



# Journal of Structural and Construction Engineering

[www.jsce.ir](http://www.jsce.ir)



## Assessing the effects of mainshock-aftershock sequences on the seismic collapse of rocking buckling restrained braced frames

Mahshid Tavakoli<sup>1</sup>, Mansoor Yakhchalian<sup>2\*</sup>

1- Master of Science, Department of Civil Engineering, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran  
2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran

### ABSTRACT

Buckling Restrained Braces (BRBs) show high ductility and energy dissipation capacity under seismic excitations. It is possible to improve these features by modifying the BRB configuration and the structural system including these braces. Buckling Restrained Braced Frames (BRBFs) may have drift concentration in one story, which leads to the instability of structure due to P-Delta effects and residual drift. To solve the problem of non-uniform damage distribution along the height of structure, which is a disadvantage of BRBFs, researchers have proposed the Rocking Buckling Restrained Braced Frame (RBRBF) system. Each braced bay in this system consists of a conventional brace on one side, a BRB on the other side and a connecting element at the middle of the bay. The conventional brace in one side of the braced bay with the side column and the connecting element form a pin-supported vertical truss system like a rocking wall that behaves elastically until near the collapse of structure. In this study, 4-, 8- and 12-story RBRBFs and BRBFs are considered. Then, by performing non-linear dynamic analyses, the effects of mainshock-aftershock sequences on the seismic collapse of the structures are evaluated, and the results obtained for the two structural systems are compared. The results show that the seismic collapse resistance of each RBRBF under mainshock-aftershock sequences is significantly higher than that of its corresponding BRBF.

### ARTICLE INFO

Receive Date: 20 February 2023  
Revise Date: 10 May 2023  
Accept Date: 05 June 2023

### Keywords:

Rocking Buckling Restrained Brace Frame  
Nonlinear Dynamic Analysis  
Seismic Collapse  
Mainshock  
Aftershock

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.385479.3036>

\*Corresponding author: Mansoor Yakhchalian  
Email address: yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir

## ارزیابی اثر توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه بر فروریزش لرزه‌های سازه‌های دارای حرکت گهواره‌ای با مهاربندهای کمانش ناپذیر

مهشید توکلی<sup>۱</sup>، منصور یخچالیان<sup>\*۲</sup>

۱- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

۲- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

### چکیده

مهاربندهای کمانش ناپذیر (BRB) تحت اثر زلزله، شکل‌بندیری و ظرفیت اتلاف انرژی بالای را از خود نشان می‌دهند. بهبود این ویژگی‌ها از طریق اصلاح در پیکربندی BRB و سیستم سازه‌ای شامل این مهاربندها امکان پذیر است. قاب‌هایی با مهاربندهای کمانش ناپذیر (BRBF) ممکن است در یک طبقه تمرکز دریفت داشته باشند که این مسئله منجر به ناپایداری کلی سازه ناشی از اثرات P-Delta و DRIFT پسماند می‌شود. محققان برای حل مشکل عدم توزیع یکنواخت خسارت در ارتفاع سازه که یکی از معایب BRBF به شمار می‌رود، سیستم RBRBF (قاب با مهاربندهای کمانش ناپذیر دارای حرکت گهواره‌ای) را پیشنهاد کردند. هر دهانه از این سیستم متشکل از یک مهاربند معمولی در یک سمت و یک مهاربند BRB در سمت دیگر و یک المان رابط در وسط دهانه می‌باشد. مهاربند معمولی در یک سمت از دهانه مهاربندی به همراه ستون کناری و المان رابط سیستم خرپایی قائم را تشکیل می‌دهند که دارای اتصال مفصلی در محل اتصال به فونداسیون می‌باشد و رفتاری مانند دیوار گهواره‌ای دارد و تا نزدیک فروریزش سازه رفتار الاستیک از خود نشان می‌دهد. در این مطالعه، سازه‌های ۱، ۱۲ و ۱۳ طبقه با سیستم‌های RBRBF و RBRBF در نظر گرفته شده‌اند. سپس با انجام آنالیزهای دینامیکی غیر خطی اثرات توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه بر فروریزش لرزه‌ای سازه‌ها ارزیابی گردیده و نتایج بدست آمده برای دو سیستم سازه‌ای با هم مقایسه شده‌اند. نتایج بدست آمده نشان می‌دهند که سازه‌های RBRBF در مقایسه با سازه‌های BRBF مقاومت بیشتری در برابر فروریزش لرزه‌ای تحت اثر توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه دارند.

**کلمات کلیدی:** قاب با مهاربندهای کمانش ناپذیر دارای حرکت گهواره‌ای، تحلیل دینامیکی غیرخطی، فروریزش لرزه‌ای، زلزله اصلی،

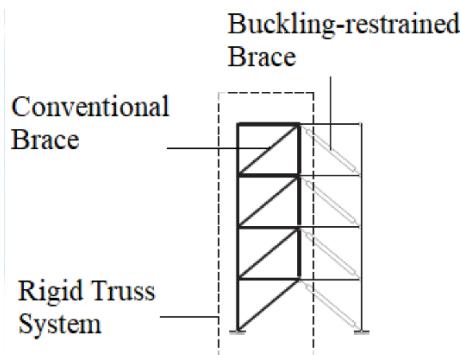
پس لرزه

سابقه مقاله:	شناسه دیجیتال:				
دریافت	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	doi: <a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2023.385479.3036">https://doi.org/10.22065/jsce.2023.385479.3036</a>
۱۴۰۱/۱۲/۰۱	۱۴۰۲/۰۲/۲۰	۱۴۰۲/۰۳/۱۵	۱۴۰۲/۰۳/۱۵	۱۴۰۲/۱۱/۳۰	۱۴۰۲/۱۱/۳۰

\*نویسنده مسئول:  
پست الکترونیکی: [yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir](mailto:yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir)

## ۱- مقدمه

مهاربندهای کمانش ناپذیر (BRB)<sup>۱</sup> به علت خاصیت ذاتی خود با مانع شدن از کمانش پیش از تسلیم مهاربند باعث افزایش شکل‌پذیری<sup>۲</sup> می‌شوند، اما سختی کم پس از تسلیم این مهاربندها می‌تواند باعث بروز مشکلاتی در سازه شده و عملکرد لرزه‌ای سازه را در شرایط پس از زلزله با نگرانی‌هایی مواجه کند. به علاوه، این موضوع می‌تواند عامل بروز دریفت پسماند<sup>۳</sup> بزرگ و تمرکز خسارت در طبقات مشخصی شود. مهاربندهای کمانش ناپذیر تحت زلزله همزمان در تمام طبقات به تسلیم نمی‌رسند و تسلیم آن‌ها در یک یا چند طبقه مشخص باعث تغییر سختی طبقه در میان طبقات قاب مهاربندی می‌شود و در نتیجه منجر به تمرکز دریفت می‌شود [۱]. قاب‌های با مهاربندهای کمانش ناپذیر، BRBFs، قادر به تضمین وقوع خسارت یکنواخت در مهاربندهای کمانش ناپذیر در ارتفاع ساختمان نیستند. محققان برای حل مشکل عدم توزیع یکنواخت خسارت در ارتفاع سازه که یکی از معایب مهاربندهای کمانش ناپذیر به شمار می‌رود، سیستم سازه‌ای قاب دارای حرکت گهواره‌ای با مهاربندهای کمانش ناپذیر (RBRBF)<sup>۴</sup> را پیشنهاد کرده‌اند. این سیستم مطابق شکل ۱ شامل یک خرپای قائم الاستیک با مهاربندهای معمولی است. سیستم خرپای قائم رفتاری شبیه دیوار گهواره‌ای با پایه مفصلی دارد و بگونه‌ای طراحی می‌شود که تا محدوده نزدیک فروریختش (NC)<sup>۵</sup> سازه در حوزه رفتاری الاستیک باقی بماند. در سازه RBRBF فقط مهاربندهای کمانش ناپذیر مجاز به ورود به ناحیه غیرخطی می‌باشند و در واقع تنها اعضای مستهلك کننده انرژی در این سازه می‌باشند. بقیه اعضاء (مهاربندهای معمولی، تیرهای دهانه مهاربندی، المان‌های رابط<sup>۶</sup> و ستون‌های هر دو سمت) به صورت خطی رفتار می‌کنند و اعضای غیر مستهلك کننده انرژی در سازه می‌باشند. بوسکو و همکاران [۲] یک روش طراحی جدید مبتنی بر تغییر مکان برای طراحی سازه‌های RBRBF ارائه داده‌اند که مشکل ارزیابی نیروهای محوری ماکریم منقل شده به اعضای غیر مستهلك کننده انرژی در آن حل شده است.



شکل ۱: پیکربندی سازه‌های دارای حرکت گهواره‌ای با مهاربندهای کمانش ناپذیر [۲].

در سال‌های اخیر، اشتیاق برای جایگزین کردن طراحی لرزه‌ای متداول با طراحی لرزه‌ای سازه‌های تاب آور افزایش یافته است. از آنجا که ساخت بعضی از سیستم‌های سازه‌ای پیشنهاد شده برای سازه‌های تاب آور ممکن است توجیه اقتصادی نداشته باشد، محققان به بررسی تکنولوژی‌های سازه‌ای مقرن به صرفه برای این منظور پرداخته‌اند. به عنوان مثال، می‌توان به سیستم هسته‌های فولادی با حرکت گهواره‌ای کنترل شده (CRSCs)<sup>۷</sup> و سیستم قاب خمی و هسته دارای حرکت گهواره‌ای با جداسازی لرزه‌ای قائم (VI-RCMF)<sup>۸</sup> اشاره نمود.

<sup>۱</sup> Buckling Restrained Brace

<sup>۲</sup> Ductility

<sup>۳</sup> Residual Drift

<sup>۴</sup> Near Collapse

<sup>۵</sup> Tie

<sup>۶</sup> Controlled-Rocking Steel Cores

<sup>۷</sup> Vertical Isolated Rocking Core-Moment Frame

اکثر تحلیل‌های خطر لرزه‌ای کنونی تنها با در نظر گرفتن خطر ناشی از زلزله اصلی صورت می‌گیرد. در حالی که، اغلب پس‌لرزه‌هایی که پس از زلزله اصلی رخ می‌دهند به قدری قوی می‌باشند که قابلیت ایجاد خسارات فاجعه‌انگیز در سازه و همچنین مرگ ساکنین را دارند. از آنجا که پس‌لرزه‌ها ممکن است بلافاصله یا پس از چند ماه از زلزله اصلی رخ دهنند، ارزیابی انسجام سازه پس از یک زلزله بزرگ و تشخیص هرگونه خسارت برای اطمینان از اینکه بلند مدت ساکنین ضروری است. به عنوان مثال، حدود صد پس‌لرزه با بزرگای شش و یا بیشتر در طی ۴ روز پس از زلزله Tohoku ژاپن در سال ۲۰۱۱ اتفاق افتاد که منجر به ایجاد خسارات سازه‌ای و تخربی زیرساخت‌ها شد [۵]. در سال‌های اخیر، مطالعات بسیاری جهت ارزیابی عملکرد ساختمان‌ها تحت اثر توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه انجام شده است. سیلوال و ازیولوت [۶] به بررسی عملکرد فروریزش لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی طراحی شده با میراگرهای ویسکوز سوپرالاستیک (SVD)<sup>۸</sup> تحت توالی‌های لرزه‌ای پرداخته‌اند. برای این منظور، یک قاب خمشی ویژه<sup>۹</sup> طبقه و یک قاب خمشی با SVD در نظر گرفته شده است. نتایج مطالعه آنها نشان می‌دهند که تحت فقط زلزله‌های اصلی قاب خمشی با SVD دارای میانه ظرفیت فروریزش بالاتری نسبت به قاب خمشی ویژه می‌باشد. برای حالتی که هر دو سازه تحت زلزله‌های اصلی آسیب دیده‌اند، میانه ظرفیت فروریزش قاب خمشی با SVD تحت اثر پس‌لرزه‌ها بیشتر از مقدار متناظر برای قاب خمشی ویژه است. به علاوه، میانه ظرفیت فروریزش هر دو سازه تحت پس‌لرزه‌ها (در حالت آسیب دیده تحت زلزله‌های اصلی) در مقایسه با میانه ظرفیت فروریزش تحت زلزله‌های اصلی کمتر می‌باشد. جلالی و همکاران [۷] به ارزیابی اثر توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه بر فروریزش لرزه‌ای سیستم‌های دیوار برشی فولادی (SPSW)<sup>۱۰</sup> پرداخته‌اند. نتایج بدست آمده توسط آنها نشان می‌دهند که میانه ظرفیت فروریزش سازه تحت اثر پس‌لرزه‌ها (در حالت آسیب دیده تحت زلزله اصلی) نسبت به میانه ظرفیت فروریزش آن تحت اثر زلزله‌های اصلی کمتر است. در این مطالعه، فروریزش لرزه‌ای سازه‌های با سیستم‌های RBRBF و RBRBFR تحت اثر توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه مورد بررسی قرار می‌گیرد، و نتایج بدست آمده برای سیستم RBRBF به عنوان یک سیستم باربر لرزه‌ای جدید با نتایج بدست آمده برای سیستم BRBF به عنوان یک سیستم باربر لرزه‌ای متقابل مقایسه می‌شوند.

## ۲- سیستم‌های سازه‌ای در نظر گرفته شده

در این مطالعه، سازه‌های فولادی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم RBRBF با استفاده از نرمافزار ETABS 2016 [۸] مدلسازی و سپس با استفاده از روابط ارائه شده توسط بوسکو و همکاران [۲] در نرمافزار Excel طراحی شده‌اند. همان‌طور که در شکل ۱ نشان داده شد، سیستم RBRBF از دو قسمت تشکیل شده است. ۱- خرپای قائم الاستیک، شامل مهاربندهای معمولی، المان‌های رابط، تیرهای دهانه مهاربندی و ستون‌ها، که موجب افزایش سختی طبقه در سازه می‌شود و تغییرمکان جانبی نسبی را بطور یکنواخت در ارتفاع سازه توزیع می‌کند، و ۲- مهاربندهای کمانش ناپذیر که وظیفه استهلاک انرژی ناشی از زلزله را بر عهده دارند. با استفاده از روابط ارائه شده در مطالعه بوسکو و همکاران [۲]، نیروهای طراحی لرزه‌ای تیرهای دهانه مهاربندی، ستون‌های لرزه‌ای، المان‌های رابط و مهاربندهای معمولی براساس یک روش طراحی مبتنی بر تغییرمکان جانبی با مقدار چند درجه آزادی از رابطه (۱) محاسبه شده است.

(۱)

$$u_{top} = C_0 C_1 S a \frac{T_1^2}{4\pi^2} g$$

که در آن  $C_0$  ضریب اصلاح برای ارتقاب تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان با مقدار چند درجه آزادی است و برابر با ضریب مشارکت مودی مود اول ارتعاش سیستم چند درجه آزادی می‌باشد و  $C_1$  ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان‌های الاستیک به تغییرمکان‌های غیرالاستیک مورد انتظار سازه است که مقدار آن با استفاده از رابطه (۲) محاسبه شده است.

<sup>۸</sup> Superelastic Viscous Dampers<sup>۹</sup> Steel Plate Shear Wall

$$\begin{cases} C_1 = \text{Max} \left( 1, \frac{1 + (R-1) \frac{T_s}{T_1}}{R} \right) & T_1 < T_s \\ C_1 = 1 & T_1 \geq T_s \end{cases} \quad (3)$$

که در آن  $T_s$  زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف  $MCE_R$  بر اساس استاندارد ASCE 7-10 [۹] است و پارامتر  $R$  از رابطه (۳) بدست آمده است.

$$R = \frac{Sa \times C_m}{V_y / W} \quad (3)$$

که در آن  $V_y$  مقاومت تسلیم به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی،  $W$  وزن لرزه‌ای،  $C_m$  ضریب جرم موثر مود اول سازه که از یک تحلیل مقدار ویژه به دست آمده است،  $Sa$  مولفه طیف  $MCE_R$  بر اساس استاندارد ASCE 7-10 به ازای زمان تناوب مود اول سازه ( $T_1$ ) و  $g$  شتاب ثقل زمین می‌باشد.

#### • بدست آوردن پاسخ‌های مود اول به ازای تغییرمکان با محااسبه شده برای سیستم RBRBF

در روش طراحی مبتنی بر تغییرمکان در نظر گرفته شده، سازه چند طبقه در معرض افزایش نیروهای لرزه‌ای معادل متناسب با مود اول ارتعاش سیستم قرار می‌گیرد تا تغییرمکان جانی با  $U_{top}$  برسد. در این مرحله، مقادیر تقاضای شکل پذیری مهاربندهای کمانش ناپذیر و تقاضای نیروی برشی تیرها ناشی از ارتعاش در مود اول سازه بدست می‌آیند. توزیع‌های نیروهای داخلی در المان‌هایی که باید در محدوده رفتار الاستیک باقی بمانند براساس توزیع‌های نیروهای داخلی در تیرها و مهاربندهای کمانش ناپذیر مشخص می‌شوند. نیروهای طراحی اعضاء با استفاده از فرآیند تکراری شرح داده شده توسط بوسکو و همکاران [۲] با در نظر گرفتن اینکه تغییرشکل‌های برشی و خمی ستون‌ها، مهاربندهای المان‌های رابط و همچنین تغییرشکل‌های برشی و محوری تیرها قابل اغماص هستند محااسبه می‌شوند. در این روش طراحی، تغییرمکان‌های جانی به صورت مجموع سهم‌های پنج پیکربندی تغییرشکل سازه طبق شکل ۲ فرض می‌شوند. چهار پیکربندی اول (قسمت‌های a تا d از شکل ۲) بدون دوران صلب برای سیستم خرپای قائم هستند و به ترتیب فقط تغییرشکل‌های محوری الاستیک مهاربندهای معمولی، ستون‌های سمت راست و چپ و المان‌های رابط را شامل می‌شوند. هر حالت تغییرشکل نشان داده شده در قسمت‌های a تا d از شکل ۲ سهم المان‌های مشخصی از یک طبقه را با فرض اینکه تمام اعضای دیگر صلب و مهاربندهای کمانش ناپذیر دارای رفتار غیرخطی هستند نمایندگی می‌کند. پیکربندی پنجم، برخلاف چهار پیکربندی اول، شامل دوران صلب سیستم خرپای قائم می‌باشد، و در آن تغییرشکل‌های مهاربندهای معمولی، ستون‌ها و المان‌های رابط برابر با صفر فرض می‌شوند (قسمت e از شکل ۲). پاسخ سازه به وسیله ضریب افزایش نیروهای جانی ( $\alpha_F$ ) و تغییرشکل‌های محوری مهاربندهای کمانش ناپذیر در پیکربندی پنجم تغییرشکل ( $\Delta l_B^{(5)}$ ) تعیین می‌شود. این پارامترها به عنوان راه حل یک سیستم تشکیل شده از دو معادله بدست می‌آیند. معادله اول بیانگر تعادل دورانی بین لنگرهای خمی مقاوم و لنگر خمی واژگونی می‌باشد:

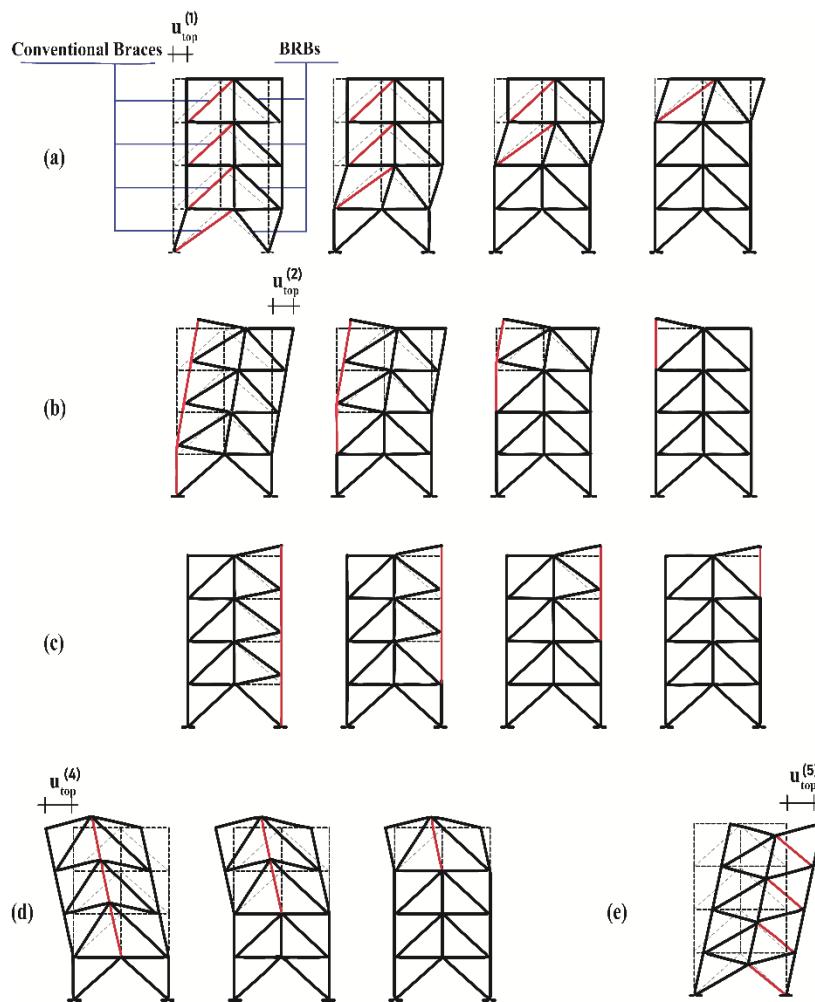
$$\sum_{i=1}^{n_s} \alpha_F F_i H_i = L \left[ \sin \theta \sum_{i=1}^{n_s} N_{Ed,B_i} + \sum_{i=1}^{n_s} V_{Ed,b_i} \right] \quad (4)$$

در این رابطه،  $n_s$  تعداد طبقات سازه،  $F_i$  نیروی لرزه‌ای طبقه  $i$  به ازای برش پایه واحد،  $H_i$  ارتفاع طبقه  $i$  از تراز پایه،  $L$  طول دهانه مهاربندی،  $\theta$  زاویه مهاربند با امتداد افقی،  $N_{Ed,B_i}$  نیروی محوری مهاربند کمانش ناپذیر در طبقه  $i$  و  $V_{Ed,b_i}$  نیروی برشی لرزه‌ای در تیر

دهانه مهاربندی در طبقه  $n$  می‌باشد. مجموع تغییرمکان‌های بام متناظر با سهم‌های پیکربندی‌های مختلف تغییرشکل برابر با مقدار تغییرمکان بام بدست آمده از رابطه (۱) است. این تساوی معادله دوم (رابطه (۵)) را ایجاد می‌کند.

$$u_{top}^{(1)} + u_{top}^{(2)} + u_{top}^{(3)} + u_{top}^{(4)} + u_{top}^{(5)} = u_{top} \quad (5)$$

در رابطه فوق، تغییرمکان‌های بام متناظر با پیکربندی‌های مختلف،  $u_{top}^{(j)}$  را نمی‌توان با استفاده از معادلات کوتاه به  $\alpha_F \Delta l_B^{(5)}$  مرتبط کرد. بوسکو و همکاران [۲] برای کامل کردن تعریف دو معادله فوق، مجموعه‌ای از معادلات تکمیلی را در چهار گام ارائه داده‌اند. در این مطالعه، جهت اختصار از ارائه این معادلات صرف نظر شده است. مسئله مورد نظر شامل معادلات (۴) و (۵) و معادلات تکمیلی می‌باشد که در هر مرتبه از فرآیند سعی و خطا با افزونه "Solver" در نرم‌افزار Excel به دست آوردن پارامترهای مجهول  $\alpha_F$  و  $\Delta l_B^{(5)}$  حل می‌شوند. لازم به ذکر است که برای حل این مسئله معادلات (۴) و (۵) به ترتیب به عنوان معادله قید و معادله هدف در نظر گرفته می‌شوند.



شکل ۲: پنج پیکربندی تغییرشکل در نظر گرفته شده [۲].

#### • طراحی مهاربندهای کمانش ناپذیر (BRB) در سیستم RBRBF

بعد از انتخاب مقاطع مهاربندهای کمانش ناپذیر بر اساس روش طراحی مبتنی بر تغییرمکان، تحلیل طیفی سازه‌های طراحی شده با ۲۰ درصد طیف طرح استاندارد ASCE 7-10 در نرم افزار ETABS جهت کنترل رفتار خطی مهاربندهای کمانش ناپذیر تحت چنین

زلزله‌ای انجام شده است. بعد از حل معادلات (۴) و (۵)، تقاضای شکل‌پذیری هر مهاربند کمانش ناپذیر با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\mu_B = \frac{\Delta l_B}{\Delta l_{yB}} \quad (6)$$

که در آن  $\Delta l_B$  تغییر‌شکل محوری مهاربند و  $\Delta l_{yB}$  تغییر‌شکل محوری تسلیم مهاربند می‌باشد. براساس مطالعه بوسکو و همکاران مقادیر  $\mu_B$  بدست آمده به ویژه برای مهاربندهای کمانش ناپذیر واقع در طبقات پایینی سازه غیرمحافظه کارانه هستند. بنابراین، آن‌ها برای محاسبه تقاضای شکل‌پذیری طراحی مهاربند کمانش ناپذیر در طبقه  $i$  رابطه زیر را پیشنهاد کرده‌اند:

$$\mu_{Bd,i} = 1.3 \times \max \left\{ \mu_{B,i}, \bar{\mu}_B \right\} \leq 1.5 \times \bar{\mu}_B \quad (7)$$

که در آن  $\bar{\mu}_B$  میانگین تقاضاهای شکل‌پذیری مهاربندهای کمانش ناپذیر در امتداد ارتفاع سازه می‌باشد.

#### • طراحی اعضای بدون استهلاک انرژی

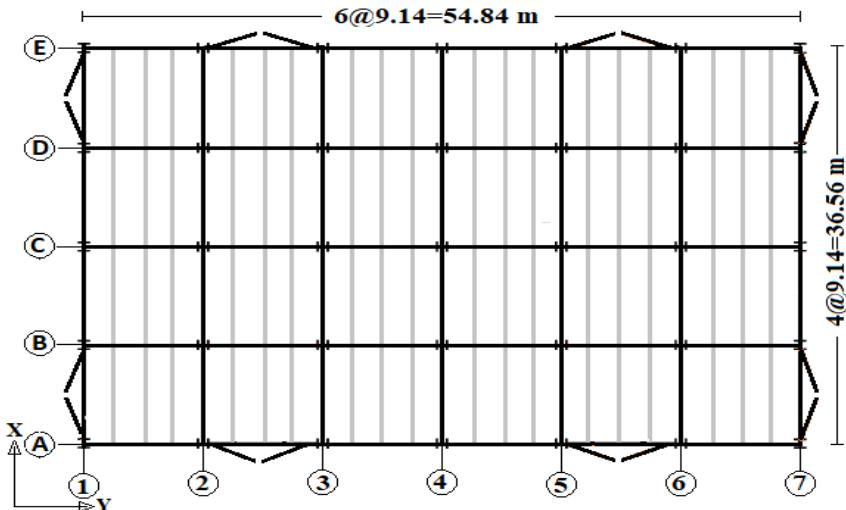
برای دستیابی به یک تخمین محافظه‌کارانه اما ساده از حداکثر نیروهای داخلی که به اعضای بدون استهلاک انرژی در سیستم RBRBF منتقل می‌شوند، روش طراحی ارائه شده در مطالعه بوسکو و همکاران [۲] از روش پیشنهاد شده توسط رسی [۱۰] تبعیت می‌کند. فرایند طراحی مبتنی بر آگاهی از زمان تناوب‌ها و شکل مودهای ارتعاش، مشخصات مکانیکی مهاربندهای کمانش ناپذیر و مشخصات بارهای لرزه‌ای می‌باشد. نیروهای داخلی لرزه‌ای اعضاً بدون استهلاک انرژی در هر طبقه با توجه به توزیع‌های مختلف فرض شده برای نیروهای لرزه‌ای و نیروهای محوری مهاربندهای کمانش ناپذیر و براساس روابط ارائه شده در مطالعه بوسکو و همکاران [۲] محاسبه شده‌اند. لازم به ذکر است که در روش طراحی مبتنی بر تغییرمکان اثر مودهای بالاتر هم دیده می‌شود. در این مطالعه برای سازه ۴ طبقه چهار مود، سازه ۸ طبقه پنج مود و سازه ۱۲ طبقه شش مود در نظر گرفته شده است و به این ترتیب اثرات مودهای بالاتر در نیروهای لرزه‌ای وارد بر اعضای سازه لحاظ شده است. در نهایت مقادیر نیروهای محوری طراحی از ترکیب نیروهای محوری لرزه‌ای با نیروهای محوری ناشی از بارگذاری ثقلی با استفاده از ترکیب‌های بارگذاری استاندارد ASCE 7-10 به دست آمده‌اند. لازم به ذکر است که نیروهای محوری ناشی از بارگذاری ثقلی با تحلیل استاتیکی محاسبه شده‌اند.

در این مطالعه، سازه‌های فولادی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم BRBF نیز برای مقایسه رفتار آنها با سازه‌های RBRBF گرفته شده‌اند. برای طراحی این سازه‌ها، از روش استاتیکی معادل بر اساس استاندارد ASCE 7-10 استفاده شده است و ضریب رفتار سیستم  $R=8$  فرض شده است. همچنین، به دلیل آنکه نرمافزار 2016 ETABS قادر به کنترل برخی از ضوابط طراحی لرزه‌ای نمی‌باشد جهت کنترل این ضوابط از شیت‌های Excel که برای این منظور نوشته شده، استفاده شده است. طراحی سازه‌های در نظر گرفته شده در این مطالعه با استفاده از استاندارد ASCE 7-10، آئین‌نامه AISC 360-10 [۱۱] و ضوابط لرزه‌ای 10-10 AISC 341 [۱۲] انجام شده است. سازه‌های مورد مطالعه برای ساختگاهی با طول و عرض جغرافیایی  $37^{\circ}/88^{\circ} ۱۴^{\circ}$  شمالی و  $۱۲۲^{\circ}/۸۰^{\circ}$  غربی در ایالت کالیفرنیا طراحی شده‌اند. خاک ساختگاه مورد نظر از نوع D و درجه اهمیت سازه با توجه به استاندارد 7-10 ASCE از نوع II می‌باشد. بارگذاری ثقلی سازه‌ها نیز بر اساس ضمیمه C از گزارش 8-917 GCR [۱۳]، انجام شده است. مقاطع تیرها، ستون‌ها، المان‌های رابط و مهاربندهای معمولی از نوع W آمریکایی و برای مهاربندهای کمانش ناپذیر از مقاطع پیش فرض نرم‌افزار StarBRB ETABS استفاده شده است. مشخصات فولاد مصرفی برای اعضای سازه در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۱: مشخصات فولاد مصرفی برای اعضای سازه (kgf/cm<sup>2</sup>).

F <sub>y</sub>	F <sub>ye</sub>	E	F <sub>ysc</sub>	F <sub>ysc max</sub>	F <sub>ysc min</sub>
3515.35	3866.88	2038901.92	2952.9	3234.13	<b>2671.67</b>

در این جدول، F<sub>y</sub> تنش تسلیم فولاد، F<sub>ye</sub> مدول انتظار، E مدول الاستیسیته فولاد و F<sub>ysc</sub> تنش تسلیم هستهٔ فولادی مهاربند کمانش ناپذیر می‌باشد. پلان سازه‌ها مشابه پلان سازه سه طبقه در پروژه SAC [۱۴] در نظر گرفته شده است. مطابق شکل ۳، سازه‌ها دارای پلانی به ابعاد ۳۶.۵۶×۵۴.۸۴ متر می‌باشند. پلان هر یک از سازه‌ها درجهت X از ۴ دهانه با طول ۹.۱۴ متر و درجهت Y از ۶ دهانه با طول ۹.۱۴ متر تشکیل شده است. تمامی طبقات دارای ارتفاع یکسان ۳.۹۶ متر می‌باشند و ارتفاع جان پناه برابر با ۱.۰۷ متر در نظر گرفته شده است. سیستم سقف از نوع عرشه فولادی می‌باشد و در مدلسازی از فرض دیافراگم صلب استفاده شده است. اتصال تیر به ستون در دهانه‌های مهاربندی و همچنین اتصال پای ستون‌ها به صورت مفصلی می‌باشد. مقاطع اعضا در یک دهانه از سیستم‌های برابر لرزه‌ای



RBRBF و BRBF برای سازه‌های در نظر گرفته شده به ترتیب در جداول ۲ و ۳ ارائه شده‌اند.

شکل ۳: پلان سازه‌های مورد مطالعه.

جدول ۲: مقاطع اعضاً یک دهانه از سیستم باربر لرزه‌ای سازه‌های سه، ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم RBRBF.

سازه	طبقه	ستون	تیر	المان رابط	مهاربند معمولی	BRB هسته	مساحت هسته (cm <sup>2</sup> )	تقاضای شکل‌پذیری طراحی
4-story	1	W12X152	W12X152	-	W10X100	41.94	13.19	
	2	W12X152	W12X152	W10X77	W10X88	29.03	13.26	
	3	W10X77	W10X77	W10X77	W10X68	29.03	12.83	
	4	W10X77	W10X77	W8X58	W10X68	29.03	12.74	
8-story	1	W14X283	W12X230	-	W12X136	41.94	14.02	
	2	W14X283	W12X190	W12X120	W10X100	38.71	14.24	
	3	W14X211	W12X190	W12X120	W10X88	32.26	14.29	
	4	W14X211	W12X190	W12X120	W10X88	25.81	14.04	
	5	W14X176	W12X170	W12X120	W10X88	25.81	13.47	
	6	W14X176	W12X170	W12X120	W10X88	25.81	13.24	
	7	W12X96	W12X96	W12X96	W8X58	25.81	13.24	
	8	W12X96	W12X96	W12X96	W8X58	25.81	13.24	
	1	W14X426	W12X279	-	W12X136	45.16	15.35	
	2	W14X426	W12X252	W12X120	W12X106	38.71	15.67	

	3	W14X342	W12X252	W12X120	W12X106	32.26	15.80
	4	W14X342	W12X210	W12X120	W12X96	25.81	15.93
	5	W14X257	W12X210	W12X120	W12X96	25.81	15.64
12-story	6	W14X257	W12X210	W12X120	W10X88	25.81	15.21
	7	W14X193	W12X190	W12X120	W10X88	25.81	14.54
	8	W14X193	W12X190	W12X120	W10X88	25.81	13.97
	9	W14X145	W12X136	W12X120	W10X68	25.81	13.97
	10	W14X145	W12X136	W12X120	W10X68	25.81	13.97
	11	W12X96	W12X96	W10X88	W10X68	25.81	13.97
	12	W12X96	W12X96	W10X88	W10X68	25.81	13.97

جدول ۳: مقاطع اعضای بک دهانه از سیستم باربر لرزه‌ای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم BRBF.

سازه	طبقه	ستون	تیر	مساحت هسته (cm <sup>2</sup> ) BRB
4-story	1	W14X82	W16X45	25.81
	2	W14X82	W16X45	22.58
	3	W12x45	W14X38	19.35
	4	W12x45	W14X38	9.68
8-story	1	W14X159	W16X50	32.26
	2	W14X159	W16X50	32.26
	3	W14X132	W16X50	32.26
	4	W14X132	W16X45	29.03
	5	W14X82	W16X45	25.81
	6	W14X82	W16X40	19.35
	7	W12X45	W16X40	16.13
	8	W12X45	W16X40	9.68
12-story	1	W14X370	W21X68	48.39
	2	W14X370	W21X68	48.39
	3	W14X283	W21X68	48.39
	4	W14X283	W21X68	48.39
	5	W14X211	W21X68	45.16
	6	W14X211	W21X68	45.16
	7	W14X132	W18X60	41.94
	8	W14X132	W18X60	35.48
	9	W12X96	W18X60	32.26
	10	W12X96	W18X46	29.03
	11	W12X45	W18X46	25.81
	12	W12X45	W18X46	16.13

### ۳- مدل سازی سازه‌ها

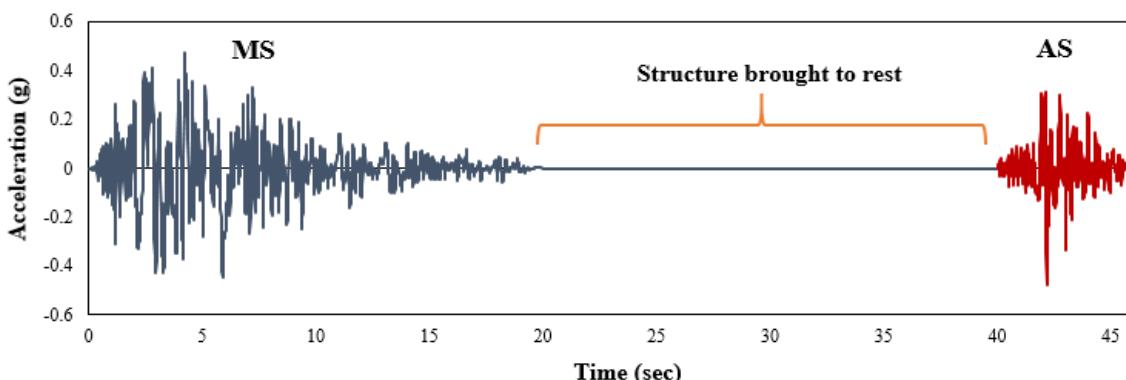
سازه‌های طراحی شده در نرم‌افزار OpenSees [۱۵] جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی افزاینده (IDA)<sup>۱۰</sup> به صورت دو بعدی مدل‌سازی شده‌اند. بعد از مدل‌سازی سازه‌ها، تعداد ۵۱ توالی زلزله اصلی و پس‌زلزله با توجه به نوع خاک ساختگاه از وبسایت CPEER NGAWEST2 [۱۶] انتخاب شده‌اند. رکوردهای انتخاب شده، ثبت شده بر روی خاک با سرعت موج برشی در محدوده خاک‌های

<sup>۱۰</sup> Incremental Dynamic Analysis (IDA)

و D طبق استاندارد ASCE 7-10 هستند. زلزله‌های اصلی با بزرگای حداقل ۶ با بزرگترین پس‌لرزه مربوط به آنها به عنوان توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه انتخاب شده‌اند. علاوه بر این، از بین دو مؤلفه هر رکورد زلزله اصلی، مؤلفه با PGA بزرگ‌تر انتخاب شده است. اطلاعات بیشتر در رابطه با رکوردها در مطالعه انجام شده توسط یخچالیان و یخچالیان [۱۷] موجود است. برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی بعد از مدلسازی سازه‌ها در نرم‌افزار OpenSees از نرم‌افزار MATLAB استفاده شده است. از آنجا که پس‌لرزه‌ها با فاصله زمانی نسبت به زلزله اصلی رخ می‌دهند، برای ساختن سازه پس از اعمال زلزله اصلی یک فاصله زمانی مطابق جدول ۴، مناسب با زمان تناوب سازه، با شتاب تحریک ورودی برابر با صفر بین دو تحریک زلزله اصلی و پس‌لرزه در نظر گرفته شده است. در شکل ۴ تاریخچه زمانی شتاب حرکت زمین در یک توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه مورد استفاده قرار گرفته برای انجام تحلیل سازه‌های ۴ طبقه با سیستم‌های RBRBF و BRBF نشان داده شده است.

جدول ۴: مدت زمان در نظر گرفته شده بین زلزله اصلی و پس‌لرزه.

$T_1 \leq 1$	20 sec
$1 < T_1 \leq 2$	40 sec
$2 < T_1 \leq 3$	60 sec



شکل ۴: تاریخچه زمانی شتاب حرکت زمین در یک توالی مورد استفاده قرار گرفته برای انجام تحلیل سازه‌های ۴ طبقه با سیستم RBRBF و BRBF (درکورد با شماره ۱۰۶۳ به عنوان زلزله اصلی و رکورد با شماره ۱۷۲۸ (RSN) به عنوان پس‌لرزه).

برای مدلسازی در نرم‌افزار OpenSees مطابق شکل ۵، فقط یک دهانه از سیستم باربر لرزه‌ای در نظر گرفته شده است و با تقسیم کردن یک چهارم جرم هر طبقه بر ۲، جرم بدست آمده به هر یک از دو گره دهانه مهاربندی در تراز طبقات اختصاص داده شده است. برای مدلسازی تیرها، ستون‌ها، المان‌های رابط و مهاربندهای معمولی از المان‌های تیر-ستون غیرخطی<sup>۱۱</sup> با مقطع فایبر<sup>۱۲</sup> استفاده شده است. برای ایجاد دیافراگم صلب، گرههای دو سمت تیر اصلی با استفاده از یک المان خرپایی<sup>۱۳</sup> صلب (با مساحت خیلی زیاد) به یکدیگر متصل شده‌اند. همچنین، برای اتصال دهانه مهاربندی به ستون تکیه‌گاهی در تراز هر طبقه از یک المان خرپایی صلب استفاده شده است. لازم به ذکر است که اتصال پای ستون‌ها به صورت مفصلی می‌باشد. مهاربندهای کمانش ناپذیر با استفاده از ۳ المان خرپایی همگرد مدلسازی شده‌اند. سطح مقطع قسمت میانی برابر با سطح مقطع بدست آمده برای هسته مهاربند بوده و دو قسمت ابتدایی و انتهایی نیز با سطح مقطعی ۵ برابر سطح مقطع هسته مهاربند [۱۸ و ۱۹] و با استفاده از مصالح الاستیک، برای جلوگیری از وارد شدن به ناحیه غیرخطی، مدلسازی شده‌اند. طول قسمت میانی ۰/۰ و طول هر یک از قسمت‌های ابتدایی و انتهایی ۰/۱۵ برابر طول کل مهاربند می‌باشد. همچنین،

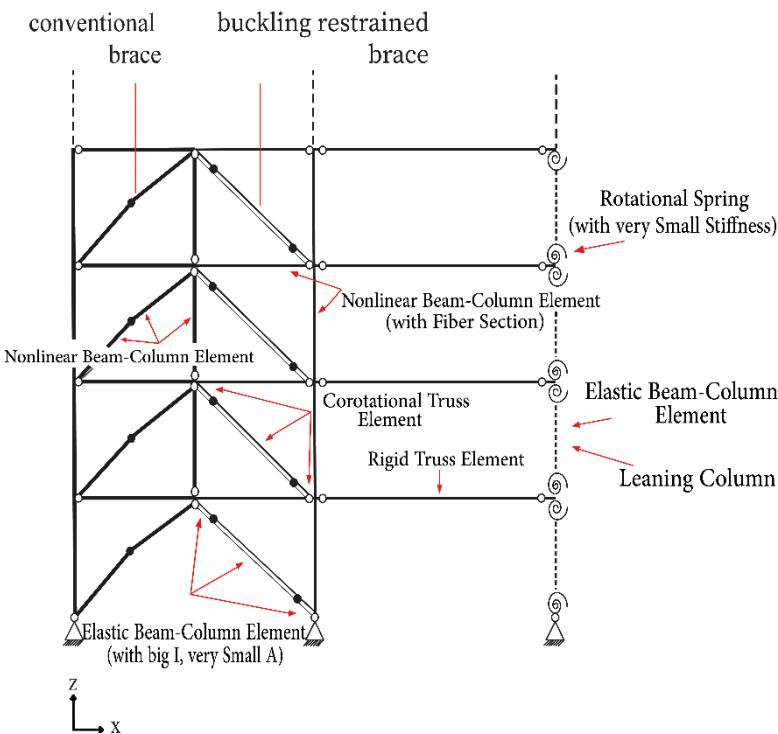
<sup>۱۱</sup> Nonlinear Beam Column Element

<sup>۱۲</sup> Fiber Section

<sup>۱۳</sup> Truss Element

برای جلوگیری از ناپایداری عددی و کمانش مهاربندها از ۳ المان تیر-ستون الاستیک با سطح مقطع ناچیز و سختی خمی زیاد به موازات مهاربند اصلی استفاده شده است [۲۰].

رفتار غیر خطی فولاد با استفاده از مصالح OpenSees Steel02 در نرم‌افزار مدلسازی شده است. رفتار این مصالح از مدل Giuffre–Menegotto–Pinto تبعیت می‌کند. پارامترهای مصالح که کنترل‌کننده انتقال رفتار الاستیک به پلاستیک ( $CR_1$  و  $R_0$ ) و سخت شوندگی ایزوتروپیک ( $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$  و  $a_4$ ) می‌باشند، در این مطالعه طبق تحقیقات انجام شده توسط گوئرو و همکاران [۲۱] برای مصالح Steel02 در تیرها، ستون‌ها، المان‌های رابط و مهاربندهای معمولی به صورت  $R_0=۰/۹۲۵$ ,  $CR_1=۰/۱۵$ ,  $a_1=۰$ ,  $a_2=۰$ ,  $a_3=۰$  و  $a_4=۰$  در نظر گرفته شده‌اند. برای مهاربندهای کمانش ناپذیر از همین مقادیر برای اکثر پارامترهای فوق استفاده با این تفاوت که مقدار پارامترهای  $a_1$  و  $a_3$  به ترتیب برابر با  $۰/۰۷$  و  $۰/۰۵$  در نظر گرفته شده‌اند. پارامترهای خستگی اعضاء، برای تیرها، ستون‌ها و المان‌های رابط برابر با مقادیر پیش تعریف شده در نرم‌افزار OpenSees و برای مهاربندهای کمانش ناپذیر طبق بررسی یوریز و مهین [۲۲] و  $E_0=۰/۱۲$ ,  $m=-۰/۴۵۸$  و برای مهاربندهای معمولی طبق مطالعه لای و مهین [۲۳],  $E_0=۰/۲۲$ ,  $m=-۰/۴۵۸$  در نظر گرفته شده‌اند. همچنین، براساس مطالعه لای و مهین مقدار طول نقص مهاربند معمولی  $\Delta=L/1000$  و هر عضو مهاربند معمولی با دو المان تیر-ستون غیرخطی مدلسازی شده است. نسبت سخت شوندگی کرنشی <sup>۱۴</sup>(a) همه اعضاء (تیرها، ستون‌ها، المان‌های رابط و مهاربندها) برابر با  $۰/۰۳$  فرض شده است. از میرایی رایلی برای شبیه‌سازی میرایی ویسکوز ذاتی سازه‌ها استفاده شده است. به منظور تعیین ماتریس میرایی برای هر سازه، نسبت‌های میرایی ویسکوز برای مود اول و مودی که تا آن مود جمع جرم‌های موثر مودی حداقل ۹۵ درصد از جرم سازه را پوشش می‌دهد برابر با  $۰/۰۵$  فرض شده است. زمان تناوب‌های مود اول سازه‌های RBRBF و RBRBF مدلسازی شده در نرم‌افزار OpenSees در جدول ۵ ارائه شده‌اند.



شکل ۵: نحوه مدلسازی سازه‌های RBRBF در OpenSees

<sup>۱۴</sup> Strain Hardening Ratio

جدول ۵: زمان تناوب‌های مود اول سازه‌های RBRBF و BRBF مدل‌سازی شده در نرم افزار OpenSees

	T <sub>1</sub> (sec)	
RBRBF Structures	BRBF Structures	
4-Story	0.569	0.899
8-Story	1.199	1.706
12-Story	1.986	2.255

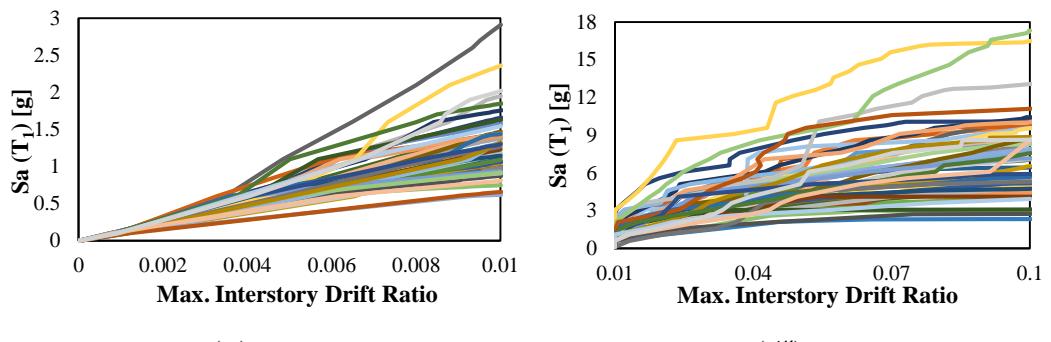
#### ۴- ارزیابی فروریزش لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر زلزله اصلی و توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه

در این مطالعه، فروریزش لرزه‌ای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم RBRBF تحت اثر ۵۱ زلزله اصلی و ۵۱ توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه، با تحلیل‌های IDA مورد ارزیابی قرار گرفته و نتایج بدست آمده با نتایج سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم BRBF مقایسه شده است. مقیاس نمودن رکوردها برای تحلیل‌های IDA با استفاده از سنجه شدت<sup>۱۵</sup>  $Sa(T_1)$  انجام شده است. همچنین از حداقل دریفت بین‌طبقه‌ای<sup>۱۶</sup> به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی استفاده شده است. برای ارزیابی فروریزش لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر زلزله اصلی تحلیل‌های IDA با استفاده از ۵۱ رکورد زلزله تا رسیدن به دریفت ۰/۱ انجام شده و مقادیر ظرفیت فروریزش سازه‌ها بدست آمده است. به منظور ارزیابی فروریزش سازه‌های مورد نظر تحت اثر توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه، دو سطح آسیب ناشی از زلزله اصلی متناظر با آسیب جزئی (دریفت ۰/۰۲) و متوسط (دریفت ۰/۰۴) تحت زلزله اصلی فرض شده‌اند. تحلیل‌های IDA برای هر سازه تحت ۵۱ رکورد زلزله اصلی تا رسیدن به هر یک از دو سطح آسیب فرض شده انجام شده است. هدف از انجام تحلیل IDA تحت زلزله‌های اصلی بدست آوردن مقادیر  $Sa(T_1)$  متناظر با رسیدن سازه به دریفت مورد نظر (آسیب مورد نظر) می‌باشد. پس از بدست آوردن این مقادیر، هر یک از زلزله‌های اصلی با استفاده از  $Sa(T_1)$  متناظر با خود مقیاس شده و تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه تحت زلزله اصلی مقیاس شده انجام شده است. این تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه‌ها براساس مدت زمان ارائه شده در جدول ۴ پس از پایان زلزله اصلی با شتاب ورودی صفر ادامه داده شده تا ارتعاش سازه تحت اثر زلزله اصلی به پایان برسد. در ادامه تحلیل دینامیکی افزاینده تحت اثر پس‌لرزه متناظر با زلزله اصلی بر روی سازه آسیب دیده انجام شده تا شدت پس‌لرزه‌ای که منجر به فروریزش سازه (رسیدن به دریفت ۰/۱) می‌شود بدست آید.

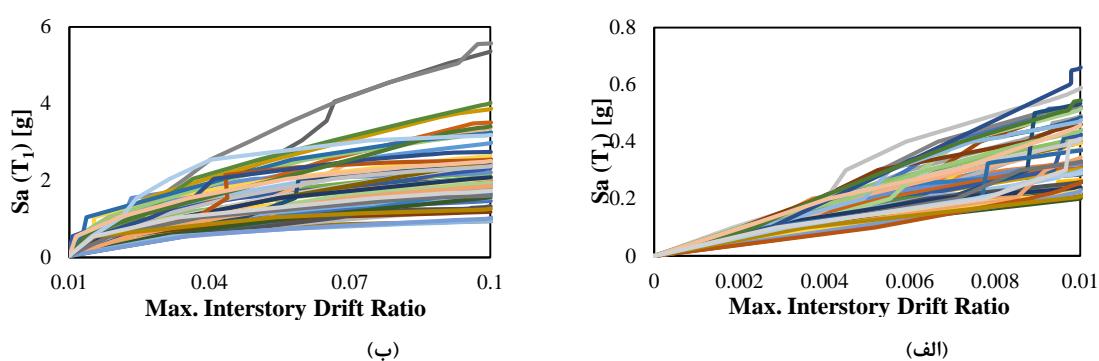
منحنی‌های IDA سازه‌ی ۴ طبقه با سیستم RBRBF تحت زلزله اصلی و توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه در شکل ۶ ارائه شده‌اند. شکل ۶(الف) منحنی‌های IDA سازه RBRBF را تحت ۵۱ رکورد زلزله اصلی تا رسیدن به دریفت ۰/۰۱ و شکل ۶(ب) منحنی‌های IDA این سازه را تحت ۵۱ توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه، به ازای دریفت ۰/۰۱ ناشی از زلزله اصلی، تا رسیدن به فروریزش نشان می‌دهد. منحنی‌های IDA سازه‌ی ۴ طبقه با سیستم BRBF تحت زلزله اصلی و توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه در شکل ۷ ارائه شده‌اند. شکل ۷(الف) منحنی‌های IDA سازه BRBF را تحت ۵۱ رکورد زلزله اصلی تا رسیدن به دریفت ۰/۰۱ و شکل ۷(ب) منحنی‌های IDA این سازه را تحت ۵۱ توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه، به ازای دریفت ۰/۰۱ ناشی از زلزله اصلی، تا رسیدن به فروریزش نشان می‌دهد.

<sup>۱۵</sup> Intensity Measure (IM)

<sup>۱۶</sup> Maximum Interstory Drift Ratio (MIDR)



شکل ۶: منحنی های IDA سازه ۴ طبقه با سیستم RBRBF تحت: (الف) Mainshock 0.01 و (ب) Mainshock 0.01+Aftershock 0.1



شکل ۷: منحنی های IDA سازه ۴ طبقه با سیستم BRBF تحت: (الف) Mainshock 0.01 و (ب) Mainshock 0.01+Aftershock 0.1

#### - میانه ظرفیت فروریزش و نسبت حاشیه ایمنی فروریزش (CMR)<sup>۱۷</sup>

نسبت حاشیه ایمنی فروریزش بصورت میانه ظرفیت فروریزش بدست آمده از تحلیل های IDA تحت رکوردهای زلزله به شتاب طیفی زلزله MCE<sub>R</sub> به ازای زمان تناوب مود اول سازه با استفاده از رابطه (۸) محاسبه می شود.

(۸)

$$CMR = \frac{Median Sa_{col}}{Sa_{MCE_R}(T_1)}$$

مقادیر میانه ظرفیت فروریزش سازه های با سیستم های RBRBF و BRBF به ازای رسیدن به دریفت ۰/۱ تحت زلزله اصلی، رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت ۰/۰ تحت زلزله اصلی به دریفت ۱/۰ تحت پس لرزه و رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت ۰/۰۲ تحت زلزله اصلی به دریفت ۱/۰ تحت پس لرزه با استفاده از ۵۱ توالی زلزله اصلی و پس لرزه در جدول ۶ ارائه شده است. نتایج بدست آمده نشان می دهد که میانه ظرفیت فروریزش تحت فقط زلزله اصلی برای سازه های ۴ طبقه (کوتاه مرتبه) با سیستم های RBRBF و BRBF از میانه ظرفیت فروریزش تحت توالی های زلزله اصلی و پس لرزه کمتر است. به علاوه، در سازه های ۸ و ۱۲ طبقه (میان مرتبه) با سیستم های RBRBF و BRBF مقادیر میانه ظرفیت فروریزش تحت توالی های زلزله اصلی و پس لرزه از مقادیر میانه ظرفیت فروریزش تحت فقط زلزله اصلی کمتر است و این اختلاف با افزایش تعداد طبقات بیشتر می شود. دلیل بدست آمدن چنین نتیجه های برای سازه های ۴ طبقه را می توان در تفاوت شکل طیفی زلزله های اصلی و پس لرزه های متناظر با آنها در محدوده زمان تناوب مود اول این سازه جستجو کرد.

<sup>۱۷</sup> Collapse Margin Ratio

جدول ۶: مقادیر میانه ظرفیت فروریزش سازه‌های با سیستم‌های RBRBF و BRBF تحت ۵۱ زلزله اصلی و ۵۱ توالی زلزله اصلی و پس لرزه.

Analysis Case	RBRBF			BRBF		
	4-story	8-story	12-story	4-story	8-story	12-story
Mainshock0.01+Aftershock0.1	6.66	1.82	0.67	2.14	0.56	0.42
Mainshock0.02+Aftershock0.1	6.47	1.82	0.68	2.16	0.55	0.4
Mainshock0.1	4.45	1.91	1.01	1.85	0.68	0.56

مقادیر CMR سازه‌های با سیستم‌های RBRBF و BRBF و نسبت CMR سازه با سیستم RBRBF به CMR سازه با سیستم BRBF به ازای حالت‌های مختلف تحلیل در جدول ۷ ارائه شده است. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که مقادیر CMR تحت زلزله اصلی برای سازه‌های ۴ طبقه (کوتاه مرتبه) با سیستم‌های RBRBF و BRBF از مقادیر CMR تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه کمتر است، این در حالیست که برای سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه (میان مرتبه) با سیستم‌های RBRBF و BRBF مقدار CMR تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه از مقدار CMR تحت زلزله اصلی کمتر است. دلیل تفاوت نتایج بدست آمده برای سازه‌های کوتاه و میان مرتبه را می‌توان در تفاوت شکل طیفی زلزله اصلی و پس لرزه جستجو کرد.

جدول ۷: مقادیر حاشیه ایمنی فروریزش (CMR) سازه‌های با سیستم‌های RBRBF و BRBF تحت ۵۱ زلزله اصلی و ۵۱ توالی زلزله اصلی و پس لرزه.

Analysis Case	RBRBF			BRBF			CMR RBRBF/CMR BRBF		
	4-story	8-story	12-story	4-story	8-story	12-story	4-story	8-story	12-story
Mainshock0.01+Aftershock0.1	4.22	2.42	1.49	2.14	1.06	1.05	1.97	2.28	1.42
Mainshock0.02+Aftershock0.1	4.09	2.43	1.51	2.16	1.05	1	1.89	2.31	1.51
Mainshock0.1	2.82	2.54	2.23	1.85	1.3	1.41	1.52	1.95	1.58

#### - منحنی شکنندگی فروریزش<sup>۱۸</sup>

منحنی شکنندگی فروریزش احتمال فروریزش یک سازه را به ازای شدت‌های مختلف زلزله نشان می‌دهد. با داشتن مقادیر ظرفیت‌های فروریزش سازه به ازای رکوردهای مختلف که از تحلیلهای IDA بدست آمده‌اند و با فرض توزیع نرمال لگاریتمی برای ظرفیت فروریزش سازه،  $Sa_{col}$ ، با استفاده ازتابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد منحنی شکنندگی فروریزش با استفاده از رابطه (۹) بدست می‌آید.

$$P(C | Sa(T_1) = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \mu}{\beta}\right) \quad (9)$$

که در آن  $P(C | Sa(T_i) = x)$  احتمال فروریزش سازه با فرض  $x = Sa(T_i)$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد،  $\mu$  میانگین مقادیر  $\ln(Sa_{col})$  و  $\beta$  انحراف معیار مقادیر  $\ln(Sa_{col})$  می‌باشد. مقادیر  $\mu$  و  $\beta$  به ترتیب با استفاده از روابط (۱۰) و (۱۱) محاسبه می‌شوند.

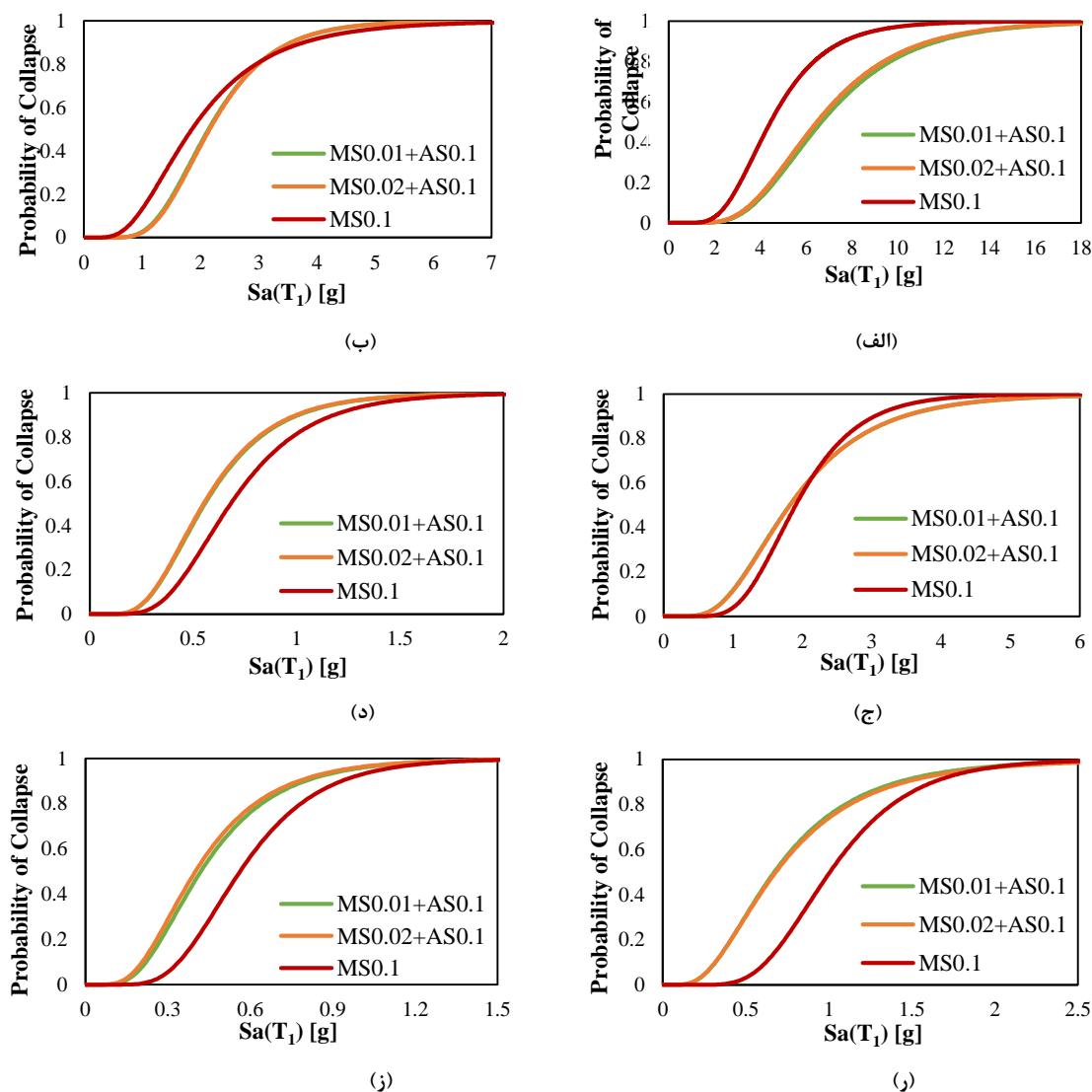
$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(Sa_{col}) \quad (10)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(Sa_{col}) - \mu)^2} \quad (11)$$

در روابط فوق،  $Sa_{col}$  ظرفیت فروریزش سازه به ازای رکورد  $i$  و  $n$  تعداد رکوردها می‌باشد.

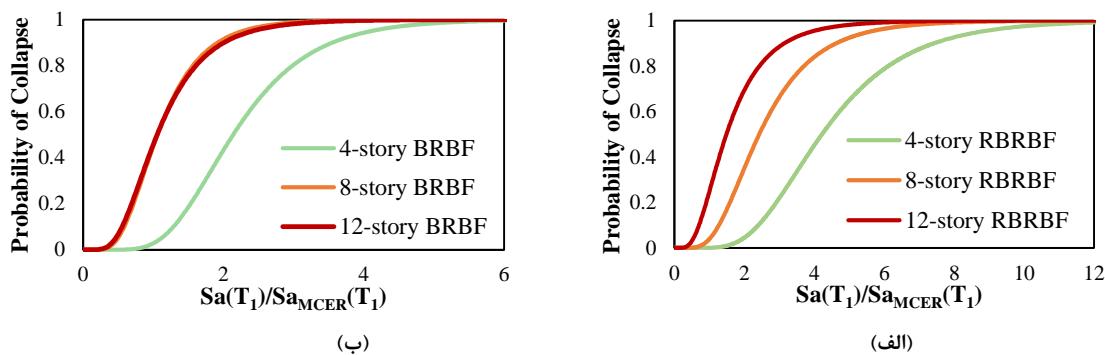
<sup>۱۸</sup> Collapse Fragility Curve

منحنی‌های شکنندگی فروریزش سازه‌های با سیستم‌های RBRBF و BRBF به ازای رسیدن به دریفت  $1/0$  تحت زلزله اصلی، رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت  $1/0$  تحت زلزله اصلی به دریفت  $1/0$  تحت پس‌لرزه و رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت  $2/0$  تحت زلزله اصلی به دریفت  $1/0$  تحت پس‌لرزه در شکل ۸ ارائه شده است. براساس شکل ۸(الف)، در سازه ۴ طبقه با سیستم RBRBF احتمال فروریزش تحت زلزله اصلی بیشتر از احتمال فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه است. در شکل ۸(ب) برای سازه ۴ طبقه با سیستم BRBF نیز مشاهده می‌شود که به ازای مقادیر  $Sa(T_1)$  کمتر از  $0.7/3$  احتمال فروریزش تحت زلزله اصلی بیشتر از احتمال فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه است. ولی برای مقادیر  $Sa(T_1)$  بیشتر از  $0.7/3$  احتمال فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه بیشتر از احتمال متناظر تحت زلزله اصلی است. در شکل ۸(ج) برای سازه ۸ طبقه با سیستم RBRBF مشاهده می‌شود که به ازای مقادیر  $Sa(T_1)$  کمتر از  $0.15/2$  احتمال فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه بیشتر از احتمال فروریزش تحت زلزله اصلی است، ولی برای مقادیر  $Sa(T_1)$  بیشتر از  $0.15/2$  احتمال فروریزش تحت زلزله اصلی بیشتر از احتمال متناظر تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه است. در شکل‌های ۸(د) تا ۸(ز) به ترتیب برای سازه‌های ۸ طبقه با سیستم BRBF، ۱۲ طبقه با سیستم RBRBF و ۱۲ طبقه با سیستم BRBF مشاهده می‌شود که احتمال فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه بیشتر از احتمال فروریزش تحت زلزله اصلی است. به عبارت دیگر، با افزایش ارتفاع سازه احتمال فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه بیشتر از احتمال فروریزش تحت زلزله اصلی شده است.



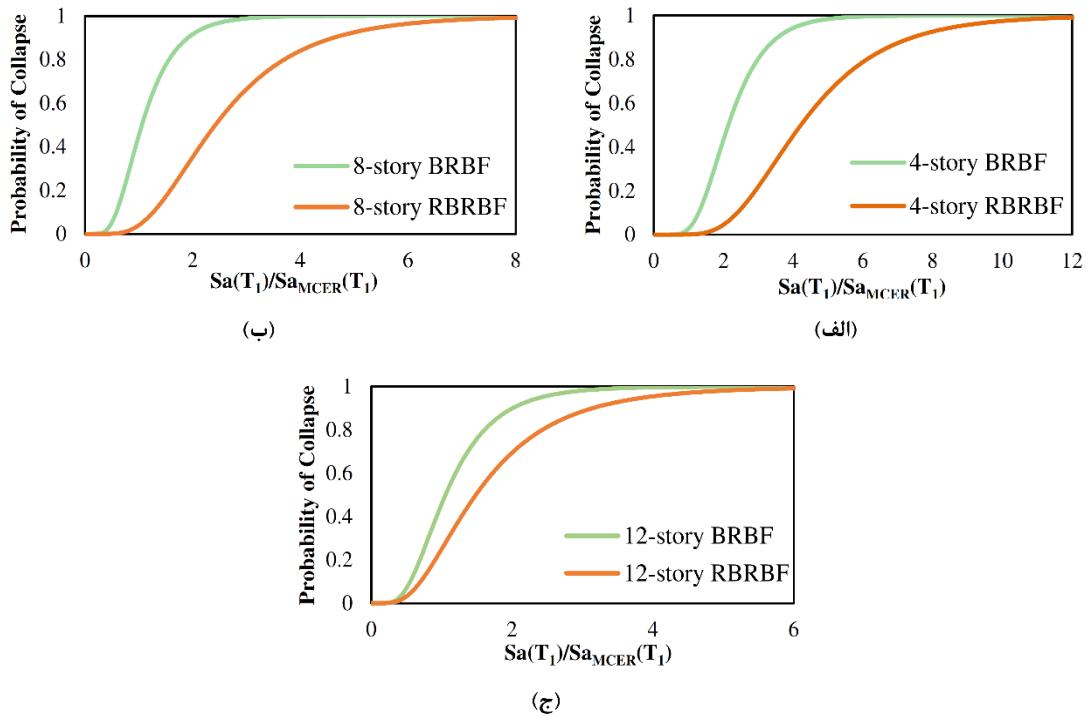
شکل ۸: منحنی های شکنندگی فروریزش تحت ۵۱ توالی زلزله اصلی و پس لرزه، و ۵۱ زلزله اصلی: (الف) سازه ۴ طبقه با سیستم RBRBF، (ب) سازه ۴ طبقه با سیستم BRBF، (ج) سازه ۸ طبقه با سیستم RBRBF، (د) سازه ۸ طبقه با سیستم BRBF، (ر) سازه ۱۲ طبقه با سیستم RBRBF و (ز) سازه ۱۲ طبقه با سیستم BRBF.

شکل ۹ منحنی های شکنندگی فروریزش نرمال شده سازه های دارای سیستم باربر لرزه ای یکسان را، به ازای رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت ۰/۰/۰ تحت زلزله اصلی به دریفت ۱/۰ تحت پس لرزه، مورد مقایسه قرار می دهد. بدلیل اینکه مقادیر زمان تناوب های اصلی سازه ها با یکدیگر متفاوت هستند، در این شکل، برای بررسی تاثیر افزایش ارتفاع سازه بر احتمال فروریزش آن، مقادیر  $Sa(T_1)$  بر روی محور افقی منحنی های شکنندگی به مقدار  $Sa_{MCER}(T_1)$  نرمال شده اند. براساس این شکل، در اکثر موارد، با افزایش ارتفاع سازه به دلیل افزایش اثر احتمال فروریزش سازه به ازای یک مقدار مشخص  $Sa(T_1)/Sa_{MCER}(T_1)$  افزایش می یابد.



شکل ۹: مقایسه منحنی های شکنندگی فروریزش نرمال شده: (الف) سازه های با سیستم های RBRBF و (ب) سازه های با سیستم های BRBF تحت Mainshock 0.01+Aftershock 0.1

مقایسه منحنی های شکنندگی فروریزش نرمال شده سازه های با سیستم های RBRBF و BRBF با ارتفاع یکسان، به ازای رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت ۰/۰/۰ تحت زلزله اصلی به دریفت ۱/۰ تحت پس لرزه، در شکل ۱۰ ارائه شده است. هدف از این مقایسه آن است که به ازای یک ارتفاع مشخص برای سازه، تغییر سیستم باربر لرزه ای از BRBF به RBRBF چه تأثیری بر منحنی شکنندگی فروریزش نرمال شده سازه دارد. نتایج بدست آمده نشان می دهند که تحت توالی زلزله اصلی و پس لرزه به ازای یک مقدار مشخص احتمال فروریزش سازه های با سیستم های RBRBF کمتر از سازه های با سیستم های BRBF است. لازم به ذکر است که نتایج مشابهی برای احتمال فروریزش سازه تحت زلزله اصلی نیز بدست آمده است. به طور خلاصه، استفاده از سیستم RBRBF به جای سیستم BRBF منجر به کاهش قابل توجه احتمال فروریزش تحت توالی زلزله اصلی و پس لرزه و همچنین زلزله اصلی به تنها بی می شود و مقاومت در برابر فروریزش لرزه ای را بطور قابل توجهی بهبود می بخشد.



شکل ۱۰: مقایسه منحنی‌های شکنندگی فروریزش نرمال شده سازه‌های: (الف) ۴ طبقه، (ب) ۸ طبقه و (ج) ۱۲ طبقه با سیستم‌های تحت Mainshock 0.01+Aftershock 0.1.

## ۵- نتیجه گیری

هدف از این مطالعه ارزیابی اثرات توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه بر فروریزش لرزه‌ای سازه‌های با سیستم‌های RBRBF و BRBF می‌باشد. نتایج به دست آمده عبارتند از:

۱. مقادیر میانه ظرفیت فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه به ازای رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت ۰/۰۱ تحت زلزله اصلی به دریفت ۰/۰۱ تحت پس لرزه و رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت ۰/۰۲ تحت زلزله اصلی به دریفت ۰/۰۱ تحت پس لرزه برای هر سازه تفاوت زیادی با یکدیگر ندارند.
۲. برای سازه‌های ۴ طبقه (کوتاه مرتبه) با سیستم‌های CMR و RBRBF مقدار CMR تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه از مقدار CMR بدست آمده تحت زلزله‌های اصلی بیشتر است، اما مقدار CMR سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه (میان مرتبه) برای هر دو نوع سازه تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه کمتر از مقدار CMR متناظر تحت زلزله‌های اصلی می‌باشد. دلیل تفاوت نتایج بدست آمده برای سازه‌های کوتاه و میان مرتبه را می‌توان در تفاوت شکل طیفی زلزله اصلی و پس لرزه جستجو کرد.
۳. مقایسه مقادیر CMR سازه‌های با سیستم‌های RBRBF و BRBF نشان می‌دهد که حاشیه ایمنی فروریزش سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم RBRBF از حاشیه ایمنی فروریزش سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم BRBF تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه و همچنین تحت فقط زلزله‌های اصلی به طور قابل توجهی بیشتر است.
۴. نتایج حاصل از منحنی‌های شکنندگی فروریزش سازه ۴ طبقه با سیستم BRBF (به ازای مقادیر  $Sa(T_1)$  کمتر از ۰/۳) و سازه ۴ طبقه با سیستم RBRBF نشان می‌دهند که احتمال فروریزش تحت زلزله‌های اصلی بیشتر از احتمال متناظر تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه می‌باشد.

۵. نتایج حاصل از منحنی‌های شکنندگی فروریزش سازه ۸ طبقه با سیستم BRBF (به ازای مقادیر  $T_1$  کمتر از ۲/۱۵)، سازه ۸ طبقه با سیستم RBRBF و سازه‌های ۱۲ طبقه با سیستم‌های BRBF و RBRBF نشان می‌دهد که احتمال فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه بیشتر از احتمال متناظر تحت زلزله‌های اصلی می‌باشد.

۶. دلیل بیشتر بودن احتمال فروریزش سازه‌های ۴ طبقه تحت زلزله‌های اصلی در مقایسه با توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه مشاهده عکس این نتیجه برای سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه را می‌توان در تفاوت شکل طیفی زلزله اصلی و پس لرزه جستجو کرد.

۷. مقایسه منحنی‌های شکنندگی فروریزش نرمال شده سازه‌های دارای سیستم باربر لرزه‌ای یکسان با ارتفاع‌های مختلف نشان می‌دهد که در اکثر موارد با افزایش ارتفاع سازه، به دلیل افزایش اثر P-Δ احتمال فروریزش سازه افزایش می‌یابد.

۸. مقایسه منحنی‌های شکنندگی فروریزش نرمال شده هر دو گروه سازه با سیستم‌های RBRBF و RBRBF نشان می‌دهد که با فرض یک ارتفاع مشخص برای سازه، احتمال فروریزش سازه با سیستم RBRBF در مقایسه با سازه با سیستم BRBF تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه و همچنین فقط زلزله‌های اصلی به صورت قابل توجهی کمتر می‌باشد.

با توجه به تمامی نتایج بدست آمده در این مطالعه به عنوان یک نتیجه کلی می‌توان گفت، برای کنترل اثرات توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه، استفاده از سیستم RBRBF می‌تواند گزینه بهتر و کارآمدتری نسبت به استفاده از سیستم BRBF باشد.

## سپاسگزاری

نویسندهای این مقاله از همفکری و همکاری آقایان دکتر مسعود یخچالیان، دکتر بنیامین محبی، مهندس مهران میرزائی و مهندس محمدحسین سلطانی در مدلسازی و طراحی سازه‌های مورد مطالعه کمال سپاسگزاری را دارند.

## مراجع

- [1] Feng, Y., Zhang, Z., Chong, X., Wu, J., & Meng, S. (2018). Elastic displacement spectrum-based design of damage-controlling BRBFs with rocking walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 148, 691-706.
- [2] Bosco, M., Marino, E. M. & Rossi, P. P. (2018). A design procedure for pin-supported rocking buckling-restrained braced frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 47, no. 14, 2840-2863.
- [3] Rahgozar, N., Pouraminian, M., & Rahgozar, N. (2021). Reliability-based seismic assessment of controlled rocking steel cores. *Journal of Building Engineering*, 44, 102623.
- [4] Rahgozar, N., Pouraminian, M., & Rahgozar, N. (2022). Structural optimization of vertical isolated rocking core-moment frames. *Journal of Vibration and Control*, 10775463221096882.
- [5] Ryu, H., Luco, N., Uma, S. R., & Liel, A. B. (2011, April). Developing fragilities for mainshock-damaged structures through incremental dynamic analysis. In *Ninth pacific conference on earthquake engineering*, Auckland, New Zealand.
- [6] Silwal, B., & Ozbulut, O. E. (2018). Aftershock fragility assessment of steel moment frames with self-centering dampers. *Engineering Structures*, 168, 12-22.
- [7] Jalali, S. A., Amini, A., Mansouri, I., & Hu, J. W. (2021). Seismic collapse assessment of steel plate shear walls considering the mainshock-aftershock effects. *Journal of Constructional Steel Research*, 182, 106688.
- [8] CSI (2015). *Computer program ETABS Ultimate 2015*. Berkeley, CA: Computers and Structures Inc.
- [9] ASCE/SEI 7-10 (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- [10] Rossi, P. P. (2007). A design procedure for tied braced frames. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 36(14), 2227-2248.
- [11] ANSI/AISC 360-10 (2010). *Specification for structural steel buildings*. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.
- [12] ANSI/AISC 341-10 (2010). *Seismic provisions for structural steel buildings*. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.
- [13] GCR 10-917-8 (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors*. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology (NIST). [Accessed 08. 2018].
- [14] Krawinkler, H. (2000). *State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking*. Federal Emergency Management Agency, Report no. FEMA-355C, SAC Joint Venture.

- [15] McKenna, F., Fenves, G. L. & Scott, M. H. (2015). *Open system for earthquake engineering simulation*. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [16] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), *PEER Strong Motion Database*. (2017). Berkeley, California, USA. <https://ngawest2.berkeley.edu/>.
- [17] Yakhchalian, M., & Yakhchalian, M. (2022). An advanced intensity measure for aftershock collapse fragility assessment of structures. *Structures*, 44, pp. 933-946.
- [18] Asgarkhani, N., Yakhchalian, M., & Mohebi, B. (2020). Evaluation of approximate methods for estimating residual drift demands in BRBFs. *Engineering Structures*, 224, 110849.
- [19] Yakhchalian, M., Asgarkhani, N., & Yakhchalian, M. (2020). Evaluation of deflection amplification factor for steel buckling restrained braced frames. *Journal of Building Engineering*, 30, 101228.
- [20] Gray, M. G. (2012). *Cast steel yielding brace system for concentrically braced frames*. University of Toronto (Canada).
- [21] Guerrero, H., Tianjian, Ji, Teran-Gilmore, A. & Alberto Escobar, J. (2016). A method for preliminary seismic design and assessment of low-rise structures protected with Buckling-Restrained Braces. *Engineering Structures*, Vol. 123, pp. 141-154.
- [22] Uriz, P., & Mahin, S. (2008). *Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures*. PEER report 2008/08. University of California, Berkeley. Berkeley, USA.
- [23] Lai, J. W., & Mahin, S. A. (2015). Strongback system: A way to reduce damage concentration in steel-braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 141(9), 04014223.