

چکیده

هدف از این تحقیق، ارزیابی ایمنی لرزه‌ای قاب‌های فولادی با مهاربندی همگرای ضربدری بهینه‌سازی شده در چهارچوب نگرش طراحی مبتنی بر عملکرد می‌باشد. این تحقیق مشتمل بر دو گام اصلی می‌باشد. در گام اول، دو قاب سه دهانه ده طبقه با سیستم مهاربند ضربدری با موقعیت قرارگیری مهاربند در دهانه وسط و دهانه‌های کناری، با استفاده از الگوریتم فرا ابتکاری مرکز جرم در چهارچوب روش طراحی مبتنی بر عملکرد و با در نظرگیری وزن سازه به‌عنوان تابع هدف و روش تابع جریمه خارجی، بهینه‌سازی شده‌اند. در این فاز از مطالعه، از نرم‌افزار OpenSees، جهت انجام مدل‌سازی و تحلیل‌های غیرخطی و از نرم‌افزار متلب جهت پیاده‌سازی مسئله بهینه‌سازی استفاده شده است. در گام دوم به بررسی ایمنی لرزه‌ای قاب‌های حاصل از روند بهینه‌سازی، با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی پرداخته شده است. با توجه به نتایج به‌دست آمده، مشاهده گردید که قرارگیری مهاربند در دهانه‌های کناری موجب کاهش تقریباً ۱۰ درصد ایمنی لرزه‌ای نسبت به قاب‌های مهاربندی با قرارگیری مهاربند در دهانه وسط، می‌شود.

واژگان کلیدی: ایمنی لرزه‌ای، الگوریتم فراابتکاری مرکز جرم، بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد، قاب مهاربندی ضربدری.

بررسی ایمنی لرزه‌ای در قاب‌های مهاربندی بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد

اشکان خدابنده‌لو

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

۱- مقدمه

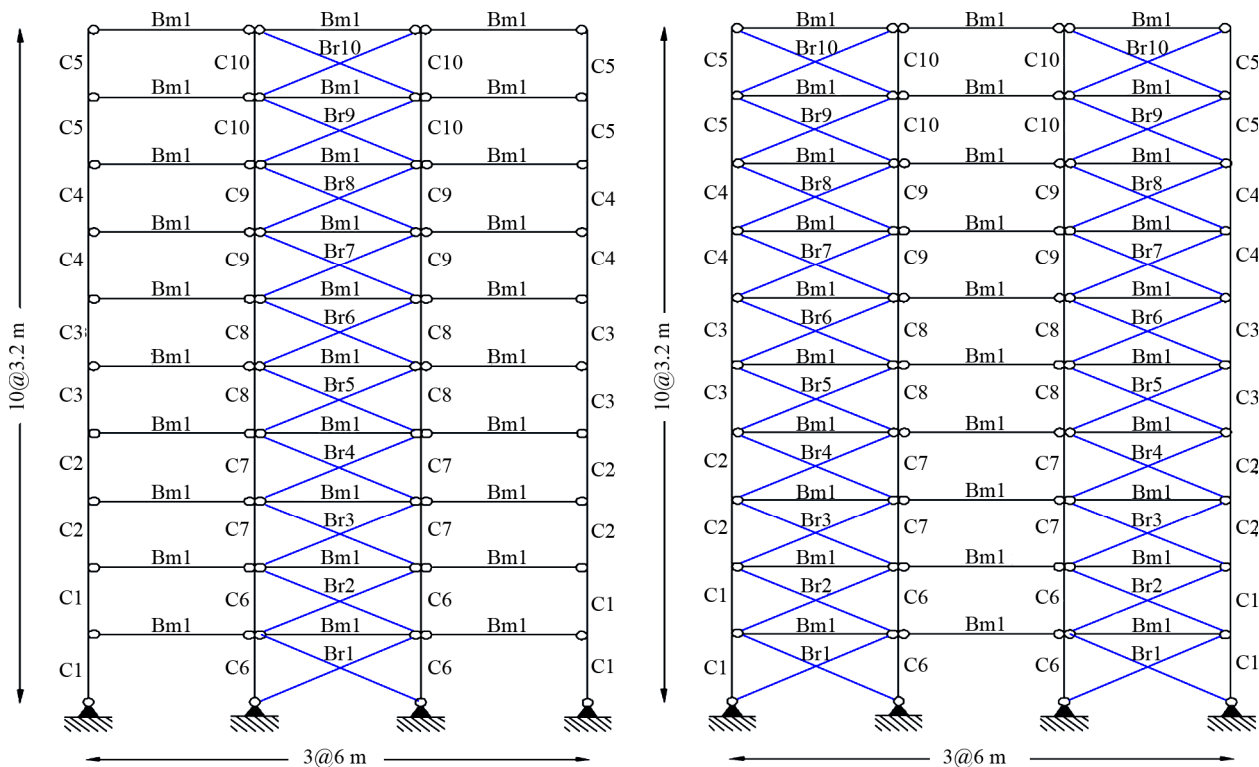
ایجاد کرده که به جای روش قدیمی طراحی و انجام تحلیل‌های ساده، از روش‌های بهینه‌سازی^۲ و انجام تحلیل‌های پیشرفته غیرخطی استفاده کنند (کونلو و همکاران، ۲۰۰۴). لذا امروز می‌توانیم برای طراحی سازه‌های جدید، از یک الگوریتم فراابتکاری برای یافتن بهترین طرح و انجام یک تحلیل دینامیکی برای یافتن پاسخ سازه استفاده کنیم. این امکان قبلاً تنها برای ارزیابی ساختمان‌های موجود امکان‌پذیر بود که روش‌های ارزیابی عملکرد در آن زمان توسط آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های مختلفی معرفی شده بود (FEMA P695A, 2009). هدف اصلی طراحی بر اساس عملکرد، طراحی سازه‌هایی است که رفتار آنها قابل پیش‌بینی باشد. روش کنونی طراحی سازه‌ها بر اساس طراحی به روش مقاومت است و شامل تخمین برش پایه در سازه و توزیع آن در ارتفاع و تعیین مقاومت مورد نیاز اجزای سازه‌ای در برابر بارهای وارده است، صرف‌نظر از کمبودهایی که در این روش

در طول تاریخ مهندسان سازه همیشه در تلاش برای طراحی سازه‌های بهینه‌ای بوده‌اند که به دلیل محدود بودن منابع، همواره ارزان و در عین حال تمامی محدودیت‌های موجود طراحی را برآورده سازد (دب و همکاران، ۲۰۰۲). پس از خسارت‌های بزرگی که در زلزله‌های دهه ۹۰ در آمریکا و ژاپن ایجاد گردید، آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای تغییرات چشمگیری کردند، اگرچه در این زلزله‌ها تلفات جانی چندانی نبود، ولی خسارات اقتصادی هنگفتی به‌جا ماند و این به‌طور شفاف آشکار می‌کرد که هدف ایمنی جانی نباید تنها معیار طراحی مورد استفاده قرار گیرد و بایستی سطوح عملکرد بیشتری در طراحی‌ها کنترل و احراز گردد (عبین و اسمیت، ۲۰۰۳). در طی چند سال اخیر طراحی مبتنی بر عملکرد^۱ در آیین‌نامه‌ها معرفی شده و گسترش چشمگیری پیدا کرد، از طرفی ارتقاء قدرت محاسباتی کامپیوترها و سیستم‌های سخت‌افزاری این امکان را برای افراد

وجود دارد، بیان رفتار اجزای سازه‌ای، تنها از طریق مقاومت، در بسیاری از موارد پاسخ مناسبی به دست نمی‌دهد (زوو، ۲۰۰۷). در حقیقت هدف از طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد این است که طراحان را قادر سازد تا سازه‌هایی طراحی کنند که عملکرد آنها قابل پیش‌بینی باشد، زیرا دخیل نمودن کارفرمایان در انتخاب میزان خطرپذیری در طرح مورد نظر در سطوح مختلف زمین‌لرزه مستلزم معلوم بودن نحوه عملکرد سازه در سطوح مختلف زمین‌لرزه می‌باشد (بازئوس، ۲۰۰۹). بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی، اعضای سازه‌ای به گونه‌ای 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 تغییر مکانی نیز انجام می‌شود (پریستلی، ۱۹۹۸). بعضی از کنترل‌های تغییر مکانی مانند کنترل خیز تیرها وابسته به خرابی‌های معماری و بعضی دیگر همانند کنترل تغییر مکان نسبی هم‌زمان وابسته به خرابی‌های معماری و خرابی‌های سازه‌ای می‌باشند (چوپرا و جو، ۲۰۰۲). سازه‌های طراحی شده در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، مجموعه‌ای از سطوح رفتار عملکردی از پیش تعریف شده‌ای مطابق با سطوح خطر متناظر را ارضا می‌کنند (FEMA 302، ۱۹۹۷). در این رویکرد طراحی به دلیل آنکه پاسخ لرزه‌ای سازه از طریق تحلیل غیرخطی انجام می‌شود، بدین سبب هزینه محاسباتی آن نیز از فرآیند تحلیل خطی بیشتر است. از این رو یکی از دغدغه‌های اصلی طراحان سازه، طراحی سازه‌های مقرون‌به‌صرفه با عملکرد قابل قبول در برابر زلزله می‌باشد (FEMA 350، ۲۰۰۰). بدین منظور روش‌های بهینه‌سازی سازه در سال‌های اخیر از طریق ادغام با روش طراحی مبتنی بر عملکرد توسعه یافته‌اند (چان، ۲۰۰۱). برای پیاده‌سازی روند طراحی بهینه مبتنی بر عملکرد (PBOD)^۳، استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی ضروری می‌باشد (علی‌مرادی و همکاران، ۲۰۰۷). الگوریتم‌های بهینه‌سازی به دو گروه اصلی الگوریتم‌های مبتنی بر گرادیان^۴ و الگوریتم‌های فراکاوشی^۵ تقسیم‌بندی می‌شوند. با توجه به پیچیدگی الگوریتم‌های مبتنی بر

گرادیان و حجم بالای محاسبات در مسائلی با تعداد متغیرهای زیاد مانند مسائل بهینه‌سازی بر اساس عملکرد، الگوریتم‌های فراکاوشی جهت تسریع روند مسائل بهینه‌سازی در سال‌های اخیر گسترش یافته‌اند (علی‌مرادی و همکاران، ۲۰۰۷). الگوریتم‌های فراکاوشی برگرفته از طبیعت با رفتار تصادفی برای حل مسائل پیچیده در دهه‌های اخیر بسیار مورد توجه قرار گرفته‌اند (قلی‌زاده و میلانی، ۲۰۱۸). محبوبیت‌های این الگوریتم‌های بدون مشتق در انعطاف‌پذیری و سادگی آنها نهفته است (قلی‌زاده و میلانی، ۲۰۱۸). در ادامه مطالب ذکر شده به مرور تعدادی از کارهای انجام شده در زمینه بهینه‌سازی با توجه به نگرش طراحی بر اساس عملکرد پرداخته شده است.

پژوهش‌های مختلفی در رابطه با بهینه‌سازی قاب‌های فولادی در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد با استفاده از الگوریتم‌های فراابتکاری صورت گرفته است. قلی‌زاده و میلانی (۲۰۱۸)، در مطالعه خود به بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی فولادی با به کارگیری الگوریتم فراکاوشی، پرداخته‌اند. در این مطالعه، از تحلیل بار افزون مبتنی بر مفهوم اتصال نیمه صلب در فرآیند بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد استفاده شده است. هوآه‌وآ در مطالعه خود در فرآیند بهینه‌سازی از طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی فولادی استفاده کرد (هوآه‌وآ، ۲۰۱۶). لی (۲۰۰۵) در مطالعه خود در فرآیند بهینه‌سازی از الگوریتم جستجوی هارمونی از طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی فولادی استفاده کرد. میرجلیلی و لویس (۲۰۱۴) در مطالعه خود در فرآیند بهینه‌سازی از الگوریتم گرگ خاکستری استفاده کرده‌اند. کاوه و سبزی (۲۰۱۲) در مطالعه خود در فرآیند بهینه‌سازی از طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی بتنی استفاده کرده‌اند. با توجه به مطالب ذکر شده و مرور تعدادی از پیشینه تحقیق صورت گرفته در رابطه با بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد، ضرورت بررسی ایمنی لرزه‌ای در قاب‌های مهاربندی فولادی آشکار می‌شود که در این مطالعه به بررسی ایمنی لرزه‌ای در قاب‌های مهاربندی فولادی ضربدری پرداخته شده است (میتروپولو و همکاران، ۲۰۱۰).

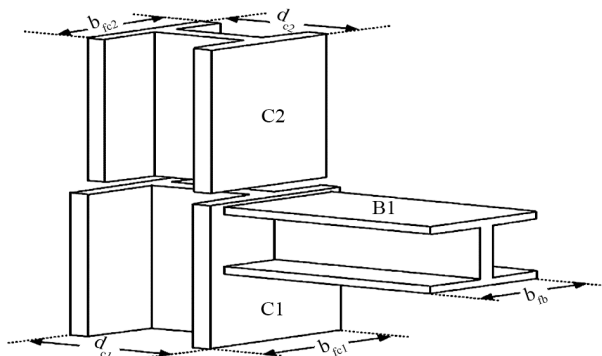


شکل (۱): قاب‌های مهاربندی مورد مطالعه.

در اتصال تیر به ستون، عرض بال تیر از عرض بال ستون کوچک‌تر یا مساوی باشد (شکل ۲). ضابطه دوم مربوط به بررسی اعضای سازه‌ای در برابر بارهای ثقلی است. در این حالت قاب تحت ترکیب بار طبق رابطه (۱)، مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

$$Q_G = 1.2Q_D + 1.6Q_L \quad (1)$$

که در آن Q_D بار مرده و بار زنده Q_L به ترتیب با مقادیر ۲۵۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشند. مطابق AISC-LRFD (۲۰۰۱) هر المان قاب خمشی باید ضوابط ۲ و ۳ را ارضا کند.



شکل (۲): ارتباط بین هندسه اعضای سازه در یک اتصال.

۲- روش‌شناسی تحقیق

در این مطالعه قاب‌های سه دهانه ده طبقه مهاربندی فولادی با سیستم مهاربندی ضربدری با موقعیت قرارگیری مهاربند در دهانه‌ی وسط و دهانه‌های کناری نشان داده شده در شکل (۱)، در نرم‌افزار اپن سیس به صورت غیرخطی طراحی شده‌اند. ضوابط هندسی و محدودیت‌های مقاومتی و عملکردی قاب‌های طراحی شده و محاسبه تغییر مکان هدف در طی فرآیند بهینه‌سازی در نرم‌افزار متلب کنترل شده است. از تحلیل بارافزون برای به دست آوردن پاسخ‌های قاب‌ها در سطوح عملکردی استفاده شده است. کنترل ضوابط نیرویی مطابق آیین‌نامه AISC-LRFD (۲۰۰۱) و ضوابط عملکردی منطبق با آیین‌نامه ASCE/SEI 41-13 (۲۰۱۳) صورت گرفته است. در گام آخر میزان ایمنی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی طراحی شده محاسبه شده است (FEMA P695, 2009). در فرآیند بهینه‌سازی مقید مبتنی بر عملکرد ارائه شده در این تحقیق سه نوع قید در نظر گرفته شده است. نوع اول قیدهای هندسی است. در این قید باید ابعاد مقطع ستون بالایی از ستون پایینی کوچک‌تر یا مساوی باشند. همچنین

مطالعه جهت آنالیز سازه و برآورد ظرفیت آن از تحلیل پوش آور استفاده می‌شود. برای انجام طراحی مبتنی بر عملکرد در مرحله اول سازه بایستی برای بارهای ثقلی و همچنین سایر محدودیت‌های طراحی در حالت سرویس جوابگو باشد. بارهای ثقلی با ترکیب بار رابطه (۱) در طراحی اعضا جهت جوابگویی در برابر بارهای ثقلی با توجه به آیین‌نامه AISC-LRFD (۲۰۰۱) بر روی تیرها اعمال می‌شود. پس از ارضای مرحله اول، نیاز سازه برای هر یک از سطوح عملکردی توسط آنالیز غیرخطی استاتیکی کنترل می‌شود. مقدار بار ثقلی که هنگام آنالیز پوش آور به صورت ثابت بر روی تیرها اعمال می‌شود از ترکیب بار رابطه (۵) به دست می‌آید. در آنالیز پوش آور مودهای شکل نرمالیزه شده به‌عنوان الگوی بارگذاری جانبی در نظر گرفته می‌شود و تحلیل تا زمانی که تغییر مکان نقطه هدف سازه به ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف سطح آستانه فروریزش برسد ادامه پیدا می‌کند. تغییر مکان هدف با استفاده از رابطه (۶) محاسبه می‌شود (ASCE/SEI 41-13، ۲۰۱۳):

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (6)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان در امتداد مورد بررسی مطابق رابطه (۷)، C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی، C_1 ضریب تبدیل تغییر مکان طیفی خطی به تغییر مکان حداکثر غیرخطی، ضریب C_2 اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزا سازه را بر تغییر مکان نقطه هدف اعمال می‌کند. مقدار تمامی این ضرایب مطابق SEI 41-13 (۲۰۱۳) در مطالعه حاضر اعمال می‌شوند. همچنین S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر T_e است. مقدار T_e بر اساس رابطه (۷) و شکل (۳)، محاسبه می‌شود:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7)$$

که در آن T_i پرورد اصلی الاستیک سازه، K_i و K_e به ترتیب سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی مؤثر مطابق شکل (۲) می‌باشد. مقدار S_a برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق (استاندارد ۲۸۰۰، ۲۰۱۴)، ویرایش چهارم محاسبه می‌شود.

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 : \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (2)$$

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 : \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (3)$$

که در آن P_u مقاومت اسمی محوری مورد نیاز، P_u مقاومت محوری موجود یا در دسترس، ϕ_c ضریب مقاومت برای فشار، M_n مقاومت خمشی اسمی مورد نیاز، M_{ux} و M_{uy} مقاومت خمشی در دسترس یا موجود عضو و ϕ_b ضریب کاهش مقاومت خمشی است ($\phi_c = \phi_b = 0.9$). همچنین هر المان مهاربند نیز باید ضابطه (۴) را ارضا کند:

$$\frac{P_u}{\phi_{br} P_{br}} - 1 \leq 0 \quad (4)$$

که در آن P_{br} مقاومت اسمی محوری مورد نیاز، P_u مقاومت محوری موجود یا در دسترس، ϕ_{br} ضریب مقاومت برای کشش و فشار در المان مهاربند و برابر ۰/۹ است؛ که هم اعضای فشاری و هم اعضای کششی باید قید مورد نظر را ارضا کنند.

۲-۱- طراحی بر اساس عملکرد

قیدهای در هر هدف عملکردی بر اساس آیین‌نامه ASCE/SEI 41-13 (۲۰۱۳) در نظر گرفته می‌شود. اهداف عملکرد پیشگیری از فروریزش^۶ برای سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال، ۱۰ درصد در ۵۰ سال ایمنی جانی^۷ و قابلیت استفاده بی‌وقفه^۸ برای سطح عملکرد ۵۰ درصد در ۵۰ سال می‌باشد. به منظور کنترل سازه در سطوح مختلف عملکردی از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون^۹) استفاده شده است، به طوری که بار جانبی تحت یک الگوی خاص گام‌به‌گام افزایش می‌یابد تا زمانی که جابه‌جایی نقطه کنترل به تغییر مکان هدف برسد. در این حالت سازه تحت ترکیب بار لرزه‌ای به صورت رابطه (۵) مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

$$Q_G^{PBD} = 1.0Q_D + 0.25Q_L \quad (5)$$

بعد از تعریف اهداف عملکردی، مرحله بعدی بررسی طرح انجام شده و مطابقت آن با اهداف عملکردی می‌باشد. در این

از این رو 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. نهایتاً فرمول‌بندی مسئله طراحی بر اساس عملکرد قاب‌های مهاربندی همگرای فولادی را می‌توان به صورت زیر ارائه نمود. ضوابط مربوط به دریفت طبقات برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق رابطه (۱۰) می‌باشند:

$$g_1 = \frac{\Delta^i}{(\Delta^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (10)$$

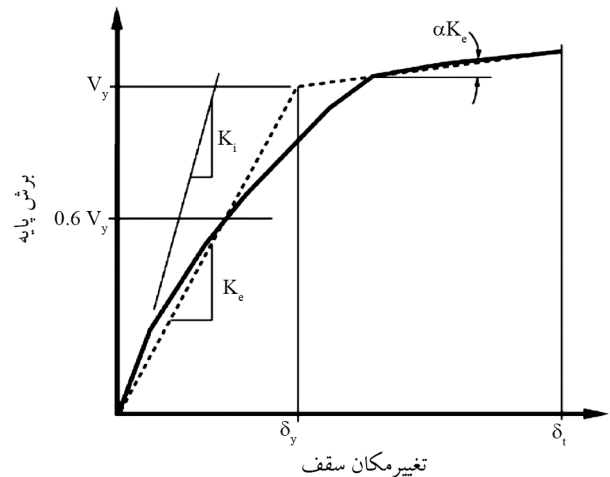
که در آن Δ دریفت طبقات و $(\Delta)_{all}$ دریفت مجاز طبقات می‌باشد. مقادیر مجاز دریفت نسبی طبقات در سه سطح CP, LS و IO با توجه به (FEMA 356, 2000) به ترتیب برابر ۰/۰۰۵، ۰/۰۱۵ و ۰/۰۲ در نظر گرفته شده است. همچنین قیود مربوط به چرخش پلاستیک اعضا مطابق رابطه (۱۱) اعمال می‌شود:

$$g_2 = \frac{\theta^i}{(\theta_y)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (11)$$

که در آن θ چرخش پلاستیک اعضا در هر سطح عملکردی و θ_y مطابق رابطه (۱۲) مطابق با (ASCE 41-13, 2013) محاسبه می‌شود:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}I_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (12)$$

که در آن Z مدول مقطع پلاستیک، F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار فولاد، I طول عضو، E مدول الاستیسیته، P و P_{ye} به ترتیب نیروی محوری ستون در سطح مورد نظر و نیروی محوری تسلیم مورد انتظار ستون می‌باشند. مقادیر مجاز دوران پلاستیک ستون‌ها در سطوح مختلف عملکرد با توجه به نسبت P/P_{ye} و نسبت عرض به ضخامت مقاطع آنها طبق ضوابط جدول ۶-۹ آیین‌نامه ASCE 41-13 (۲۰۱۳) تعیین می‌شود؛ که PCL ، حد پایین مقاومت محوری ستون است. با نزدیک شدن بار محوری



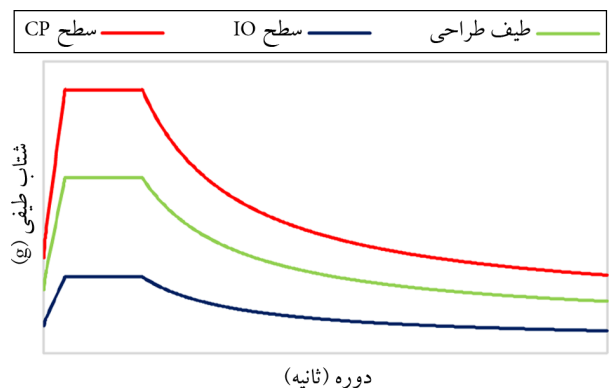
شکل (۳): منحنی ساده شده نیرو-مکان.

شتاب به دست آمده از طیف استاندارد ۲۸۰۰ متناظر سطح ایمنی جانی است (شکل ۴). جهت محاسبه مقدار شتاب طیف در سطح IO و CP از روابط (۸) و (۹) استفاده شده است.

$$S_{50\%*50y} = S_{10\%*50y} \left(\frac{P_R}{475} \right)^n \quad (8)$$

$$S_{2\%*50y} = S_{10\%*50y} \left(\frac{3}{2} \right) \quad (9)$$

که در آن $S_{10\%*50y}$ شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه بر اساس (استاندارد ۲۸۰۰، ۲۰۱۴)، P_R دوره بازگشت زلزله در سطح خطر مربوطه و $S_{2\%*50y}$ و $S_{50\%*50y}$ به ترتیب شتاب متناظر با سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش است. در طی فرآیند طراحی بر اساس عملکرد باید سازه از لحاظ مسائل اجرایی و قیده‌های هندسی ذکر شده کنترل شود، سپس تحت تحلیل استاتیکی خطی قرار گیرد (FEMA 356, 2000).



شکل (۴): شتاب طیف در سطوح عملکردی.

در طراحی لحاظ شده است. مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در کشتش مطابق جدول (۲) محاسبه می‌شود.

جدول (۲): مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در فشار.

Performance Level	تغییر مکان محوری مجاز کشتی
IO	۰/۵ Δ_T
LS	۶/۰ Δ_T
CP	۷/۰ Δ_T

۲-۲- الگوریتم مرکز جرم

در مطالعه حاضر مسئله بهینه‌سازی با هدف کمینه کردن وزن قاب در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، به صورت روابط (۱۵) و (۱۶) فرمول‌بندی شده است:

$$\text{Minimize: } W = \sum_{i=1}^m \rho_i A_i L_i \quad (15)$$

Subject to the Constraints

$$g_1 \leq 0, \quad g_2 \leq 0, \dots, \quad g_n \leq 0 \quad (16)$$

که در آن W ، وزن سازه، m ، تعداد المان‌های قاب، ρ ، A و L به ترتیب وزن واحد حجم فولاد، سطح مقطع و طول عضو می‌باشند. همچنین g_1 و g_2 و ... تا g_n ، توابع قیدهای طراحی مسئله بهینه‌سازی هستند که با توجه به نوع المان و نوع مسئله تعریف می‌شوند. ضوابط هندسی^{۱۱} در محل اتصال، قیدهای مقاومتی^{۱۱} و قیدهای عملکردی^{۱۲} مطابق با آیین‌نامه ASCE/SEI 41-13 قیدهای طراحی به کار گرفته شده در مسئله بهینه‌سازی مورد مطالعه در این تحقیق هستند. در مطالعه حاضر از الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم (CMO)، به دلیل داشتن یک متغیر ثابت و همچنین توانایی آن در حل مسائل پیچیده، به‌عنوان الگوریتم بهینه‌سازی به‌منظور بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد استفاده شده است (قلی‌زاده و عبادی جلال، ۲۰۱۸).

۲-۳- ایمنی لرزه‌ای

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

موجود در ستون به مقدار مقاومت محوری ستون احتمال کمانش کلی عضو افزایش می‌یابد. از آنجا که کمانش جزو شکست‌های ترد محسوب می‌شود، رویکرد آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس عملکرد ممانعت از وقوع آن است. لذا در صورت افزایش نسبت P/P_{CL} از مقدار ۰/۵، عضو توسط نیرو کنترل خواهد شد و کنترل دوران در ستون صحیح نخواهد بود. لذا رابطه (۱۳) توسط (ASCE 41-13, 2013) پیشنهاد گردیده است.

$$\text{for } \frac{P}{P_{CL}} > 0.5; \quad \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{Ux}}{M_{CLx}} + \frac{M_{Uy}}{M_{CLy}} - 1 \leq 0 \quad (13)$$

M_{Ux} و M_{Uy} به ترتیب لنگرهای خمشی موجود در ستون هستند و از آنالیز به دست می‌آیند. M_{CLx} و M_{CLy} حدود پایین مقاومت خمشی ستون حول محورهای x و y می‌باشند. همچنین قیود مربوط به تغییر مکان محوری بادبندها مطابق رابطه (۱۴) اعمال می‌شود

$$g_3 = \frac{\Delta_b^i}{(\Delta_b^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i = IO, LS, CP \quad (14)$$

که در آن Δ_b تغییر مکان محوری مهاربندها و $(\Delta_b)_{all}$ تغییر مکان مجاز محوری آنها در سطح مورد نظر می‌باشد که مطابق جدول ۷-۹، آیین‌نامه ASCE 41-13 (۲۰۱۳) و با توجه به نسبت عرض آزاد به ضخامت بادبندها در نظر گرفته می‌شوند. برای مهاربندهایی که تحت کشتش هستند این مقادیر ثابت بوده و از جدول (۱) محاسبه می‌شود.

جدول (۱): مقادیر مجاز تغییر مکان محوری بادبندها در کشتش.

Performance Level	تغییر مکان محوری مجاز کشتی
IO	۰/۵ Δ_T
LS	۸/۰ Δ_T
CP	۱۱/۰ Δ_T

که در آن Δ_c و Δ_T تغییر مکان محوری مورد انتظار در فشار و کشتش می‌باشند.

در جدول ۷-۹ آیین‌نامه ASCE 41-13 (۲۰۱۳) ضوابطی برای کنترل ستون‌هایی که تحت اثر نیروهای کشتشی قرار دارند آمده است. تغییر طول محوری این ستون‌ها با توجه به رابطه (۱۴)

- فروریزش آن است. آیین‌نامه FEMA695 (۲۰۰۹) رویکرد کارآمدی بر اساس تئوری تحلیل‌های دینامیکی افزاینده (IDA) به منظور 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 ۳) 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 مهاربندی فولادی زمانی است که یکی از شرایط زیر محقق شود:
- حداکثر نسبت تغییر مکان جانبی طبقات از ۵ درصد تجاوز کند.
 - کاهش شیب منحنی IDA به کمتر از ۲۰ درصد متوسط شیب اولیه منحنی.
 - عدم همگرایی در آنالیز
- به منظور مقیاس کردن رکوردهای ارائه شده در جدول (۳)، طیف هر یک از رکوردها ترسیم می‌شود و نسبت شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه به دست آمده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ به شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب به دست آمده از طیف رکورد، محاسبه می‌شود و جهت اعمال به سازه در رکورد مورد نظر ضرب می‌شود.

جدول (۳): رکوردهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی افزاینده.

ردیف	M	سال	نام	زمین لرزه		رکورد حرکت	
				رکورد ایستگاه	PGV _{max}	PGA _{max}	
۱	۶/۷	۱۹۹۴	نورث ریج	BeverlyHills-Mulhol	۶۳	۰/۵۲	
۲	۶/۷	۱۹۹۴	نورث ریج	CanyonCountry-WLC	۴۵	۰/۴۸	
۳	۷/۱	۱۹۹۹	دوزچه، ترکیه	Bolu	۶۲	۰/۸۲	
۴	۷/۱	۱۹۹۹	هکتور ماین	Hector	۴۲	۰/۳۴	
۵	۶/۵	۱۹۷۹	ایمپریال والی	Delta	۳۳	۰/۳۵	
۶	۶/۵	۱۹۷۹	ایمپریال والی	EICentroArray#11	۴۲	۰/۳۸	
۷	۶/۹	۱۹۹۵	کوبه، ژاپن	Nishi-Akashi	۳۷	۰/۵۱	
۸	۶/۹	۱۹۹۵	کوبه، ژاپن	Shin-Osaka	۳۸	۰/۲۴	
۹	۷/۵	۱۹۹۹	کوجائیلی، ترکیه	Duzce	۵۹	۰/۳۶	
۱۰	۷/۵	۱۹۹۹	کوجائیلی، ترکیه	Arcelik	۴۰	۰/۲۲	
۱۱	۷/۳	۱۹۹۲	لاندرز	YermoFireStation	۵۲	۰/۲۴	
۱۲	۷/۳	۱۹۹۲	لاندرز	Coolwater	۴۲	۰/۴۲	
۱۳	۶/۹	۱۹۸۹	لوماپریتا	Capitola	۳۵	۰/۵۳	
۱۴	۶/۹	۱۹۸۹	لوماپریتا	GilroyArray#3	۴۵	۰/۵۶	
۱۵	۷/۴	۱۹۹۹	منجیل، ایران	Abbar	۵۴	۰/۵۱	
۱۶	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	EICentroImp.Co.	۴۶	۰/۳۶	
۱۷	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition	HillsPoeRoad(temp)	۳۶	۰/۴۵	
۱۸	۷	۱۹۹۲	کاپ مندوسینو	RioDellOverpass	۴۴	۰/۵۵	
۱۹	۷/۶	۱۹۹۹	چی-چی، تابوان	CHY101	۱۱۵	۰/۴۴	
۲۰	۷/۶	۱۹۹۹	چی-چی، تابوان	TCU045	۳۹	۰/۵۱	
۲۱	۶/۶	۱۹۷۱	سان فرناندو	LA-HollywoodStor	۱۹	۰/۲۱	
۲۲	۶/۵	۱۹۷۶	فیرولی، ایتالیا	Tolmezzo	۳۱	۰/۳۵	

فوق، پارامتر β_{TOT} مطابق رابطه (۱۹) ارائه شده است:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (19)$$

شکل منحنی شکنندگی و مقادیر مجاز و قابل پذیرش ACMR به شدت متأثر از عدم قطعیت‌های ذکر شده می‌باشند. در تحقیق پیش رو مقادیر β_{RTR} ، β_{DR} ، β_{TD} و β_{MDL} به ترتیب ۰/۴، ۱/۰، ۰/۲ و ۰/۲ مطابق مقادیر ارائه شده در FEMAP695 در نظر گرفته شده‌اند. بدین ترتیب پس از محاسبه ضریب CMR بر اساس تئوری منحنی‌های شکنندگی و به دست آوردن ضریب ACMR مطابق با پیروید و شکل پذیرش سازه، می‌بایست مقادیر ACMR محاسبه شده را با مقادیر مجاز و قابل پذیرش ارائه شده در FEMAP695 که تابعی از عدم قطعیت‌های ذکر شده است، مقایسه نمود. در نهایت عملکرد سازه‌ای قابل قبول و مورد پذیرش است که میزان ضریب ACMR برای آن بزرگ‌تر از مقادیر مجاز آیین‌نامه باشد.

۳- نتایج عددی

سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه قاب‌های سه دهانه ۱۰ طبقه نشان داده شده در شکل (۱)، هستند که در همه آنها اتصال تیر به ستون‌ها به صورت مفصلی است، طول دهانه‌ها ثابت و برابر ۵ متر و ارتفاع طبقات برابر سه متر می‌باشد. در طراحی تیرها و ستون‌ها از مقاطع W و برای بادبندها از مقاطع HSS استفاده شده است. تنش تسلیم مقاطع مختلف $F_y = 344/74$ مگاپاسکال می‌باشد. برای تعریف مشخصات مقاطع W، پس از تسلیم، ۳ 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.

همچنین مقادیر بار مرده و زنده به ترتیب ۱۰۰۰ و ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر است. عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر ۵ متر فرض می‌شود. از تحلیل غیرخطی استاتیکی (پوش‌اور) برای برآورد بارهای لرزه‌ای وارد بر سازه استفاده می‌شود. در جدول (۴)، مقاطع مورد استفاده در فرآیند بهینه‌سازی مورد استفاده در این مطالعه نشان داده شده است.

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 برآزش 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 آیین‌نامه FEMAP695 (۲۰۰۹) نسبت محدوده فروریزش $(CMR)^{13}$ برابر است با نسبت شتاب میانه فروریزش (\hat{S}_{CT}) به شدت بزرگ‌ترین زلزله محتمل $(S_{MT})^{14}$ که به صورت رابطه (۱۷) ارائه شده است. در این رابطه \hat{S}_{CT} شتابی است که در آن ۵۰ درصد رکوردهای زلزله منجر به رسیدن سازه به سطح فروریزش می‌گردند و S_{MT} شتاب طیفی متناظر با بزرگ‌ترین زلزله مورد انتظار در زمان تناوب مود اول^{۱۵} سازه است. نسبت محدوده فروریزش (CMR) به نوعی 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 به شدت تحت تأثیر محتوای فرکانسی و شکل طیف مجموعه رکوردها خصوصاً رکوردهای قوی، قرار دارد. به منظور لحاظ نمودن این اثرات مقادیر CMR به دست آمده با اعمال ضریب اصلاح که تابعی از پیروید سازه در مود اول و شکل پذیرش سازه است، به مقادیر ACMR تبدیل می‌شوند (رابطه ۱۸).

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (17)$$

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (18)$$

علاوه بر این، یکی دیگر از عوامل مؤثر در ارزیابی ایمنی لرزه‌ای سازه، وجود پارامترهای غیرقطعی نظیر عدم قطعیت‌های مرتبط با رکوردهای زلزله (β_{RTR}) ، ضوابط و الزامات طراحی (β_{DR}) ، داده‌های آزمایشگاهی (β_{TD}) و صحت مدل‌سازی (β_{MDL}) می‌باشند و جهت لحاظ نمودن اثر عدم قطعیت‌های

جدول (۴): لیست مقاطع مورد استفاده برای تیر و ستون و مهاربند.

Braces		Beams			Columns						
HSS6×6×0.500	14	HSS3×3×0.188	1	W21×57	14	W12×19	1	W14×283	14	W14×48	1
HSS6×6×0.625	15	HSS3×3×0.250	2	W24×55	15	W12×22	2	W14×311	15	W14×53	2
HSS8×8×0.500	16	HSS3×3×0.313	3	W21×68	16	W12×35	3	W14×342	16	W14×68	3
HSS7×7×0.625	17	HSS3×3×0.375	4	W24×62	17	W12×50	4	W14×370	17	W14×74	4
HSS8×8×0.625	18	HSS3-1/2×3-1/2×0.313	5	W24×76	18	W18×35	5	W14×398	18	W14×82	5
HSS9×9×0.625	19	HSS3-1/2×3-1/2×0.375	6	W24×84	19	W16×45	6	W14×426	19	W14×132	6
HSS10×10×0.625	20	HSS4×4×0.375	7	W27×94	20	W18×40	7	W14×455	20	W14×145	7
HSS10×10×0.750	21	HSS4-1/2×4-1/2×0.375	8	W27×102	21	W16×50	8	W14×500	21	W14×159	8
HSS12×12×0.750	22	HSS4×4×0.500	9	W27×114	22	W18×46	9	W14×550	22	W14×176	9
HSS14×14×0.875	23	HSS5×5×0.375	10	W30×108	23	W16×57	10	W14×605	23	W14×193	10
		HSS4-1/2×4-1/2×0.500	11	W30×116	24	W18×50	11	W14×665	24	W14×211	11
		HSS6×6×0.375	12			W21×44	12	W14×730	25	W14×233	12
		HSS5×5×0.500	13			W21×50	13			W14×257	13

جدول (۵): حل‌های بهینه قاب مهاربندی فولادی ۱۰ طبقه.

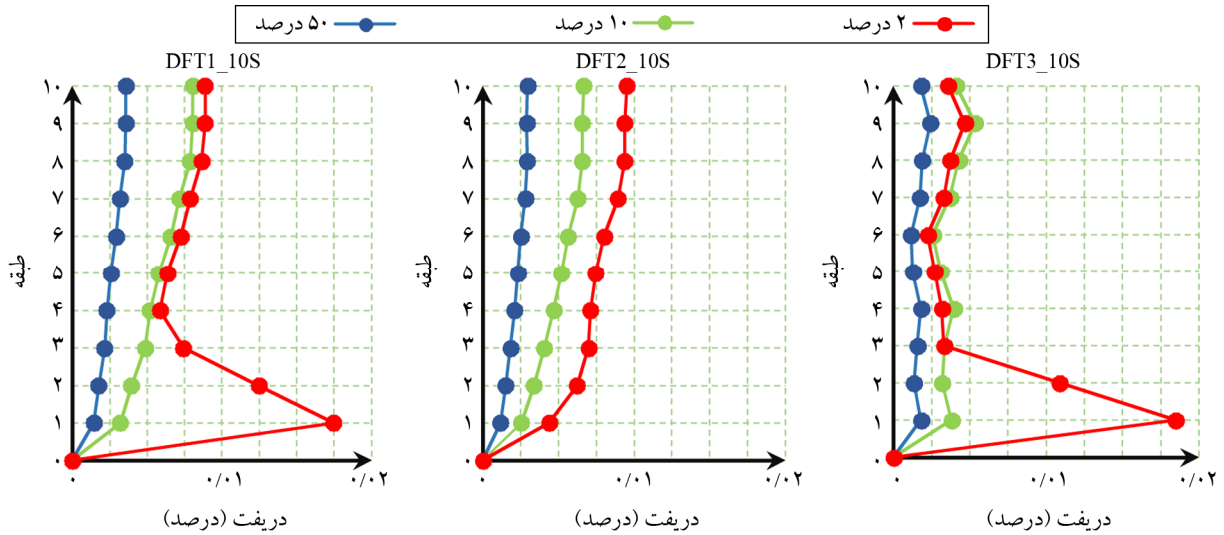
DOT3	DOT2	DOT1	DFT3	DFT2	DFT1	متغیرهای طراحی
۷	۶	۶	۶	۱۰	۱	C1
۶	۶	۶	۶	۶	۱	C2
1	۲	۳	۳	۵	۱	C3
۱	۱	۲	۱	۱	۱	C4
۱	۱	۱	۱	۱	۱	C5
۱	۱	۲	۳	۱۱	۱۵	C6
۱	۱	۲	۱	۷	۱۳	C7
۱	۱	۱	۱	۶	۶	C8
۱	۱	۱	۱	۱	۳	C9
۱	۱	۱	۱	۱	۱	C10
۱۹	۱۹	۱۹	۱۹	۱۵	۱۸	Br1
۱۹	۱۹	۱۹	۱۹	۱۴	۱۸	Br2
۱۹	۱۶	۱۸	۱۸	۱۴	۱۶	Br3
۱۸	۱۹	۱۸	۱۸	۱	۱۸	Br4
۱۹	۱۹	۱۹	۱۸	۱۴	۱۸	Br5
۱۶	۱۸	۱۸	۱۶	۱۴	۱۶	Br6
۱۶	۱۶	۱۸	۱۶	۱۲	۱۶	Br7
۱۴	۱۵	۱۴	۱۴	۱۲	۱۵	Br8
۱۲	۱۳	۱۴	۱۲	۱۲	۱۴	Br9
۱۲	۱۲	۸	۷	۷	۱۰	Br10
۳	۳	۳	۳	۳	۳	Bm1
۳۸۸۹۷/۳	۳۸۸۸۹/۶	۳۸۷۱۷/۳	۲۸۱۴۰	۲۷۶۱۷	۲۷۶۰۳/۷	وزن (کیلوگرم)

اجرائی، طراحی بر اساس نیرو و طراحی بر اساس عملکرد همگی قابل قبول هستند. منحنی دررفت قاب‌های بهینه در شکل‌های (۵) و (۶) نشان داده شده است. همچنین منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی در شکل‌های (۷) تا (۸) آورده شده است. نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی در جدول (۶) نشان داده شده است.

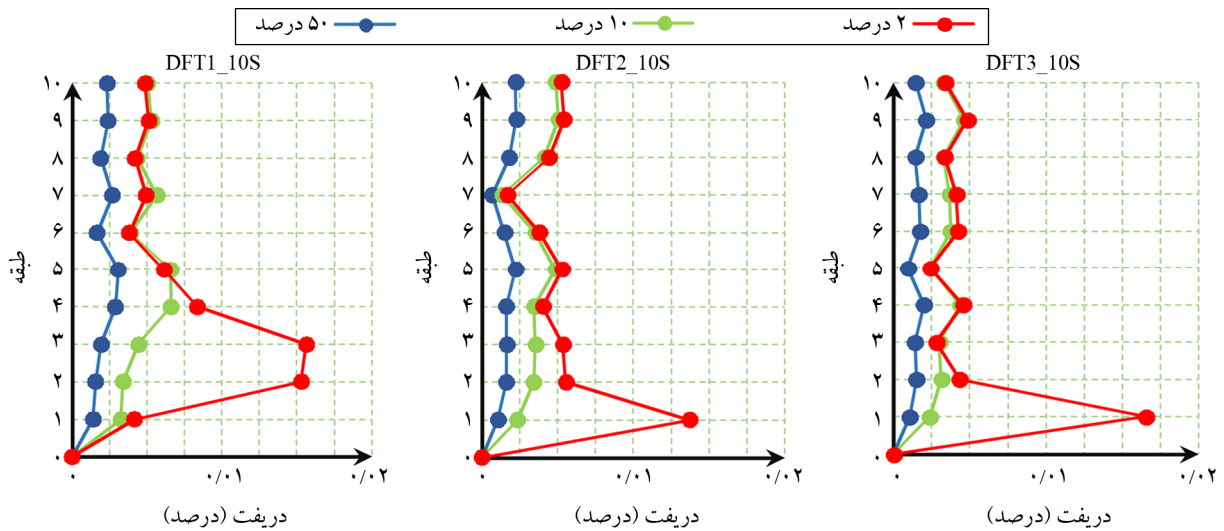
در قاب مهاربندی فولادی ۱۰ طبقه، سازه‌های بهینه با دهانه مهاربندی در وسط با DFT1 تا DFT3 و سازه ۱۰ طبقه با دهانه‌های مهاربندی کناری با DOT1 تا DOT3 نام‌گذاری شده‌اند. در جدول (۵) بهترین حل‌های به دست آمده به وسیله الگوریتم مرکز جرم نشان داده شده است. این حل‌ها از نظر قیود

جدول (۶): ایمنی لرزه‌ای حل‌های بیهینه قاب مهاربندی فولادی ۱۰ طبقه.

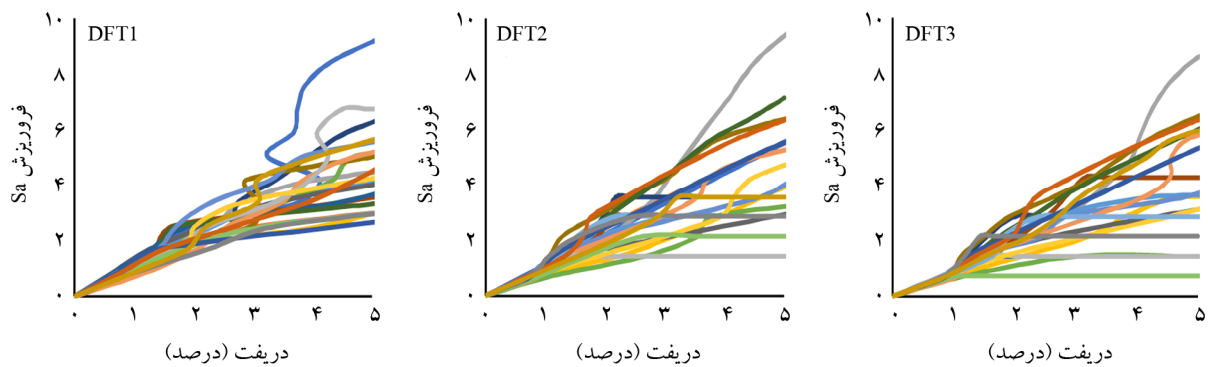
DOT3	DOT2	DOT1	DFT3	DFT2	DFT1	متغیرهای طراحی
۲/۸۶	۲/۹۳	۲/۸۹	۲/۷۳	۲/۵۹	۲/۶۱	CMR
۳/۲۷	۳/۳۷	۳/۳۱	۳/۱۱	۳/۱۹	۳/۱۵	ACMR



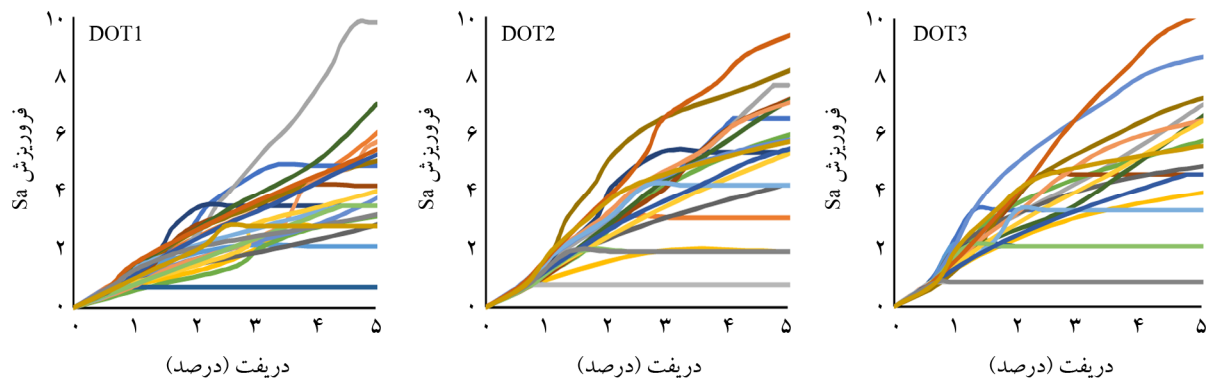
شکل (۵): نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات برای قاب‌های DFT1، DFT2، و DFT3 بیهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با دهانه وسط مهاربندی.



شکل (۶): نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات برای قاب‌های DOT1، DOT2، و DOT3 بیهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با دهانه‌های کناری مهاربندی.



شکل (۷): نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی برای قاب‌های DFT1، DFT2، و DFT3 بیهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با دهانه وسط مهاربندی.



شکل (۸): نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی متناظر برای قاب‌های DOT1، DOT2 و DOT3 بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با دهانه کناری مهاربندی.

Alimoradi, A., Pezeshk, S., & Foley, C. (2007). Probabilistic performance-based optimal design of steel moment-resisting frames. II: Applications. *Journal of Structural Engineering*, 133(6), 767-776.

ASCE/SEI 41-13. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Am Soc Civ Eng.

Bazeos, N. (2009). Comparison of three seismic design methods for plane steel frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(3), 553-562.

Chan, C.M. (2001). Optimal lateral stiffness design of tall buildings of mixed steel and concrete construction. *The Structural Design of Tall and special Buildings*, 10(3), 155-177.

Chopra, A.K., & Goe, R.K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 561-582.

Coello, C., Pulido, G., & Lechuga, M. (2004). Handling multiple objectives with particle swarm optimization. *IEEE Trans Evol Comput*, 8, 256-279.

Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., & Meyarivan, T. (2002). A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II. *IEEE Trans Evol Comput*, 6, 182-197.

Eiben, A.E., & Smith, J.E. (2003). *Introduction to Evolutionary Computing*, Springer.

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

FEMA P695A. (2009). *Recommended Methodology for Quantification of Building System Performance and Response Parameters*. Applied Technology Council,

۴- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به ارزیابی ایمنی لرزه‌ای سازه‌های بهینه مهاربندی فولادی طراحی شده بر اساس عملکرد پرداخته شده است. در مطالعه حاضر، ابتدا سازه‌های مهاربندی فولادی، برای موقعیت‌های ثابت مهاربند در دهانه وسط و دهانه‌های کناری، بر اساس وزن بهینه‌سازی شده‌اند. سپس سازه‌های بهینه به دست آمده، تحت آنالیز تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفته و نسبت ظرفیت فروریزش این قاب‌ها محاسبه شده و با یکدیگر مقایسه شده است. تمامی تحلیل‌ها در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام شده و محاسبات عددی و کدها در زبان برنامه‌نویسی Matlab کدنویسی شده است. از نتایج مهم این تحقیق می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- در قاب‌های بهینه به دست آمده، مسئله non-uniqueness مشاهده شد. بدین صورت که در قاب‌های بهینه طرح شده دارای وزن یکسان، ایمنی لرزه‌ای متفاوتی دارند.
- همه قاب‌های طراحی شده برای عدم قطعیت کل ۰/۵ دارای مقدار قابل پذیرش نسبت ظرفیت فروریزش با توجه به مقادیر Femap695 می‌باشد.
- با توجه به نتایج همچنین مشاهده گردید با افزایش وزن سازه ایمنی لرزه‌ای کمتر حاصل نمی‌شود.

مراجع

AISC-LRFD. (2001). *Manual of Steel Construction: Load & Resistance Factor Design*. 2nd ed. Chicago: American Institute of Steel Construction.

for *Seismic Resistant Design of Buildings*. Tehran: Building and Housing Research Center.

Zou, X. (2007). Multi objective optimization for performance-based design of reinforced concrete frames. *Journal of Structural Engineering*, 133(10), 1462-1474.

واژه‌نامه

Performance Base Design (PBD)	۱- طراحی مبتنی بر عملکرد
Optimization	۲- بهینه‌سازی
Performance Base Optimization Design (PBOD)	۳- طراحی بهینه مبتنی بر عملکرد
Gradient-Based Algorithm	۴- الگوریتم‌های مبتنی بر گرادیان
Metaheuristic Algorithm	۵- الگوریتم‌های فراکاوشی
Collapse Prevention	۶- پیشگیری از فروریزش
Life Safety	۷- ایمنی جانی
Immediate Occupancy	۸- قابلیت استفاده بی‌وقفه
Push Over Analysis	۹- تحلیل بار افزون
Geometric Constraints	۱۰- ضوابط هندسی
Strength Constraints	۱۱- قیدهای مقاومتی
Performance-Based Design Constraints	۱۲- قیدهای عملکردی
Collapse Margin Ratio (CMR)	۱۳- نسبت محدوده فروریزش
Maximum Considered Earthquake	۱۴- بزرگ‌ترین زلزله محتمل
Fundamental Period	۱۵- زمان تناوب مود اول

Redwood, CA.

FEMA-302. (1997). *Nehrp Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.

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

Gholizadeh, S., & Ebadijalal, M. (2018). Performance based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic. *Adv Eng Softw*, 123, 77-92. doi: 10.1016/J.ADVENGSOFT.2018.06.002

Gholizadeh, S., & Milany, A. (2018). An improved fireworks algorithm for discrete sizing optimization of steel skeletal structures. *Engineering Optimization*, 50(11), 1829-1849.

Ho-Huu, V. (2016). An adaptive elitist differential evolution for optimization of truss structures with discrete design variables. *Computers & Structures*, 165, 59-75.

Kaveh, A., & Sabzi, O. (2012). Optimal design of reinforced concrete frames Using big bang-big crunch algorithm. *IJCE*, 10(3), 189-200.

Lee, K.S. (2005). The harmony search heuristic algorithm for discrete structural optimization. *Engineering Optimization*, 37(7), 663-684.

MATLAB. (2016). *The Language of Technical Computing*. Math Works Inc.

Mirjalili, S., & Lewis, A. (2014). Grey Wolf Optimizer. *Advances in Engineering Software*, 69, 46-61.

Mitropoulou, C., Lagaros, N., & Papadrakakis, M. (2010). Building design based on energy dissipation: a critical assessment. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(6), 1375-1396.

OpenSees Version 2.4.0 [Computer Software]. PEER, Berkeley, CA n.d.

Priestley, M.J.N. (1998). *Brief Comments on Elastic Flexibility of Reinforced Concrete Frames and Significance to Seismic Design*. Wellington, Nouvelle-Zelande: New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 31.

Standard No. 2800. (2014). *Iranian Code of Practice*

Investigation of Seismic Safety in Performance Based Optimally Designed Bracing Frames

Ashkan KhodaBandehLou

Associate Professor, Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Urmia branch, Urmia, Iran,
a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir

Throughout history, structural engineers have always been trying to design optimal structures that are always cheap due to limited resources, and at the same time meet all existing design limitations. After the great damages caused by the earthquakes in the 1990s in America and Japan, the seismic design regulations made significant changes. Although there were not many casualties in these earthquakes, huge economic losses were left, which clearly revealed that the goal of life safety should not be only the design criteria should be used, and more performance levels should be controlled and verified in the designs. During the last few years, performance-based design has been introduced in regulations and expanded significantly, on the other hand, the improvement of computing power of computers and hardware systems has made it possible for people to use optimization methods and use advanced nonlinear analysis. Therefore, today we can use a meta-heuristic algorithm for the design of new structures to find the best design and perform a dynamic analysis to find the response of the structure. This possibility was previously only possible for the evaluation of existing buildings, and the performance evaluation methods at that time were defined by regulations. And various recipes were introduced. The main goal of performance-based design is to design structures whose behavior is predictable. The current method of designing structures is based on design by resistance method and includes estimating the base shear in the structure and its distribution in height and determining the required resistance of structural components against incoming loads, regardless of the deficiencies that exist in this method, expressing the behavior of the components A structure, only through resistance, in many cases does not give a suitable answer. In fact, the purpose of seismic design based on performance is to enable designers to design structures whose performance is predictable, because the involvement of employers in choosing the level of risk in the design in question at different earthquake levels requires knowing. The way the structure works in different earthquake levels. According to the design regulations, structural members are designed in such a way that they can withstand the incoming forces with a suitable safety margin that depends on the design method. After designing the structural members for the incoming forces, displacement controls are also performed in some cases the purpose of this research is to evaluate the seismic safety of steel frames with optimized cross convergent bracing in the framework of performance-based design approach. This research consists of two main steps. In the first step, two three-span ten-story frames with a cross bracing system with the position of the bracing in the middle opening and the side openings, using the meta-heuristic algorithm of the center of mass in the framework of the performance-based design method, and considering the weight of the structure as the objective function and the external penalty function method have been optimized. In this phase of the study, OpenSees software was used to perform nonlinear modeling and analysis, and MATLAB software was used to implement the optimization problem. In the second step, the seismic safety of the frames resulting from the optimization process has been investigated using incremental dynamic analysis. According to the obtained results, it was observed that placing the brace in the side openings reduces the seismic safety by almost 10% compared to the bracing frames with the placement of the brace in the middle opening.

Keywords: Seismic Safety, Center of Mass Algorithm, Performance-Based Optimization, Concentrically Braced Frame.