



www.cpjournals.com

نشریه عمران و پروژه
Civil & Project Journal (CPJ)

Assessment of Response Modification Factor for Dual SMRF-BRBF Structures under Near and Far Fault Ground Motions

Seyed Ali Seyed Mahmoud^۱, Hamid Saberi^{۱*}, Vahid Saberi^۲

^۱- Department of Civil Engineering, West Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

^{*} ۲- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Eyvanakey University, Semnan, Iran

^۲- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Eyvanakey University, Semnan, Iran
Iran

ABSTRACT

Application of dual SMRF-BRBF system can be considered as an appropriate choice for resisting seismic loads in high seismicity regions. Taking advantage of having buckling resistant braces which can resist high axial compressive forces without local and global buckling, buckling restrained bracing frame (BRBF) system can be used as an efficient alternative for conventional bracing system. Response modification factor (R factor) is required for seismic design of structures. Therefore, in this research, performance-based R factor is evaluated for dual SMRF-BRBF structures. Considering the fact that in addition to structural properties the seismic load characteristics effect on the load-carrying capacity and R factor, R factor is evaluated specifically for near fault ground motions. To consider the effect of performance level, the R factor is calculated distinctly for Life Safety (LS) and Collapse Prevention (CP) limit states. Nonlinear time history and pushover analysis results are employed for determination of ductility, over-strength and R factor of the sample structures. According to the obtained results, the average of R factor coincident to LS and CP performance levels is ۶.۱ and ۷.۹, respectively. The comparison of results obtained for near fault records with those obtained for far fault motions reveals that the R factor is averagely ۲۰% lower for near fault ground motions.

Keywords: Dual SMRF-BRBF system, Response modification factor, Performance level, Near fault ground motion, Far fault ground motion

All rights reserved to Civil & Project Journal.



www.cpjournals.com

نشریه عمران و پروژه

Civil & Project Journal (CPJ)

ارزیابی ضریب رفتار سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و مهاربندی شده کمانش تاب تحت رکوردهای نزدیک و دور از گسل

سید علی سید محمود^۱، حمید صابری^{۲*}، وحید صابری^۳

۱- کارشناس ارشد، گروه عمران، واحد تهران غرب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

alisedmahmoud@gmail.com

۲- استادیار، گروه عمران، دانشگاه ایوانکی، سمنان، ایران

saberi.hamid@gmail.com

۳- استادیار، گروه عمران، دانشگاه ایوانکی، سمنان، ایران

saberi.vahid@gmail.com

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۳/۳۰ تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۵/۱۵

چکیده

استفاده از سیستم‌های دوگانه قاب خمشی فولادی و قاب مهاربندی شده برای سیستم باربر جانبی سازه‌هایی که در مجاورت گسل‌های فعال قرار دارند یک انتخاب مناسب به حساب می‌آید. در این میان، سیستم قاب مهاربندی شده با مهاربندهای کمانش تاب (BRBF) با بهره‌گیری از مهاربندهایی که تحت نیروی فشاری بدون کمانش موضعی قادر به تحمل نیروها و تغییر شکل‌های بزرگ هستند می‌تواند به عنوان جایگزینی مناسب برای سیستم مهاربندی سنتی در سیستم‌های دوگانه مورد استفاده قرار گیرد. با توجه به اینکه برای طراحی سازه‌ها با استفاده از روش‌های تحلیل خطی لازم است ضریب رفتار سازه مشخص باشد، در این پژوهش به برآورد ضریب رفتار این سازه‌ها بر اساس سطح عملکرد پرداخته می‌شود. از آنجا که علاوه بر مشخصات سازه، ویژگی‌های بار لرزه‌ای نیز بر ظرفیت باربری و در نتیجه ضریب رفتار سازه تأثیر می‌گذارد، برآورد ضریب رفتار در این تحقیق به طور ویژه برای رکوردهای نزدیک به گسل انجام شده است. همچنین برای لحاظ مفهوم سطح عملکرد در فرآیند طراحی، مقادیر ضریب رفتار برای دو سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) و جلوگیری از فروریزش (CP) به صورت جداگانه برآورد می‌شود. برای این هدف، از نتایج تحلیل‌های بارافزون و دینامیکی افزایشی (IDA) استفاده گردید و پارامترهای رفتار غیر خطی نظیر اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای سازه‌های نمونه مورد ارزیابی قرار گرفت. برای انجام تحلیل‌های دینامیکی تحت زلزله-های نزدیک به گسل از ۱۰ رکورد ثبت شده در مجاورت گسل که دارای ماهیت پالسی هستند، استفاده شد. بر اساس نتایج حاصل از این تحقیق، برای سطح عملکرد "ایمنی جانی" میانگین ضریب رفتار قاب‌های نمونه برابر ۶/۱ و برای سطح عملکرد "جلوگیری از فروریزش برابر ۷/۹ به دست آمد. همچنین مقایسه ضریب رفتار محاسبه شده برای زلزله‌های نزدیک به گسل با مقادیر به دست آمده برای رکوردهای دور از گسل نشان می‌دهد که به طور میانگین ضریب رفتار سازه‌ها برای رکوردهای نزدیک به گسل به طور میانگین ۲۵ درصد کمتر است.

کلمات کلیدی: سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و مهاربند کمانش تاب، ضریب رفتار، سطح عملکرد، زلزله نزدیک به گسل، زلزله دور از گسل.

۱- مقدمه

سازه‌های واقع در مناطق لرزه‌خیز نیازمند سیستمی در جهت مقاومت در برابر بارهای جانبی زلزله هستند. این سیستم باید علاوه بر مقاومت و سختی کافی، اقتصادی نیز باشد و بتواند در تحریکات شدید رفتار غیر ارتجاعی زیاد به جهت جذب و مستهلک کردن انرژی از خود نشان دهد. از نظر تاریخی، مهاربندها از پایان قرن ۱۹ تاکنون برای پایداری جانبی اکثر ساختمانهای بلند دنیا مورد استفاده بوده‌اند. به عنوان مثال مجسمه آزادی که در سال ۱۸۸۳ در نیویورک ساخته شد، یکی از سازه‌های مهاربندی شده بزرگ است. در سه دهه بعد از آن تعداد زیادی ساختمان بلند با قاب فولادی مهاربندی شده در شیکاگو و نیویورک ساخته شد. ساختمان ۷۵ طبقه وولورد به ارتفاع ۲۴۱ متر که در سال ۱۹۱۳ تکمیل گردید رکورددار ساختمانهای بلند در آن زمان بود. از سیستم‌های باربر جانبی رایج و موثر مقاوم در برابر نیروی جانبی، می‌توان قاب‌های مهاربندی جانبی را نام برد. استفاده از قاب‌های مهاربندی شده به اوایل قرن بیستم میلادی باز می‌گردد. سختی، مقاومت و اقتصادی بودن قاب‌های مهاربندی شده باعث شده که این سیستم‌ها یکی از رایج‌ترین سیستم‌های باربر جانبی در ساختمان‌های فولادی در مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا باشند. طراحی سیستم‌های مهاربندی در محدوده ارتجاعی غیر اقتصادی است. بنابراین این سیستم‌ها در ناحیه تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی طراحی می‌شوند. طراحی سیستم به نحوی است که مهاربند در نیروهای فشاری بزرگ، کماتش غیر ارتجاعی کند و در نیروهای کششی بزرگ تسلیم شود. ایده مهاربندهای کماتش تاب اولین بار در ژاپن در سال ۱۹۷۱ مطرح شد. او برای جلوگیری از کماتش عضو فولادی پیشنهاد کرد که این عضو می‌تواند مابین پانلهای بتنی تحت فشار قرار گیرد. این سیستم مهاربندی پس از زلزله نرتیج در آمریکا مورد استقبال و پذیرش واقع شد و در فاصله‌ی نسبتاً کمی در آیین‌نامه‌های آمریکا معرفی و ضوابطی برای آن ارائه شد. در مهاربندهای کماتش تاب هدف مقابله با آثار نامطلوب ناشی از کماتش مهاربند فشاری است. این طرح چند سال بعد توسط یک تیم تحقیقاتی ژاپنی، اصلاح گردید و منجر شد به آنچه امروزه به عنوان مهاربند کماتش تاب می‌شناسیم. طی این تحقیق رفتار نوعی مهاربند متشکل از هسته فولادی محصور شده در داخل حفاظ فولادی که از ملات پر شده است مورد بررسی و آزمایش قرار گرفت. ایده اصلی این طرح جداسازی تحمل بار فشاری توسط هسته مرکزی و جلوگیری از جلوگیری از کماتش این هسته توسط حفاظ فولادی بود. رفتار هسته فولادی در داخل حفاظ کاملاً به سختی نسبی هسته و حفاظ فولادی وابسته است. نوع دیگری از مهاربندهای کماتش تاب، مهاربندهای کماتش تاب تمام فولاد است. در این مهاربندها هسته داخلی بین مکانیزم کماتش تاب ساخته شده تمام فولاد محصور شده بنابراین از هزینه‌ی ملات جلوگیری می‌شود. زمان ساخت کوتاه‌تر شده و می‌توان بعد از زلزله به منظور بازرسی به راحتی جدا کرد. اجزای تشکیل دهنده‌ی مهاربند کماتش تاب به شرح زیر می‌باشد:

بخش تسلیم شونده مهار شده: این بخش فولادی می‌تواند دارای مقطع مستطیلی یا صلیبی باشد. این بخش به منظور تسلیم شدن در هنگام بارهای سیکلی طراحی می‌شود. فولاد نرم که شکل‌پذیری بالایی دارد در این بخش مطلوب است. **بخش تسلیم نشدنی مهار شده:** این بخش که از طریق ملات اینکسینگ محصور شده است، معمولاً ادامه بخش تسلیم شونده مهار شده است اما برای اطمینان از رفتار ارتجاعی مساحتش زیاد است. **بخش تسلیم نشدنی مهار نشده:** این بخش معمولاً ادامه بخش تسلیم نشدنی مهار شده است که به منظور اتصال مهاربند به قاب مورد استفاده قرار می‌گیرد. **عامل جداکننده و ماده منبسط شونده:** ماده خنثی مثل لاستیک که می‌تواند انتقال نیروی برشی بین فولاد محصور شده و ملات مورد استفاده را حذف کند و یا به حداقل برساند. **مکانیزم کماتش تاب:** این مکانیزم از ملات یا فولاد محصور کننده مثل یک مقطع تو خالی تشکیل شده است [۱].

ماهری و همکاران در سال ۲۰۰۳، به آزمایش‌های بار افزون بر روی قاب‌های بتن مسلح با مهاربندهای ضربداری و زانویی پرداختند. آن‌ها دریافتند که مهاربندهای زانویی برای طراحی یا ارتقاء سیستم برای سطح خطر فروریزش مؤثرتر است **Error! Reference source not found.** مکرراً و همکاران در سال ۲۰۰۴، به بررسی اثر سختی ستون بر روی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی شده پرداختند. آن‌ها نشان دادند که اگر ستون‌ها نتوانند لنگر را تحمل نمایند، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی نشان می‌دهد که یک مکانیزم طبقه‌ی نرم به احتمال زیاد رخ داده است و باعث ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ متمرکز تنها در یک طبقه می‌شود **Error! Reference source not found.** کیم و چویی در سال ۲۰۰۵، به ارزیابی ضرایب اصلاح مقاومت قاب‌های مهاربند شورون پرداختند. آن‌ها نشان دادند که ضرایب

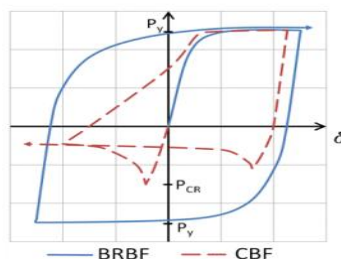
اصلاح مقاومت برای سازه‌های مورد مطالعه کمتر از مقادیر مطرح شده در آیین‌نامه‌های طراحی می‌باشد اما این مطلب برای سازه‌های مهاربندی شورون کوتاه مرتبه صادق نمی‌باشد. همچنین آن‌ها نشان دادند که نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی هم‌خوانی خوبی با نتایج حاصل از تحلیل بار افزون دارد. **Error! Reference source not found.** اوکازاکی و هارت در سال ۲۰۰۷، با انجام تحقیقات آزمایشگاهی به ارزیابی رفتار چرخه‌ای تیر پیوند پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که رفتار چرخه‌ای این المان تحت بارهای زلزله پایدار است و قابلیت استهلاک انرژی زیادی دارد. به‌ویژه برای حالتی که رفتار المان تیر پیوند برشی است، میزان استهلاک انرژی بیشتر است. **Error! Reference source not found.** عسگریان و همکاران در سال ۲۰۰۹، نتایج تحلیل‌های خطی و غیرخطی بار افزون را برای تعیین ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی شده کمانش‌تاب مورد استفاده قرار دادند و نشان دادند که روش تحلیل بار افزون با دقت مناسبی می‌تواند برای تعیین مشخصات رفتار غیر ارتجاعی سازه‌ها در سطوح مختلف شدت لرزه‌ای مورد استفاده قرار گیرد **Error! Reference source not found.** محمودی و زارعی در سال ۲۰۱۰، با استفاده از روش تحلیل بار افزون مقادیر ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی سنتی و کمانش‌تاب (با پیکربندی‌های مختلف) را ارزیابی نمودند. آن‌ها نشان دادند که ضرایب اصلاح پاسخ برای قاب‌های مهاربندی کمانش‌تاب (BRBFs)^۱ نسبت به (CBFs)^۲ بالاتر است. همچنین آن‌ها نشان دادند که تعداد دهانه مهاربند و ارتفاع ساختمان تأثیر زیادی بر ضرایب اصلاح پاسخ دارد. **Error! Reference source not found.** ایزدی‌نیا و همکاران در سال ۲۰۱۲، با استفاده از نتایج تحلیل بار افزون با الگوهای مختلف بار جانبی ضریب رفتار سازه‌های قاب خمشی را برآورد نمودند و نشان دادند که روش تحلیل بار افزون تطبیقی با لحاظ مدهای بالاتر می‌تواند نسبت به روش تحلیل بار افزون سنتی نتایج دقیق‌تری را به همراه داشته باشد. هر چند دقت روش‌های تحلیل بار افزون نسبت به روش‌های دینامیکی غیرخطی کمتر است. **Error! Reference source not found.** محمودی و عبدی در سال ۲۰۱۲، به ارزیابی ضرایب اصلاح پاسخ قاب‌های دارای میراگر TADAS پرداختند. آن‌ها نشان دادند که ضرایب اصلاح پاسخ برای قاب‌های خمشی فولادی دارای میراگر TADAS نسبت به قاب‌های خمشی بدون میراگر بالاتر است. همچنین آن‌ها دریافته‌اند که تعداد طبقات ساختمان اثر بیشتری بر روی ضریب اصلاح پاسخ می‌گذارد. **Error! Reference source not found.** عبداله‌زاده و همکاران در سال ۲۰۱۳، به بررسی ضریب رفتار قاب‌های دوگانه فولادی با مهاربندهای هم‌محور بزرگ‌مقیاس پرداختند. منظور از مهاربند هم‌محور بزرگ‌مقیاس مهاربندی می‌باشد که هر دو طبقه را به‌صورت ضربدری به هم متصل می‌کند. **Error! Reference source not found.** رحمانی و همکاران در سال ۲۰۱۳، به مقایسه پارامترهای لرزه‌ای در سیستم‌های دوگانه مجهز شده با مهاربندهای هم‌مرکز و برون‌محور با اتصالات صفحه کناری پرداختند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که سیستم کمانش‌تاب برون‌محور باعث افزایش شکل‌پذیری می‌گردد **Error! Reference source not found.** استفان میهن و همکاران در سال ۲۰۱۴، به بررسی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های قاب مهاربندی شده مقاوم در برابر کمانش پرداختند. آن‌ها نشان دادند که آزمایش‌های صورت گرفته رفتار خوب مهاربندها را نشان می‌دهد **Error! Reference source not found.** کلانی و همکاران در سال ۲۰۱۵، به ارزیابی پاسخ ضریب اصلاح قاب‌های مهاربندی شده هم‌مرکز و قاب‌های خمشی ویژه در ساختمان‌های دوبلکس پرداختند. آن‌ها نشان دادند که ضریب رفتار با افزایش ارتفاع سازه به ۱۰ طبقه نسبت به سازه با مدل‌های معمولی افزایش می‌یابد. **Error! Reference source not found.** سلطانقرایی و همکاران در سال ۲۰۱۶، با استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، پارامترهای رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی منظم در ارتفاع را برای سطوح مختلف عملکرد برآورد نمودند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که با افزایش ارتفاع سازه مقدار ضریب رفتار سازه کاهش می‌یابد **Error! Reference source not found.** تقی‌نژاد و همکاران در سال ۲۰۱۸، به ارزیابی جابجایی نسبی طبقه تحت تحلیل بار افزون بر روی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه پرداختند. آن‌ها با استفاده از تحلیل‌های بار افزون تحت الگوهای مختلف و تاریخچه زمانی غیرخطی برای چندین قاب خمشی بتن‌آرمه با ارتفاعات مختلف جابجایی نسبی طبقه را پیش‌بینی نمودند و به ارزیابی و مقایسه سطوح خطا پرداختند **Error! Reference source not found.** صادقی و همکاران در سال ۲۰۲۰، سازه‌های قاب خمشی فولادی سه‌بعدی با شکل‌پذیری ویژه ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت تحلیل‌های غیرخطی موردنظر شامل تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی قرار دادند و در نهایت به‌منظور بررسی

^۱ Buckling Restrained Braced Frames^۲ Concentric Braced Frames

ظرفیت فروریزش آن‌ها از منحنی‌های شکست استفاده شده است. **Error! Reference source not found.** هاشمی و همکاران در سال ۲۰۲۰، دو قاب با تعداد طبقات ۶ و ۱۲ دارای مهاربندهای کمانش‌تاب بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ای به صورت سه‌بعدی طراحی و سپس قاب کناری آن‌ها در نرم‌افزار OpenSees به صورت دو بعدی در دو حالت با و بدون آلیاژ حافظه دار شکلی مدل‌سازی کرده‌اند و در نهایت نقش آلیاژهای حافظه‌دار شکلی در آن با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) تحت ۷ زوج شتاب‌نگاشت دور از گسل پیشنهادی دستورالعمل FEMA P۶۹۵ بررسی نموده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که ظرفیت فروریزش قاب‌های دارای مهاربند مجهز به آلیاژ حافظه دار شکلی نسبت به مهاربند کمانش‌تاب بیشتر می‌باشد. **Error! Reference source not found.**

۲- معرفی مهاربند کمانش‌تاب

سیستم‌های مهاربندی همگرای رایج دارای مشکل ذاتی تفاوت رفتار در کشش و فشار می‌باشند. این مهاربندهای معمولی می‌بایستی تغییر مکان‌های بزرگ ناشی از زلزله را به صورت رفت و برگشتی در کشش به صورت محوری و در فشار به صورت مقاومت پس از کمانش تحمل نمایند. کمانش مهاربندها در فشار باعث کاهش شدید مقاومت، سختی و ظرفیت اتلاف انرژی در آن‌ها می‌شود. قاب‌های مهاربندی مقید شده در برابر کمانش، نوع خاصی از قاب‌های مهاربندی شده هم‌محور می‌باشند، که از کمانش کلی مهاربند و کاهش مقاومت و سختی در آن‌ها جلوگیری شده است. المان‌های مهاربندی توانایی جاری شدن و تأمین رفتار یکسان در کشش و فشار و در نتیجه جذب انرژی در سیکل‌های پایدار را دارا می‌باشند. مطابق شکل (۱)، مهاربندهای معمولی بر اساس رفتار فشاری فولاد طراحی می‌شوند، بدین معنی که کمانش مهاربند پیش از جاری شدن فولاد در فشار رخ ندهد. در نتیجه‌ی این طراحی تمامی ظرفیت فولاد به خصوص در کشش مورداستفاده نخواهد بود و این امر از توجیه اقتصادی این نوع مهاربند به شدت می‌کاهد. نکته‌ی قابل توجه دیگر در مورد مهاربندهای معمولی این است که در سیکل‌های بارگذاری منحنی هیستریزس رفتاری مناسبی از خود نشان نمی‌دهد و میزان شکل‌پذیری پایینی در مقایسه با سیستم‌های قاب خمشی دارد. این شرایط و رفتار نامناسب مهاربند معمولی با استفاده از قاب مهاربندی شده کمانش‌تاب قابل ارتقاء خواهد بود [۴].



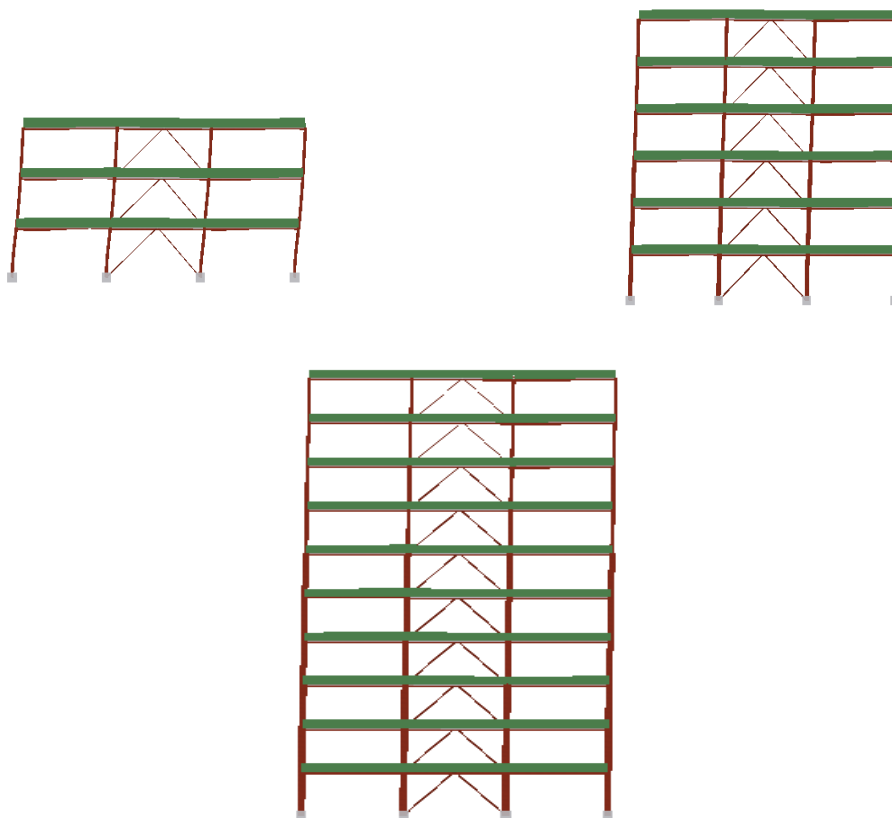
شکل ۱: رفتار چرخه‌ای پایدار مهاربند کمانش‌تاب در مقابل مهاربند معمولی [۴]

از مزیت‌های دیگر سیستم مهاربندی مقید شده در برابر کمانش، این است که می‌توان این مهاربندها را به صورت مهاربندهای قطری تک، در یک جهت قرارداد و مانند سیستم مهاربندی همگرای ویژه، نیاز به تحمل ۷۰٪ نیروی زلزله به تنهایی در یک جهت به صورت کششی یا فشاری نمی‌باشد. در صورت به کار بردن این سیستم در قاب‌های همگرای شورون (۷ و ۸)، به علت رفتار یکسان مهاربند در کشش و فشار، نیروی نامتعادل در تیر متصل شونده، به شدت کاهش یافته و می‌توان از تیرهای با مقاطع ضعیف‌تری نسبت به سیستم مهاربندی همگرای ویژه استفاده کرد. سیستم‌های قاب مهاربند کمانش‌تاب می‌توانند سختی الاستیکی فراهم کند که با قاب‌های مهاربندی شده واگرا قابل مقایسه است. تست‌های آزمایشگاهی متنوع با مقیاس واقعی نشان داده است که با طراحی و جزئیات بندی مناسب المان‌های قاب مهاربند کمانش‌تاب رفتار متقارن و چرخه‌ای پایدار در نیروهای کشش و فشاری به همراه تحمل تغییر شکل‌های بزرگ غیرخطی قابل مشاهده است. مهاربندهای کمانش‌تاب طوری ساخته می‌شوند که هسته بتواند در راستای طولی مستقل از ساز و کار جلوگیری از کمانش عمل کند. تاکنون آزمایش‌های متعددی بر روی انواع مختلف مهاربندهای کمانش‌تاب انجام شده است. نتایج این آزمایش‌ها نشان

داده که مهاربندهای کمانش تاب رفتار چرخه‌ای پایدار، منظم و نسبتاً متقارنی دارند و منحنی چرخه‌ای آن‌ها نزدیک به منحنی چرخه‌ای دوخطی ایده‌آل است [۴].

۳- روش تحقیق

در پژوهش حاضر، سه سازه نمونه با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۱۰ طبقه به عنوان سازه نمونه انتخاب شدند. همچنین، برای بارگذاری لرزه‌ای سازه‌ها از ۱۰ شتاب‌نگاشت که در حوزه نزدیک به گسل ثبت شده‌اند استفاده می‌شود. این رکوردها همگی روی خاک نوع ۳ بوده و دارای یک یا چند پالس سرعت هستند. دلیل انتخاب ۲ سازه نمونه لحاظ تأثیر تعداد طبقات بر متغیرهای مورد بررسی می‌باشد. این سازه‌ها دربرگیرنده طیف پرکاربرد سازه‌های BRBF هستند. هریک دارای سه دهانه به طول ۶ متر و طبقاتی با ارتفاع ۳/۲ هستند انتخاب شدند. این سازه‌ها بر اساس ضوابط مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ایران تحلیل و طراحی شده‌اند. از آنجا که برای انجام پژوهش لازم است تعداد زیادی تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شود، برای صرفه‌جویی در زمان، از قاب‌های دوبعدی استفاده می‌شود. برای انجام تحلیل‌های غیرخطی لازم است مدل‌های غیرخطی برای سازه‌ها تعیین شوند که این کار می‌تواند به روش‌های مختلفی انجام پذیرد. در این پژوهش از المان‌های فیبری برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی سازه‌ها استفاده می‌شود و برای این کار از نرم‌افزار SeismoStruct بهره گرفته می‌شود. و پیکربندی سازه‌ها در شکل (۲) نمایش داده شده است. مقاطع طراحی قاب‌ها در جدول ۱ ارائه شده است.



شکل ۲: نمای قاب‌های مورد مطالعه در نرم افزار ساینزموستراکت
جدول ۱: مقاطع طراحی شده قاب‌های مورد مطالعه

سازه	طبقه	ستون‌ها	تیرها	مساحت مقطع هسته مهاربندها
۳ طبقه	۳-۱	Box 20x20x1	H 34x20x1X1.4	۱۱
	۴-۶	Box 24x24x1.2	H 34x20x1X1.4	۱۲
۶ طبقه	۱-۳	Box 30x30x1.2	H 34x20x1X1.4	۱۷
	۹-۱۰	Box 24x24x1.2	H 34x20x1X2	۱۴
۱۰ طبقه	۷-۸	Box 26x26x1.2	H 34x20x1X1	۲۲/۶
	۴-۶	Box 38x38x2	H 34x20x1X2	۲۷
	۱-۳	Box 44x44x3	H 34x20x1X2	۲۷

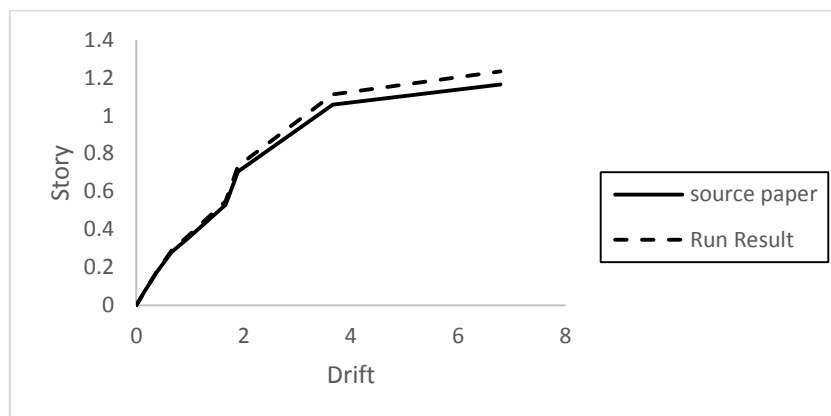
برای بارگذاری لرزه‌ای سازه‌ها از دو مجموعه رکورد دور و نزدیک به گسل مطابق جدول (۲) استفاده می‌شود. هر دو مجموعه رکورد روی خاک نوع ۳ ثبت شده‌اند. رکوردهای دور از گسل فاقد ماهیت پالسی هستند اما رکوردهای نزدیک به گسل به دلیل دارا بودن ماهیت جهت‌داری پیش‌رونده دارای یک یا چند پالس سرعت هستند. برای انتخاب مجموعه رکوردهای نزدیک به گسل معیارهای مختلفی توسط محققین پیشنهاد شده است. در این مطالعه منظور از رکوردهای نزدیک به گسل، شتاب‌نگاشت‌های ثبت شده در نزدیکی گسل‌های فعال است که پالس بزرگی در شتاب‌نگاشت سرعت دارند و حاوی اثرات جهت‌داری پیش‌رونده هستند. برای یافتن این نوع از رکوردها به مقالات معتبر در زمینه زلزله‌های نزدیک به گسل رجوع شد و رکوردهایی که به عنوان رکوردهای نزدیک به گسل شناخته شده‌اند و از طرف دیگر روی خاک نوع ۳ ثبت شده‌اند برای انجام تحلیل‌های دینامیکی انتخاب شدند.

جدول ۲: رکوردهای انتخابی برای انجام تحلیل‌های دینامیکی

شماره	شتاب نگاشت ثبت شده	بزرگا	فاصله (کیلومتر)	PGA(g)
شتاب نگاشت های دور از گسل				
۱#	Chi-Chi CHY101-W, Taiwan, Sep 20, 1999	۷.۶	۱۱.۱۴	۰.۳۵۳
۲#	Imperial Valley, H-E-1240, October 15, 1979	۶.۵	۱۰.۴	۰.۳۱۵
۳#	Loma Prieta, G-2090, October =, 1989	۶.۹	۱۲.۷	۰.۳۲۲
۴#	Loma Prieta, G-3090, October 18, 1989	۶.۹	۱۴.۴	۰.۳۶۷
۵#	Northridge, CNP 196, January 17, 1994	۶.۷	۱۵.۸	۰.۴۲
۶#	Northridge, LOS000, January 17, 1994	۶.۷	۱۳	۰.۴۱
۷#	Tabas, BOS-T1, Sep 16, 1978	۷.۴	۲۶.۱	۰.۰۸۹
۸#	Kobe, HIK000, January 16, 1995	۶.۹	۹۵.۷۲	۰.۱۴۳
۹#	N. Palm Springs, TFS000, July 8, 1986	۶.۰۶	۶۴.۸	۰.۱۲۱
۱۰#	Manjil, 188040, June 20, 1990	۷.۳۷	۶۴.۶۷	۰.۰۹۷
شتاب نگاشت های نزدیک به گسل				
۱#	Chi-Chi, TCU052-N, Taiwan, Sep 20, 1999	۷.۶	۰.۲۴	۰.۴۱۹
۲#	Chi-Chi, TCU068-W, Taiwan, Sep 20, 1999	۷.۶	۱.۰۹	۰.۵۶۶
۳#	, March 13, 1992 Erzincan, ERZ-EW	۶.۹	۲	۰.۴۹۶
۴#	Northridge, RRS228, January 17, 1994	۶.۷	۷.۱	۰.۸۳۸
۵#	Northridge, SYL360, January 17, 1994	۶.۷	۶.۴	۰.۸۴۳
۶#	Landers, LUCMV1-280, 1992	۷.۳	۲۳.۶	۰.۲۵
۷#	Loma Prieta, 0090, October 18, 1989	۶.۹	۱۱.۱	۰.۳۲۲
۸#	Imperial Valley, H-BRA225, October 15, 1979	۶.۵	۱۰.۴	۰.۱۶
۹#	Kobe, KJMA000, January 16, 1995	۶.۹	۰.۳	۰.۶۹۳
۱۰#	Cape Mendocino, Petrolia000, 1992	۷	۸.۲	۰.۵۸۹

۳-۱- صحت سنجی

برای آنکه صحت روند مدلسازی غیر خطی سازه‌ها مورد تأیید قرار گیرد، در این بخش یکی از قاب‌های نمونه تحت یک رکورد زلزله تحلیل می‌شود و نتایج حاصل از تحلیل IDA قاب انتخابی با نتیجه مقاله مرجع مقایسه می‌شود تا مشخص شود که فرآیند مدلسازی به نحو صحیح انجام پذیرفته است. برای این منظور مدل قاب ۳ طبقه تحت رکورد زلزله Chi Chi تحلیل شده و نتایج آن با مقاله ارائه شده توسط سلطانقرایی و همکاران [۱۹] مورد مقایسه قرار گرفته است. نتیجه تحلیل در کنار منحنی IDA ارائه شده توسط مقاله مرجع در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۳: مقایسه نتایج مدل‌سازی با مقاله مرجع [۱۹].

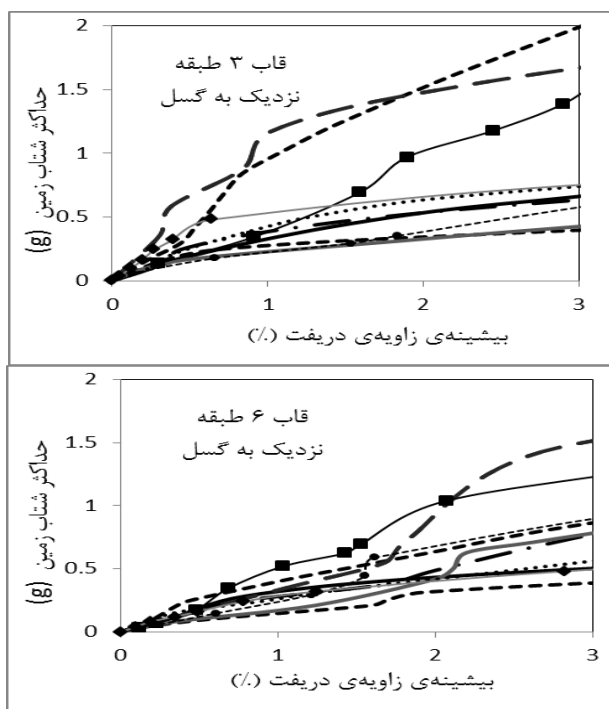
مطابق نمودارهای بالا، اختلاف بین نتایج حاصل از مدل‌سازی با مقاله مرجع کمتر از ۵ درصد بوده است که نتیجه قابل قبولی به شمار می‌رود. بنابراین می‌توان گفت دقت مدل‌سازی در حد قابل قبول است.

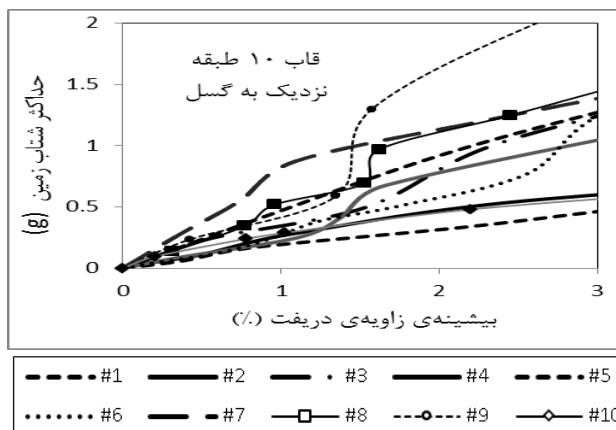
۴- تحلیل‌های دینامیکی افزایشی

تحلیل دینامیکی افزایشی در واقع مجموعه‌ای از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی است. در تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) بارهای زلزله در چند مرحله به سازه اعمال می‌گردد. به بیان دیگر، تحلیل دینامیکی افزایشی به لحاظ مدل‌سازی و نحوه اعمال بارهای زلزله مشابه روش تحلیل تاریخچه زمانی است. در این تحلیل بار زلزله به صورت شتاب‌نگاشت به سازه اعمال می‌گردد اما برخلاف روش دینامیکی غیرخطی که شتاب‌نگاشت زلزله فقط یکبار به سازه وارد می‌شود و پاسخ سازه اندازه‌گیری می‌شود در تحلیل دینامیکی افزایشی، شتاب‌نگاشت زلزله با ضرایب مقیاس مختلف، مقیاس‌سازی شده و به سازه اعمال می‌گردد. این کار تا جایی ادامه می‌یابد که سازه ناپایدار گردد یا اینکه از معیارهای عملکردی مورد نظر تجاوز کند.

۴-۱- منحنی‌های IDA تحت رکوردهای نزدیک به گسل

در شکل (۴) منحنی‌های حاصل از تحلیل IDA برای سازه‌های نمونه و تحت رکوردهای نزدیک به گسل نشان داده شده است. در این نمودارها، محور قائم بیانگر شدت زلزله بر حسب PGA و واحد گراننش زمین (g) است و محور افقی حداکثر دررفت نسبی طبقات بر حسب درصد است.



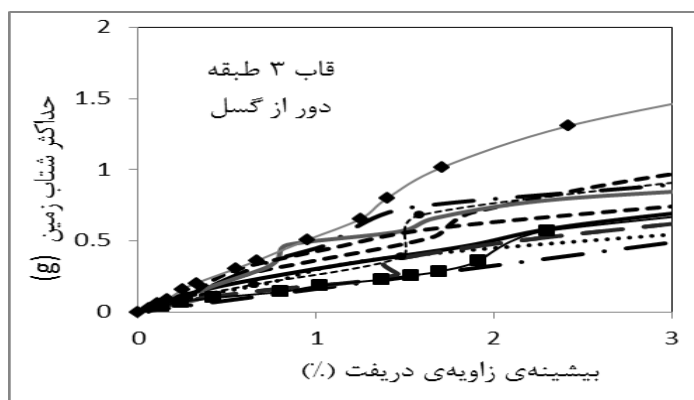


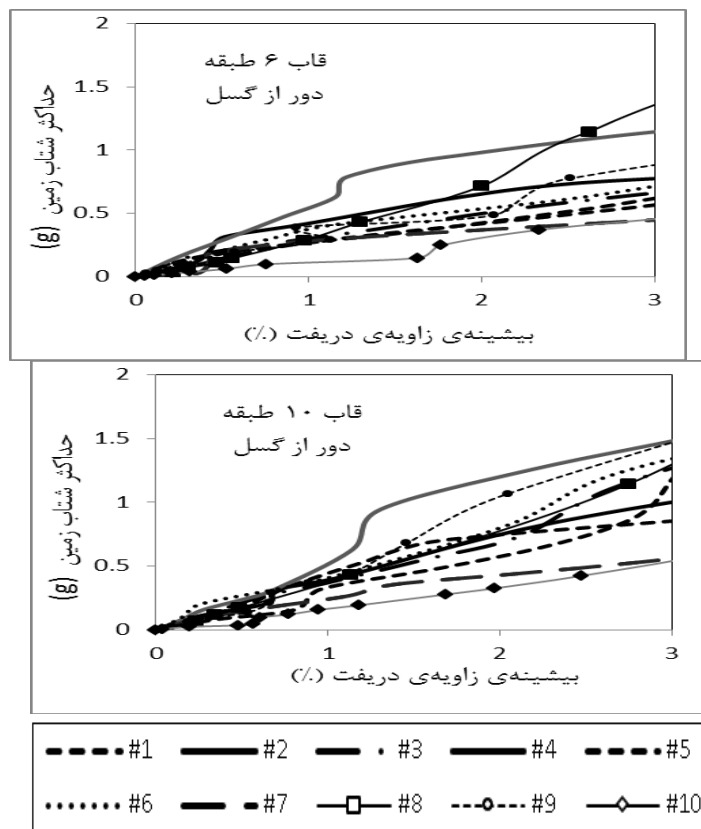
شکل ۴: منحنی‌های IDA تحت رکوردهای نزدیک به گسل

در شکل (۴)، منحنی‌ها با اندیس #۱ تا #۱۰ شماره‌گذاری شده‌اند که معرف شماره رکورد مربوطه در جدول (۲)، (جدول معرفی رکوردها) می‌باشد. همانطوری که ملاحظه می‌شود پاسخ هر سازه تحت رکوردهای مختلف متغیر است و حتی در PGA یکسان نیز پاسخ یکسانی ندارد، زیرا علاوه بر PGA، عواملی چون محتوای فرکانسی و مدت زمان زلزله بر پاسخ سازه تأثیر دارند. به همین دلیل است که برای یافتن پاسخ قابل اعتماد از چندین رکورد مختلف استفاده می‌شود تا بتوان با میانگین‌گیری به نتایج قابل اعتماد دست یافت. با استفاده از منحنی‌های IDA می‌توان مشخص کرد که هر سازه تحت هر یک از رکوردهای زلزله در چه شدتی به سطح عملکرد LS یا CP رسیده است، زیرا حد عملکرد LS و CP به ترتیب معادل پاسخ حداکثر دریفت نسبی طبقات ۱/۵٪ و ۲٪ در نظر گرفته شده است.

۴-۲- منحنی‌های IDA برای رکوردهای دور از گسل

مطابق روندی که برای رکوردهای نزدیک به گسل طی شد، تحلیل‌های دینامیکی سازه‌های نمونه برای رکوردهای دور از گسل نیز تکرار شد. نتایج تحلیل‌های مربوط به رکوردهای دور از گسل در شکل (۵) نشان داده شده است.





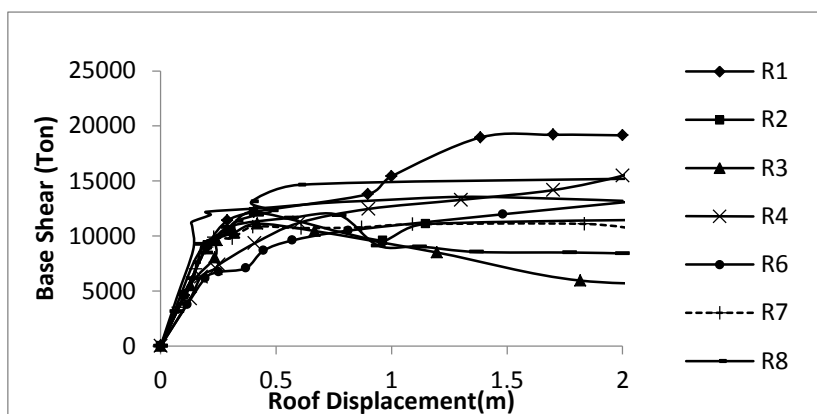
شکل ۵: منحنی‌های IDA تحت رکوردهای دور از گسل

در شکل بالا، منحنی‌ها با اندیس #۱ تا #۱۰ شماره‌گذاری شده‌اند که معرف شماره رکورد مربوطه در جدول معرفی رکوردها می‌باشد. بر اساس نمودارهای نمایش داده شده در شکل (۵) می‌توان ملاحظه نمود که پاسخ دریفت نسبی سازه‌های نمونه تحت رکوردهای مختلف متفاوت است، هرچند در تمامی موارد شیب منحنی با نزدیک شدن سازه به مقادیر پاسخ بزرگ تغییر مکان به تدریج کاهش یافته است. این روند بیانگر آن است که با وارد شدن پاسخ سازه به محدوده رفتار غیرارتجاعی پاسخ تغییر مکانی سازه با افزایش کم در شدت زلزله به سرعت افزایش می‌یابد و سازه به ناپایداری نزدیک می‌شود.

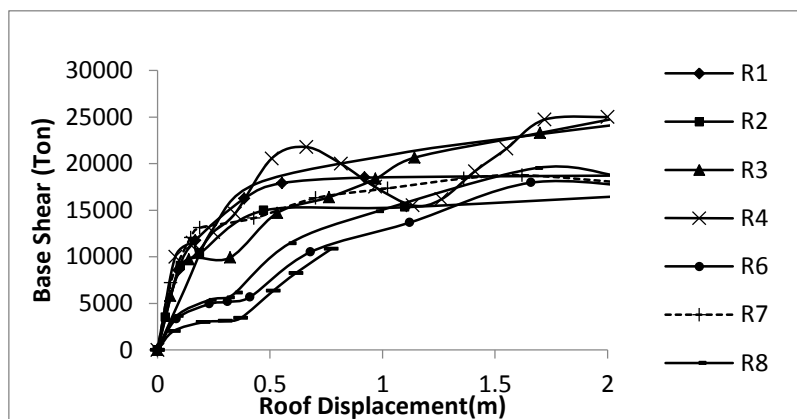
۳-۴- منحنی‌های برش پایه بر حسب جابجایی نسبی بام

با توجه به هدف از تحلیل‌های IDA در این تحقیق که یافتن مقادیر برش پایه تسلیم سازه‌ها می‌باشد، در منحنی‌های زیر تغییرات برش پایه سازه بر حسب تغییر مکان بام برای قاب‌های نمونه و تحت مجموعه رکوردهای انتخابی به نمایش در آمده است. برای تهیه این منحنی‌ها از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی استفاده شده است و در شدت‌های لرزه‌ای مختلف، پاسخ دریفت بام و برش پایه سازه تعیین گشته و از متصل نمودن این نقاط برای شدت‌های مختلف زلزله منحنی تغییرات برش پایه بر حسب تغییر مکان نسبی بام ترسیم می‌شود. برای تعیین پاسخ برش پایه، در گام‌های متوالی بارگذاری دینامیکی حاصل جمع مؤلفه‌های افقی پاسخ تکیه‌گاه‌ها با هم جمع می‌شود و نهایتاً بیشترین پاسخ برش پایه سازه حین بارگذاری دینامیکی لرزه‌ای به عنوان پاسخ برش پایه سازه گزارش می‌شود. همچنین، پاسخ حداکثر دریفت نسبی بام نیز به روش مشابه تعیین می‌شود. برای این کار، پاسخ تغییر مکان بام در گام‌های بارگذاری دینامیکی رصد شده و

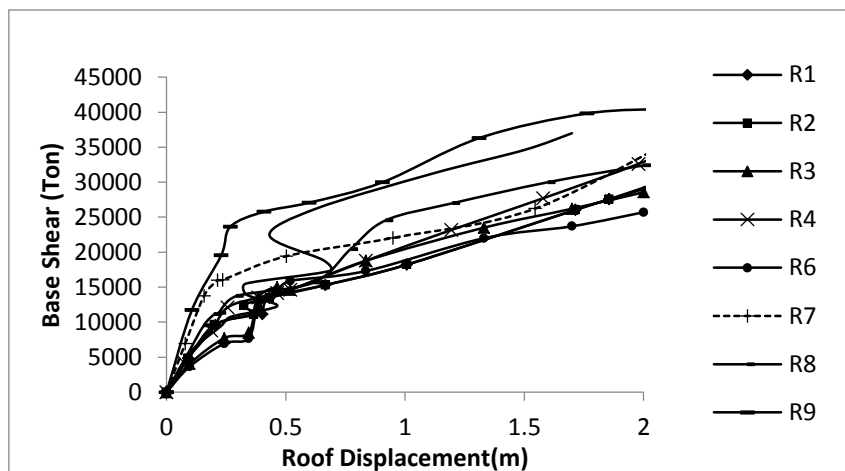
مقدار بیشینه آن به عنوان دررفت (تغییر مکان نسبی) بام گزارش می‌گردد. البته با توجه به اینکه شاخص تغییر مکان نسبی بام معیار دقیقی برای اندازه‌گیری رفتار غیر خطی سازه نیست، معمولاً به جای آن از پاسخ حداکثر دررفت نسبی طبقات استفاده می‌شود که همبستگی بیشتری با میزان رفتار غیر خطی در سازه و سطح عملکرد آن دارد. نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی در این مطالعه نشان داد که برای سازه‌های ۳، ۶ و ۱۰ طبقه، پاسخ حداکثر دررفت نسبی طبقات به ترتیب $1/2$ ، $1/3$ و $1/5$ برابر دررفت نسبی بام است. اساساً با افزایش ارتفاع سازه و فاصله گرفتن توزیع دررفت طبقات از حالت خطی و افزایش پراکندگی پاسخ تغییر مکانی طبقات به دلیل افزایش مشارکت موده‌های بالاتر، با اضافه شدن ارتفاع اختلاف بین پاسخ حداکثر دررفت نسبی بام و حداکثر دررفت نسبی طبقات افزایش می‌یابد. در نمودارهای زیر تغییرات برش پایه بر حسب دررفت نسبی بام تحت زلزله‌های نزدیک به گسل ارائه شده است.



شکل ۶: تغییرات برش پایه قاب ۳ طبقه تحت رکوردهای نزدیک به گسل

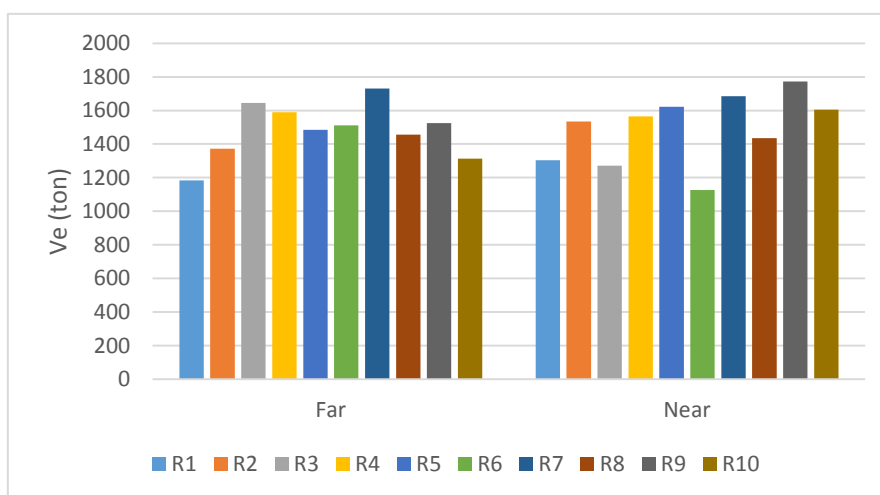


شکل ۷: تغییرات برش پایه قاب ۶ طبقه تحت رکوردهای نزدیک به گسل

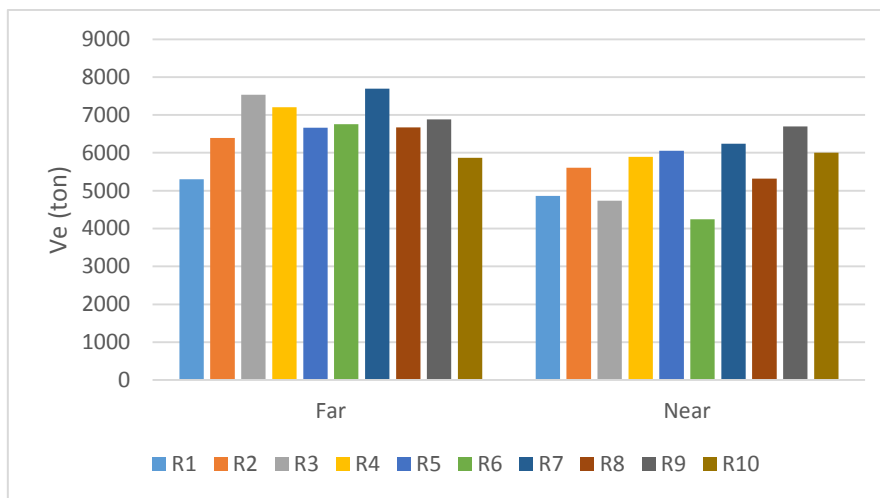


شکل ۸: تغییرات برش پایه قاب ۱۰ طبقه تحت رکوردهای نزدیک به گسل

مطابق نمودارهای ارائه شده، شکل (۶) تا شکل (۸) روند تغییرات برش پایه بر حسب دررفت نسبی بام تقریباً روند مشخصی دارد. ابتدا منحنی‌ها شکل خطی دارند و سختی سازه زیاد است و سپس با ورود سازه به ناحیه رفتار غیر ارتجاعی شیب منحنی‌ها به سرعت کاهش می‌یابد و حتی در مواردی منفی می‌شود. آنچه که این منحنی‌ها بیان می‌کنند آن است که پاسخ برش پایه پس از رسیدن به یک مقدار حدی با یک شیب بسیار کم افزایش می‌یابد و بر خلاف پاسخ برش پایه، در ناحیه رفتار غیر خطی افزایش پاسخ دررفت نسبی بام با سرعت انجام می‌شود. همانطور که از شکل‌های بالا مشاهده می‌شود، می‌توان پاسخ برش پایه متناظر با پاسخ مشخصی از دررفت در سازه را تعیین نمود. حال اگر دررفت متناظر با یک سطح عملکرد مورد نظر باشد، برش پایه متناظر با آن سطح عملکرد را می‌توان از روی منحنی قرائت کرد و به آن برش تسلیم می‌گوییم (V_y). این کار برای سازه‌های نمونه به انجام رسید و مقادیر برش تسلیم برای هر سازه و تحت هر یک از رکوردهای زلزله برای دو سطح عملکرد LS و CP به دست آمد. به عنوان مثال، در نمودارهای میله‌ای شکل‌های (۹) و (۱۰) توزیع مقادیر برش پایه تسلیم قاب ۱۰ طبقه نشان داده شده است.



شکل ۹: توزیع مقادیر V_y برای قاب ۱۰ طبقه و سطح عملکرد ایمنی جانی



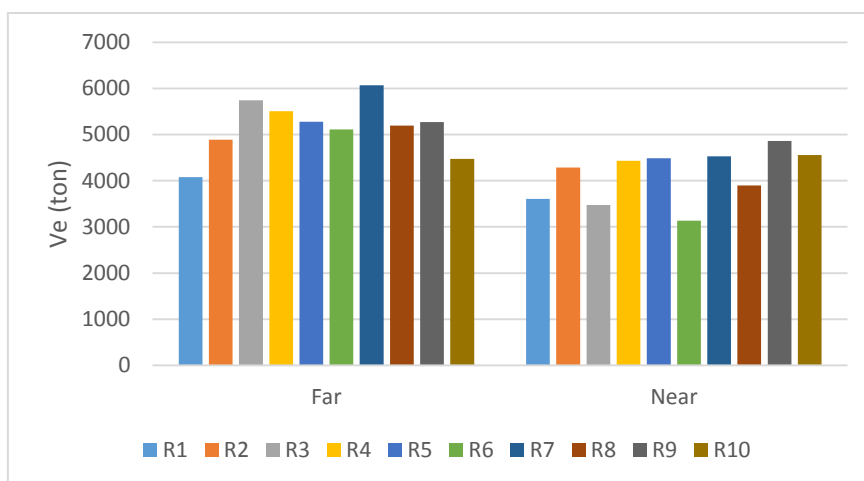
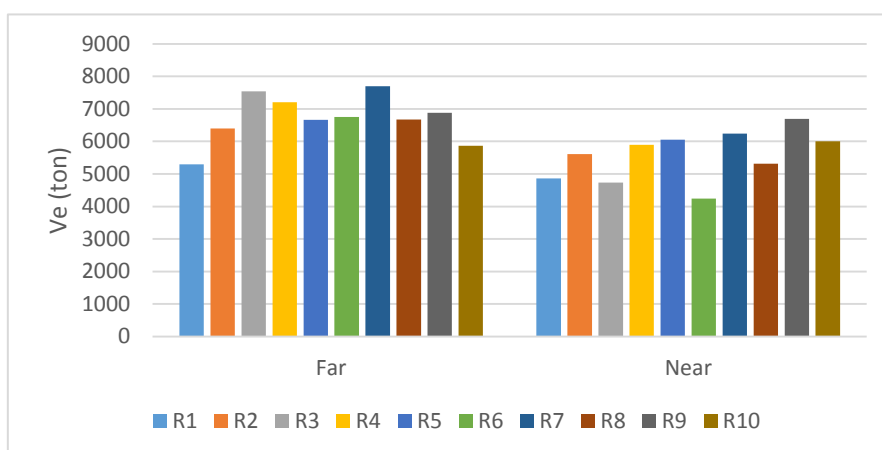
شکل ۱۰: توزیع مقادیر V_p برای قاب ۱۰ طبقه و سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش

با داشتن پاسخ برش تسلیم هر قاب تحت رکوردهای زلزله از میانگین‌گیری بین آنها می‌توان برش تسلیم کلی برای محاسبه ضریب رفتار را به دست آورد. در بخش‌های بعدی مقادیر میانگین برش تسلیم و کاربرد آنها در تعیین ضریب رفتار قاب‌ها ارائه گردیده است.

۴-۴- تحلیل‌های دینامیکی خطی

با داشتن مقادیر برش پایه متناظر با ورود سازه به محدوده رفتار غیر ارتجاعی (V_s) که از تحلیل بارافزون به دست می‌آید و همچنین با داشتن مقادیر V_y ، برای محاسبه ضریب رفتار تنها کافی است مقدار پاسخ برش پایه ارتجاعی V_E را داشته باشیم. برای تعیین برش پایه ارتجاعی از نتایج تحلیل‌های دینامیکی خطی استفاده می‌شود.

برخلاف تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA)، که تحلیل‌های دینامیکی با ضرایب مقیاس مختلف انجام می‌شود، برای تحلیل‌های دینامیکی خطی برای هر سازه، هر رکورد زلزله و هر سطح عملکرد، تنها یک ضریب مقیاس احتیاج است. برای یافتن ضرایب مقیاس مورد نیاز، کافی است از روی منحنی‌های IDA مقادیر شدت لرزه‌ای (PGA) متناظر با سطح عملکرد سازه مورد نظر تحت آن رکورد تعیین شده و تحلیل دینامیکی خطی برای آن ضریب مقیاس انجام شود. به عبارت دیگر برای هر سازه و هر رکورد زلزله مقدار PGA متفاوتی برای تعیین برش پایه ارتجاعی در نظر گرفته می‌شود به نحوی که پاسخ برش ارتجاعی سازه تحت رکورد مورد نظر برای شدت متناظر با سطح عملکرد مشخص تعیین شود. اختلاف تحلیل دینامیکی خطی با دینامیکی غیر خطی در نرم‌افزار مدلسازی رفتار غیر خطی در اعضای سازه است. در مدل‌های خطی، مقدار تنش تسلیم مصالح ۱۰۰ برابر افزایش داده شد تا تضمین شود که هیچ یک از اعضا حین اعمال بارهای زلزله وارد ناحیه رفتار غیر خطی نمی‌شوند. به این ترتیب مقادیر پاسخ برش پایه ارتجاعی V_E برای هر سازه و تحت هر رکورد زلزله تعیین شد. به طور مثال، توزیع مقادیر برش پایه ارتجاعی قاب ۱۰ طبقه تحت رکوردهای انتخابی در نمودارهای میله‌ای شکل‌های (۱۱) و (۱۲) نشان داده شده است.

شکل ۱۱: توزیع مقادیر V_e برای قاب ۱۰ طبقه و سطح عملکرد ایمنی جانیشکل ۱۲: توزیع مقادیر V_e برای قاب ۱۰ طبقه و سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش

مقادیر پاسخ برش ارتجاعی برای دو قاب دیگر نیز به روش مشابه تعیین گردید و از میانگین گیری بین آنها برش ارتجاعی میانگین جهت برآورد ضریب رفتار سازه‌ها به دست آمد. نتایج حاصله در بخش بعدی ارائه شده است.

۴-۵- برآورد پارامترهای رفتار غیر خطی سازه‌ها

پس از تعیین مقادیر برش پایه حد رفتار ارتجاعی، برش پایه تسلیم و برش پایه الاستیک سازه‌های نمونه تحت رکوردهای انتخابی، کافی است با میانگین گیری بین رکوردهای آن مجموعه، مقدار میانگین آنها تعیین شده و با استفاده از روابط ارائه شده، ضریب رفتار و سایر پارامترهای مورد نظر محاسبه گردد. در جدول (۳) میانگین برش تسلیم (V_y) و برش ارتجاعی (V_e) حاصل محاسبات انجام شده و پارامترهای به دست آمده ارائه گردیده است.

جدول ۳: میانگین برش تسلیم (V_y) و برش ارتجاعی (V_e)

سازه	سطح عملکرد	زلزله‌های دور از گسل		زلزله‌های نزدیک به گسل	
		V_y (ton)	V_e (ton)	V_y (ton)	V_e (ton)
۳ طبقه	LS	۶۱۲	۱۹۰۵	۵۷۶	۱۴۸۰
۶ طبقه	LS	۸۰۳	۲۸۴۰	۷۳۸	۲۳۲۰
۱۰ طبقه	LS	۱۲۸۷	۵۱۶۸	۱۲۷۲	۴۱۳۰
۳ طبقه	CP	۶۶۳	۲۳۶۰	۶۴۴	۱۸۰۰
۶ طبقه	CP	۸۶۲	۳۶۹۲	۸۰۵	۲۹۵۰
۱۰ طبقه	CP	۱۳۸۰	۶۷۱۸	۱۴۲۰	۵۶۰۰

مقادیر ارائه شده در جدول (۳) در واقع میانگین پارامترهای به دست آمده برای هر سازه و تحت رکوردهای هر مجموعه رکورد (دور یا نزدیک) هستند. همچنین واحد اندازه‌گیری برش در این جداول بر حسب ton است. با تکمیل اطلاعات مورد نیاز برای محاسبه ضریب رفتار، فرایند تعیین پارامترهای مربوط به این ضریب محاسبه گردیده و نتایج به دست آمده در ادامه ارائه شده است. در جدول (۴) محاسبه ضریب رفتار برای رکوردهای نزدیک به گسل جدول محاسبات مربوط به ضریب رفتار قاب‌های مورد مطالعه تحت رکوردهای نزدیک به گسل ارائه شده است.

جدول ۴: محاسبه ضریب رفتار برای رکوردهای نزدیک به گسل

تعداد طبقات	سطح عملکرد	V_s (Ton)	$R_s=1.155 \times V_y/V_s$	$RD=V_e/V_y$	$R=Rs \times RD$
۳ طبقه	LS	۳۳۱.۰۰	۲.۰۱	۲.۵۷	۵.۱۶
۶ طبقه	LS	۴۴۱.۰۰	۱.۹۳	۳.۱۴	۶.۰۸
۱۰ طبقه	LS	۸۱۰.۰۰	۱.۸۱	۳.۲۵	۵.۸۹
۳ طبقه	CP	۳۳۱.۰۰	۲.۲۵	۲.۸۰	۶.۲۸
۶ طبقه	CP	۴۴۱.۰۰	۲.۱۱	۳.۶۶	۷.۷۳
۱۰ طبقه	CP	۸۱۰.۰۰	۲.۰۲	۳.۹۴	۷.۹۹

مطابق نتایج ارائه شده، برای زلزله‌های نزدیک به گسل ضریب رفتار متناظر با سطح عملکرد CP بزرگتر از سطح عملکرد LS است و این اختلاف به دلیل افزایش شکل پذیری در نظر گرفته شده برای سطح عملکرد CP در مقایسه با سطح عملکرد LS است. چند نکته مهم را می‌توان در رابطه با ضریب رفتار سازه‌های نمونه تحت رکوردهای نزدیک به گسل مورد اشاره قرار داد. نکته اول آن است که مقدار ضریب اضافه مقاومت که در اینجا با علامت R_s نشان داده می‌شود و بیانگر نسبت برش واقعی در سازه به برش طراحی است برای سطح عملکرد ایمنی جانی حول عدد ۱/۹ نوسان می‌کند. برای سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش مقدار ضریب اضافه مقاومت حول عدد ۲/۱ تغییر می‌کند. دلیل این اختلاف آن است که در شدت‌های لرزه‌ای بزرگتر که متناظر با سطح عملکرد CP است، استفاده بیشتری از فاکتورهای دخیل در اضافه مقاومت سازه می‌شود، مثلاً تأثیر درجات نامعینی یا سخت‌شدگی کرنشی در اعضای سازه با افزایش رفتار غیر خطی پررنگتر می‌شود. همچنین مشخص است که بخش عمده ضریب رفتار به R_D مربوط می‌شود که به دلیل شکل‌پذیری سازه ایجاد می‌شود.

شکل پذیری بالاتر در سطح عملکرد CP به دلیل لحاظ دریافت نسبی بزرگتر برای این سطح عملکرد در مقایسه با سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) است. بنابراین، مشخص است که برای سطح عملکرد CP که متناظر با شکل پذیری بیشتر در سیستم سازه‌ای است، مقدار ضریب رفتار نیز افزایش یافته است. به عنوان مثال، ضریب رفتار متناظر با سطح عملکرد LS برای سازه‌های نمونه تحت رکوردهای نزدیک به گسل حول عدد ۶ نوسان می‌کند، در حالی که برای سطح عملکرد CP ضریب رفتار سازه‌ها در بازه ۶/۳ تا ۸/۰ متغیر است. در ادامه، محاسبات مربوط به تعیین ضریب رفتار سازه‌ها برای رکوردهای دور از گسل در جدول (۵) محاسبه ضریب رفتار برای رکوردهای دور از گسل جدول ارائه شده است.

جدول ۵: محاسبه ضریب رفتار برای رکوردهای دور از گسل

تعداد طبقات	سطح عملکرد	Vs (Ton)	$R_s=1.155 \times V_y/V_s$	$RD=V_e/V_y$	$R=Rs \times RD$
۳ طبقه	LS	۳۳۱	۲.۱۴	۳.۱۱	۶.۶۵
۶ طبقه	LS	۴۴۱	۲.۱۰	۳.۵۳	۷.۴۴
۱۰ طبقه	LS	۸۱۰	۱.۸۴	۴.۰۱	۷.۳۷
۳ طبقه	CP	۳۳۱	۲.۳۱	۳.۵۶	۸.۲۴
۶ طبقه	CP	۴۴۱	۲.۲۶	۴.۲۸	۹.۶۷
۱۰ طبقه	CP	۸۱۰	۱.۹۷	۴.۸۷	۹.۵۸

بر اساس داده‌های ارائه شده در جدول (۵) مشخص می‌شود که میانگین ضریب اضافه مقاومت سازه‌های نمونه برای سطوح عملکرد LS و CP به ترتیب برابر ۲ و ۲/۳ است. همچنین میانگین ضریب R سازه‌های مورد مطالعه برای سطوح عملکرد LS و CP به ترتیب برابر ۷ و ۹ است. برای این رکوردها نیز بخش مهمی از ضریب رفتار به دلیل ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری ایجاد می‌شود.

۴-۶- تأثیر ارتفاع بر ضریب رفتار

مقایسه بین ضریب رفتار ۳ سازه نمونه نشان می‌دهد ارتفاع سازه (تعداد طبقات) تأثیر معناداری بر ضریب رفتار نداشته است، زیرا ضریب رفتار سازه ۶ طبقه از دو سازه دیگر بیشتر است. به نظر می‌رسد سازه ۶ طبقه عملکرد بهتری نسبت به دو سازه دیگر دارد زیرا به دلیل ارتفاع کمتر نسبت به قاب ۱۰ طبقه آسیب پذیری کمتری نسبت به آثار مدهای بالاتر و نیز پدیده پی-دلتا دارد و از طرف دیگر به خاطر بیشتر بودن تعداد طبقات نسبت به سازه ۳ طبقه استفاده بیشتری از تیپ بندی اعضا و افزایش درجه نامعینی دارد. بنابراین و با لحاظ اینکه متغیرهای زیادی روی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها نقش دارند نمی‌توان به سادگی راجع به اثر ارتفاع بر ضریب رفتار اظهار نظر کرد.

۴-۷- مقایسه ضریب رفتار برای رکوردهای دور و نزدیک به گسل

با مقایسه مقادیر ضریب رفتار برای زلزله‌های دور و نزدیک به گسل مشخص می‌شود که ضریب رفتار سازه‌ها برای زلزله‌های نزدیک به گسل به میزان قابل توجهی کمتر از مقادیر ارائه شده برای زلزله‌های دور از گسل است. دلیل این اختلاف عمدتاً به علت توان تخریبی بالاتر زلزله‌های نزدیک به گسل است، زیرا این نوع از رکوردهای زلزله با ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ در شدت‌های کم باعث می‌شوند ظرفیت جذب انرژی سازه در ناحیه رفتار غیر خطی کاهش یابد. از دیدگاه محاسباتی نیز رسیدن به دریافت یکسان برای زلزله‌های نزدیک به گسل در شدت کمتری اتفاق می‌افتد که متناظر با مقادیر کمتر از V_e و نهایتاً ضریب رفتار کمتر است. با جمع بندی این نتایج می‌توان نتیجه گرفت که ضریب رفتار سازه‌های BRBF تحت زلزله‌های نزدیک به گسل حدود ۲۵ درصد کمتر از زلزله‌های دور از گسل است و از طرف دیگر ضریب رفتار متناظر با سطح عملکرد CP حدود ۳۰ درصد بزرگتر از سطح عملکرد LS است.

۵- نتیجه گیری

در این پژوهش، پارامترهای رفتار لرزه‌ای سازه‌های نمونه، شامل ضریب اضافه‌مقاومت، شکل‌پذیری و ضریب رفتار، تحت زلزله‌های نزدیک به گسل مورد ارزیابی قرار گرفتند. برای برآورد پارامترهای رفتار لرزه‌ای سازه‌های نمونه از روش تحلیلی استفاده شد. برای این منظور ابتدا ۲ قاب نمونه که دارای ۳، ۶ و ۱۰ طبقه هستند انتخاب شده و پس از تحلیل و طراحی در نرم‌افزار ETABS، در نرم‌افزار SeismoStruct به صورت غیرخطی مدل‌سازی شدند. برای تعیین وضعیت پاسخ دینامیکی سازه‌ها تحت بارهای زلزله از تحلیل دینامیکی استفاده می‌شود. برای این منظور تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA) برای هر سازه و تحت مجموعه از رکوردهای نزدیک به گسل و دور از گسل که جمعاً ۲۰ شتاب‌نگاشت می‌باشند، اجرا می‌شود. از تلفیق نتایج تحلیل‌های دینامیکی و بار افزون پارامترهای رفتار لرزه‌ای سازه‌ها برای سطوح عملکرد مختلف تعیین شد. با مقایسه این کمیت‌ها می‌توان دریافت که میزان تفاوت عملکرد سازه‌های BRBF تحت رکوردهای مختلف زلزله به چه میزان است و از سوی دیگر می‌توان برآورد نمود که تغییرات ضریب رفتار و متغیرهای وابسته به آن به چه میزان به مشخصات سازه و بارهای اعمالی بستگی دارد. پس از انجام تحلیل‌ها و پردازش داده‌های خروجی، نتایج زیر حاصل شد:

۱- برای سطح عملکرد "ایمنی جانی"، میانگین ضریب اضافه‌مقاومت قاب‌های نمونه، برای زلزله‌های نزدیک به گسل برابر ۱/۹ به دست آمده است. این مقادیر برای سطح عملکرد "جلوگیری از فروریزش برابر ۲/۱ می‌باشد.

۲- در سطح عملکرد "ایمنی جانی"، میانگین ضریب کاهش برش پایه ناشی از شکل‌پذیری (R_D) برای قاب‌های مورد مطالعه، برای زلزله‌های نزدیک به گسل برابر ۲/۹ به دست آمده است. این مقادیر برای سطح عملکرد "جلوگیری از فروریزش برابر ۳/۵ می‌باشد.

۳- برای سطح عملکرد "ایمنی جانی"، میانگین ضریب رفتار قاب‌های نمونه، برای زلزله‌های نزدیک به گسل برابر ۵/۷ حاصل شده است. این مقادیر برای سطح عملکرد "جلوگیری از فروریزش برابر ۷/۳ به دست آمد.

۴- به طور میانگین، مقدار ضریب رفتار به دست آمده برای سطح عملکرد "جلوگیری از فروریزش" ۲۵ درصد بیشتر از مقادیر مربوط به سطح عملکرد "ایمنی جانی" می‌باشد.

۵- به طور میانگین، مقدار ضریب رفتار به دست آمده برای زلزله‌های دور از گسل (۸/۲) حدود ۳۰ درصد بیش از مقادیر مربوط به زلزله‌های نزدیک به گسل (۶/۵) است.

باید بر این نکته تأکید کنیم که مقادیر ارائه شده برای ضریب رفتار جهت طراحی بر اساس حالات حدی به دست آمده‌اند و برای استفاده در طراحی به روش تنش مجاز باید در ضریب تصحیح بین ۱/۴ تا ۱/۵ ضرب شوند.

با جمع‌بندی نتایج حاصل از این مطالعه می‌توان گفت که سازه‌های دوگانه قاب خمشی فولادی ویژه و قاب مهاربندی شده کم‌انرژی (SMRF-BRBF) با قابلیت جذب انرژی بالا در محدوده رفتار غیر ارتجاعی که همراه با شکل‌پذیری و ضریب رفتار بالای این سازه‌ها است می‌توانند به عنوان یک سیستم باربر جانبی با کارایی بالا جهت مقابله با نیروهای جانبی وارده از طرف بارهای زلزله در نواحی لرزه‌خیز مورد استفاده قرار گیرند؛ هرچند، در مواردی که استفاده از این سیستم‌ها برای حوزه نزدیک به چشمه لرزه‌زا انجام می‌شود باید از مقادیر ضریب رفتار کوچکتری نسبت به رکوردهای دور از گسل استفاده شود زیرا شکل‌پذیری سیستم‌های مهاربندی در برابر تحریکات پالسی زلزله‌های نزدیک به گسل کمتر از شکل‌پذیری آنها تحت رکوردهای دور از گسل است. همچنین نتایج نشان داد که اگر معیارهای دقیقی برای تعریف سطح عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس پارامترهای پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها مانند دریافت نسبی طبقات، وجود داشته باشد، در این صورت می‌توان ضریب رفتار را به طور جداگانه برای سطوح مختلف عملکرد تعیین و ارائه نمود.

مراجع

[۱] Priestley, M.; "Performance based seismic design", Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering, vol ۳۳, pp. ۳۲۵-۳۴۶, (۲۰۰۰).

- [۲] Maheri, M.R.; Kousari, R.; Razazan, M.; "Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames", Journal of Engineering Structures, vol ۲۵, pp. ۱۶۹۷-۱۷۰۵, (۲۰۰۳).
- [۳] MacRae, Gregory A.; Yoshihiro Kimura, M.ASCE.; M.ASCE, Charles Roeder.; "Effect of Column Stiffness on Braced Frame Seismic Behavior", Journal of Structural Engineering ASCE/MARCH, (۲۰۰۴).
- [۴] Kim, Jinkoo; Choi, Hyunhoon; "Response modification factors of chevron-braced frames", Journal of Engineering Structures, vol ۲۷, pp. ۲۸۵-۳۰۰, (۲۰۰۵).
- [۵] Okazaki, T.; Engelhard, M. D.; "Cyclic loading behavior of eccentric links constructed of ASTM A992 steel", Journal of Constructional Steel Research, vol ۶۳, pp. ۷۵۱-۷۶۵, (۲۰۰۷).
- [۶] Asgarian, B.; Shokrgozar, H.R.; "BRBF Response modification factor", Journal of Constructional Steel Research, vol ۶۵, pp. ۲۹۰-۲۹۸, (۲۰۰۹).
- [۷] Mahmoudi, Mussa; Zaree, Mahdi; "Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames", Journal of Constructional Steel Research, vol ۶۶, pp. ۱۱۹۶-۱۲۰۴, (۲۰۱۰).
- [۸] Izadinia, M.; Rahgozar, M. A.; Mohammadrezaei, O.; "Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods", Journal of Constructional Steel Research, vol ۷۹, pp. ۸۳-۹۰, (۲۰۱۲).
- [۹] Mahmoudi, Mussa.; Abdi, Mohammad Ghasem.; "Evaluating response modification factors of TADAS frames", Journal of Constructional Steel Research, vol ۷۱, pp. ۱۶۲-۱۷۰, (۲۰۱۲).
- [۱۰] Abdollah Zadeh, Gholamreza; Mohammadi, Shahrouz; "Behaviour Factor of Double Steel Frame with Concentric Braces of Large Scale", Journal of Modelling in Engineering, vol ۱۰, pp. ۱-۱۳, (۲۰۱۳).
- [۱۱] Rahmani, Z.; Naghipour, M.; Vaseghi Amiri, J.; Karimnezhad, R.; "Comparing Seismic Parameters in Dual Systems Equipped with Concentric and Eccentric Braces and Side Plate Connection", Middle-East Journal of Scientific Research, vol ۱۴, pp. ۳۰۰-۳۰۸, (۲۰۱۳).
- [۱۲] Mahin, Stephan.; Uriz, Patxi.; Aiken, Ian.; Field, Caroline.; Ko, Eric.; "Seismic Performance Of Buckling Restrained Braced Frame Systems", International Journal of ۱۳th World Conference On Earthquake Engineering Vancouver, pp. ۱-۱۴, (۲۰۰۴).
- [۱۳] Kalani Sarokolayi, Leila; Gholampour dehkordi, Sirous; Shafaghatai sefidab, Masoud; "Evaluating Response Modification Factors of Concentrically Braced and Special Moment Steel Frames in Duplex Buildings", Journal of Structural Engineering and Geotechnics, vol ۵, pp. ۳۱-۳۸, (۲۰۱۵).
- [۱۴] Soltangharai, V.; Razi, M.; Gerami, M.; "Comparative Evaluation of Behavior Factor of SMRF Structures for Near and Far Fault Ground Motions", Periodica Polytechnica, Civil Engineering, vol ۶۰, pp. ۷۵, (۲۰۱۶).
- [۱۵] Soltangharai, V.; Razi, M.; Gerami, M.; "Behavior factor of buckling restrained braced structures for near and far fault ground motions", International Journal of Structural Engineering, vol ۶, pp. ۱۵۸-۱۷۱, (۲۰۱۵).
- [۱۶] Taghinezhad, R.; Taghinezhad, A.; MahdaviFar, V.; Soltangharai, V.; "Evaluation of story drift under pushover analysis in reinforced concrete moment frames", International Journal of Research and Engineering, vol ۵, pp. ۲۹۶-۳۰۲, (۲۰۱۸).
- [۱۷] Sadeghi, A., Hashemi, S., Mehdizadeh, K. "Probabilistic Assessment of Seismic Collapse Capacity of ۳D Steel Moment-Resisting Frame Structures". Journal of Structural and Construction Engineering, (۲۰۲۰).
- [۱۸] Pouraminian, M., Hashemi, S., Sadeghi, A., Pournakhshian, S. "Probabilistic Assessment the Seismic Collapse Capacity of Buckling-Restrained Braced Frames Equipped with Shape Memory Alloys". Journal of Structural and Construction Engineering, (۲۰۲۰).
- [۱۹] Soltangharai, V., Razi, M., & Gerami, M. J. P. C. E. Comparative evaluation of behavior factor of SMRF structures for near and far fault ground motions. ۶۰(۱), ۷۵-۸۲. (۲۰۱۶).