

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

مهران میرزایی^۱، منصور یخچالیان^{۲*}، مهشید توکلی^۱، محمدحسین سلطانی^۱

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.

* yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۴۰۲/۷/۲۷]

تاریخ دریافت: [۱۴۰۱/۱۱/۱۳]

چکیده

برای کنترل تمرکز خسارت در یک طبقه و ایجاد توزیع یکنواخت جابه‌جایی نسبی طبقه در ارتفاع سازه، می‌توان از یک سیستم نوین تحت عنوان سازه دارای حرکت گهواره‌ای با مهاربندهای کماتش 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 خرابی قائم الاستیک هستند که در پایه مفصلی می‌باشد و به‌گونه‌ای 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 کماتش ناپذیر می‌باشد که نقش مستهلک‌کننده انرژی را دارند و می‌توانند وارد محدوده رفتار غیرالاستیک شوند. روش طراحی سازه‌های RBRBF یک روش مبتنی بر تغییر مکان می‌باشد. در این مطالعه، شش سازه‌ی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با دو سیستم RBRBF و قاب با مهاربندهای کماتش ناپذیر (BRBF) با استفاده از نرم‌افزار متن‌باز OpenSees به صورت غیرخطی مدل‌سازی شدند، و مقادیر ظرفیت جابه‌جایی نسبی پسماند سازه‌ها به ازای ۴ سطح جابه‌جایی نسبی پسماند ۰/۲، ۰/۵، ۱ و ۲ درصد با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشده تحت اثر ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فروانشی بدست آمدند. سپس، به ازای این ۴ سطح جابه‌جایی نسبی پسماند، نتایج بدست آمده بر حسب نسبت حاشیه ایمنی جابه‌جایی نسبی پسماند، RDMR، و میانگین فراوانی سالیانه عبور از سطح جابه‌جایی نسبی پسماند مورد نظر، λ_{RD} با یکدیگر مقایسه شدند. نتایج نشان دادند که سازه‌های RBRBF تحت هر دو مجموعه رکوردهای پوسته‌ای و فروانشی عملکرد جابه‌جایی نسبی پسماند بسیار مناسب‌تری در مقایسه با 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_{RD} کل به ازای سطح جابه‌جایی نسبی پسماند دو درصد برای سیستم BRBF به مقدار متناظر آن برای سیستم RBRBF برای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر با ۲۱/۱۰، ۴/۰۶ و ۳/۲۱ بدست آمد. علاوه بر این، در بیشتر سازه‌های مورد مطالعه با افزایش سطح جابه‌جایی نسبی پسماند، نسبت RDMR تحت رکوردهای پوسته‌ای به مقدار متناظر آن تحت رکوردهای فروانشی افزایش می‌یابد.

واژگان کلیدی: زلزله‌های پوسته‌ای و فروانشی، جابه‌جایی نسبی پسماند، تمرکز خسارت، سازه‌های دارای حرکت گهواره‌ای با مهاربندهای کماتش ناپذیر، تحلیل دینامیکی افزایشده.

۱- مقدمه

اختراع مهاربندهای کمانش ناپذیر^۱ و به دنبال آن بهبود روش ساخت و جزئیات اتصالات آنها موجب پیشرفت عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرا^۲ 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^۳، شکل‌پذیری^۴ بهتر و عملکرد هیسترتیک^۵ پایداری دارند [2]. نتایج 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 [3-7]. 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 ایجاد جابه‌جایی نسبی پسماند^۶ قابل توجه و تمرکز جابه‌جایی نسبی^۷ در یک یا چند طبقه، ناشی از سختی کم پس از تسلیم مهاربندهای کمانش ناپذیر هستند. تمرکز جابه‌جایی نسبی منجر به تمرکز خسارت^۸ در طبقه، تشدید آثار 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 [8]. همچنین در مطالعات دیگر اشاره شده است که تمرکز خسارت در قاب‌های مهاربندی همگرای معمولی [9, 10] و قاب‌های مهاربندی واگرا^۹ [11] نیز رخ می‌دهد. به همین دلیل پژوهشگران تلاش کرده‌اند برای بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی، با تغییر در پیکربندی آنها و یا با دوگانه کردن سیستم سازه، سختی طبقه را بیشتر

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.

رُسی [12] در رابطه با برطرف کردن مسئله تمرکز خسارت و توزیع یکنواخت تغییر مکان در قاب‌های مهاربندی واگرا با اضافه کردن المان‌های رابط^{۱۰} که انتهای بالایی مهاربند را به تیر واقع در پایین مهاربند به صورت عمودی متصل می‌کند، سیستم TBF^{۱۱} را پیشنهاد کرد. سپس برای طراحی این سیستم با هدف رسیدن به رفتار لرزه‌ای بهینه تا حد فروریزش یک روش مبتنی بر تغییر مکان^{۱۲} 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 با 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 [8] به منظور دستیابی به عملکرد لرزه‌ای بهتر برای قاب‌های مهاربندی همگرا، سیستم سازه‌ای SBS^{۱۳} را از ترکیب قاب مهاربندی همگرا با یک مَست^{۱۴} پیشنهاد کردند. مَست مانند یک پشتیبان و تکیه‌گاه قوی به قاب‌های 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 می‌شود. آن‌ها 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

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)

10 Ties

11 Tied Braced Frame (TBF = Tie + EBF)

12 Displacement Based Design Procedure

13 Strongback System (SBS)

14 Mast

طول حرکات شدید زمین که ممکن است کاهش شدید سختی در طبقه مشخصی رخ دهد، در محدوده الاستیک باقی بماند. این خرابای 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 خرابای قائم محدود نمی‌شود و سیستم‌های الاستیک دیگری مانند دیوارهای برشی بتن مسلح و فولادی، تیر ورق‌های بزرگ^{۱۵} و ... می‌توانند نقش 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 جابه‌جایی‌های نسبی طبقات در راستای ارتفاع سازه منجر به کاهش تمرکز جابه‌جایی نسبی طبقه می‌شود.

پاچیده و همکاران [13, 14] 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 می‌تواند به عنوان پشتیبان و تکیه‌گاهی قوی، سختی و مقاومت نهایی سازه را افزایش دهد.

برای حل مشکل تمرکز خسارت و کاهش جابه‌جایی نسبی پسماند قاب مهاربندی شورون^{۱۶}، بوسکو و همکاران [1] با اضافه کردن المان رابط و جابگزین 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 (RBRBFs)^{۱۷} را پیشنهاد دادند. مطابق شکل (۱)، در قاب RBRBF برخلاف قاب‌های مهاربندی متداول یا قاب‌های با

مهاربندهای زیپی^{۱۸}، مهاربندهای یک سمت دهانه مهاربندی شده همراه با ستون‌های مجاور آنها و المان‌های رابط بخشی از یک سیستم خرابای قائم هستند که در پایه مفصلی می‌باشد و به گونه‌ای 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 دارند و می‌توانند 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 توجه قرار نگرفته بود. ابتدا مرزوق و تربلی [17] در راستای همین موضوع سیستم قاب مهاربندی کمانش ناپذیر با خرابای 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 [1] یک روش جدید مبتنی بر تغییر مکان را برای طراحی سازه‌های RBRBF پیشنهاد کردند. در این روش، فرمول‌های محاسبه نیروهای داخلی اعضای بدون استهلاک انرژی از مطالعه انجام شده توسط رُسی در سال ۲۰۰۷ [12] پیروی می‌کنند، و روش مبتنی بر تغییر مکان اثر 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 با 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 آن‌ها، سازه‌های RBRBF از تمرکز خسارت در مهاربندهای کمانش

15 Large plate girders

16 Chevron Braced Frame

17 Rocking Buckling- Restrained Braced Frames (RBRBFs)

18 Suspended Zipper Braced Frames (SZBFs)

موجب چشم پوشی آیین‌نامه‌ها از اثر مدت زمان حرکات شدید شده است. علاوه بر در نظر گرفتن طیف طرح در طراحی 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، باریوسا و همکاران [20] اثر مدت زمان حرکات شدید زمین را بر سه قاب خمشی فولادی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه با تحلیل‌های IDA^{۱۹} بررسی کردند و دریافتند که زلزله‌های فرورانشی در مقادیر بزرگ شتاب طیفی منجر به مقادیر جابه‌جایی نسبی بزرگ‌تری نسبت به زلزله‌های پوسته‌ای می‌شوند. به علاوه، آنها به این نتیجه رسیدند که سازه بلند مرتبه تحت زلزله‌های فرورانشی 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 این نتیجه رسیدند که سازه‌ها تحت زلزله‌های با مدت زمان حرکات شدید طولانی احتمال فروریزش بیشتری 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 BRBF 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 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 عملکرد جابه‌جایی نسبی پسماند 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.

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 نظر مقدار فولاد مصرفی و هم از نظر عملکرد سازه‌ای سودمندتر می‌باشد.

شکل ۱. سازه‌ی دارای حرکت گهواره‌ای با مهاربندهای کماتش ناپذیر:

سمت چپ، پیکربندی و سمت راست، تغییرشکل تحت نیروهای لرزه‌ای

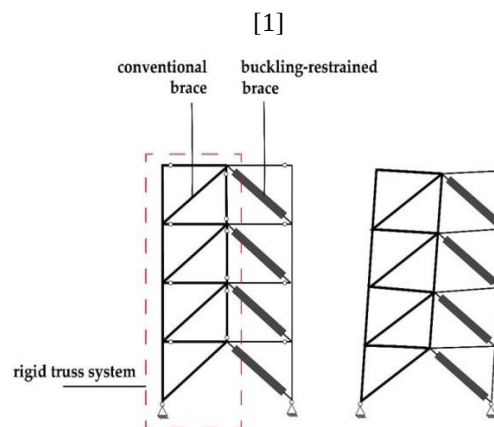


Fig. 1. Rocking buckling restrained braced frame: left is configuration and right is deformed shape under seismic forces [1]

زلزله‌های فرورانشی مدت زمان 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 می‌رسند [18, 19]. زلزله‌هایی که در چند سال اخیر رخ داده است، مثل توهوکوی ژاپن (۲۰۱۱، ۹ Mw)، مائول شیلی (۲۰۱۰، ۸/۸ Mw) و سوماترای اندونزی (۲۰۰۴، ۹/۱ Mw) نمونه‌هایی از زلزله‌های فرورانشی هستند که دارای مدت زمان حرکات شدید طولانی و بزرگای قابل توجه می‌باشند که تأثیرات مخرب‌تری نسبت به زلزله‌های 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. ناهماهنگی نتایج بدست آمده توسط پژوهشگران مختلف از مطالعه اثر مدت زمان حرکات شدید بر پاسخ لرزه‌ای سازه، و همچنین کمتر در دسترس بودن شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های فرورانشی،

۲- طراحی سیستم‌های سازه‌ای

در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار ETABS 2016 [22]، سازه‌های فولادی کوتاه تا میان مرتبه با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ در دو گروه، شامل سازه‌های دارای سیستم BRBF و سازه‌های دارای سیستم RBRBF طراحی شده‌اند. لازم به ذکر است که سازه‌های BRBF به صورت سه بعدی طراحی شده‌اند، ولی با توجه به منظم بودن سازه‌ها در پلان، طراحی آن‌ها به صورت دو بعدی نیز تفاوت چندانی با طراحی به صورت سه بعدی ندارد. برای طراحی سازه‌های RBRBF، به دلیل این که روش طراحی مبتنی بر تغییرمکان ارائه شده توسط بوسکو و همکاران [1] برای مدل‌های دو بعدی می‌باشد، طراحی این سازه‌ها با استفاده از مدل‌های دو بعدی انجام شده است.

۲-۱- طراحی سازه‌های 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 خرپای قائم الاستیک و نیمه سمت راست شامل مهاربندهای کمانش ناپذیر می‌باشد. سیستم خرپای 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 جابه‌جایی نسبی را به صورت یکنواخت در ارتفاع سازه توزیع می‌کند. مهاربندهای کمانش ناپذیر وظیفه استهلاک انرژی ورودی ناشی از زلزله را به عهده دارند. سیستم خرپای قائم الاستیک به گونه‌ای طراحی می‌شود که تا آستانه فروریزش در محدوده رفتار الاستیک باقی بماند ولی مهاربندهای کمانش ناپذیر می‌توانند وارد محدوده رفتار غیرالاستیک شوند.

• طراحی لرزه‌ای خرپای 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 ارائه شده توسط بوسکو و همکاران [1] استفاده شده است. تغییرمکان جانبی بام سازه چند درجه آزادی بر اساس رابطه (۱) محاسبه

شده است:

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

در این رابطه S_a مولفه طیف MCE_R بر اساس استاندارد ASCE 7-10 [23] به ازای زمان تناوب مود اول سازه، T_1 و g شتاب ثقل زمین می‌باشد. C_0 ضریب مشارکت مودی مود اول ارتعاش سازه است، و C_1 ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان‌های الاستیک به تغییرمکان‌های غیرالاستیک مورد انتظار در سازه است که با استفاده از رابطه ارائه شده در FEMA 356 [24] محاسبه می‌شود.

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 ۴ طبقه چهار مود، سازه ۸ طبقه پنج مود و سازه ۱۲ 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 حداقل به اندازه ۹۵ درصد جرم کل سازه باشد.

• 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 ASCE 7-10 [23] در نرم‌افزار ETABS 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 مبتنی بر تغییرمکان برای 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 درستی‌آزمایی چگونگی مدلسازی سازه RBRBF در نرم‌افزار OpenSees، سازه C4 طراحی شده توسط بوسکو و همکاران (سازه‌ی ۴ طبقه RBRBF که در ساختمانی با شرایط خاک نوع C بر اساس آیین‌نامه 8 Eurocode [25])، برای ارزیابی انتخاب شد. زمان تناوب‌های مودهای اول و دوم (T_1 و T_2) از تحلیل سازه C4 در نرم‌افزار 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 ($\frac{S_{aR,max}^{(2)}}{S_e^{(2)}}$)، 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 شکل‌پذیری مهاربندهای کمانش ناپذیر ($\mu_{B,max}$) بر اساس روش مبتنی 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 این مقایسه نتیجه گرفته شد که طراحی و مدلسازی سازه‌های RBRBF مورد مطالعه با روش ارائه شده توسط بوسکو و همکاران هماهنگی دارد.

۲-۲- طراحی سازه‌های BRBF با استفاده از روش استاتیکی معادل

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

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

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

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

سازه‌های مورد مطالعه در این مقاله برای ساختمانی واقع در شهر سیاتل^{۲۰} در ایالت واشینگتن با طول و عرض جغرافیایی $47/6^\circ$ شمالی و $122/30^\circ$ غربی طراحی شده‌اند. ساختمانی مورد مطالعه منطقه‌ای است که در معرض زمین‌لرزه‌های پوسته‌ای و همچنین حرکات شدید زمین ناشی از ناحیه فرورانشی کاسکادیا^{۲۱} قرار دارد. بارگذاری ثقلی سازه‌ها بر اساس ضمیمه C در گزارش 10-917-8 GCR [28] انجام شده است. مشخصات فولاد در نظر گرفته شده برای اعضای سازه‌ای در جدول (۱) آورده شده است، که در آن F_y تنش تسلیم فولاد، F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار، E مدول الاستیسیته فولاد، و F_{ysc} تنش تسلیم هسته‌ی فولادی مهاربند کمانش ناپذیر می‌باشد.

جدول ۱. مشخصات فولاد مقاطع (ksi)

F_y	F_{ye}	E	F_{ysc}	$F_{ysc_{max}}$	$F_{ysc_{min}}$
50	55	29000	42	46	38

Table 1. Specifications of steel materials (ksi)

پلان هر دو گروه سازه‌ها، نشان داده شده در شکل (۲)، پلان منظم در نظر گرفته شده در پروژه سک [29] می‌باشد. همانطور که شکل (۲) نشان داده شده است، در هر محور پیرامونی پلان دو دهانه سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شده است. پلان سازه‌ها به ابعاد 120×180 فوت می‌باشد که در جهت X از ۴ دهانه ۳۰ فوتی و در جهت Y از ۶ دهانه ۳۰

تیرها، ستون‌ها، المان‌های رابط و مهاربندهای معمولی از المان‌های تیر-ستون غیرخطی با مقطع فایبر^{۲۳} استفاده شده است. برای ایجاد دیافراگم صلب، گره‌های دو سمت تیر اصلی با استفاده از یک المان خربایی^{۲۴} صلب (با مساحت خیلی زیاد) به یکدیگر متصل شده‌اند. همچنین، برای اتصال دهانه مهاربندی به ستون تکیه‌گاهی نیز از یک المان خربایی صلب استفاده شده است. لازم به ذکر است که اتصال پای ستون‌ها به صورت مفصلی می‌باشد. مهاربندهای کمانش ناپذیر با استفاده از ۳ المان خربایی همگرد مدلسازی شده‌اند. سطح مقطع قسمت میانی برابر با سطح مقطع هسته مهاربند 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 [31,32]. طول قسمت میانی ۰/۷ و طول هر یک از قسمت‌های ابتدایی و انتهایی ۰/۱۵ برابر 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 [33].

مدلسازی رفتار غیر خطی فولاد با استفاده از مصالح Steel02 در نرم‌افزار OpenSees انجام شده است. رفتار این مصالح از مدل Giuffre-Menegotto-Pinto پیروی می‌کند. در این مطالعه، پارامترهای مصالح Steel02، که کنترل‌کننده انتقال رفتار الاستیک به پلاستیک (R_0 ، CR_1 و CR_2) و سخت شوندهگی ایزوتروپیک (a_1 ، a_2 ، a_3 و a_4) می‌باشند، بر اساس تحقیق انجام شده توسط گوئررو و همکاران [34] برای تیرها، ستون‌ها، المان‌های رابط و مهاربندهای معمولی به صورت $R_0=20$ ، $CR_1=0/925$ ، $CR_2=0/15$ ، $a_1=0$ ، $a_2=1$ ، $a_3=0$ و $a_4=1$ در نظر گرفته شده‌اند. برای مهاربندهای کمانش ناپذیر از همین مقادیر برای بیشتر 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 مورد نیاز برای

فوتی تشکیل شده است. طبقات دارای ارتفاع یکسان ۱۳ فوت هستند و ارتفاع جان پناه بام ۳/۵ فوت می‌باشد. سیستم سقف سازه‌ها از نوع عرشه فولادی می‌باشد 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.

شکل ۲. الف) پلان سازه‌های در نظر گرفته شده و نمای یک دهانه

مهاربندی در سیستم‌های: (ب) RBRBF و (پ) BRBF

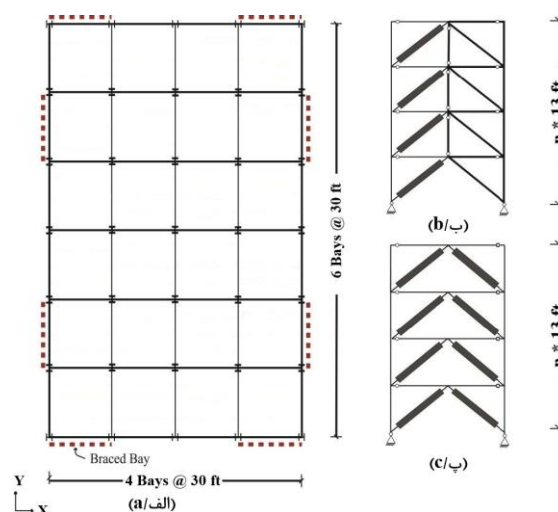


Fig. 2. (a) Building plan view, and elevations of a braced bay in (b) RBRBF and (c) BRBF systems

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 (۲)، برای مدلسازی 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. شکل (۳) چگونگی مدلسازی سازه‌های RBRBF را نشان می‌دهد. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، آثار P-Δ ستون‌های ثقیلی با استفاده از یک ستون تکیه‌گاهی^{۲۲} در کنار دهانه مهاربندی در نظر گرفته شده‌اند. برای مدلسازی

مدلسازی اثر خستگی^{۲۵} در اعضا برای تیرها، ستون‌ها و المان‌های رابط برابر با مقادیر پیش فرض تعریف شده در نرم‌افزار OpenSees، برای مهاربندهای کمانش ناپذیر طبق مطالعه یوریز و مهین [4] $E_0=0/12$ و $m=-0/58$ و برای مهاربندهای معمولی طبق مطالعه لای و مهین [8]، $E_0=0/22$ و $m=-0/58$ 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 $\Delta=L/1000$ فرض شده است. لازم به ذکر است که L طول مهاربند می‌باشد. نسبت سخت شوندگی کرنشی^{۲۶} (α) برای همه اعضا (تیرها، ستون‌ها، المان‌های رابط و مهاربندها) برابر با $0/003$ فرض شده است. میرایی ذاتی هر سازه به صورت میرایی رایلی مدلسازی شده است. برای این منظور، نسبت میرایی ۵ درصد به مود اول ارتعاش و مود ارتعاشی که نسبت تجمعی مشارکت جرم موثر مودی 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.

برای تعیین ظرفیت جابه‌جایی نسبی پسماند سازه‌های مورد مطالعه به ازای سطوح مختلف جابه‌جایی نسبی پسماند، تحلیل‌های دینامیکی افزاینده (IDA) با استفاده از ۲۲ جفت رکورد زلزله شامل رکوردهایی با مدت زمان حرکات شدید کوتاه و بلند (رکوردهای پوسته‌ای و فرورانشی) انجام شده‌اند. این رکوردها بر گرفته از مطالعه انجام شده توسط باربوسا و همکاران [20] هستند و مشخصات آن‌ها در جدول (۵) ارائه شده است. برای انجام تحلیل‌ها، حداکثر جابه‌جایی نسبی پسماند طبقه به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی در نظر گرفته شده و مولفه طیف شبه شتاب در زمان تناوب مود اول سازه، $S_a(T_1)$ ، به عنوان سنج شدت مورد استفاده قرار گرفته است. بر اساس گزارش FEMA P-58 [35] و مطالعات انجام شده در ادبیات فنی [31,36-40] برای مقایسه عملکرد جابه‌جایی نسبی پسماند سازه‌ها چهار سطح $0/2$ ، $0/5$ ، 1 و 2 درصد برای

حداکثر جابه‌جایی نسبی پسماند طبقه فرض شده است. سطح اول حالتی را نشان می‌دهد که اعضای سازه‌ای نیاز به تعمیر ندارند ولی اجزای غیرسازه‌ای نیاز به اصلاح دارند. سطح دوم متناظر با حالتی است که اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای هر 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 نمی‌باشد. سرانجام در سطح چهارم، سازه تحت اثر پس لرزه‌ها در معرض فروریزش قرار دارد. در این مطالعه، بر اساس مطالعات انجام شده توسط کیتایاما و کنستانتینو [36] و یحیی‌زاده و یخچالیان [37] مقداری به زمان تحلیل اضافه شده تا سازه پس از پایان اعمال زلزله ارتعاش آزاد کرده و زمان کافی برای نوسان داشته باشد تا جابه‌جایی نسبی پسماند با دقت مناسبی محاسبه شود. این مقدار زمان برای سازه‌هایی که زمان تناوب آن‌ها کمتر یا مساوی ۱ ثانیه می‌باشد ۲۰ ثانیه، برای سازه‌هایی که زمان تناوب آن‌ها بیشتر از ۱ ثانیه و کمتر یا مساوی ۲ ثانیه است ۴۰ ثانیه و برای سازه‌هایی که زمان تناوب آن‌ها بیشتر از ۲ ثانیه است ۶۰ ثانیه می‌باشد. به علاوه، اگر قبل از رسیدن بیشترین جابه‌جایی نسبی پسماند سازه به مقدار مورد نظر مقدار حداکثر جابه‌جایی نسبی از ۱۰ درصد، که به عنوان معیار فروریزش سازه در نظر گرفته شده، عبور کرده باشد، تحلیل متوقف شده و مقدار $S_a(T_1)$ متناظر با آن به عنوان ظرفیت جابه‌جایی نسبی پسماند سازه (S_{aRD}) در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که مشابه این فرض در مطالعه انجام شده توسط کیتایاما و کنستانتینو [36] نیز لحاظ شده است. به علاوه، آتالیان [41] جابه‌جایی نسبی ۱۰ درصد را به عنوان معیار فروریزش سازه‌های BRBF مورد استفاده قرار داده است.

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

Structure	Story	Columns	Beams	Ties	Conventional braces	BRB core area (in ²)	BRB ductility cap.
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

Table 2. Member sizes of the RBRBF structures

شکل ۳. چگونگی مدل‌سازی سازه‌های RBRBF

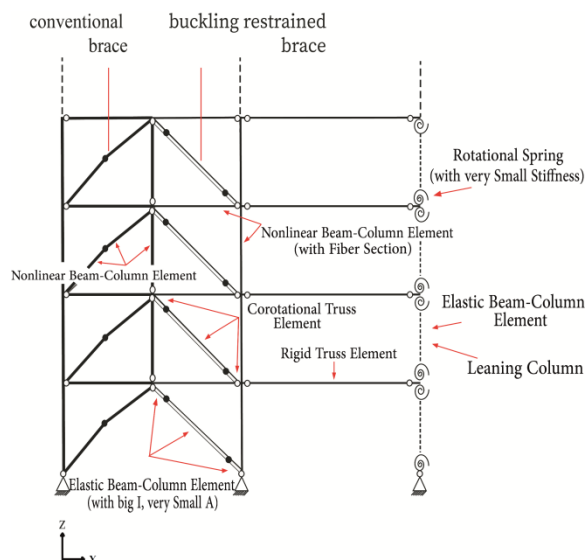


Fig. 3. Modeling method used for RBRBFs

جدول ۴. زمان تناوب‌های اصلی سازه‌های در نظر گرفته شده

Structure	T ₁ (sec)	
	RBRBF	BRBF
4-story	0.61	0.96
8-story	1.33	1.83
12-story	2.12	2.59

Table 4. First mode periods of the structures

جدول ۳. مقاطع اعضا در یک دهانه از سیستم باربر جانبی BRBF برای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه

Structure	Story	Columns	Beams	BRB core area (in ²)
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

Table 3. Member sizes of the BRBF structures

جدول ۵. مشخصات ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی در نظر گرفته شده توسط باریوسا و همکاران [20]

pair	Subduction								Crustal							
	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	Irinia, 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	T	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	Irinia, Italy-02	1980	Bisaccia	0	6.2	16.3	0.06	
μ								36.8								
σ								22.6								

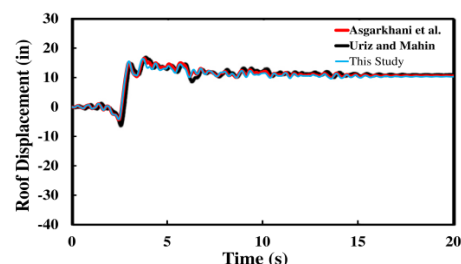
Table 5. Shallow crustal and subduction ground motion records [20]

در این مطالعه، برای درستی‌آزمایی روش مدل‌سازی مهاربند کم‌انرژی ناپذیر از تاریخچه زمانی تغییر مکان بام یک قاب ۳ طبقه با مهاربندهای کم‌انرژی ناپذیر (3vb)، که توسط سابلای [42] 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 [43] و یوریز و مهین [4] هماهنگی خوبی دارد. شکل (۴-ب) پاسخ هیستریزیس یک مهاربند کم‌انرژی ناپذیر ارائه شده در مطالعه عسگرخانی و همکاران را با پاسخ هیستریزیس بدست آمده برای همان مهاربند با استفاده از روش مدل‌سازی در نظر گرفته شده در این مطالعه مقایسه می‌کند. همانطور که مشاهده می‌شود پاسخ‌های هیستریزیس بدست آمده تقریباً با یکدیگر یکسان می‌باشند.

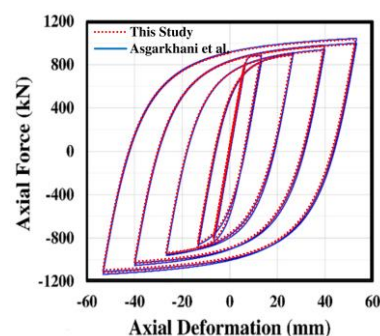
۴- ارزیابی احتمالاتی عملکرد جابه‌جایی نسبی پسماند سازه‌های مورد مطالعه

در این مطالعه، عملکرد جابه‌جایی نسبی پسماند سازه‌های RBRBF در چهار سطح جابه‌جایی نسبی پسماند ۰/۲، 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 ۴. الف) مقایسه بین 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 هیستریزیس 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.



(الف)



(ب)

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.

از تقسیم میانه ظرفیت جابه‌جایی نسبی پسماند سازه $(Median Sa_{RD}(T_1))$ بر مولفه طیف MCE_R در زمان تناوب مود اول سازه، Sa_{MCE_R} ، با استفاده از رابطه (۲) بدست می‌آید.

$$RDMR = \frac{Median Sa_{RD}(T_1)}{Sa_{MCE_R}(T_1)} \quad (2)$$

مقادیر RDMR برای هر مدل سازه‌ای به ازای ۴ سطح جابه‌جایی نسبی پسماند در نظر گرفته شده به همراه مقادیر انحراف معیار لگاریتمی $Sa_{RD}(\sigma_{lnSaRD})$ در جدول (۶) ارائه شده‌اند.

جدول ۶. مقادیر نسبت حاشیه ایمنی جابه‌جایی نسبی پسماند و انحراف معیار لگاریتمی Sa_{RD} سازه‌ها تحت ۲۲ جفت رکورد پسته‌ای و

فرورانشی

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

Table 6. RDMR and σ_{lnSaRD} values of the structures under subduction and crustal records

بر اساس مقادیر RDMR ارائه شده در جدول (۶)، می‌توان نتیجه گرفت که به‌ازای هر ۴ سطح جابه‌جایی نسبی پسماند، سازه‌های RBRBF تحت هر دو مجموعه زلزله‌های پسته‌ای و فرورانشی به صورت قابل توجهی عملکرد جابه‌جایی نسبی پسماند بهتری نسبت به سازه‌های BRBF دارند. برای نمونه، نسبت حاشیه ایمنی جابه‌جایی نسبی پسماند سازه‌ی ۴ طبقه با سیستم RBRBF به ازای سطح جابه‌جایی نسبی پسماند ۲ درصد تحت رکوردهای فرورانشی ۲/۲۱ برابر مقدار متناظر آن برای سازه‌ی ۴ طبقه با سیستم BRBF می‌باشد، و این نسبت تحت رکوردهای پسته‌ای ۲/۳۷ می‌باشد. به عبارت دیگر، با تغییر سیستم باربر جانبی سازه از BRBF به RBRBF، مقادیر RDMR سازه‌ها به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش

برای سازه‌های BRBF مقایسه شده است. همانطور که قبل‌تر بیان شد، در تحلیل‌های IDA از سنجش شدت $Sa(T_1)$ برای مقیاس نمودن رکوردها استفاده شده و همچنین از حداکثر جابه‌جایی نسبی پسماند به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی استفاده شده است.

۴-۱- منحنی‌های بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی افزاینده (IDA)

شکل (۵) منحنی‌های IDA به دست آمده متناظر با جابه‌جایی نسبی پسماند ۰/۵ درصد را برای سازه‌ی ۴ طبقه RBRBF تحت اثر رکوردهای پسته‌ای و فرورانشی نشان می‌دهد. هر نمودار شامل ۲۲ منحنی IDA می‌باشد.

شکل ۵. الف) منحنی‌های IDA به دست آمده متناظر با جابه‌جایی نسبی پسماند ۰/۵ درصد برای سازه‌ی ۴ طبقه RBRBF تحت اثر: الف) رکوردهای فرورانشی و ب) رکوردهای پسته‌ای

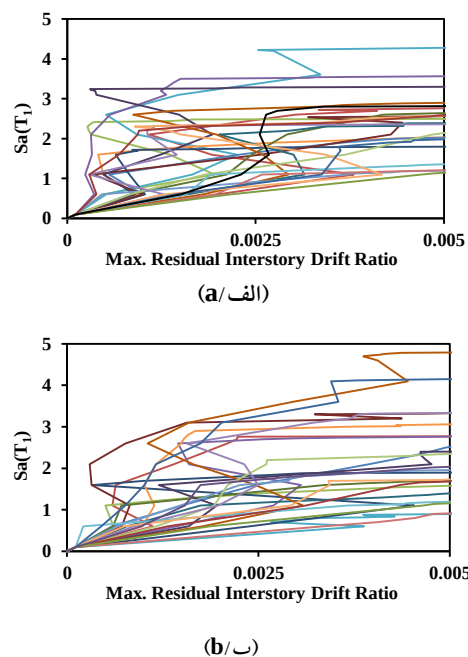


Fig. 5. IDA curves of the 4-story RBRBF structure corresponding to the MRIDR = 0.5% under: (a) subduction and (b) crustal records

۴-۲- ارزیابی نسبت حاشیه ایمنی جابه‌جایی نسبی پسماند سازه‌ها تحت ۲۲ جفت رکورد پسته‌ای و فرورانشی

نسبت حاشیه ایمنی جابه‌جایی نسبی پسماند $(RDMR)^{27}$

27 Residual Drift Margin Ratio (RDMR)

و RBRBF را تحت اثر رکوردهای پوسته‌ای و فرورانشی نشان می‌دهد. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، به ازای یک مقدار مشخص $Sa(T_1)/Sa_{MCER}(T_1)$ ، احتمال عبور از سطح جابه‌جایی نسبی پسماند مورد نظر، به ازای تمامی سطوح جابه‌جایی نسبی پسماند، تحت هر دو مجموعه رکورد پوسته‌ای و فرورانشی، برای سازه RBRBF کمتر از مقدار متناظر آن برای سازه BRBF است. بدین ترتیب می‌توان نتیجه گرفت که تغییر سیستم از BRBF به RBRBF منجر به کاهش قابل توجهی در احتمال عبور از سطح جابه‌جایی نسبی پسماند مورد نظر می‌شود و سازه RBRBF در کنترل جابه‌جایی نسبی پسماند عملکرد بهتری دارد.

۴-۴- ارزیابی میانگین فراوانی سالیانه عبور از حدود مختلف بیشترین جابه‌جایی نسبی پسماند

برای ارزیابی ریسک جابه‌جایی نسبی پسماند سازه‌ها، از میانگین فراوانی سالیانه عبور از یک سطح جابه‌جایی نسبی پسماند λ_{RD}^{28} استفاده شده است. مقادیر λ_{RD} از ترکیب منحنی‌های شکنندگی متناظر با سطح جابه‌جایی نسبی پسماند فرض شده برای هر سازه تحت رکوردهای پوسته‌ای و فرورانشی با منحنی‌های خطر لرزه‌ای متناظر با آن‌ها که میانگین سالیانه فراگذشت از شدت‌های مختلف حرکت زمین در یک ساختگاه را نشان می‌دهند، با استفاده از انتگرال گیری عددی بر اساس رابطه (۶) محاسبه شده [44] و در جدول (۷) ارائه شده‌اند. در نهایت، مقادیر λ_{RD} مربوط به زلزله‌های پوسته‌ای و فرورانشی برای هر سازه با یکدیگر جمع شده‌اند و λ_{RD} کل برای سازه مورد نظر از رابطه (۷) بدست آمده است [45].

$$\lambda_{RD} = \sum_{i=1}^{\infty} P(RD | Sa_i) \times \left| \frac{\Delta \lambda_{Sa}(Sa_i)}{\Delta Sa} \right| \times \Delta Sa \quad (6)$$

$$\lambda_{RD \text{ Total}} = \lambda_{RD \text{ Cru}} + \lambda_{RD \text{ Sub}} \quad (7)$$

$P(RD|Sa_i)$ ، احتمال رسیدن سازه به سطح جابه‌جایی نسبی پسماند مورد نظر تحت زلزله‌ای با شدت Sa_i و $\frac{\Delta \lambda_{Sa}(Sa_i)}{\Delta Sa}$

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.

۴-۳- منحنی‌های شکنندگی جابه‌جایی نسبی پسماند سازه‌ها تحت ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی

منحنی شکنندگی جابه‌جایی نسبی پسماند احتمال عبور حداکثر جابه‌جایی نسبی پسماند طبقات سازه از یک حد مشخص را به ازای شدت‌های مختلف زلزله نشان می‌دهد. با فرض توزیع نرمال لگاریتمی برای مقادیر Sa_{RD} بدست آمده از تحلیل‌های IDA و با استفاده از تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، منحنی شکنندگی جابه‌جایی نسبی پسماند بر اساس رابطه زیر بدست می‌آید.

$$P(RD | Sa(T_1) = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \mu}{\beta}\right) \quad (3)$$

که در آن $P(RD|Sa(T_1)=x)$ احتمال عبور از سطح جابه‌جایی نسبی پسماند مورد نظر با فرض $Sa(T_1)=x$ ، $\Phi(\cdot)$ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، μ میانگین مقادیر $\ln(Sa_{RD})$ و β انحراف معیار مقادیر $\ln(Sa_{RD})$ می‌باشد. مقادیر μ و β به ترتیب با استفاده از روابط (۴ و ۵) محاسبه می‌شوند.

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(Sa_{RD_i}) \quad (4)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(Sa_{RD_i}) - \mu)^2} \quad (5)$$

در روابط فوق، Sa_{RD_i} شتاب طیفی متناظر با سطح جابه‌جایی نسبی پسماند فرض شده به ازای رکورد i و n تعداد رکوردها می‌باشد.

شکل (۶) منحنی‌های شکنندگی نرمال شده جابه‌جایی نسبی پسماند را برای سازه‌های ۴ طبقه با سیستم‌های BRBF

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 شدت‌های مختلف حرکت زمین در یک ساختگاه می‌باشد. در این تحقیق، برای بدست آوردن منحنی‌های خطر لرزه‌ای از وبگاه

شکل ۶. مقایسه منحنی‌های شکنندگی نرمال شده جابه‌جایی نسبی پسماند برای سازه‌های ۴ 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

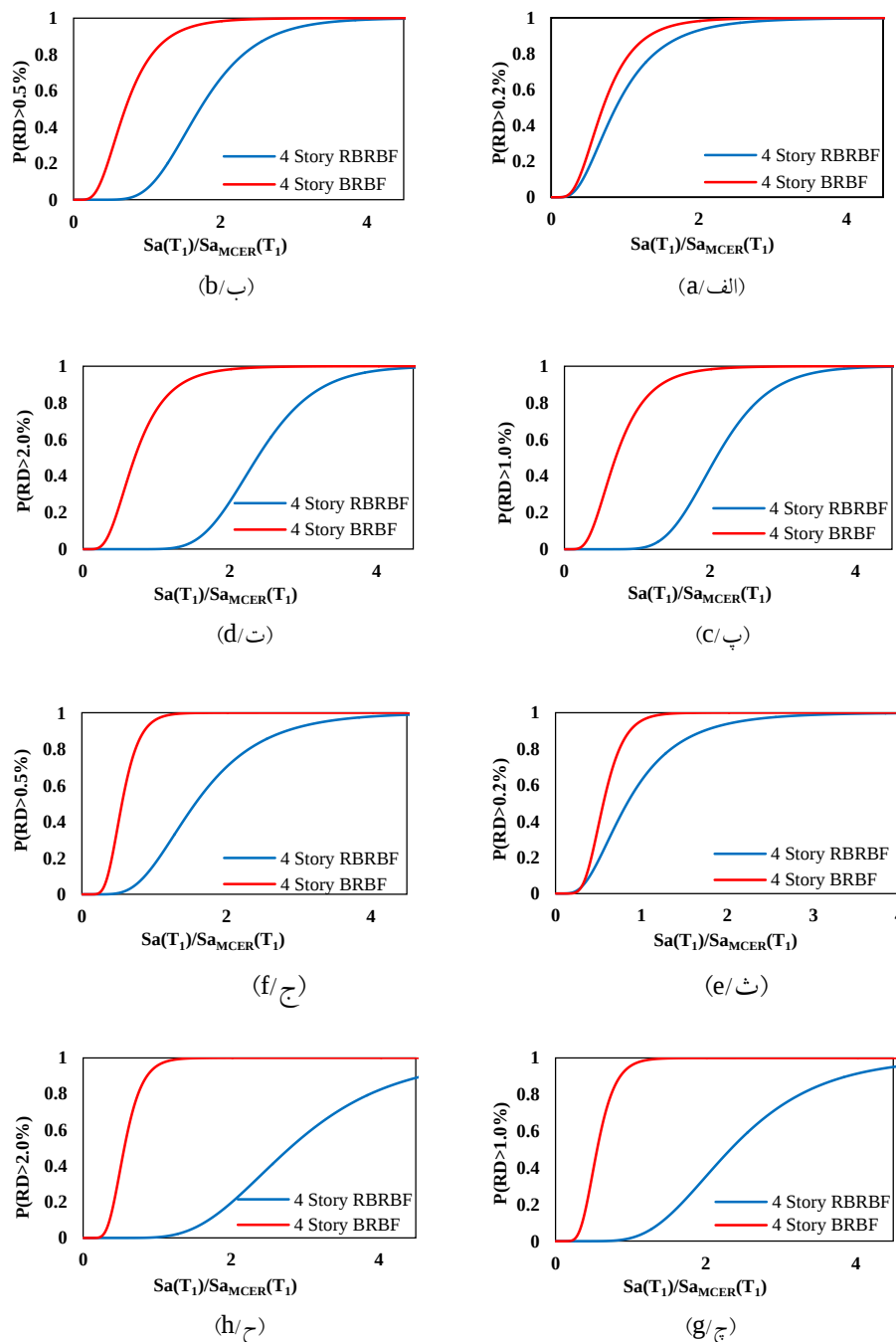


Fig. 6. Normalized residual drift fragility curves of the 4-story RBRBF and BRBF structures: (a) $RD=0.2\%$ -subduction, (b) $RD=0.5\%$ -subduction, (c) $RD=1.0\%$ -subduction, (d) $RD=2.0\%$ -subduction, (e) $RD=0.2\%$ -crustal, (f) $RD=0.5\%$ -crustal, (g) $RD=1.0\%$ -crustal and (h) $RD=2.0\%$ -crustal

کمتری مورد نیاز است تا سازه از آن سطح جابه‌جایی نسبی پسماند عبور نماید.

همچنین، برای سازه RBRBF، نواحی با $Sa(T_1)/Sa_{MCER}(T_1)$ بزرگتر در مقایسه با سازه BRBF سهم بیشتری در مقدار λ_{RD} دارند. منحنی‌های تفکیک λ_{RD} برای سازه‌های RBRBF و BRBF تحت رکوردهای پوستانه‌ای نیز روند مشابهی را نشان می‌دهند.

جدول ۷. مقادیر میانگین فراوانی سالیانه عبور از سطوح مختلف

جابه‌جایی نسبی پسماند سازه‌ها تحت رکوردهای پوستانه‌ای و فرورانشی

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

Table. 7. λ_{RD} values for the RBRBFs and BRBFs

با توجه به این‌که در وبگاه USGS منحنی‌های خطر هر ساختگاه برای یک سری از زمان تناوب‌های خاص ارائه شده، برای محاسبه منحنی‌های خطر به ازای زمان تناوب‌های اصلی سازه‌های مورد مطالعه، از روش بکار گرفته شده توسط ایدس [47] برای درونیابی استفاده شده است. در شکل (۷)، منحنی‌های خطر درونیابی شده بر اساس زمان تناوب‌های اصلی سازه‌های مورد مطالعه تحت هر دو نوع زلزله پوستانه‌ای و فرورانشی ارائه شده‌اند.

همانطور که در جدول (۷) مشخص است، نسبت مقدار λ_{RD} کل به ازای سطوح جابه‌جایی نسبی پسماند $0.5/0.2$ ، $1/0.5$ و $2/1$ درصد برای هر سازه BRBF به مقدار متناظر آن برای سازه RBRBF بسیار بیشتر از ۱ می‌باشد. مقدار قابل توجه این نسبت بیان‌گر عملکرد بهتر سازه RBRBF در مقایسه با سازه BRBF در کنترل جابه‌جایی نسبی پسماند است. شکل (۸) تغییرات مقادیر λ_{RD} در مقابل سطوح مختلف جابه‌جایی نسبی پسماند برای سازه‌های RBRBF و BRBF تحت رکوردهای فرورانشی را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، در تمامی موارد با افزایش سطح جابه‌جایی نسبی پسماند ریسک عبور از سطح جابه‌جایی نسبی پسماند مورد نظر کاهش می‌یابد. همچنین ریسک عبور از یک حد مشخص جابه‌جایی نسبی پسماند برای سازه‌های BRBF بیشتر از سازه‌های RBRBF است. لازم به ذکر است که نتایج آنالیزهای سازه‌های مورد مطالعه تحت رکوردهای پوستانه‌ای نیز روند مشابهی را نشان می‌دهند.

منحنی‌های تفکیک λ_{RD} برای سازه‌های RBRBF و BRBF تحت رکوردهای فرورانشی به ازای ۴ سطح در نظر گرفته شده برای جابه‌جایی نسبی پسماند در شکل (۹) نشان داده شده‌اند. سطح زیر هر یک از این منحنی‌ها ضرب در $Sa_{MCER}(T_1)$ برابر با مقدار λ_{RD} می‌باشد. با توجه به این شکل، هر چه سطح جابه‌جایی نسبی پسماند مورد نظر افزایش می‌یابد، نواحی با شتاب‌های طیفی بزرگتر سهم عمده‌تری در سطح زیر نمودار دارند. به بیان دیگر، هرچه سطح جابه‌جایی نسبی پسماند مورد نظر کمتر باشد (برای نمونه جابه‌جایی نسبی پسماند $0.2/0$ درصد) شتاب‌های طیفی

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

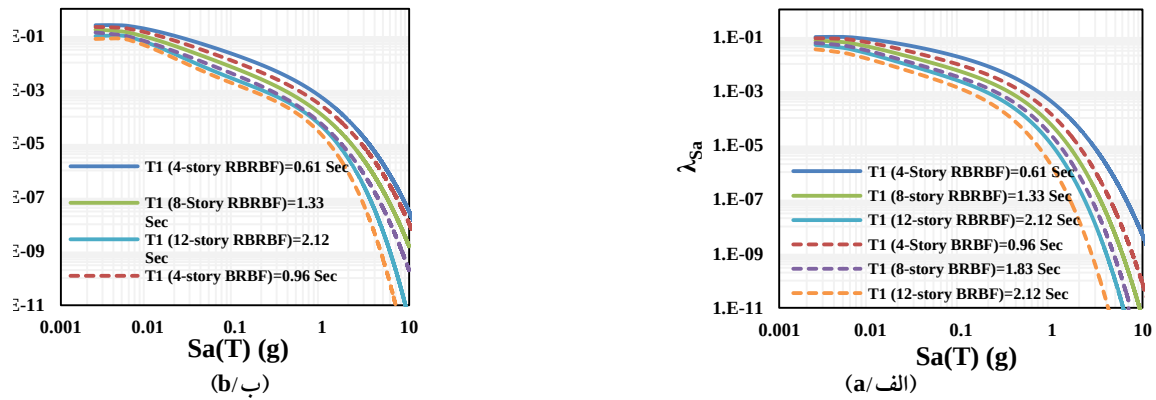


Fig. 7. Seismic hazard curves corresponding to first mode periods of the structures under: (a) subduction ground motions and (b) crustal ground motions

شکل ۸. تغییرات λ_{RD} در مقابل سطوح مختلف جابه جایی نسبی پسماند برای سازه ها: الف) ۴ طبقه-فرورانشی، ب) ۸ طبقه-فرورانشی، پ) ۱۲ طبقه-فرورانشی، ت) ۴ طبقه-پوسته ای، ث) ۸ طبقه-پوسته ای و ج) ۱۲ طبقه-پوسته ای

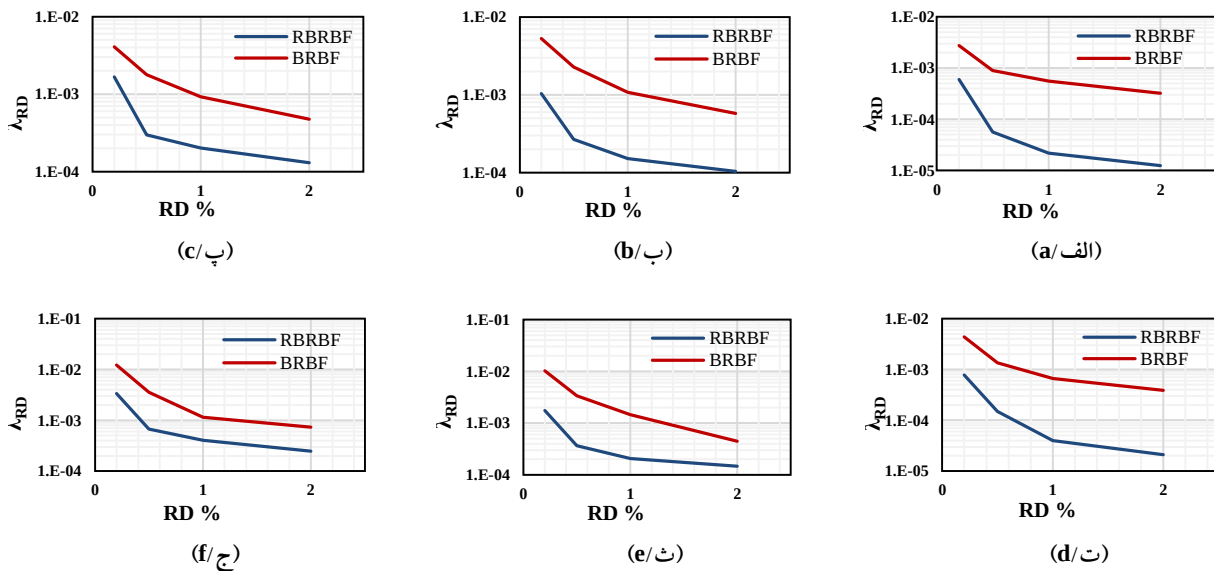
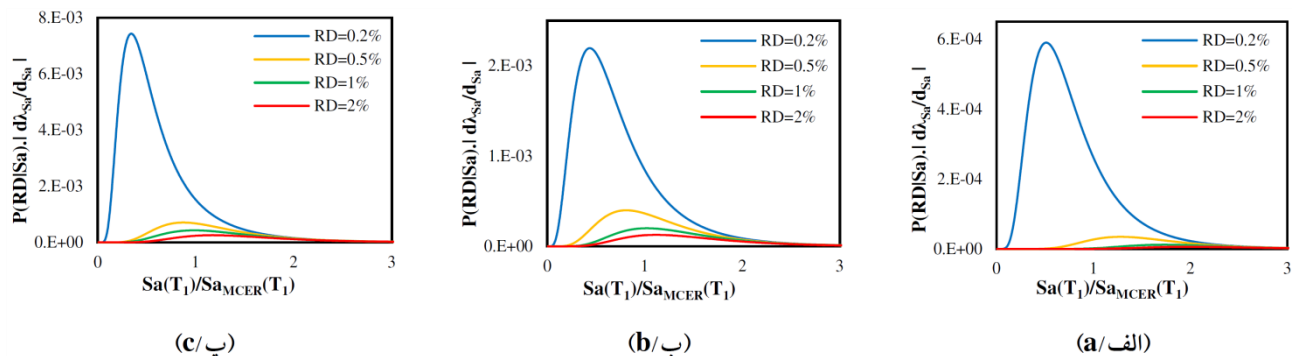


Fig. 8. Residual drift hazard curves for the both groups of structures: (a) 4-story_Subduction, (b) 8-story_Subduction, (c) 12-story_Subduction, (d) 4-story_Crustal, (e) 8-story_Crustal and (f) 12-story_Crustal

شکل ۹. منحنی های تفکیک λ_{RD} تحت رکوردهای فرورانشی برای سازه های در نظر گرفته شده: الف) ۴ طبقه RBRBF، ب) ۸ طبقه RBRBF، پ) ۱۲ طبقه RBRBF، ت) ۴ طبقه BRBF، ث) ۸ طبقه BRBF و ج) ۱۲ طبقه BRBF



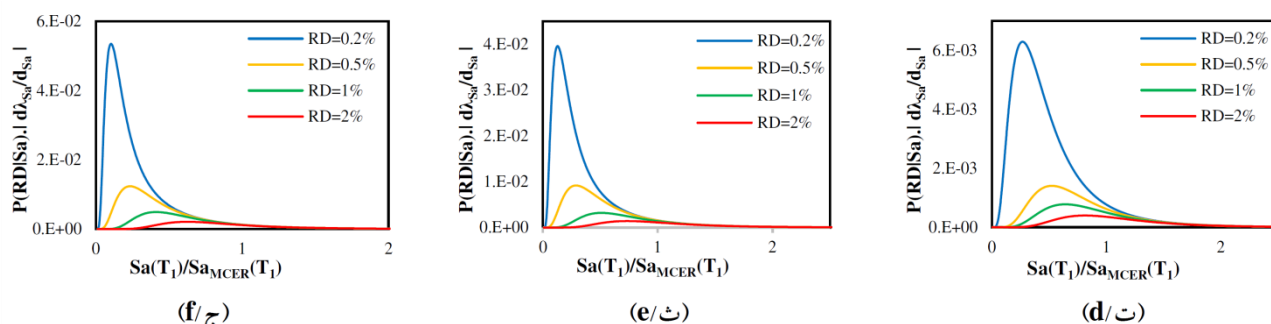


Fig. 9. λ_{RD} disaggregation curves under subduction ground motion records for the structures: (a) 4-story RBRBF, (b) 8-story RBRBF, (c) 12-story RBRBF, (d) 4-story BRBF, (e) 8-story BRBF and (f) 12-story BRBF

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 جابه‌جایی نسبی در ارتفاع سازه‌های RBRBF و به دنبال آن جلوگیری از تمرکز خسارت در یک یا چند طبقه، به‌ازای تمامی سطوح جابه‌جایی نسبی پسماند و تحت هر دو گروه رکوردهای پوسته‌ای و فرورانشی، مقادیر RDMR این سازه‌ها در مقایسه با سازه‌های BRBF به طور قابل توجهی بیشتر می‌باشند.

۳. با توجه به منحنی‌های شکنندگی نرمال شده جابه‌جایی نسبی پسماند، به ازای تمامی سطوح جابه‌جایی نسبی پسماند و تحت هر دو گروه رکوردها، به ازای یک مقدار مشخص $Sa(T_1)/Sa_{MCER}(T_1)$ ، احتمال عبور از سطح جابه‌جایی نسبی پسماند مورد نظر برای هر سازه BRBF در مقایسه با سازه RBRBF متناظر با آن بیشتر می‌باشد.

۴. مقادیر λ_{RD} سازه‌های BRBF در مقایسه با سازه‌های RBRBF به طور قابل توجهی بیشتر می‌باشند. به طور کلی، 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. بنابراین، با توزیع یکنواخت جابه‌جایی نسبی در راستای ارتفاع سازه از ایجاد جابه‌جایی نسبی پسماند زیاد در یک طبقه خاص جلوگیری می‌شود. در نتیجه، این سازه‌ها عملکرد جابه‌جایی نسبی پسماند بسیار بهتری در مقایسه با سازه‌های BRBF دارند.

به طور خلاصه، به عنوان یک نتیجه کلی می‌توان گفت که با توجه به محتمل 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

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، 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 پوسته‌ای و فرورانشی مورد بررسی قرار گرفت و عملکرد آنها با سازه‌های BRBF مقایسه شد. به منظور ارزیابی اثر مدت زمان حرکات شدید بر عملکرد جابه‌جایی نسبی پسماند سازه‌ها، تحلیل‌های دینامیکی افزاینده به ازای سطوح جابه‌جایی نسبی پسماند 0.2% ، 0.5% ، 1% و 2% درصد با استفاده از ۲۲ جفت رکورد پوسته‌ای و فرورانشی انجام شد. برای دستیابی به اهداف فوق، شش سازه فولادی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در قالب دو گروه در نظر گرفته شد. نتایج به دست آمده در این مطالعه عبارتند از:

۱. برای بیشتر سازه‌های مورد مطالعه، با افزایش سطح جابه‌جایی نسبی پسماند، نسبت مقدار RDMR تحت رکوردهای پوسته‌ای به مقدار RDMR تحت رکوردهای فرورانشی 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. در نتیجه، در ساختگاه‌هایی که در معرض زلزله‌های فرورانشی قرار دارند، لازم است علاوه بر در نظر

از سیستم BRBF باشد.

سپاسگزاری

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

اعلام تعارض منافع

نویسندگان اعلام می‌کنند که هیچ نوع تعارض منافی وجود ندارد.

مراجع

- [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

- [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 Mirzaei¹, Mansoor Yakhchalian^{*2}, Mahshid Tavakoli¹, Mohammad Hosein Soltani¹

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- Δ 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 (λ_{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 λ_{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.