

## Seismic collapse assessment of rocking buckling restrained braced frames subjected to crustal and subduction ground motion records

Mehran Mirzaei<sup>1</sup>, Mansoor Yakhchalian<sup>2\*</sup>

1- Master of Science, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran

### ABSTRACT

Buckling restrained braced frames (BRBFs) may have damage concentration in one or few stories during severe seismic excitations, because buckling restrained brace (BRB) yields in a certain story and the stiffness of that story is significantly reduced. Drift concentration is undesirable because it can lead to general instability resulting from the  $P-\Delta$  effects or residual drift. For controlling damage concentration in one or few stories and achieving a uniform distribution of drift in all stories, a new system entitled rocking buckling restrained braced frame (RBRBF) is used. RBRBF system generates uniform story drifts over the height of structure and prevents the damage concentration in one or few stories. Unlike conventional or suspended zipper braced frames, the braces on one side of the braced span along with the adjacent columns and ties are part of a vertical truss system that is hinged at the base and designed to remain elastic until the near collapse limit state is reached. This vertical truss system works as a strong support for preventing damage concentration in one or few stories of the braced frame. The braces on the other side of the braced span are BRBs and are designed to provide energy dissipation. RBRBFs are designed according to a displacement-based design approach. The novelty of this paper is investigating the seismic collapse of this new structural system under the effect of subduction ground motion records, which have higher significant duration compared with crustal ground motion records. For this purpose, the considered structures are assumed to be located in Seattle, which is subjected to both subduction and crustal ground motions. In this study, the seismic response of RBRBFs is assessed by performing incremental dynamic analyses using crustal and subduction ground motion records, and the results are compared with those for BRBFs. The results indicate that RBRBFs can effectively reduce drift concentration using the displacement-based design approach and under both crustal and subduction ground motion records have significantly better performance in terms of seismic collapse compared with BRBFs. In addition, all structures under subduction records have lower collapse capacity values compared with crustal records.

### ARTICLE INFO

Receive Date: 17 December 2022

Revise Date: 05 May 2023

Accept Date: 19 May 2023

### Keywords:

Crustal and subduction ground motion records  
Seismic collapse  
Relative lateral displacement  
Rocking buckling restrained braced frame Incremental dynamic analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.375088.2988>

\*Corresponding author: Mansoor Yakhchalian.

Email address: yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir

## ارزیابی فروریزش لرزه‌ای سازه‌های دارای حرکت گهواره‌ای با مهاربندهای کمانش ناپذیر تحت اثر زلزله‌های پوسته‌ای و فرورانشی

مهران میرزایی<sup>۱</sup>، منصور یخچالیان<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

### چکیده

سازه‌های با مهاربندهای کمانش ناپذیر (BRBFs) ممکن است در یک طبقه تمرکز دررفت داشته باشند زیرا مهاربند کمانش ناپذیر در یک طبقه معین تسلیم می‌شود و سختی آن طبقه به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد. تمرکز دررفت نامطلوب می‌باشد زیرا می‌تواند منجر به ناپایداری کلی ناشی از اثرات  $P-\Delta$  یا دررفت پسماند قابل ملاحظه شود. برای کنترل تمرکز خسارت در یک طبقه و ایجاد توزیع یکنواخت دررفت در ارتفاع سازه، یک سیستم نوین تحت عنوان سازه‌های دارای حرکت گهواره‌ای با مهاربندهای کمانش ناپذیر (RBRBFs) مورد استفاده قرار گرفت. در سازه‌های RBRBF بر خلاف قاب‌های مهاربندی متداول یا قاب‌های با مهاربندهای زیپی، مهاربندهای یک سمت دهانه مهاربندی شده همراه با ستون‌های مجاور آنها و المان‌های رابط بخشی از یک سیستم خرابی قائم الاستیک هستند که در پایه مفصلی می‌باشد و به گونه‌ای طراحی می‌شود که تا نزدیک فروریزش سازه الاستیک باقی بماند، خرابی قائم الاستیک مانند یک تکیه‌گاه قوی در برابر تمایل قاب مهاربندی به تمرکز خسارت در یک یا چند طبقه در هنگام زلزله مقاومت می‌کند. سمت دیگر دهانه مهاربندی شده مجهز به مهاربندهای کمانش ناپذیر می‌باشد که نقش مستهلک کننده انرژی را دارد و می‌تواند وارد محدوده رفتار غیرالاستیک شود. روش طراحی سازه‌های RBRBF مبتنی بر تغییر مکان می‌باشد. نوآوری این مقاله بررسی فروریزش لرزه‌ای این سیستم سازه‌ای جدید تحت اثر زلزله‌های فرورانشی است که مدت زمان حرکات شدید بالاتری در مقایسه با زلزله‌های پوسته‌ای دارند. برای این منظور، ساختمان سازه‌های مورد مطالعه در شهر سیاتل ایالت واشینگتن در نظر گرفته شده است که در معرض زلزله‌های پوسته‌ای و همچنین زلزله‌های فرورانشی قرار دارد. در این مطالعه عملکرد لرزه‌ای سازه‌های RBRBF تحت اثر زلزله‌های پوسته‌ای و فرورانشی، با تحلیل‌های دینامیکی افزاینده (IDA) ارزیابی شده و نتایج آن با نتایج سازه‌های BRBF مقایسه شده است. نتایج نشان داد که سازه‌های RBRBF طراحی شده با استفاده از روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان می‌توانند به طور موثر تمرکز دررفت را کاهش دهند و به طور قابل توجهی تحت هر دو مجموعه رکوردهای پوسته‌ای و فرورانشی عملکرد بالاتری از نظر فروریزش در مقایسه با سازه‌های BRBF دارند. به علاوه، تمامی سازه‌ها تحت رکوردهای فرورانشی ظرفیت فروریزش کم‌تری نسبت به رکوردهای پوسته‌ای دارند.

کلمات کلیدی: زلزله‌های پوسته‌ای و فرورانشی، فروریزش لرزه‌ای، تغییر مکان جانبی نسبی، سازه‌های دارای حرکت گهواره‌ای با مهاربندهای کمانش ناپذیر، تحلیل دینامیکی افزاینده.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2023.375088.2988">https://doi.org/10.22065/jsce.2023.375088.2988</a>	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2023.375088.2988">10.22065/jsce.2023.375088.2988</a>	۱۴۰۲/۱۱/۳۰	۱۴۰۲/۰۲/۲۹	۱۴۰۲/۰۲/۲۹	۱۴۰۲/۰۲/۱۵	۱۴۰۱/۰۹/۲۶
منصور یخچالیان <a href="mailto:yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir">yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir</a>				*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:		

## ۱- مقدمه

اختراع مهاربندهای کمانش ناپذیر<sup>۱</sup> و به دنبال آن بهبود روش ساخت و جزئیات اتصالات آنها موجب پیشرفت عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرا<sup>۲</sup> شد [۱]. مهاربندهای کمانش ناپذیر قادر هستند بدون آنکه تحت نیروهای فشاری دچار کمانش شوند به مرحله تسلیم برسند و در مقایسه با مهاربندهای معمولی<sup>۳</sup>، شکل‌پذیری<sup>۴</sup> بهتر و عملکرد هیسترتیک<sup>۵</sup> پایداری دارند [۲]. نتایج مطالعات انجام شده توسط محققان نشان می‌دهند که مهاربندهای کمانش ناپذیر مشکل ظرفیت استهلاک انرژی کم مهاربندهای معمولی را حل کرده و رفتار غیرالاستیک همراه با استهلاک انرژی قابل توجه را ایجاد می‌کنند [۳-۶]. به دلیل عملکرد بهتر مهاربندهای کمانش ناپذیر نسبت به مهاربندهای معمولی، امروزه استفاده از قاب‌های مهاربندی کمانش ناپذیر (BRBFs) در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد مانند ایالات متحده و ژاپن رواج یافته است. با این حال، قاب‌های مهاربندی کمانش ناپذیر مستعد به ایجاد دررفت پسماند<sup>۶</sup> قابل توجه و تمرکز دررفت بین‌طبقه‌ای<sup>۷</sup> در یک یا چند طبقه، ناشی از سختی کم پس از تسلیم مهاربندهای کمانش ناپذیر هستند. تمرکز دررفت بین‌طبقه‌ای منجر به تمرکز خسارت<sup>۸</sup> در طبقه، تشدید اثرات P-Δ و کاهش سختی طبقه در اثر غیرخطی شدن می‌شود و در نتیجه تغییر مکان‌های پسماند قابل توجهی در طبقه ایجاد می‌شود که تعمیر و اصلاح آن پر هزینه یا غیرممکن است [۷]. همچنین در مطالعات دیگر اشاره شده است که تمرکز خسارت در قاب‌های مهاربندی همگرای معمولی [۸ و ۹] و قاب‌های مهاربندی واگرا<sup>۹</sup> [۱۰] نیز رخ می‌دهد. به همین دلیل محققین تلاش کردند برای بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی، با تغییر در ظاهر پیکربندی آنها و یا با دوگانه کردن سیستم سازه، سختی طبقه را بیشتر کنند تا با ارتقای قابلیت قاب‌های مهاربندی تمرکز دررفت و خسارت در یک یا چند طبقه کاهش یابد. در ادامه مطالعات انجام گرفته توسط محققین برای کاهش تمرکز دررفت و خسارت بیان شده است.

پییر پائولو رُسی [۱۱] در رابطه با برطرف کردن مسئله تمرکز خسارت و توزیع یکنواخت تغییر مکان در قاب‌های مهاربندی واگرا با اضافه کردن المان‌های رابط<sup>۱۰</sup> که انتهای بالایی مهاربند را به تیر واقع در پایین مهاربند به صورت عمودی متصل می‌کند، سیستم<sup>۱۱</sup> TBFS را پیشنهاد کرد. سپس برای طراحی این سیستم با هدف رسیدن به رفتار لرزه‌ای بهینه تا حد فروریزش روش مبتنی بر تغییر مکان<sup>۱۲</sup> را ارائه داد. رُسی در این مطالعه نتایج ارزیابی رفتار لرزه‌ای سیستم TBF را با قاب‌های مهاربندی واگرا مقایسه نمود و به این نتیجه رسید که وجود المان‌های رابط در سازه قاب‌های مهاربندی واگرا از کاهش سریع و شدید سختی طبقه در هنگام تسلیم تیرهای پیوند جلوگیری می‌کند. او نشان داد که با استفاده از روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی واگرا بهبود یافته است، و تغییر شکل‌های پلاستیک در تیرهای پیوند در راستای ارتفاع سازه به صورت یکنواخت توزیع شده است. لای و مهین [۷] برای دستیابی به عملکرد لرزه‌ای بهتر قاب‌های مهاربندی همگرا، سازه<sup>۱۳</sup> SBS را از ترکیب قاب مهاربندی همگرا با یک مَسْت (mast) پیشنهاد کردند. مَسْت مانند یک پشتیبان و تکیه‌گاه قوی به قاب‌های مهاربندی همگرا برای جلوگیری از تمرکز خسارت در یک طبقه یا چند طبقه در طول حرکات شدید زمین کمک می‌کند و مانع از تمرکز خسارت در یک یا چندین طبقه می‌شود. آن‌ها هدف از مطرح کردن سازه SBS را توزیع یکنواخت دررفت بین طبقه‌ای در راستای ارتفاع سازه بیان کردند. در سازه SBS، المان رابط در راستای ارتفاع سازه در دهانه مهاربندی اجرا شده است. بخش‌هایی از دهانه مهاربندی به صورت یک خرپای قائم پیوسته طراحی شده تا در طول حرکات شدید زمین که ممکن است کاهش شدید سختی در طبقه مشخصی رخ دهد، در محدوده الاستیک باقی بماند. این خرپای قائم تحت عنوان مَسْت که نقش یک تکیه‌گاه قوی را برای سازه ایفا می‌کند، در سازه SBS به کار برده شده است تا تغییر شکل جانبی یکنواختی در راستای ارتفاع سازه ایجاد کند. در سازه SBS،

<sup>1</sup> Buckling Restrained Braces (BRBs)

<sup>2</sup> Concentrically Braced Frames (CBFs)

<sup>3</sup> Conventional Braces

<sup>4</sup> Ductility

<sup>5</sup> Hysteretic Performance

<sup>6</sup> Residual Drift

<sup>7</sup> Drift Concentration

<sup>8</sup> Damage Concentration

<sup>9</sup> Eccentrically Braced Frames (EBFs)

<sup>10</sup> Ties

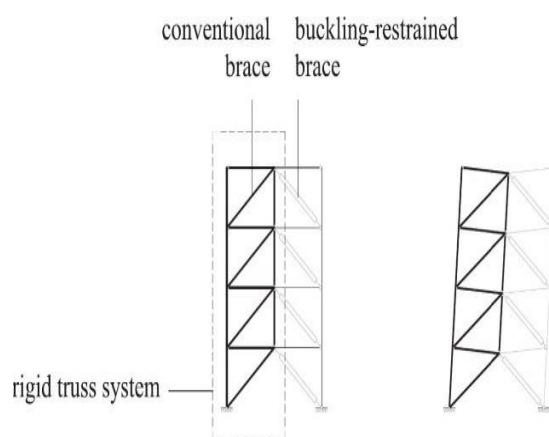
<sup>11</sup> Tied Braced Frames (TBFs = Tie + EBFs)

<sup>12</sup> Displacement Based Design Procedure

<sup>13</sup> Strongback System (SBS)

مست فقط به خرابی قائم محدود نمی‌شود و سیستم‌های الاستیک دیگری مانند دیوارهای برشی بتن مسلح و فولادی، تیر ورق‌های بزرگ<sup>۱۴</sup> و ... می‌توانند نقش مست را در سازه SBS ایفا کنند. لای و مهین به این نتیجه رسیدند که سازه SBS برای جلوگیری از کاهش شدید سختی در یک طبقه مشخص از قاب‌های مهاربندی موثر است و با توزیع کردن تغییرشکل‌های جانبی نسبی طبقات در راستای ارتفاع سازه منجر به کاهش تمرکز تغییرشکل می‌شود.

برای حل مشکل تمرکز خسارت قاب مهاربندی شورون<sup>۱۵</sup>، بوسکو و همکاران [۱] با اضافه کردن المان رابط و جایگزین کردن مهاربندهای کمانش ناپذیر با مهاربندهای معمولی در یک سمت قاب مهاربندی، ساختار پیکربندی قاب مهاربندی شورون را اصلاح کردند و سازه‌های دارای حرکت گهواره‌ای با مهاربندهای کمانش ناپذیر (RBRBFs)<sup>۱۶</sup> را پیشنهاد دادند. مطابق شکل ۱، در قاب RBRB بر خلاف قاب‌های مهاربندی متداول یا قاب‌های با مهاربندهای زیپی، مهاربندهای یک سمت دهانه مهاربندی شده همراه با ستون‌های مجاور آنها و المان‌های رابط بخشی از یک سیستم خرابی قائم هستند که در پایه مفصلی می‌باشد و به‌گونه‌ای طراحی می‌شود که تا نزدیک فروریزش سازه الاستیک باقی بماند. سمت دیگر دهانه مهاربندی شده مجهز به مهاربندهای کمانش ناپذیر می‌باشد که نقش مستهلک کننده انرژی را دارد و می‌تواند وارد محدوده رفتار غیرالاستیک شود، مابقی اعضا (مهاربندهای معمولی، تیرهای دهانه مهاربندی، المان‌های رابط و ستون‌های هر دو سمت) به صورت خطی رفتار می‌کنند و اعضای بدون استهلاک انرژی سازه نامیده می‌شوند. علی‌رغم علاقه محققین به چنین سازه‌هایی، مسئله طراحی این قاب‌ها به اندازه کافی مورد توجه قرار نگرفته است. ابتدا مرزوق و ترمبلی [۱۲] در راستای همین موضوع سیستم قاب مهاربندی کمانش ناپذیر با خرابی الاستیک را پیشنهاد کردند. در مطالعات آنها ارزیابی نیروهای داخلی اعضای بدون استهلاک انرژی مبتنی بر روابط نیمه تجربی بود و هیچ رابطه‌ای برای تقاضای شکل‌پذیری مهاربندهای کمانش ناپذیر پیشنهاد نشده بود. علاوه بر این، توجه خاصی به طراحی تیرهای دهانه مهاربندی نشده بود. بر همین اساس، بوسکو و همکاران [۱] یک روش جدید مبتنی بر تغییر مکان را برای طراحی سازه‌های RBRBF پیشنهاد کردند. فرمول‌های محاسبه نیروهای داخلی اعضای بدون استهلاک انرژی از مطالعه انجام شده توسط رُسی در سال ۲۰۰۷ [۱۱] تبعیت می‌کنند و روش مبتنی بر تغییر مکان اثر مودهای بالاتر هم لحاظ می‌کند. دقت روش ارائه شده توسط بوسکو و همکاران با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، بر روی سیستم‌هایی که برای ساختگاه‌های با خاک‌های نرم و سخت طراحی شده بودند، تایید شد. آنها سازه‌های RBRBF را از نظر عملکرد لرزه‌ای و ارزیابی اقتصادی برای فولاد مصرفی با قاب‌های مهاربندی دیگر مانند، قاب‌های مهاربندی شورون، واگرا و کمانش ناپذیر، و همچنین قاب‌های مهاربندی زیپی<sup>۱۷</sup> مقایسه کردند. بر اساس نتایج مطالعه انجام شده توسط آنها، سازه‌های RBRBF از تمرکز خسارت در مهاربندهای کمانش ناپذیر واقع در یک یا چند طبقه از سازه جلوگیری می‌کنند، و برای سازه‌های متوسط و بلند مرتبه سیستم RBRBF نسبت به قاب‌های مهاربندی دیگر هم از مقدار فولاد مصرفی و هم از نظر عملکرد سازه‌ای سودمندتر می‌باشد.



شکل ۱: پیکربندی RBRBF [۱].

<sup>14</sup> Large plate girders

<sup>15</sup> Chevron Braced Frame

<sup>16</sup> Rocking Buckling-Restrained Braced Frames (RBRBFs)

<sup>17</sup> Suspended Zipper Braced Frames (SZBFs)

زلزله‌های فرورانشی<sup>۱۸</sup> در اثر برخورد پوسته‌های قاره‌ای و اقیانوسی<sup>۱۹</sup> با یکدیگر رخ می‌دهند و نسبت به زلزله‌های پوسته‌ای<sup>۲۰</sup> که از برخورد صفحات قاره‌ای ایجاد می‌شوند، از نظر مدت زمان حرکت زمین<sup>۲۱</sup> متفاوت هستند. زلزله‌های فرورانشی مدت زمان طولانی‌تری نسبت به زلزله‌های پوسته‌ای دارند. به همین خاطر، دانشمندان با بررسی و مقایسه این دو نوع زلزله دریافتند که سازه‌ها تحت زلزله‌های فرورانشی به دلیل مدت زمان حرکات شدید طولانی‌تر، زودتر به آستانه فروریزش<sup>۲۲</sup> می‌رسند [۱۳ و ۱۴]. زلزله‌هایی که در چند سال اخیر رخ داده است، مثل توهوکوی ژاپن (۹ Mw، ۲۰۱۱)، مائول شیلی (۸/۸ Mw، ۲۰۱۰) و سوماترای اندونزی (۹/۱ Mw، ۲۰۰۴) مثال‌هایی از زلزله‌های فرورانشی هستند که دارای مدت زمان طولانی با بزرگای بزرگ می‌باشند که تاثیرات مخرب‌تری نسبت به زلزله‌های پوسته‌ای دارند. زلزله‌های فرورانشی به دلیل چرخه‌های بارگذاری بیشتر باعث افزایش انتقال انرژی به سازه می‌شوند و در نتیجه احتمال فروریزش سازه بالا می‌رود. نتایج غیرمستقیم محققان بر روی اثر مدت زمان حرکات شدید بر سازه و همچنین کمتر در دسترس بودن شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های فرورانشی، موجب چشم پوشی آیین‌نامه‌ها از اثر مدت زمان حرکات شدید شده است. علاوه بر در نظر گرفتن طیف طرح در طراحی، به دلیل خسارت‌ها و پیامدهای زلزله‌های فرورانشی اخیر، در نظر گرفتن اثر مدت زمان حرکات شدید ضروری به نظر می‌رسد.

با توجه به این که بوسکو و همکاران [۱] عملکرد لرزه‌ای سازه‌های RBRBF را به صورت احتمالاتی ارزیابی نکردند، در این مطالعه، با انجام تحلیل‌های IDA عملکرد فروریزش لرزه‌ای سازه‌های RBRBF طراحی شده با روش مبتنی بر تغییرمکان با سازه‌های BRBF تحت اثر زلزله‌های پوسته‌ای و فرورانشی (با مدت زمان حرکات شدید بیشتر نسبت به زلزله‌های پوسته‌ای) به صورت احتمالاتی مورد ارزیابی قرار گرفته است. سپس نتایج بدست آمده شامل حاشیه ایمنی فروریزش و ریسک فروریزش لرزه‌ای برای دو سیستم سازه‌ای و همچنین تحت دو نوع زلزله در نظر گرفته شده با یکدیگر مقایسه شده‌اند. لازم به ذکر است که نوآوری این مقاله بررسی فروریزش لرزه‌ای سیستم سازه‌ای جدید RBRBF در یک چارچوب احتمالاتی تحت اثر زلزله‌های فرورانشی است، که مدت زمان حرکات شدید بالاتری در مقایسه با زلزله‌های پوسته‌ای دارند.

## ۲- سیستم‌های سازه‌ای

در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار ETABS 2016 [۱۵]، ساختمان‌های فولادی با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ در دو گروه، شامل سازه‌های دارای سیستم BRBF و سازه‌های دارای سیستم RBRBF طراحی می‌شوند.

### طراحی RBRBF با استفاده از روش مبتنی بر تغییرمکان

سیستم RBRBF از دو نیمه تشکیل شده است، همان‌طور که در شکل ۱ دیده می‌شود؛ نیمه سمت چپ خرابی قائم الاستیک و نیمه سمت راست شامل مهاربندهای کمانش ناپذیر می‌باشد. سیستم خرابی قائم الاستیک شامل مهاربندهای معمولی، المان‌های رابط، تیرهای دهانه مهاربندی و ستون‌های سمت چپ و راست می‌باشد که موجب افزایش سختی طبقه در سازه می‌شود و در یافت را به صورت یکنواخت در ارتفاع سازه توزیع می‌کند. مهاربندهای کمانش ناپذیر وظیفه استهلاک انرژی ورودی ناشی از زلزله را به عهده دارند. سیستم خرابی قائم الاستیک به‌گونه‌ای طراحی می‌شود که تا آستانه فروریزش در محدوده رفتار الاستیک باقی بماند ولی مهاربندهای کمانش ناپذیر می‌توانند وارد محدوده رفتار غیرالاستیک شوند.

<sup>18</sup> Subduction zone earthquakes  
<sup>19</sup> Continental and Oceanic crusts  
<sup>20</sup> Crustal ground motions  
<sup>21</sup> Ground motion duration  
<sup>22</sup> Collapse prevention (CP)

### • طراحی لرزه‌ای خرابی قائم الاستیک

برای بدست آوردن نیروهای طراحی لرزه‌ای مهاربندهای معمولی، المان‌های رابط، تیرهای دهانه مهاربندی و ستون‌های لرزه‌ای طبق روش مبتنی بر تغییرمکان از روابط مطرح شده توسط بوسکو و همکاران [۱۶] استفاده شده است. تغییرمکان جانبی بام سازه چند درجه آزادی از رابطه (۱) محاسبه شده است:

$$U_{top} = C_0 C_1 S_a \frac{T_1^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

در این رابطه  $S_a$  مولفه طیف  $MCE_R$  بر اساس استاندارد ASCE 7-10 [۱۶] به ازای زمان تناوب مود اول سازه،  $T_1$ ، و  $g$  شتاب ثقل زمین می‌باشد.  $C_0$  ضریب اصلاح برای مرتبط کردن تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی است، که برابر با ضریب مشارکت مودی مود اول ارتعاش سیستم چند درجه آزادی است.  $C_1$ ، ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان‌های الاستیک به تغییرمکان‌های غیرالاستیک مورد انتظار در سازه است که مقدار آن با استفاده از رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } T_s > T_1 \rightarrow C_1 = \max \left[ 1 \& \frac{1 + (R-1) \frac{T_s}{T_1}}{R} \right] \\ \text{if } T_s \leq T_1 \rightarrow C_1 = 1 \end{array} \right. \quad (2)$$

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 است و پارامتر  $R$  از رابطه (۳) بدست می‌آید:

$$R = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} C_m \quad (3)$$

در این رابطه  $V_y$  مقاومت تسلیم به دست آمده از دو خطی کردن منحنی برش پایه-تغییرمکان بام به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی،  $W$  وزن لرزه‌ای، و  $C_m$  ضریب جرم موثر مود اول سازه است که از یک تحلیل مقدار ویژه<sup>۲۳</sup> بدست می‌آید.

با پیاده‌سازی روابط ارائه شده توسط بوسکو و همکاران در نرم‌افزار Excel و با کمک ابزار Solver با چند مرحله سعی و خطا، نیروهای طراحی لرزه‌ای اعضای الاستیک بدست می‌آید. در روش مبتنی بر تغییرمکان اثر مودهای بالاتر هم دیده می‌شود. شایان ذکر است 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.

### • طراحی مهاربندهای کمانش ناپذیر در سیستم RBRBF

طبق توصیه و روش پیشنهادی بوسکو و همکاران، بعد از انتخاب مقاطع مهاربندهای کمانش ناپذیر بر اساس روش مبتنی بر تغییرمکان، سازه طراحی شده با تحلیل طیفی تحت اثر ۲۰ درصد طیف طرح استاندارد ASCE 7-10 [۱۶] در نرم‌افزار ETABS 2016 کنترل می‌گردد که تحت چنین زلزله‌ای مهاربندهای کمانش ناپذیر به صورت خطی عمل کنند.

در نهایت برای تعیین مقادیر نیروهای محوری طراحی، نیروهای محوری لرزه‌ای با نیروهای محوری ناشی از بارگذاری ثقلی با استفاده از ترکیب‌های بارگذاری استاندارد ASCE 7-10 ترکیب می‌شوند. لازم به ذکر است که نیروهای محوری ناشی از بارگذاری ثقلی با تحلیل استاتیکی محاسبه می‌شوند.

<sup>23</sup> Eigenvalue

## • صحت سنجی روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان برای سیستم RBRBF

همانطور که پیشتر بیان شد با پیاده سازی روابط ارائه شده توسط بوسکو و همکاران در نرم افزار Excel و با کمک ابزار Solver در آن نرم افزار، نیروهای محوری لرزه‌ای اعضای الاستیک سیستم RBRBF بدست آمده‌اند. برای تایید درستی پیاده سازی فرمول‌های روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان در نرم افزار Excel و همچنین برای صحت سنجی نحوه مدلسازی سازه‌ی RBRBF در نرم افزار OpenSees، سازه C4 طراحی شده توسط بوسکو و همکاران (سازه‌ی ۴ طبقه RBRBF که در ساختگاهی با شرایط خاک نوع C بر اساس آیین‌نامه Eurocode 8 [۱۷])، جهت ارزیابی انتخاب شد. زمان تناوب‌های مودهای اول و دوم ( $T_1$  و  $T_2$ ) از تحلیل سازه C4 در نرم افزار OpenSees و مقادیر نسبت حداکثر شبه شتاب مود اول به شبه شتاب الاستیک متناسب با مود اول ( $\frac{S_{aR,max}^{(1)}}{S_e^{(1)}}$ )، نسبت شبه شتاب مرتبط با نیروی جانبی مود دوم به شبه شتاب الاستیک متناسب با مود دوم ( $\frac{S_a^{(2)}}{S_e^{(2)}}$ )، نسبت لنگر خمشی مقاوم ناشی از نیروی برشی تیرهای دهانه مهاربندی متناسب با مود اصلی ارتعاش به لنگر خمشی مقاوم ناشی از نیروی محوری مهاربندهای کمانش ناپذیر ( $\frac{M_{R,b}^{(1)}}{M_{R,B}^{(1)}}$ ) و حداکثر تقاضای شکل پذیری مهاربندهای کمانش ناپذیر ( $\mu_{B,max}$ ) براساس روش مبتنی بر تغییر مکان برای سازه C4 در نرم افزار Excel محاسبه شد. مقادیر این پارامترها اختلاف بسیار کمی با مقادیر ارائه شده در جدول ۲ در مطالعه بوسکو و همکاران داشتند. از این مقایسه نتیجه گرفته شد که طراحی و مدلسازی سازه‌های RBRBF مورد مطالعه با روش ارائه شده توسط بوسکو و همکاران مطابقت دارد.

## • طراحی BRBF با استفاده از روش استاتیکی معادل

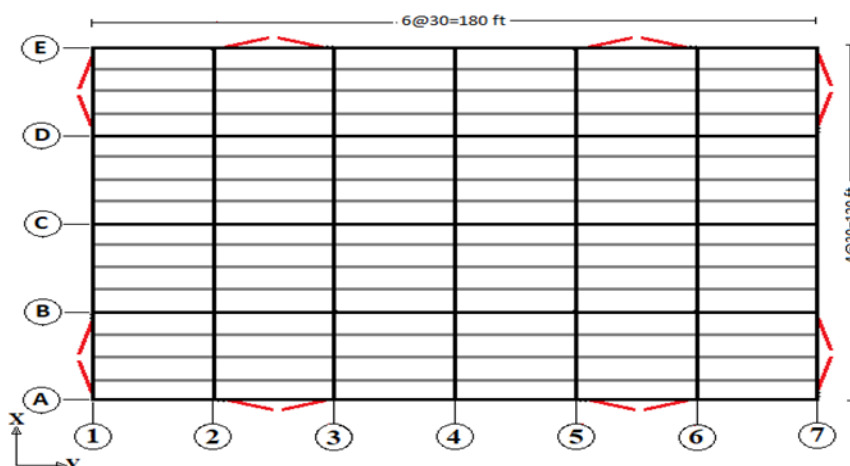
برای طراحی سازه‌های با مهاربندهای کمانش ناپذیر از روش استاتیکی معادل بر اساس استاندارد ASCE 7-10 [۱۶] استفاده شده است و ضریب رفتار سیستم  $R=8$  فرض شده است. مقاطع اعضای سازه بر اساس آیین‌نامه AISC 360-10 [۱۸] و ضوابط لرزه‌ای AISC 341-10 [۱۹] طراحی شده‌اند. برای طراحی تیرها و ستون‌های دهانه مهاربندی بر اساس ظرفیت محوری مهاربندهای کمانش ناپذیر، به دلیل اینکه نرم افزار ETABS قادر به انجام این کار نیست، از شیت‌های Excel نوشته شده برای این منظور استفاده شده است.

سازه‌های در نظر گرفته شده در این مطالعه برای ساختگاهی واقع در شهر سیاتل<sup>۲۴</sup> در ایالت واشینگتن با طول و عرض جغرافیایی  $47/6^\circ$  شمالی و  $122/3^\circ$  غربی طراحی شده‌اند. ساختگاه مورد مطالعه منطقه‌ای است که در معرض زمین‌لرزه‌های پوسته‌ای و همچنین حرکات شدید زمین ناشی از ناحیه فرورانشی کاسکادیا<sup>۲۵</sup> قرار دارد. خاک محل سازه‌ها از نوع خاک سخت مطابق با کلاس D بر اساس استاندارد ASCE 7-10 می‌باشد که در آن سرعت متوسط موج برشی در ۳۰ متر بالایی لایه خاک بین ۱۸۰ تا ۳۶۵ متر بر ثانیه است. همچنین، سازه‌ها از نظر اهمیت مطابق با استاندارد ASCE 7-10 در گروه II قرار دارند. بارگذاری ثقلی سازه‌ها بر اساس ضمیمه C در گزارش GCR 10-917-8 [۲۰]، انجام شده است. مقاطع تیرها، ستون‌ها، المان‌های رابط و مهاربندهای معمولی از نوع مقاطع W آمریکایی و برای مهاربندهای کمانش ناپذیر از مقاطع پیش فرض نرم افزار ETABS، StarBRB، استفاده شده است. مشخصات فولاد مصرفی شامل تنش تسلیم فولاد ( $F_y$ ) برابر با ۵۰ ksi، تنش تسلیم مورد انتظار ( $F_{ye}$ ) برابر با ۵۵ ksi، مدول الاستیسیته فولاد (E) برابر با ۲۹۰۰۰ ksi، تنش تسلیم هسته‌ی فولادی مهاربند کمانش ناپذیر ( $F_{ysc}$ ) برابر با ۴۲ ksi، حداکثر تنش تسلیم هسته‌ی فولادی ( $F_{ysc max}$ ) برابر با ۴۶ ksi و حداقل تنش تسلیم هسته‌ی فولادی ( $F_{ysc min}$ ) برابر با ۳۸ ksi فرض شده‌اند. پلان هر دو گروه سازه‌ها مطابق شکل ۲ مشابه پلان منظم در نظر گرفته شده در پروژه سک [۲۱] می‌باشد. در هر محور پیرامونی دو دهانه سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شده است. پلان سازه‌ها به ابعاد  $120 \times 180$  فوت می‌باشد که در جهت X از ۴ دهانه ۳۰ فوتی و در جهت Y از ۶ دهانه ۳۰ فوتی تشکیل شده است. طبقات دارای

<sup>24</sup> Seattle

<sup>25</sup> Cascadia

ارتفاع یکسان ۱۳ فوت هستند و ارتفاع جان پناه بام ۳/۵ فوت می باشد. سیستم سقف سازه ها از نوع عرشه فولادی می باشد و برای مدلسازی آن از فرض دیافراگم صلب استفاده شده است.



شکل ۲: پلان سازه های در نظر گرفته شده.

مقاطع اعضا در یک دهانه از سیستم های باربر جانبی RBRBF و BRBF برای سازه های در نظر گرفته شده به ترتیب در جداول ۱ و ۲ ارائه شده اند. همچنین، در جدول ۱ مقادیر تقاضای شکل پذیری مهاربندهای کمانش ناپذیر در یک دهانه از سیستم های باربر جانبی RBRBF بدست آمده با استفاده از روابط ۱۱ و ۱۴ در مطالعه انجام شده توسط بوسکو و همکاران گزارش شده اند.

جدول ۱: مقاطع اعضا در یک دهانه از سیستم باربر جانبی RBRBF برای سازه های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه

سازه	طبقه	ستون	تیر	المان رابط	مهاربند معمولی	مساحت هسته BRB (in <sup>2</sup> )	تقاضای شکل پذیری BRB
4-story	4	W10X68	W10X68	W8X48	W8X58	4	12.07
	3	W10X68	W10X68	W10X68	W8X58	4	12.13
	2	W12X136	W12X106	W10X68	W10X77	4	12.59
	1	W12X136	W12X106	-	W10X88	5.5	12.57
8-story	8	W14X82	W10X68	W10X77	W8X48	3	13.17
	7	W14X82	W10X68	W10X77	W8X48	3	13.17
	6	W14X145	W12X120	W12X96	W10X68	3	13.17
	5	W14X145	W12X120	W12X96	W10X68	3	13.49
	4	W14X176	W12X136	W12X96	W10X68	3	13.93
	3	W14X176	W12X136	W12X96	W10X68	4.5	13.94
	2	W14X257	W12X136	W12X96	W10X77	5	13.85
	1	W14X257	W12X152	-	W12X106	5.5	13.61
12-story	12	W14X82	W10X68	W10X77	W8X58	3.5	13.34
	11	W14X82	W10X68	W10X77	W8X58	3.5	13.34
	10	W14X132	W12X96	W12X106	W8X58	3.5	13.34
	9	W14X132	W12X96	W12X106	W8X58	3.5	13.34
	8	W14X176	W12X136	W12X106	W10X68	3.5	13.34
	7	W14X176	W12X136	W12X106	W10X68	3.5	13.97
	6	W14X257	W12X136	W12X106	W10X77	3.5	14.48
5	W14X257	W12X136	W12X106	W10X77	3.5	14.95	



4	W14X311	W12X152	W12X106	W10X88	3.5	15.08
3	W14X311	W12X152	W12X106	W10X88	4.5	15.03
2	W14X398	W12X170	W12X106	W10X88	5.5	14.86
1	W14X398	W12X170	-	W12X106	6.5	14.57

جدول ۲: مقاطع اعضا در یک دهانه از سیستم باربر جانبی BRBF برای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه

سازه	طبقه	ستون	تیر	مساحت هسته BRB (in <sup>2</sup> )
4-story	4	W10X45	W14X38	1.5
	3	W10X45	W14X38	2.5
	2	W10X77	W14X38	3
	1	W10X77	W14X38	3.5
8-story	8	W10X45	W14X38	1
	7	W10X45	W14X38	2
	6	W10X77	W14X38	3
	5	W10X77	W14X38	3.5
	4	W12X106	W14X38	4
	3	W12X106	W14X38	4
	2	W14X145	W16X45	4.5
	1	W14X145	W16X45	4.5
12-story	12	W10X45	W16X40	2
	11	W10X45	W16X40	2
	10	W10X77	W16X40	3
	9	W10X77	W16X45	3.5
	8	W12X106	W16X45	4
	7	W12X106	W16X50	4.5
	6	W14X193	W16X50	5
	5	W14X193	W18X55	5.5
	4	W14X233	W18X55	5.5
	3	W14X233	W18X55	5.5
	2	W14X311	W18X55	5.5
	1	W14X311	W18X55	5.5

### ۳- مدل‌سازی سازه‌ها

به دلیل این که سازه‌های طراحی شده در پلان منظم و متقارن هستند، و همچنین سیستم‌های باربر جانبی در دو جهت عمود بر هم دارای اعضای مشترک نیستند، برای مدل‌سازی سازه‌ها از مدل‌های دو بعدی استفاده شده است. بدین منظور، یکی از چهار دهانه مهاربندی در جهت محور Y با استفاده از نرم‌افزار OpenSees [۲۲] جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی<sup>۲۶</sup> (IDA) شبیه‌سازی شده است. لازم به ذکر است که استفاده از مدل‌های دو بعدی برای سازه‌هایی که شرایط شرح داده شده در فوق را دارند امری متداول است (به عنوان نمونه [۷ و ۲۳]). همانطور که در شکل ۳ نشان داده شده است، اثرات P-Δ ستون‌های ثقلی با مدل‌سازی یک ستون تکیه‌گاهی<sup>۲۷</sup> در

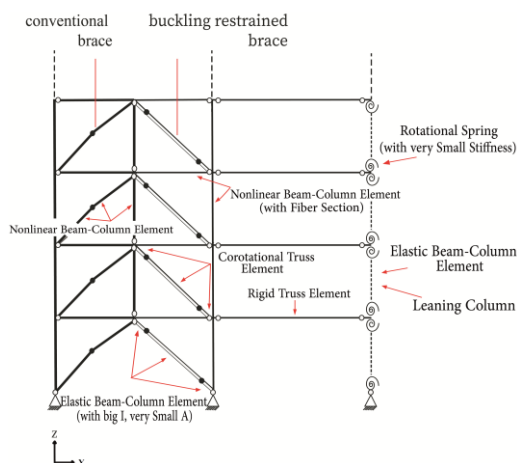
<sup>۲۶</sup> Incremental Dynamic Analysis (IDA)

<sup>۲۷</sup> Leaning Column

کنار دهانه مهاربندی در نظر گرفته شده‌اند. بعد از مدلسازی سازه‌ها، ۲۲ جفت رکورد زلزله شامل رکوردهایی با مدت زمان حرکات شدید کوتاه و بلند (رکوردهای پوسته‌ای و فرورانشی) مطابق جدول ۳، بر گرفته از مطالعه باربوسا و همکاران [۲۴]، برای انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی انتخاب شده‌اند. برای هر یک از رکوردها، مقدار ظرفیت فروریزش سازه، که متناظر با رسیدن به حداکثر دررفت بین‌طبقه‌ای ۰/۱ فرض شده است، با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی بدست آورده شده است. بعد از مدلسازی سازه‌ها در نرم‌افزار OpenSees از نرم‌افزار MATLAB به همراه OpenSees جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی استفاده شده است.

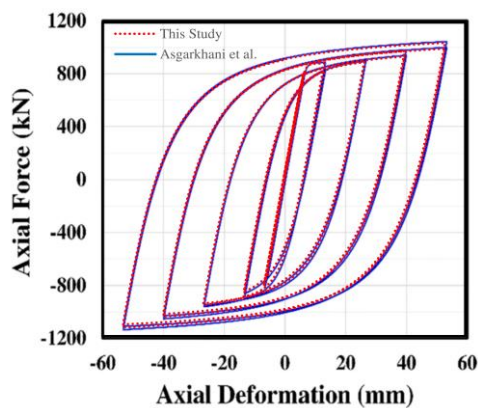
برای مدلسازی در نرم‌افزار OpenSees همانطور که قبل‌تر گفته شد فقط یک دهانه سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شده است و با تقسیم کردن یک چهارم جرم هر طبقه بر ۲، جرم بدست آمده به هر یک از دو گره دهانه مهاربندی در تراز طبقات اختصاص داده شده است. برای مدلسازی تیرها، ستون‌ها، المان‌های رابط و مهاربندهای معمولی از المان‌های تیر-ستون غیرخطی با مقطع فایبر<sup>۲۸</sup> استفاده شده است. برای ایجاد دیافراگم صلب، گره‌های دو سمت تیر اصلی با استفاده از یک المان خرپایی<sup>۲۹</sup> صلب (با مساحت خیلی زیاد) به یکدیگر متصل شده‌اند. همچنین، برای اتصال دهانه مهاربندی به ستون تکیه‌گاهی نیز 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 از طراحی بوده و دو قسمت ابتدایی و انتهایی نیز با سطح مقطعی با مساحت ۵ برابر مساحت هسته مهاربند و با استفاده از مصالح الاستیک، برای جلوگیری از وارد شدن به ناحیه غیرخطی، مدلسازی شده‌اند. طول قسمت میانی ۰/۷ و طول هر یک از قسمت‌های ابتدایی و انتهایی ۰/۱۵ طول کل مهاربند را تشکیل می‌دهد. همچنین، برای جلوگیری از ناپایداری عددی و کمانش مهاربندها از ۳ المان تیر-ستون الاستیک با مساحت ناچیز و سختی خمشی خیلی زیاد به موازات مهاربند اصلی استفاده شده است [۲۵]. مدلسازی رفتار غیرخطی فولاد با استفاده از مصالح Steel02 در نرم‌افزار OpenSees انجام شده است. رفتار این مصالح از مدل Giuffre-Menegotto-Pinto پیروی می‌کند. پارامترهای مصالح که کنترل‌کننده انتقال رفتار الاستیک به پلاستیک ( $R_0$ ،  $CR_1$  و  $CR_2$ ) 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 [۲۶] برای مصالح Steel02، در تیرها، ستون‌ها، المان‌های رابط و مهاربندهای معمولی به صورت  $R_0=20$ ،  $CR_1=0/925$ ،  $CR_2=0/15$ ،  $a_1=0$ ،  $a_2=1$  و  $a_3=0$  و  $a_4=1$  در نظر گرفته شده‌اند. برای مهاربندهای کمانش ناپذیر از همین مقادیر برای اکثر پارامترهای فوق استفاده شده است با این تفاوت که مقدار پارامترهای  $a_1$  و  $a_3$  به ترتیب برابر با ۰/۰۷ و ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است. پارامترهای خستگی اعضا، برای تیرها، ستون‌ها و المان‌های رابط برابر با مقادیر پیش فرض تعریف شده در نرم‌افزار OpenSees و برای مهاربندهای کمانش ناپذیر طبق بررسی یوریز و مهین [۴]،  $E_0=0/12$  و  $m=-0/458$  و برای مهاربندهای معمولی طبق مطالعه لای و مهین [۷]،  $E_0=0/22$  و  $m=-0/458$  در نظر گرفته شده‌اند. همچنین، بر اساس مطالعه لای و مهین مقدار طول نقص مهاربند  $\Delta=L/1000$  و هر عضو مهاربند معمولی به صورت دو المان فرض شده است. نسبت سخت شوندگی کرنشی<sup>۳۰</sup> ( $\alpha$ ) همه اعضا (تیرها، ستون‌ها، المان‌های رابط و مهاربندها) در هر مدل برابر با ۰/۰۳ فرض شده است. میرایی ذاتی سازه به صورت میرایی رایلی مدلسازی شده است و ۵ درصد میرایی بحرانی به مود اول ارتعاش و مود ارتعاشی که نسبت تجمعی مشارکت جرمی در آن بیش از ۹۵ درصد می‌باشد اختصاص داده شده است. زمان تناوب‌های اصلی سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم‌های RBRBF و BRBF بدست آمده با استفاده از نرم‌افزار OpenSees در جدول ۴ ارائه شده‌اند.

<sup>۲۸</sup> Fiber Section<sup>۲۹</sup> Truss Element<sup>۳۰</sup> Strain Hardening Ratio

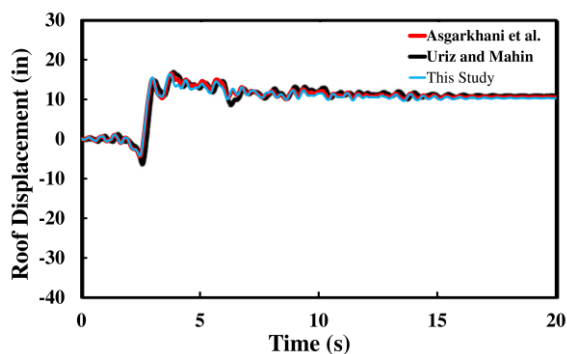


شکل ۳. نحوه مدل‌سازی سازه‌های RBBBF.

در این مطالعه، برای صحت‌سنجی روش مدل‌سازی مهاربند کم‌انرژی ناپذیر از منحنی تاریخچه زمانی تغییر مکان بام یک قاب ۳ طبقه مهاربندی کم‌انرژی ناپذیر (3vb)، که توسط سابلی [۲۷] طراحی شده، استفاده شده است. مطابق شکل ۴-الف، تاریخچه زمانی تغییر مکان بام بدست آمده تحت رکورد LA25 با استفاده از روش مدل‌سازی این مطالعه، با تاریخچه‌های زمانی تغییر مکان بام ارائه شده در مطالعات عسگرخانی و همکاران [۲۳] و یوریز و مهین [۴] تطابق خوبی دارد. شکل ۴-ب پاسخ هیستریزیک یک مهاربند کم‌انرژی ناپذیر ارائه شده در مطالعه عسگرخانی و همکاران را با پاسخ هیستریزیک بدست آمده برای همان مهاربند با استفاده از روش مدل‌سازی این مطالعه مقایسه می‌کند. همانطور که مشاهده می‌شود پاسخ‌های هیستریزیک بدست آمده تقریباً با یکدیگر یکسان می‌باشند.



(ب)



(ف)

شکل ۴: الف) مقایسه بین منحنی تاریخچه زمانی تغییر مکان بام قاب 3vb تحت رکورد LA25 حاصل از روش مدل‌سازی مهاربند کم‌انرژی ناپذیر که در این مطالعه در نظر گرفته شده با منحنی‌های ارائه شده در مطالعات عسگرخانی و همکاران و یوریز و مهین. ب) مقایسه بین پاسخ‌های هیستریزیک یک مهاربند کم‌انرژی ناپذیر بدست آمده با استفاده از روش مدل‌سازی در نظر گرفته شده در این مطالعه و روش بکار گرفته شده توسط عسگرخانی و همکاران.

جدول ۳: مشخصات ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی ارائه شده توسط باریوسا و همکاران [۲۴]

pair	Subduction							Crustal								
	Earthquake	Year	Station	Comp.	Mag.	R(km)	PGA(g)	D5-75(s)	Earthquake	Year	Station	Comp.	Mag.	R(km)	PGA(g)	D5-75(s)
1	Valparaiso (Chile)	1985	El Almendral	L	7.8	63.8	0.22	18.3	Chalfant Valley-02	1986	Zack Brothers Ranch	360	6.2	7.6	0.4	2.6
2	Valparaiso (Chile)	1985	Llolleo	L	7.8	41.8	0.33	19.4	Livermore-02	1980	San Ramon-East. Kodak	180	5.4	18.3	0.28	0.7
3	Valparaiso (Chile)	1985	Laligua	200	7.8	44.0	0.13	19.3	Mammoth Lakes-02	1980	Convict Creek	90	5.7	9.5	0.16	2.6
4	Valparaiso (Chile)	1985	San Fernando	EW	7.8	75.0	0.34	12.6	Gazli, USSR	1976	Karakyr	0	6.8	5.5	0.7	4.6
5	Maule (Chile)	2010	Angol	EW	8.8	65.6	0.7	30.2	Irpinia, Italy-01	1980	Brienza	0	6.9	22.6	0.22	4
6	Maule (Chile)	2010	Constitucion	L	8.8	38.6	0.54	31.8	Managua, Nicaragua-01	1972	Managua, ESSO	90	6.2	4.1	0.36	4.9
7	Maule (Chile)	2010	curico	NS	8.8	65.1	0.47	37.2	Coalinga-01	1983	Parkfield - St. Corral .3E	90	6.4	34.0	0.11	5.4
8	Maule (Chile)	2010	Hualane	T	8.8	50.0	0.45	33.7	Santa Barbara	1978	Cachuma Dam Toe	250	5.9	27.4	0.1	4.3
9	Maule (Chile)	2010	Papudo	L	8.8	116.2	0.3	20.1	Lytle Creek	1970	CedarSprings Pmp.	126	5.3	23.9	0.06	1.1
10	Maule (Chile)	2010	Vina del Mar	EW	8.8	66.4	0.34	18.9	San Fernando	1971	Lake Hughes No.1	21	6.6	27.4	0.15	4.4
11	Tohoku (japan)	2011	Miyakoji	EW	9	64.0	0.84	67.6	Parkfield-02, CA	2004	Parkfield-Cholame 5W	90	6	6.9	0.25	1.8
12	Tohoku (japan)	2011	Takahata	EW	9	122.0	0.2	81.7	Coyote Lake	1979	Gilroy Array No4	360	5.7	5.7	0.25	5
13	Tohoku (japan)	2011	Fukushima	EW	9	99.0	0.32	77.2	Friuli, Italy-02	1976	San Rocco	0	5.9	14.5	0.06	2.8
14	Tohoku (japan)	2011	Iwanuma	EW	9	85.0	0.26	70.3	L Aquila, Italy	2009	Celano	NS	6.3	21.4	0.09	3.9
15	Tohoku (japan)	2011	Tsukidate	EW	9	75.1	1.25	56.6	Imperial Valley-06	1979	Compuertas	15	6.5	15.3	0.19	12.1
16	Tohoku (japan)	2011	Sakura	NS	9	122.3	0.49	28.6	Tabas, Iran	1978	Dayhook	L	7.4	13.9	0.32	6.7
17	Tohoku (japan)	2011	Haga	EW	9	95.1	0.24	30	Parkfield	1966	Cholame-Shandon No.12	50	6.2	17.9	0.06	14.3
18	Tohoku (japan)	2011	Chiba	EW	9	138.4	0.14	43.6	San Francisco	1957	Golden Gate Park	10	5.3	13.7	0.09	1.1
19	Tohoku (japan)	2011	Hirata	NS	9	73.7	0.35	64.7	Hollister-03	1974	Hollister City Hall	181	5.1	11.5	0.09	3.7
20	Southern Peru	2010	Moquegua	EW	8.4	76.7	0.3	22.2	San Fernando	1971	Pasadena-CIT Ath.	0	6.6	27.2	0.1	6
21	Southern Peru	2010	Arica Casa	NS	8.4	142.8	0.28	10.4	Imperial Valley-06	1979	Coachella Canal No.4	L	6.5	50.1	0.12	4.7
22	Chi-Chi (Taiwan)	1999	CWB ALS	NS	7.6	10.8	0.18	13.6	Irpinia, Italy-02	1980	Bisaccia	0	6.2	16.3	0.06	9.6
$\mu$								36.8								4.8
$\sigma$								22.6								3.4
min								10.4								0.7
max								81.7								14.3

جدول ۴: مقایسه زمان تناوب‌های اصلی سازه‌های در نظر گرفته شده بدست آمده با استفاده از نرم‌افزار OpenSees

Structure	$T_1$ (sec)	
	RBRBF	BRBF
4-story	0.61	<b>0.96</b>
8-story	1.33	<b>1.83</b>
12-story	2.12	<b>2.59</b>

#### ۴- ارزیابی فروریزش لرزه‌ای سازه‌های مورد مطالعه

در این بخش نتایج تحلیل‌های دینامیکی افزایشی برای سازه‌های با سیستم‌های RBRBF و BRBF مورد بررسی و مقایسه قرار می‌گیرد. همانطور که پیش‌تر نیز گفته شد برای انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی از مجموعه ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی ارائه شده توسط باریوسا و همکاران با مدت زمان حرکات شدید کوتاه و بلند استفاده شده است. در ادامه نتایج تحلیل‌ها شامل منحنی‌های IDA، منحنی‌های شکنندگی<sup>۳۱</sup>، مقادیر میانگین فراوانی سالیانه فروریزش<sup>۳۲</sup> و همچنین، احتمال فروریزش در ۵۰ سال<sup>۳۳</sup> تحت زلزله‌های پوسته‌ای و فرورانشی ارائه شده است.

#### • منحنی‌های بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA)

مقیاس نمودن رکوردها برای تحلیل‌های IDA با استفاده از سنجح شدت<sup>۳۴</sup>  $Sa(T_1)$  انجام شده و همچنین از حداکثر دریافت بین طبقه‌ای<sup>۳۵</sup> به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی<sup>۳۶</sup> استفاده شده است. در تحلیل‌های IDA حداکثر دریافت بین طبقه‌ای متناظر با فروریزش

<sup>۳۱</sup> Fragility Curve

<sup>۳۲</sup> Mean annual frequency of collapse

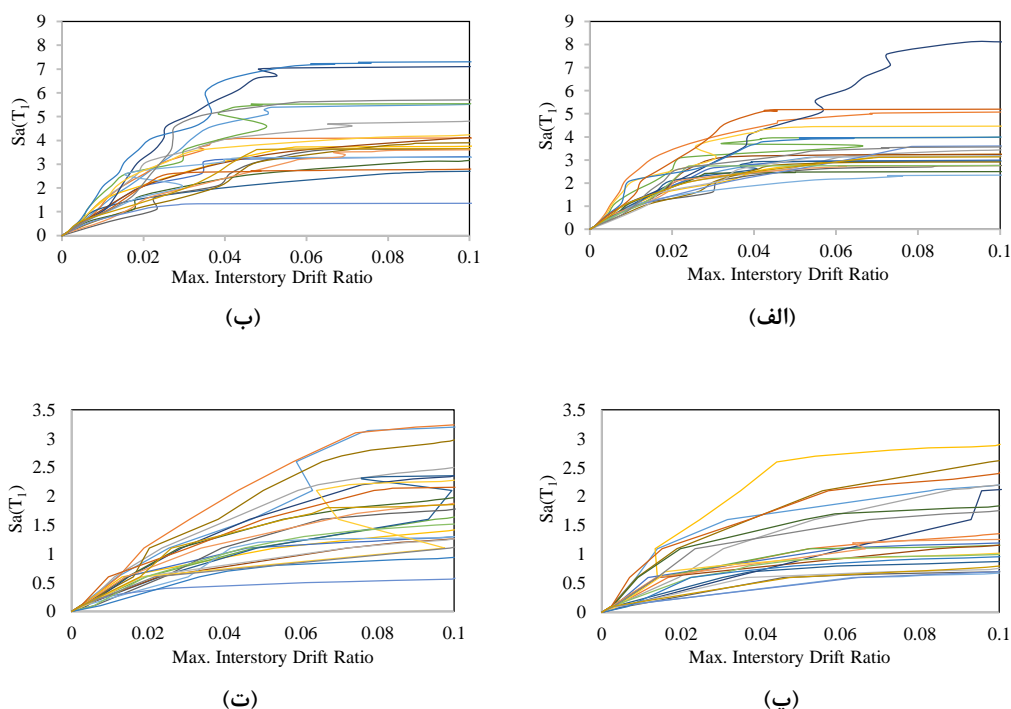
<sup>۳۳</sup> Probability of collapse in 50 years

<sup>۳۴</sup> Intensity Measure (IM)

<sup>۳۵</sup> Maximum Interstory Drift Ratio (MIDR)

<sup>۳۶</sup> Engineering Demand Parameter (EDP)

برابر با ۰/۱ تعیین شده است. به عنوان نمونه در شکل ۵، منحنی‌های IDA مربوط به سازه‌های ۴ طبقه با سیستم‌های RBRBF و BRBF به ازای ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی ارائه شده است. هر نمودار شامل ۲۲ منحنی IDA می‌باشد.



شکل ۵: منحنی‌های IDA برای سازه ۴ طبقه؛ الف) با سیستم RBRBF به ازای ۲۲ رکورد فرورانشی، ب) با سیستم RBRBF به ازای ۲۲ رکورد پوسته‌ای، پ) با سیستم BRBF به ازای ۲۲ رکورد فرورانشی و ت) با سیستم BRBF به ازای ۲۲ رکورد پوسته‌ای.

#### • میانه ظرفیت فروریزش سازه‌ها تحت ۲۲ جفت رکورد باربوسا و همکاران

مقادیر میانه ظرفیت فروریزش ( $Sa_{col}$ ) سازه‌های RBRBF و BRBF تحت ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی و همچنین انحراف معیار لگاریتمی مقادیر ظرفیت فروریزش در جدول ۵ ارائه شده است. نتایج بدست آمده نشان دادند که مقادیر میانه ظرفیت فروریزش در تمامی سازه‌ها تحت رکوردهای فرورانشی کمتر از مقادیر متناظر تحت رکوردهای پوسته‌ای هستند. این بدان معناست که برای یک سازه مشخص، رکوردهای فرورانشی در شدت یکسان تغییرشکل‌های بزرگتری را نسبت به رکوردهای پوسته‌ای در سازه ایجاد می‌کنند. این مسئله منجر به آن شد که سازه تحت زلزله‌های فرورانشی در شتاب طیفی کمتری دچار فروریزش گردد.

جدول ۵: مقادیر میانه ظرفیت فروریزش سازه‌ها تحت ۲۲ جفت رکورد (برحسب g) و انحراف معیار لگاریتمی متناظر با آنها

Structure	Records	Median $Sa_{col}$ ( $\sigma_{lnSa_{col}}$ )	
		RBRBF	BRBF
4-story	Subduction	3.45 (0.28)	<b>1.29 (0.47)</b>
	Crustal	3.98 (0.37)	<b>1.71 (0.42)</b>
8-story	Subduction	1.36 (0.36)	<b>0.46 (0.25)</b>
	Crustal	1.65 (0.40)	<b>0.6 (0.30)</b>
12-story	Subduction	0.66 (0.42)	<b>0.25 (0.38)</b>
	Crustal	0.74 (0.43)	<b>0.29 (0.34)</b>

### • ارزیابی نسبت حاشیه ایمنی فروریزش سازه‌ها تحت ۲۲ جفت رکورد

نسبت حاشیه ایمنی فروریزش (CMR) برابر با نسبت میانه ظرفیت فروریزش بدست آمده از تحلیل IDA تحت رکوردهای زلزله به شتاب طیفی حداکثر زلزله محتمل ( $MCE_R$ ) در زمان تناوب مود اول سازه می‌باشد. با توجه به تعریف فوق، با تقسیم مقادیر میانه ظرفیت فروریزش ارائه شده در جدول ۵ بر  $Sa_{MCE_R}(T_1)$  مختص به هر سازه مطابق استاندارد ASCE 7-10 مقادیر CMR برای هر مدل سازه‌ای محاسبه شد و نتایج حاصل از آن در جدول ۶ ارائه شده است. نتایج بدست آمده نشان دادند که مقادیر CMR سازه‌ها تحت رکوردهای فرورانشی کمتر از رکوردهای پوسته‌ای می‌باشد. به عبارت دیگر، سازه‌ها تحت زلزله‌های فرورانشی نسبت به زلزله‌های پوسته‌ای از حاشیه ایمنی کمتری در برابر فروریزش برخوردارند. علاوه بر این، مقادیر CMR سازه‌های RBRBF نسبت به سازه BRBF متناظر با ارتفاع یکسان تحت هر دو مجموعه رکورد پوسته‌ای و فرورانشی به ازای تعداد طبقات مختلف برای سازه بین ۴۸ تا ۱۱۵ درصد بیشتر می‌باشند. در نتیجه، مقادیر CMR سازه‌ها با تغییر سیستم باربر جانبی از BRBF به RBRBF به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش یافته است. به عنوان مثال، برای سازه ۱۲ طبقه تحت رکوردهای فرورانشی با تغییر سیستم باربر جانبی سازه از BRBF به RBRBF، مقدار CMR از ۰/۸۲ به ۱/۷۶ افزایش یافته است. نتیجه قابل توجه دیگر آن است که مقادیر CMR بدست آمده برای سازه ۱۲ طبقه با سیستم BRBF تحت هر دو مجموعه رکورد پوسته‌ای و فرورانشی کمتر از یک شده و این به معنای نداشتن حاشیه ایمنی فروریزش لازم برای این سازه می‌باشد. اما برای سازه ۱۲ طبقه با سیستم RBRBF مقادیر CMR با افزایش ۱۱۳ تا ۱۱۵ درصدی نسبت به سازه ۱۲ طبقه با سیستم BRBF، برای هر دو مجموعه رکورد پوسته‌ای و فرورانشی به ترتیب ۱/۹۸ و ۱/۷۶ ( $CMR > 1$ ) می‌باشند. شایان ذکر است که اگر اتصالات تیر به ستون را در سازه‌های BRBF گیردار فرض شوند، احتمالاً مقدار CMR برای سازه ۱۲ طبقه با سیستم BRBF بیشتر از ۱ می‌شود.

جدول ۶: مقادیر CMR سازه‌ها تحت ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی

Structure	Records	RBRBF	BRBF	$CMR_{RBRBF}/CMR_{BRBF}$
4-story	Subduction	2.65	1.56	1.70
	Crustal	3.07	2.07	1.48
8-story	Subduction	2.28	1.06	2.15
	Crustal	2.77	1.38	2.01
12-story	Subduction	1.76	0.82	2.15
	Crustal	1.98	0.93	2.13

### • منحنی‌های شکنندگی فروریزش سازه‌ها تحت ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی

منحنی شکنندگی فروریزش بیانگر احتمال فروریزش یک سازه به ازای شدت‌های مختلف زلزله می‌باشد. 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 از تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، منحنی شکنندگی فروریزش از رابطه (۴) بدست می‌آید.

$$P(C | Sa(T_1) = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \mu}{\beta}\right) \quad (4)$$

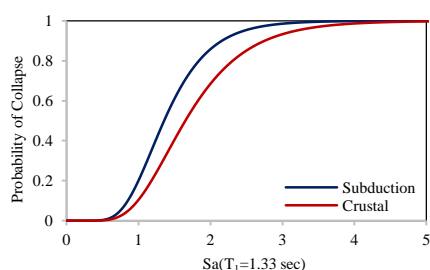
که در آن  $P(C | Sa(T_1) = x)$  احتمال فروریزش سازه با فرض  $Sa(T_1) = x$ ،  $\Phi(\cdot)$  تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد،  $\mu$  میانگین مقادیر  $\ln(Sa_{col})$  و  $\beta$  انحراف معیار مقادیر  $\ln(Sa_{col})$  می‌باشد. مقادیر  $\mu$  و  $\beta$  به ترتیب با استفاده از روابط (۵) و (۶) محاسبه می‌شوند.

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(Sa_{col_i}) \quad (5)$$

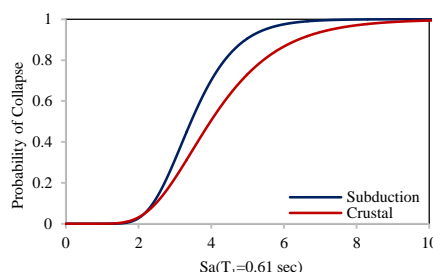
$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(Sa_{col_i}) - \mu)^2} \quad (6)$$

در روابط فوق،  $Sa_{col}$  شتاب طیفی متناظر با فروریزش سازه به ازای رکورد  $i$  و  $n$  تعداد رکوردها می باشد.

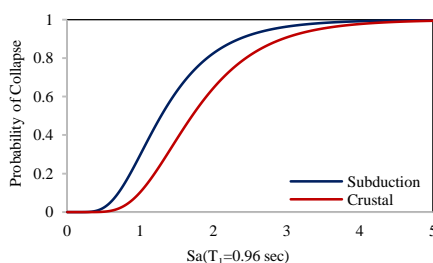
مقایسه منحنی های شکنندگی فروریزش سازه های RBRBF و BRBF تحت ۲۲ جفت رکورد پوسته ای و فرورانشی در شکل ۶ انجام شده است. نتایج حاصل از منحنی های شکنندگی فروریزش سازه ها نشان می دهند که احتمال فروریزش تمامی سازه ها تحت رکوردهای فرورانشی بیشتر از احتمال متناظر تحت رکوردهای پوسته ای می باشد.



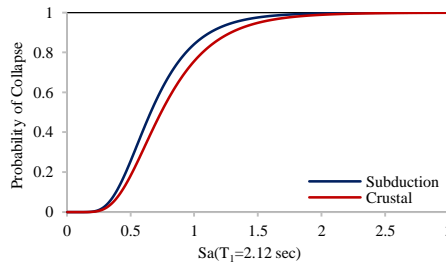
(ب)



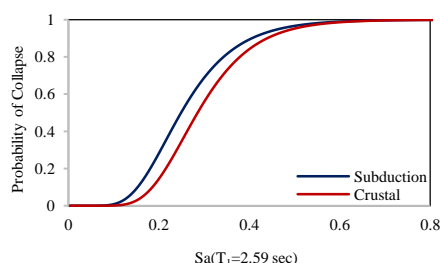
(الف)



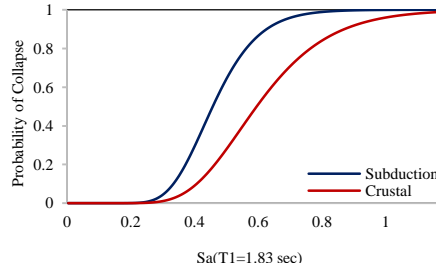
(ت)



(پ)



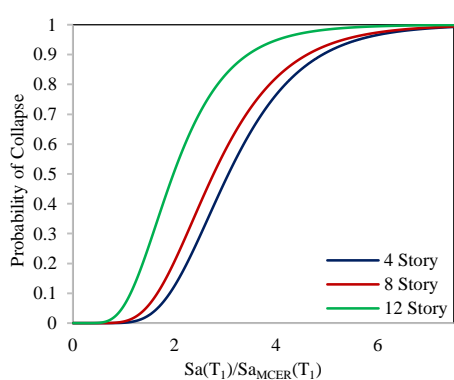
(ج)



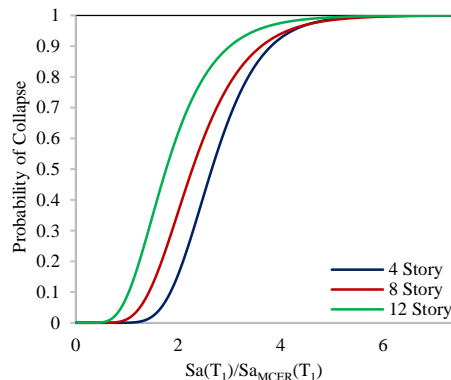
(ث)

شکل ۶: منحنی های شکنندگی فروریزش تحت ۲۲ جفت رکورد پوسته ای و فرورانشی برای سازه؛ الف) ۴ طبقه با سیستم RBRBF، ب) ۸ طبقه با سیستم RBRBF، پ) ۱۲ طبقه با سیستم RBRBF، ت) ۴ طبقه با سیستم BRBF، ث) ۸ طبقه با سیستم BRBF، ج) ۱۲ طبقه با سیستم BRBF.

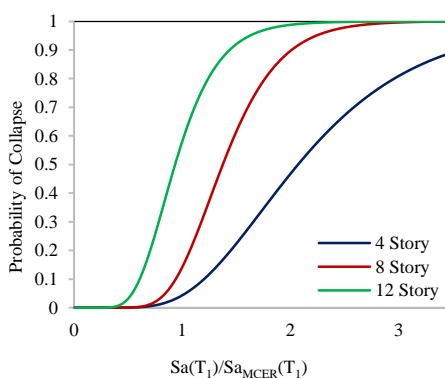
در این مطالعه، برای بررسی عملکرد سازه های RBRBF و BRBF با تعداد طبقات مختلف و میزان تاثیر افزایش ارتفاع سازه بر منحنی های شکنندگی فروریزش از منحنی های شکنندگی نرمال شده استفاده شده است. منحنی های شکنندگی فروریزش نرمال شده سازه های با زمان تناوب های مختلف با تقسیم مقادیر  $Sa(T_1)$  در منحنی شکنندگی فروریزش هر سازه به مقدار  $Sa_{MCE}(T_1)$  مختص به آن سازه بدست آمده اند. به عنوان نمونه، شکل ۷ تاثیر افزایش ارتفاع سازه ها بر احتمال فروریزش تحت رکوردهای پوسته ای و فرورانشی را نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود، به ازای یک مقدار مشخص  $Sa(T_1)/Sa_{MCE}(T_1)$  با افزایش ارتفاع سازه احتمال فروریزش آن افزایش می یابد.



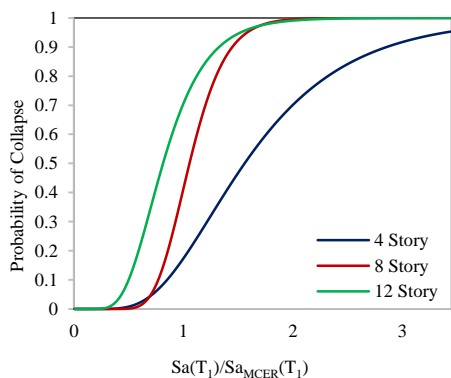
(ب)



(الف)



(ت)

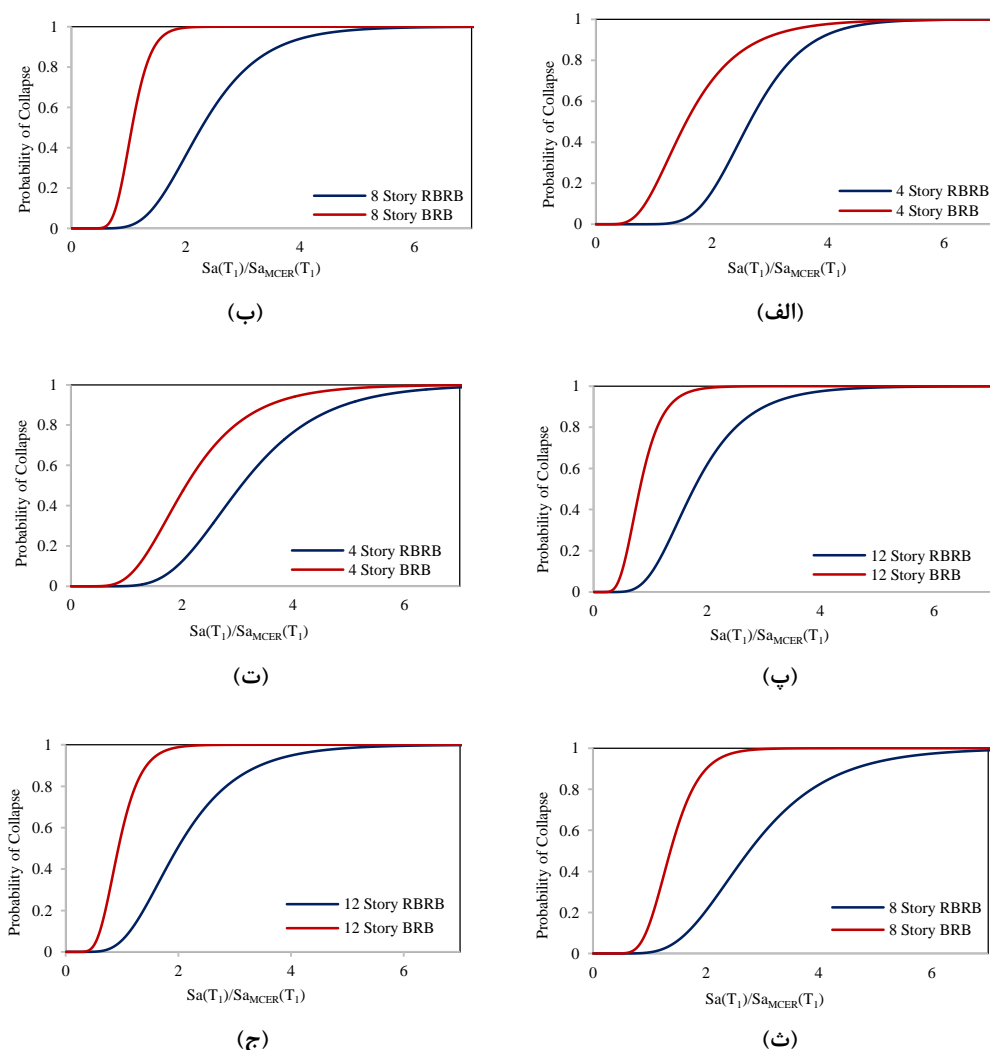


(پ)

شکل ۷: مقایسه منحنی‌های شکنندگی فروریزش نرمال شده سازه‌های؛ (الف) RBRBF تحت ۲۲ رکورد فرورانشی (ب) RBRBF تحت ۲۲ رکورد پوستانه‌ای (پ) BRBF تحت ۲۲ رکورد فرورانشی (ت) BRBF تحت ۲۲ رکورد پوستانه‌ای.

شکل ۸ منحنی‌های شکنندگی نرمال شده سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم BRBF و RBRBF را تحت اثر رکوردهای پوستانه‌ای و فرورانشی نشان می‌دهد. هدف مقایسه انجام شده در این شکل آن است که برای یک سازه با ارتفاع مشخص، تغییر سیستم باربر لرزه‌ای از BRBF به RBRBF چه تاثیری بر منحنی شکنندگی فروریزش نرمال شده دارد. نتایج بدست آمده نشان دادند که تحت هر دو مجموعه رکورد پوستانه‌ای و فرورانشی، به ازای یک مقدار مشخص  $Sa(T_1)/Sa_{MCER}(T_1)$ ، احتمال فروریزش سازه RBRBF کمتر از BRBF است. بدین ترتیب می‌توان نتیجه گرفت که تغییر سیستم BRBF به سیستم RBRBF منجر به کاهش قابل توجهی در احتمال فروریزش می‌شود و سازه با سیستم RBRBF عملکرد لرزه‌ای بهتری دارد.





شکل ۸: مقایسه منحنی‌های شکنندگی فروریزش نرمال شده سازه‌های RBRBF با BRBF (الف) ۴ طبقه تحت ۲۲ رکورد فرورانشی، (ب) ۸ طبقه تحت ۲۲ رکورد فرورانشی، (پ) ۱۲ طبقه تحت ۲۲ رکورد فرورانشی، (ت) ۴ طبقه تحت ۲۲ رکورد پوسته‌ای، (ث) ۸ طبقه تحت ۲۲ رکورد پوسته‌ای و (ج) ۱۲ طبقه تحت ۲۲ رکورد پوسته‌ای.

#### • ارزیابی احتمالاتی ریسک فروریزش لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی

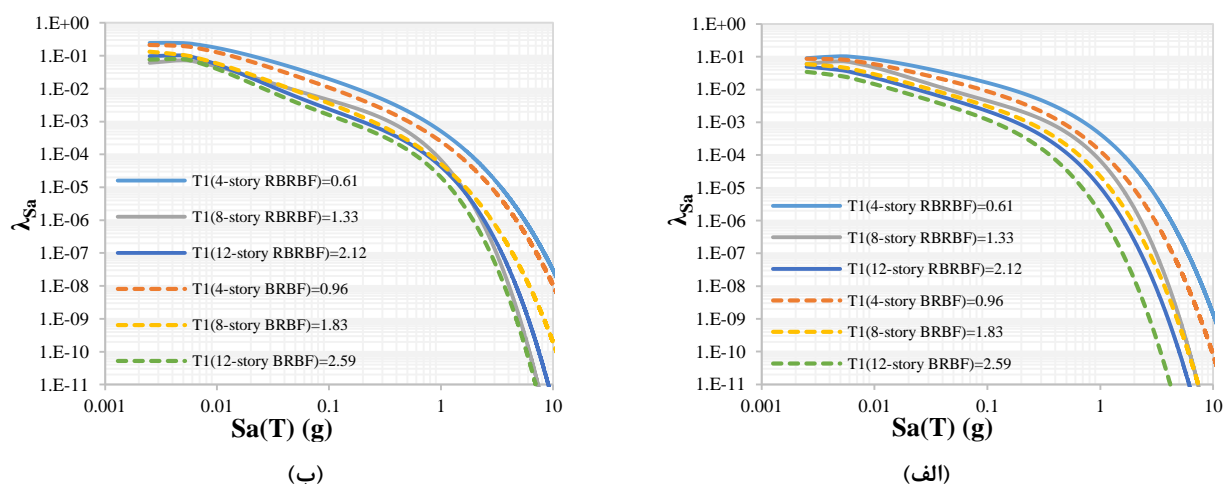
برای ارزیابی ریسک فروریزش لرزه‌ای سازه‌ها از میانگین فراوانی سالیانه فروریزش،  $\lambda_c$  استفاده شده است. مقادیر میانگین فراوانی سالیانه فروریزش از ترکیب منحنی شکنندگی فروریزش سازه که احتمال فروریزش سازه را بر حسب شدت حرکت زمین بیان می‌کند با منحنی خطر لرزه‌ای که میانگین فراوانی سالیانه تجاوز از شدت‌های مختلف حرکت زمین در یک ساختگاه را نشان می‌دهد، بر اساس رابطه (۷) محاسبه شد. در نهایت، مقادیر  $\lambda_c$  مربوط به زلزله‌های پوسته‌ای و فرورانشی برای هر سازه با یکدیگر جمع شدند و میانگین فراوانی سالیانه فروریزش کلی برای سازه مورد نظر از رابطه (۸) بدست آمد [۲۸].

$$\lambda_c = \int_0^{\infty} P(C | Sa) \cdot d\lambda_{Sa}(Sa) \quad (7)$$

$$\lambda_{cTotal} = \lambda_{cCru} + \lambda_{cSub} \quad (8)$$

که در آن  $P(C|Sa)$  احتمال فروریزش سازه به هنگام قرار گرفتن در معرض زلزله با شدت  $Sa$ ، و  $\lambda_{Sa}(Sa)$  میانگین سالیانه فراگذشت از شدت زمین لرزه  $Sa$  می‌باشند.

در این تحقیق، منحنی‌های خطر لرزه‌ای از وبسایت USGS [۲۹] با توجه به شرایط ساختگاه اعم از نوع خاک، و طول و عرض جغرافیایی که در بخش ۲ بیان شده است، استخراج شدند. با توجه به اینکه در وبسایت USGS، منحنی‌های خطر هر ساختگاه برای یک سری از زمان تناوب‌های خاص ارائه شده‌اند، برای محاسبه منحنی خطر به ازای زمان تناوب‌های اصلی سازه‌های در نظر گرفته شده، از درونیابی استفاده شد. بدین ترتیب منحنی‌های خطر برای ساختگاه مورد مطالعه در این تحقیق به‌ازای زمان تناوب‌های ۰/۵، ۰/۷۵، ۱، ۲ و ۳ ثانیه از وبسایت مذکور استخراج شدند. سپس با استفاده از روش ارائه شده توسط ایدس [۳۰] برای زمان تناوب سازه‌های مدلسازی شده درونیابی انجام گرفت و منحنی خطر لرزه‌ای برای هر مدل محاسبه شد. برای ساده‌سازی فرآیند درونیابی با روش مذکور و با توجه به آنکه در منحنی‌های خطر بدست آمده از وبسایت USGS سطوح خطر گزارش شده و سطوح شدت به ازای زمان تناوب‌های مختلف با هم برابر نیستند، از مقادیر  $\lambda_{Sa}$  و  $Sa(T)$  برای هر زمان تناوب فرض شده لگاریتم گرفته شد و منحنی چند جمله‌ای مرتبه چهارم به آن‌ها برازش داده شد. در شکل ۹ منحنی‌های خطر درونیابی شده بر اساس زمان تناوب‌های اصلی سازه‌های در نظر گرفته شده برای هر دو نوع زلزله ارائه شده‌اند.

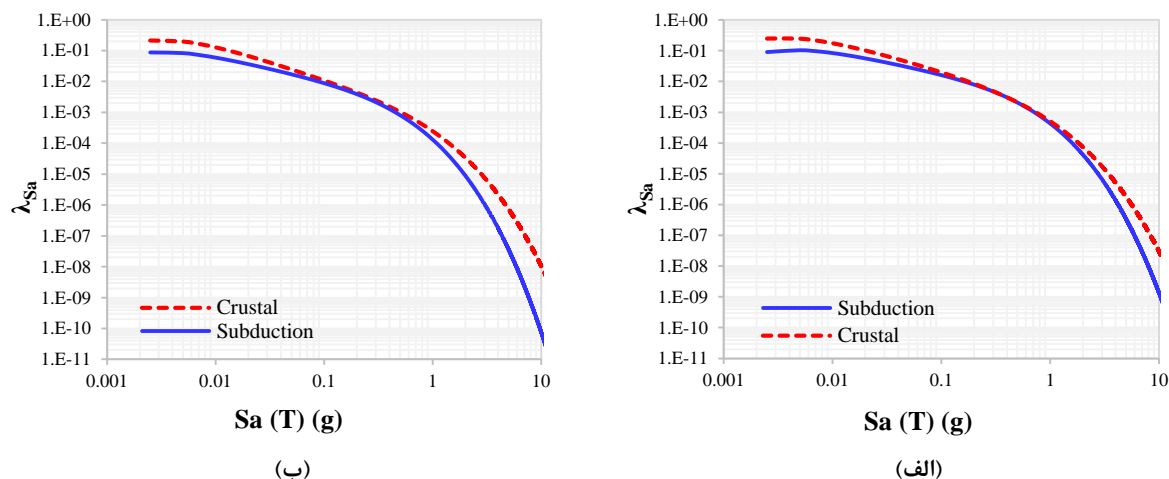


شکل ۹: منحنی‌های خطر درونیابی شده مطابق زمان تناوب‌های اصلی سازه‌های در نظر گرفته شده برای زلزله‌های؛ الف) فرورانشی و ب) پوسته‌ای.

مقادیر  $\lambda_c$  محاسبه شده برای تمامی سازه‌ها در جدول ۷ ارائه شده‌اند. بر اساس مقادیر  $\lambda_c$  ارائه شده این جدول می‌توان نتیجه گرفت که به جز در سازه‌های ۴ و ۸ طبقه با سیستم BRBF که مقدار  $\lambda_c$  آنها تحت زلزله‌های فرورانشی بیشتر از زلزله‌های پوسته‌ای است، در بقیه سازه‌ها  $\lambda_c$  سازه تحت زلزله‌های فرورانشی کمتر از مقدار متناظر تحت زلزله‌های پوسته‌ای می‌باشد. دلیل چنین نتیجه‌ای این است که نرخ رخداد زلزله‌های پوسته‌ای در ساختگاه مورد نظر بر اساس منحنی‌های بدست آمده از وبسایت USGS بیشتر از نرخ رخداد زلزله‌های فرورانشی می‌باشد و این موضوع روی مقادیر  $\lambda_c$  تاثیر گذاشته است. به عنوان مثال، شکل ۱۰ که منحنی‌های خطر درونیابی شده بر اساس زمان تناوب‌های اصلی سازه‌های ۴ طبقه با سیستم‌های RBRBF و BRBF برای زلزله‌های پوسته‌ای و فرورانشی را نشان می‌دهد، ترسیم شده است. منحنی قرمز رنگ که نرخ رخداد زلزله‌های پوسته‌ای ساختگاه را نشان می‌دهد به ازای تمام مقادیر  $Sa(T)$  بالاتر از منحنی آبی رنگ که نرخ رخداد زلزله فرورانشی را نشان می‌دهد، قرار دارد. همچنین برای سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم‌های RBRBF و BRBF نیز همین موضوع مشاهده شده است.

جدول ۷: مقادیر میانگین فراوانی سالیانه فروریزش سازه‌ها تحت ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی

Records	$(\lambda_c / 10^{-5})$					
	4-story BRBF	4-story RBRBF	8-story BRBF	8-story RBRBF	12-story BRBF	12-story RBRBF
Subduction	13.95	0.78	27.39	4.48	30.46	<b>9.18</b>
Crustal	10.39	1.4	21.73	5.2	40.86	<b>13.89</b>
Total	24.34	2.18	49.12	9.68	71.32	<b>23.07</b>



شکل ۱۰: منحنی‌های خطر درونیایی شده مطابق زمان تناوب‌های اصلی سازه‌های ۴ طبقه با سیستم؛ الف) RBRBF و ب) BRBF.

### • احتمال فروریزش در ۵۰ سال عمر مفید سازه‌ها تحت ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی

با توجه به مقادیر  $\lambda_c$  بدست آمده برای هر سازه، احتمال فروریزش آن در ۵۰ سال تحت هر دو مجموعه رکورد پوسته‌ای و فرورانشی با استفاده از رابطه (۹) محاسبه شده و نتایج آن در جدول ۸ ارائه شده است. نکته مهم و کاربردی که می‌شود از این بخش نتیجه گرفت اختلاف قابل توجه عملکرد سازه‌های RBRBF در مقایسه با سازه‌های BRBF می‌باشد. به عنوان مثال، احتمال فروریزش کل در ۵۰ سال برای سازه ۴ طبقه با سیستم RBRBF برابر با ۰/۱۱ درصد می‌باشد، در حالی که برای سازه ۴ طبقه با سیستم BRBF مقدار آن برابر با ۱/۲۱ درصد است. به عبارت دیگر، احتمال فروریزش در ۵۰ سال تحت ۲۲ جفت رکورد برای سازه ۴ طبقه با سیستم BRBF تقریباً ۱۱ برابر مقدار متناظر برای سازه ۴ طبقه با سیستم RBRBF می‌باشد. همچنین این نسبت برای سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر با ۵/۰۳ و ۳/۰۵ می‌باشد.

$$P_c(\text{in } t \text{ years}) = 1 - \exp(-\lambda_c t) \quad (9)$$

بر اساس بند ۱۲،۲،۱ استاندارد ASCE 7-10، احتمال فروریزش سازه‌ها در ۵۰ سال باید کمتر از ۱٪ باشد. بنابراین، با توجه به نتایج ارائه شده در جدول ۸، احتمال فروریزش در ۵۰ سال برای تمام سازه‌های BRBF (۴، ۸ و ۱۲) بزرگتر از ۱٪ و از محدودیت گفته شده تجاوز کرده است. این در حالی است که با استفاده از سیستم باربر لرزه‌ای RBRBF، احتمال فروریزش در ۵۰ سال برای سازه‌های ۴ و ۸ طبقه در محدوده مجاز قرار دارد و تنها برای سازه ۱۲ طبقه احتمال فروریزش ۱/۱۵٪ بدست آمده که فقط ۰/۱۵ درصد از ۱٪ بیشتر شده است. نکته‌ای که باید به آن توجه کرد این است که استاندارد ASCE 7-10 برای در نظر گرفتن اثرات مدت زمان حرکات شدید تمهید خاصی را اعمال نکرده است. بنابراین لزوماً نباید در چنین ساختگاهی به احتمال کمتر از ۱٪ در ۵۰ سال رسید. به عنوان مثال، در مطالعه انجام شده توسط سلطانی و همکاران [۳۱] که اثرات زلزله‌های حوزه دور بر سازه‌های RBRBF در ساختگاهی که تحت زلزله‌های فرورانشی نیست را بررسی کرده مطابق محدودیت استاندارد ASCE 7-10 برای اکثر سازه‌ها مقادیر احتمال فروریزش در ۵۰ سال کمتر از ۱٪

می‌باشند. در مطالعه انجام شده توسط چمپیون و لیل [۳۲] نیز که در آن اثرات زلزله‌های حوزه نزدیک بر سازه‌های با سیستم قاب خمشی بتن آرمه ویژه بررسی شده است، مقادیر احتمال فروریزش در ۵۰ سال برای سازه‌های مورد مطالعه آنها مشابه مقادیر احتمال فروریزش در ۵۰ سال برای سازه‌های BRBF در این مطالعه بیشتر از ۱٪ بدست آمده‌اند.

جدول ۸: مقادیر درصد احتمال فروریزش سازه‌ها در ۵۰ سال تحت ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی

Records	$P_c$ (in 50 years)					
	4-story BRBF	4-story RBRBF	8-story BRBF	8-story RBRBF	12-story BRBF	12-story RBRBF
Subduction	0.70%	0.04%	1.36%	0.22%	1.51%	<b>0.46%</b>
Crustal	0.52%	0.07%	1.08%	0.26%	2.02%	<b>0.69%</b>
Total	1.21%	0.11%	2.43%	0.48%	3.50%	<b>1.15%</b>
$\frac{P_{Total\ BRBF}}{P_{Total\ RBRBF}}$	11.14		5.03		3.05	

## ۵- نتیجه‌گیری

سازه‌های BRBF دارای سختی کم پس از تسلیم هستند، و به همین دلیل، قرارگیری این سازه‌ها در معرض زلزله‌های با مدت زمان طولانی به علت اعمال چرخه‌های بارگذاری بیشتر می‌تواند موجب نگرانی‌ها زیادی شود. در این مطالعه، فروریزش لرزه‌ای سازه‌های RBRBF، که به خرپای قائم الاستیک برای بالا بردن سختی طبقات و مهاربندهای کم‌انرژی جهت استهلاک انرژی ورودی ناشی از زلزله مجهز هستند، مورد بررسی قرار گرفت، و عملکرد آنها با سازه‌های BRBF مقایسه شد. به منظور ارزیابی اثر مدت زمان حرکات شدید بر فروریزش لرزه‌ای سازه‌ها، تحلیل‌های دینامیکی افزاینده با استفاده از ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی به ترتیب، با مدت زمان حرکات شدید کوتاه و بلند انجام شد. برای انجام این مطالعه، شش سازه فولادی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در قالب دو گروه در نظر گرفته شد. نتایج به دست آمده از این مطالعه عبارتند از:

- مقادیر میانه ظرفیت فروریزش و نسبت حاشیه ایمنی فروریزش برای هر یک از سازه‌ها تحت زلزله‌های فرورانشی کمتر از مقادیر متناظر با آنها تحت زلزله‌های پوسته‌ای بدست آمده‌اند. به علاوه، نتایج حاصل از منحنی‌های شکنندگی فروریزش سازه‌ها نشان داد که به ازای مقادیر  $Sa(T_1)$  یکسان، احتمال فروریزش تمامی سازه‌ها تحت رکوردهای فرورانشی بیشتر از احتمال متناظر تحت رکوردهای پوسته‌ای است. بنابراین، می‌توان گفت که فروریزش سازه‌ها تحت زلزله‌های فرورانشی تحت مقادیر  $Sa(T_1)$  کمتری نسبت به زلزله‌های پوسته‌ای رخ می‌دهد، و به عبارت دیگر، زلزله‌های فرورانشی به ازای شدت یکسان تغییرشکل‌های بزرگتری نسبت به زلزله‌های پوسته‌ای ایجاد می‌نمایند. در نتیجه، در ساختمانهایی که در معرض زلزله‌های فرورانشی قرار دارند، لازم است علاوه بر در نظر گرفتن طیف طرح برای طراحی سازه، اثر مدت زمان حرکات شدید زمین نیز به نحوی در طراحی سازه لحاظ شود.
- سازه‌های RBRBF مقادیر نسبت حاشیه ایمنی فروریزش بیشتری در مقایسه با سازه‌های BRBF دارند. به طور خلاصه، مقادیر نسبت حاشیه ایمنی فروریزش سازه‌های RBRBF ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت رکوردهای فرورانشی به ترتیب ۷۰، ۱۱۵ و ۱۱۵ درصد و تحت رکوردهای پوسته‌ای به ترتیب ۴۸، ۱۰۱ و ۱۱۳ درصد بیشتر از مقادیر متناظر آنها برای سازه‌های BRBF می‌باشند. دلیل این موضوع عدم تمرکز خسارت در یک طبقه خاص و توزیع یکنواخت آن در ارتفاع سازه‌های RBRBF است.
- مقادیر احتمال فروریزش در ۵۰ سال برای سازه‌های BRBF ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی به ترتیب در حدود ۱۱، ۵ و ۳ برابر مقادیر متناظر آنها برای سازه‌های RBRBF هستند. به طور کلی، می‌توان نتیجه گرفت که وجود خرپای قائم الاستیک در سازه‌های RBRBF از کاهش سریع و شدید سختی طبقه در اثر تسلیم

مهاربندهای کمانش ناپذیر در یک طبقه خاص جلوگیری می‌کند، و موجب توزیع یکنواخت دررفت بین طبقه‌های در راستای ارتفاع سازه می‌شود. بنابراین این سازه‌ها عملکرد لرزه‌ای بسیار بهتری نسبت به سازه‌های BRBF دارند. به طور خلاصه، به عنوان یک نتیجه کلی می‌توان گفت که با توجه به احتمال بودن رخداد زلزله‌های با مدت زمان حرکات شدید طولانی برای ساختگاه مورد مطالعه، استفاده از سیستم RBRBF می‌تواند گزینه بهتر و کارآمدتری نسبت به استفاده از سیستم BRBF باشد.

## مراجع

- [1] Bosco, M., Marino, E. M. and Rossi, P. P. (2018). A design procedure for pin-supported rocking buckling-restrained braced frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 47, no. 14, pp. 2840-2863.
- [2] Feng, Y., Zhang, Z., Chong, X., Wu, J. and Meng, S. (2018). Elastic displacement spectrum-based design of damage-controlling BRBFs with rocking walls. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 148, pp. 691-706.
- [3] Black, C., Makris, N. and Aiken, I. (2002). Component testing, stability analysis and characterization of buckling restrained braces. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California. [Accessed 08. 2018].
- [4] Uriz, P. and Mahin, S. (2008). Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California. [Accessed 05. 2019].
- [5] Kumar, G. R., Kumar, S. S. and Kalyanaraman, V. (2007). Behaviour of frames with non-buckling bracings under earthquake loading. *Journal of constructional steel research*, vol. 63, no. 2, pp. 254-262.
- [6] Asgarian, B. and Amirhesari, N. (2008). A comparison of dynamic nonlinear behavior of ordinary and buckling restrained braced frames subjected to strong ground motion. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 17, no. 7, pp. 367-386.
- [7] Lai, J. W. and Mahin, S. A. (2015). Strongback system: A way to reduce damage concentration in steel-braced frames. *Journal of Structural Engineering*, vol. 141, no. 9.
- [8] Tremblay, R. and Poncet, L. (2005). Seismic performance of concentrically braced steel frames in multistory buildings with mass irregularity. *Journal of Structural Engineering*, vol. 131, no. 9, pp. 1363-1375.
- [9] Khatib, I. F., Mahin, S. A. and Pister, K. S. (1988). Seismic behavior of concentrically braced steel frames. Berkeley, CA, USA, UCB/EERC-88/01: Earthquake Engineering Research Center, University of California. [Accessed 08. 2018].
- [10] Bosco, M. and Rossi, P. P. (2009). Seismic behaviour of eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, vol. 31, no. 3, p.p. 664-674.
- [11] Rossi, P. P. (2007). A design procedure for tied braced frames. *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 36, no. 14, p.p. 2227-2248.
- [12] Tremblay, R. and Merzouq, S. (2005). Assessment of Seismic Design forces in Dual Buckling Restrained Braced Steel Frames. In Proc. First International Workshop on Advances in Steel Constructions, Ischia, Italy, pp. 739-746.
- [13] Foschaar, J. C., Baker, J. W. and Deierlein, G. G. (2012). Preliminary assessment of ground motion duration effects on structural collapse. In: 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon: National Information Centre of Earthquake Engineering.
- [14] Chandramohan, R., Baker, J. W. and Deierlein, G. G. (2016). Quantifying the influence of ground motion duration on structural collapse capacity using spectrally equivalent records. *Earthquake Spectra*, vol. 32, no. 2, pp. 927-950.
- [15] CSI (2016). Computer program ETABS Ultimate 2015. Berkeley: Computers and Structures Inc.
- [16] ASCE/SEI 7-10 (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. Reston: American Society of Civil Engineers.
- [17] Eurocode 8 (2003). Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization.
- [18] ANSI/AISC 360-10 (2010). Specification for structural steel buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [19] ANSI/AISC 341-10 (2010). Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [20] GCR 10-917-8 (2010). Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology (NIST). [Accessed 08. 2018].
- [21] 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.

- [22] McKenna, F., Fenves, G. L. and Scott, M. H. (2015). Open system for earthquake engineering simulation. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [23] Asgarkhani, N., Yakhchalian, M. and Mohebi, B. (2020). Evaluation of approximate methods for estimating residual drift demands in BRBFs. *Engineering Structures*, Vol. 224.
- [24] Barbosa, A. R., Ribeiro, F. L. and Neves, L. A. (2017). Influence of earthquake ground-motion duration on damage estimation: application to steel moment resisting frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 46, no. 1, pp. 27-49.
- [25] Gray, M. G. (2012). Cast steel yielding brace system for concentrically braced frames. Ph.D. Dissertation. University of Toronto.
- [26] Guerrero, H., Tianjian, Ji., Teran-Gilmore, A. and 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.
- [27] Sabelli, R. (2001). Research on improving the design and analysis of earthquake-resistant steel-braced frames. Oakland, CA, USA: EERI. pp. 1-142.
- [28] Raghunandan, M., Liel, A. B. and Luco, N. (2015). Collapse risk of buildings in the Pacific northwest region due to subduction earthquakes. *Earthquake Spectra*, vol. 31, no. 4, pp. 2087-2115.
- [29] U.S. Geological Survey, (2021). <https://earthquake.usgs.gov/hazards/interactive/>. [Accessed 01. 05. 2021].
- [30] Eads, L. (2013). Seismic collapse risk assessment of buildings: effects of intensity measure selection and computational approach. Stanford University.
- [31] Soltani, M. H., Yakhchalian, M., Tavakoli, M. and Mirzaei, M. Probabilistic seismic performance assessment of rocking buckling restrained braced frames. Submitted to *Journal of Building Engineering*.
- [32] Champion, C. and Liel, A. (2012). The effect of near-fault directivity on building seismic collapse risk. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 41, no. 10, pp. 1391-1409.