

چکیده

هدف این تحقیق، طراحی بهینه قاب‌های خمشی ویژه فولادی بر اساس رویکرد عملکردی و با بهره‌گیری از الگوریتم‌های فراکاوشی است. در این راستا، ضرایب مختلفی برای احتمال وقوع خطر ناشی از زلزله و نیز اطمینان از استفاده بی‌وقفه از عملکرد سازه در فرآیند بهینه‌سازی در نظر گرفته شده است. این ضرایب بر اساس نتایج تحلیل احتمالی خطر لرزه‌ای ایران تعیین شده و به عنوان معیارهایی برای کنترل قیده‌های رفتاری قاب‌های مورد مطالعه به کار رفته‌اند. در فرآیند بهینه‌سازی، از الگوریتم مرکز جرم به همراه تحلیل بارافزون استفاده شده است تا رفتار غیرخطی قاب‌ها در سطوح مختلف عملکردی به طور دقیق ارزیابی شود. همچنین برای بررسی ظرفیت فروریزش و تعیین منحنی‌های شکنندگی قاب‌ها، از تحلیل دینامیکی افزایشی بهره گرفته شده است. دو قاب خمشی ویژه فولادی سه طبقه و شش طبقه با ضرایب ۰.۲۵، ۰.۳۰ و ۰.۴۰ به عنوان احتمال وقوع خطر و استمرار عملکرد مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. نتایج نشان داد که کاهش ضرایب احتمال وقوع خطر و نیاز به استفاده بی‌وقفه، منجر به طرح‌های بهینه اقتصادی‌تری می‌شود، درحالی‌که افزایش ضرایب، طرح‌هایی مقاوم‌تر با ظرفیت فروریزش بالاتر فراهم می‌آورد. همچنین بررسی دررفت طبقات بیانگر آن است که با افزایش ضرایب، کنترل تغییر مکان نسبی اهمیت بیشتری پیدا می‌کند و قاب‌ها رفتار لرزه‌ای مناسب‌تری ارائه می‌دهند. به طور کلی، این مطالعه نشان می‌دهد که استفاده از روش بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد همراه با الگوریتم مرکز جرم می‌تواند تعادلی مؤثر میان اقتصاد و ایمنی در طراحی لرزه‌ای قاب‌های فولادی ایجاد کند.

واژگان کلیدی: قاب خمشی ویژه فولادی، بهینه‌سازی بر اساس عملکرد، الگوریتم مرکز جرم (CMO)، سطح خطر زلزله متوسط، ظرفیت فروریزش.

نوع مقاله: یادداشت پژوهشی

تحلیل حساسیت قاب‌های خمشی فولادی بهینه بر اساس عملکرد نسبت به سطوح خطر لرزه‌ای

نسیم شکری

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

چنگیز غیرتمند (نویسنده مسئول)

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران،
ch.gheyratmand@urmia.ac.ir

۱- مقدمه

روش طراحی، به‌طور 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 برای زلزله‌های با شدت کم، عدم آسیب سازه‌ای ولی آسیب جزئی غیر سازه‌ای برای زلزله‌های

در طراحی‌های مهندسی، هدف مطلوب کاهش هزینه پروژه تا حد ممکن است. 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 است 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. 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 به‌دست آمده از این

آزادی، بتوان اثر مدهای بالا و سختی پس از تسلیم را در نظر گرفت. در تحقیق فتحعلی و واعظ (Fattahi & Vaez, 2020)، بهینه‌سازی وزن قاب‌های مهاربندی شده واگرا را با روش طراحی بر اساس عملکرد و با اعمال قیدهای بیشتر انجام داده‌اند. در مطالعه فتاحی و قلی‌زاده (Fattahi & Gholizadeh, 2019)، شکندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با رویکرد بهینه‌سازی بررسی کرده‌اند. در این تحقیق علاوه بر کنترل دررفت در سطوح عملکرد از شاخص خسارت کل برای کنترل میزان آسیب لرزه‌ای استفاده شده است. در کار قلی‌زاده و عبادی جلال (Gholizadeh & Ebadijalal, 2018)، عملکرد مبتنی بر بهینه‌سازی توپولوژی قاب‌های فولادی را توسط الگوریتم فراکاوشی جدید بررسی کرده‌اند. فرآیند بهینه‌سازی در این مقاله توسط الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم (CMO) صورت گرفته است. همچنین در کار قلی‌زاده و کامیاب (Gholizadeh & Kamyab, 2014)، به مطالعه عملکرد قاب‌های فولادی بهینه بر اساس عملکرد پرداخته‌اند. الگوریتم به کار گرفته شده در این تحقیق برای بهینه‌سازی قاب الگوریتم اجتماع ذرات کوانتوم است. در تحقیق ژانگ و تیان (Zhang & Tian, 2019)، هزینه قاب‌های خمشی بتنی مسلح چند طبقه را به روش طراحی مبتنی بر عملکرد، بهینه‌سازی کرده‌اند. ساده‌سازی این روش با کاهش متغیرهای طراحی صورت گرفته است. برای تحلیل لرزه‌ای یک سازه نیاز و ظرفیت آن نقش مهمی را ایفا می‌کنند. روش‌های بسیار زیادی وجود دارند که نیاز و ظرفیت سازه را برای تحریکات لرزه‌ای ارزیابی می‌کنند. 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. در این تحلیل مدل سازه‌ای تحت اثر تعدادی رکورد زمین‌لرزه که از شدت کم به شدت زیاد مقیاس شده‌اند، قرار می‌گیرد. 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 دیرلین، کراوینکلر، هسلتون، کرنل شروع شده است که نتایج بخشی از این تحقیقات را می‌توان در FEMA FEMA P695

با شدت متوسط و عدم فروریزش ولی آسیب سازه‌ای و غیر سازه‌ای برای لرزه‌های با شدت قوی قرار دارد. این رویکرد طراحی لرزه‌ای بر این اصل استوار است که سازه بایستی در مقابل مخاطرات لرزه‌ای مختلف (لرزه‌های با شدت کم و دوره زمانی کوتاه تا لرزه‌های با شدت زیاد و دوره زمانی بلند) اهداف عملکردی مختلف را برآورده نموده و ایمنی سازه را افزایش دهد. روش‌های بهینه‌سازی را می‌توان به‌طور مؤثر در طراحی‌های بر مبنای عملکرد استفاده نمود و عملکرد سازه را به‌عنوان یکی از اهداف طراحی و یا قیود مسئله تعریف کرد. بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی، اعضای سازه‌ای به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که بتوانند نیروهای وارده را با حاشیه ایمنی مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد تحمل کنند. بعد از طراحی اعضای سازه‌ای برای نیروهای وارده در بعضی موارد کنترل‌های تغییرمکانی نیز انجام می‌شود. بعضی از کنترل‌های تغییرمکانی مانند کنترل خیز تیرها وابسته به خرابی‌های معماری و بعضی دیگر همانند کنترل تغییر مکان نسبی هم‌زمان وابسته به خرابی‌های معماری و خرابی‌های سازه‌ای هستند. 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. 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 به دست خواهد داد که در عین اقتصادی بودن از ایمنی و قابلیت اطمینان مناسبی برخوردار می‌باشند. در ادامه این بخش به تعدادی از کارهای انجام شده در زمینه بهینه‌سازی بر اساس عملکرد با استفاده از الگوریتم‌های فراکاوشی پرداخته می‌شود.

در کار ژای و همکاران (Zhai et al., 2019)، روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد را به‌گونه‌ای اصلاح کردند که در ساختمان‌های بلند با قاب‌های مقاوم در برابر خمش با چندین درجه

(2000) برای تعیین طیف متناظر با سطح خطر زلزله متوسط با احتمال فراگذشت ۵۰ درصد در ۵۰ سال، رابطه $n(72/475)$ ارائه شده است. که در آن توان n برای مناطق مختلف ایالات متحده طبق جدول (۱) ارائه شده است. در این تحقیق به ازای مقادیر ۰/۲۵، ۰/۳۰ و ۰/۴۰ برای ضریب α در رابطه (۱) طیف متناظر با سطح خطر زلزله متوسط تعیین شده برای احتمال وقوع سطح خطر عملکردی استفاده بی‌وقفه مطابق با ضرایب به‌دست‌آمده از تحلیل احتمالی خطر لرزه‌ای ایران و فرآیند بهینه‌سازی بر اساس عملکرد قاب‌های خمشی فولادی انجام شد. در نهایت، میزان ظرفیت فروریزش طرح‌های بهینه قاب‌های خمشی فولادی با تعداد طبقات مختلف نسبت به سطح خطر زلزله متوسط مطالعه گردید.

$$550/50 = \alpha S10/50 \quad (1)$$

جدول (۱): مقادیر قید شده برای n در FEMA 356.

Region	n
California	0.44
Pacific Northwest	0.96
Intermountain	0.59
Central US	0.89
Eastern US	1.25

۱-۲- الگوریتم بهینه‌سازی

در این تحقیق از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم برای بهینه‌سازی وزن قاب‌های خمشی فولادی، به علت دارا بودن تنها یک پارامتر تنظیم و قابلیت حل مسائل پیچیده بهینه‌سازی استفاده شده است. این الگوریتم فراکاوشی مبتنی بر مفهوم مرکز جرم است، به‌طوری‌که هرچه جرم مأمور جستجو بزرگ‌تر باشد، فاصله آن تا مرکز جرم کوچک‌تر خواهد بود و برعکس. در ادامه به فرمول‌بندی الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم (CMO) پرداخته شده است (Gholizadeh & Ebadijalal, 2018).

۲-۲- فرمول‌بندی الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم

در الگوریتم CMO جرم هر مأمور جستجو از رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

$$m_i = \frac{1}{fit_i} \quad (2)$$

(P695, 2009)، مشاهده نمود. به‌منظور ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها، ضریبی تحت عنوان ضریب حاشیه فروریزش تعدیل شده مطابق با رویکرد آیین‌نامه FEMA P695 (FEMA P695, 2009) ارائه شده است. در صورتی‌که 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. در این مطالعه همچنین از روش طیف ظرفیت که به‌طور مشترک تحلیل استاتیکی غیرخطی و طیف طراحی غیرخطی را در نظر می‌گیرد، برای تخمین حداکثر تغییر شکل کلی و موضعی پاسخ دینامیکی استفاده شده است. هدف از این تحقیق، مطالعه حساسیت طرح‌های بهینه بر مبنای عملکرد قاب‌های خمشی فولادی نسبت به سطح خطر زلزله متوسط است. یکی از مهم‌ترین اجزای فرآیند طراحی بر اساس عملکرد، تعیین سطوح خطر لرزه‌ای می‌باشد. مطالعات انجام شده در این زمینه نشان داده‌اند که قیدهای رفتاری سازه در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه که متناظر با سطح خطر زلزله متوسط با احتمال فراگذشت ۵۰ درصد در ۵۰ سال می‌باشند، حاکم بر طرح می‌شوند و پاسخ‌های سازه در سایر سطوح عملکردی که متناظر با سطوح خطر زلزله شدید با احتمال فراگذشت ۱۰ درصد در ۵۰ سال و زلزله حداکثر با احتمال فراگذشت ۲ درصد در ۵۰ سال می‌باشند، بسیار کمتر از مقادیر مجاز متناظر هستند. لذا به نظر می‌رسد در این تحقیقات، زلزله متوسط قوی‌تر از حد واقعی خود در نظر گرفته شده است. با توجه به نکات فوق، مطالعه حساسیت طرح‌های بهینه بر مبنای عملکرد نسبت به سطح خطر زلزله متوسط ضروری به نظر می‌رسد.

۲- روش تحقیق

در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای، معمولاً طیف طراحی که متناظر با سطح خطر زلزله شدید با احتمال فراگذشت ۱۰ درصد در ۵۰ سال، مبنای قرار گرفته است که با ضرب کردن آن در عدد ۱/۵ طیف مربوط به زلزله حداکثر با احتمال فراگذشت ۲ درصد در ۵۰ سال به دست می‌آید. در استاندارد FEMA 356 (FEMA356, FEMA 356)

اگر مقدار DL_i کمتر از مقدار CP باشد، موقعیت زوج ذرات i ام در فاز exploitation به صورت رابطه (۷) به روز می شود:

$$\begin{cases} X_i(l+1) = X_i(l) + r \cdot \left(X_i(l) - X_{\frac{nop+i}{2}}(l) \right) \\ X_{\frac{nop+i}{2}}(l+1) = X_{\frac{nop+i}{2}}(l) + r \cdot \left(X_i(l) - X_{\frac{nop+i}{2}}(l) \right) \end{cases} \quad (7)$$

که در روابط فوق r عددی رندوم بین صفر و یک است، همچنین X_{best} بهترین حل پیدا شده تا آن لحظه می باشد.

۳-۲- فرمول بندی مسئله بهینه سازی

در این مطالعه که هدف اصلی بهینه سازی، کاهش وزن سازه است مسئله به صورت زیر فرمول بندی می شود:

$$\text{Minimize}^\infty : \quad w = \rho \sum_{i=1}^M A_i L_i \quad (8)$$

$$\text{subject to the constraints :} \quad g_1 \leq 0, \quad g_2 \leq 0, \dots, g_n \leq 0 \quad (9)$$

که در آن ρ ، A و L به ترتیب وزن واحد حجم فولاد، سطح مقطع عضو و طول عضو می باشند. g_1 ، g_2 ، ...، g_n توابع قید هستند که با توجه به نوع المان و نوع مسئله محاسبه می شوند. در این مطالعه انواع قیدها مانند دریافت طبقات، تغییر مکان ماکزیمم و... برای طراحی سازه ها اعمال می شود.

۴-۲- قیود هندسی و طراحی مبتنی بر نیرو

در این تحقیق که قاب های فولادی خمشی بر مبنای عملکرد بهینه سازی می شوند، چهار نوع قید در نظر گرفته خواهد شد. نوع اول قیدهای هندسی است. در این قید همانند شکل (۱) باید ابعاد مقطع ستون بالایی از ستون پایینی کوچک تر یا مساوی باشند. همچنین در اتصال تیر به ستون، عرض بال تیر از عرض بال ستون کوچک تر یا مساوی باشد.

$$g_{G,j}(X) = \begin{cases} g_{G1,j}(X) = d_{c2} / d_{c1} \\ g_{G2,j}(X) = b_{fc2} / b_{fc1} \\ g_{G3,j}(X) = b_{fb} / b_{fb} \\ g_{G4,j}(X) = t_{w,j}^u / t_{w,j}^l \end{cases}, \quad j = 1, 2, \dots, nj \quad (10)$$

که $t_{w,j}^u$ و $t_{w,j}^l$ به ترتیب ضخامت جان ستون بالایی و ستون پایینی می باشند.

که در آن fit_i مقدار برازندگی تابع هدف به ازای موقعیت مأمور i ام می باشد. مأموران جستجو بر اساس برازندگی آنها مرتب شده و به دو گروه مساوی تقسیم می شوند. هر مأمور جستجو یک جرم نامیده می شود. جرم های بزرگ تر در گروه اول و جرم های کوچک تر در گروه دوم قرار می گیرند. هر جرم در گروه اول با یک جرم در گروه دوم بر اساس فاصله بین آنها به روز می شود. برای هر زوج از ذرات در تکرار l ام و برای هر مأمور i ام، موقعیت مرکز جرم (XC) و فاصله ذرات (DL) با استفاده از روابط (۳) و (۴) به دست می آید:

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

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

که nop نشان دهنده تعداد ذرات است.

توانایی ایجاد تعادل بین exploitation و exploration یکی از مهم ترین ویژگی های این الگوریتم است. در طی فرایند بهینه سازی نرخ exploration کاهش یافته و نرخ exploitation افزایش می یابد. در الگوریتم CMO موقعیت ذرات به صورت زیر به روز می شود:

در مرحله اول، یک پارامتر کنترل کننده (CP) که مقدار آن در طول فرایند بهینه سازی از یک به صفر تغییر پیدا می کند، به صورت رابطه (۵) تعریف می شود:

$$CP(l) = \exp\left(-\frac{5l}{l_{max}}\right) \quad (5)$$

که l_{max} حداکثر مقدار تکرارهای بهینه سازی است. اگر مقدار DL_i بیشتر از مقدار CP باشد، موقعیت زوج ذرات i ام در فاز exploration به صورت زیر به رابطه (۶) به روزرسانی می شود:

$$\begin{cases} X_i(l+1) = X_i(l) - r \cdot (X_i^C(l) - X_i(l)) + \dots \\ X_{\frac{nop+i}{2}}(l+1) = X_{\frac{nop+i}{2}}(l) + r \cdot (X_i^C(l) - X_{\frac{nop+i}{2}}(l)) + \dots \\ r \cdot (X(l)_i(l)_{best}(l)) \\ r \cdot (X(l)_{\frac{nop+i}{2}}(l)_{best}(l)) \end{cases} \quad (6)$$

درصد در ۵۰ سال و قابلیت استفاده بی‌وقفه برای سطح عملکرد ۵۰ درصد در ۵۰ سال است. تقاضای سازه‌ای لازم برای زمین‌لرزه جهت محاسبه سطوح اعتماد مقادیر دررفت طبقات و نیروی محوری اعضا در هر سطح خطر است. پارامتر سطوح اعتماد بر پایه نسبت تقاضا به ظرفیت طبق رابطه (۱۴) محاسبه می‌شود:

$$\lambda_{CL} = \frac{\gamma_a D}{\phi C} \quad (14)$$

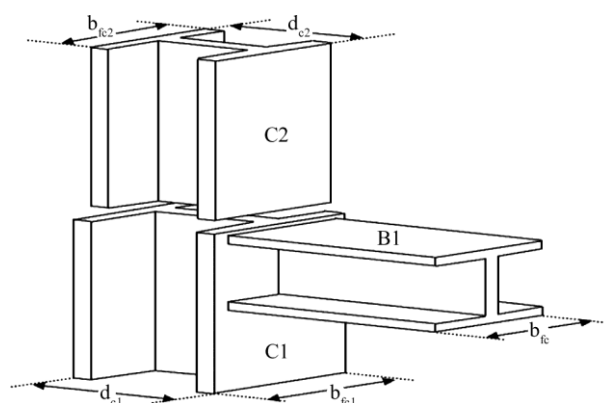
که در این رابطه γ فاکتور تغییرات تقاضا، γ_a فاکتور عدم قطعیت‌های آنالیز، D تقاضای محاسبه شده سازه، C میانگین تخمینی ظرفیت سازه‌ای و ϕ مربوط به عدم قطعیت‌های موجود در تخمین ظرفیت سازه‌ای می‌باشد. مقادیر این پارامترها در FEMA-350 آمده و سطوح اعتماد با استفاده از رابطه (۱۵) محاسبه خواهد شد (FEMA350, 2000):

$$CL = \phi(K_x) \quad (15)$$

که در این رابطه $\phi(K_x)$ تابع توزیع تجمعی استاندارد توزیع بیشینه دررفت طبقات K_x می‌باشد. به این ترتیب، با محاسبه مقدار تابع توزیع نرمال تجمعی استاندارد (K_x) می‌توان سطح اطمینان را به دست آورد.

۲-۶- ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی

هنگامی که یک ساختمان تحت یک زمین‌لرزه قرار می‌گیرد، توزیع خرابی در ارتفاع به توزیع دررفت جانبی بستگی دارد. اگر ساختمان ستون‌های ضعیفی داشته باشد، دررفت در یک یا چند طبقات محدود، متمرکز شده و ممکن است از ظرفیت دررفت ستون‌ها تجاوز نماید. به عبارت دیگر، اگر ستون‌ها یک مهار سخت و قوی در ارتفاع سازه فراهم نمایند، دررفت به شکل کاملاً یکنواختی توزیع شده و خرابی‌های موضعی کاهش می‌یابند. بر این اساس مقاومت ستون‌ها در یک قاب بایستی در حد متعادل بوده تا باعث تشکیل حد واسط مکانیسم طبقه شود. علاوه بر این، شناخت اینکه ستون‌ها در یک طبقه، وزن کل سازه بالای خود را تحمل می‌کنند و تیرها فقط بارهای ثقلی از کف را تحمل کرده که خود نیز بخشی از آن هستند، نیز مهم است؛ بنابراین، در یک سازه



شکل (۱): ارتباط بین هندسه اعضای سازه در یک اتصال.

قیود دوم مربوط به بررسی اعضای سازه‌ای در برابر بارهای ثقلی است. در این حالت ترکیب‌های بار طبق رابطه (۱۱) مورد بررسی قرار گرفت:

$$Q_G = 12Q_D + 1.6Q_L \quad (11)$$

و در آن Q_D بار مرده و بار زنده Q_L است.

مطابق معیار LRFD-AISC هر المان قاب خمشی باید قیود ۱۲ و ۱۳ را ارضا کند (LRFD-AISC, 2001):

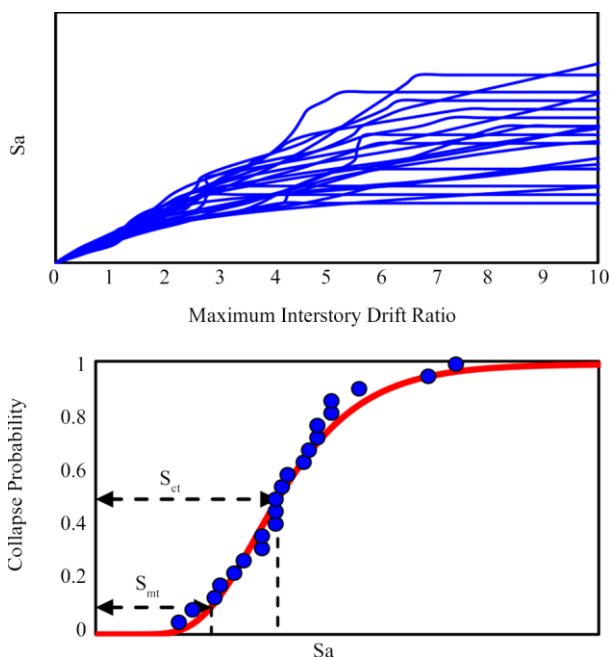
$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2: \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (12)$$

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2: \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (13)$$

که در آن P_n نیروی محوری اسمی مورد نیاز، P_u نیروی محوری موجود، M_n لنگر خمشی اسمی مورد نیاز، M_{ux} و M_{uy} لنگر خمشی موجود عضو به ترتیب در جهت X و Y، و ϕ_c ضریب کاهش مقاومت است ($\phi_c = 0.9$).

۲-۵- طراحی بر اساس عملکرد

قید طراحی برای محاسبه سطوح اعتماد در هر هدف عملکردی بر اساس FEMA350 در نظر گرفته می‌شود (FEMA350, 2000). همچنین قید طراحی بر اساس عملکرد برای کنترل چرخش پلاستیک اعضا در سطوح عملکردی IO، LS و CP مطابق AISC 341-13 در نظر گرفته می‌شود (-ANSI/AISC 341-13). اهداف عملکرد پیشگیری از فروریزش برای سطح خطر ۲



شکل (۳): نمودار IDA و منحنی شکنندگی.

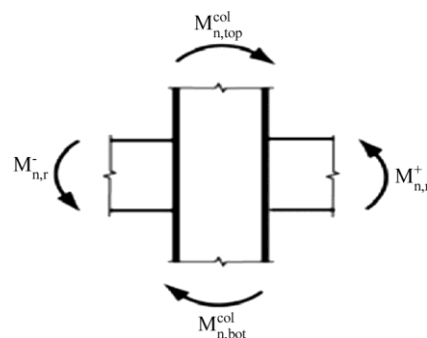
در واقع منحنی شکنندگی، نسبت بین شدت زمین لرزه و سطح خرابی لرزه‌ای محتمل را توصیف می‌نماید. جهت تعیین دقیق چنین نسبتی انتخاب صحیح شدت زلزله در منطقه‌ی سازه‌ای تحت بررسی مهم است. جهت ترسیم منحنی‌های شکنندگی باید شتاب متناظر با فروریزش سازه‌ها را بر روی منحنی‌های IDA مشخص کرد و با به دست آوردن تابع توزیع لوگ نرمال آنها منحنی‌های شکنندگی را ترسیم نمود. با استفاده از منحنی‌های شکنندگی طبق رابطه (۱۷) پارامتر نسبت حاشیه فروریزش سازه محاسبه می‌شود.

$$CMR = \frac{IM_{50\%}}{IM_{MCE}} \quad (17)$$

در این رابطه $IM_{50\%}$ به شتابی گفته می‌شود که در آن نصف رکوردها باعث فروریزش سازه می‌شود. همچنین شتاب طیف MCE ، IM_{MCE} برابر با شتاب به دست آمده از طیف حداکثر زلزله در نظر گرفته شده در دوره تناوب اصلی سازه است که به طیف طرح آیین‌نامه مورد نظر بستگی دارد. همان‌طور که در FEMA P695 بحث شده است، ظرفیت فروریزش سازه‌ها و محاسبه CMR می‌تواند به شدت تحت اثر محتوای فرکانسی شکل طیفی رکوردهای زلزله قرار بگیرد، بنابراین برای در نظر گرفتن اثرات شکل طیفی در محاسبات مربوط به CMR محاسبه شده بر

شکست و خرابی ستون بسیار مهم‌تر از شکست تیر است. با شناخت این رفتار، آیین‌نامه‌ها تبیین می‌کنند که ستون‌ها قوی‌تر از تیرها باشند. به این دلیل اصل ستون قوی و تیر ضعیف، یک اصل اساسی در دستیابی به رفتار ایمن قاب‌ها در طی زمین‌لرزه‌های قوی است. به منظور برآورده کردن الزامات آیین‌نامه FEMA 350، مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی ستون‌های واقع در یک اتصال بایستی حداقل از $1/0$ برابر مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی تیرهای واقع در همان اتصال بزرگ‌تر باشند (شکل ۲). در ادامه فرمول‌بندی روند کنترل این ضابطه ارائه شده است (FEMA350, 2000):

$$M_{n,top}^{col} + M_{n,bot}^{col} > 1.0(M_n^+ + M_n^-) \quad (16)$$



شکل (۲): شماتیک نیرویی اتصال برای کنترل تیر ضعیف و ستون قوی.

۲-۷- ظرفیت فروریزش لرزه‌ای

میزان ظرفیت فروریزش لرزه‌ای سازه را می‌توان از طریق محاسبه احتمال فروریزش سازه تحت یک شتاب معین به دست آورد. در FEMA-P695 روشی برای تعیین میزان ظرفیت فروریزش لرزه‌ای سازه وجود دارد که طبق آن از طریق به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی می‌توان میزان ظرفیت فروریزش سازه را به صورت عددی و تحت عنوان ضریب حاشیه ایمنی فروریزش CMR مشخص کرد (FEMA356, 2000). این ضریب از تقسیم شتاب متناظر با احتمال ۵۰ درصد فروریزش سازه به حداکثر شتاب زلزله مورد نظر به دست می‌آید. مطابق شکل (۳) با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی و ترسیم منحنی‌های IDA می‌توان به منحنی‌های شکنندگی دست یافت.

منحنی شکنندگی، احتمال خرابی متناظر با یک حالت خرابی معین را در چندین سطح از جنبش‌های لرزه‌ای زمین بیان می‌کند.

ACMR $\leq 10\%$ و $20\% \leq \text{ACMR}$ باشد، عملکرد لرزه‌ای سازه از نظر ظرفیت فروریزش قابل قبول است. از دیگر موارد مهم در ارزیابی فروریزش سازه‌ها، موضوع عدم قطعیت‌ها و در نظر گرفتن منابع آن به‌طور مناسب است.

منابع عدم قطعیت شامل عدم قطعیت در رکوردهای زلزله و مسائل مرتبط با آنها، عدم قطعیت در مدل‌سازی، تحلیل، طراحی و حتی ساخت سازه‌ها است. موضوع عدم قطعیت و اثرات آن در ارزیابی احتمالاتی حاشیه‌ی ایمنی فروریزش سازه‌ها به‌طور مفصل در FEMA P695 مورد توجه قرار گرفته و اثرات آن در معیارهای پذیرش حاشیه ایمنی فروریزش سازه‌ها نیز لحاظ شده است.

عدم قطعیت به‌طور مستقیم بر نتایج پاسخ غیرخطی و منحنی شکنندگی سازه‌ها که بیانگر احتمال عدم فروریزش آنهاست تأثیر دارد (FEMA356, 2000). در جدول (۲) مشخصات زلزله‌های به کار گرفته شده در تحقیق ارائه شده است.

اساس رابطه (۱۷) را به‌صورت زیر برای هر سازه اصلاح نموده و در نهایت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده (تعدیل شده)، را طبق رابطه (۱۸) ملاک ارزیابی عملکرد یک سازه قرار می‌دهد (FEMA356, 2000):

$$\text{ACMR} = \text{SSF} \times \text{CMR} \quad (18)$$

در این رابطه، SFF (Spectral Shape Factor) ضریب مربوط به اثرات طیفی است که به زمان تناوب و شکل‌پذیری سازه وابسته بوده و مقادیر آن در FEMA P695 برای سازه‌های مختلف و بر اساس شدت زلزله، شکل‌پذیری و زمان تناوب طبیعی سازه آورده شده است این جدول در ضمیمه A از FEMA P695 ارائه شده است و مقادیر پیشنهادی SFF را برای انواع مختلف سیستم‌های سازه‌ای فولادی و بتنی نشان می‌دهد. این مقادیر بر اساس مطالعات گسترده تحلیلی و آزمایشگاهی به‌دست آمده‌اند (FEMA356, 2000).

بر اساس بند ۳.۵.۴ دستورالعمل FEMA P695، اگر مقدار

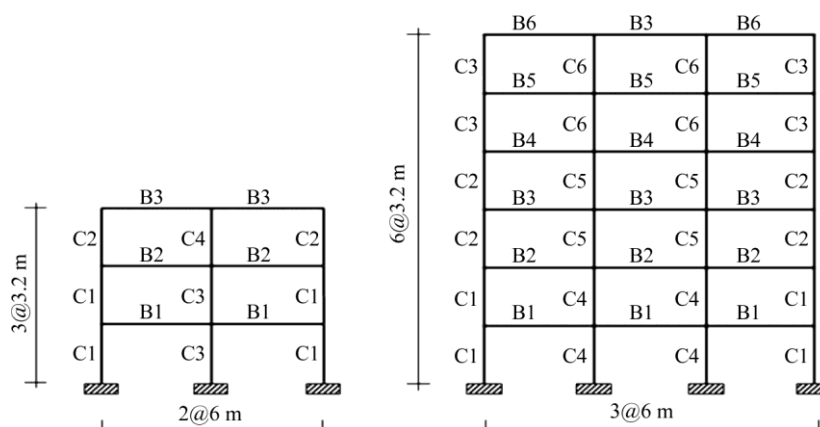
جدول (۲): مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده جهت تحلیل دینامیکی فزاینده (FEMA P695, 2009).

No.	Earthquake			Record Motion		
	M	Year	Name	Record Station	PGA _{max}	PGV _{max}
1	6.7	1994	Northridge	BeverlyHills-Mulhol	0.52	63
2	6.7	1994	Northridge	CanyonCountry-WLC	0.48	45
3	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	0.82	62
4	7.1	1999	Hector Mine	Hector	0.34	42
5	6.5	1979	Imperial Valley	Delta	0.35	33
6	6.5	1979	Imperial Valley	ElCentroArray#11	0.38	42
7	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	0.51	37
8	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	0.24	38
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	0.36	59
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	0.22	40
11	7.3	1992	Landers	YermoFireStation	0.24	52
12	7.3	1992	Landers	Coolwater	0.42	42
13	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola	0.53	35
14	6.9	1989	Loma Prieta	GilroyArray#3	0.56	45
15	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	0.51	54
16	6.5	1987	Superstition Hills	ElCentroImp.Co.	0.36	46
17	6.5	1987	Superstition	HillsPoeRoad(temp)	0.45	36
18	7	1992	Cape Mendocino	RioDellOverpass	0.55	44
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	0.44	115
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	0.51	39
21	6.6	1971	San Fernando	LA-HollywoodStor	0.21	19
22	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	0.35	31

۳- نتایج عددی

سطوح عملکردی از تحلیل پوش اوور استفاده شده است. همچنین برای به دست آوردن ظرفیت فروریزش قاب‌های طراحی شده از تحلیل IDA استفاده شده است (FEMA356, 2000). همچنین مقادیر بار مرده و زنده به ترتیب ۲۵۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد. عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر ۵ متر فرض می‌شود. همه مقاطع مورد استفاده در این تحقیق، در جدول (۳) قرار داده شده است. با توجه به اینکه ضوابط عملکردی بر اساس دستورالعمل FEMA 350 در نظر گرفته شده است، کمینه سطح اطمینان برای سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) برابر ۵۰ درصد و برای سطح عملکردی آستانه فروریزش (CP) برابر ۹۰ درصد لحاظ گردید. بر این اساس، مقادیر دریافت مجاز برای این سطوح عملکردی به ترتیب ۱/۰۶۷ درصد و ۵/۹۶ درصد به دست آمد.

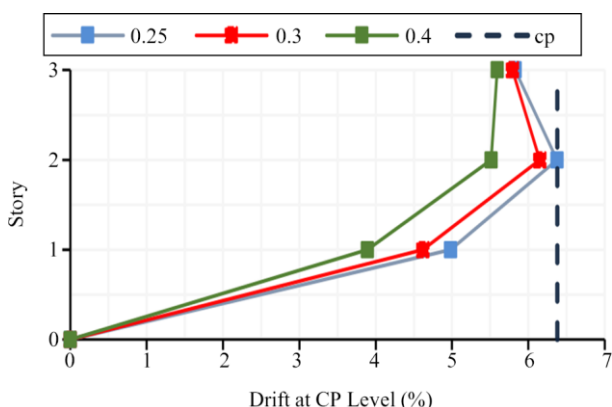
سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه قاب‌های دو دهانه ۳ طبقه و سه دهانه ۶ طبقه، به صورت نشان داده شده در شکل (۴) هستند. در طراحی تیرها و ستون‌ها از مقاطع W استفاده شده است. همه مقاطع مورد استفاده فشرده لرزه‌ای هستند. تنش تسلیم مقاطع مختلف F_y برابر با ۳۴۴/۷۴ مگاپاسکال است. برای تعریف مشخصات مقاطع W شکل پس از تسلیم، ۳ درصد درصد سخت‌شوندگی در نظر گرفته می‌شود. مدول الاستیسیته و وزن واحد حجم به ترتیب، برای همه اعضای فولادی برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال و ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد. طراحی این قاب‌ها توسط نرم‌افزار OpenSees (OpenSees, 2014) و کنترل قیدها و روند بهینه‌سازی در نرم‌افزار Matlab انجام شده است (MATLAB, 2016). در روند بهینه‌سازی برای کنترل



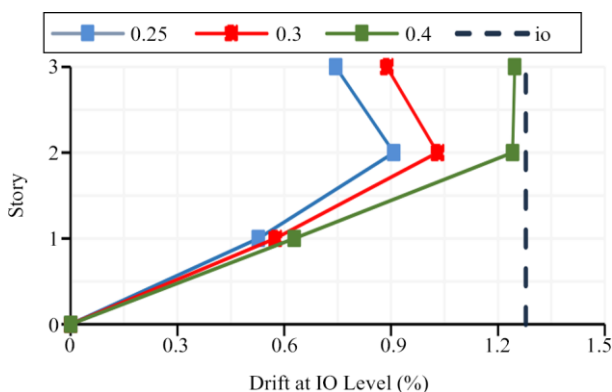
شکل (۴): تیپ بندی قاب‌های مورد مطالعه.

جدول (۳). لیست مقاطع مورد استفاده در این مطالعه.

Columns				Beams			
1	W14×48	13	W14×257	1	W12×19	13	W21×50
2	W14×53	14	W14×283	2	W12×22	14	W21×57
3	W14×68	15	W14×311	3	W12×35	15	W24×55
4	W14×74	16	W14×342	4	W12×50	16	W21×68
5	W14×82	17	W14×370	5	W18×35	17	W24×62
6	W14×132	18	W14×398	6	W16×45	18	W24×76
7	W14×145	19	W14×426	7	W18×40	19	W24×84
8	W14×159	20	W14×455	8	W16×50	20	W27×94
9	W14×176	21	W14×500	9	W18×46	21	W27×102
10	W14×193	22	W14×550	10	W16×57	22	W27×114
11	W14×211	23	W14×605	11	W18×50	23	W30×108
12	W14×233	24	W14×665	12	W21×44	24	W30×116



شکل (۵): پروفیل دررفت قاب‌های بهینه‌سازی شده سه طبقه در سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال.



شکل (۶): پروفیل دررفت قاب‌های بهینه‌سازی شده سه طبقه در سطح خطر ۵۰ درصد در ۵۰ سال.

جهت بررسی رفتار غیرخطی و ارزیابی جامع ایمنی لرزه‌ای، تحلیل‌های دینامیکی فزاینده انجام شد که منحنی‌های IDA حاصل از این تحلیل‌ها برای قاب‌های سه طبقه در شکل (۷) ارائه شده است. علاوه بر این، بر اساس نتایج تحلیل‌های دینامیکی، توابع احتمالاتی آسیب‌پذیری استخراج شدند؛ شکل (۸) منحنی‌های شکنندگی قاب‌های بهینه سه طبقه را در حالات حدی مختلف نشان می‌دهد که بیانگر بهبود عملکرد لرزه‌ای و کاهش احتمال آسیب‌پذیری در مقایسه با سایر طرح‌ها است.

از دیدگاه اقتصادی و کارایی فرآیند بهینه‌سازی، مقایسه وزن کل سازه‌ها از پارامترهای کلیدی است. در شکل (۹) مقادیر وزن قاب‌های سه طبقه قبل و بعد از اعمال الگوریتم بهینه‌سازی مقایسه شده است که نشان‌دهنده کاهش مصرف مصالح فولادی/سازه‌ای در عین برآورده ساختن قیود طراحی و عملکردی می‌باشد.

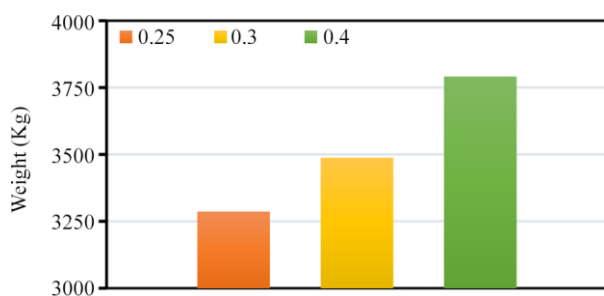
۳-۱- نتایج قاب دو دهانه ۳ طبقه

در قاب خمشی فولادی سه طبقه، سازه‌های بهینه با $3_S_{0.25}$ ، $3_S_{0.30}$ و $3_S_{0.40}$ نام‌گذاری شده‌اند که به ترتیب نشان‌دهنده نتایج قاب‌های بهینه‌سازی شده با ضرایب ۰/۲۵، ۰/۳۰ و ۰/۴۰ است. در جدول (۴) بهترین حل‌های بهینه به‌دست آمده به‌وسیله الگوریتم CMO و همچنین نتایج تحلیل IDA برای ارزیابی ظرفیت فروریزش این قاب‌ها نشان داده شده است. این حل‌ها از نظر قیود اجرایی، طراحی بر اساس نیرو، طراحی بر اساس عملکرد و تیر ضعیف-ستون قوی و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده ۱۰ و ۲۰ درصد قید شده در دستورالعمل FEMA P695 برای عدم قطعیت کل ۰/۵ همگی قابل قبول هستند.

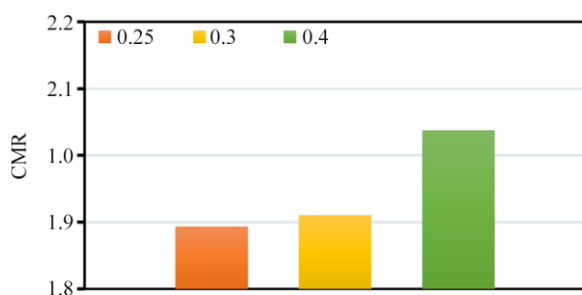
جدول (۴): نتایج قاب ۳ طبقه.

	$3_S_{0.25}$	$3_S_{0.30}$	$3_S_{0.40}$
C1	W14X53	W14X48	W14X48
C2	W14X48	W14X48	W14X48
C3	W14X53	W14X74	W14X82
C4	W14X48	W14X48	W14X48
B1	W12X22	W12X22	W12X35
B2	W12X22	W12X22	W12X22
B3	W12X22	W12X22	W12X22
Weight (Kg)	3286.6636	3487.6231	3791.0881
Ductility	4.588	4.437	4.061
CMR	1.8934	1.9105	2.0375
SSF	1.31	1.30	1.27
ACMR	2.4804	2.4837	2.5876

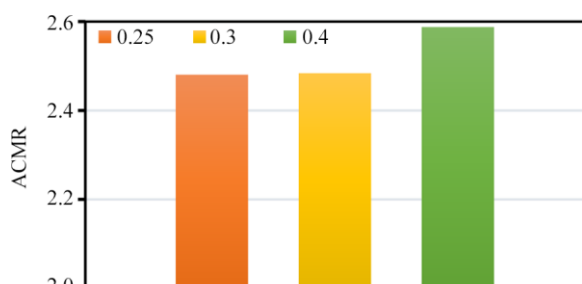
به منظور ارزیابی توزیع تغییرمکان‌های جانبی در ارتفاع سازه، پروفیل دررفت بین طبقه‌ای برای قاب‌های بهینه‌سازی شده سه طبقه در دو سطح لرزه‌ای مختلف مورد بررسی قرار گرفت. شکل (۵) پروفیل دررفت بیشینه قاب‌ها را در سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر فروریزش/MCE) نشان می‌دهد. همچنین، رفتار سازه و توزیع دررفت در سطح لرزه‌ای بهره‌برداری با احتمال وقوع ۵۰ درصد در ۵۰ سال در شکل (۶) به تصویر کشیده شده است. نتایج حاکی از توزیع یکنواخت‌تر دررفت و کنترل مطلوب تغییرمکان‌های جانبی در قاب‌های بهینه‌سازی شده است.



شکل (۹): وزن های قاب های سه طبقه.



شکل (۱۰): ظرفیت فروریزش قاب های سه طبقه.

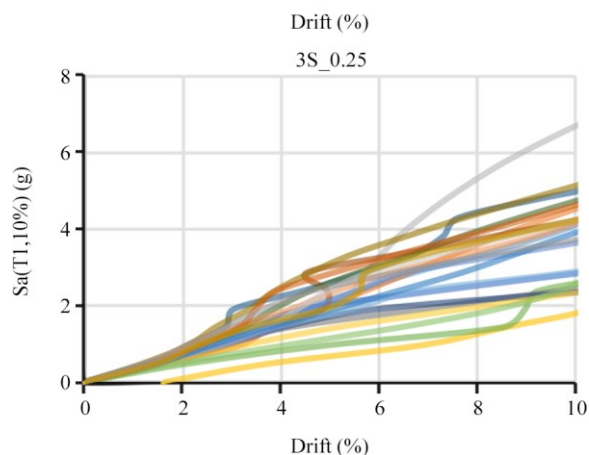
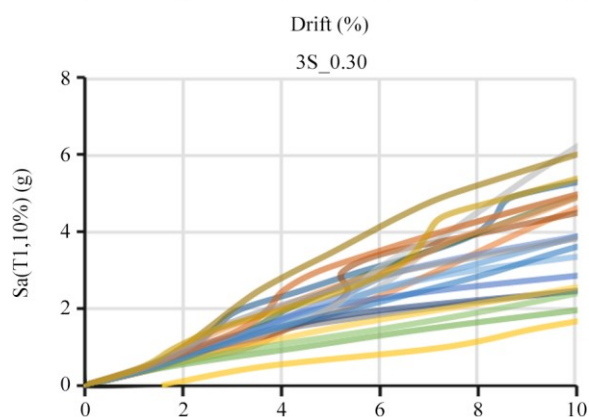
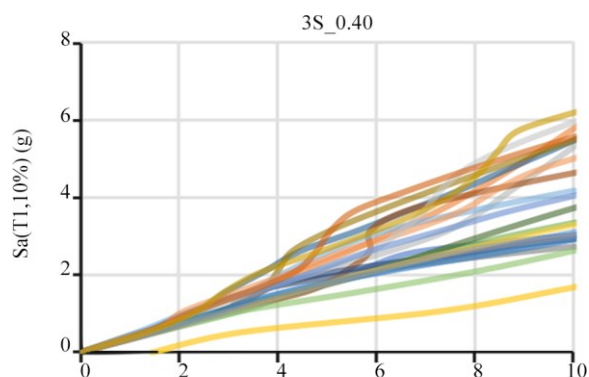


شکل (۱۱): ظرفیت فروریزش اصلاح شده قاب های سه طبقه.

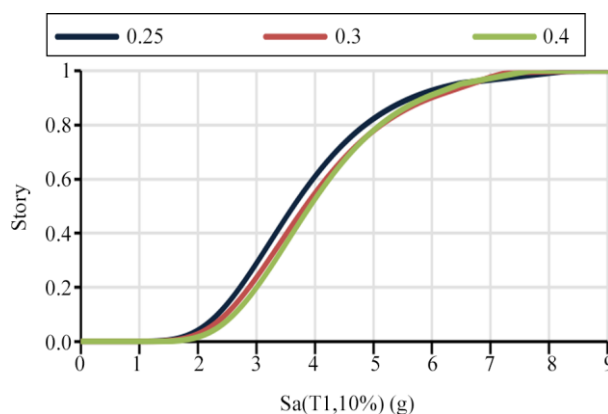
ارزیابی ایمنی سازه در برابر فروریزش دینامیکی، از طریق محاسبه نسبت حاشیه فروریزش انجام گرفت. ظرفیت فروریزش خام محاسبه شده برای قاب های سه طبقه در شکل (۱۰) ارائه گردیده است. همچنین با اعمال ضرایب مربوط به اثرات طیفی (SSF) و لحاظ عدم قطعیت های مدل سازی، ظرفیت فروریزش اصلاح شده قاب های سه طبقه محاسبه و در شکل (۱۱) نشان داده شده است.

۲-۳- نتایج قاب سه دهانه ۶ طبقه

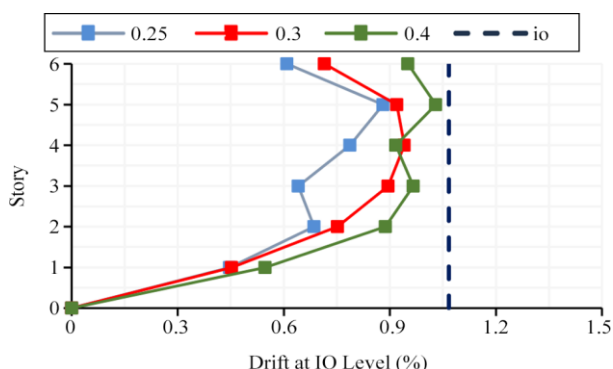
در قاب خمشی فولادی سه طبقه، سازه های بهینه با $S_{0.25}$ ، $S_{0.30}$ و $S_{0.40}$ نام گذاری شده اند که به ترتیب نشان دهنده نتایج قاب های بهینه سازی شده با ضرایب ۰/۲۵، ۰/۳۰ و ۰/۴۰



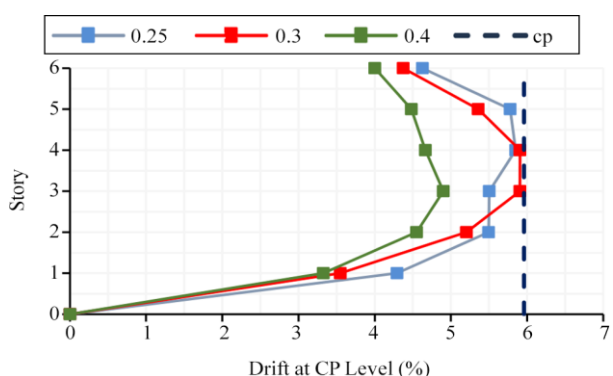
شکل (۷): منحنی IDA قاب های سه طبقه.



شکل (۸): منحنی شکنندگی قاب های بهینه سه طبقه.



شکل (۱۲): پروفیل دررفت قاب‌های بهینه‌سازی شده شش طبقه در سطح خطر ۵۰ درصد در ۵۰ سال.



شکل (۱۳): پروفیل دررفت قاب‌های بهینه‌سازی شده شش طبقه در سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال.

همچنین بر مبنای خروجی‌های این تحلیل‌ها و لحاظ عدم قطعیت‌های لرزه‌ای (شکل ۱۵) منحنی‌های شکنندگی قاب‌های شش طبقه را در سطوح مختلف عملکردی به نمایش می‌گذارد که بیانگر کاهش نرخ شکست لرزه‌ای در طرح‌های بهینه‌سازی شده است.

بررسی بازده اقتصادی فرآیند طراحی و بهینه‌سازی نشان می‌دهد که کاهش وزن اسکلت سازه با حفظ الزامات لرزه‌ای محقق شده است؛ مقادیر وزن قاب‌های شش طبقه در سناریوهای مختلف طراحی در شکل (۱۶) با یکدیگر مقایسه شده است. در نهایت، جهت ارزیابی قابلیت اطمینان لرزه‌ای بر اساس ضوابط ارزیابی فروریزش FEMA P695، ظرفیت فروریزش قاب‌های شش طبقه در شکل (۱۷) نشان داده شده است. همچنین با اعمال اثر شکل طیفی (SSF) و ضرایب مربوط به عدم قطعیت‌ها، مقادیر ظرفیت فروریزش اصلاح شده (ACMR) قاب‌های شش طبقه در شکل (۱۸) ارائه گردیده که حاکی از برآورده شدن حاشیه ایمنی کافی در برابر خرابی کامل سازه است.

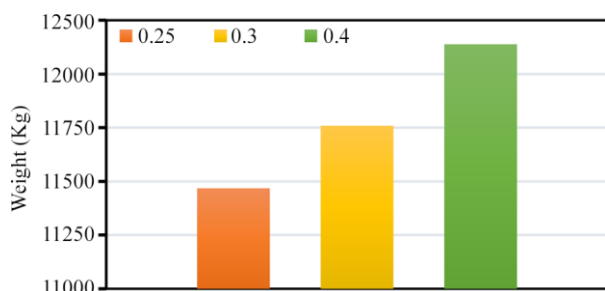
است. در جدول (۵) بهترین حل‌های بهینه به دست آمده به وسیله الگوریتم CMO و همچنین نتایج تحلیل IDA برای ارزیابی ظرفیت فروریزش این قاب‌ها نشان داده شده است. این حل‌ها از نظر قیود اجرایی، طراحی بر اساس نیرو، طراحی بر اساس عملکرد و تیر ضعیف-ستون قوی و نسبت حاشیه فروریزش اصلاح شده ۱۰ و ۲۰ درصد قید شده در دستورالعمل FEMA P695 برای عدم قطعیت کل ۰/۵ همگی قابل قبول هستند (FEMA P695, 2009).

جدول (۵): نتایج قاب ۶ طبقه.

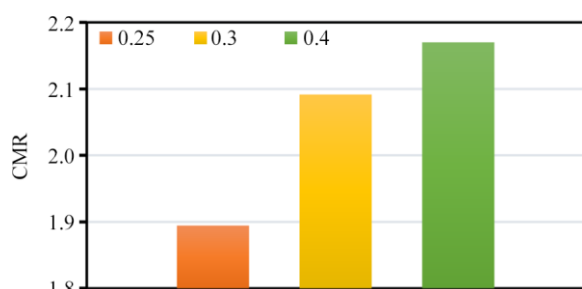
	6_S0.25	6_S0.30	6_S0.40
C1	W14X53	W14X53	W14X68
C2	W14X48	W14X48	W14X53
C3	W14X48	W14X48	W14X48
C4	W14X68	W14X74	W14X82
C5	W14X68	W14X74	W14X68
C6	W14X48	W14X48	W14X53
B1	W12X35	W12X35	W12X35
B2	W12X35	W12X35	W18X40
B3	W12X35	W12X35	W18X35
B4	W12X22	W12X35	W18X35
B5	W12X22	W12X22	W12X22
B6	W12X22	W12X22	W12X22
Weight (Kg)	10935.4877	11517.0958	12276.1634
Ductility	4.8500	4.5970	4.4887
CMR	1.8943	2.0914	2.1699
SSF	1.44	1.46	1.43
ACMR	2.7278	3.0534	3.1030

در ادامه، پاسخ لرزه‌ای و توزیع دررفت بین طبقه‌ای برای قاب‌های شش طبقه در دو سطح خطر مختلف مورد ارزیابی قرار گرفت. شکل (۱۲) پروفیل دررفت قاب‌های بهینه‌سازی شده شش طبقه را در سطح خطر ۵۰ درصد در ۵۰ سال (سطح بهره‌برداری) نشان می‌دهد. علاوه بر این، توزیع بیشینه دررفت طبقات تحت زلزله‌های شدید با احتمال وقوع ۲ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر MCE) در شکل (۱۳) ارائه شده است که نشان‌دهنده کنترل مؤثر تغییر مکان‌های غیرخطی در ارتفاع سازه و جلوگیری از تشکیل طبقه نرم می‌باشد.

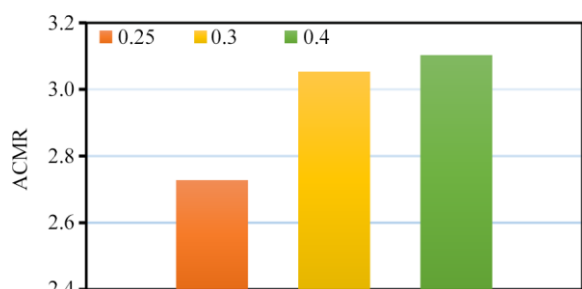
به منظور شناسایی رفتار غیرخطی و نقاط تسلیم و ناپایداری سازه، تحلیل‌های دینامیکی فزاینده انجام گرفت که دسته‌های منحنی IDA برای قاب‌های شش طبقه در شکل (۱۴) رسم شده‌اند.



شکل (۱۶). وزن‌های قاب‌های شش طبقه



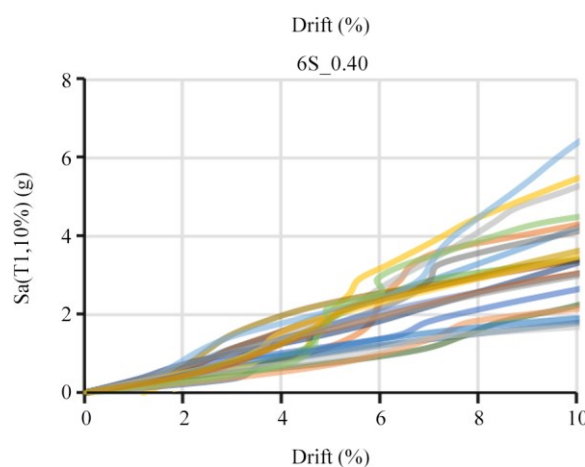
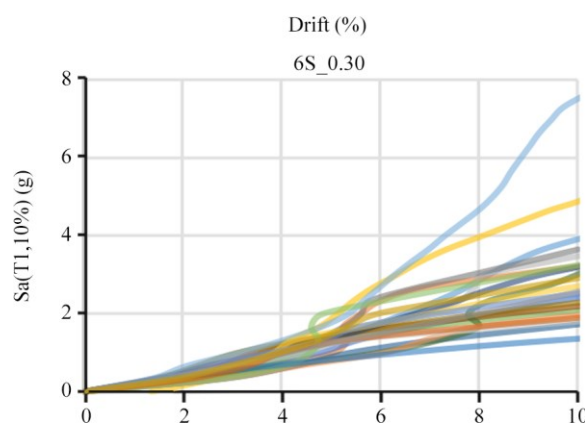
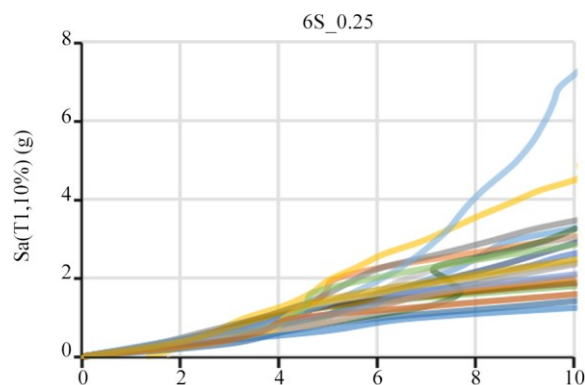
شکل (۱۷): ظرفیت فروریزش قاب‌های سه طبقه.



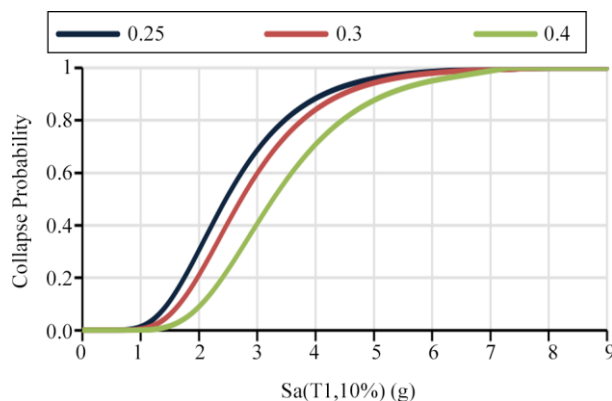
شکل (۱۸): ظرفیت فروریزش اصلاح شده قاب‌های شش طبقه.

۴- نتیجه‌گیری

هدف اصلی این تحقیق، طراحی بهینه قاب‌های خمشی ویژه فولادی بر مبنای رویکرد عملکردی و با استفاده از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم، با در نظر گرفتن ضرایب مختلف احتمال وقوع سطح خطر لرزه‌ای و معیار استفاده بی‌وقفه سازه بود. در این راستا، بهینه‌سازی دو قاب خمشی سه طبقه و شش طبقه با استفاده از ضرایب ۰/۲۵، ۰/۳۰ و ۰/۴۰ انجام شد. قیود طراحی بر اساس عملکرد، مطابق با الزامات دستورالعمل FEMA-350 انتخاب گردید و در فرآیند بهینه‌سازی، وزن سیستم به عنوان تابع هدف در نظر گرفته شد. همچنین، ظرفیت فروریزش قاب‌های بهینه به کمک تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) ارزیابی گردید. بر اساس نتایج، نکات کلیدی زیر به دست آمد:



شکل (۱۴): منحنی IDA قاب‌های شش طبقه.



شکل (۱۵): منحنی شکنندگی قاب‌های شش طبقه.

American Institute of Steel Construction. (2013). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (ANSI/AISC 341-13).

Fathali, M. A., & Vaez, S. R. H. (2020). Optimum performance-based design of eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, 202, 109857. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109857>

Fattahi, F., & Gholizadeh, S. (2019). Seismic fragility assessment of optimally designed steel moment frames. *Engineering Structures*, 179, 37-51. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.041>

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). *Recommended Methodology for Quantification of Building System Performance and Response Parameters* (FEMA P695A). Applied Technology Council.

Gholizadeh, S., & Ebadijalal, M. (2018). Performance-based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic. *Advances in Engineering Software*, 123, 77-99. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2018.06.002>

Gholizadeh, S., & Kamyab, R. (2014). Performance-based design optimization of steel frames by an improved quantum particle swarm optimization. *Advances in Engineering Software*, 71, 38-53. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2014.02.004>

The MathWorks, Inc. (2016). *MATLAB: the Language of Technical Computing* (Version 9.0) [Computer software].

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2014). *OpenSees* (Version 2.4.0) [Computer software]. University of California, Berkeley.

Zhai, Z., Wang, Z., Guo, Y., Xu, S., & Zhao, J. (2019). An improved performance-based plastic design method for seismic resilient fused high-rise

- در هر دو قاب سه طبقه و شش طبقه، طرح‌های بهینه حاصل از ضرایب بالاتر احتمال وقوع خطر لرزه‌ای و استفاده بی‌وقفه، وزن و ظرفیت فروریزش بیشتری نسبت به طرح‌های حاصل از ضرایب پایین‌تر دارند. این موضوع نشان‌دهنده افزایش ایمنی و پایداری در قبال زلزله در ازای افزایش وزن و هزینه است.

- با کاهش ضرایب احتمال وقوع خطر، حساسیت قید جابه‌جایی نسبی طبقات در سطح عملکردی استفاده بی‌وقفه کاهش یافته و طرح‌های بهینه اقتصادی‌تر اما حساس‌تر به معیار دریافت می‌شوند. در مقابل، ضرایب بالاتر به کنترل بهتر دریافت کمک کرده و عملکرد مناسب‌تری در سطح جابه‌جایی نسبی ۲ درصد طی ۵۰ سال ارائه می‌دهند.

- بررسی نتایج نشان داد که شرایط ساختگاه تأثیر چشمگیری بر روند طراحی بهینه دارد. این امر اهمیت انجام تحلیل خطر لرزه‌ای ویژه ساختگاه را پیش از طراحی و همچنین لزوم ارزیابی لرزه‌ای دقیق سازه‌های طراحی شده را برجسته می‌کند. - کلیه طرح‌های بهینه حاصل، بر اساس نتایج IDA و با توجه به مقادیر مجاز ۱۰٪ ACMR و ۲۰٪ ACMR برای در نظر گرفتن عدم قطعیت کل، در محدوده ایمن قرار گرفتند. این موضوع نشان می‌دهد که روش بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد با الگوریتم مرکز جرم می‌تواند طرح‌هایی هم‌زمان اقتصادی و ایمن ارائه دهد.

به‌طور کلی، یافته‌های این تحقیق بیانگر آن است که در طراحی بر اساس عملکرد، انتخاب ضرایب احتمال وقوع خطر لرزه‌ای نقش تعیین‌کننده‌ای در تعادل میان اقتصاد و ایمنی دارد. چارچوب ارائه‌شده می‌تواند به‌عنوان یک روش کارآمد برای توسعه طرح‌های مقاوم، اقتصادی و متناسب با شرایط لرزه‌ای ساختگاه‌های مختلف به کار گرفته شود.

References

مراجع

American Institute of Steel Construction. (2001). *Manual of Steel Construction: Load & Resistance Factor Design (3rd ed.)*. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.

buildings. *Engineering Structures*, 199, 109650. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109650>

Zhang, C., & Tian, Y. (2019). Simplified performance-based optimal seismic design of reinforced concrete frame buildings. *Engineering Structures*, 185, 15-25. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.072>

Sensitivity Analysis of Performance Base Optimally Designed Steel Moment Frames for Seismic Hazard Levels

Nasim Shokri¹ and Changiz Gheytratmand^{2*}

1. M.Sc. Student of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Urmia University, Urmia, Iran

2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Urmia University, Urmia, Iran,

*Corresponding Author; email: ch.ghayatmand@urmia.ac.ir

The growing demand for resilient and cost-effective structural systems in seismic regions has led to significant advances in performance-based seismic design (PBSD). Conventional design methodologies typically rely on deterministic hazard levels and prescriptive code requirements, which may not adequately capture the inherent uncertainty of earthquake ground motions and their probabilistic characteristics. Consequently, performance-based optimization frameworks that explicitly consider different levels of seismic hazard, structural performance objectives, and cost-effectiveness have gained increasing attention. In this study, an advanced performance-based optimal design (PBOD) methodology is developed and applied to special steel moment-resisting frames (SMRFs). The optimization framework employs the Center of Mass (CMO) metaheuristic algorithm as the core search strategy. Furthermore, probabilistic seismic hazard coefficients derived for Iran are incorporated into the optimization constraints to ensure realistic evaluation of seismic demand and structural performance.

The primary objective of this research is to obtain optimal structural designs that achieve satisfactory seismic performance while minimizing structural weight and material cost. To this end, two representative SMRFs—a three-story frame and a six-story frame—are considered as case studies. The optimization problem is formulated in terms of minimizing the total weight of the frame subject to performance constraints. These constraints include interstory drift ratios, global stability requirements, and collapse prevention limits defined by the PBSD framework. In order to capture the probabilistic nature of seismic demand, hazard coefficients corresponding to exceedance probabilities of 0.25, 0.30, and 0.40 are applied. These values are consistent with hazard curves obtained from the probabilistic seismic hazard analysis (PSHA) of Iran, ensuring that the designs are relevant to realistic seismic environments.

The optimization process is carried out using the CoM metaheuristic algorithm. This relatively new algorithm is inspired by the physical concept of the center of mass in mechanics, where the balance of forces leads to equilibrium at a central point. In the computational analogy, candidate solutions are treated as interacting entities in a search space, whose collective behavior tends toward the “center of mass” of optimality. This approach enables the algorithm to efficiently balance exploration and exploitation, avoiding premature convergence while ensuring global search capability. The CoM algorithm is coupled with pushover analysis in the optimization loop, providing nonlinear performance assessment at each iteration. By integrating structural analysis results into the optimization framework, the algorithm adaptively guides the search toward designs that satisfy seismic performance objectives while reducing overall material usage.

To further validate the structural performance of the optimized frames, Incremental Dynamic Analysis (IDA) is conducted. This technique provides detailed information about collapse capacity, fragility characteristics, and seismic demand-to-capacity relationships. Fragility curves are developed for the optimized frames to evaluate their probability of exceeding different damage states under increasing ground motion intensities. This comprehensive evaluation ensures that the optimized solutions are not only efficient in terms of weight reduction but also reliable under severe seismic events.

The results of the optimization process reveal important insights. First, designs obtained with lower hazard coefficients (e.g., 0.25) tend to be significantly more economical, as the imposed seismic demand is lower and the structural members are sized more efficiently. However, such designs may exhibit reduced robustness when subjected

to extreme ground motions. In contrast, designs corresponding to higher hazard coefficients (e.g., 0.40) display greater redundancy and improved collapse resistance, albeit at the cost of higher structural weight and material usage. Thus, a trade-off emerges between economy and resilience.

The IDA results demonstrate that frames optimized under higher hazard coefficients achieve superior collapse capacities and exhibit lower fragility under increasing seismic demands. Specifically, the six-story frame designed with a hazard coefficient of 0.40 showed markedly reduced probability of collapse at high intensity levels compared to its counterpart designed with 0.25; However, the latter design achieved approximately 15% reduction in weight, illustrating the potential economic advantage of designs optimized under less conservative hazard levels. Another key finding relates to interstory drift control. The results indicate that as hazard coefficients increase, drift constraints become more sensitive and dominate the optimization process. This highlights the importance of displacement-based performance objectives in PBSD frameworks. The study confirms that frames designed under higher hazard levels are better able to control drift, reducing the likelihood of non-structural damage and ensuring improved functional recovery after earthquakes.

Overall, this research demonstrates the effectiveness of combining the CMO metaheuristic algorithm with performance-based seismic design principles. The methodology successfully integrates nonlinear structural analysis, probabilistic hazard considerations, and advanced optimization to produce designs that balance economy and safety. Importantly, the study provides a practical framework that can be adapted for other structural systems and seismic regions, offering engineers a powerful tool for resilient design.

In conclusion, the findings emphasize that performance-based optimization using the CMO algorithm offers a rational and systematic approach to the seismic design of SMRFs. By explicitly incorporating probabilistic hazard levels, the method allows decision-makers to evaluate the trade-offs between cost efficiency and structural safety. The dual use of pushover and incremental dynamic analyses ensures a comprehensive assessment of both serviceability and collapse prevention performance objectives. The study not only highlights the applicability of metaheuristic optimization algorithms in structural engineering, but also provides valuable insights into the role of probabilistic hazard coefficients in shaping optimal design outcomes. Future research may extend this methodology to multi-objective optimization frameworks, integrating additional criteria such as life-cycle cost, repairability, and sustainability, thereby contributing to the development of truly resilient and sustainable seismic design practices.

Keywords: Special Steel Moment Frame, Performance Base Optimization, Center of Mass Algorithm (CMO), Medium Earthquake Risk Level, Collapse Capacity.