

نوع مقاله: یادداشت پژوهشی

چکیده

هدف از این مطالعه، ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه بهینه‌سازی شده در ساختمان‌های بلندمرتبه بتن آرمه، بر اساس عملکرد با در نظر گرفتن تأثیر افزایش ارتفاع نسبت به عرض قاب می‌باشد. در گام اول این تحقیق قاب‌های بلند خمشی با استفاده از تحلیل مودال پوش اور و لینک نرم‌افزار متلب با نرم‌افزار OpenSees بر اساس ضوابط آیین‌نامه ASCE41-17، و FEMA356، با استفاده از الگوریتم فراکاوشی بر اساس عملکرد بهینه‌سازی شدند. در گام دوم، با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی IDA، و نمودارهای شکنندگی و مقدار نسبت حاشیه فروریزش به دست آمده مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. دو قاب خمشی بلند بتنی ۱۸ و ۲۱ طبقه با ارتفاع طبقات ۳، ۳/۲ و ۳/۴ متر، مثال‌های مورد بررسی در این تحقیق می‌باشند. مطابق نتایج به دست آمده مشاهده شد با انتخاب سازه‌هایی با ارتفاع طبقات ۳/۲ متر، سبب طرح، سازه‌هایی با نسبت ظرفیت فروریزش مطلوب و شکنندگی کم نسبت به طرح‌های بهینه با ارتفاع طبقات ۳ و ۳/۴ متر می‌شود، به طوری که نسبت ظرفیت فروریزش در طرح‌های بهینه با ارتفاع ۳/۲ متر به ترتیب ۱۵ و ۱۲ درصد از طرح‌های بهینه با ارتفاع طبقات ۳ و ۳/۴ متر بیشتر است.

واژگان کلیدی: قاب خمشی بلند بتنی، بهینه‌سازی، طراحی بر اساس عملکرد، تحلیل دینامیکی افزایشی، نسبت ظرفیت فروریزش.

ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه بهینه‌سازی شده در ساختمان‌های بلندمرتبه بتن آرمه بر اساس عملکرد با در نظر گرفتن تأثیر افزایش ارتفاع نسبت به عرض قاب

صبا غلامزاده

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه،
دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

اشکان خدابنده‌لو (نویسنده مسئول)

دانشیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی،
aromiyeh@iauo.ac.ir، ارومیه، ایران، a.khodabandehlou@iauo.ac.ir

۱- مقدمه

می‌گیرند. یک رویکرد قوی برای طراحی سازه‌ها و ملحوظ داشتن محدوده غیرالاستیک، طراحی بر مبنای عملکرد است که یک رویکرد چندسطحی 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 غیرسازه‌ای در زلزله‌های با شدت قوی قرار دارد. این رویکرد طراحی لرزه‌ای بر این اصل استوار است که سازه با ایستایی 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 (Gholhaki et al., 2018). روش‌های بهینه‌سازی را می‌توان

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 است (Stewart et al., 2001). از آنجایی که بارهای لرزه‌ای دارای طبیعت غیرقابل پیش‌بینی می‌باشند، اگر طراحی به گونه‌ای باشد که سازه در هنگام زلزله در محدوده خطی بماند وزن سازه به دست آمده از این روش طراحی، به طور غیراقتصادی افزایش خواهد یافت. بنابراین آیین‌نامه‌های ساختمانی و روش‌های طراحی، محدوده غیرالاستیک رفتار سازه را با روش‌های ایمن در طراحی در نظر

انجام شده است که نتایج بخشی از این تحقیقات را می‌توان در FEMA-P695، مشاهده نمود (FEMA P695, 2009).

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 (FEMA P695, 2009). ارزیابی دقیق‌تر ایمنی لرزه‌ای یک سازه از مهم‌ترین موضوعات در آنالیز لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد که در سال‌های اخیر تأثیر 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 تأثیر 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 به‌جامانده از این زلزله‌ها، بررسی این موضوع و تحقیق در این باره مهم به نظر می‌رسد (Hajirasouliha et al., 2012). لذا با توجه به اثرات مخرب و جبران‌ناپذیر زلزله بر روی سازه‌های بلند و با توجه به قرارگیری بسیاری از نقاط جهان در نزدیکی گسل‌های فعال، وجود دانشی کافی در مورد خصوصیات زمین‌لرزه‌هایی که در این نواحی رخ می‌دهد بسیار حائز اهمیت هستند (Gholizadeh, 2015).

بنابراین، بایستی با در نظر گرفتن این خصوصیات مهم زلزله و با دخالت دادن این ویژگی‌ها در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای سازه‌ها، به‌خصوص برای ساختمان‌های بهینه‌سازی شده به دلیل رواج طراحی این نوع ساختمان‌ها در سال‌های اخیر، گامی اساسی در بهبود طراحی سازه‌ها در برابر زلزله برداشته شود (Yazdani et al., 2017). با توجه به مطالب ذکر شده، ضرورت انجام یک تحقیق جامع در رابطه با بررسی ارتفاع طبقات بر شکنندگی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب‌های بتن آرمه بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد دو چندان می‌شود که در این مطالعه به بررسی این مهم پرداخته شده است.

به‌طور مؤثر در طراحی‌های مبتنی بر عملکرد استفاده نمود و عملکرد سازه را به‌عنوان یکی از اهداف طراحی و یا قیود مسئله تعریف کرد (Kheyroddin et al., 2020). بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی، اعضای سازه‌ای باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که بتوانند نیروهای وارده را با حاشیه ایمنی مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد تحمل کنند (Elnashai et al., 2006).

در طول تاریخ مهندسان همیشه در تکاپوی طراحی سیستم‌های بهینه‌ای بوده‌اند که به دلیل محدودیت منابع، همواره ارزان بودن و درعین حال برآورده شدن تمامی محدودیت‌های موجود، مهم‌ترین معیار انتخاب برای آنان بوده است (Kaveh & Sabzi, 2012).

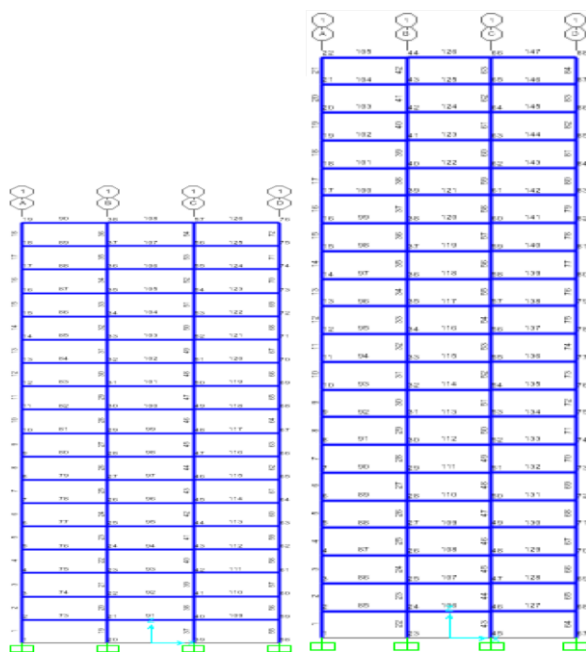
امروزه بهینه‌سازی یک فرآیند بسیار کارآمد برای صرفه‌جویی اقتصادی در روند طراحی، ساخت و نگهداری سازه‌ها به‌شمار می‌آید (Xu et al., 2017). از طرفی روش طراحی بر اساس عملکرد، از پیشرفته‌ترین روش‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد (Cha & Bai, 2016). بنابراین، طراحی بهینه سازه‌ها بر اساس عملکرد، سازه‌هایی را به دست خواهد داد که در عین اقتصادی بودن از ایمنی و قابلیت اطمینان مناسبی برخوردار هستند (Fragiadakis et al., 2006).

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 (Rahgozar & Moghaddam, 2017). یکی از روش‌های متداول برای ارزیابی ظرفیت سازه تحلیل دینامیکی فزاینده است. امروزه، تحلیل دینامیکی فزاینده یک ابزار دقیق برای تخمین ظرفیت سازه معرفی می‌شود (Hwang & Lignos, 2017). در این تحلیل مدل سازه‌ای تحت اثر تعدادی رکورد زمین‌لرزه که از شدت کم به شدت زیاد مقیاس شده‌اند، قرار می‌گیرد (Asgarian et al., 2010). یکی از چالش‌هایی که در مسیر تحلیل وجود دارد، نحوه انتخاب رکوردها و تأثیر آن بر پاسخ‌ها و عدم قطعیت‌ها است.

حدوداً از سال ۲۰۰۵ تحقیقات گسترده‌ای در این زمینه توسط هاردینیک و چارنی (Hardyniec & Charney, 2015).

۲- روش‌شناسی تحقیق

مورد استفاده از مصالح فولاد Steel02، با سخت‌شوندگی ایزوتروپیک ۳ درصد، استفاده شده است (Mander et al., 1988). به‌منظور 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 شده است (Shafei & Lignos, 2011). عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر ۶ متر است. در شکل (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، (OpenSees, 2011) و جهت بهینه‌سازی از نرم‌افزار متلب استفاده می‌شود. در این مطالعه قاب‌های نشان داده شده در شکل (۱)، با استفاده از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، با ضوابط عملکردی و تیر ضعیف و ستون قوی به صورت تک‌هدفه بهینه‌سازی شدند (FEMA302, 1997).



شکل (۱): قاب‌های مورد مطالعه.

سازه‌های مورد بررسی در این تحقیق دو قاب دوطبقه ۱۸ و ۲۱ طبقه هستند 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، ۳/۲ و ۳/۴ متر در نظر گرفته شده 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 محصورشدگی بتن، اعضا به دو بخش هسته و پوشش تقسیم‌بندی شده‌اند. مقاومت بتن هسته و کرنش متناظر با آن بر اساس روابط مندر محاسبه و لحاظ می‌شوند (Gholizadeh & Aligholizadeh, 2019). مقدار بار مرده و زنده به ترتیب ۳۰۰۰ و ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر است. ترکیبات بارگذاری ثقلی جهت انجام تحلیل نیرویی برابر ۱۲۰ درصد بار مرده به علاوه ۱۶۰ درصد بار زنده، و ترکیبات بارگذاری ثقلی به‌منظور انجام تحلیل بارافزون و تاریخچه زمانی برابر صد در صد بار مرده به علاوه ۲۵ درصد بار زنده، در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح مورد استفاده در این تحقیق، طبق جدول (۱)، ارائه شده است (Razmara Shooli et al., 2019). در پژوهش حاضر عناصر سازه‌ای توسط المان تیر و ستون غیرخطی شامل مقاطع فایبر و بر اساس شیوه انتگرال‌گیری پلاستیسیته گسترده مدل شده‌اند. اثرات Δ -P، نیز در المان‌های ستون لحاظ می‌شود و به‌منظور شبیه‌سازی اثرات دال صلب، تغییر مکان افقی گره‌ها یکسان‌سازی می‌شود (Rahgozar & Moghaddam, 2017). 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 (Ebrahimi, 2013). برای مدل‌سازی رفتار میلگردهای فولادی اعمال ضوابط هندسی، ضوابط طراحی بر اساس مقاومت نهایی،

جدول (۱): مشخصات مصالح (Mander et al., 1988).

بتن		آرماتور		
هسته	پوسته	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	سخت‌شوندگی
کرنش	تنش (مگاپاسکال)	کرنش	کرنش	کرنش
تنش (مگاپاسکال)	تنش (مگاپاسکال)	تنش (مگاپاسکال)	تنش (مگاپاسکال)	تنش (مگاپاسکال)
۳۳/۶۰	۰/۰۰۴	۲۸/۰۰	۰/۰۰۲۵	۴۲۰/۰۰
				۰۵۵۲/۰۰
				۰/۰۳

۲-۱- الگوریتم بهینه‌سازی

در این تحقیق از الگوریتم تکاملی فرابتکاری مرکز جرم (CMO)^۱، برای بهینه‌سازی وزن قاب‌های مورد مطالعه، به علت دارا بودن تنها یک پارامتر تنظیم و قابلیت حل مسائل پیچیده بهینه‌سازی استفاده شده است (Fattahi & Gholizadeh, 2019). این الگوریتم فرابتکاری مبتنی بر مفهوم مرکز جرم است. به طوری که اگر هر جرم مأمور جستجو بزرگ‌تر باشد، فاصله آن تا مرکز جرم کوچک‌تر خواهد بود و برعکس. در ادامه به فرمول‌بندی الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم (CMO) خواهیم پرداخت.

۲-۲- فرمول‌بندی الگوریتم مرکز جرم

در الگوریتم CMO، جرم هر مأمور جستجو از رابطه (۱)، محاسبه می‌شود (Fattahi & Gholizadeh, 2019):

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

که در آن fit_i ، مقدار برازندگی تابع هدف به ازای موقعیت مأمور i ام می‌باشد. مأموران جستجو بر اساس برازندگی آنها مرتب شده و به دو گروه مساوی تقسیم می‌شوند. هر مأمور 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 بر اساس فاصله بین آنها به‌روز می‌شود. برای هر زوج از ذرات در تکرار l ام و برای هر مأمور i ام، موقعیت مرکز جرم (XC)، و فاصله ذرات (DI)، با استفاده از روابط (۲) و (۳) به دست می‌آید:

$$X_i^C(l) = \frac{m_i X_i(l) + \frac{m_{nop+i}}{2} X_{\frac{nop+i}{2}}(l)}{m_i + \frac{m_{nop+i}}{2}} \quad (2)$$

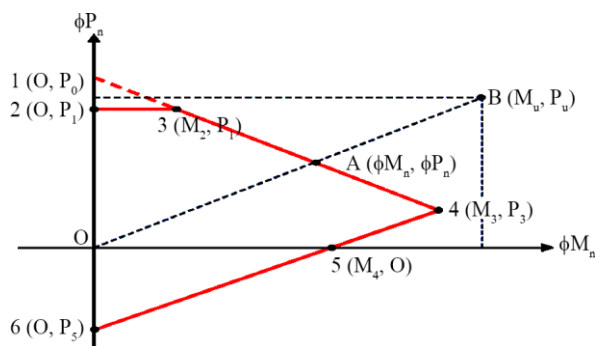
$$DI_i(l) = \left| X_i(l) - X_{\frac{nop+i}{2}}(l) \right| \quad (3)$$

که nop نشان‌دهنده تعداد ذرات است. توانایی ایجاد تعادل بین بهینه موضعی^۲ و بهینه کلی^۳ یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های این الگوریتم است. در طی فرایند بهینه‌سازی نرخ بهینه موضعی

کاهش یافته و نرخ بهینه کلی افزایش می‌یابد.

۳-۲- ضوابط هندسی و طراحی بر اساس مقاومت نهایی

در گام اول کنترل‌های اجرایی قاب‌ها بررسی و سپس قاب‌ها بر اساس ACI 318-14، طراحی و الزامات آیین‌نامه‌ای شامل نسبت تقاضا به ظرفیت اعضای سازه‌ای کنترل می‌شود (ACI, 2014). 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 شده اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی نشان داده شده در شکل (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 (ACI, 2014)

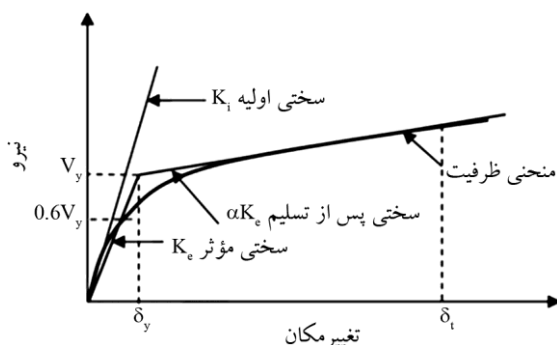
در شکل (۲)، نقطه A بیانگر حداکثر ظرفیت ستون مورد نظر و نقطه B بیانگر تقاضای ستون تحت اثر بارهای ضریب‌دار می‌باشند. طول پاره خط $OA(L_{OA})$ و $OB(L_{OB})$ به ترتیب بر اساس روابط (۴) و (۵) به دست می‌آید. در صورتی که $L_{OB} \leq L_{OA}$ باشد، ستون مورد نظر از ایمنی کافی برخوردار است. علاوه بر محدودیت‌های مقاومتی، محدودیت‌های هندسی نیز بر اعضای ستون اعمال می‌شود که با توجه به قیدهای هندسی، ابعاد و تعداد آرماتور طولی ستون فوقانی می‌بایست

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 گام‌به‌گام افزایش می‌یابد تا زمانی که جابه‌جایی نقطه مرکز جرم بام (نقطه کنترل) به میزان تغییر مکان هدف^۶ برسد. تغییر مکان هدف حداکثر میزان جابه‌جایی است که فرض می‌شود سازه تحت حداکثر زلزله در نظر گرفته شده تجربه می‌کند و مطابق رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود (ASCE, 2013).

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (10)$$

$$T_e = T_i \sqrt{K_i / K_e} \quad (11)$$

در رابطه فوق، T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان مؤثر در جهت مورد بررسی مطابق با منحنی نیرو - جابه‌جایی ایده‌آل‌سازی مطابق شکل (۳)، T_i زمان تناوب اولیه سازه، K_e و K_i به ترتیب سختی مؤثر و اولیه سازه و S_a شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب مؤثر سازه می‌باشند. C_0 ، C_1 و C_2 ضرایب اصلاح جابه‌جایی هستند که از جداول و روابط موجود در ASCE 41-13، به دست می‌آیند (ASCE, 2013). جهت محاسبه شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ استفاده می‌شود که در شکل (۴) نشان داده شده است. شتاب طیفی به دست آمده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، متناظر با شتاب در



شکل (۳): منحنی ایده‌آل‌سازی شده نیرو-جابه‌جایی.

کوچک تر یا مساوی ابعاد و تعداد آرماتورهای ستون تحتانی باشد.

$$L_{OA} = \sqrt{(\phi M_n)^2 + (\phi P_n)^2} \quad (4)$$

$$L_{OB} = \sqrt{(\phi M_u)^2 + (\phi P_u)^2} \quad (5)$$

در این تحقیق مقایسه مقادیر بار محوری و لنگر خمشی صورت نگرفته است و طبق ACI318-14، از مقادیر بار محوری و لنگر خمشی جهت ارزیابی محدوده پذیرش استفاده شده است (ACI, 2014). در ادامه فرمول‌بندی ضوابط طراحی مبتنی بر نیرو (روابط ۶ و ۷)، و همچنین ضوابط اجرایی به صورت روابط (۸) و (۹)، به شکل زیر بیان می‌شوند:

$$g_1 = \frac{M_u}{\phi M_n} - 1 \leq 0 \quad (6)$$

$$g_2 = \frac{L_{OB}}{L_{OA}} - 1 \leq 0 \quad (7)$$

$$g_3 = \frac{b_T}{b_B} - 1 \leq 0 \quad (8)$$

$$g_4 = \frac{n_T}{n_B} - 1 \leq 0 \quad (9)$$

که در آن b_1 و b_B ، به ترتیب عرض ستون بالایی و پایینی، و n_1 و n_B ، تعداد آرماتورهای ستون بالایی و پایینی هستند.

۴-۲- فرمول‌بندی طراحی مبتنی بر عملکرد

طراحی بر اساس 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 اعضا که ناشی از اعمال مقادیر مشخصی از بارهای 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^۴ نام دارد. برای عملکرد هر ساختمان در هنگام رخداد زمین‌لرزه، می‌بایست سطح خطر^۵ را دانست و متناسب با آن آسیب قابل قبول یا مورد

است که الزامات طراحی، نظیر نسبت تقاضا به ظرفیت عناصر سازه‌ای را ارضا 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 (۱۵)، ارائه می‌شوند.

$$g_5 = \frac{d_j^i}{d_{all}^i} - 1 \leq 0, \quad (15)$$

$$i = IO, LS, CP, j = 1, 2, \dots, ns$$

که در آن، d_j^i و d_{all}^i به ترتیب دریافت طبقه زام و مقدار مجاز دریافت برای سه سطح عملکردی IO، LS و CP، مطابق با دستورالعمل FEMA356، هستند (FEMA356, 2000)؛ ns نیز تعداد طبقات است. در ادامه ضوابط مرتبط با دوران مفاصل پلاستیک اعضا تیر و ستون به صورت روابط (۱۶) و (۱۷)، فرمول‌بندی می‌شوند.

$$g_6 = \frac{\theta_j^i}{\theta_{all}^{i,c}} - 1 \leq 0, \quad (16)$$

$$i = IO, LS, CP, j = 1, 2, \dots, nc$$

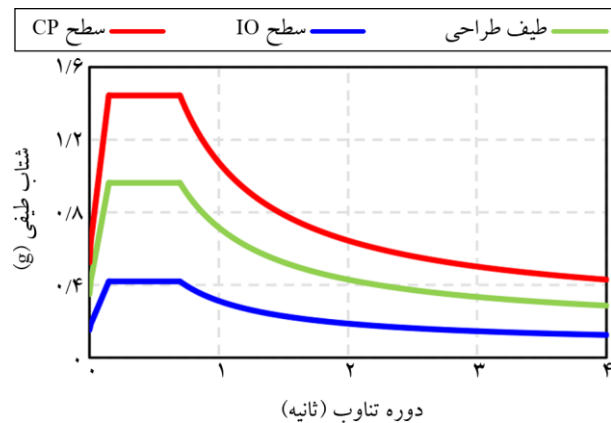
$$g_7 = \frac{\theta_k^i}{\theta_{all}^{i,b}} - 1 \leq 0, \quad (17)$$

$$i = IO, LS, CP, k = 1, 2, \dots, nb$$

که در روابط بالا، θ_j^i و θ_k^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 (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 ۷ فصل ۱۰ استاندارد مذکور تعیین می‌شود. nc و nb به ترتیب تعداد کل ستون‌ها و تیرها هستند.

۲-۵- 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 طبقه محدود، متمرکز شده و ممکن است از ظرفیت دریافت



شکل (۴): طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰.

سطح عملکرد ایمنی جانی است و به منظور محاسبه شتاب در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه از رابطه (۱۲)، و جهت محاسبه شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش از رابطه (۱۳)، استفاده می‌شود که در آن شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، P_R دوره بازگشت زلزله در سطح خطر مربوطه و $S_{2/50}$ شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش است (Standard No. 2800, 2014). 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 گام‌به‌گام تا زمانی افزایش می‌یابد که تغییر مکان نقطه هدف معادل با ۱/۵ برابر تغییر مکان متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش شود (رابطه ۱۴). نهایتاً تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و دوران انتهایی اعضای سازه‌ای در هر سطح ارزیابی و با مقادیر مجاز مطابق آیین‌نامه مقایسه می‌شود (ASCE, 2013).

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

$$T_e = T_i \sqrt{K_i / K_e} \quad (13)$$

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

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 انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد پذیرش

فروریزش آن است. آیین‌نامه FEMA695، رویکرد کارآمدی بر اساس تئوری تحلیل‌های دینامیکی افزاینده (IDA)^۷، به‌منظور ارزیابی ایمنی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش سازه‌ها ارائه می‌دهد. این رویکرد نیازمند تحلیل‌های تاریخچه زمانی متعددی است که با استفاده از رکوردهای مقیاس شده جدول (۲)، بر سطح خطر بزرگ‌ترین زلزله مورد انتظار، انجام می‌گیرد. در حقیقت تحلیل دینامیکی افزاینده تکنیکی است که تأثیر 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 یکی از سه شرط، حداکثر نسبت تغییر مکان جانبی طبقات از ۱۰ درصد تجاوز کند، کاهش شیب منحنی IDA، به کمتر از ۲۰ درصد 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 افزاینده به دست 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 FEMA P695، نسبت محدوده فروریزش (CMR)^۸، برابر است با نسبت شتاب میانه فروریزش (\hat{S}_{CT})، به شدت بزرگ‌ترین زلزله محتمل (SMT)^۹، که به‌صورت رابطه (۲۱)، ارائه شده است (Hajirasouliha et al., 2012). نسبت محدوده فروریزش (CMR)، به‌نوعی میزان ضریب اطمینان نسبت به فروریزش را نشان می‌دهد. بنابراین واضح است که مقادیر بزرگ‌تر CMR، نشان‌دهنده سطح بالاتری از ایمنی نسبت به فروریزش است. ظرفیت فروریزش و محاسبه محدوده فروریزش به‌شدت تحت تأثیر محتوای فرکانسی و شکل طیف مجموعه رکوردها خصوصاً رکوردهای قوی، قرار دارد.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (21)$$

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. به‌منظور برآورده کردن الزامات آیین‌نامه ACI318-13، 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 (FEMA350, 2000). فرمول‌بندی روند کنترل این ضابطه در رابطه (۱۸)، ارائه شده است:

$$g_8 = 1.2 \sum M_b / \sum M_c - 1 \leq 0 \quad (18)$$

۲-۶- 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 غیرخطی مورد پذیرش است که الزامات طراحی نظیر، نسبت تقاضا به ظرفیت عناصر سازه‌ای را ارضا 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 به‌صورت زیر ارائه نمود:

$$\text{Minimize: } w \quad (19)$$

Subject to the Constraints:

$$g_1 \leq 0, g_2 \leq 0, \dots, g_n \leq 0 \quad (20)$$

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

۲-۷- ظرفیت فروریزش و شکنندگی لرزه‌ای

یکی از روش‌های مستدل جهت ارزیابی لرزه‌ای سیستم‌های ساختمانی، بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه بر اساس ظرفیت

جدول (۲): رکوردهای FEMA P695 (FEMA P-695).

Recording Station		Earthquake			ID
Owner	Name	Name	Year	M	No.
CDMG	El Centro Array#6	ایمپریال والی-۰۶	۱۹۷۹	۶/۵	۱
USGS	El Centro Array#7	ایمپریال والی-۰۶	۱۹۷۹	۶/۵	۲
ENEL	Sturmo	ایرینیا-۰۱	۱۹۸۰	۶/۹	۳
USGS	Parachute Test Site	سوپرستیشنز هیل-۰۲	۱۹۸۷	۶/۵	۴
CDMG	Saratoga- Aloha	لوماپریتا	۱۹۸۹	۶/۹	۵
--	Erzincan	ارزنجان، ترکیه	۱۹۹۲	۶/۷	۶
CDMG	Petrolia	کاپ مندوسینو	۱۹۹۲	۷/۰	۷
SCE	Lucerno	لاندرز	۱۹۹۲	۷/۳	۸
DWP	Rinaldi Receiving Sta	نورثریج-۰۱	۱۹۹۴	۶/۷	۹
CDMG	Sylmar-Olive View	نورثریج-۰۱	۱۹۹۴	۶/۷	۱۰
ERD	Izmit	کوجائیلی، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۵	۱۱
CWB	TCU065	چی چی، تایوان	۱۹۹۹	۷/۶	۱۲
CWB	TCU102	چی چی تایوان	۱۹۹۹	۷/۶	۱۳
ERD	Duzce	دوزجه، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۱	۱۴
--	Karakyr	گازلی، USSR	۱۹۷۹	۶/۸	۱۵
USGS	Bonds Corner	ایمپریال والی-۰۶	۱۹۷۹	۶/۵	۱۶
UNAMUCSD	Chhuahua	ایمپریال والی-۰۶	۱۹۷۹	۶/۵	۱۷
--	Site1	ناهان، کانادا	۱۹۸۵	۶/۸	۱۸
--	Site2	ناهان، کانادا	۱۹۸۵	۶/۸	۱۹
UCSC	BRAN	لوماپریتا	۱۹۸۹	۶/۹	۲۰
CDMG	Corralitos	لوماپریتا	۱۹۸۹	۶/۹	۲۱
CDMG	Cape Mendocino	کاپ مندوسینو	۱۹۹۲	۷/۰	۲۲

تحقیق مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

به منظور لحاظ نمودن این اثرات مقادیر CMR، به دست آمده با اعمال ضریب اصلاح (SSF) ^۱، که تابعی از پریود سازه در مود اول و شکل پذیری سازه است، به مقادیر ظرفیت فروریزش اصلاح شده ACMR ^۱، تبدیل می‌شوند (رابطه ۲۲). بدین ترتیب پس از محاسبه ضریب CMR، بر اساس تئوری منحنی‌های شکنندگی و به دست آوردن ضریب ACMR، مطابق با پریود و شکل پذیری سازه، می‌بایست مقادیر ACMR، محاسبه شده را با مقادیر مجاز و قابل پذیرش ارائه شده در FEMA P695 که تابعی از عدم قطعیت‌های ذکر شده است، مقایسه نمود. پس از ارزیابی نسبت ظرفیت فروریزش قاب‌ها، با توجه به نتایج به دست آمده از

به منظور لحاظ نمودن این اثرات مقادیر CMR، به دست آمده با اعمال ضریب اصلاح (SSF) ^۱، که تابعی از پریود سازه در مود اول و شکل پذیری سازه است، به مقادیر ظرفیت فروریزش اصلاح شده ACMR ^۱، تبدیل می‌شوند (رابطه ۲۲). بدین ترتیب پس از محاسبه ضریب CMR، بر اساس تئوری منحنی‌های شکنندگی و به دست آوردن ضریب ACMR، مطابق با پریود و شکل پذیری سازه، می‌بایست مقادیر ACMR، محاسبه شده را با مقادیر مجاز و قابل پذیرش ارائه شده در FEMA P695 که تابعی از عدم قطعیت‌های ذکر شده است، مقایسه نمود. پس از ارزیابی نسبت ظرفیت فروریزش قاب‌ها، با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، شکنندگی قاب‌ها نیز در این

طیف پاسخ الاستیک شتاب هر یک از رکوردها با میرایی ۵ درصد با استفاده از نرم‌افزارهایی مانند SeismoSignal، ترسیم شده و در دوره تناوب مود اول سازه شتاب طیفی قرائت می‌گردد. به این شتاب، شتاب طیفی مود اول سازه با میرایی ۵ درصد گفته می‌شود. شتاب طیفی به دست آمده از رکوردها بایستی در لحظه پیرو مود اول سازه منطبق بر طیف طراحی سازه در سطح خطر لرزه‌ای MCE، باشند. سپس شدت رکوردهای مقیاس شده افزوده شده تا اینکه معیار فروریزش سازه حاصل شود.

۳- نتایج عددی

در این مطالعه قاب‌های خمشی بلند بتنی ۱۸ و ۲۱ طبقه، کاربری مسکونی، واقع شده در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد و خاک نوع سه، جهت تجزیه و تحلیل انتخاب شده‌اند. به منظور منعکس کردن تفاوت میان ستون‌های خارجی و داخلی بر رفتار قاب، اختصاص حداقل سه دهانه به قاب‌ها ضروری می‌باشد. اعضای تیر و ستون به گونه‌ای گروه‌بندی می‌شوند که به هر دو طبقه یک گروه تیر و دو گروه ستون شامل ستون‌های داخلی و ستون‌های خارجی اختصاص داده می‌شود. ارتفاع طبقات در هر دو قاب ۳، ۳/۲ و ۳/۴ متر و طول دهانه‌ها ۶ متر در نظر گرفته می‌شود. در شکل (۱) ارائه شده در بخش روش‌شناسی تحقیق، نمایی از هندسه و گروه‌بندی اعضای قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق ارائه شده است.

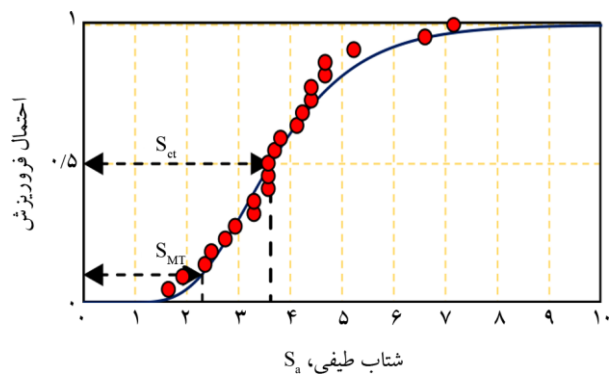
مقاومت فشاری بتن در نمونه‌های استوانه‌ای ۲۸ روزه برابر با ۲۸ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. فولادهای مورد استفاده از نوع گرید ۶۰ با تنش تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال می‌باشند. به منظور در نظر گرفتن اثر محصورشدگی، بتن اعضا به دو بخش «هسته» و «پوشش» تقسیم شده است. مقاومت فشاری بتن هسته و کرنش متناظر آن بر اساس روابط ارائه شده توسط مندر و همکاران (Mander et al., 1988) محاسبه و مطابق جدول (۱) در مدل منظور گردیده است.

تحلیل‌های مودال، خطی و غیرخطی مورد نیاز در این پژوهش با

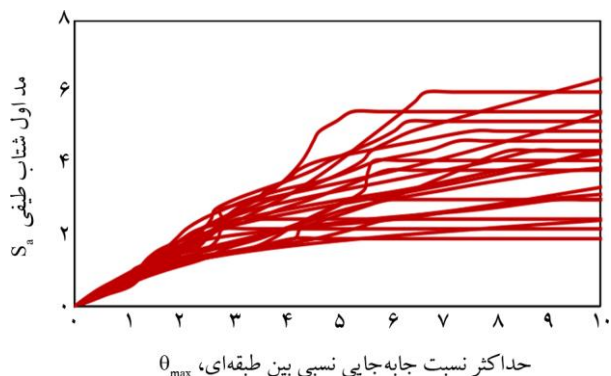
تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، شکنندگی قاب‌ها نیز در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (22)$$

منحنی‌های شکنندگی^{۱۲} با در نظر گرفتن ماهیت غیرقطعی پارامترهای طراحی، اطلاعاتی بر پایه احتمالات ارائه می‌دهند که وضعیت سازه را به صورت جامع، واضح و واقع‌بینانه توصیف می‌کند. معمولاً در علم مهندسی سازه و زلزله جهت بیان احتمال فروریزش^{۱۳} از منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌کنند (شکل ۵). ارزیابی فروریزش سازه‌ها بر اساس تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی صورت می‌گیرد و منحنی‌های شکنندگی حاصل تحلیل دینامیکی افزایشی هستند که در ادبیات فنی با عنوان تحلیل IDA، بیان می‌شوند (شکل ۶). در این مطالعه از روش مقیاس کردن با استفاده از مؤلفه شتاب طیفی، بر اساس شتاب طیفی مود اول سازه با میرایی ۵ درصد ($S_a(T_1, 5\%)$)، می‌باشد. نحوه به دست آوردن شتاب طیفی در این روش بدین گونه است که ابتدا دوره تناوب مود اول سازه‌ها تعیین گردیده و سپس



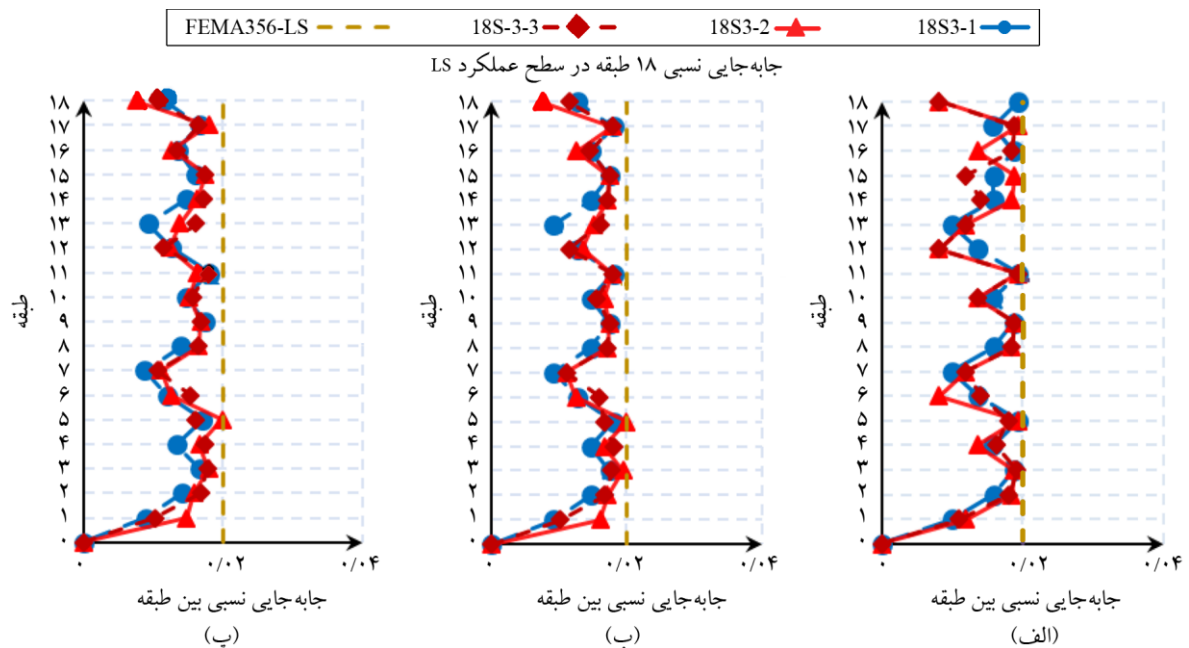
شکل (۵): نمودار شکنندگی.



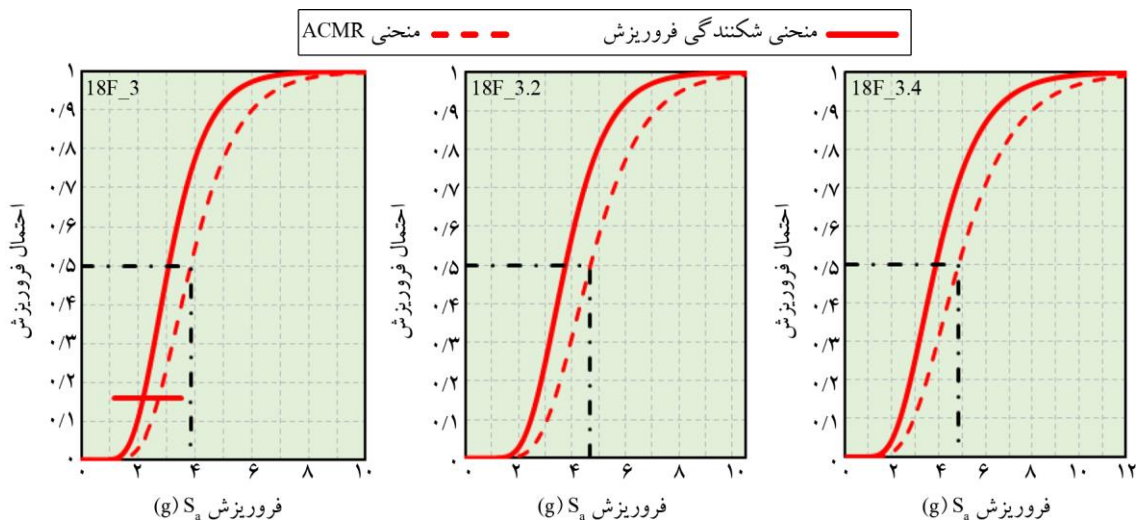
شکل (۶): نمودار IDA

شده است. استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام شده است. همچنین، فرآیند طراحی بهینه بر مبنای عملکرد و کنترل ضوابط و الزامات طراحی، با بهره‌گیری از نرم‌افزار MATLAB پیاده‌سازی شده است. در این پژوهش، اعضای سازه‌ای به صورت المان تیر-ستون غیرخطی^{۱۴} با مقاطع فایبر مدل‌سازی شده‌اند و رفتار آنها بر اساس روش انتگرال‌گیری پلاستیسیته گسترده شبیه‌سازی شده است. اثرات $P-\Delta$ در ستون‌ها در نظر گرفته شده و برای لحاظ کردن رفتار دال صلب، تغییر مکان افقی گره‌ها در هر تراز برابر فرض

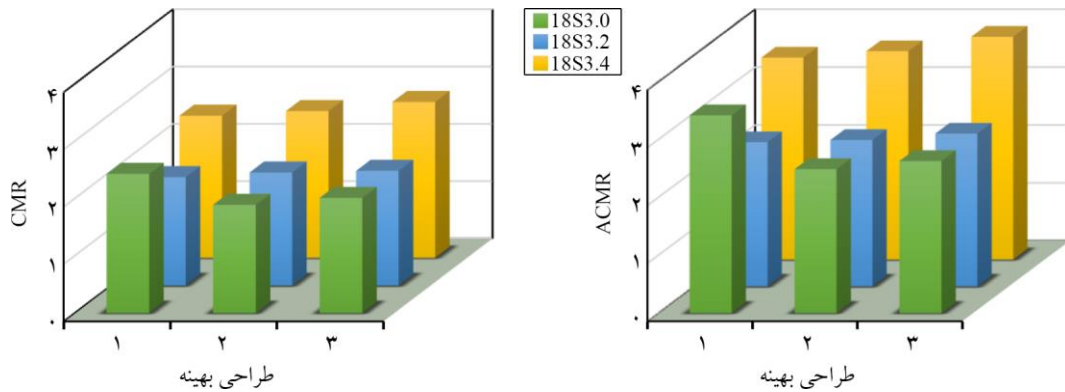
شده است. نتایج دریافت قاب‌های بهینه در سطح عملکردی «ایمنی جانی» برای قاب‌های ۱۸ و ۲۱ طبقه، با ارتفاع طبقات ۳، ۳/۲ و ۳/۴ متر، به ترتیب در شکل‌های (۷) و (۱۰) ارائه شده است. همچنین، منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مذکور در شکل‌های (۸) و (۱۱) نمایش داده شده‌اند. در شکل‌های (۹) و (۱۲)، مقادیر نسبت حاشیه فروریزش اصلاح‌شده برای قاب‌های ۱۸ و ۲۱ طبقه به ترتیب نشان داده شده است



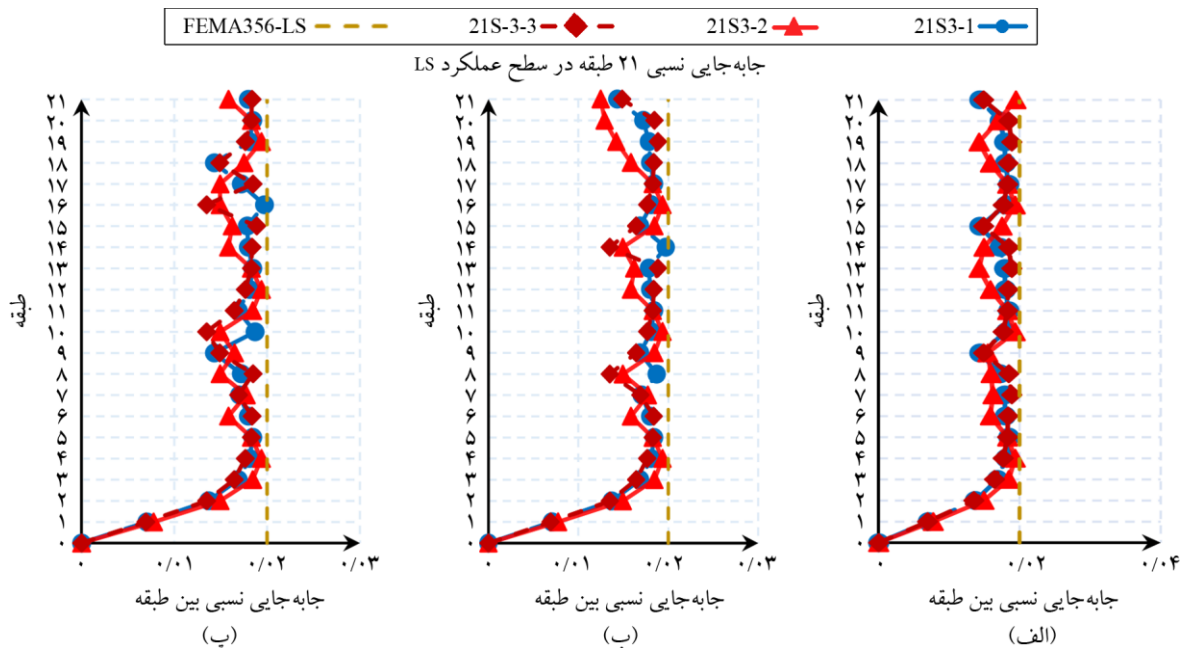
شکل (۷): نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات برای قاب‌های ۱۸ طبقه بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد (الف) سه حل بهینه سه قاب ۱۸ طبقه با ارتفاع طبقات برای هر طبقه ۳ متر، (ب) سه حل بهینه سه قاب ۱۸ طبقه با ارتفاع طبقات برای هر طبقه ۳/۲ متر و (پ) سه حل بهینه سه قاب ۱۸ طبقه با ارتفاع طبقات برای هر طبقه ۳/۴ متر.



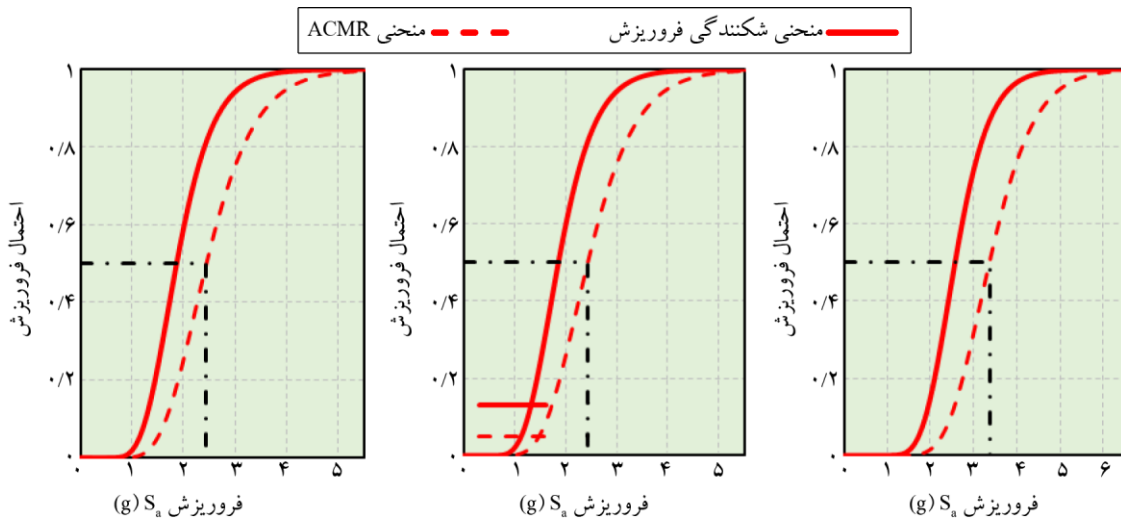
شکل (۸): منحنی شکنندگی قاب ۱۸ طبقه با ارتفاع طبقات ۳، ۳/۲ و ۳/۴ متر (محدوده خط چین سیاه نقطه فراگذشت از احتمال شکست ۵۰ درصد است).



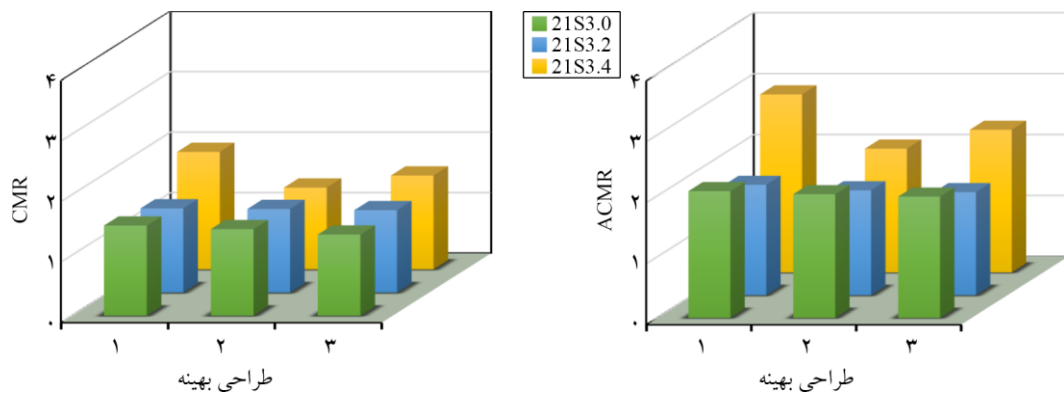
شکل (۹): مقادیر نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده قاب‌های ۱۸ طبقه.



شکل (۱۰): نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات برای قاب‌های ۲۱ طبقه بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد (الف) سه حل بهینه سه قاب ۲۱ طبقه با ارتفاع طبقات برای هر طبقه ۳ متر، (ب) سه حل بهینه سه قاب ۲۱ طبقه با ارتفاع طبقات برای هر طبقه ۳/۲ متر و (پ) سه حل بهینه سه قاب ۲۱ طبقه با ارتفاع طبقات برای هر طبقه ۳/۴ متر.



شکل (۱۱): منحنی شکنندگی قاب ۲۱ طبقه با ارتفاع طبقات ۳، ۳/۲ و ۳/۴ متر (محدوده خط چین سیاه نقطه فراگذشت از احتمال شکست ۵۰ درصد است).



شکل (۱۲): مقادیر نسبت حاشیه فروریزش و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده قاب‌های ۲۱ طبقه

۴- نتیجه‌گیری

نسبی طبقات سازه را تحت تأثیر قرار داده و با انتخاب سازه‌هایی با ارتفاع طبقه کم، باعث عملکرد کلی و موضعی مطلوب سازه می‌شود.

قیود مربوط به طراحی بر اساس عملکرد از آیین‌نامه ۱۳-ASCE41 و ۱۷-ASCE41 گرفته شده است. سازه‌های طرح شده با استفاده از تحلیل IDA با استفاده از ۲۲ جفت رکورد دور گسل مورد ارزیابی قرار گرفته است. تمامی تحلیل‌ها در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار OpenSees و متلب انجام شده است. در این بخش نتایج فاز بهینه‌سازی به صورت میانگین برای حل‌های به دست آمده ارائه شده است. مطابق نتایج به دست آمده می‌توان مشاهده نمود به طور متوسط با افزایش ۳، ۷ و ۱۱ درصدی هزینه اولیه در قاب‌های ۱۸ طبقه با ارتفاع طبقات ۳، ۳/۲ و ۳/۴ طبقه، می‌توان میزان هزینه کل را به ترتیب به مقدار ۱۳، ۱۹ و ۲۶ درصد کاهش داد. علاوه بر این افزایش چشمگیر شکل‌پذیری (به طور متوسط ۴۰ درصد) در سازه‌های بهینه‌شده بر اساس هزینه کل و بزرگ‌تر بودن مقادیر ACMR در آنها بیانگر عملکرد لرزه‌ای مطلوب این سازه‌ها است.

با توجه به رویکرد بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد مورد استفاده در این پژوهش، بررسی وضعیت سازه در سطوح عملکردی خصوصاً سطح آستانه فروریزش از اهمیت دوچندانی برخوردار است. از این رو جهت مقایسه عملکرد سازه‌ها، پروفیل دریافت سازه‌های بهینه‌شده و نتایج مرتبط با دریافت سازه‌های به واسطه پروفیل یکنواخت سازه‌های بهینه‌شده، به وضوح بیانگر عملکرد

قاب خمشی یکی از پرکاربردترین سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای است که به صورت منفرد یا ترکیبی با دیگر سیستم‌ها برای مقابله با اثرات مخرب بارهای دینامیکی ناشی از زلزله در نواحی لرزه‌خیز یا ساختمان‌های بلند مورد استفاده قرار می‌گیرد. هدف از این مطالعه، ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه بهینه‌سازی شده در ساختمان‌های بلندمرتبه بتن‌آرمه، بر اساس عملکرد با در نظر گرفتن تأثیر افزایش نسبت ارتفاع کل قاب به عرض آن می‌باشد. در این تحقیق به منظور مدل‌سازی و انجام تحلیل‌ها از نرم‌افزار OpenSees و جهت پیاده‌سازی چهارچوب بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد از نرم‌افزار متلب استفاده شده است. این مطالعه مشتمل بر دو گام اساسی می‌باشد. در گام اول قاب‌های بلند خمشی با استفاده از تحلیل مودال پوش‌اور و لینک نرم‌افزار متلب با نرم‌افزار OpenSees بر اساس ضوابط آیین‌نامه ۱۷-ASCE41، و FEMA356، با استفاده از الگوریتم فراکاوشی بر اساس عملکرد بهینه‌سازی شدند. در گام دوم نیز، ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های بهینه‌سازی شده در گام نخست، با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی IDA، و نمودارهای شکنندگی و مقدار نسبت حاشیه فروریزش به دست آمده مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه دو قاب خمشی بلند بتنی ۱۸ و ۲۱ طبقه با ارتفاع طبقات ۳، ۳/۲ و ۳/۴ متر، مثال‌های مورد بررسی در این تحقیق می‌باشند. مطابق نتایج به دست آمده مشاهده می‌شود افزایش ارتفاع طبقات، نسبت دوران و مقادیر جابه‌جایی

Elnashai, A. S., et al. (2006). Significance of severe distant and moderate close earthquakes on design and behavior of tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 15(4), 391-416. doi: 10.1002/tal.299

Fattahi, F., & Gholizadeh, S. (2019). Seismic fragility assessment of optimally designed steel moment frames. *Engineering Structures*, 179, 37-51. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.10.061

Federal Emergency Management Agency. (1997). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 302)*.

Federal Emergency Management Agency. (2000a). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)*.

Federal Emergency Management Agency. (2000b). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings (FEMA 350)*.

Federal Emergency Management Agency. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P-695)*.

Fragiadakis, M., Lagaros, N. D., & Papadrakakis, M. (2006). Performance-based earthquake engineering using structural optimization tools. *International Journal of Reliability and Safety*, 1(1-2), 59-76. doi: 10.1504/IJRS.2006.010911

Gholhaki, M., Pachideh, G., Rezaifar, O., & Ghazvini, S. (2018). Specification of response modification factor for steel plate shear wall by incremental dynamic analysis method. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6(2), 211-224.

Gholizadeh, S. (2015). Performance-based optimum seismic design of steel structures by a modified firefly algorithm and a new neural network. *Advances in Engineering Software*, 81, 50-65. doi: 10.1016/j.advengsoft.2014.11.003

Gholizadeh, S., & Aligholizadeh, V. (2019). Reliability-based optimum seismic design of RC frames by a metamodel and metaheuristics. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 28(4), e1552. doi: 10.1002/tal.1552

Hajirasouliha, I., Asadi, P., & Pilakoutas, K. (2012). An efficient performance-based seismic design

مناسب‌تر این سازه‌ها است.

همان‌طور که قبلاً ذکر شد کاهش ارتفاع طبقات در سازه موجب به تأخیر افتادن تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها می‌شود که این امر نیز منجر به افزایش تعداد طبقات مشارکت‌کننده در مکانیسم فروریزش و توزیع خسارت در کل سازه می‌شود. بنابراین انتظار می‌رود که رویکرد کنترل ارتفاع طبقه منجر به دستیابی به سازه‌هایی با نسبت محدوده فروریزش (ACMR) بزرگ‌تری شود. بر اساس نتایج، میزان به‌طور متوسط برای سازه‌های بهینه‌سازی شده در گروه‌های قاب ۱۸ طبقه با ارتفاع طبقات ۳، ۳/۲ و ۳/۴ متری به ترتیب به میزان ۱۷، ۳۶ و ۵۱ درصد نسبت به سازه‌های گروه‌های قاب ۲۱ طبقه با ارتفاع طبقات ۳، ۳/۲ و ۳/۴ متری داشته است.

References

مراجع

- American Concrete Institute. (2014). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary*. Farmington Hills, MI: Author.
- American Society of Civil Engineers. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13)*.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17)*.
- Asgarian, B., Sadrinezhad, A., & Alanjari, P. (2010). Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(2), 178-190. doi: 10.1016/j.jcsr.2009.09.008
- Building and Housing Research Center. (2014). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800, 4th Ed.)*.
- Cha, Y. J., & Bai, J. W. (2016). Seismic fragility estimates of a moment-resisting frame building controlled by MR dampers using performance-based design. *Engineering Structures*, 116, 192-202. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.02.047
- Ebrahimi, A. (2013). *Assessment of Collapse Capacity of RC Buildings Based on Fiber-Element Modelling*. Master's Thesis, University of Canterbury.

& Abrahamson, N. (2001). *Ground Motion Evaluation Procedure for Performance-Based Design*. PEER Report 2001/09.

Xu, J., Spencer, B. F., & Lu, X. (2017). Performance-based optimization of nonlinear structures subject to stochastic dynamic loading. *Engineering Structures*, 134, 334-345. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.12.047

Yazdani, H., Khatibinia, M., Gharehbaghi, S., & Hatami, K. (2017). Probabilistic performance-based optimum seismic design of RC structures considering soil-structure interaction effects. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 3(2), G4016004. doi: 10.1061/AJRUA6.0000880

واژه‌نامه

Center of Mass Optimization (CMO)	۱- الگوریتم تکاملی فرایبتکاری مرکز جرم
Local Optimization	۲- بهینه موضعی
Global Optimization	۳- بهینه کلی
Performance Objectives	۴- اهداف عملکردی
Seismic Level	۵- سطح خطر
Target Displacement	۶- تغییر مکان هدف
Incremental Dynamic Analysis (IDA)	۷- دینامیکی افزاینده
Collapse Margin Ratio (CMR)	۸- نسبت محدوده فروریزش
Maximum Considered Earthquake	۹- شدت بزرگ‌ترین زلزله احتمالی
Spectral Shape Factor	۱۰- اعمال ضریب اصلاح
Adjusted Collapse Margin Ratio (ACMR)	۱۱- ظرفیت فروریزش اصلاح شده
Fragility Curves	۱۲- منحنی های شکنندگی
Collapse Probability	۱۳- احتمال فروریزش
NonlinearBeamColumn Element	۱۴- ستون غیر خطی

method for reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(4), 663-679. doi: 10.1002/eqe.1149

Hardyniec, A., & Charney, F. (2015). A new efficient method for determining the collapse margin ratio using parallel computing. *Computers and Structures*, 148, 15-25. doi: 10.1016/j.compstruc.2014.11.004

Hwang, S. H., & Lignos, D. G. (2017). Earthquake-induced loss assessment of steel frame buildings with special moment frames designed in highly seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(13), 2141-2162. doi: 10.1002/eqe.2904

Kaveh, A., & Sabzi, O. (2012). Optimal design of reinforced concrete frames using big bang-big crunch algorithm. *International Journal of Civil Engineering*, 10(3), 189-200.

Kheyroddin, A., Gholhaki, M., & Pachideh, G. (2020). Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and pushover methods in the near-fault field. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(1), 159-173.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804)

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2011). *OpenSees (Version 2.4.0) [Computer software]*.

Rahgozar, N., & Moghaddam, A. S. (2017). Probabilistic safety assessment of self-centering steel braced frame. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 11(4), 422-436. doi: 10.1007/s11709-017-0415-9

Razmara Shooli, A., Vosoughi, A. R., & Banan, M. R. (2019). A mixed GA-PSO-based approach for performance-based design optimization of 2D reinforced concrete special moment-resisting frames. *Applied Soft Computing*, 85, 105843. doi: 10.1016/j.asoc.2019.105843

Shafei, L., & Lignos, D. G. (2011). A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame and shear wall structural systems. *Engineering Structures*, 33(4), 1107-1116. doi: 10.1016/j.engstruct.2010.12.030

Stewart, J. P., Chiou, S., Bray, J. D., Somerville, P. G.,

Seismic Evaluation of Optimized Special Moment Frames in High-Rise Reinforced Concrete Buildings based on Performance Considering the Effect of Increasing the Height Compared to the Width of the Frame

Saba Gholamzadeh¹ and Ashkan KhodaBandehLou^{2*}

M.Sc. Student in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Ur. C., Islamic Azad University, Urmia, Iran
Associate Professor, Department of Civil Engineering, Ur. C., Islamic Azad University, Urmia, Iran, *Corresponding Author, email: a.khodabandehlou@iau.ac.ir

In engineering designs, the desired goal is to reduce the project cost as much as possible. In structural engineering, this goal is pursued in different stages, including the design, construction and installation stages. The goal of optimal design is to reduce the cost in the design stage. For this purpose, many meta-exploratory algorithms inspired by nature have been developed. Another important point in the optimal design is the structure analysis and design method. Since seismic loads have an unpredictable nature, if the design is such that the structure stays within the linear limit during an earthquake, the weight of the structure obtained from this design method will increase uneconomically. Therefore, building codes and design methods consider the inelastic range of structural behavior with safe design methods. A strong approach for designing structures and considering the inelastic range is performance-based design, which is a multi-level approach for designing structures at different seismic levels. The new concept of performance-based design in various regulations is based on the three principles of no damage in low-intensity earthquakes, no structural damage but partial non-structural damage in moderate-intensity earthquakes, and no collapse but structural and non-structural damage in strong-intensity earthquakes. This seismic design approach is based on the principle that the structure must meet different performance objectives and increase the safety of the structure in the face of seismic hazards with low intensity and short period of time to earthquakes with high intensity and long period of time. Optimization methods can be effectively used in performance-based designs, and structure performance can be defined as one of the design goals or problem constraints. According to the design codes, the structural members should be designed in such a way that they can withstand the incoming forces with a suitable safety margin that depends on the design method. Today, optimization is considered a very efficient process for economic savings in the process of designing, building and maintaining structures. On the other hand, the performance-based design method is one of the most advanced seismic design methods for structures. Therefore, the optimal design of structures based on performance will obtain economical structures and have good safety and reliability. In the seismic analysis of a structure, its need and capacity play an important role. There are many methods that evaluate the need and capacity of the structure for seismic excitations. One of the common methods to evaluate the structural capacity is incremental dynamic analysis. Nowadays, dynamic analysis is increasingly introduced as a precise tool for structural capacity estimation. In this analysis, the structural model was subjected to a number of earthquake records, which were scaled from low intensity to high intensity. One of the challenges in the path of analysis is how to select records and their impact on answers and uncertainties. The aim of this study is the seismic evaluation of the performance base of optimally designed tall RC moment frames, considering the effect of increasing the height compared to the width of the frame. In the first step, the tall RC moment frames were optimized using push-over modal analysis in the performance-based framework based on ASCE41-17 and FEMA356 regulations and MATLAB and Open-Sees software, using a meta-heuristic algorithm. In the second step, the seismic evaluation using the incremental dynamic analysis and the fragility curves and the collapse margin ratio obtained have been discussed. In these studies, 18- and 21-story tall RC moment frames with heights of 3, 3.2, and 3.4 meters are the examples investigated in this research. According to the obtained results, by choosing structures with a height of 3.2 meters, the reason for the design is structures with a favorable collapse

capacity ratio and low fragility compared to the optimal designs with the height of the floors is 3 and 3.4 meters. Therefore, the ratio of the collapse capacity in the optimal plans with a height of 3.2 meters is 15% and 12% higher than the optimal plans with a height of 3 and 3.4 meters, respectively.

Keywords: Tall RC Moment Frame, Optimization, Performance-Based Design, Incremental Dynamic Analysis, Collapse Margin Ratio.