مجله علمی – پژوهشی مهندسی عمران مدرس دوره ۲۴، شماره ۲، سال ۱۴۰۳ صفحات ۴۵ تا ۲۳



# ارزیابی احتمالاتی جابهجایی نسبی پسماند سازههای دارای حرکت گهوارهای با مهاربندهای کمانش ناپذیر تحت اثر زلزلههای پوستهای و فرورانشی

مهران ميرزايي'، منصور يخچاليان'\*، مهشيد توكلي'، محمدحسين سلطاني'

۱– کارشناس ارشد مهندسی زلزله، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران.

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

#### \* yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir

تاريخ دريافت: [١٤٠١/١١/١٣] تاريخ پذيرش: [١٤٠٢/٧/٢٧]

#### چکیدہ

برای کنترل تمرکز خسارت در یک طبقه و ایجاد توزیع یکنواخت جابهجایی نسبی طبقه در ارتفاع سازه، میتوان از یک سیستم نـوین تحـت عنـوان سازه دارای حرکت گهوارهای با مهاربندهای کمانش ناپذیر (RBRBF) استفاده کرد. در سازههای RBRBF بر خلاف قابهای مهاربندی متداول یا قابهای با مهاربندهای زیبی، مهاربندهای یک سمت دهانه مهاربندی شده همراه با ستونهای مجاور آنها و المانهای رابط بخشی از یک سیستم خرپای قائم الاستیک هستند که در پایه مفصلی میباشد و بهگونهای طراحی میشود که تا نزدیک فروریزش سازه الاستیک باقی بمانـد، خرپـای قـائم الاستیک مانند یک تکیهگاه قوی در برابر تمایل قاب مهاربندی به تمرکز خسارت در یک یا چند طبقه در هنگام زلزله مقاومت میکند. سـمت دیگـر دهانه مهاربندی شده مجهز به مهاربندهای کمانش ناپذیر میباشد که نقش مستهلک کننده انرژی را دارند و میتوانند وارد محدوده رفتـار غیرالاسـتیک شوند. روش طراحی سازههای RBRBF یک روش مبتنی بر تغییرمکان می باشد. در این مطالعه، شش سازهی ٤، ۸ و ١٢ طبقه با دو سیستم RBRBF و قاب با مهاربندهای کمانش ناپذیر (BRBF) با استفاده از نرمافزار متنباز OpenSees به صورت غیرخطی مدلسازی شدند، و مقادیر ظرفیت جابهجـایی نسبی پسماند سازه ها به ازای ٤ سطح جابه جایی نسبی پسماند ۰/۲، ۵ ( ۲ درصد با استفاده از تحلیل های دینامیکی افزاینده تحت اثر ۲۲ جفت رکورد پوستهای و فروانشی بدست آمدند. سپس، به ازای این ٤ سطح جابهجایی نسبی پسماند، نتایج بدست آمده بـر حسب نسبت حاشـیه ایمنـی جابهجایی نسبی پسماند، RDMR، و میانگین فراوانی سالیانه عبور از سطح جابهجایی پسماند مورد نظر، d<sub>RD</sub> با یکدیگر مقایسـه شـدند. نتـایج نشـان دادند که سازههای RBRBF تحت هر دو مجموعه رکوردهای پوستهای و فرورانشی عملکرد جابهجایی نسبی پسماند بسیار مناسبتری در مقایسه بـا سازههای BRBF دارند. بر اساس این نتایج، استفاده از سازههای RBRBF به طور قابل توجهی نقاط ضعف سازههای BRBF از جمله تمرکز خسارت در یک طبقه و کاهش سختی بعد از تسلیم را بهبود میدهد. برای نمونه، نسبت λ<sub>RD</sub> کل بـه ازای سـطح جابـهجـایی نسـبی پسـماند دو درصـد بـرای سیستم BRBF به مقدار متناظر آن برای سیستم RBRBF برای سازههای ٤، ٨ و ١٢ طبقه به ترتیب برابر با ۲۱/۱۰، ٤/٠٦ و ۳/۲۱ بدست آمد. علاوه بـر این، در بیشتر سازههای مورد مطالعه با افزایش سطح جابهجایی نسبی پسماند، نسبت RDMR تحت رکوردهای پوستهای بـ مقـدار متنـاظر آن تحـت ركوردهاي فرورانشي افزايش مييابد.

**واژگان کلیدی:** زلزلههای پوستهای و فرورانشی، جابهجایی نسبی پسماند، تمرکز خسارت، سازههای دارای حرکت گهـوارهای بـا مهاربنـدهـای کمانش،نایذیر، تحلیل دینامیکی افزاینده.

#### ۱- مقدمه

اختراع مهاربندهای کمانش نایذیر و به دنبال آن بهبود روش ساخت و جزئيات اتصالات آنها موجب پيشرفت عملک د لرزهای قاب های مهاربندی همگرا شد [1]. مهاربندهای کمانش ناپذیر قادر هستند بدون آنکه تحت نیروهای فشاری دچار کمانش شوند به مرحله تسلیم برسند و در مقایسه با مهاربندهای معمولی ، شکل یذیری ٔ بهتر و عملكرد هيسترتيك فيايدارى دارند [2]. نتايج مطالعات انجام شده توسط پژوهشگران نشان میدهد 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 [7-3]. به دلیل عملکرد بهتر مهاربندهای کمانش ناپذیر نسبت به مهاربندهای معمولی، امروزه استفاده از قاب های مهاربندی کمانش نایذیر (BRBFs) در مناطق با لرزه خیزی زیاد مانند ایالات متحده و ژاپن رواج یافته است. بـا این حال، قاب های مهاربندی کمانش ناپذیر مستعد ایجاد جابهجایی نسبی پسماند ٔ قابل توجه و تمرکز جابهجایی نسبی ٔ در یک یا چند طبقه، ناشی از سختی کم پس از تسلیم مهاربندهای کمانش ناپذیر هستند. تمرکز جابهجایی نسبی منجر به تمرکز خسارت<sup>^</sup> در طبقه، تشدید آثار P-Δ و کاهش سختی طبقه در اثر غیرخطی شدن می شود و در نتیجه تغییرمکان های يسماند قابل توجهي در طبقه ايجاد مي شود كه تعمير و اصلاح آن پر هزینه یا غیرممکن است [8]. همچنین در مطالعات دیگر اشاره شده است که تمرکز خسارت در قابهای مهاربندی همگرای معمولی [10] و قابهای مهاربندی واگرا" [11] نیز رخ میدهد. به همین دلیل پژوهشگران تـلاش کـردهانـد بـرای بهبود عملکرد لرزهای قابهای مهاربندی، با تغییر در پیکربندی آنها و یا با دوگانه کردن سیستم سازه، سختی طبق هرا بیشتر

- 1 Buckling Restrained Braces (BRBs) 2 Concentrically Braced Frames (CBFs)
- 3 Conventional Braces
- 4 Ductility
- 5 Hysteretic Performance
- 6 Residual Drift
- 7 Drift Concentration
- 8 Damage Concentration
- 9 Eccentrically Braced Frames (EBFs)

کنند تا با ارتقای قابلیت قابهای مهاربندی تمرکز جابهجایی نسبی و خسارت در یک یا چند طبقه کاهش یابد. در ادامه، مطالعات انجام گرفته توسط پژوهشگران برای کاهش تمرکز جابهجایی نسبی و خسارت بیان شده است.

رئسی [12] در رابطه با برطرف کردن مسئله تمرکز خسارت و توزیع یکنواخت تغییرمکان در قابهای مهاربندی واگرا با اضافه کردن المان،ای رابط ٔ که انتهای بالایی مهاربند را به تیر واقع در پایین مهاربند به صورت عمودی متصل میکند، سیستم "TBF را پیشنهاد کرد. سپس برای طراحی این سیستم با هدف رسیدن به رفتار لرزهای بهینه تا حد فروریزش یک روش مبتنـی بر تغییرمکان آارائه داد. رُسمی در ایـن مطالعـه نتـایج ارزیـابی رفتار لرزهای سیستم TBF را با قابهای مهاربندی واگرا مقایسه نمود، و به این نتیجه رسید که وجود المانهای رابط در سازه با قاب های 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 مبتنے بے تغییہ مکان عملکرد لرزهای قابهای مهاربندی واگرا بهبود یافتـه اسـت، و تغییرشکلهای پلاستیک در تیرهای پیوند در راستای ارتفاع سازه به صورت یکنواخت توزیع شده است. لای و مهین [8] به منظور دستیابی به عملکرد لرزهای بهتر برای قابهای مهاربندی همگرا، سیستم سازهای SBS<sup>۱۳</sup> را از ترکیب قـاب مهاربندی همگرا با یک مَست<sup>۱۲</sup> پیشنهاد کردند. مَست مانند یک یشتیبان و تکیهگاه قوی به قاب های مهاربندی همگرا برای جلوگیری از تمرکز خسارت در یک یا چند طبقه در طول حرکات شدید زمین کمک میکند و مانع از تمرکز خسارت در یک یا چند طبقه می شود. آن ها هدف از مطرح کردن سیستم SBS را توزیع یکنواخت جابهجایی نسبی در راستای ارتفاع سازه بیان کردند. در سیستم SBS، المان رابط در راستای ارتفاع سازه در دهانه مهاربندی اجرا شده است. بخشی از دهانه مهاربندی به صورت یک خرپای قائم پیوسته طراحی شده تا در

10 Ties

- 11 Tied Braced Frame (TBF = Tie + EBF)
- 12 Displacement Based Design Procedure 13 Strongback System (SBS)
- 14 Mast

دوره بیست و چهارم / شماره ۲ / سال ۱٤۰۳

مهاربندهای زیبی<sup>۱</sup>، مهاربندهای یک سمت دهانه مهاربندی

شده همراه با ستونهای مجاور آنها و المانهای رابط بخشی از

یک سیستم خریای قائم هستند که در پایه مفصلی می باشد و

بهگونهای طراحمی می شود که تما نزدیک فروریزش سازه

الاستیک باقی بماند. سمت دیگر دهانه مهاربندی شده مجهز به مهاربندهای کمانش ناپذیر میباشد که نقـش مسـتهلک کننـده

انرژی را دارند و می توانند وارد محدوده رفتار غیرالاستیک

شوند، 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. با وجود علاقه پژوهشگران به چنین

سازههایی، مسئله طراحی این قابها به اندازه کافی مورد توجـه

قرار نگرفته بود. ابتدا مرزوق و ترمبلی [17] در راستای همین

موضوع سیستم قاب مهاربندی کمانش ناپذیر با خرپای الاستیک را پیشنهاد کردند. در مطالعات آنها ارزیابی نیروهای

داخلی اعضای بدون استهلاک انرژی مبتنی بر روابط نیمه

تجربـی بـود و هـیچ رابطـهای بـرای تقاضـای شـکلپـذیری مهاربندهای کمانش ناپذیر پیشنهاد نشده بـود. عـلاوه بـر ایـن،

توجه خاصی به طراحی تیرهای دهانه مهاربندی نشده بود. بر

همین اساس، بوسکو و همکاران [1] یک روش جدید مبتنی بر

تغییرمکان را برای طراحی سازههای RBRBF پیشنهاد کردند.

در این روش، فرمول های محاسبه نیروهای داخلی اعضای بدون

استهلاک انرژی از مطالعـه انجـام شـده توسط رُسـی در سـال ۲۰۰۷ [12] پیروی میکننـد، و روش مبتنـی بـر تغییرمکـان اثـر

مودهای بالاتر را هم لحاظ میکند. دقت روش ارائه شده توسط

بوسکو و همکاران با انجام تحلیلهای دینامیکی غیرخطی، بر روی سازههایی 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 بـا

قابهای مهاربندی دیگر مانند، قابهای مهاربندی شورون، واگرا و کمانش ناپذیر، و همچنین قابهای مهاربندی زیپی

مقایسه کردند. بر اساس نتایج مطالعه انجام شده توسط آن، ما،

سازههای RBRBF از تمرکز خسارت در مهاربندهای کمانش

مجله علمی – پژوهشی مهندسی عمران مدرس

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 مست که نقش یک تکیهگاه قوی را برای سازه ایفا میکند، در سیستم SBS به کار برده شده است تا تغییر شکل جانبی یکنواختی در راستای ارتفاع سازه ایجاد کند. در سیستم SBS مست فقط به خرپای قائم محدود نمی شود و سیستمهای الاستیک دیگری مانند دیوارهای برشی مست را در این سیستم ایفا کنند. لای و مهین به این نتیجه رسیدند که سیستم SBS برای جلوگیری از کاهش شدید سختی در یک طبقه مشخص از قابهای مهاربندی موثر است و با توزیع یکنواخت جابه جاییهای نسبی طبقات در راستای ارتفاع سازه منجر به کاهش تمرکز جابه جایی نسبی طبقه می شود.

پاچیده و همکاران [14, 13] سیستم مهاربندی لوزی شکل مجهز به میراگر تسلیم شونده حلقوی را معرفی کردند، و با انجام مطالعات عددی و آزمایشگاهی به این نتیجه رسیدند که این سیستم سبب افزایش شکل پذیری و ظرفیت جذب انرژی قابهای مهاربندی همگرا میشود. همچنین، قلهکی و پاچیده [15] و پاچیده و همکاران [16] به این نتیجه رسیدند که سیستم دیوار برشی فولادی با تحمل نیروی برشی افقی و لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزله و باد به ویژه در ساختمانهای بلند مرتبه می تواند به عنوان پشتیبان و تکیه گاهی قوی، سختی و مقاومت نهایی سازه را افزایش دهد.

برای حل مشکل تمرکز خسارت و کاهش جابهجایی نسبی پسماند قاب مهاربندی شورون<sup>۲</sup>، بوسکو و همکاران [1] با اضافه کردن المان رابط و جایگزین کردن مهاربندهای کمانش ناپذیر با مهاربندهای معمولی در یک سمت قاب مهاربندی، پیکربندی قاب مهاربندی شورون را اصلاح کردند و سازههای دارای حرکت گهوارهای با مهاربندهای کمانش ناپذیر (۱)، در قاب RBRBFs برخلاف قابهای مهاربندی متداول یا قابهای با

<sup>15</sup> Large plate girders

<sup>16</sup> Chevron Braced Frame

<sup>17</sup> Rocking Buckling- Restrained Braced Frames (RBRBFs)

<sup>18</sup> Suspended Zipper Braced Frames (SZBFs)

موجب چشم يوشى آييننامهها از اثر مدت زمان حركات شديد شده است. علاوه بر در نظر گرفتن طيف طرح در طراحي سازهها، به دلیل خسارت و پیامدهای زلزلههای فرورانشی اخیر، در نظر گرفتن اثر مدت زمان حرکات شدید زمین در طراحی سازهها ضروری به نظر میرسد. برای نمونه، باربوسا و همکاران [20] اثر مدت زمان حرکات شدید زمین را بر سه قاب خمشی فولادی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه با تحلیلهای IDA<sup>۱۹</sup> بررسی کردند و دریافتند که زلزلـههـای فرورانشـی در مقـادیر بزرگ شتاب طیفی منجر به مقادیر جابهجایی نسبی بزرگ تری نسبت به زلزلههای پوستهای میشوند. به عـلاوه، آنهـا بـه ایـن نتيجه رسيدند كه سازه بلند مرتبه تحت زلزكههاي فرورانشي دچار تمرکز خسارت میشود و این موضوع به فروریزش کلی سازه میانجامد. براوو هارو و الغزالی [21] با ارزیابی قابهای خمشی فولادی ۳، ۵، ۷ و ۹ طبقه به ایـن نتیجـه رسـیدند کـه سازهها تحت زلزلههای با مدت زمان حرکات شدید طولانی احتمال فروريزش بيشتري نسبت به احتمال متناظر تحت زلزلههای با مدت زمان حرکات شدید کوتاه دارند.

با توجه به این که بوسکو و همکاران [1] عملکرد لرزهای سازههای RBRBF را به صورت احتمالاتی ارزیابی نکردهاند، در این مطالعه، با انجام تحلیلهای IDA عملکرد جابهجایی نسبی پسماند سازههای RBRBF و RBRBF تحت اثر زلزلههای پوستهای و فرورانشی به صورت احتمالاتی مورد ارزیابی قرار گرفته است. سپس نتایج بدست آمده شامل حاشیه ایمنی جابهجایی نسبی پسماند و ریسک عبور از جابهجایی نسبی پسماند، به ازای سطوح مختلف جابهجایی نسبی پسماند، برای گرفته شده با یکدیگر مقایسه شدهاند. لازم به ذکر است که نوآوری این مقاله بررسی عملکرد جابهجایی نسبی پسماند سیستم سازهای جدید RBRBF در یک چارچوب احتمالاتی سیستم سازهای فرورانشی است، که مدت زمان حرکات شدید بالاتری در مقایسه با زلزلههای پوستهای دارند. ناپذیر واقع در یک یا چند طبقه از سازه جلوگیری میکنند، و برای سازه های متوسط و بلند مرتبه سیستم RBRBF نسبت به قاب های مهاربندی دیگر هم از نظر مقدار فولاد مصرفی و هم از نظر عملکرد سازهای سودمندتر میباشد.

**شکل ۱**. سازهی دارای حرکت گهوارهای با مهاربندهای کمانش ناپذیر: سمت چپ، پیکربندی و سمت راست، تغییرشکل تحت نیروهای لرزهای



**Fig. 1.** Rocking buckling restrained braced frame: left is configuration and right is deformed shape under seismic forces [1]

زلزلههای فرورانشی مدت زمان طولانی تری 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 طولانی تر، زودتـر به آستانه فروریزش میرسند [18, 19]. زلزلههایی کـه در چنـد سال اخیر رخ داده است، مثل توهوکوی ژاپن (۹ Mw، ۲۰۱۱)، مائول شیلی (۸/۸ Mw) و سوماترای اندونزی (Mw ۹/۱، ۲۰۰٤) نمونههایی از زلزلههای فرورانشی هستند که دارای مدت زمان حرکات شدید طولانی و بزرگای قابل توجه میباشند که تاثیرات مخرب تری نسبت به زلزله های پوستهای دارند. زلزلههای فرورانشی به دلیل چرخههای بارگذاری بیشتر باعث افزایش انرژی منتقل شده به سازه میشوند و در نتیجه احتمال آسیب دیدن و فروریزش سازه بالا میرود. ناهم اهنگی نتايج بدست آمده توسط پژوهشـگران مختلف از مطالعـه اثـر مدت زمان حرکات شدید بر پاسخ لرزهای سازه، و همچنین کمتر در دسترس بودن شتابنگاشتهای زلزلههای فرورانشی،

مجله علمي – پژوهشي مهندسي عمران مدرس

### ۲- طراحی سیستمهای سازهای

در این تحقیق با استفاده از نرم افزار 2016 ETABS [22]، سازه های فولادی کوتاه تا میان مرتبه با تعداد طبقات ٤، ۸ و ۱۲ در دو گروه، شامل سازه های دارای سیستم BRBF و سازه های دارای سیستم BRBF طراحی شده اند. لازم به ذکر است که سازه های BRBF به صورت سه بعدی طراحی شده اند، ولی با توجه به منظم بودن سازه ها در پلان، طراحی آن ها به صورت دو بعدی نیز تفاوت چندانی با طراحی به صورت سه بعدی ندارد. برای طراحی سازه های RBRBF، به دلیل این که روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان ارائه شده توسط بو سکو و همکاران استفاده از مدل های دو بعدی می باشد، طراحی این سازه ها با

### 1-1- طراحی سازههای RBRBF با استفاده از روش مبتنی بر تغییرمکان

سیستم RBRBF از دو نیمه تشکیل شده است، همان طور که در شکل (۱) دیده می شود؛ نیمه سمت چپ خرپای قائم الاستیک و نیمه سمت راست شامل مهاربندهای کمانش ناپذیر می باشد. سیستم خرپای قائم الاستیک شامل مهاربندهای معمولی، المانهای رابط، تیرهای دهانه مهاربندی و ستونهای سمت چپ و راست می باشد که موجب افزایش سختی طبقه در سازه می شود و جابه جایی نسبی را به صورت یکنواخت در ارتفاع سازه توزیع می کند. مهاربندهای کمانش ناپذیر وظیفه استهلاک انرژی ورودی ناشی از زلزله را به عهده دارند. سیستم خرپای قائم الاستیک به گونه ای طراحی می شود که تا آستانه فروریزش در محدوده رفتار الاستیک باقی بماند ولی مهاربندهای کمانش ناپذیر می توانند وارد محدوده رفتار غیرالاستیک شوند.

• طراحي لرزهاي خرپاي قائم الاستيک

برای بدست آوردن نیروهای طراحی لرزهای مهاربندهای معمولی، المانهای رابط، تیرهای دهانه مهاربندی و ستونهای لرزهای طبق روش مبتنی بر تغییرمکان از روابط ارائه شده توسط بوسکو و همکاران [1] استفاده شده است. تغییرمکان جانبی بام سازه چند درجه آزادی بر اساس رابطه (۱) محاسبه

شده است:

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

در این رابطه Sa مولفه طیف MCE<sub>R</sub> بر اساس استاندارد g مرابط (23] ASCE (21] به ازای زمان تناوب مود اول سازه، T، و شتاب ثقل زمین میباشد. C<sup>0</sup> ضریب مشارکت مودی مود اول ارتعاش سازه است، و C<sup>1</sup> ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکانهای الاستیک به تغییرمکانهای غیرالاستیک مورد انتظار در سازه است که با استفاده از رابطه ارائه شده در FEMA 356

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 میآیند. در روش مبتنی بر تغییرمکان اثر مودهای بالاتر هم لحاظ میشود. در این مطالعه برای سازه ٤ طبقه چهار مود، سازه ۸ طبقه پنج مود و سازه ١٢ طبقه شش مود در نظر گرفته شده است، و به این ترتیب آثار مودهای بالاتر در نیروهای لرزهای وارد بر اعضای سازه لحاظ شده است. شایان ذکر است که ملاک انتخاب کمترین تعداد مود برای طراحی سازهها این است که مجموع جرمهای موثر مودی مودهای در نظر گرفته شده

### • 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، تحلیل طیفی تحت اثر ۲۰ درصد طیف طرح استاندارد TABS 2016 [23] در نرمافزار TABS 2016 بر روی سازه طراحی شده انجام میشود، و کنترل میشود 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.

• درستیآزمایی روش طراحی مبتنـی بـر تغییرمکـان بـرای سیستم RBRBF

همانطور که پیشتر بیان شد، با پیاده سازی روابط ارائه شده توسط بوسکو و همکاران در نرمافزار Excel و با کمک ابزار Solver در آن نرمافزار، نیروهای محوری لرزهای اعضای الاستیک سیستم RBRBF محاسبه شدند. برای تایید درستی پیادهسازی فرمولهای روش طراحی مبتنی بر تغییرمکان در نرم افزار Excel و همچنین درستی آزمایی چگونگی مدلسازی سازه RBRBF در نرمافزار OpenSees، سازه C4 طراحی شده توسط بوسکو و همکاران (سازهی ٤ طبقه RBRBF که در ساختگاهی با شرايط خاک نوع C بر اساس آيين نامه Eurocode 8 [25])، برای ارزیابی انتخاب شد. زمان تناوبهای مودهای اول و دوم (T<sub>2</sub> و T<sub>2</sub>) از تحلیل سازه C4 در نرمافزار OpenSees و مقادیر نسبت حداكثر شبه شتاب مود اول به شبه شتاب الاستيك متناسب با مود اول  $\binom{S^{(1)}_{aR,max}}{\binom{(1)}{r}}$ ، نسبت شبه شتاب مرتبط با نیروی جانبی مود دوم به شبه شتاب الاستیک متناسب با مود دوم (<u>sa</u>2)، نسبت لنگر خمشی مقاوم ناشمی از نیروی برشمی تیرهای دهانه مهاربندی متناسب با مود اصلی ارتعاش بـه لنگـر خمشی مقاوم ناشی از نیروی محوری مهاربندهای کمانش ناپذیر ( $\frac{M^{(h)}_{R,b}}{M^{(1)}_{(1)}})$  و حـداکثر تقاضای شـکل.پذیری مهاربنـدهای کمانش ناپذیر (µ<sub>B,max</sub>) بر اساس روش مبتنے بر تغییرمکان برای سازه C4 در نرمافزار Excel محاسبه شد. مقادیر این پارامترها اختلاف بسیار کمی با مقادیر ارائه شده در جدول (۲) در مطالعه بوسکو و همکاران داشتند. از ایـن مقایسـه نتیجـه گرفته شد که طراحی و مدلسازی سازه های RBRBF مورد مطالعه با روش ارائه شده توسط بوسکو و همکاران هماهنگی دارد.

## ۲-۲- طراحی سـازههـای BRBF بـا اسـتفاده از روش استاتیکی معادل

برای طراحی سازه های با مهاربندهای کمانش ناپذیر از روش استاتیکی معادل بر اساس استاندارد ASCE 7-10 [23]

استفاده شده است و ضریب رفتار سیستم R=8 فرض شده است.

برای کنترل ضوابط لرزهای آئیننامه به دلیل آنکه نرمافزار ETABS قادر به بررسی برخی از این ضوابط نیست، از شیتهای Excel که بر اساس استاندارد ASCE 7-10 [23]، آئیننامه AISC 360-10 [26] و ضوابط لرزهای AISC 341-10 [27] نوشته شده، استفاده شده است.

۲-۳- فرضیات در نظر گرفته شده برای طراحی سازهها

سازه های مورد مطالعه در این مقاله برای ساختگاهی واقع در شهر سیاتل <sup>۲۰</sup> در ایالت واشینگتن با طول و عرض جغرافیایی <sup>۲۰</sup> در ایالت و ۲۲/۲<sup>۳</sup> غربی طراحی شده اند. ساختگاه مورد مطالعه منطقه ای است که در معرض زمین لرزه های پوسته ای و همچنین حرکات شدید زمین ناشی از ناحیه فرورانشی کاسکادیا<sup>۲۱</sup> قرار دارد. بارگذاری ثقلی سازه ها ناحیه فرورانشی کاسکادیا<sup>۲۱</sup> قرار دارد. بارگذاری ثقلی سازه ها بر اساس ضمیمه C در گزارش 8-917 GCR [28] انجام شده است. مشخصات فولاد در نظر گرفته شده برای اعضای سازه ای در جدول (۱) آورده شده است، که در آن Fy تنش تسلیم فولاد، Fye تنش تسلیم مورد انتظار، E مدول الاستیسیته فولاد، و Fys تنش تسلیم هسته ی فولادی مهاربند کمانش ناپذیر می باشد.

جدول ۱. مشخصات فولاد مقاطع (ksi)

Fy	Fye	Е	Fysc	Fysc max	Fysc <sub>min</sub>
50	55	29000	42	46	38

 Table. 1. Specifications of steel materials (ksi)

پلان هر دو گروه سازه ها، نشان داده شده در شکل (۲)، پلان منظم در نظر گرفته شده در پروژه سَک [29] می باشد. همانطور که شکل (۲) نشان داده شده است، در هر محور پیرامونی پلان دو دهانه سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شده است. پلان سازه ها به ابعاد ۱۸۰×۱۲۰ فوت می باشد که در جهت X از ٤ دهانه ۳۰ فوتی و در جهت Y از ٦ دهانه ۳۰

20 Seattle 21 Cascadia

مجله علمي – پژوهشي مهندسي عمران مدرس

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

مقاطع اعضا در یک دهانه از سیستمهای باربر جانبی RBRBF و BRBF برای سازههای در نظر گرفته شده به ترتیب در جداول (۲ و ۳) ارائه شدهاند.







### ۳- مدلسازی و تحلیل سازهها

به دلیل منظم بودن سازهها در پلان، برای مدلسازی سازهها در نرمافزار OpenSees [30] از مدلهای دو بعدی استفاده شده است. فقط یک دهانه از سیستم باربر جانبی در جهت Y، مطابق شکل(Y)، برای مدلسازی نظر گرفته شده است و با تقسیم کردن یک چهارم جرم هر طبقه بر Y، جرم بدست آمده به هر یک از دو گره دهانه مهاربندی در تراز طبقات اختصاص داده شده است. شکل (۳) چگونگی مدلسازی سازههای RBRBF را نشان می دهد. همانطور که در این شکل مشاهده می شود، آثار نشان می دهد. همانطور که در این شکل مشاهده می شود، آثار ک-P ستونهای ثقلی با استفاده از یک ستون تکیه گاهی<sup>۲۲</sup> در کنار دهانه مهاربندی در نظر گرفته شدهاند. برای مدلسازی

تيرها، ستون ها، المان هاي رابط و مهاربندهاي معمولي از المان های تیر-ستون غیرخطی با مقطع ف ایبر <sup>۲۳</sup> استفاده شده است. برای ایجاد دیافراگم صلب، گرههای دو سمت تیر اصلی با استفاده از یک المان خرپایی <sup>۲۱</sup> صلب (با مساحت خیلی زیاد) به یکدیگر متصل شدهاند. همچنین، برای اتصال دهانه مهاربندی به ستون تکیه گاهی نیز از یک المان خرپایی صلب استفاده شده است. لازم به ذکر است که اتصال پای ستون ها به صورت مفصلی میباشد. مهاربندهای کمانش ناپذیر با استفاده از ۳ المان خرپایی همگرد مدلسازی شدهاند. سطح مقطع قسمت میانی برابر بـا سـطح مقطـع هسـته مهاربنـد بـوده و دو قسمت ابتدایی و انتهایی نیز با سطح مقطعی با مساحت ٥ برابـر مساحت هسته مهاربند و با استفاده از مصالح الاستیک، بـرای جلوگیری از وارد شدن به ناحیه غیرخطی، مدلسازی شدهاند [31,32]. طول قسمت میانی ۰/۷ و طول هر یک از قسمتهای ابتدایی و انتهایی ۱۵/۰ برابر طول کل مهاربند را تشکیل میدهد. همچنین، برای جلوگیری از ناپایداری عددی و کمانش مهاربندها از ۳ المان تير-ستون الاستيك بـا مسـاحت نـاچيز و سختى خمشى خيلي زياد به موازات مهاربند اصلى استفاده شده است [33].

مدلسازی رفتار غیر خطی فولاد با استفاده از مصالح Steel02 در نرمافزار OpenSees انجام شده است. رفتار این مصالح از مدل OpenSees که کنترل کننده انتقال این مطالعه، پارامترهای مصالح Steel02 که کنترل کننده انتقال رفتار الاستیک به پلاستیک (R، R) و CR) و سخت شوندگی ایزوتروپیک (A، یه یه و A) میباشند، بر اساس شوندگی ایزوتروپیک (A، یه و A) میباشند، بر اساس تحقیق انجام شده توسط گوئررو و همکاران [34] برای تیرها، ستونها، المانهای رابط و مهاربندهای معمولی به صورت در نظر گرفته شدهاند. برای مهاربندهای کمانش ناپذیر از همین مقادیر برای بیشتر پارامترهای فوق استفاده شده است با این تفاوت که مقدار پارامترهای ایه و <sub>6</sub> مه ترتیب برابر با ۷۰/۰ و

23 Fiber Section24 Truss Element

<sup>22</sup> Leaning Column

مهران میرزایی و همکاران

مدلسازی اثـر خسـتگی ۲۰ در اعضـا بـرای تیرهـا، سـتونهـا و المانهای رابط برابر با مقادیر پیش فرض تعریف شده در نرمافزار OpenSees، برای مهاربندهای کمانش نایذیر طبق مطالعــه يــوريز و مهــين [4] E\_0=۰/۱۲ و m=-۰/٤٥٨ و بــراي مهاربندهای معمولی طبق مطالعه لای و مهـین [8]، E<sub>0</sub>=۰/۲۲ و m=-•/٤٥٨ در نظر گرفته شدهاند. همچنین، بر اساس مطالعه لای و مهین، هر مهاربند معمولی با دو المان مدلسازی شده و مقدار نقص مهاربند در وسط آن Δ=L/1000 فرض شده است. لازم به ذكر است كه L طول مهاربند مري باشد. نسبت سخت شوندگی کرنشی،۲۱ (۵) برای همه اعضا (تیرها، ستونها، المان های رابط و مهاربندها) برابر با ۲۰۰۳ فرض شده است. میرایی ذاتی هر سازه به صورت میرایی رایلی مدلسازی شده است. برای این منظور، نسبت میرایی ٥ درصد به مود اول ارتعاش و مود ارتعاشی که نسبت تجمعی مشارکت جـرم مـوثر مودی در آن بیش از ۹۵ درصد می باشد اختصاص داده شده است. زمان تناوب های اصلی سازه های ٤، ٨ و ١٢ طبقه با سیستم های RBRBF و BRBF بدست آمده با استفاده از نرمافزار OpenSees در جدول (٤) ارائه شدهاند.

برای تعیین ظرفیت جابه جایی نسبی پسماند سازه های مورد مطالعه به ازای سطوح مختلف جابه جایی نسبی پسماند، تحلیل های دینامیکی افزاینده (IDA) با استفاده از ۲۲ جفت رکورد زلزله شامل رکوردهایی با مدت زمان حرکات شدید کوتاه و بلند (رکوردهای پوسته ای و فرورانشی) انجام شده اند. این رکوردها بر گرفته از مطالعه انجام شده توسط باربوسا و همکاران [20] هستند و مشخصات آن ها در جدول (٥) ارائه شده است. برای انجام تحلیل ها، حداکثر جابه جایی نسبی پسماند طبقه به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی در نظر گرفته شده و مولفه طیف شبه شتاب در زمان تناوب مود اول سازه، بر اساس گزارش FEMA P-58 او مطالعات انجام شده در ادبیات فنی [31,36-40] برای مقایسه عملکرد جابه جایی نسبی پسماند سازه ها چهار سطح ۲۰، ۵/۰، ۱ و ۲ درصد برای

25 Fatigue Material Parameters 26 Strain Hardening Ratio

اول حالتی را نشان میدهد که اعضای سازهای نیاز به تعمیر ندارند ولى اجزاى غيرسازهاى نياز به اصلاح دارنـد. سطح دوم متناظر با حالتی است که اعضای سازهای و غیرسازهای هـر دو نیاز به تعمیر دارند. در سطح سوم، اعضای سازه به تعمیرات قابل توجهی، به منظور حفظ حاشیه ایمنی برای پایداری جانبی، نیاز دارند که هزینه آن از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نمی باشد. سرانجام در سطح چهارم، سازه تحت اثر پس لرزه ها در معرض فروریزش قرار دارد. در این مطالعه، بر اساس مطالعات انجام شده توسط كيتاياما و كنستانتينو [36] و یحییزاده و یخچالیان [37] مقداری به زمان تحلیل اضافه شده تا سازه پس از پایان اعمال زلزلـه ارتعـاش آزاد كـرده و زمـان کافی برای نوسان داشته باشد تا جابهجایی نسبی پسماند با دقت مناسبی محاسبه شود. این مقدار زمان برای سازه هایی که زمان تناوب آنها کمتر یا مساوی ۱ ثانیه می باشد ۲۰ ثانیه، برای سازههایی که زمان تناوب آن ها بیشتر از ۱ ثانیـه و کمتـر یـا مساوی ۲ ثانیه است ٤٠ ثانیه و برای سازههایی که زمان تناوب آنها بیشتر از ۲ ثانیه است ٦٠ ثانیه می باشد. به علاوه، اگر قبل از رسیدن بیشترین جابه جایی نسبی پسماند سازه به مقدار مورد نظر مقدار حداکثر جابه جایی نسبی از ۱۰ درصد، که به عنوان معیار فروریزش سازه در نظر گرفته شده، عبور کرده باشد، تحلیل متوقف شدہ و مقدار (Sa(Tı) متناظر با آن به عنوان ظرفیت جابه جایی نسبی پسماند سازه (Sa<sub>RD</sub>) در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که مشابه این فرض در مطالعه انجام شده توسط کیتایاما و کنستانتینو [36] نیـز لحـاظ شـده است. به علاوه، آتلایان [41] جابهجایی نسبی ۱۰ درصد را به عنوان معیار فروریزش سازههای BRBF مورد استفاده قرار داده است.

حداکثر جابهجایی نسبی پسماند طبقه فرض شده است. سطح

مجله علمي – پژوهشي مهندسي عمران مدرس

Structure	Story	Columns	Beams	Ties	Conventional braces	BRB core area (in <sup>2</sup> )	BRB ductility cap.
_	4	W10X68	W10X68	W8X48	W8X58	4	12.07
4-story	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	W14X82	W10X68	W10X77	W8X48	3	13.17
-	7	W14X82	W10X68	W10X77	W8X48	3	13.17
-	6	W14X145	W12X120	W12X96	W10X68	3	13.17
9 store	5	W14X145	W12X120	W12X96	W10X68	3	13.49
8-story -	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	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
12	7	W14X176	W12X136	W12X106	W10X68	3.5	13.97
12-story -	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 RBRBF برای سازههای ٤، ۸ و ۱۲ طبقه

Table. 2. Member sizes of the RBRBF structures

**جدول ۳.** مقاطع اعضا در یک دهانه از سیستم باربر جانبی BRBF برای



Fig. 3. Modeling method used for RBRBFs

**جدول ٤**. زمان تناوبهای اصلی سازههای در نظر گرفته شده

\_

	T <sub>1</sub> (sec)	
Structure	RBRBF	BRBF
4-story	0.61	0.96
8-story	1.33	1.83
12-story	2.12	2.59
LL 4 E' 4	1 . 1	6.4 4

Table. 4. First mode periods of the structures

Structure	Story	Columns	Pooms	BRB core
Suucture	Story	Columns	Dealits	area (in <sup>2</sup> )
_	4	W10X45	W14X38	1.5
1 story	3	W10X45	W14X38	2.5
4-story	2	W10X77	W14X38	3
	1	W10X77	W14X38	3.5
	8	W10X45	W14X38	1
-	7	W10X45	W14X38	2
-	6	W10X77	W14X38	3
0 - 4	5	W10X77	W14X38	3.5
8-story	4	W12X106	W14X38	4
-	3	W12X106	W14X38	4
-	2	W14X145	W16X45	4.5
-	1	W14X145	W16X45	4.5
	12	W10X45	W16X40	2
-	11	W10X45	W16X40	2
-	10	W10X77	W16X40	3
-	9	W10X77	W16X45	3.5
-	8	W12X106	W16X45	4
10	7	W12X106	W16X50	4.5
12-story	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

Table. 3. Member sizes of the BRBF structures

رفته شده توسط باربوسا و همکاران [20]	ل در نظر گ	پوستهای و فرورانشی	۲۲ جفت رکورد	ول ٥. مشخصات	جد
--------------------------------------	------------	--------------------	--------------	--------------	----

	Subduction								Crustal						
pair	Earthquake	Year	Station	Comp.	Mag.	R(km)	PGA(g)	D5-75(s)	Earthquake	Year	Station	Comp.	Mag.	R(km)	PGA(g
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	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
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
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
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
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
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
8	Maule (Chile)	2010	Hualane	Т	8.8	50.0	0.45	33.7	Santa Barbara	1978	Cachuma Dam Toe	250	5.9	27.4	0.1
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
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
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
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
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
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
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
16	Tohoku (japan)	2011	Sakura	NS	9	122.3	0.49	28.6	Tabas, Iran	1978	Dayhook	L	7.4	13.9	0.32
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
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
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
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
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
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
μ								36.8							
a								22.6							

در این مطالعه، برای درستی آزمایی روش مدلسازی مهاربند کمانش ناپذیر از تاریخچه زمانی تغییرمکان بام یک قاب ۳ طبقه با مهاربندهای کمانش ناپذیر (3vb)، که توسط سابلی [42] طراحی شده، استفاده شده است. مطابق شکل (٤-الف)، تاریخچه زمانی تغییرمکان بام بدست آمده تحت رکورد LA25 با استفاده از روش مدلسازی این مطالعه، با تاریخچههای زمانی تغییرمکان بام ارائه شده در مطالعات عسگرخانی و همکاران [43] و یوریز و مهین [4] هماهنگی خوبی دارد. شکل (٤-ب) پاسخ هیسترزیس یک مهاربند کمانش ناپذیر ارائه شده در مطالعه عسگرخانی و همکاران را استفاده از روش مدلسازی در نظر گرفته شده در این مطالعه مقایسه میکند. همانطور که مشاهده می شود پاسخهای

# ٤- ارزیابی احتمالاتی عملکرد جابه جایی نسبی پسماند سازههای مورد مطالعه

در این مطالعه، عملکرد جابهجایی نسبی پسماند سازههای RBRBF در چهار سطح جابهجایی نسبی پسماند ۲۰، ۰/۵، ۱ و ۲ درصد تحت اثر رکوردهای پوستهای و فرورانشی، با مدت زمان حرکات شدید متفاوت، با تحلیلهای IDA ارزیابی شده و نتایج آن با نتایج بدست آمده شکل ٤. الف) مقایسه بین تاریخچه زمانی تغییرمکان بام قاب 3vb تحت رکورد LA25 حاصل از روش مدلسازی مهاربند کمانش 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 هیسترزیس یک مهاربند کمانش ناپذیر بدست آمده با استفاده از روش مدلسازی در نظر گرفته شده در این مطالعه و روش بکار گرفته شده توسط عسگرخانی و همکاران.



Fig. 4. (a) Comparison between the roof displacement time history of the Frame 3vb under LA25 ground motion record obtained from analysis and those reported by Asgarkhani et al. and Uriz and Mahin, and (b) Comparison between the hysteresis responses of a BRB obtained using the modeling method considered in this study and that used by Asgarkhani et al.

برای سازه های BRBF مقایسه شده است. همانطور که قبل تر بیان شد، در تحلیل های IDA از سنجه شدت (Sa(T<sub>1</sub>) برای مقیاس نمودن رکوردها استفاده شده و همچنین از حداکثر جابه جایی نسبی پسماند به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی استفاده شده است.

### ٤-۱-۵ منحنی های بدست آمده از تحلیل های دینامیکی افزاینده (IDA)

شکل (۵) منحنی های IDA به دست آمده متناظر با جابه جایی نسبی پسماند ۰/۰ درصد را برای سازهی ٤ طبقه RBRBF تحت اثر رکوردهای پوسته ای و فرورانشی نشان می دهد. هر نمودار شامل ۲۲ منحنی IDA می باشد.

**شکل ۵**. الف) منحنیهای IDA به دست آمده متناظر با جابهجایی نسبی پسماند ۰/۵ درصد برای سازهی ٤ طبقه RBRBF تحت اثر: الف) رکوردهای فرورانشی



(س/b)

Fig. 5. IDA curves of the 4-story RBRBF structure corresponding to the MRIDR = 0.5% under: (a) subduction and (b) crustal records



<sup>27</sup> Residual Drift Margin Ratio (RDMR)

از تقسیم میانه ظرفیت جابه جایی نسبی پسماند سازه (Median Sa<sub>RD</sub>(T<sub>1</sub>)) بر مولفه طیف MCE<sub>R</sub> در زمان تناوب مود اول سازه، Sa<sub>MCER</sub>، با استفاده از رابطه (۲) بدست میآید.

$$RDMR = \frac{MedianSa_{RD}(T_1)}{Sa_{MCER}(T_1)}$$
(Y)

مقادیر RDMR برای هر مدل سازهای به ازای ٤ سطح جابه جایی نسبی پسماند در نظر گرفته شده به همراه مقادیر انحراف معیار لگاریتمی (مراهیه (مراهه) در جدول (٦) ارائه شدهاند.

**جدول ۲**. مقادیر نسبت حاشیه ایمنی جابهجایی نسبی پسماند و انحراف معیار لگاریتمی Sa<sub>RD</sub> سازهها تحت ۲۲ جفت رکورد پوستهای و

÷ •	1 :
ىسىر ،	ف و ر ا
ی	<i>JJJ</i>

S4	Deserved	<b>RDMR</b> ( $\sigma_{\ln SaRD}$ )						
Structure	Records	RD=0.2%	RD=0.5%	RD=1%	RD=2%			
4-story	Subduction	0.88(0.56)	1.72(0.35)	2.08(0.28)	2.37(0.27)			
RBRBF	Crustal	0.83(0.57)	1.57(0.46)	2.33(0.40)	2.80(0.39)			
4-story	Subduction	0.37(0.61)	0.70(0.50)	0.87(0.47)	1.07(0.42)			
BRBF	Crustal	0.26(0.40)	0.56(0.34)	0.92(0.48)	1.18(0.43)			
8-story	Subduction	0.67(0.61)	1.28(0.52)	1.55(0.47)	1.81(0.48)			
RBRBF	Crustal	0.50(0.54)	1.21(0.46)	1.53(0.41)	1.87(0.46)			
8-story	Subduction	0.15(0.53)	0.33(0.52)	0.56(0.45)	0.80(0.40)			
BRBF	Crustal	0.12(0.58)	0.30(0.59)	0.53(0.55)	0.95(0.32)			
12-story	Subduction	0.36(0.46)	1.07(0.44)	1.31(0.46)	1.54(0.42)			
RBRBF	Crustal	0.28(0.66)	0.84(0.54)	1.10(0.45)	1.45(0.41)			
12-story	Subduction	0.13(0.53)	0.27(0.51)	0.42(0.41)	0.62(0.34)			
BRBF	Crustal	0.11(0.76)	0.23(0.62)	0.43(0.38)	0.61(0.36)			

بر اساس مقادیر RDMR ارائه شده در جدول (۲)، می توان نتیجه گرفت که بهازای هر ٤ سطح جابهجایی نسبی پسماند، سازههای RBRBF تحت هر دو مجموعه زلزلههای پوستهای و فرورانشی به صورت قابل توجهی عملکرد جابهجایی نسبی پسماند بهتری نسبت به سازههای RBRBF دارند. برای نمونه، نسبت حاشیه ایمنی جابهجایی نسبی پسماند سازه ی ٤ طبقه نسبت حاشیه ایمنی جابهجایی نسبی پسماند سازه ی ٤ طبقه با سیستم RBRBF به ازای سطح جابهجایی نسبی پسماند ۲ با سیستم ۲/۲۱ برابر مقدار متناظر آن برای سازهی ٤ طبقه با سیستم RBRBF می باشد، و این نسبت تحت رکوردهای پوسته ی ۲/۳۷ می باشد. به عبارت نسبت نییر سیستم باربر جانبی سازه از RBRBF به RBRBF مقادیر RDRR سازها به طور قابل ملاحظهای افزایش

مییابند. دلیل این موضوع عدم تمرکز خسارت در یک یا چند طبقه از سازه RBRBF میباشد. همچنین، با افزایش سطح جابهجایی نسبی پسماند، نسبت مقادیر RDMR تحت رکوردهای پوستهای به مقادیر RDMR تحت رکوردهای فرورانشی برای بیشتر سازهها افزایش مییابد. دلیل این موضوع افزایش اثر مخرب مدت زمان حرکات شدید بیشتر رکوردهای فرورانشی در مقایسه با رکوردهای پوستهای با افزایش شدت زلزله است، که در سطوح بالاتر جابهجایی نسبی پسماند مشهود میباشد.

٤-۳- منحنیهای شکنندگی جابهجایی نسبی پسـماند سازهها تحت ۲۲ جفت رکورد پوستهای و فرورانشی

منحنی شکنندگی جابه جایی نسبی پسماند احتمال عبور حداکثر جابه جایی نسبی پسماند طبقات سازه از یک حد مشخص را به ازای شدت های مختلف زلزله نشان می دهد. با فرض توزیع نرمال لگاریتمی برای مقادیر Sa<sub>RD</sub> بدست آمده از تحلیل های IDA و با استفاده از تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، منحنی شکنندگی جابه جایی نسبی پسماند بر اساس رابطه زیر بدست می آید.

$$P(\mathbf{R}\mathbf{D} \mid Sa(T_{1}) = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \mu}{\beta}\right) \tag{(7)}$$

که در آن (P(RD|Sa(T<sub>1</sub>)=x) احتمال عبور از سطح جابهجایی نسبی پسماند مورد نظر با فرض Sa(T<sub>1</sub>)=x، ( ) Φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، μ میانگین مقادیر (In(Sa<sub>RD</sub> و β انحراف معیار مقادیر (In(Sa<sub>RD</sub> می)باشد. مقادیر μ و β به ترتیب با استفاده از روابط (٤ و ٥) محاسبه می شوند.

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} \ln(Sa_{RDi})$$
 (£)

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (\ln(Sa_{RDi}) - \mu)^2}$$
 (**o**)

در روابط فوق، Sa<sub>RDi</sub> شتاب طیفی متناظر با سطح جابه جایی نسبی پسماند فرض شده به ازای رکورد i و n تعداد رکوردها می باشد.

شکل (٦) منحنیهای شکنندگی نرمال شده جابه جایی نسبی پسماند را برای سازههای ٤ طبقه با سیستمهای BRBF

مهران میرزایی و همکاران و RBRBF را تحت اثر رکوردهای پوستهای و فرورانشی نشان میدهد. همانطور که در این شکل مشاهده می شود، به ازای یک مقدار مشخص (Sa(T<sub>1</sub>)/Sa<sub>MCER</sub>(T<sub>1</sub>) می احتمال عبور از سطح جابه جایی نسبی پسماند مورد نظر، به ازای تمامی سطوح جابه جایی نسبی پسماند، تحت هر دو مجموعه رکورد پوستهای و فرورانشی، برای سازه RBRBF کمتر از مقدار متناظر آن برای سازه BRBF است. بدین ترتیب می توان نتیجه گرفت که تغییر سیستم از RBRBF به RBRBF منجر از منجر به کاهش قابل توجهی در احتمال عبور از سطح جابه جایی نسبی پسماند مورد نظر می شود و سازه RBRBF

در کنترل جابهجایی نسبی پسماند عملکرد بهتری دارد.

# **٤-٤- ارزیابی میانگین فراوانی سالیانه عبور از حـدود** مختلف بیشترین جابهجایی نسبی پسماند

برای ارزیابی ریسک جابه جایی نسبی پسماند سازه ها، از میانگین فراوانی سالیانه عبور از یک سطح جابه جایی نسبی پسماند<sup>۲۸</sup> ( $\lambda_{RD}$ ) استفاده شده است. مقادیر م $\lambda_{RD}$  از ترکیب منحنی های شکنندگی متناظر با سطح جابه جایی نسبی پسماند فرض شده برای هر سازه تحت رکوردهای پوسته ای و فرورانشی با منحنی های خطر لرزه ای متناظر با آن ها که میانگین سالیانه فراگذشت از شدت های مختلف حرکت زمین در یک ساختگاه را نشان می دهند، با استفاده از انتگرال گیری عددی بر اساس رابطه (1) محاسبه شده [44] و در جدول (۷) ارائه شده اند. در نهایت، مقادیر م<sub>R</sub> مربوط به زلزله های پوسته ای و فرورانشی برای هر سازه با یکدیگر جمع شده اند و م<sub>R</sub> کل برای سازه مورد نظر از رابطه (۷) بدست آمده است [45].

$$\lambda_{RD} = \sum_{i=1}^{\infty} P(\mathbf{R} \mathbf{D} \mid Sa_i) \times \left| \frac{\Delta \lambda_{Sa}(Sa_i)}{\Delta Sa} \right| \times \Delta Sa$$
(7)

$$\lambda_{RD \ Total} = \lambda_{RD \ Cru} + \lambda_{RD \ Sub} \tag{V}$$

P(RD|Sa<sub>i</sub>) ، احتمال رسیدن سازه به سطح جابهجایی نسبی <u>که (Sa</u>i) ماند مورد نظر تحت زلزلهای با شدت Sa<sub>i</sub> و Sa<sub>i</sub>

<sup>28</sup> Mean Annual Frequency (MAF) of exceeding a MRIDR level

USGS [46]، با توجه به مشخصات ساختگاه اعم از نوع خاک، و طول و عرض جغرافیایی، که در بخش (۲) ذکر شده، استفاده شده است. شیب منحنی خطر ساختگاه میباشد. منحنی خطر لرزهای بیانگر مقادیر میانگین سالیانه فراگذشت از شدت های مختلف حرکت زمین در یک ساختگاه میباشد. در این تحقیق، برای بدست آوردن منحنی های خطر لرزهای از وبگاه

**شکل ۲**. مقایسه منحنیهای شکنندگی نرمال شده جابهجایی نسبی پسماند برای سازههای ٤ طبقه با سیستمهای RBRBF و BRBF بهازای سطوح مختلف جابهجایی نسبی پسماند تحت ۲۲ رکورد: الف) RD=0.2% – فرورانشی، ب) RD=0.5% – فرورانشی، پ) RD=1% – فرورانشی، ت) RD=2% فرورانشی، ث) RD=0.2% – پوستهای، ج) RD=0.5% - پوستهای، چ) RD=1% – پوستهای و ح) RD=2% – پوستهای



Fig. 6. Normalized residual drift fragility curves of the 4-story RBRBF and BRBF structures: (a) RD=0.2%-subduction, (b) RD=0.5%-subduction, (c) RD=1.0%-subduction, (d) RD=2.0%-subduction, (e) RD=0.2%-crustal, (f) RD=0.5%-crustal, (g) RD=1.0%-crustal and (h) RD=2.0%-crustal

با توجه به این که در وبگاه USGS منحنی های خطر هر ساختگاه برای یک سری از زمان تناوب های خاص ارائه شده، برای محاسبه منحنی های خطر به ازای زمان تناوب های اصلی سازه های مورد مطالعه، از روش بکار گرفته شده توسط ایدس [47] برای درونیابی استفاده شده است. در شکل (۷)، منحنی های خطر درونیابی شده بر اساس زمان تناوب های اصلی سازه های مورد مطالعه تحت هر دو نوع زلزله یوسته ای و فرورانشی ارائه شده اند.

همانطور که در جدول (V) مشخص است، نسبت مقدار λ<sub>RD</sub> کل بهازای سطوح جابهجایی نسبی پسماند ۱٬۰۰، ۰/۰، ۱ و ۲ درصد برای هر سازه BRBF به مقدار متناظر آن برای سازه RBRBF بسیار بیشتر از ۱ میباشد. مقدار قابل توجه این نسبت بیان گر عملکرد بهتر سازه RBRBF در مقایسه با سازه BRBF در کنترل جابه جایی نسبی پسماند است. شکل (۸) تغییرات مقادیر ممهدر مقابل سطوح مختلف جابه جایی نسبی پسماند برای سازه های RBRBF و BRBF تحت رکوردهای فرورانشی را نشان میدهد. همانطور که مشاهده می شود، در تمامی موارد با افزایش سطح جابه جایی نسبی پسماند ریسک عبور از سطح جابهجایی نسبی پسماند مورد نظر کاهش می یابد. همچنین ریسک عبور از یک حد مشخص جابهجایی نسبی پسماند برای سازه های BRBF بیشتر از سازه های RBRBF است. لازم به ذکر است که نتایج آنالیزهای سازههای مورد مطالعه تحت رکوردهای پوستهای نیز روند مشابهی را نشان می دهند.

منحنی های تفکیک  $\lambda_{RD}$  برای سازه های RBRBF و brown and the set of the set

مهران میرزایی و همکاران

کمتری مورد نیاز است تا سازه از آن سطح جابه جایی نسبی پسماند عبور نماید. همچنین، برای سیازه RBRBF، نیواحی ب

**جدول ۷**. مقادیر میانگین فراوانی سالیانه عبور از سطوح مختلف جابهجایی نسبی پسماند سازهها تحت رکوردهای پوستهای و فرورانشی

		$\lambda_{RD}$ / 10 <sup>-5</sup>						
Building	Records	RD=0.2%	RD=0.5%	RD=1%	RD=2%			
	Subduction	59.63	5.63	2.18	1.24			
4-story RBRBF	Crustal	78.33	14.84	3.96	2.10			
RBRBI	Total	137.97	20.47	6.14	3.35			
	Subduction	274.41	88.51	55.48	32.04			
4st-story BRBF	Crustal	436.01	135.27	66.46	38.64			
DRDI	Total	710.42	223.78	121.94	70.68			
$rac{\lambda_{RD Total BRBF}}{\lambda_{RD Total RBRBF}}$		5.15	10.93	19.86	21.1			
	Subduction	103.33	26.86	15.14	10.41			
8-story RBRBF	Crustal	175.30	36.47	20.68	14.77			
RBRBI	Total	278.63	63.33	35.81	25.17			
	Subduction	530.00	227.78	108.03	57.45			
8-story BRBF	Crustal	1019.86	336.70	145.69	44.81			
	Total	1549.86	564.48	253.72	102.26			
$rac{\lambda_{RD \ Total \ BRBF}}{\lambda_{RD \ Total \ RBRBF}}$		5.56	8.91	7.08	4.06			
	Subduction	166.57	29.78	20.17	13.04			
12-story RBRBF	Crustal	333.59	66.73	40.62	24.58			
RDRDI	Total	500.16	96.51	60.79	37.62			
	Subduction	408.47	178.54	92.36	47.45			
12-story	Crustal	1214.06	355.05	114.72	73.48			
BRBF	Total	1622.53	533.59	207.08	120.93			
λ <sub>RD Total BRBF</sub> λ <sub>RD Total RBRBF</sub>		3.24	5.53	3.41	3.21			

Table. 7.  $\lambda_{RD}$  values for the RBRBFs and BRBFs

شکل ۷. منحنی های خطر لرزهای متناظر با زمان تناوب های اصلی سازه های در نظر گرفته شده تحت: الف) زلزله های فرورانشی و ب) زلزله های پوسته ای



Fig. 7. Seismic hazard curves corresponding to first mode periods of the structures under: (a) subduction ground motions and (b) crustal ground motions

**شکل ۸** تغییرات λ<sub>RD</sub> در مقابل سطوح مختلف جابهجایی نسبی پسماند برای سازهها: الف) ٤ طبقه-فرورانشی، ب) ۸ طبقه-فرورانشی، پ) ۱۲ طبقه-فرورانشی، ت) ٤ طبقه-پوستهای، ث) ۸ طبقه-پوستهای و ج) ۱۲ طبقه-پوستهای



Fig. 8. Residual drift hazard curves for the both groups of structures: (a) 4-story\_Subduction, (b) 8-story\_Subduction, (c) 12story\_Subduction, (d) 4-story\_Crustal, (e) 8-story\_Crustal and (f) 12-story\_Crustal

**شکل ۹**. منحنیهای تفکیک λ<sub>RD</sub> تحت رکوردهای فرورانشی برای سازههای در نظر گرفته شده: الف) ٤ طبقه RBRBF، ب) ۸ طبقه ۲۱۲ طبقه BRBF، ب) ۲ طبقه BRBF، ت) ٤ طبقه BRBF، ث) ۸ طبقه BRBF و ج) ۱۲ طبقه BRBF





**Fig. 9.**  $\lambda_{RD}$  disaggregation curves under subduction ground motion records for the structures: (a) 4-story RBRBF, (b) 8-story RBRBF, (c) 12-story RBRBF, (d) 4-story BRBF, (e) 8-story BRBF and (f) 12-story BRBF

٥- نتيجه گيري

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 چرخـههـای بارگـذاری بیشتر می تواند موجب نگرانی ها زیادی شود. در این مطالعه، عملکرد جابهجایی نسبی پسماند سازههای RBRBF که به خرپای قائم الاستیک برای بالا بردن سختی طبقات و مهاربندهای کمانش ناپذیر برای استهلاک انرژی ورودی ناشی از زلزله مجهز هستند، تحت اثر زلزلههای یوستهای و فرورانشی مورد بررسی قرار گرفت و عملکرد آنها با سازههای BRBF مقایسه شد. به منظور ارزیابی اثر مدت زمان حركات شديد بر عملكرد جابه جايي نسبي يسماند سازها، تحلیلهای دینامیکی افزاینده به ازای سطوح جابه جایی نسبی پسماند ۰/۲، ۵/۰، ۱ و ۲ درصد با استفاده از ۲۲ جفت رکورد پوستهای و فرورانشی انجام شد. برای دستیابی به اهداف فوق، شش سازه فولادی ٤، ٨ و ١٢ طبقه در قالب دو گروه در نظر گرفته شد. نتایج به دست آمده در این مطالعه عبارتند از:

۱. برای بیشتر سازه های مورد مطالعه، با افزایش سطح جابه جایی نسبی پسماند، نسبت مقدار RDMR تحت رکوردهای پوسته ای به مقدار RDMR تحت رکوردهای فرورانشی افزایش می یابد. دلیل این موضوع افزایش اثر مخرب مدت زمان حرکات شدید بیشتر رکوردهای فرورانشی در مقایسه با رکوردهای پوسته ای با افزایش شدت زلزله است، که در سطوح بالاتر جابه جایی نسبی پسماند مشهود می باشد. در نتیجه، در ساختگاه هایی که در معرض

گرفتن طیف طرح برای طراحی سازه، اثر مدت زمان حرکات شدید زمین نیز به شکلی در طراحی سازه لحاظ شود. ۲. به دلیل ایجاد توزیع یکنواخت جابه جایی نسبی در ارتفاع سازه های RBRBF و به دنبال آن جلوگیری از تمرکز خسارت در یک یا چند طبقه، بهازای تمامی سطوح خسارت در یک یا چند طبقه، بهازای تمامی سطوح جابه جایی نسبی پسماند و تحت هر دو گروه رکوردهای پوسته ای و فرورانشی، مقادیر RDMR این سازه ها در مقایسه با سازه های و فرورانشی، مقادیر RDMR این سازه ها در مقایسه با سازه های RBBF به طور قابل توجهی بیشتر میباشند. ۳. با توجه به منحنی های شکنندگی نرمال شده جابه جایی نسبی پسماند، به ازای تمامی سطوح جابه جایی نسبی پسماند و تحت هر دو گروه رکوردها، به ازای یک مقدار مشخص پسماند مورد نظر برای هر سازه RBRF در مقایسه با سازه پسماند مورد نظر برای هر سازه RBRF در مقایسه با سازه RBRBF

٤. مقادیر Δ<sub>RD</sub> سازه های BRBF در مقایسه با سازه های RBRBF به طور قابل توجهی بیشتر می باشند. به طور کلی، وجود خرپای قائم الاستیک در سازه های RBRBF از کاهش سریع و شدید سختی طبقه در اثر تسلیم مهاربندهای کمانش ناپذیر در یک طبقه خاص جلوگیری می کند. بنابراین، با توزیع یکنواخت جابه جایی نسبی در راستای ارتفاع سازه از ایجاد جابه جایی نسبی پسماند زیاد در یک طبقه خاص جلوگیری می شود. در نتیجه، این سازه ها عملکرد جابه جایی نسبی پسماند بسیار بهتری در مقایسه با سازه های BRBF دارند.

به طور خلاصه، به عنوان یک نتیجه کلی می توان گفت که با توجه به محتمل بودن رخداد زلزلههای با مدت زمان حرکات شدید طولانی برای ساختگاه مورد مطالعه، استفاده از سیستم RBRBF می تواند گزینه بهتر و کارآمدتری نسبت به استفاده [9] Tremblay, R., Poncet, L., 2005 Seismic performance of concentrically braced steel frames in multistory buildings with mass irregularity, Journal of Structural Engineering, 131(9), 1363-1375.

[10] Khatib, I. F., Mahin, S. A., 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.

[11] Bosco, M., Rossi, P. P., 2009 Seismic behaviour of eccentrically braced frames, Engineering Structures, 31(3), 664-674.

[12] Rossi, P. P., 2007 A design procedure for tied braced frames, Earthquake engineering & structural dynamics, 36(14), 2227-2248.

[13] Pachideh, G., Gholhaki, M., Kafi, M., 2020 Experimental and numerical evaluation of an innovative diamond-scheme bracing system equipped with a yielding damper, *Steel and Composite Structures*, **36**(2), 197.

[14] Pachideh, G., Kafi, M., Gholhaki, M., 2020 Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipater, Structures, 28, 467-481.

[15] Gholhaki, M., Pachideh, G., 2015 Investigating of damage indexes results due to presence of shear wall in building with various stories and spans, *Int J Rev Life Sci*, **5**(1), 992-997.

[16] Pachideh, G., Gholhaki, M., Daryan, A. S., 2019 Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis, *Structures*, **20**, 437-451.

[17] Tremblay, R., 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*, 739-746.

[18] Foschaar, J. C., Baker, J. W., 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.

[19] Chandramohan, R., Baker, J. W., Deierlein, G. G., 2016 Quantifying the influence of ground motion duration on structural collapse capacity using spectrally equivalent records, *Earthquake Spectra*, **32**(2), 927-950.

[20] Barbosa, A.R., Ribeiro, F.L., Neves, L.A., 2017 Influence of earthquake ground- motion duration on damage estimation: application to steel moment resisting frames, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **46**(1), 27-49.

[21] Bravo-Haro, M. A., Elghazouli, A. Y., 2018 Influence of earthquake duration on the response of steel moment frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **115**, 634-651.

[22] C.S.I. 2016, Computer program ETABS ultimate 2015, Computers and Structures Inc., *Berkeley, California.* 

[23] ASCE/SEI 7-10., 2010 Minimum design loads for

از سیستم BRBF باشد.

# سپاسگزاری نویسندگان از آقای دکتر باربوسا برای در اختیار قرار دادن رکوردهای زلزلههای پوستهای و فرورانشی تشکر مینمایند.

### اعلام تعارض منافع

نویسندگان اعلام میکنند که هیچ نوع تعارض منافعی وجـود ندارد.

### مراجع

[1] Bosco, M., Marino, E.M., Rossi, P.P., 2018 A design procedure for pin-supported rocking buckling- restrained braced frames, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **47**(14), 2840-2863.

[2] 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.

[3] Black, C., Makris, N., Aiken, I., 2002 Component testing, stability analysis and characterization of buckling restrained braces, PEER Report 2002/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, *University of california at berkeley*.

[4] Uriz, P., Mahin, S., 2008 Toward earthquake resistant design of concentrically braced steel frame structures, PEER report 2008/08, *University of California, Berkeley, USA*.

[5] Kumar, G.R., Kumar, S.S., Kalyanaraman, V., 2007 Behaviour of frames with non-buckling bracings under earthquake loading, *Journal of constructional steel research*, **63**(2), 254-262.

[6] Asgarian, B., 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*, **17**(2), 367-386.

[7] Pachideh, G., Gholhaki, M., Lashkari, R., Rezayfar, O., 2020 Behavior of BRB Equipped with a Casing Comprised of Steel and Polyamide, Institution

of Civil Engineers-Structures and Buildings.

[8] 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). Probabilistic collapse resistance and residual drift assessment of buildings with fluidic self- centering systems, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **45**(12), 1935-1953.

[37] Yahyazadeh, A., Yakhchalian, M., 2018 Probabilistic residual drift assessment of SMRFs with linear and nonlinear viscous dampers, *Journal of Constructional Steel Research*, **148**, 409-421.

[38] Kamaris, G. S., Papavasileiou, G. S., Kamperidis, V. C., Vasdravellis, G., 2022 Residual drift risk of self-centering steel MRFs with novel steel column bases in near-fault regions, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **162**, 107391.

[39] Kitayama, S., Constantinou, M. C., 2018 Seismic performance of buildings with viscous damping systems designed by the procedures of ASCE/SEI 7-16. *Journal of Structural Engineering*, **144**(6), 04018050.

[40] Tzimas, A. S., Kamaris, G. S., Karavasilis, T. L., Galasso, C., 2016 Collapse risk and residual drift performance of steel buildings using post-tensioned MRFs and viscous dampers in near-fault regions, *Bulletin of Earthquake Engineering*, **14**, 1643-1662.

[41] Atlayan, O., 2013 Hybrid steel frames (Doctoral dissertation, Virginia Tech).

[42] Sabelli, R., 2001 Research on improving the design and analysis of earthquake-resistant steel-braced frames, Oakland, CA, USA: EERI. pp. 1-142.[43] Asgarkhani, N., Yakhchalian, M., Mohebi, B. 2020 Evaluation of approximate methods for

estimating residual drift demands in BRBFs, Engineering Structures, **224**, 110849.

[44] Yakhchalian, M., Ghodrati Amiri, G., Nicknam, A., 2014 A new proxy for ground motion selection in seismic collapse assessment of tall buildings, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **23**(17), 1275-1293.

[45] Raghunandan, M., Liel, A.B. Luco, N., 2015 Collapse risk of buildings in the Pacific northwest region due to subduction earthquakes, *Earthquake Spectra*, 31(4), 2087-2115.

[46] U.S. Geological Survey, 2021 *https://earthquake.usgs.gov/hazards/interactive/.* 

[47] Eads, L., 2013 Seismic collapse risk assessment of buildings: effects of intensity measure selection and computational approach, *Stanford University*.

buildings and other structures, Reston: American Society of Civil Engineers.

[24] FEMA 356, F. E., 2000 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, *Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA*.

[25] Eurocode 8., 2003 Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels: *European Committee for Standardization*.

[26] ANSI/AISC 360-10., 2010 Specification for structural steel buildings, Chicago: *American Institute of Steel Construction*.

[27] ANSI/AISC 341-10., 2010 Seismic provisions for structural steel buildings, Chicago: *American Institute of Steel Construction*.

[28] 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).

[29] 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.

[30] McKenna, F., Fenves, G.L. Scott, M.H., 2015 Open system for earthquake engineering simulation, Berkeley: *Pacific Earthquake Engineering Research Center*.

[31] Yakhchalian, M., Yakhchalian, M., and Asgarkhani, N., 2021 An advanced intensity measure for residual drift assessment of steel BRB frames,

Bulletin of Earthquake Engineering, 19, 1931-1955.

[32] Yakhchalian, M., Asgarkhani, N., Yakhchalian, M., 2020 Evaluation of deflection amplification factor for steel buckling restrained braced frames, *Journal of Building Engineering*, **30**, 101228.

[33] Gray, M.G., 2012 Cast steel yielding brace system for concentrically braced frames, Ph.D. Dissertation. *University of Toronto*.

[34] 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*, **123**, 141-154.

[35] FEMA P-58-1., 2012 Seismic Performance Assessment of Buildings, Methodology.

[36] Kitayama, S., Constantinou, M. C., 2016

# Probabilistic residual drift assessment of rocking buckling restrained braced frames under crustal and subduction ground motion records

Mehran Mirzaei<sup>1</sup>, Mansoor Yakhchalian<sup>\*2</sup>, Mahshid Tavakoli<sup>1</sup>, Mohammad Hosein Soltani<sup>1</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) are widely used as a lateral force resisting system due to their advantageous characteristics such as elimination of brace buckling in compression, high ductility and energy dissipation. 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 significantly decreases. Drift concentration is undesirable as it can lead to general instability resulting from P- $\Delta$  effects or residual drift. For controlling damage concentration in one or few stories and achieving a uniform distribution of drifts in all stories, a new system entitled rocking buckling restrained braced frame (RBRBF) can be 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 approach. The novelty of this paper is investigating the residual drift performance of this new structural system under the effect of subduction ground motion records, which have higher significant durations compared with crustal ground motion records. In this study, 4-, 8-, and 12-story structures with RBRBF and BRBF systems are considered, and their residual drift capacity values given four maximum residual interstory drift ratio (MRIDR) levels of 0.2%, 0.5%, 1.0% and 2.0% are computed using incremental dynamic analyses (IDAs). IDAs are performed on two-dimensional models of the structures using 22 pairs of short-duration crustal and long-duration subduction ground motion records. After computing the capacity values given these four MRIDR levels, the residual drift margin ratios (RDMR), and the mean annual frequencies (MAFs) of exceeding different MRIDR levels ( $\lambda_{RD}$ ) are obtained. The results demonstrate that all the RBRBFs have better residual drift performance than the BRBFs. Based on these results, the use of RBRBF dramatically reduces BRBF weaknesses including the concentration of damage in a certain story and low post-yield stiffness. For example, the ratios of the total  $\lambda_{RD}$  value given MRIDR= 2.0% for the BRBF system to its corresponding value for the RBRBF system for the 4-, 8-, and 12-story structures are 21.10, 4.06, and 3.21, respectively. In addition, for most of the structures, as the MRIDR level increases, the ratio of the RDMR value under crustal records to that under subduction records increases.

**Keywords:** Crustal and subduction ground motion records, residual drift, damage concentration, rocking buckling restrained braced frame, incremental dynamic analysis.