

The Effect of far- and near-field Earthquakes on the Collapse Capacity of Performance based Optimization of RC Moment Frames

Siyamak saboonchi

Department of Civil Engineering, Urmia branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran

Ashkan Khodabandehlou*

Department of Civil Engineering, Urmia branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran

a.Khodabandehlou@iaurmia.ac.ir*

DOI 10.30495/CIVIL.2023.701926

Keywords:

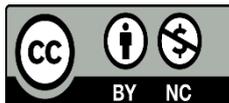
RC moment frame, performance based optimization, center of mass meta-heuristic algorithm, collapse capacity, near-field earthquake, far-field earthquake, incremental dynamic analysis.

Abstract

Performance-based design is a new approach to topics of the seismic design of structures, which unlike the traditional methods of force-based design, is based on changing the location of the structure. The use of this approach in the process of structure design results in the access to structures with proper performance and an acceptable level of reliability. The main goal of this contribution is to investigate the impact of near- and far- field earthquakes on the collapse capacity and fragility of performance based optimization of RC moment frames using the center of mass meta-heuristic algorithm. Push over analysis has been utilized in the optimization process to control the responses of the studied frames at functional levels and incremental dynamic analysis has been used to evaluate the fragility of the obtained optimal frames. According to the results for the collapse margin ratio and the adjusted collapse margin ratio for the 3-, 6-, and 12-story frames, it is indicated that the collapse margin ratio and therefore the seismic safety under far-field earthquakes are 7%, 16%, and 8% higher than those of the near-field earthquakes, respectively. In other words, the optimized frames in this study against near-field earthquakes have low seismic safety and more fragility than far-field earthquakes.

This work is licensed under a [Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/)

(این نشریه تحت قانون بین المللی کپی رایت Creative Commons: BY-NC می باشد).



تاثیر زلزله‌های دور و نزدیک گسل بر ظرفیت فروریزش قابهای خمشی بتنی بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد

سیامک صابونچی

گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه ایران

اشکان خدابنده‌لو*

گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه ایران

a.Khodabandehlou@iaurmia.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۲۰ فروردین ۱۴۰۲

تاریخ دریافت: ۲۹ آذر ۱۴۰۱

چکیده

طراحی براساس عملکرد، نگرشی نوین بر مباحث طرح لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد که مبنای آن برخلاف روش‌های سنتی طراحی مبتنی بر نیرو، بر تغییر مکان‌های سازه استوار است. استفاده از این رویکرد در فرآیند طراحی سازه‌ها موجب دستیابی به سازه‌هایی با عملکرد مناسب و سطح اطمینان قابل قبولی می‌شود. هدف اصلی این تحقیق بررسی تاثیر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک بر ظرفیت فروریزش و شکنندگی قابهای خمشی بتنی بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با استفاده از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم، می‌باشد. از تحلیل بارافزون در فرآیند بهینه‌سازی برای کنترل پاسخ‌های قاب‌های مورد مطالعه در سطوح عملکردی و از تحلیل دینامیکی افزایشی برای ارزیابی شکنندگی قابهای بهینه بدست‌آمده، استفاده شده است. با توجه به مقادیر به دست آمده برای نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده برای قابهای ۳، ۶ و ۱۲ طبقه مشاهده می‌کنیم نسبت حاشیه فروریزش و به طبع آن ایمنی لرزه‌ای تحت زلزله‌های دور گسل بترتیب ۷/، ۱۶/ و ۸/ بیشتر از نسبت حاشیه فروریزش و ایمنی لرزه‌ای تحت زلزله‌های نزدیک گسل می‌باشد. به عبارت دیگر سازه‌های بهینه‌سازی شده در این مطالعه در برابر زلزله‌های نزدیک گسل ایمنی لرزه‌ای کم و شکنندگی بیشتری نسبت به زلزله‌های دور گسل دارند.

کلید واژگان: قاب خمشی بتنی، بهینه‌سازی بر اساس عملکرد، الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم، ظرفیت فروریزش، زلزله نزدیک گسل، زلزله دور گسل، تحلیل دینامیکی فزاینده

۱- مقدمه

در طراحی‌های مهندسی هدف مطلوب کاهش هزینه پروژه تا حد ممکن می‌باشد. در مهندسی سازه این هدف در مراحل مختلف از جمله مرحله طراحی، ساخت و نصب دنبال می‌شود. هدف از طراحی بهینه کاهش هزینه در مرحله طراحی می‌باشد که برای این مقصود الگوریتم‌های متعدد فراکاوشی الهام گرفته شده از طبیعت، توسعه زیادی یافته‌اند. نکته مهم دیگر در طراحی بهینه، روش تحلیل و طراحی سازه می‌باشد [۱]. از آنجائیکه بارهای لرزه‌ای دارای طبیعت غیر قابل پیش‌بینی می‌باشند، اگر طراحی به‌گونه‌ای باشد که سازه در هنگام زلزله در محدوده خطی بماند وزن سازه بدست آمده از این روش طراحی، به طور غیراقتصادی افزایش خواهد یافت. بنابراین آیین‌نامه‌های ساختمانی و روش‌های طراحی، محدوده غیر الاستیک رفتار سازه را با روش‌های ایمن در طراحی در نظر می‌گیرند. یک رویکرد قوی برای طراحی سازه‌ها و ملحوظ داشتن محدوده غیرالاستیک، طراحی بر مبنای عملکرد می‌باشد که یک رویکرد چند سطحی برای طراحی سازه در سطوح مختلف لرزه‌ای می‌باشد. مفهوم نوین طراحی بر مبنای عملکرد در آیین‌نامه‌های مختلف بر پایه سه اصل عدم آسیب در زلزله‌های با شدت کم، عدم آسیب سازه‌ای ولی آسیب جزئی غیر سازه‌ای در زلزله‌های با شدت متوسط و عدم فروریزش ولی آسیب سازه‌ای و غیر سازه‌ای در زلزله‌های با شدت قوی قرار دارد. این رویکرد طراحی لرزه‌ای بر این اصل استوار است که سازه بایستی در مقابل مخاطرات لرزه‌ای با شدت کم و دوره زمانی کوتاه تا زلزله‌های با شدت زیاد و دوره زمانی بلند، اهداف عملکردی مختلف را برآورده نموده و ایمنی سازه را افزایش دهد. روش‌های بهینه‌سازی را می‌توان به طور موثر در طراحی‌های مبتنی بر عملکرد استفاده نمود و عملکرد سازه را به عنوان یکی از اهداف طراحی و یا قیود مسئله تعریف کرد. بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی، اعضای سازه‌ای باید به گونه‌ای طراحی شوند که بتوانند نیروهای وارده را با حاشیه ایمنی مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد تحمل کنند [۲]. در طول تاریخ مهندسان همیشه در تکاپوی طراحی سیستم‌های بهینه‌ای بوده‌اند که بدلیل محدودیت منابع، همواره ارزان بودن و در عین حال برآورده شدن تمامی محدودیت‌های موجود، مهم‌ترین معیار انتخاب برای آنان بوده است. امروزه بهینه‌سازی یک فرآیند بسیار کارآمد برای صرفه‌جویی اقتصادی در روند طراحی، ساخت و نگهداری سازه‌ها بشمار می‌آید. از طرفی روش طراحی بر اساس عملکرد از پیشرفته‌ترین روش‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. بنابراین، طراحی بهینه سازه‌ها بر اساس عملکرد، سازه‌هایی را بدست خواهد داد که در عین اقتصادی بودن از ایمنی و قابلیت اطمینان مناسبی برخوردار می‌باشند [۲]. از جهت

دیگر، اثر تخریبی زلزله به عواملی چون مکانیزم شکست گسل، فاصله گسل تا ساختگاه، نوع خاک، مشخصات حرکت زمین و همچنین به خصوصیات دینامیکی سازه وابسته است. زلزله‌ها را می‌توان بر حسب فاصله محل ثبت رکورد تا گسل (محل اصلی لغزش)، به دو دسته زلزله‌های نزدیک گسل و دور گسل تقسیم بندی کرد. به محدوده‌ای که در فاصله ۱۰ تا ۲۰ کیلومتری از گسل مسبب زلزله باشد، محدوده نزدیک گسل گفته می‌شود [۳]. هر چند فاصله مشخصی را برای این منظور نمی‌توان برای تمام زلزله‌ها مشخص کرد، زیرا این محدوده به عوامل خاصی از جمله بزرگی زلزله، طول گسل و شرایط ساختگاهی وابسته می‌باشد [۳]. رکوردهای حاصل از زلزله‌های حوزه نزدیک به دلیل نزدیکی فاصله محل منبع انتشار موج تا محل دریافت آن، دارای مشخصه‌های ویژه‌ای از جمله جهت پذیری پیشرونده شکست^۱ و محتوای فرکانسی بالا می‌باشند که آنها را از دیگر رکوردها متمایز می‌کند. بررسی رویدادهای گذشته نشان می‌دهد که ساختمان‌های واقع در حوزه نزدیک گسل از آسیب‌پذیری نسبتاً چشمگیری برخوردار می‌باشند [۴]. به همین دلیل اکثر استانداردهای طراحی مانند آیین‌نامه ۲۸۰۰ توصیه می‌کنند که از ساخت و ساز در مجاورت گسل‌های فعال باید پرهیز شود [۵]. مطابق این آیین‌نامه‌ها، در مواردی که احداث ساختمان در محدوده گسل اجتناب ناپذیر است باید تمهیدات فنی ویژه در طراحی منظور گردد. با توجه به تخریب گسترده سازه‌ها در زلزله نورث‌ریج، که حتی برخی از آنان تحت نظر آیین‌نامه‌های وقت طراحی شده بودند، لزوم انجام تحقیقات و مطالعات گسترده بر روی زلزله‌های نزدیک گسل و شناخت عوامل آن جهت تغییر در آیین‌نامه‌ها ضروری به نظر می‌رسید. بر طبق تحقیقات صورت گرفته مشخص شد که تاثیر زلزله‌های نزدیک گسل از تاثیر ارائه شده در آیین‌نامه‌ها بیشتر است. در زلزله‌های حوزه نزدیک به دلیل آنکه امواج به سرعت به سازه منتقل می‌شوند و مسیر تاثیر زیادی بر امواج نمی‌گذارد، بنابراین سازه بیشتر متاثر از مکانیزم وقوع زمین لرزه قرار می‌گیرد [۵]. در زلزله‌های حوزه نزدیک به دلیل سرعت بالا مقدار انرژی زیادی در مدت زمان بسیار کمی به سازه وارد می‌شود و از سوی دیگر هنگامی که سرعت بالا می‌رود مصالح ترد خواهند شد و این بدان معناست که نقطه تسلیم در سازه و مصالح بالا می‌رود که لازمه این موضوع تقاضای شکل پذیری بالای سازه‌ها جهت جذب انرژی می‌باشد [۵]. از طرفی در تحلیل لرزه‌ای یک سازه، نیاز و ظرفیت آن نقش مهمی را ایفا می‌کند. روش‌های بسیار زیادی وجود دارند که نیاز و ظرفیت سازه را برای تحریکات لرزه‌ای ارزیابی می‌کنند. یکی از روش‌های متداول

¹ Forward rupture directivity



برای ارزیابی ظرفیت سازه تحلیل دینامیکی فزاینده است. امروزه، تحلیل دینامیکی فزاینده یک ابزار دقیق برای تخمین ظرفیت سازه معرفی می‌شود. در این تحلیل مدل سازه‌ای تحت اثر تعدادی رکورد زمین لرزه، که از شدت کم به شدت زیاد مقیاس شده‌اند، قرار می‌گیرد. یکی از چالش‌های که در مسیر تحلیل وجود دارد، نحوه انتخاب رکوردها و تاثیر آن بر پاسخ‌ها و عدم قطعیت‌ها است. حدوداً از سال ۲۰۰۵ تحقیقات گسترده‌ای در این زمینه توسط دیرلین، هسلتون و کرنل انجام شده‌است [۷]. که نتایج بخشی از این تحقیقات را می‌توان در FEMA-P695، مشاهده نمود [۸]. به منظور ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها، ضریب حاشیه فروریزش تعدیل شده ارائه شده است. در صورتی که ضریب حاشیه فروریزش تعدیل شده برای هر سازه بیش از ضریب حاشیه فروریزش ۲۰ درصد باشد و همچنین ضریب حاشیه فروریزش میانگین برای گروه سازه‌ها بیشتر از ضریب حاشیه فروریزش ۱۰ درصد باشد، سازه دارای حاشیه ایمنی قابل قبول خواهد بود [۸]. ارزیابی دقیق‌تر ایمنی لرزه‌ای یک سازه از مهم‌ترین موضوعات در آنالیز لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد که در سالهای اخیر تاثیر پارامترهای مختلفی چون ابعاد تیرها، ستونها، هندسه و شکل اعضای سازه‌ای و دیگر پارامترهای سازه روی ایمنی لرزه‌ای سازه‌ها بررسی شده‌اند و در همین راستا تاثیر ابعاد در سازه‌های بتنی یکی از موضوعات مهمی است که تاکنون به صورت جدی مورد مطالعه قرار نگرفته است و با توجه به زلزله‌های اخیر در سراسر جهان و آسیب‌های بجامانده از این زلزله‌ها بررسی این موضوع و تحقیق در این باره مهم به نظر می‌آید. لذا با توجه به اثرات مخرب و جبران ناپذیر زلزله‌های نزدیک گسل و با توجه به قرارگیری بسیاری از نقاط جهان در نزدیکی گسل‌های فعال، وجود دانشی کافی در مورد خصوصیات زمین لرزه‌هایی که در این نواحی رخ می‌دهد بسیار حائز اهمیت می‌باشند. بنابراین، بایستی با در نظر گرفتن این خصوصیات مهم در ناحیه نزدیک گسل و با دخالت دادن این ویژگی‌ها در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای سازه‌ها، بخصوص برای ساختمان‌های بهینه‌سازی شده به دلیل رواج طراحی این نوع ساختمان‌ها در سال‌های اخیر، گامی اساسی در بهبود طراحی سازه‌های واقع در نواحی نزدیک گسل برداشته شود. با توجه به مطالب ذکر شده، ضرورت انجام یک تحقیق جامع در رابطه با بررسی اثر حرکات لرزه‌ای حوزه دور و نزدیک گسل بر شکنندگی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قابهای بتن‌آرمه بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد دو چندان می‌شود. که در این مطالعه به بررسی این مهم پرداخته شده است.

۱- معرفی مدل‌های مورد بررسی

سازه‌های مورد بررسی در این تحقیق ۳ قاب ۳، ۶ و ۱۲ طبقه ۳ دهانه می‌باشند، که در آنها اتصال تیر به ستون به صورت گیردار مدلسازی شده است، طول دهانه‌ها ثابت و برابر ۶ متر، و ارتفاع طبقات برابر ۳٫۲ متر است. مقاومت فشاری نمونه ۲۸ روزه استوانه‌ای بتن، ۲۸ مگاپاسکال و فولادها از نوع گرید ۶۰ با تنش تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. جهت لحاظ نمودن اثر محصور شدگی بتن، اعضا به دو بخش هسته و پوشش تقسیم‌بندی شده‌اند. مقاومت بتن هسته و کرنش متناظر با آن براساس روابط مندر محاسبه و لحاظ می‌شوند [۹]. مقدار بار مرده و زنده به ترتیب 3000 Kg/m و 1200 Kg/m می‌باشد. ترکیبات بارگذاری ثقلی جهت انجام تحلیلی نیرویی برابر $1.2\text{Dead}+1.6\text{Live}$ ، و ترکیبات بارگذاری ثقلی به منظور انجام تحلیل بارافزون و تاریخچه زمانی برابر $1.0\text{Dead}+0.25\text{Live}$ ، در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح مورد استفاده در این تحقیق، طبق جدول شماره (۱)، ارائه شده است. در پژوهش حاضر عناصر سازه‌ای توسط المان تیر و ستون غیرخطی شامل مقاطع فایبر و براساس شیوه انتگرال گیری پلاستیسیته گسترده مدل شده‌اند. اثرات $\Delta-P$ ، نیز در المان‌های ستون لحاظ می‌شود و بمنظور شبیه‌سازی اثرات دال صلب، تغییر مکان افقی گره‌ها یکسان‌سازی می‌شود. برای مدل‌سازی رفتار بتن محصور شده و بتن محصور نشده از ماده Concrete01، استفاده شده است همچنین از مقاومت کششی بتن در تحلیل‌ها صرف‌نظر شده است. برای مدلسازی رفتار میلگردهای فولادی مورد استفاده از مصالح فولاد Steel02، با سخت شوندگی ایزوتروپیک ۳٪، استفاده شده است. به منظور محاسبه پارامترهای موردنیاز بتن محصور شده و بتن محصور نشده از جمله: مقاومت فشاری حداکثر، کرنش در مقاومت فشاری حداکثر و کرنش نهایی، از مدل مندر استفاده گردیده است [۹]. عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر ۶ متر می‌باشد. در شکل شماره (۱)، قابهای مورد بررسی در این تحقیق با گروه‌بندی مربوطه نشان داده شده است. در این مطالعه برای مدل‌سازی اجزای محدود و همچنین آنالیز سازه از نرم‌افزار کد باز OpenSees، و جهت بهینه‌سازی از نرم‌افزار متلب استفاده می‌شود [۱۰ و ۱۱].

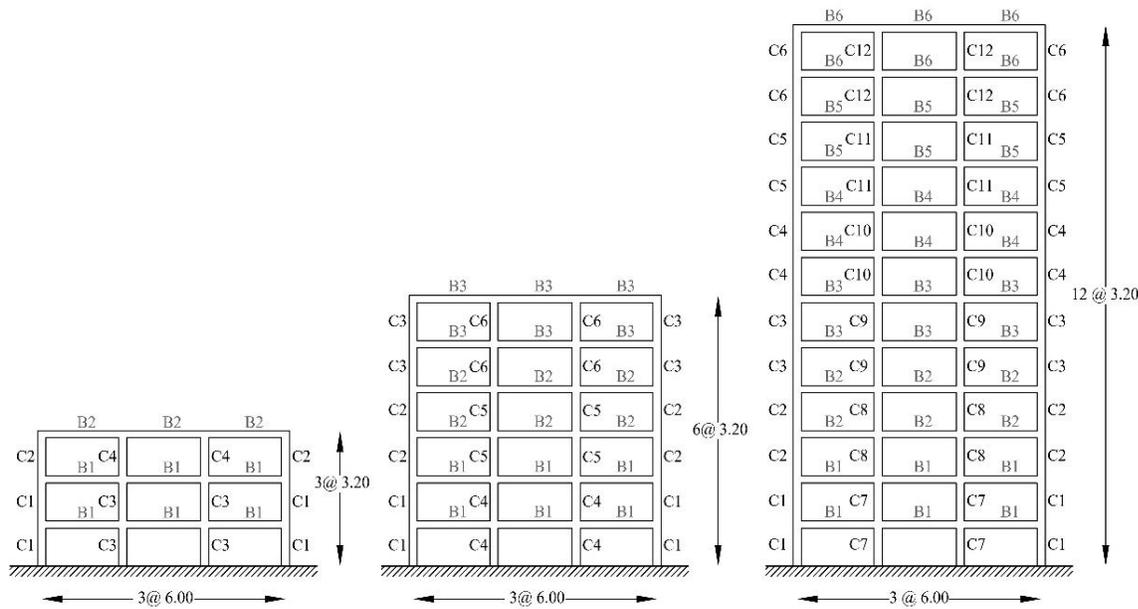
۲- روش تحقیق

در این مطالعه ابتدا سه قاب نشان داده شده در شکل شماره ۱، با استفاده از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، با اعمال ضوابط هندسی، ضوابط طراحی بر اساس

مقاومت نهایی، ضوابط عملکردی و تیر ضعیف و ستون قوی
بصورت تک هدفه بهینه‌سازی شدند.

جدول ۱- مشخصات مصالح

بتن		آرماتور				
هسته	پوسته	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	سخت شوندگی	کرنش	تنش (مگاپاسکال)
تنش (مگاپاسکال)	کرنش	۴۲۰,۰۰	۲,۰۰E۰۵	۰,۰۳	۰,۰۰۲۵	۲۸,۰۰
۳۳,۶۰	۰,۰۰۴					



شکل ۱- قابهای مورد مطالعه در این تحقیق

۳-۱- الگوریتم بهینه‌سازی

در این تحقیق از الگوریتم تکاملی فرابتکاری مرکز جرم (CMO¹)، و روش تابع پنالتی خارجی با مقدار ضریب تابع پنالتی 1E14، برای بهینه‌سازی وزن قاب‌های خمشی فولادی، به علت دارا بودن تنها یک پارامتر تنظیم و قابلیت حل مسائل پیچیده بهینه‌سازی استفاده شده است [۱۲]. این الگوریتم فرابتکاری مبتنی بر مفهوم مرکز جرم می‌باشد. به طوری که اگر هر جرم مامور جستجو بزرگتر باشد، فاصله آن تا مرکز جرم کوچکتر خواهد بود و برعکس. در ادامه به فرمول‌بندی الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم (CMO) خواهیم پرداخت. تعداد جمعیت اولیه هر تکرار در روند بهینه‌سازی در این مطالعه برابر ۷۰، و کل تکرار هر دوره بهینه‌سازی برابر ۳۰۰، می‌باشد.

۳-۲- فرمول‌بندی الگوریتم مرکز جرم

در الگوریتم CMO، جرم هر مامور جستجو از رابطه (۱)، محاسبه می‌شود [۱۲]:

$$m_i = \frac{1}{fit_i} \quad (1)$$

که در آن fit_i ، مقدار برازندگی تابع هدف به ازای موقعیت مامور i ام می‌باشد. ماموران جستجو براساس برازندگی آنها مرتب شده و به دو گروه مساوی تقسیم می‌شوند. هر مامور جستجو یک جرم نامیده می‌شود. جرم‌های بزرگتر در گروه اول و جرم‌های کوچکتر در گروه دوم قرار می‌گیرند. هر جرم در گروه اول با یک جرم در گروه دوم براساس فاصله بین آنها بروز می‌شود. برای هر زوج از ذرات در

¹ Center Of Mass Optimization

در شکل شماره (۲)، نقطه A بیانگر حداکثر ظرفیت ستون مورد نظر و نقطه B بیانگر تقاضای ستون تحت اثر بارهای ضریب‌دار می‌باشند. طول پاره خط $OA(L_{OA})$ و $OB(L_{OB})$ به ترتیب براساس روابط شماره (۵) و (۶) بدست می‌آید. در صورتی که $L_{OB} \leq L_{OA}$ باشد، ستون مورد نظر از ایمنی کافی برخوردار است. علاوه بر محدودیت‌های مقاومتی، محدودیت‌های هندسی نیز بر اعضای ستون اعمال می‌شود که با توجه به قیدهای هندسی، ابعاد و تعداد آرماتور طولی ستون فوقانی می‌بایست کوچکتر یا مساوی ابعاد و تعداد آرماتورهای ستون تحتانی باشد.

$$L_{OA} = \sqrt{(\phi M_n)^2 + (\phi P_n)^2} \quad (5)$$

$$L_{OB} = \sqrt{(M_u)^2 + (P_u)^2} \quad (6)$$

در این تحقیق مقایسه مقادیر بار محوری و لنگر خمشی صورت نگرفته است. و طبق ACI 318-14، از مقادیر بار محوری و لنگر خمشی جهت ارزیابی محدوده پذیرش استفاده شده است [۱۳]. در ادامه فرمول بندی ضوابط طراحی مبتنی بر نیرو (روابط شماره (۷) و (۸))، و همچنین ضوابط اجرایی بصورت روابط شماره (۹) و (۱۰)، به شکل زیر بیان می‌شوند:

$$g_1 = \frac{M_u^+}{\phi M_n^+} - 1 \leq 0 \quad (7)$$

$$g_2 = \frac{L_{OB}}{L_{OA}} - 1 \leq 0 \quad (8)$$

$$g_3 = \frac{b_T}{b_B} - 1 \leq 0 \quad (9)$$

$$g_4 = \frac{n_T}{n_B} - 1 \leq 0 \quad (10)$$

که در روابط بالا b_T و b_B ، بترتیب عرض ستون بالایی و پایینی، و n_T و n_B ، تعداد آرماتورهای ستون بالایی و پایینی می‌باشند.

۳-۴- فرمول بندی طراحی مبتنی بر عملکرد

طراحی براساس عملکرد در حقیقت به روشی اطلاق می‌شود که در آن معیار طراحی سازه به صورت دستیابی به یک رفتار و عملکرد هدف تشریح می‌شود. این روش تقابلی است با معیار طراحی سازه‌ای عرف و مرسوم که در آن معیار طراحی سازه تنها با محدود کردن نیروهای اعضاء که ناشی از اعمال مقادیر مشخصی از بارهای

تکرار L ام و برای هر مامور i ام، موقعیت مرکز جرم (X_C)، و فاصله ذرات (DI)، با استفاده از روابط (۲) و (۳) بدست می‌آید:

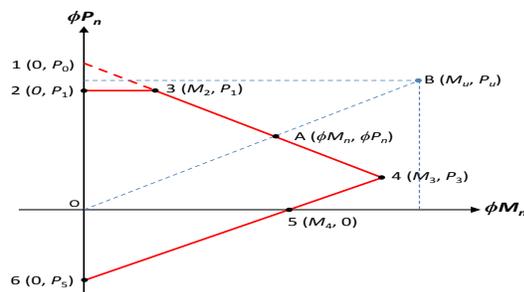
$$X_i^C(L) = \frac{m_i X_i(L) + \frac{mnop}{2} X_{\frac{nop}{2}+i}(L)}{m_i + \frac{mnop}{2}} \quad (3)$$

$$DI_i(L) = \left| X_i(L) - X_{\frac{nop}{2}+i}(L) \right| \quad (4)$$

که $mnop$ نشان‌دهنده تعداد ذرات می‌باشد. توانایی ایجاد تعادل بین بهینه موضعی^۱ و بهینه کلی^۲ یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های این الگوریتم است. در طی فرایند بهینه‌سازی نرخ بهینه موضعی کاهش یافته و نرخ بهینه کلی افزایش می‌یابد.

۳-۳- ضوابط هندسی و طراحی بر اساس مقاومت نهایی

در گام اول کنترل‌های اجرایی قابها بررسی و سپس قابها براساس ACI 318-14، طراحی و الزامات آیین‌نامه‌ای شامل نسبت تقاضا به ظرفیت اعضای سازه‌ای کنترل می‌شود [۱۳]. اعضای سازه‌ای بتن مسلح به گونه‌ای طراحی می‌شوند که در برابر لنگر خمشی و پیچشی، نیروی برشی و نیروی محوری حاصل از بارهای ضریب‌دار اعمال شده، از مقاومت کافی برخوردار باشند. به این منظور، اثرات لنگر خمشی و نیروی محوری برای ستون‌ها و تنها لنگر خمشی برای تیرها در محاسبات منظور می‌شود. جهت تخمین ظرفیت ستون‌ها با دقت قابل قبول تحت اثر همزمان بار محوری و لنگر خمشی از نمودار ساده اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی نشان داده شده در شکل شماره (۲)، استفاده، و کنترل‌های لحاظ شده بر ظرفیت ستون‌ها نیز بر اساس این نمودار اعمال می‌شود.



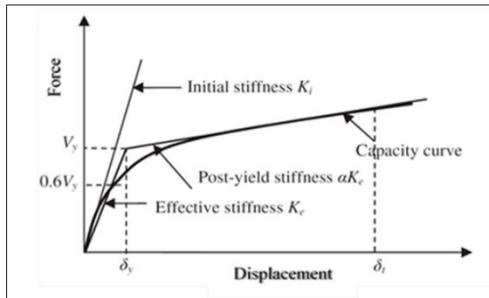
شکل ۲- نمودار اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی ستون [۱۳].

¹exploration
²exploitation

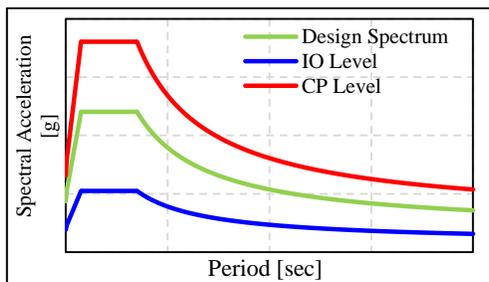
استاندارد ۲۸۰۰، P_R دوره بازگشت زلزله در سطح خطر مربوطه و $S_{2/50}$ شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش است [۱۵]. جهت ارزیابی سازه در سطوح مختلف عملکردی بر اساس دستورالعمل ارائه شده در ASCE41-13، بار جانبی با الگوی متناسب با شکل مود اصلی سازه گام به گام تا زمانی افزایش می‌یابد که تغییر مکان نقطه هدف معادل با ۱٫۵ برابر تغییر مکان متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش شود (رابطه شماره ۱۵). نهایتاً تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و دوران انتهایی اعضای سازه‌ای در هر سطح ارزیابی و با مقادیر مجاز مطابق آیین‌نامه مقایسه می‌شود [۱۳].

$$S_{50/50} = S_{10\%/50year} \times (P_R/475)^n \quad (13)$$

$$S_{2/50} = 1.5 \times (S_{10\%/50year}) \quad (14)$$



شکل ۳- منحنی ایده‌آل سازی شده نیرو-جابجایی



شکل ۴- طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰

$$\delta_p = 1.5 \times (\delta_{2\%/50year}) \quad (15)$$

در طی فرآیند طراحی بر اساس عملکرد می‌بایست سازه از لحاظ مسائل اجرایی و قیدهای هندسی ذکر شده کنترل شود، سپس تحت تحلیل استاتیکی خطی قرار گیرد. از اینرو همواره سازه‌ای جهت

طراحی می‌باشند تعریف می‌گردد. سطح رفتاری لرزه‌ای مورد نظر از ساختمان که معمولاً با تعیین ماکزیمم خرابی مجاز سازه‌ای و غیرسازه‌ای برای سطح مشخصی از خطرپذیری لرزه‌ای بیان می‌شود، اهداف عملکردی^۱ نام دارد. برای عملکرد هر ساختمان در هنگام رخداد زمین لرزه، می‌بایست سطح خطر^۲ را دانست و متناسب با آن آسیب قابل قبول یا مورد انتظار را تعریف کرد. لذا میزان آسیب متناظر با سطح خطر است. بنابراین عملکرد لرزه‌ای عبارت است از تعیین حداقل خسارت مجاز (سطح عملکرد) برای پذیرش خطر لرزه‌ای معین (حرکت زمین ناشی از زلزله). در این تحقیق در فرآیند طراحی بر مبنای عملکرد از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش اور به منظور کنترل سازه در سطوح مختلف عملکردی استفاده می‌شود. به نحوی که بار جانبی تحت اثر یک الگوی خاص گام به گام افزایش می‌یابد تا زمانی که جابجایی نقطه مرکز جرم بام (نقطه کنترل) به میزان تغییر مکان هدف^۳ برسد. تغییر مکان هدف حداکثر میزان جابجایی است که فرض می‌شود سازه تحت حداکثر زلزله در نظر گرفته شده تجربه می‌کند و مطابق رابطه شماره (۱۱) محاسبه می‌شود [۱۴].

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (11)$$

$$T_e = T_i \sqrt{K_i/K_e} \quad (12)$$

در رابطه فوق، T_e ، زمان تناوب اصلی موثر ساختمان موثر در جهت مورد بررسی مطابق با منحنی نیرو - جابجایی ایده‌آل سازی مطابق شکل شماره (۳)، T_i ، زمان تناوب اولیه سازه، K_i و K_e ، به ترتیب سختی موثر و اولیه سازه و S_a ، شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب موثر سازه می‌باشند. C_0 و C_1, C_2 ، ضرایب اصلاح جابجایی هستند که از جداول و روابط موجود در ASCE41-13، بدست می‌آیند [۱۴]. جهت محاسبه شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، که در شکل شماره (۴)، نشان داده شده است، استفاده می‌شود [۵]. شتاب طیفی بدست آمده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، متناظر با شتاب در سطح عملکرد ایمنی جانی است و به منظور محاسبه شتاب در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه از رابطه شماره (۱۳)، و جهت محاسبه شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش از رابطه شماره (۱۴)، استفاده می‌شود. که در آن $S_{10/50}$ شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه بر اساس

¹ Performance Objectives

² Seismic Level

³ Target Displacement

بمنظور برآورده کردن الزامات آیین‌نامه ACI318-08، مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی ستون‌های واقع در یک اتصال ($\sum M_c$)، بایستی حداقل از ۱٫۲ برابر مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی تیرهای واقع در همان اتصال ($\sum M_b$)، بزرگتر باشند [۱۶]. فرمول‌بندی روند کنترل این ضابطه در رابطه (۱۹)، ارائه شده است:

$$g_8 = 1.2 \times \sum M_b / \sum M_c - 1 \leq 0 \quad (19)$$

۳-۶- فرمول‌بندی مسئله بهینه‌سازی

در طی فرآیند بهینه‌سازی بر اساس عملکرد می‌بایست سازه از لحاظ مسائل اجرایی و قیدهای هندسی ذکر شده کنترل شود، سپس تحت تحلیل استاتیکی خطی قرار گیرد. از اینرو همواره سازه‌ای جهت انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی مورد پذیرش است که الزامات طراحی نظیر، نسبت تقاضا به ظرفیت عناصر سازه‌ای را ارضاء نموده است. در گام بعد بر اساس رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد، سازه در هر یک از سطوح عملکردی از نظر بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر میزان تغییر شکل اعضا کنترل می‌شود و در آخر با توجه به شکل‌پذیری ویژه قاب‌ها، ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی نیز لحاظ می‌شود. نهایتاً فرمول‌بندی مسئله بهینه‌سازی قاب‌های خمشی بتنی بر مبنای عملکرد را می‌توان به صورت زیر ارائه نمود:

$$\text{Minimize : } w \quad (20)$$

$$g_1 \leq 0, \quad g_2 \leq 0, \quad \dots, \quad g_n \leq 0 \quad (21)$$

که در این مطالعه در رابطه بالا w ، وزن سازه و g_i ، قیدهای طراحی می‌باشند.

۳-۳- ظرفیت فروریزش و شکنندگی لرزه‌ای

یکی از روش‌های مستدل جهت ارزیابی لرزه‌ای سیستم‌های ساختمانی، بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه بر اساس ظرفیت فروریزش آن است. آیین‌نامه FEMA695، رویکرد کارآمدی بر اساس تئوری تحلیل‌های دینامیکی افزایشنده^۱ (IDA)، به منظور ارزیابی ایمنی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش سازه‌ها ارائه می‌دهد [۸]. این رویکرد نیازمند تحلیل‌های تاریخچه زمانی متعددی است که با استفاده از رکوردهای مقیاس شده جدول شماره (۲)، بر سطح خطر بزرگترین زلزله مورد انتظار، انجام می‌گیرد. در حقیقت تحلیل دینامیکی افزایشنده تکنیکی است که تاثیر شدت حرکت زمین بر پارامترهای تقاضای مهندسی (تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، دوران اعضا، برش پایه و ...)، تا لحظه فروریزش سازه را مورد بررسی قرار می‌دهد. مقصود از لحظه فروریزش در قاب‌های خمشی بتنی زمانی است که

انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد پذیرش است که الزامات طراحی، نظیر نسبت تقاضا به ظرفیت عناصر سازه‌ای را ارضاء نموده است. در گام بعد بر اساس رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد، سازه در هر یک از سطوح عملکردی از نظر بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر میزان تغییر شکل اعضا کنترل می‌شود. بر این اساس ابتدا فرمول‌بندی ضوابط نسبت دریافت طبقات به شکل رابطه شماره (۱۶)، ارائه می‌شوند:

$$g_5 = \frac{d_j^i}{d_{all}^i} - 1 \leq 0 \quad . \quad i = IO, LS, CP \quad (16)$$

$$j = 1, 2, \dots, ns$$

که در رابطه شماره (۱۶)، d_j^i و d_{all}^i به ترتیب دریافت طبقه j ام و مقدار مجاز دریافت برای سه سطح عملکردی IO، LS و CP، مطابق با دستورالعمل FEMA356، هستند [۱۵]؛ ns نیز تعداد طبقات است. در ادامه ضوابط مرتبط با دوران مفاصل پلاستیک اعضا تیر و ستون بصورت روابط (۱۷) و (۱۸)، فرمول‌بندی می‌شوند [۱۴]:

$$g_6 = \frac{\theta_j^i}{\theta_{all}^{i,c}} - 1 \leq 0 \quad . \quad i = IO, LS, CP \quad (17)$$

$$j = 1, 2, \dots, nc$$

$$g_7 = \frac{\theta_k^i}{\theta_{all}^{i,b}} - 1 \leq 0 \quad \text{subject to the constraints: } CP \quad (18)$$

$$k = 1, 2, \dots, nb$$

که در روابط بالا، θ_k^i و θ_j^i به ترتیب ماکزیمم دوران مفصل پلاستیک دو سر عضو ستون و تیر هستند؛ $\theta_{all}^{i,c}$ مقدار مجاز دوران مفصل پلاستیک عضو ستون بوده که از جدول شماره (۸)، فصل ۱۰ آیین‌نامه ASCE 41-13، تعیین می‌گردد. $\theta_{all}^{i,b}$ نیز مقدار مجاز دوران مفصل پلاستیک عضو تیر بوده که از جدول شماره (۷)، فصل ۱۰، استاندارد مذکور تعیین می‌شود [۱۴]. nc و nb به ترتیب تعداد کل ستون‌ها و تیرها هستند.

۳-۵- تیر ضعیف ستون قوی

هنگامی که یک ساختمان تحت یک زمین‌لرزه قرار می‌گیرد، توزیع خرابی در ارتفاع به توزیع دریافت جانبی بستگی دارد. اگر ساختمان ستون‌های ضعیفی داشته باشد، دریافت در یک یا چند طبقات محدود، متمرکز شده و ممکن است از ظرفیت دریافت ستون‌ها تجاوز نماید. به این دلیل اصل ستون قوی و تیر ضعیف، یک اصل اساسی در دستیابی به رفتار ایمن قاب‌ها در طی زمین‌لرزه‌های قوی است.

¹ Incremental Dynamic Analysis

11	7.3	1992	Landers	YermoFireStation
12	7.3	1992	Landers	Coolwater
13	6.9	1989	Loma	Capitola
14	6.9	1989	Loma	GilroyArray#3
Near Field Record				
15	6.5	1979	Imp Vall-06	ElCentroArray#6
16	6.5	1979	Imp Vall-06	ElCentroArray#7
17	6.9	1980	Irpinia-01	Sturno
18	6.5	1987	SuperHill	Parachute
19	6.9	1989	Loma	Saratoga
20	6.7	1992	Erzincan	Erzincan
21	7.0	1992	Cape Men	Petrolia
22	7.3	1992	Landers	Lucerne
23	6.7	1994	North-01	Rinaldi
24	6.7	1994	North-01	Sylmar
25	7.5	1999	Kocaeli	Izmit
26	7.6	1999	Chi-Chi	TCU065
27	7.6	1999	Chi-Chi	TCU102
28	7.1	1999	Duzce	Duzce

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (22)$$

به منظور لحاظ نمودن این اثرات مقادیر CMR، بدست آمده با اعمال ضریب اصلاح^۳ (SSF)، که تابعی از پیوند سازه در مود اول و شکل‌پذیری سازه است، به مقادیر ظرفیت فروریزش اصلاح شده^۴ ACMR، تبدیل می‌شوند (رابطه ۲۳). بدین ترتیب پس از محاسبه ضریب CMR، بر اساس تئوری منحنی‌های شکنندگی و بدست آوردن ضریب ACMR، مطابق با پیوند و شکل‌پذیری سازه، می‌بایست مقادیر ACMR، محاسبه شده را با مقادیر مجاز و قابل پذیرش ارائه شده در FEMA695، که تابعی از عدم قطعیت‌های ذکر شده است، مقایسه نمود [۸]. پس از ارزیابی نسبت ظرفیت فروریزش قاب‌ها، با توجه به نتایج بدست آمده از تحلیل دینامیکی

یکی از سه شرط، حداکثر نسبت تغییر مکان جانبی طبقات از ۱۰٪ تجاوز کند، کاهش شیب منحنی IDA، به کمتر از ۲۰٪ متوسط شیب اولیه منحنی و عدم همگرایی در آنالیز تحقق پیدا کند. در گام بعدی فرآیند ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، با استفاده از مقادیر شدت متناظر با سطح فروریزش هر رکورد که توسط تحلیل‌های دینامیکی افزایش یافته بدست می‌آیند، منحنی شکنندگی که بیانگر احتمال فروریزش متناظر با شدت‌های مختلف است، تولید می‌شود. بدین منظور با برازش یک تابع توزیع تجمعی نرمال بر داده‌های مرتبط با سطح فروریزش می‌توان احتمال فروریزش را به ازای شتاب‌های طیفی متفاوت محاسبه کرد و منحنی شکنندگی را ترسیم نمود. مطابق با FEMA695، نسبت محدوده فروریزش (CMR^۱)، برابر است با نسبت شتاب میانه فروریزش (S_{CT}^۲)، به شدت بزرگترین زلزله محتمل (S_{MT}^۲)، که به صورت رابطه شماره ۲۲، ارائه شده است [۸]. نسبت محدوده فروریزش (CMR)، به نوعی میزان ضریب اطمینان نسبت به فروریزش را نشان می‌دهد. بنابراین واضح است که مقادیر بزرگتر CMR، نشان دهنده سطح بالاتری از ایمنی نسبت به فروریزش است. ظرفیت فروریزش و محاسبه محدوده فروریزش به شدت تحت تاثیر محتوای فرکانسی و شکل طیف مجموعه رکوردها خصوصاً رکوردهای قوی، قرار دارد.

جدول ۲- رکوردهای دور و نزدیک گسل FemaP695 [۸]

ID No.	Earthquake			Recording Station
	M	year	Name	Name
Far Field Record				
1	6.7	1994	Northridge	BeverlyHills
2	6.7	1994	Northridge	WLC
3	7.1	1999	Duzce	Bolu
4	7.1	1999	Hector	Hector
5	6.5	1979	Imp Vall	Delta
6	6.5	1979	Imp_Vall	ElCentroArray#1
7	6.9	1995	Kobe	Nishi-Akashi
8	6.9	1995	Kobe	Shin-Osaka
9	7.5	1999	Kocaeli	Duzce
10	7.5	1999	Kocaeli	Arcelik

³ Spectral shape Factor

⁴ Adjusted Collapse Margin Ratio

¹ Collapse Margin Ratio

² Maximum Considered Earthquake

مود اول سازه با میرایی ۵٪ گفته می شود. شتاب طیفی به دست آمده از رکوردها بایستی در لحظه پیرو مود اول سازه منطبق بر طیف طراحی سازه در سطح خطر لرزه ای MCE، باشند. سپس شدت رکوردهای مقیاس شده افزوده شده تا اینکه معیار فروریزش سازه حاصل شود.

۴- نتایج عددی

در این بخش به بیان نتایج مدل های عددی جهت بررسی فرایند ارائه شده در این تحقیق پرداخته خواهد شد. مطالب ارائه شده در این بخش را می توان به ۲ بخش کلی زیر تقسیم کرد: الف) بهینه سازی مبتنی بر عملکرد قابهای خمشی بتنی با استفاده از الگوریتم فرایتکاری مرکز جرم.

ب) بررسی ظرفیت فروریزش قابهای خمشی بتنی

بهینه سازی شده تحت رکوردهای دور و نزدیک گسل.

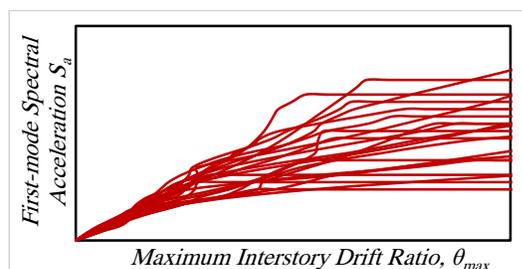
در این مطالعه قابهای خمشی بتنی ۳، ۶ و ۱۲ طبقه، با فرضیات دارای شکل پذیری ویژه، کاربری مسکونی، واقع شده در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد و خاک نوع سه، جهت تجزیه و تحلیل انتخاب شده اند. به منظور منعکس کردن تفاوت میان ستون های خارجی و داخلی بر رفتار قاب، اختصاص حداقل سه دهانه به قابها ضروری می باشد. اعضای تیر و ستون به گونه ای گروه بندی می شوند که به هر دو طبقه یک گروه تیر و دو گروه ستون شامل ستون های داخلی و ستون های خارجی اختصاص داده می شود. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و طول دهانه ها ۶ متر در نظر گرفته می شود. شکل ۱، نمایی از هندسه و گروه بندی اعضای قابها را نشان می دهد. جهت انجام تحلیل های مودال، خطی و غیرخطی مورد استفاده در این پژوهش، سازه ها در نرم افزار OpenSees، مدل سازی می شوند و به منظور پیاده سازی فرآیند بهینه سازی در چهارچوب روش طراحی بر اساس عملکرد و کنترل ضوابط و الزامات تعیین شده، از نرم افزار MATLAB، استفاده شده است [۱۱ و ۱۰].

۱-۵- قاب سه طبقه

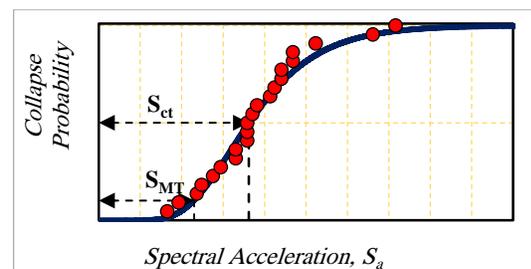
قاب خمشی بتنی ۳ طبقه، سازه بهینه سازی شده در چهارچوب روش طراحی بر اساس عملکرد با 3S-FS1.2، نام گذاری شده است. در جدول ۳، مقاطع بدست آمده از بهینه سازی بر اساس عملکرد با استفاده از الگوریتم فرایتکاری مرکز جرم آورده شده است. در شکل ۷ نیز نمودار نسبت تیر ضعیف به ستون قوی، در شکل ۸ منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بار افزون، برای قاب سه طبقه نشان داده شده است. در شکل ۹ نیز منحنی جابجایی نسبی طبقات برای قاب طراحی شده سه طبقه در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی نشان داده شده است. با توجه به منحنی پروفیل دریافت طبقات قاب سه طبقه طراحی شده قابلیت

افزایشی (IDA)، شکنندگی قابها نیز در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته اند.

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (23)$$



شکل ۵- نمودار IDA



شکل ۶- نمودار شکنندگی

منحنی های شکنندگی^۱ با در نظر گرفتن ماهیت غیرقطعی پارامترهای طراحی، اطلاعاتی بر پایه احتمالات ارائه می دهند که وضعیت سازه را به صورت جامع، واضح و واقع بینانه توصیف می کند. معمولاً در علم مهندسی سازه و زلزله جهت بیان احتمال فروریزش^۲ سازه از منحنی های شکنندگی استفاده می کنند (شکل شماره ۶). ارزیابی فروریزش سازه ها بر اساس تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی صورت می گیرد و منحنی های شکنندگی حاصل تحلیل دینامیکی افزایشی هستند که در ادبیات فنی با عنوان تحلیل IDA، بیان می شوند (شکل شماره ۵). در این مطالعه از روش مقیاس کردن با استفاده از مؤلفه شتاب طیفی، بر اساس شتاب طیفی مود اول سازه با میرایی ۵ درصد ((Sa(T1, 5%))، می باشد. نحوه بدست آوردن شتاب طیفی در این روش بدین گونه است که ابتدا دوره تناوب مود اول سازه ها تعیین گردیده و سپس طیف پاسخ الاستیک شتاب هر یک از رکوردها با میرایی ۵٪ با استفاده از نرم افزارهایی مانند SeismoSignal، ترسیم شده و در دوره تناوب مود اول سازه شتاب طیفی قرائت می گردد. به این شتاب، شتاب طیفی

¹ Fragility curve

² Collapse Probability

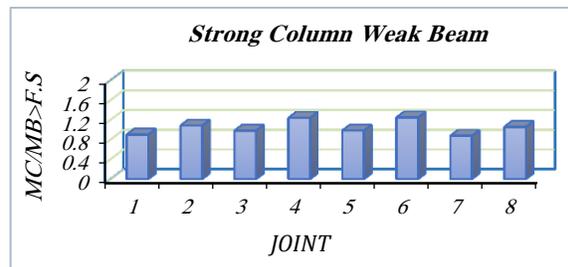
استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی و مقادیر ۰،۰۲ و ۰،۰۴، بترتیب برای دریفت مجاز سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی، با توجه به دستورالعمل FEMA356، برای قاب خمشی، قاب ۳ طبقه طراحی شده از لحاظ عملکرد کلی قاب در محدوده پذیرش سطوح عملکردی می‌باشند [۱۵]. در جدول ۴، نیز نتایج حاصل برای شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت حاصل از تحلیل بار افزون و نتایج حاصل برای نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده برای قاب سه طبقه بهینه‌سازی شده نشان داده شده است.

جدول ۳- مشخصات سازه‌های مدل 3S-FS1.2

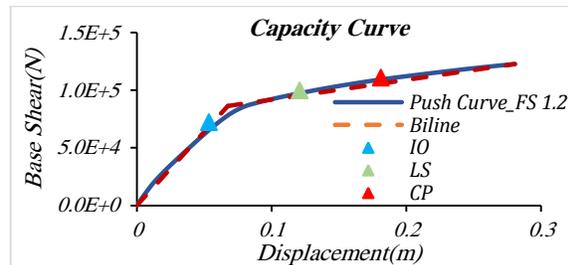
سازه	مشخصات رفتاری	
	ضریب اضافه مقاومت (Ω_0)	شکل پذیری (μ)
3S-FS1.2	۱،۵۲	۴،۱۵
CMR(Far)	ACMR Accept	ACMR(Far)
۱،۶۸	۱،۹۲	۲،۱۸
CMR(Near)	ACMR Accept	ACMR(Near)
۱،۵۷	۱،۹۲	۲،۰۴

جدول ۴- نتایج ایمنی لرزه‌ای قاب سه طبقه

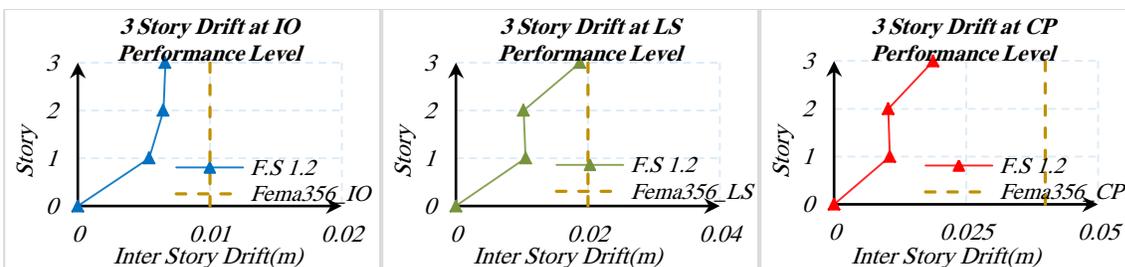
سازه	المان	ابعاد (mm)		تعداد آرمان‌تور		زمان تناوب	
		عرض	عمق	M^+	M^-		
3S-FS1.2	تیر	B1	400	600	3-D22	3-D22	0,45
		B2	350	550	2-D22	3-D22	
	ستون	C1	400	400	8-D25		
		C2	400	400	4-D25		
		C3	450	450	12-D25		
		C4	400	400	6-D25		



شکل ۷- نمودار تیر ضعیف و ستون قوی قاب ۳ طبقه



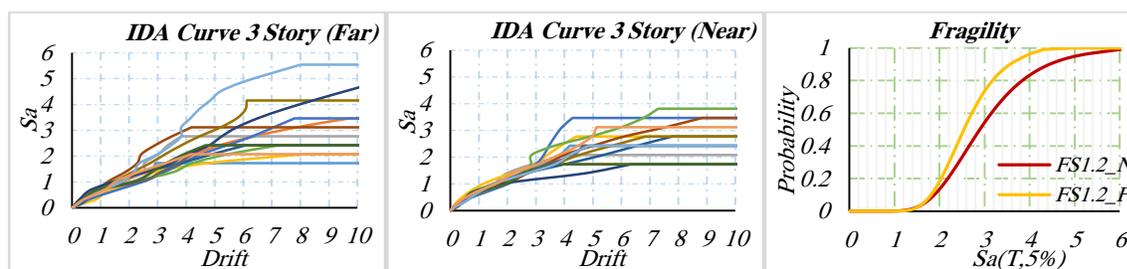
شکل ۸- منحنی ظرفیت قاب ۳ طبقه



شکل ۹- منحنی جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی قاب ۳ طبقه بهینه‌سازی شده

زلزله‌های دور گسل می‌باشد. در شکل ۱۰ نیز منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی و شکنندگی قاب سه طبقه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل نشان داده شده است.

با توجه به مقادیر به دست آمده برای شکل پذیری و نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده نشان داده شده در جدول ۴، برای قاب سه طبقه مشاهده می‌کنیم نسبت حاشیه فروریزش و به طبع آن ایمنی لرزه‌ای تحت زلزله‌های نزدیک گسل کمتر از نسبت حاشیه فروریزش و به طبع آن ایمنی لرزه‌ای تحت



شکل ۱۰- منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده قاب سه طبقه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل

۲-۵- قاب شش طبقه

قاب خمشی بتنی ۶ طبقه، سازه بهینه‌سازی شده در چهارچوب روش طراحی بر اساس عملکرد با 6S-FS1.2، نام‌گذاری شده است. در جدول ۵، مقاطع بدست آمده از بهینه‌سازی بر اساس عملکرد قاب ۶ طبقه با استفاده از الگوریتم فرابتکاری مرکز جرم آورده شده است. در شکل ۱۱ نیز نمودار نسبت تیر ضعیف به ستون قوی، در شکل ۱۲ منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بار افزون، برای قاب ۶ طبقه نشان داده شده است. در شکل ۱۳ نیز منحنی جایجایی نسبی طبقات برای قاب طراحی شده ۶ طبقه را در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی نشان داده شده است. با توجه به منحنی پروفیل دریافت طبقات قاب سه طبقه طراحی شده قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی و مقادیر ۰.۱، ۰.۰۲ و ۰.۰۴، بترتیب برای دریافت مجاز سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی، با توجه به دستورالعمل FEMA356، برای قاب خمشی، قاب طراحی شده

از لحاظ عملکرد کلی قاب در محدوده پذیرش سطوح عملکردی می‌باشند [۱۵]. در جدول ۶ نیز نتایج حاصل برای شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت حاصل از تحلیل بار افزون و نتایج حاصل برای نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده برای قاب ۶ طبقه بهینه‌سازی شده نشان داده شده است.

جدول ۵- مشخصات سازه‌های مدل 6S-FS1.2

سازه	زمان تناوب	تعداد آرماتور		ابعاد (mm)		المان	
		M ⁺	M ⁻	عمق	عرض	گروه	نوع
6S-FS1.2	1.12	3-	6-	500	400	تیر	B1
		D22	D22				
		2-	3-				
		D22	D22	650	350	ستون	B3
		2-	4-				
		D22	D22				
C1	16-D25	500	500	C1	C2		
C2	12-D25						
C3	6-D25						
C4	8-D25						
C5	8-D25						
C6	8-D25						

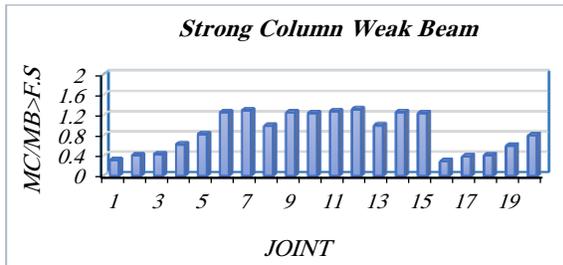
با توجه به مقادیر به دست آمده برای شکل پذیری و نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده نشان داده شده در جدول ۶، برای قاب شش طبقه همانند قاب سه طبقه، مشاهده می‌کنیم نسبت حاشیه فروریزش و به طبع آن ایمنی لرزه‌ای تحت زلزله‌های نزدیک گسل کمتر از نسبت حاشیه فروریزش و ایمنی لرزه‌ای تحت زلزله‌های دور گسل می‌باشد. در شکل ۱۴ نیز منحنی

تحلیل دینامیکی افزایشی و شکنندگی قاب ۶ طبقه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل نشان داده شده است.

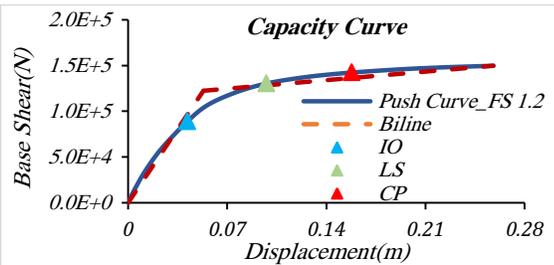
	ضریب اضافه (Ω_0) مقاومت	
شکل پذیری (μ)		
6S-FS1.2	۴,۵۳	۱,۸۱
CMR(Far)	ACMR(Far)	ACMR Accept
۱,۸۲	۲,۳۷	۱,۹۲
CMR(Near)	ACMR(Near)	ACMR Accept
۱,۵۷	۲,۰۴	۱,۹۲

جدول ۶- نتایج ایمنی لرزه‌ای قاب ۶ طبقه

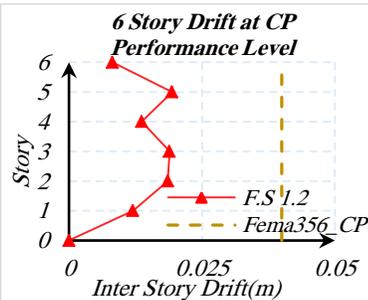
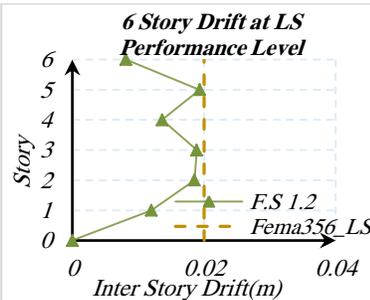
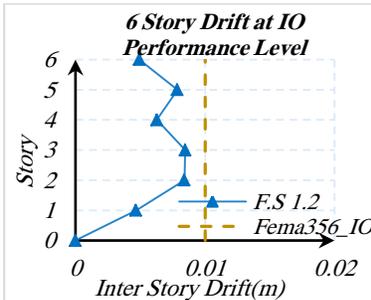
مشخصات رفتاری



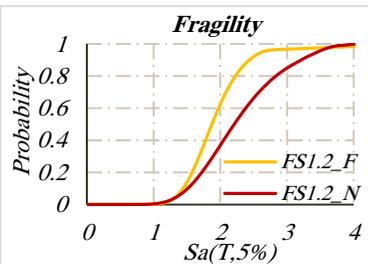
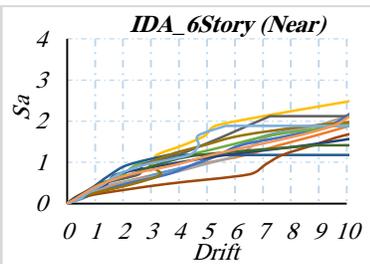
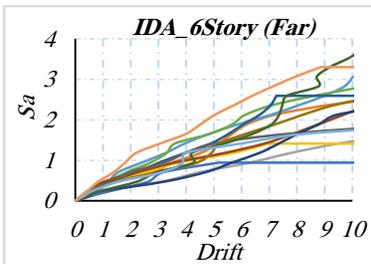
شکل ۱۱- نمودار تیر ضعیف و ستون قوی قاب ۶ طبقه



شکل ۱۲- منحنی ظرفیت قاب ۶ طبقه



شکل ۱۳- منحنی جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی قاب ۶ طبقه بهینه‌سازی شده



شکل ۱۴- منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده قاب ۶ طبقه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل

عملکرد قاب ۱۲ طبقه با استفاده از الگوریتم فرابتنکاری مرکز جرم آورده شده‌است. در شکل ۱۵ نیز نمودار نسبت تیر ضعیف به ستون قوی، در شکل ۱۶ منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بار افزون، برای قاب ۱۲ طبقه نشان داده شده است. در شکل ۱۷ نیز منحنی

۳-۵- قاب دوازده طبقه

قاب خمشی بتنی ۱۲ طبقه، سازه بهینه‌سازی شده در چهارچوب روش طراحی بر اساس عملکرد با 12S-FS1.2، نام‌گذاری شده‌است. در جدول ۷، مقاطع بدست آمده از بهینه‌سازی بر اساس

۲,۳۱	۳,۰۱	۱,۹۲
CMR(Near)	ACMR(Near)	ACMR Accept
۲,۰۹	۲,۷۹	۱,۹۲

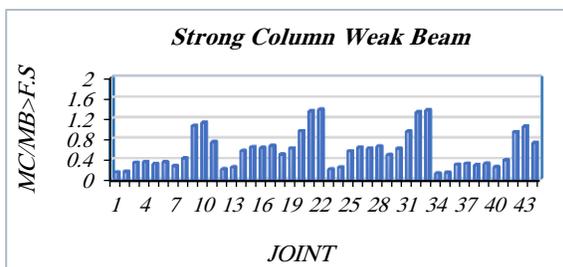
جدول ۷- مشخصات سازه‌های مدل 12S-FS1.2

سازه	المان	ابعاد (mm)		تعداد آرماتور		زمان تناوب
		عرض	عمق	M ⁺	M ⁻	
تیر	B1	350	600	2- D22	3- D22	1.64
	B2	400	600	3- D22	6- D22	
	B3	400	700	5- D22	4- D22	
	B4	400	650	4- D22	3- D22	
	B5	350	600	2- D22	4- D22	
	B6	350	700	2- D22	2- D22	
ستون	C1	900	900	22-D25		
	C2	850	850	20-D25		
	C3	800	800	20-D25		
	C4	750	750	18-D25		
	C5	550	550	8-D25		
	C6	500	500	8-D25		
C7	1000	1000	28-D25			
C8	900	900	22-D25			
C9	850	850	18-D25			
C10	850	850	16-D25			
C11	650	650	14-D25			
C12	450	450	10-D25			

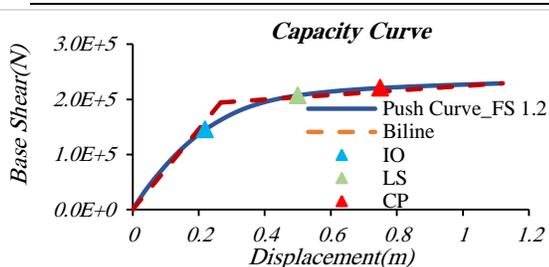
جابجایی نسبی طبقات برای قاب طراحی شده ۱۲ طبقه را در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی نشان داده شده است. با توجه به منحنی پروفیل دررفت طبقات قاب سه طبقه طراحی شده قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی و مقادیر ۰,۰۲، ۰,۰۴ و ۰,۰۴، بترتیب برای دررفت مجاز سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی، با توجه به دستورالعمل FEMA356، برای قاب خمشی بتنی، قاب ۱۲ طبقه بهینه‌سازی شده در چهارچوب روش طراحی مبتنی بر عملکرد از لحاظ عملکرد کلی قاب در محدوده پذیرش سطوح عملکردی می‌باشند [۱۵]. در جدول ۸، نیز نتایج حاصل برای شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت حاصل از تحلیل بار افزون و نتایج حاصل برای نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده برای قاب ۱۲ طبقه بهینه‌سازی شده نشان داده شده است. با توجه به مقادیر به دست آمده برای شکل‌پذیری و نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده نشان داده شده در جدول ۸، برای قاب ۱۲ طبقه همانند قاب ۳ و ۶ طبقه، مشاهده می‌کنیم نسبت حاشیه فروریزش و به طبع آن ایمنی لرزه‌ای تحت زلزله‌های نزدیک گسل کمتر از نسبت حاشیه فروریزش و ایمنی لرزه‌ای تحت زلزله‌های دور گسل می‌باشد. در شکل ۱۴ نیز منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی و شکنندگی قاب ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل نشان داده شده است.

جدول ۸- نتایج ایمنی لرزه‌ای قاب ۱۲ طبقه

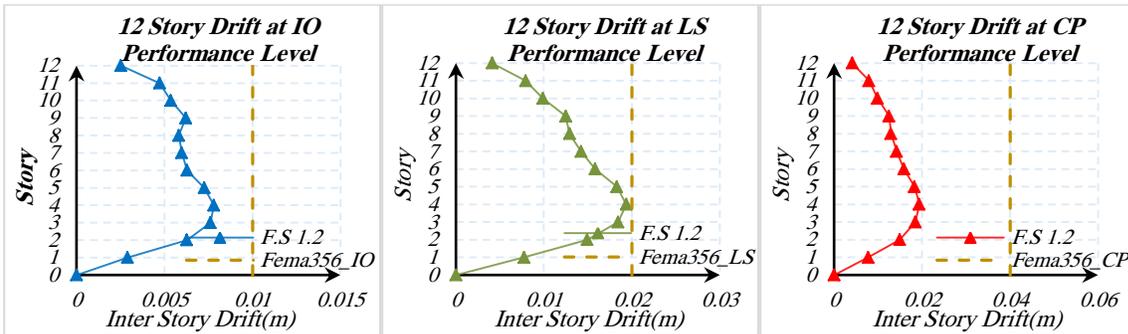
سازه	مشخصات رفتاری	
	شکل‌پذیری (μ)	ضریب اضافه مقاومت (Ω_0)
12S-FS1.2	۴,۲۰	۱,۶۶
CMR(Far)	ACMR(Far)	ACMR Accept



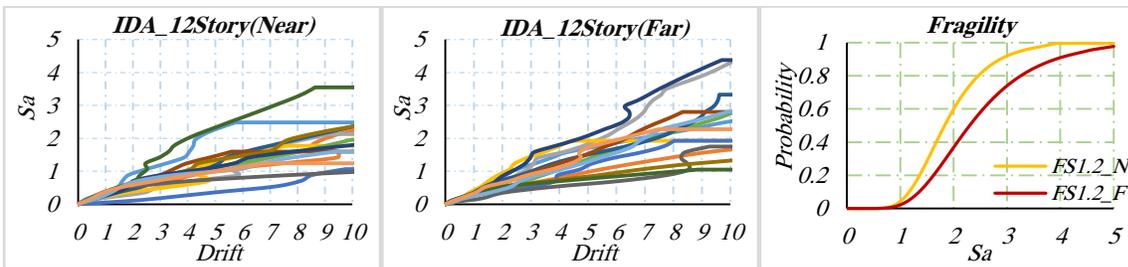
شکل ۱۵- نمودار تیر ضعیف و ستون قوی قاب ۱۲ طبقه



شکل ۱۶- منحنی ظرفیت قاب ۱۲ طبقه



شکل ۱۷- منحنی جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی قاب ۱۲ طبقه بهینه‌سازی شده



شکل ۱۸- منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده قاب ۱۲ طبقه تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل

۵- نتیجه‌گیری

۱) در تمامی قاب‌های خمشی بتنی ۳، ۶ و ۱۲ طبقه مشاهده گردید همه قابهای طراحی شده بر اساس عملکرد باتوجه به مقادیر قید شده در FEMA P695 برای $ACMR 20\% = 1.56$ و $ACMR 10\% = 1.9$ که باتوجه به شکل پذیری و زمان تناوب قاب بدست آمده است ۲) همه قاب‌ها در محدوده ایمنی لرزهای قابل قبول می باشند. همچنین با توجه به نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) مشخص شد که سازه با وزن بیشتر صرفا دارای ایمنی لرزهای زیاد نمی باشد.

۳) با توجه به مقادیر به دست آمده برای نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده برای قابهای ۳، ۶ و ۱۲ طبقه مشاهده می‌کنیم نسبت حاشیه فروریزش و به طبع آن ایمنی لرزهای تحت زلزله‌های دور گسل بترتیب ۷٪، ۱۶٪، ۸٪ بیشتر از نسبت حاشیه فروریزش و ایمنی لرزهای تحت زلزله‌های نزدیک گسل می‌باشد. به عبارت دیگر سازه‌های بهینه‌سازی شده در این مطالعه در برابر زلزله‌های نزدیک گسل ایمنی لرزهای کم و شکنندگی بیشتری نسبت به زلزله‌های دور گسل دارند.

۴) با توجه به مقادیر به دست آمده برای نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده برای قاب ۶ طبقه مشاهده می‌کنیم که نسبت حاشیه فروریزش و ایمنی لرزهای آن تحت زلزله‌های نزدیک گسل تقریبا دو برابر نسبت به قاب بهینه ۳ و ۱۲ طبقه کاهش یافته است.

۵) با توجه به مقادیر به دست آمده برای نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده با افزایش تعداد طبقات ایمنی لرزهای و

اهداف اصلی این تحقیق در دو بخش مختلف با ارائه روش‌ها و مسائل متفاوت مورد بررسی قرار گرفته است. در بخش اول به بهینه‌سازی در چهارچوب روش طراحی بر اساس عملکرد سه قاب مقاوم خمشی بتنی ۳، ۶ و ۱۲ طبقه با استفاده از الگوریتم فرا ابتکاری مرکز جرم پرداخته شده است. قیود طراحی بر اساس عملکرد در این بخش از آئین‌نامه‌های از آئین‌نامه ASCE41-13 انتخاب شده است. در بخش دوم به ارزیابی شکنندگی لرزهای و ظرفیت فروریزش سازه‌های طرح شده تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل پرداخته شده است. جهت نیل به این هدف قاب‌های خمشی بتنی مورد مطالعه در این بخش از تحقیق در چهارچوب ضوابط آئین‌نامه‌های FEMA356 برای دریفت طبقات و ASCE41-13 برای نسبت دوران تیرها و ستونها در سه سطح عملکرد IO، LS و CP طراحی مبتنی بر عملکرد شده است. با توجه به اینکه در تحقیقاتی که پیشتر انجام شده بود ایمنی فروریزش سازه‌های بهینه‌سازی شده در چهارچوب روش مبتنی بر عملکرد تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل مورد مطالعه قرار نگرفته بود در این تحقیق برای پیشبینی ظرفیت فروریزش هر سازه طرح شده با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی فزاینده، نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده ACMR آنها با توجه به دستورالعمل FEMA-P695 محاسبه شده و با معیارهای پذیرش آن مقایسه گردیده است. از مهمترین نتایج این بخش می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- [13] ACI 318-14. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary Farmington Hills, M.A.C.I. 2014.
- [14] AISC 41-13. Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction. 2013.
- [15] FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency. 2000.
- [16] ACI 318-08. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary Farmington Hills, M.A.C.I. 2008

ظرفیت فروریزش هم در برابر زلزله‌های دور گسل و هم در برابر زلزله‌های نزدیک گسل افزایش می‌یابد و شکنندگی نیز کمتر می‌شود. که این مهم به وضوح در قاب ۱۲ طبقه بطور واضح قابل مشاهده می‌باشد.

منابع

- [1] Zhipeng Z, Guo W, Li Y, Yu Z, Cao H, Bu D. An improved performance-based plastic design method for seismic resilient fused high-rise buildings. *Engineering Structures*. 2019; 199: 109650
- [2] Fathali M, Hoseini Vaez R. Optimum performance-based design of eccentrically braced frames. *Engineering Structures*. 2020; 202: 109857.
- [3] Stewart J, Chiou Sh, Bray J, Abrahamson M. Ground Motion Evaluation procedure for performance base design. Report, PEER, Berkeley. 2001.
- [4] Elnashi A. Significance of sever Distance and Moderate Close Earthquake on Design and Behavior of tall building. *Structural Design of Tall and Special Building*. 2006; 15: 391-416.
- [5] Standard No.2800. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. 4th edition, Building and Housing Research Center. 2015.
- [6] Haselton CB. Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames. *Journal of Structural Engineering*. 2011; 137(4): 481-491.
- [7] Deierlein GG. Assessing building system collapse performance and associated requirements for seismic design. SEAOC 2007 CONVENTION PROCEEDINGS. 2007.
- [8] FEMA P695A. Recommended methodology for quantification of building system performance and response parameters. Applied Technology Council, Redwood, CA. 2009.
- [9] Mander JB, Priestley M, Park R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. 1998; 182 (1), 427-445.
- [10] OpenSees version 2.4.0 [Computer software]. PEER, Berkeley, CA.
- [11] MATLAB. The language of technical computing. Math Works Inc. 2016.
- [12] Gholizadeh S, Ebadijalal M. Performance based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic. *Advances in Engineering Software*. 2018; 123: 77-99.

