J., Duan, M., Guo, L., & Wang, B. (2021). Cyclic experimental and numerical analytical

investigation of precast concrete frames with buckling-restrained braces considering various assembling connections. Structures, 34: 1135-1153. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.08.022

[9] Bai, J., Chen, H., Zhao, J., Liu, M., & Jin, S. (2021). Seismic design and subassemblage tests of buckling-restrained braced RC frames with shear connector gusset connections. Engineering Structures, 234: 112018. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112018

[10] Zhao, J., Zhang, J., Song, J., Zhou, Y., Bai, J., & Yu, H. (2023). Sliding gusset connections for improved seismic performance of BRB-RC frame: Damage-control design and subassemblage tests. Engineering Structures, 282: 115828. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115828

[11] Zhao, J., Zhang, J., Song, J., Zhou, Y., Bai, J., & Yu, H. (2023). Sliding gusset connections for improved seismic performance of BRB-RC frame: Damage-control design and sub-assemblage tests. Engineering Structures, 282: 115828. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115828

[12] Kong, S., Shi, F., Zhou, Y., Ma, Y., & Xie, L. (2022). Influence of BRBs deformation capacity on the seismic performance of RC building frames. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 161: 107442. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107442

[13] Velasco, L., Hospitaler, A., & Guerrero, H. (2022). Optimal design of the seismic retrofitting of reinforced concrete framed structures using BRBs. Bulletin of Earthquake Engineering, 20(10): 5135-5160. https://doi.org/10.1007/s10518-022-01394-z

[14] Bai, J., Chen, H., Jin, S., & You, T. (2022). Development of dual-parameter loading protocols for buckling-restrained braced RC frames considering variable axial loads. Engineering Structures, 262: 114388. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114388

[15] Ouyang, X., Zhang, Y., Ou, X., Shi, Y., Liu, S., & Fan, J. (2022). Seismic fragility analysis of buckling-restrained brace-strengthened reinforced concrete frames using a performance-based plastic design method. Structures, 43: 338-350. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.06.032

[16] Farahani, S., & Akhaveissy, A. H. (2022). Direct displacement-based seismic design of buckling-restrained braced RC frames. Bulletin of Earthquake Engineering, 20(3): 1767-1839. https://doi.org/10.1007/s10518-021-01290-y

[17] Chen, H., & Bai, J. (2022). Loading protocols for seismic performance evaluation of buckling-restrained braces in RC frames. Journal of Building Engineering, 45: 103522. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103522

[18] Bai, J., Chen, H., & Jin, S. (2021). Investigation on the interaction between BRBs and the RC frame in BRB-RCF systems. Engineering Structures, 243: 112685. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112685

[19] Rajabi, E., & Ghodrati Amiri, G. (2020). Generation of critical aftershocks using stochastic neural networks and wavelet packet transform. Journal of Vibration and Control, 26(5-6): 331-351. https://doi.org/10.1177/1077546319879536

[20] Amiri, G. G., & Dana, F. M. (2005). Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake. Computers & structures, 83(8-9): 613-626. https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.10.010

[21] Abdollahzadeh, G., Mohammadgholipour, A., & Omranian, E. (2019). Seismic evaluation of steel moment frames under Mainshock–aftershock sequence designed by elastic design and PBPD methods. Journal of Earthquake Engineering, 23(10): 1605-1628. https://doi.org/10.1080/13632469.2017.1387198

[22] Park, Y. J., Ang, A. H. S., & Wen, Y. K. (1985). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. Journal of Structural Engineering, 111(4): 740-757. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(740)

[23] American Society of Civil Engineers. (2017). ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

M. Fardkakaei, E. Rajabi, Seismic Performance of Buckling-Restrained Braces in Irregular Reinforced Concrete Buildings under Successive Earthquakes , Amirkabir J. Civil Eng., 57(9) (2025) 1619-1642.

DOI: 10.22060/ceej.2026.23788.8216