

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

Mahshid Tavakoli¹, Mansoor Yakhchalian^{2*}

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

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

ABSTRACT

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

ARTICLE INFO

Receive Date: 20 February 2023

Revise Date: 10 May 2023

Accept Date: 05 June 2023

Keywords:

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

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

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

*Corresponding author: Mansoor Yakhchalian

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

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

مهشید توکلی^۱، منصور یخچالیان^{۲*}

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

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

چکیده

مهاربندهای کمانش ناپذیر (BRB) تحت اثر زلزله، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی بالایی را از خود نشان می‌دهند. بهبود این ویژگی‌ها از طریق اصلاح در پیکربندی BRB و سیستم سازه‌ای شامل این مهاربندها امکان پذیر است. قاب‌های با مهاربندهای کمانش ناپذیر (BRBF) ممکن است در یک طبقه تمرکز دررفت داشته باشند که این مسئله منجر به ناپایداری کلی سازه ناشی از اثرات P -Delta و دررفت پسماند می‌شود. محققان برای حل مشکل عدم توزیع یکنواخت خسارت در ارتفاع سازه که یکی از معایب BRBF به شمار می‌رود، سیستم RBRBF (قاب با مهاربندهای کمانش ناپذیر دارای حرکت گهواره‌ای) را پیشنهاد کرده‌اند. هر دهانه از این سیستم متشکل از یک مهاربند معمولی در یک سمت و یک مهاربند BRB در سمت دیگر و یک المان رابط در وسط دهانه می‌باشد. مهاربند معمولی در یک سمت از دهانه مهاربندی به همراه ستون کناری و المان رابط سیستم خرابی قائم را تشکیل می‌دهند که دارای اتصال مفصلی در محل اتصال به فونداسیون می‌باشد و رفتاری مانند دیوار گهواره‌ای دارد و تا نزدیک فروریزش سازه رفتار الاستیک از خود نشان می‌دهد. در این مطالعه، سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم‌های RBRBF و BRBF در نظر گرفته شده‌اند. سپس با انجام آنالیزهای دینامیکی غیر خطی اثرات توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه بر فروریزش لرزه‌ای سازه‌ها ارزیابی گردیده و نتایج بدست آمده برای دو سیستم سازه‌ای با هم مقایسه شده‌اند. نتایج بدست آمده نشان می‌دهند که سازه‌های RBRBF در مقایسه با سازه‌های BRBF مقاومت بیشتری در برابر فروریزش لرزه‌ای تحت اثر توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه دارند.

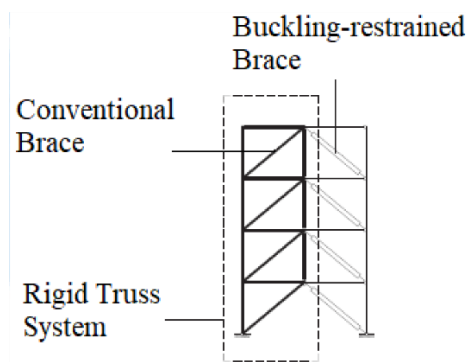
کلمات کلیدی: قاب با مهاربندهای کمانش ناپذیر دارای حرکت گهواره‌ای، تحلیل دینامیکی غیر خطی، فروریزش لرزه‌ای، زلزله اصلی،

پس لرزه

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2023.385479.3036	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2023.385479.3036	۱۴۰۲/۱۱/۳۰	۱۴۰۲/۰۳/۱۵	۱۴۰۲/۰۳/۱۵	۱۴۰۲/۰۲/۲۰	۱۴۰۱/۱۲/۰۱
منصور یخچالیان yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

مهاربندهای کمانش ناپذیر (BRB)^۱ به علت خاصیت ذاتی خود با مانع شدن از کمانش پیش از تسلیم مهاربند باعث افزایش شکل پذیری^۲ می شوند، اما سختی کم پس از تسلیم این مهاربندها می تواند باعث بروز مشکلاتی در سازه شده و عملکرد لرزه ای سازه را در شرایط پس از زلزله با نگرانی هایی مواجه کند. به علاوه، این موضوع می تواند عامل بروز دررفت پسماند^۳ بزرگ و تمرکز خسارت در طبقات مشخصی شود. مهاربندهای کمانش ناپذیر تحت زلزله همزمان در تمام طبقات به تسلیم نمی رسند و تسلیم آن ها در یک یا چند طبقه مشخص باعث تغییر سختی طبقه در میان طبقات قاب مهاربندی می شود و در نتیجه منجر به تمرکز دررفت می شود [۱]. قاب های با مهاربندهای کمانش ناپذیر، BRBFs، قادر به تضمین وقوع خسارت یکنواخت در مهاربندهای کمانش ناپذیر در ارتفاع ساختمان نیستند. محققان برای حل مشکل عدم توزیع یکنواخت خسارت در ارتفاع سازه که یکی از معایب مهاربندهای کمانش ناپذیر به شمار می رود، سیستم سازه ای قاب دارای حرکت گهواره ای با مهاربندهای کمانش ناپذیر (RBRBF)^۴ را پیشنهاد کرده اند. این سیستم مطابق شکل ۱ شامل یک خرپای قائم الاستیک با مهاربندهای معمولی است. سیستم خرپای قائم رفتاری شبیه دیوار گهواره ای با پایه مفصلی دارد و بگونه ای طراحی می شود که تا محدوده نزدیک فروریزش (NC)^۴ سازه در حوزه رفتاری الاستیک باقی بماند. در سازه RBRBF فقط مهاربندهای کمانش ناپذیر مجاز به ورود به ناحیه غیرخطی می باشند و در واقع تنها اعضای مستهلک کننده انرژی در این سازه می باشند. بقیه اعضا (مهاربندهای معمولی، تیرهای دهانه مهاربندی، المان های رابط^۵ و ستون های هر دو سمت) به صورت خطی رفتار می کنند و اعضای غیر مستهلک کننده انرژی در سازه می باشند. بوسکو و همکاران [۲] یک روش طراحی جدید مبتنی بر تغییر مکان برای طراحی سازه های RBRBF ارائه داده اند که مشکل ارزیابی نیروهای محوری ماکزیمم منتقل شده به اعضای غیر مستهلک کننده انرژی در آن حل شده است.



شکل ۱: پیکربندی سازه های دارای حرکت گهواره ای با مهاربندهای کمانش ناپذیر [۲].

در سال های اخیر، اشتیاق برای جایگزین کردن طراحی لرزه ای متداول با طراحی لرزه ای سازه های تاب آور افزایش یافته است. از آنجا که ساخت بعضی از سیستم های سازه ای پیشنهاد شده برای سازه های تاب آور ممکن است توجیه اقتصادی نداشته باشد، محققان به بررسی تکنولوژی های سازه ای مقرون به صرفه برای این منظور پرداخته اند. به عنوان مثال، می توان به سیستم هسته های فولادی با حرکت گهواره ای کنترل شده (CRSCs)^۶ [۳] و سیستم قاب خمشی و هسته دارای حرکت گهواره ای با جداسازی لرزه ای قائم (VI-RCMF)^۷ [۴] اشاره نمود.

^۱ Buckling Restrained Brace

^۲ Ductility

^۳ Residual Drift

^۴ Near Collapse

^۵ Tie

^۶ Controlled-Rocking Steel Cores

^۷ Vertical Isolated Rocking Core-Moment Frame

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

۲- سیستم‌های سازه‌ای در نظر گرفته شده

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

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

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

^۸ Superelastic Viscous Dampers

^۹ Steel Plate Shear Wall

$$\left[\begin{array}{l} C_1 = \text{Max} \left(1, \frac{1 + (R-1) \frac{T_s}{T_1}}{R} \right) \\ C_1 = 1 \end{array} \right. \quad T_1 < T_s \quad (2)$$

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

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

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

• بدست آوردن پاسخ‌های مود اول به ازای تغییرمکان بام محاسبه شده برای سیستم RBRBF

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

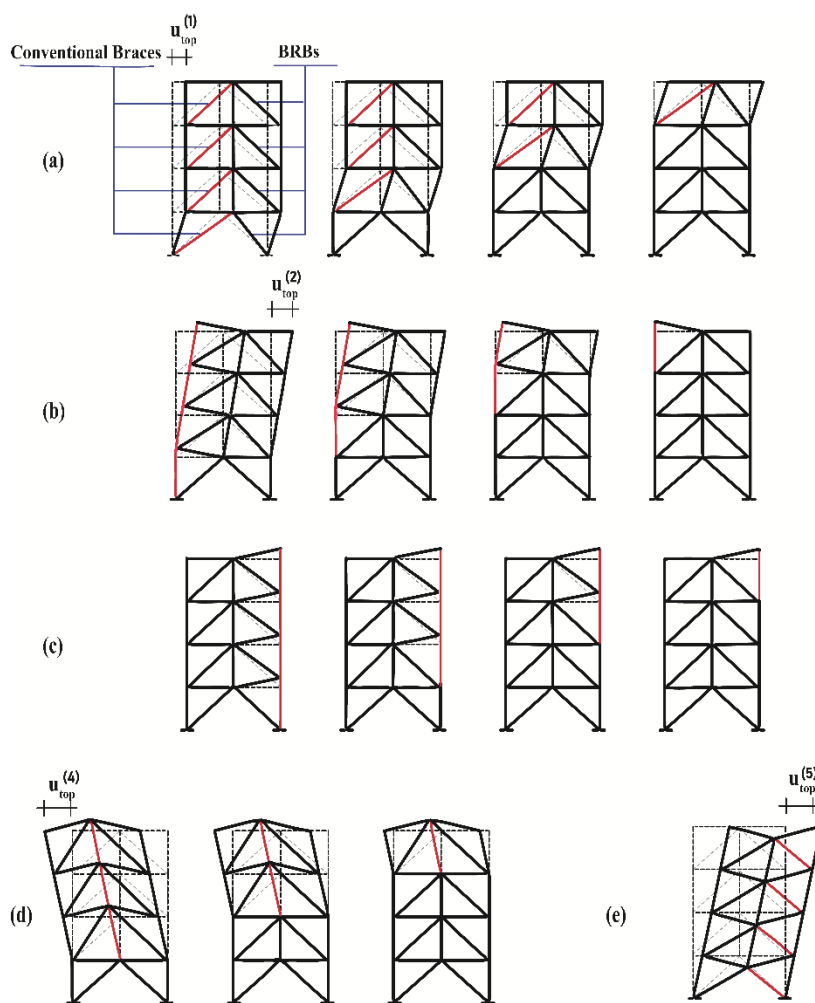
$$\sum_{i=1}^{n_s} \alpha_F F_i H_i = L \left[\sin \theta \sum_{i=1}^{n_s} N_{Ed, B_i} + \sum_{i=1}^{n_s} V_{Ed, b_i} \right] \quad (4)$$

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

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

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

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



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

• طراحی مهاربندهای کماتش ناپذیر (BRB) در سیستم RBRBF

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

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

$$\mu_B = \frac{\Delta l_B}{\Delta l_{yB}} \quad (۶)$$

که در آن Δl_B تغییرشکل محوری مهاربند و Δl_{yB} تغییرشکل محوری تسلیم مهاربند می‌باشند. براساس مطالعه بوسکو و همکاران مقادیر μ_B بدست آمده به ویژه برای مهاربندهای کمانش ناپذیر واقع در طبقات پایینی سازه غیرمحافظة کارانه هستند. بنابراین، آن‌ها برای محاسبه تقاضای شکل‌پذیری طراحی مهاربند کمانش ناپذیر در طبقه i رابطه زیر را پیشنهاد کرده‌اند:

$$\mu_{Bd,i} = 1.3 \times \max \{ \mu_{B,i}, \bar{\mu}_B \} \leq 1.5 \times \bar{\mu}_B \quad (۷)$$

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

• طراحی اعضای بدون استهلاک انرژی

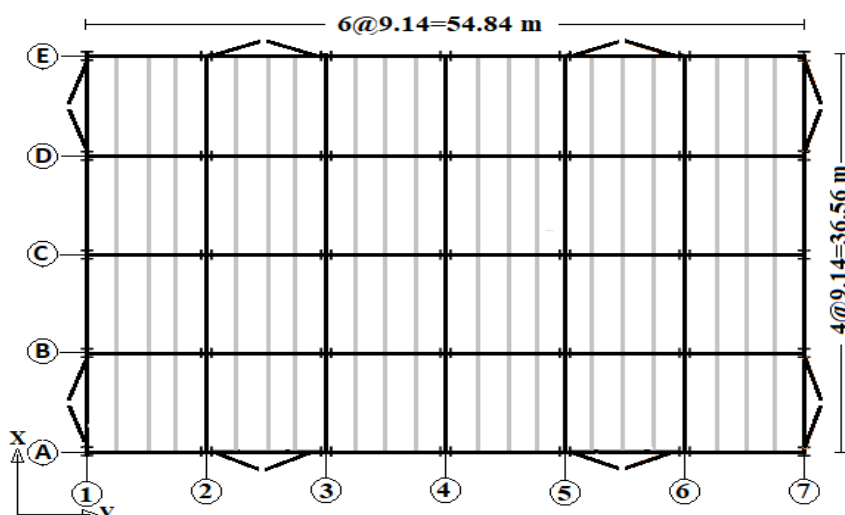
برای دستیابی به یک تخمین محافظه‌کارانه اما ساده از حداکثر نیروهای داخلی که به اعضای بدون استهلاک انرژی در سیستم RBRBF منتقل می‌شوند، روش طراحی ارائه شده در مطالعه بوسکو و همکاران [۲] از روش پیشنهاد شده توسط رسی [۱۰] تبعیت می‌کند. فرایند طراحی مبتنی بر آگاهی از زمان تناوب‌ها و شکل مودهای ارتعاش، مشخصات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

در این مطالعه، سازه‌های فولادی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم BRBF نیز برای مقایسه رفتار آنها با سازه‌های RBRBF در نظر گرفته شده‌اند. برای طراحی این سازه‌ها، از روش استاتیکی معادل بر اساس استاندارد ASCE 7-10 استفاده شده است و ضریب رفتار سیستم $R=8$ فرض شده است. همچنین، به دلیل آنکه نرم‌افزار ETABS 2016 قادر به کنترل برخی از ضوابط طراحی لرزه‌ای نمی‌باشد جهت کنترل این ضوابط از شیت‌های Excel که برای این منظور نوشته شده، استفاده شده است. طراحی سازه‌های در نظر گرفته شده در این مطالعه با استفاده از استاندارد ASCE 7-10، آئین‌نامه AISC 360-10 [۱۱] و ضوابط لرزه‌ای AISC 341-10 [۱۲] انجام شده است. سازه‌های مورد مطالعه برای ساختگاهی با طول و عرض جغرافیایی $37/8814^\circ$ شمالی و $122/08^\circ$ غربی در ایالت کالیفرنیا طراحی شده‌اند. خاک ساختگاه مورد نظر از نوع D و درجه اهمیت سازه با توجه به استاندارد ASCE 7-10 از نوع II می‌باشد. بارگذاری ثقلی سازه‌ها نیز بر اساس ضمیمه C از گزارش GCR 10-917-8 [۱۳]، انجام شده است. مقاطع تیرها، ستون‌ها، المان‌های رابط و مهاربندهای معمولی از نوع مقاطع W آمریکایی و برای مهاربندهای کمانش ناپذیر از مقاطع پیش فرض نرم‌افزار ETABS، StarBRB استفاده شده است. مشخصات فولاد مصرفی برای اعضای سازه در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۱: مشخصات فولاد مصرفی برای اعضای سازه (kgf/cm²).

F _y	F _{ye}	E	F _{ysc}	F _{ysc max}	F _{ysc min}
3515.35	3866.88	2038901.92	2952.9	3234.13	2671.67

در این جدول، 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. پلان سازه‌ها مشابه پلان سازه سه طبقه در پروژه SAC [۱۴] در نظر گرفته شده است. مطابق شکل ۳، سازه‌ها دارای پلانی به ابعاد ۵۴٫۸۴×۳۶٫۵۶ متر می‌باشند. پلان هر یک از سازه‌ها در جهت X از ۴ دهانه با طول ۹٫۱۴ متر و در جهت Y از ۶ دهانه با طول ۹٫۱۴ متر تشکیل شده است. تمامی طبقات دارای ارتفاع یکسان ۳٫۹۶ متر می‌باشند و ارتفاع جان پناه برابر با ۱٫۰۷ متر در نظر گرفته شده است. سیستم سقف از نوع عرشه فولادی می‌باشد و در مدلسازی از فرض دیافراگم صلب استفاده شده است. اتصال تیر به ستون در دهانه‌های مهاربندی و همچنین اتصال پای ستون‌ها به صورت مفصلی می‌باشد. مقاطع اعضا در یک دهانه از سیستم‌های برابر لرزه‌ای RBRBF و BRBF برای سازه‌های در نظر گرفته شده به ترتیب در جداول ۲ و ۳ ارائه شده‌اند.



شکل ۳: پلان سازه‌های مورد مطالعه.

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

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

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

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

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

۳- مدل سازی سازه‌ها

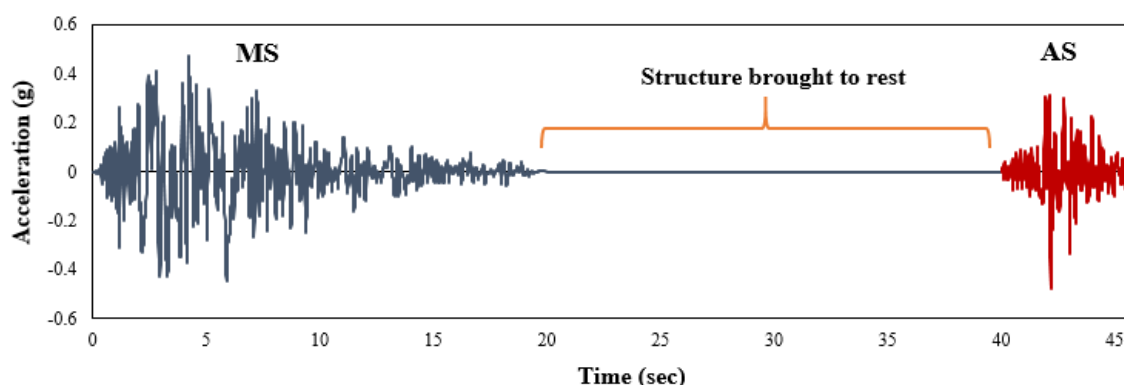
سازه‌های طراحی شده در نرم‌افزار OpenSees [۱۵] جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA)^{۱۰} به صورت دو بعدی مدل‌سازی شده‌اند. بعد از مدل‌سازی سازه‌ها، تعداد ۵۱ توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه با توجه به نوع خاک ساختگاه از وبسایت PEER NGAWEST2 [۱۶] انتخاب شده‌اند. رکوردهای انتخاب شده، ثبت شده بر روی خاک با سرعت موج برشی در محدوده خاک‌های C

^{۱۰} Incremental Dynamic Analysis (IDA)

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

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

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



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

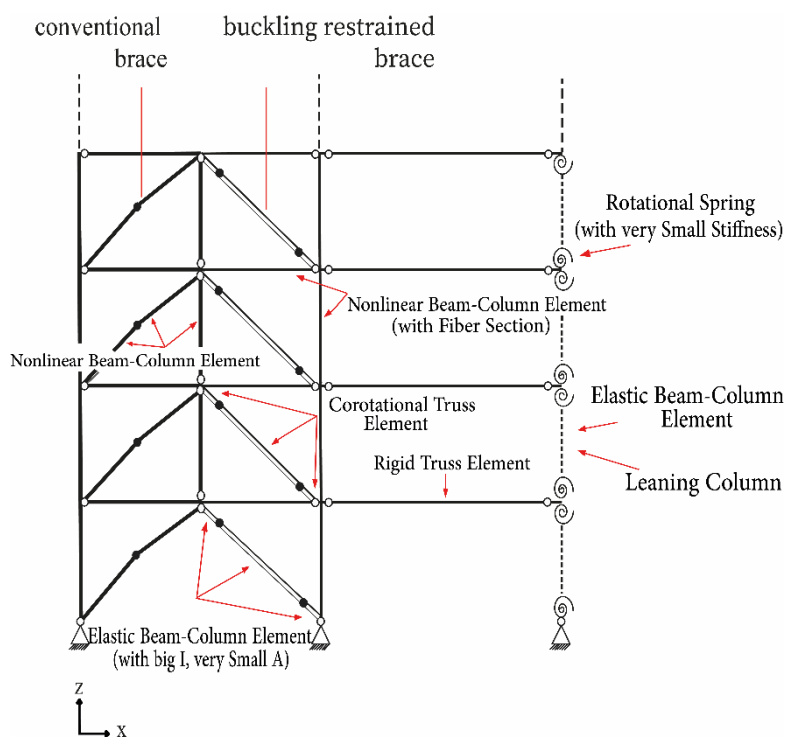
برای مدلسازی در نرم‌افزار OpenSees مطابق شکل ۵، فقط یک دهانه از سیستم باربر لرزه‌ای در نظر گرفته شده است و با تقسیم کردن یک چهارم جرم هر طبقه بر ۲، جرم بدست آمده به هر یک از دو گره دهانه مهاربندی در تراز طبقات اختصاص داده شده است. برای مدلسازی تیرها، ستون‌ها، المان‌های رابط و مهاربندهای معمولی از المان‌های تیر-ستون غیرخطی^{۱۱} با مقطع فایبر^{۱۲} استفاده شده است. برای ایجاد دیافراگم صلب، گره‌های دو سمت تیر اصلی با استفاده از یک المان خرابایی^{۱۳} صلب (با مساحت خیلی زیاد) به یکدیگر متصل شده‌اند. همچنین، برای اتصال دهانه مهاربندی به ستون تکیه‌گاهی در تراز هر طبقه از یک المان خرابایی صلب استفاده شده است. لازم به ذکر است که اتصال پای ستون‌ها به صورت مفصلی می‌باشد. مهاربندهای کمانش ناپذیر با استفاده از ۳ المان خرابایی همگرد مدلسازی شده‌اند. سطح مقطع قسمت میانی برابر با سطح مقطع بدست آمده برای هسته مهاربند بوده و دو قسمت ابتدایی و انتهایی نیز با سطح مقطعی ۵ برابر سطح مقطع هسته مهاربند [۱۸ و ۱۹] و با استفاده از مصالح الاستیک، برای جلوگیری از وارد شدن به ناحیه غیرخطی، مدلسازی شده‌اند. طول قسمت میانی ۰/۷ و طول هر یک از قسمت‌های ابتدایی و انتهایی ۰/۱۵ برابر طول کل مهاربند می‌باشد. همچنین، برای جلوگیری از ناپایداری عددی و کمانش مهاربندها از ۳ المان تیر-ستون الاستیک با سطح مقطع ناچیز و سختی خمشی خیلی زیاد به موازات مهاربند اصلی استفاده شده است [۲۰].

^{۱۱} Nonlinear Beam Column Element

^{۱۲} Fiber Section

^{۱۳} Truss Element

رفتار غیر خطی فولاد با استفاده از مصالح Steel02 در نرم افزار OpenSees مدل سازی شده است. رفتار این مصالح از مدل Giuffre-Menegotto-Pinto تبعیت می کند. پارامترهای مصالح که کنترل کننده انتقال رفتار الاستیک به پلاستیک (R_0 , CR_1 و CR_2) و سخت شوندگی ایزوتروپیک (a_1 , a_2 , a_3 و a_4) می باشند، در این مطالعه طبق تحقیقات انجام شده توسط گوئرو و همکاران [۲۱] برای مصالح Steel02، در تیرها، ستون ها، المان های 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 شده اند. برای مهاربندهای کمانش ناپذیر از همین مقادیر برای اکثر پارامترهای فوق استفاده با این تفاوت که مقدار پارامترهای a_1 و a_3 به ترتیب برابر با $0/07$ و $0/05$ در نظر گرفته شده اند. پارامترهای خستگی اعضا، برای تیرها، ستون ها و المان های رابط برابر با مقادیر پیش فرض تعریف شده در نرم افزار OpenSees و برای مهاربندهای کمانش ناپذیر طبق بررسی یوریز و مهین [۲۲] $E_0=0/12$ و $m=-0/458$ و برای مهاربندهای معمولی طبق مطالعه لای و مهین [۲۳]، $E_0=0/22$ و $m=-0/458$ در نظر گرفته شده اند. همچنین، براساس مطالعه لای و مهین مقدار طول نقص مهاربند معمولی $\Delta=L/1000$ و هر عضو مهاربند معمولی با دو المان تیر-ستون غیرخطی مدل سازی شده است. نسبت سخت شوندگی کرنشی^{۱۴} (α) همه اعضا (تیرها، ستون ها، المان های رابط و مهاربندها) برابر با $0/03$ فرض شده است. از میرایی رایلی برای شبیه سازی میرایی ویسکوز ذاتی سازه ها استفاده شده است. به منظور تعیین ماتریس میرایی برای هر سازه، نسبت های میرایی ویسکوز برای مود اول و مودی که تا آن مود جمع جرم های موثر مودی حداقل ۹۵ درصد از جرم سازه را پوشش می دهد برابر با $0/05$ فرض شده است. زمان تناوب های مود اول سازه های RBRBF و BRBF مدل سازی شده در نرم افزار OpenSees در جدول ۵ ارائه شده اند.



شکل ۵: نحوه مدل سازی سازه های RBRBF در OpenSees.

^{۱۴} Strain Hardening Ratio

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

	T_1 (sec)	
	RBRBF Structures	BRBF Structures
4-Story	0.569	0.899
8-Story	1.199	1.706
12-Story	1.986	2.255

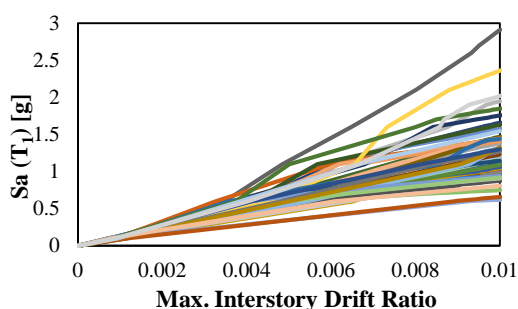
۴- ارزیابی فروریزش لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر زلزله اصلی و توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه

در این مطالعه، فروریزش لرزه‌ای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم RBRBF تحت اثر ۵۱ زلزله اصلی و ۵۱ توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه، با تحلیل‌های IDA مورد ارزیابی قرار گرفته و نتایج بدست آمده با نتایج سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم BRBF مقایسه شده است. مقیاس نمودن رکوردها برای تحلیل‌های IDA با استفاده از سنجح شدت^{۱۵} $Sa(T_1)$ انجام شده است. همچنین از حداکثر دررفت بین طبقه‌ای^{۱۶} به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی استفاده شده است. برای ارزیابی فروریزش لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر زلزله اصلی تحلیل‌های IDA با استفاده از ۵۱ رکورد زلزله تا رسیدن به دررفت ۰/۱ انجام شده و مقادیر ظرفیت فروریزش سازه‌ها بدست آمده است. به منظور ارزیابی فروریزش سازه‌های مورد نظر تحت اثر توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه، دو سطح آسیب ناشی از زلزله اصلی متناظر با آسیب جزئی (دررفت ۰/۰۱) و متوسط (دررفت ۰/۰۲) تحت زلزله اصلی فرض شده‌اند. تحلیل‌های IDA برای هر سازه تحت ۵۱ رکورد زلزله اصلی تا رسیدن به هر یک از دو سطح آسیب فرض شده انجام شده است. هدف از انجام تحلیل IDA تحت زلزله‌های اصلی بدست آوردن مقادیر $Sa(T_1)$ متناظر با رسیدن سازه به دررفت مورد نظر (آسیب مورد نظر) می‌باشد. پس از بدست آوردن این مقادیر $Sa(T_1)$ ، هر یک از زلزله‌های اصلی با استفاده از $Sa(T_1)$ متناظر با خود مقیاس شده و تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه تحت زلزله اصلی مقیاس شده انجام شده است. این تحلیل دینامیکی غیر خطی برای سازه‌ها براساس مدت زمان ارائه شده در جدول ۴ پس از پایان زلزله اصلی با شتاب ورودی صفر ادامه داده شده تا ارتعاش سازه تحت اثر زلزله اصلی به پایان برسد. در ادامه تحلیل دینامیکی افزایشنده تحت اثر پس‌لرزه متناظر با زلزله اصلی بر روی سازه آسیب دیده انجام شده تا شدت پس‌لرزه‌ای که منجر به فروریزش سازه (رسیدن به دررفت ۰/۱) می‌شود بدست آید.

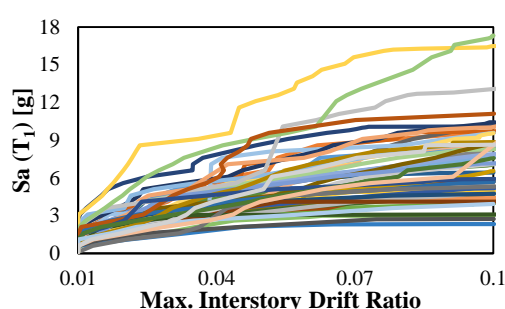
منحنی‌های IDA سازه‌ی ۴ طبقه با سیستم RBRBF تحت زلزله اصلی و توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه در شکل ۶ ارائه شده‌اند. شکل ۶(الف) منحنی‌های IDA سازه RBRBF را تحت ۵۱ رکورد زلزله اصلی تا رسیدن به دررفت ۰/۰۱ و شکل ۶(ب) منحنی‌های IDA این سازه را تحت ۵۱ توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه، به ازای دررفت ۰/۰۱ ناشی از زلزله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

^{۱۵} Intensity Measure (IM)

^{۱۶} Maximum Interstory Drift Ratio (MIDR)

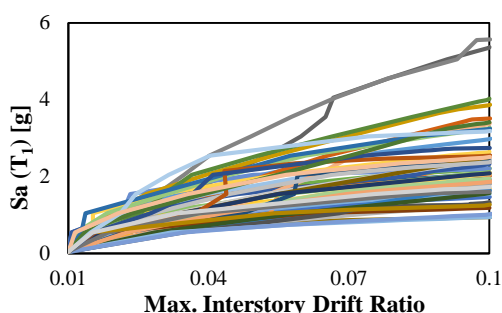


(ب)

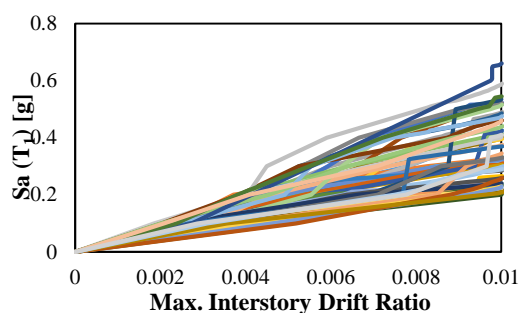


(الف)

شکل ۶: منحنی‌های IDA سازه ۴ طبقه با سیستم RBRBF تحت: الف) Mainshock0.01 و ب) Mainshock0.01+Aftershock0.1.



(ب)



(الف)

شکل ۷: منحنی‌های IDA سازه ۴ طبقه با سیستم BRBF تحت: الف) Mainshock0.01 و ب) Mainshock0.01+Aftershock0.1.

– میانه ظرفیت فروریزش و نسبت حاشیه ایمنی فروریزش (CMR)^{۱۷}

نسبت حاشیه ایمنی فروریزش بصورت نسبت میانه ظرفیت فروریزش بدست آمده از تحلیل‌های IDA تحت رکوردهای زلزله به شتاب طیفی زلزله MCE_R به ازای زمان تناوب مود اول سازه با استفاده از رابطه (۸) محاسبه می‌شود.

$$CMR = \frac{Median Sa_{col}}{Sa_{MCE_R}(T_1)} \quad (۸)$$

مقادیر میانه ظرفیت فروریزش سازه‌های با سیستم‌های RBRBF و BRBF به ازای رسیدن به دریفت ۰/۱ تحت زلزله اصلی، رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت ۰/۰۱ تحت زلزله اصلی به دریفت ۰/۱ تحت پس‌لرزه و رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت ۰/۰۲ تحت زلزله اصلی به دریفت ۰/۱ تحت پس‌لرزه با استفاده از ۵۱ توالی زلزله اصلی و پس‌لرزه در جدول ۶ ارائه شده است. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که میانه ظرفیت فروریزش تحت فقط زلزله اصلی برای سازه‌های ۴ طبقه (کوتاه مرتبه) با سیستم‌های RBRBF و BRBF از میانه ظرفیت فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه کمتر است. به علاوه، در سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه (میان مرتبه) با سیستم‌های RBRBF و BRBF مقادیر میانه ظرفیت فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه از مقادیر میانه ظرفیت فروریزش تحت فقط زلزله اصلی کمتر است و این اختلاف با افزایش تعداد طبقات بیشتر می‌شود. دلیل بدست آمدن چنین نتیجه‌ای برای سازه‌های ۴ طبقه را می‌توان در تفاوت شکل طیفی زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه‌های متناظر با آنها در محدوده زمان تناوب مود اول این سازه جستجو کرد.

^{۱۷} Collapse Margin Ratio

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

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

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

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

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

منحنی شکنندگی فروریزش^{۱۸}

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

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

که در آن $P(C | Sa(T_1) = x)$ احتمال فروریزش سازه با فرض $Sa(T_1) = x$ ، $\Phi(\cdot)$ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، μ میانگین مقادیر $\ln(Sa_{col})$ و β انحراف معیار مقادیر $\ln(Sa_{col})$ می‌باشد. مقادیر μ و β به ترتیب با استفاده از روابط (۱۰) و (۱۱) محاسبه می‌شوند.

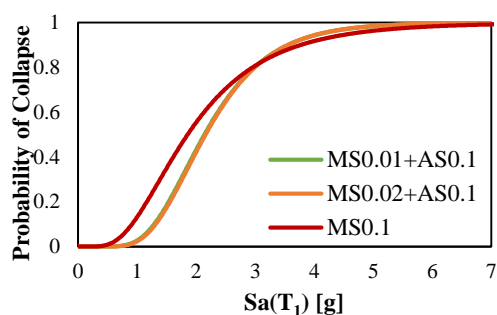
$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(Sa_{col_i}) \quad (10)$$

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

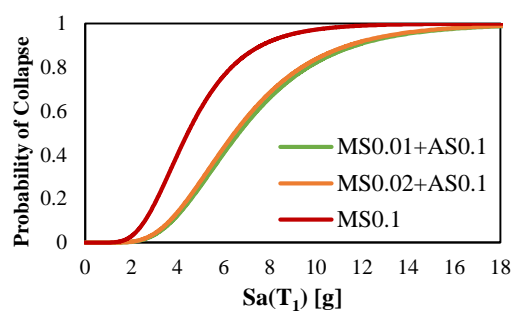
در روابط فوق، Sa_{col_i} ظرفیت فروریزش سازه به ازای رکورد i و n تعداد رکوردها می‌باشد.

^{۱۸} Collapse Fragility Curve

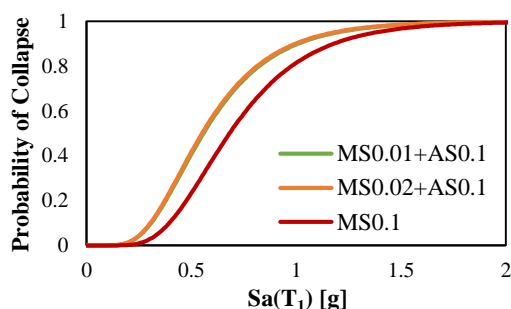
منحنی‌های شکنندگی فروریزش سازه‌های با سیستم‌های RBRBF و BRBF به ازای رسیدن به دریفت ۰/۱ تحت زلزله اصلی، رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت ۰/۰۱ تحت زلزله اصلی به دریفت ۰/۱ تحت پس‌لرزه و رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت ۰/۰۲ تحت زلزله اصلی به دریفت ۰/۱ تحت پس‌لرزه در شکل ۸ ارائه شده است. براساس شکل ۸(الف)، در سازه ۴ طبقه با سیستم RBRBF احتمال فروریزش تحت زلزله اصلی بیشتر از احتمال فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه است. در شکل ۸(ب) برای سازه ۴ طبقه با سیستم BRBF نیز مشاهده می‌شود که به ازای مقادیر $Sa(T_1)$ کمتر از ۳/۰۷ احتمال فروریزش تحت زلزله اصلی بیشتر از احتمال فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه است، ولی برای مقادیر $Sa(T_1)$ بیشتر از ۳/۰۷ احتمال فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه بیشتر از احتمال متناظر تحت زلزله اصلی است. در شکل ۸(ج) برای سازه ۸ طبقه با سیستم RBRBF مشاهده می‌شود که به ازای مقادیر $Sa(T_1)$ کمتر از ۲/۱۵ احتمال فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه بیشتر از احتمال فروریزش تحت زلزله اصلی است، ولی برای مقادیر $Sa(T_1)$ بیشتر از ۲/۱۵ احتمال فروریزش تحت زلزله اصلی بیشتر از احتمال متناظر تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه است. در شکل‌های ۸(د) تا ۸(ز) به ترتیب برای سازه‌های ۸ طبقه با سیستم BRBF، ۱۲ طبقه با سیستم RBRBF و ۱۲ طبقه با سیستم BRBF مشاهده می‌شود که احتمال فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه بیشتر از احتمال فروریزش تحت زلزله اصلی است. به عبارت دیگر، با افزایش ارتفاع سازه احتمال فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس‌لرزه بیشتر از احتمال فروریزش تحت زلزله اصلی شده است.



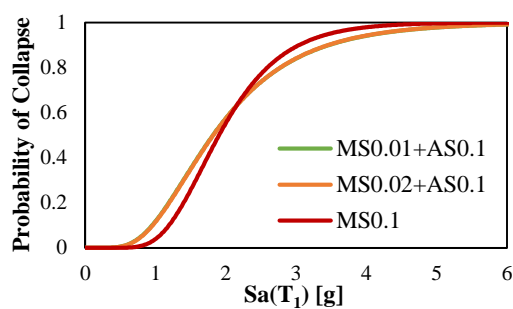
(ب)



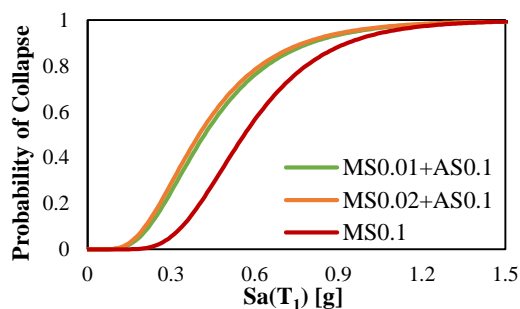
(الف)



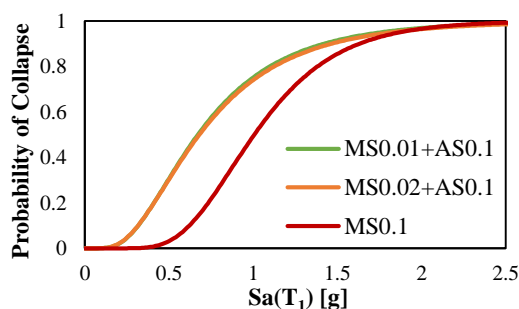
(د)



(ج)



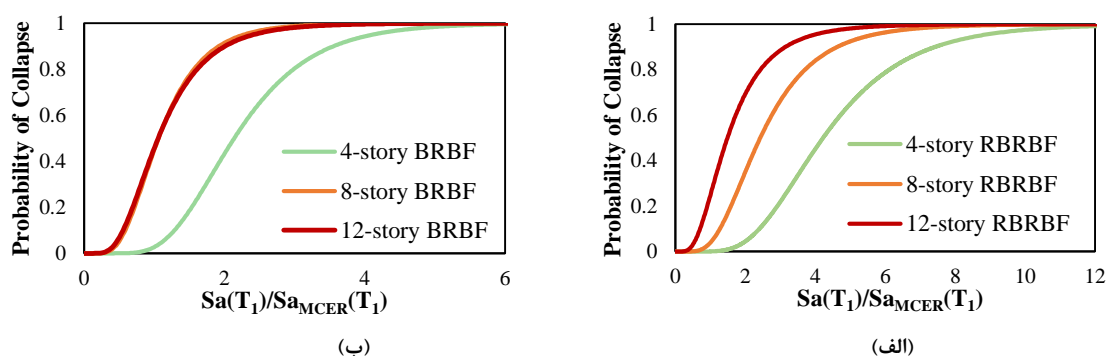
(ز)



(ر)

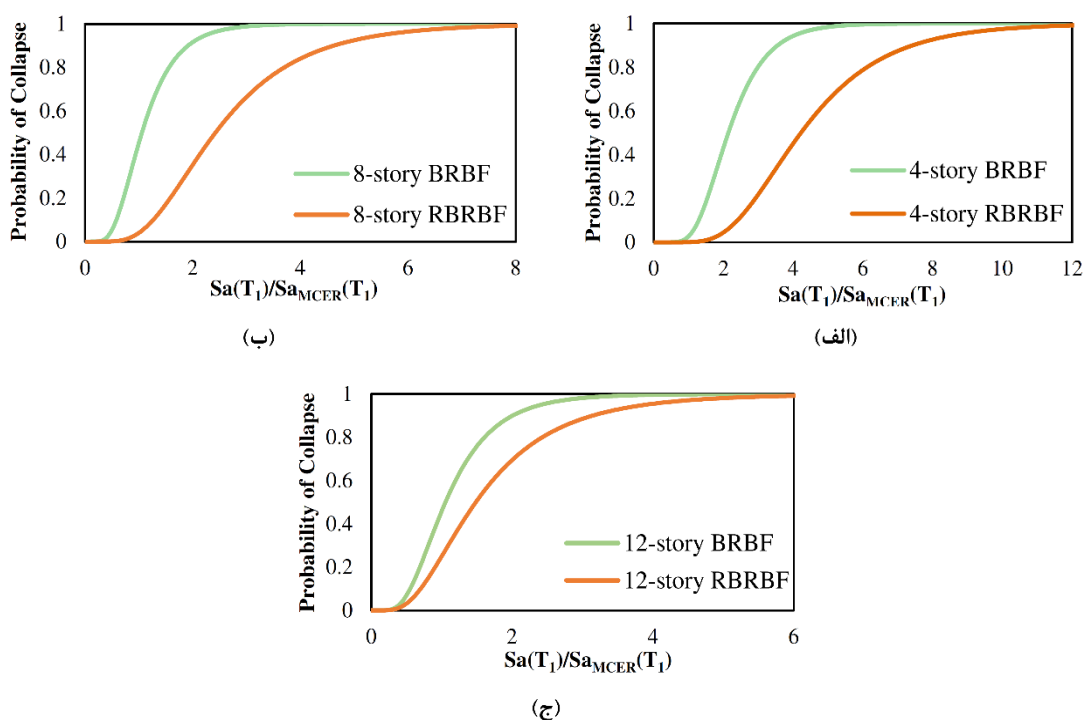
شکل ۸: منحنی‌های شکنندگی فروریزش تحت ۵۱ توالی زلزله اصلی و پس لرزه، و ۵۱ زلزله اصلی: الف) سازه ۴ طبقه با سیستم RBRBF، ب) سازه ۴ طبقه با سیستم BRBF، ج) سازه ۸ طبقه با سیستم RBRBF، د) سازه ۸ طبقه با سیستم BRBF، ر) سازه ۱۲ طبقه با سیستم RBRBF و ز) سازه ۱۲ طبقه با سیستم BRBF.

شکل ۹ منحنی‌های شکنندگی فروریزش نرمال شده سازه‌های دارای سیستم باربر لرزه‌ای یکسان را، به ازای رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت ۰/۰۱ تحت زلزله اصلی به دریفت ۰/۱ تحت پس لرزه، مورد مقایسه قرار می‌دهد. بدلیل اینکه مقادیر زمان تناوب‌های اصلی سازه‌ها با یکدیگر متفاوت هستند، در این شکل، برای بررسی تاثیر افزایش ارتفاع سازه بر احتمال فروریزش آن، مقادیر $Sa(T_1)$ بر روی محور افقی منحنی‌های شکنندگی به مقدار $Sa_{MCER}(T_1)$ نرمال شده‌اند. براساس این شکل، در اکثر موارد، با افزایش ارتفاع سازه به دلیل افزایش اثر P-Delta احتمال فروریزش سازه به ازای یک مقدار مشخص $Sa(T_1)/Sa_{MCER}(T_1)$ افزایش می‌یابد.



شکل ۹: مقایسه منحنی‌های شکنندگی فروریزش نرمال شده: (الف) سازه‌های با سیستم‌های RBRBF و (ب) سازه‌های با سیستم‌های BRBF تحت Mainshock0.01+Aftershock0.1.

مقایسه منحنی‌های شکنندگی فروریزش نرمال شده سازه‌های با سیستم‌های BRBF و RBRBF با ارتفاع یکسان، به ازای رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت 0.01 تحت زلزله اصلی به دریفت 0.1 تحت پس‌لرزه، در شکل ۱۰ ارائه شده است. هدف از این مقایسه آن است که به ازای یک ارتفاع مشخص برای سازه، تغییر سیستم برابر لرزه‌ای از BRBF به RBRBF چه تأثیری بر منحنی شکنندگی فروریزش نرمال شده سازه دارد. نتایج بدست آمده نشان می‌دهند که تحت توالی زلزله اصلی و پس لرزه به ازای یک مقدار مشخص $Sa(T_1)/Sa_{MCER}(T_1)$ احتمال فروریزش سازه‌های با سیستم‌های RBRBF کمتر از سازه‌های با سیستم‌های BRBF است. لازم به ذکر است که نتایج مشابهی برای احتمال فروریزش سازه تحت زلزله اصلی نیز بدست آمده است. به طور خلاصه، استفاده از سیستم RBRBF به جای سیستم BRBF منجر به کاهش قابل توجه احتمال فروریزش تحت توالی زلزله اصلی و پس لرزه و همچنین زلزله اصلی به تنهایی می‌شود و مقاومت در برابر فروریزش لرزه‌ای را بطور قابل توجهی بهبود می‌بخشد.



شکل ۱۰: مقایسه منحنی‌های شکنندگی فروریزش نرمال شده سازه‌های: (الف) ۴ طبقه، (ب) ۸ طبقه و (ج) ۱۲ طبقه با سیستم‌های BRBF و RBRBF تحت Mainshock0.01+Aftershock0.1.

۵- نتیجه گیری

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

۱. مقادیر میانه ظرفیت فروریزش تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه به ازای رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت ۰/۰۱ تحت زلزله اصلی به دریفت ۰/۱ تحت پس لرزه و رسیدن سازه آسیب دیده با دریفت ۰/۰۲ تحت زلزله اصلی به دریفت ۰/۱ تحت پس لرزه برای هر سازه تفاوت زیادی با یکدیگر ندارند.

۲. برای سازه‌های ۴ طبقه (کوتاه مرتبه) با سیستم‌های RBRBF و BRBF مقدار CMR تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه از مقدار CMR بدست آمده تحت زلزله‌های اصلی بیشتر است، اما مقدار CMR سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه (میان مرتبه) برای هر دو نوع سازه تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه کمتر از مقدار CMR متناظر تحت زلزله‌های اصلی می‌باشد. دلیل تفاوت نتایج بدست آمده برای سازه‌های کوتاه و میان مرتبه را می‌توان در تفاوت شکل طیفی زلزله اصلی و پس لرزه جستجو کرد.

۳. مقایسه مقادیر CMR سازه‌های با سیستم‌های RBRBF و BRBF نشان می‌دهد که حاشیه ایمنی فروریزش سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم RBRBF از حاشیه ایمنی فروریزش سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم BRBF تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه و همچنین تحت فقط زلزله‌های اصلی به طور قابل توجهی بیشتر است.

۴. نتایج حاصل از منحنی‌های شکنندگی فروریزش سازه ۴ طبقه با سیستم BRBF (به ازای مقادیر $Sa(T_i)$ کمتر از ۳/۰۷) و سازه ۴ طبقه با سیستم RBRBF نشان می‌دهند که احتمال فروریزش تحت زلزله‌های اصلی بیشتر از احتمال متناظر تحت توالی‌های زلزله اصلی و پس لرزه می‌باشد.

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

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

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

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

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

سپاسگزاری

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

مراجع

- [1] Feng, Y., Zhang, Z., Chong, X., Wu, J., & Meng, S. (2018). Elastic displacement spectrum-based design of damage-controlling BRBFs with rocking walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 148, 691-706.
- [2] Bosco, M., Marino, E. M. & Rossi, P. P. (2018). A design procedure for pin-supported rocking buckling-restrained braced frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 47, no. 14, 2840-2863.
- [3] Rahgozar, N., Pouraminian, M., & Rahgozar, N. (2021). Reliability-based seismic assessment of controlled rocking steel cores. *Journal of Building Engineering*, 44, 102623.
- [4] Rahgozar, N., Pouraminian, M., & Rahgozar, N. (2022). Structural optimization of vertical isolated rocking core-moment frames. *Journal of Vibration and Control*, 10775463221096882.
- [5] Ryu, H., Luco, N., Uma, S. R., & Liel, A. B. (2011, April). Developing fragilities for mainshock-damaged structures through incremental dynamic analysis. In *Ninth pacific conference on earthquake engineering*, Auckland, New Zealand.
- [6] Silwal, B., & Ozbulut, O. E. (2018). Aftershock fragility assessment of steel moment frames with self-centering dampers. *Engineering Structures*, 168, 12-22.
- [7] Jalali, S. A., Amini, A., Mansouri, I., & Hu, J. W. (2021). Seismic collapse assessment of steel plate shear walls considering the mainshock–aftershock effects. *Journal of Constructional Steel Research*, 182, 106688.
- [8] CSI (2015). *Computer program ETABS Ultimate 2015*. Berkeley, CA: Computers and Structures Inc.
- [9] ASCE/SEI 7-10 (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- [10] Rossi, P. P. (2007). A design procedure for tied braced frames. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 36(14), 2227-2248.
- [11] ANSI/AISC 360-10 (2010). *Specification for structural steel buildings*. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.
- [12] ANSI/AISC 341-10 (2010). *Seismic provisions for structural steel buildings*. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.
- [13] GCR 10-917-8 (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors*. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology (NIST). [Accessed 08. 2018].
- [14] Krawinkler, H. (2000). *State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking*. Federal Emergency Management Agency, Report no. FEMA-355C, SAC Joint Venture.
- [15] McKenna, F., Fenves, G. L. & Scott, M. H. (2015). *Open system for earthquake engineering simulation*. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [16] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), *PEER Strong Motion Database*. (2017). Berkeley, California, USA. <https://ngawest2.berkeley.edu/>.
- [17] Yakhchalian, M., & Yakhchalian, M. (2022). An advanced intensity measure for aftershock collapse fragility assessment of structures. *Structures*, 44, pp. 933-946.
- [18] Asgarkhani, N., Yakhchalian, M., & Mohebi, B. (2020). Evaluation of approximate methods for estimating residual drift demands in BRBFs. *Engineering Structures*, 224, 110849.
- [19] Yakhchalian, M., Asgarkhani, N., & Yakhchalian, M. (2020). Evaluation of deflection amplification factor for steel buckling restrained braced frames. *Journal of Building Engineering*, 30, 101228.
- [20] Gray, M. G. (2012). *Cast steel yielding brace system for concentrically braced frames*. University of Toronto (Canada).
- [21] Guerrero, H., Tianjian, Ji, Teran-Gilmore, A. & Alberto Escobar, J. (2016). A method for preliminary seismic design and assessment of low-rise structures protected with Buckling-Restrained Braces. *Engineering Structures*, Vol. 123, pp. 141-154.
- [22] Uriz, P., & Mahin, S. (2008). *Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures*. PEER report 2008/08. University of California, Berkeley. Berkeley, USA.
- [23] Lai, J. W., & Mahin, S. A. (2015). Strongback system: A way to reduce damage concentration in steel-braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 141(9), 04014223.