# تاثیر رکوردهای پالسدار بر ظرفیت فروریزش لرزهای قابهای خمشی ویژه بتنآرمه بهینهسازی شده بر اساس عملکرد در ساختمانهای بلند مرتبه

مهرناز کوه کمری ۱ و اشکان خدابندهلو ۲۰

۱ دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد ارومیه، ارومیه، ایران ۲ دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد ارومیه، ارومیه، ایران

دريافت: ۰۰/۰۰/۰۰، بازنگری: ۰۰/۰۰/۰۰، پذيرش: ۰۰/۰۰/۰۰، نشر آنلاين: ۰۰/۰۰/۰۰ (فونت: 10 pt ،B Nazanin)

# چکیدہ

الشكا يتكور

اثر تخریبی زلزله به عواملی چون مکانیزم شکست گسل، فاصله گسل تا ساختگاه، نوع خاک، مشخصات حرکت زمین و همچنین به خصوصیات دینامیکی سازه وابسته است. هدف از این مطالعه، بررسی تاثیر رکوردهای پالس دار بر ایمنی لرزهای قابهای خمشی ویژه بتنآرمه بهینه سازی شده بر اساس عملکرد در ساختمانهای بلند مرتبه می باشد. در این تحقیق به منظور مدلسازی و انجام تحلیل ها از نرم افزار اپن سیس و جهت پیاده سازی چهار چوب بهینه سازی مبتنی بر عملکرد از نرمافزار متلب استفاده شده است. در گام اول قابهای بلند خمشی با استفاده از تحلیل مودال پوش اور و لینک نرمافزار متلب با نرمافزار اپن سیس بر اساس ضوابط آیین نامه 17-24178، و FEMA356، بر اساس عملکرد بهینه سازی شدند. در گام دوم، ارزیابی لرزه ای قابهای بهینه سازی شده ، با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی IDA، نمودارهای شکنندگی و مقدار نسبت حاشیه فروریزش بدست آمده مورد بحث و قابهای بهینه سازی شده ، با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی IDA، نمودارهای شکنندگی و مقدار نسبت حاشیه فروریزش بدست آمده مورد بحث و می بشند. با توجه به نتایج بدست آمده از تحلیل دینامیکی افزایندی با ارتفاع طبقات ۲۰۲ متر و عرض دهانه ۶ متر، مثالهای مورد بررسی در این تحقیق می باشند. با توجه به نتایج بدست آمده از دینامیکی افزاینده بر روی سازه های مذکور، ظرفیت فروریزش قاب ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه تحت زلزلههای پالس دار، می باشند. با توجه به نتایج بدست آمده از دینامیکی افزاینده بر روی سازه های مذکور، ظرفیت فروریزش قاب ۲۰، ۲۵ و ۲۰ طبقه تحت زلزلههای پالس دار، ترتیب ۲۳٪، ۳۶٪ و ۵۹٪ کمتر از ظرفیت فروریزش قابهای مذکور تحت زلزلههای بدون پالس می باشد. از طرفی هر سه قاب طراحی شده از لحاظ ایمنی لرزه ای در محدوده قابل قبول با توجه به ACMR، مجاز می باشد.

**كليدواژهها:** قاب خمشي بلند بتني، بهينهسازي، طراحي بر اساس عملكرد، تحليل ديناميكي افزايشي، نسبت ظرفيت فروريزش.

# ۱– مقدمه

زلزلهها را میتوان بر حسب فاصله محل ثبت رکورد تا گسل (محل اصلی لغزش) به دو دسته زلزلههای نزدیک گسل و دور گسل تقسیم بندی کرد. به محدوده ای که در فاصله ۱۰ تا ۲۰ کیلومتری از گسل مسبب زلزله باشد، محدوده نزدیک گسل گفته میشود. هر چند فاصله مشخصی را برای این منظور نمیتوان برای تمام زلزلهها مشخص کرد زیرا این محدوده به عوامل خاصی از جمله بزرگی زلزله، طول گسل و شرایط ساختگاهی وابسته می باشد (2006, et al. 2006). رکوردهای حاصل از زلزلههای حوزه نزدیک به دلیل نزدیکی فاصله محل منبع انتشار موج تا محل نزدیک تر درای مشخصههای ویژهای از جمله جهت پذیری پیشرونده شکست (Forward rupture directivity) و محتوای

فرکانسی بالا میباشند که آنها را از دیگر رکوردها متمایز میکند. زمانیکه انتشار گسیختگی گسل با دور شدن از مرکز زلزله، به سمت سایت گسترش یابد، به علت نزدیک بودن سرعت گسیختگی گسل به سرعت انتشار موج برشی، امواج آزاد شده در لغزشهای متوالی در قسمت های جلوی مسیر گسیختگی جمع میشوند که با تجمع امواج برشی رسیده به سایت مواجه خواهیم بود، در نتیجه جبهه موج تشکیل شده به طور ناگهانی و به صورت یک شوک قوی به سایت میرسد که این امواج باعث ایجاد یک یا چند پالس نیرومند میشوند که معمولا در ابتدای رکورد مربوط به سرعت زلزله های نزدیک گسل دیده میشود که این پالس بزرگ در جابجایی برشی در گسل متمایل شده، و مولفه عمود بر گسل جهت عمود بر صفحه گسل متمایل شده، و مولفه عمود بر گسل

ناشر: معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه تبریز شاپا الکترونیکی: ۴۰۷۷-۲۷۱۷

https://doi.org/10.22034/CEEJ.0000.00000.0000

\* Orcid Cod Corresponding Author: 0000-0000-0000

آدرس ايميل: aaaa@cccc.ac.ir (ن. اول)، bbbb@cccc.ac.ir (ن. دوم).

\* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۰۰۰۰۰۰۰۰

شده در نظر گرفته می شود، در حالی که هر عضو با توجه به مشخصاتش یک رفتار مجزا و یک میزان شکل پذیری از خود نشان مىدهد. براى رفع اين ايرادات، روشى از طراحى سازه به نام طراحی عملکردی معرفی شده است. در روش طراحی عملکردی سازه، رفتار یا عملکرد یک سازه و همچنین عملکرد تک تک اعضای آن را تحت یک زلزله یا طیف پاسخ آییننامههای موجود، مورد بررسی می گیرد و اعضایی را که مطابق انتظار رفتار نمی کنند را به گونهای تغییر داده می شوند تا رفتار و خرابیها یا سطح عملکرد مورد نظر ما را برآورده کنند. آییننامههای بهسازی موجود در دنیا، از جمله دستور العمل بهسازی لرزهای ایران، بر پایه تئوریهای عملکردی تنظیم شدهاند و از این رو مبنای طراحی عملکردی میباشند. دو عامل تأثیرگذار در طراحی عملکردی، سطوح خطر زلزله و سطوح عملکرد سازهای میباشد. برای طراحی عملکردی یا بهسازی لرزهای یک سازه، بخشی از فرضیات طراح، بر پایهی زلزلهایست که انتظار میرود سازه در آینده تحت تأثیر آن قرار گیرد؛ در نتیجه، طراحی اعضای سازه به گونهای صورت می گیرد که تحت زلزله یمذکور، رفتار آنها مطابق خواسته ی ما (عملكرد مورد انتظار) باشد (Elnashi et al., 2006). سطح خطر لرزهای به معنای زلزله انتخابی میباشد که بر اساس نیروی ناشی از آن، سازهی مورد نظر مورد تحلیل و طراحی قرار می گیرد. در نشریه شماره ۳۶۰، روشهای برآورد طیف طرح شتاب بر اساس سطوح خطر مورد نظر، معرفی شده است. همانطور که در این نشریه ذکر شده برای محاسبه نیروی حاصل از زمین لرزه در هر یک از سطوح خطر مورد نظر، می توان از دو فرآیند شکل طیف ثابت و یا طیف طرح ویژه ساختگاه استفاده کرد که طیف شکل ثابت می تواند طیف استاندارد ۲۸۰۰ و یا طیف نشریه شماره ۳۶۰ باشد. پس از انتخاب سطح خطر لرزه ای مورد نظر، باید میزان آسيب مطلوب درصورت وقوع زلزله سطح خطر انتخاب شود. سطح عملکرد سازه همان میزان آسیب مورد نظر است که از مجموعهی تغییر شکل ها و خرابی های تک تک اعضا حاصل می شود؛ پس با انتخاب یک سطح عملکردسازه ای ، محدودیتی برای میزان خرابی هر عضو تحت نیروهای لرزهای حاصل از زلزله سطح خطر تعیین میکنیم و اعضا باید بگونه ای طراحی شوند که این محدودیتها را با توجه به سطح عملکرد ساختمان و سطح خطر انتخابی ما ارضا کنند. از طرفی طراحی بهینه سازهها در برابر بارهای لرزهای یکی از زمینه های فعال تحقیقاتی در حوزه مهندسی سازه است (Kaveh and Sabzi, 2012). در واقع با فرض كردن پاسخ استاتیکی و صرف نظر کردن از ویژگیهای دینامیکی رفتار لرزهای سازه در طی یک فرایند بهینه-سازی، ممکن است سازه در برابر نیروهای ناشی از زلزله بسیار آسیبپذیر باشد. با توجه به نیاز روزافزون جوامع مهندسی به طرح سازههای ایمن و در عین حال اقتصادی، در این تحقیق به بهینهسازی قاب خمشی بلند بتنآرمه در پریودهای بزرگتر از ۵.۰ ثانیه بزرگتر از مولفه موازی با گسل شود (Elnashi et al., 2006). مطابق این آیین نامهها، در مواردی که احداث ساختمان در محدوده گسل اجتناب ناپذیر است باید تمهیدات فنی ویژه در طراحی منظور گردد. با توجه به تخریب گسترده سازهها در زلزله نورثریج، که حتی برخی از آنان تحت نظر آیین نامه های وقت طراحی شده بودند، لزوم انجام تحقیقات و مطالعات گسترده بر روی زلزله های نزدیک گسل و شناخت عوامل آن جهت تغییر در آییننامهها ضروری به نظر میرسید. بر طبق تحقیقات صورت گرفته مشخص شد که تاثیرات زلزلههای نزدیک گسل از تاثیرات ارائه شده در آییننامهها بیشتر است. در زلزله های حوزه نزدیک به دلیل آنکه امواج سریعا به سازه منتقل می شوند و مسیر تاثیر زیادی بر امواج نمی گذارند، بنابراین سازه بیشتر متاثر از مكانيزم وقوع زمين لرزه قرار مي گيرد. خصوصيات رکوردهای نزدیک گسل به عوامل مختلفی هم چون جهت پذیری شکست، وضعیت امتداد گسل نسبت به سازه و تغییر مکان ماندگار زمین وابسته هستند. در زلزله حوزه نزدیک به دلیل سرعت بالا مقدار انرژی زیادی در مدت زمان بسیار کمی به سازه وارد میشود و از سوی دیگر هنگامی که سرعت بیشتر می شود، مصالح تردتر رفتار مي كنند و اين بدان معناست كه نقطه تسليم در سازه و مصالح بالا مي رود كه لازمه اين موضوع تقاضاى شكل پذيرى بالای سازه ها جهت جذب انرژی میباشد. لذا با توجه به اثرات مخرب و جبران ناپذیر زلزلههای نزدیک گسل و با توجه به قرار گیری بسیاری از نقاط جهان در نزدیکی گسلهای فعال، وجود دانشي كافي در مورد خصوصيات زمين لرزههايي كه در اين نواحي رخ میدهد بسیار حائز اهمیت میباشند. بنابراین، بایستی با در نظر گرفتن این خصوصیات مهم در ناحیه نزدیک گسل و با دخالت دادن این ویژگیها در آیین نامه های لرزهای سازهها، بخصوص برای ساختمانهای بلند مرتبه به دلیل رواج طراحی این نوع ساختمانها در سالهای اخیر، گامی اساسی در بهبود طراحی سازه های واقع در نواحی نزدیک گسل برداشته شود. رویکرد طراحی سازهها به صورت سنتی این شکل میباشد که نیروهای ایجاد شده در هر عضو محاسبه شده و با توجه به سیستم سازهای و میزان شکل پذیری آن، برای کل سازه یک ضریب رفتار در نظر گرفته می شود تا از ظرفیت شکل پذیری سازه استفاده شود؛ در ادامه هم اعضای سازه طوری طراحی می شوند تا اطمینان حاصل شود که تحت نیروهای محاسبه شده، در اعضای حیاتی مانند ستونها، بجز در نقاطی که از پیش تعیین میشوند، رفتاری خارج از ناحیه الاستیک نداشته باشد (Elnashi et al., 2006). در روشهای فعلی طراحی سازه که به اصطلاح به آنها روشهای طراحی تجویزی می گوییم، ایراداتی وجود دارد؛ به عنوان مثال برای کل یک سازه با یک سیستم باربر جانبی بخصوص یک ضریب رفتار با توجه به میزان شکل پذیری سیستم سازهای، برای کاهش نیروهای محاسبه

با شکل پذیری ویژه و با نسبتهای متفاوت ارتفاع به عرض قاب با استفاده از الگوریتمهای پیشرفته بهینهسازی پرداخته شده است (Xu et al., 2017). طراحى بر اساس عملكرد به عنوان روشى كه مبتنی بر پذیرش تغییر مکان و شکل پذیری مورد انتظار میباشد، مورد توجه قرار گرفته است (Fragiadakis et al., 2006). طراحی سازه با رفتار الاستیک در هنگام رخداد زلزله، افزایش ظرفیت جذب انرژی و استهلاک سازه، افزایش تعداد مفاصل پلاستیک در سازه برای افزایش جذب انژی و استهلاک سازه، توانایی سازه در تغیییر شکل های غیرخطی و غیر الاستیک ناشی از زلزله و مقاومت کافی در برابر آن و افزایش ظرفیت دورانی سازه و به تبع آن افزایش شکلپذیری سازه از اهداف این طراحی میباشد (Rojas et al., 2007). در طراحیهای مهندسی هدف مطلوب كاهش هزينهٔ پروژه تا حد ممكن مىباشد. در مهندسى سازه اين هدف در مراحل مختلف از جمله مرحله طراحی، ساخت و نصب دنبال می شود. هدف از طراحی بهینه کاهش هزینه در مرحله طراحى مىباشد كه براى اين مقصود الگوريتمهاى متعدد فراكاوشي الهام گرفته شده از طبيعت، توسعه زيادي يافتهاند. نكته مهم دیگر در طراحی بهینه، روش تحلیل و طراحی سازه میباشد (Elnashi et al., 2006). از آنجائیکه بارهای لرزهای دارای طبیعت غیر قابل پیشبینی میباشند، اگر طراحی بگونه ای باشد که سازه در هنگام زلزله در محدودهٔ خطی بماند وزن سازه بدست آمده از این روش طراحی، به طور غیراقتصادی افزایش خواهد یافت. بنابراین آییننامههای ساختمانی و روشهای طراحی، محدوده غیر الاستیک رفتار سازه را با روشهای ایمن در طراحی در نظر می گیرند (Stewart, et al, 2001) یک رویکرد قوی برای طراحی سازهها و ملحوظ داشتن محدوده غیرالاستیک، طراحی بر مبنای عملکرد میباشد که یک رویکرد چند سطحه 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 بایستی در مقابل مخاطرات لرزهای با شدت کم و دوره زمانی کوتاه تا زلزلههای با شدت زیاد و دوره زمانی بلند، اهداف عملکردی مختلف را برآورده نموده و ایمنی سازه را افزایش دهد (Deierlein, et al, (2007. روشهای بهینهسازی را میتوان به طور موثر درطراحیهای مبتنی بر عملکرد استفاده نمود و عملکرد سازه را به عنوان یکی از اهداف طراحی و یا قیود مسئله تعریف کرد. بر اساس آئیننامه های طراحی، اعضای سازهای باید بگونهای طراحی شوند که نیروهای وارده را با حاشیه ایمنی مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد تحمل کنند (Kaveh and Sabzi, 2012). در

طول تاریخ مهندسان همیشه در تکاپوی طراحی سیستمهای بهینهای بودهاند که بدلیل محدودیت منابع، همواره ارزان بودن و در عین حال برآورده شدن تمامی محدودیت های موجود، مهم ترین معيار انتخاب براى آنان بوده است (Bayati and Masoud, 2012). امروزه بهينهسازى يک فرآيند بسيار کارآمد براى صرفهجويى اقتصادی در روند طراحی، ساخت و نگهداری سازهها بشمار می آید. از طرفی روش طراحی بر اساس عملکرد، از پیشرفتهترین روشهای طراحی لرزهای سازهها میباشد. بنابراین، طراحی بهینه سازهها بر اساس عملکرد، سازههایی را بدست خواهد داد که در عین اقتصادی بودن از ایمنی و قابلیت اطمینان مناسبی برخوردار می باشند (Rojas et al., 2007). در تحلیل لرزه ای یک سازه، نیاز و ظرفیت آن نقش مهمی را ایفا میکند. روشهای بسیار زیادی وجود دارند که نیاز و ظرفیت سازه را برای تحریکات لرزهای ارزیابی میکنند. یکی از روشهای متداول برای ارزیابی ظرفیت سازه تحليل ديناميكي فزاينده است. امروزه، تحليل ديناميكي فزاينده یک ابزار دقیق برای تخیمن ظرفیت سازه معرفی میشود. در این تحلیل مدل سازهای تحت اثر تعدادی رکورد زمین لرزه، که از شدت کم به شدت زیاد مقیاس شدهاند، قرار می گیرد. یکی از چالشهای که در مسیر تحلیل وجود دارد، نحوه انتخاب رکوردها و تاثیر آن بر یاسخها و عدم قطعیتها است (Asgarian et al., (2010. حدوداً از سال ۲۰۰۵ تحقیقات گستردهای در این زمینه توسط دیرلین، هسلتون و کرنل انجام شدهاست (Hardyniec and) Charney, 2015). كه نتايج بخشى از اين تحقيقات را مىتوان در FEMA-P695، مشاهده نمود (Cha and Bai, 2016). 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 حاشيه ايمنى قابل قبول خواهد بود (Cha and Bai, 2016). ارزیابی دقیقتر ایمنی لرزهای یک سازه از مهمترین موضوعات در آنالیز لرزهای سازهها میباشد که در سالهای اخیر تاثیر پارامترهای مختلفی چون ابعاد تیرها، ستونها، هندسه و شکل اعضای سازهای و دیگر پارامترهای سازه روی ایمنی لرزهای سازهها بررسی شدهاند و در همین راستا تاثیر ابعاد در سازههای بتنی یکی از موضوعات مهمی است که تاکنون به صورت جدی مورد مطالعه قرار نگرفته است و با توجه به زلزلههای اخیر در سراسر جهان و آسیبهای به جامانده از این زلزلهها، بررسی این موضوع و تحقیق در این باره مهم به نظر میآید. لذا با توجه به اثرات مخرب و جبران ناپذیر زلزله بر روی سازههای بلند و با توجه به قرار گیری بسیاری از نقاط جهان در نزدیکی گسلهای فعال، وجود دانشی کافی در مورد خصوصیات زمین لرزههایی که در این نواحی رخ میدهد بسیار

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

### ۲- روش تحقيق

در این مطالعه ۳ قاب خمشی بلند بتنی ۲۰، ۲۵، و ۳۰ طبقه با ارتفاع طبقات ۳.۲ متر و عرض دهانه ۶ متر، مثالهای مورد بررسی در این تحقیق می باشند. مقاومت فشاری نمونه ۲۸ روزه استوانهای بتن، ۲۸ مگاپاسکال و فولادها از نوع گرید ۶۰ با تنش تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال درنظر گرفته شده است. جهت لحاظ نمودن اثر محصور شدگی بتن، اعضا به دو بخش هسته و پوشش تقسیم بندی شده اند. مقاومت بتن هسته و كرنش متناظر با آن براساس روابط مندر محاسبه و لحاظ می شوند (Hwang and Lignos, 2017). مقدار بار مرده و زنده بهترتیب ۳۰۰۰ و ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر میباشد. ترکیبات بارگذاری ثقلی جهت انجام تحلیل نیرویی برابر ۱۲۰ درصد بار مرده بعلاوه ۱۶۰ درصد بار زنده، و ترکیبات بارگذاری ثقلی به منظور انجام تحلیل بارافزون و تاریخچه زمانی برابر صد در صد بار مرده بعلاوه ۲۵ درصد بار زنده، در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح مورد استفاده در این تحقیق، طبق جدول شماره (۱)، ارائه شده است. در پژوهش حاضر عناصر سازهای توسط المان تیر و ستون غیرخطی شامل مقاطع فایبر و براساس شیوه انتگرال گیری پلاستیسیته گسترده مدل شدهاند. اثرات Ρ-Δ، نیز در المانهای ستون لحاظ می شود و بمنظور شبیه سازی اثرات دال صلب، تغییر مکان افقی گرهها یکسانسازی میشود. برای مدلسازی رفتار بتن محصور شده و بتن محصور نشده از ماده Concrete01، استفاده شده است همچنین از مقاومت کششی بتن در تحلیلها صرفنظر شده است. برای مدلسازی رفتار میلگردهای فولادی مورد استفاده از مصالح فولاد Steel02، با سخت شوندگی ایزوتزوپیک ۳٪، استفاده شده است. به منظور محاسبه پارامترهای موردنیاز بتن محصور شده و بتن محصور نشده از جمله: مقاومت فشاری حداکثر، کرنش در مقاومت فشاری حداکثر و کرنش نهایی، از مدل مندر استفاده گردیده است (Hwang and Lignos, 2017). عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر ۶ متر می باشد. در شکل شماره (۱)، قابهای مورد بررسی در این تحقیق با

گروهبندی مربوطه نشان داده شده است. در این مطالعه برای مدلسازی اجزای محدود و همچنین آنالیز سازه از نرمافزار کد باز OpenSees، و جهت بهینهسازی از نرمافزار متلب استفاده میشود (Hajirasouliha et al., 2012). در این مطالعه قابهای نشان داده شده در شکل شماره ۱، در شکل شماره ۱، با استفاده از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، با اعمال ضوابط هندسی، ضوابط طراحی بر اساس مقاومت نهایی، ضوابط عملکردی و تیر ضعیف و ستون قوی بصورت تک هدفه بهینهسازی شدند.

# 1-۲- الگوريتم بهينه سازي

در این تحقیق از الگوریتم تکاملی فرابتکاری مرکز جرم (Center of Mass Optimization (CMO)، برای بهینهسازی وزن قابهای مورد مطالعه، به علت دارا بودن تنها یک پارامتر تنظیم و قابلیت حل مسائل پیچیده بهینهسازی استفاده شده است (Gholizadeh and Ebadijalal, 2018). این الگوریتم فرابتکاری مبتنی بر مفهوم مرکز جرم میباشد. به طوری که اگر هرجرم مامور جستجو بزرگتر باشد، فاصله آن تا مرکز جرم کوچکتر خواهد بود و برعکس. در ادامه به فرمول بندی الگوریتم بهینهسازی مرکز جرم پرداخته شده است.

# ۲-۲- فرمول بندی الگوریتم مرکز جرم

در الگوریتم CMO، جرم هر مامور جستجو از رابطه (۱)، محاسبه می شود (Cholizadeh and Ebadijalal, 2018):

$$m_i = \frac{1}{fit_i} \tag{1}$$

که در آن  $fit_i$ ، مقدار برازندگی تابع هدف به ازای موقعیت مامور i ام میباشد. ماموران جستجو براساس برازندگی آنها مرتب شده و به دو گروه مساوی تقسیم میشوند. هر مامور جستجو یک جرم نامیده میشود. جرمهای بزرگتر در گروه اول و جرم های کوچکتر در گروه دوم قرار می گیرند. هر جرم در گروه اول با یک جرم در گروه دوم براساس فاصله بین آنها بروز میشود. برای هر زوج از ذرات در تکرار I ام و برای هر مامور i ام، موقعیت مرکز جرم (XC)، و فاصله ذرات (D1)، با استفاده از روابط (۲) و (۳) بدست می آید:

$$X_{i}^{C}(l) = \frac{m_{i}X_{i}(l) + m_{\frac{nop}{2}+i}X_{\frac{nop}{2}+i}(l)}{m_{i} + m_{\frac{nop}{2}+i}}$$
(7)

$$Dl_i(l) = \left| X_i(l) - X_{\frac{nop}{2}+i}(l) \right| \tag{7}$$



210

180

150

								9	149 <sup>00</sup>	179	209
								58	148	178	208.
								38	147	177	207
								27	146	176	206
					125	150	175	26	145	175	205
				25	124	149	174	25	144	174	20 <b>4</b>
				24	123	148	173	24	143	173	203.
				23	122	147	172	3	142	172	202
				22	121	148	171	ដ	141	171	201
				2	120	145	1708	2	140	170	200
_	100	120	140	3	110	144	100	2	130	169	190
2	99 🕈	119 <sup>0</sup>	139 <sup>∞</sup>	₽ ₽	4	144	109	6	120	160	100
÷	98 <sup>H</sup>	118 <sup>K</sup>	138 🏁	œ	118	143	168	8	130	00 101	0
18	97 <sup>88</sup>	<sup>资</sup>	137 <sup>R</sup>	1	117	142	167~	5	137	167	194
4	96 🗠	116 🔓	136 🗠	9	116	141	166	ω	136	166	196
16	95 <sup>წ</sup>	۲15 <sup>در</sup>	<sup>بو</sup> 135	-	115*	140	165	5	135	165	195
15	94 <sup>5</sup> 8	114 <sup>5</sup> 6	134 <sup>ピ</sup>	÷	114 <sup>¥</sup>	139	164	4	134	164	194
14	93 8	113 5	133 2	4	113	138	163	-	133	163	193
₽	92 R	112 6	132	÷	112	137	162	÷	132	162	192
4	91 R	111 6	131 8	4	111	136	161		131	161	191
÷	<u>ب</u> س ب	110 5	120 5	÷	110 <sup>8</sup>	135	160	÷	130	180	190
9	ం ల్	100 5	120 8	우	109 <sup>89</sup>	134	159	9	129	159	189
6	3 6	109	129	a	108	133	158	o	128	158	188
8	3 To	407 8	120 -	8	107	132	157	œ	127	1578	187
~	۲ ۵	100 4	121	2	108	131	158	~	126	156	186
9	29 29	405 9	120	9	105	130	155	ģ	125	155 <sup>B</sup>	185
5	25 0	401	120	ŝ	104	120	154	ŝ	124	154 B	184 184
4	04	104	124	4	102	120	152	4	123	153	183
3	83 N	103 ×	123	e	300	123	153	<b>"</b>	122	152	182
~	82 (	102 9	122 0	~	102	127	152	~	124	15,00	10,2
	81 ~	101 4	121 <sup>©</sup>	-	101 贸	128	151	-	141 151	2 G	191
	~	<b>7</b> 4	و			L.×			. 7	L.	

یں شکل ۱- قابھای مورد مطالعہ در این تحقیق

جدول ۱- مشخصات مصالح

	بتن	أرماتور				
هسته		پوسته		تنش تسليم	مدول الاستيسيته	سخت
تنش (مگاپاسکال)	كرنش	تنش (مگاپاسکال)	كرنش	۔ (مگاپاسکال)	(مگاپاسکال)	شوندگی
۳۳.۶۰	•.••۴	۲۸.۰۰	۰.۰۰۲۵	47	۲.۰۰Ε٠۵	۰.۰۳

ناشر: معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه تبریز شاپا الکترونیکی: ۴۰۷۷-۲۷۱۷



\* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۰۰۰۰۰۰-۰۰

\* Orcid Cod Corresponding Author: 0000-0000-0000-0000

https://doi.org/10.22034/CEEJ.0000.00000.0000

آدرس ايميل: aaaa@cccc.ac.ir (ن. اول)، bbbb@cccc.ac.ir (ن. دوم).



که nop، نشاندهنده تعداد ذرات میباشد. توانایی ایجاد تعادل بین بهینه موضعی (exploration)، و بهینه کلی (exploitation)، یکی از مهمترین ویژگیهای این الگوریتم است. در طی فرآیند بهینهسازی نرخ بهینه موضعی کاهش یافته و نرخ بهینه کلی افزایش مییابد.

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

در گام اول کنترلهای اجرایی قابها بررسی و سپس قابها براساس 14-ACI 318، طراحی و الزامات آییننامهای شامل نسبت تقاضا به ظرفیت اعضای سازهای کنترل میشود ,ACI (ACI. 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 اثر همزمان بار محوری و لنگر خمشی از نمودار ساده شده میشود. جهت تخمین ظرفیت ستونها با دقت قابل قبول تحت اثر همزمان بار محوری و لنگر خمشی از نمودار ساده شده ماره (۲)، استفاده، و کنترلهای لحاظ شده بر ظرفیت ستونها نیز بر اساس این نمودار اعمال میشود.

در شکل شماره (۲)، نقطه A بیانگر حداکثر ظرفیت ستون مورد نظر و نقطه B بیانگر تقاضای ستون تحت اثر بارهای ضریبدار میباشند. طول پاره خط ( OA(Loa) و (OB(LoB) به ترتیب براساس روابط شماره (۴) و (۵) بدست میآید. در صورتی که LoB≥LoA باشد، ستون مورد نظر از ایمنی کافی برخوردار است. علاوه بر محدودیتهای مقاومتی، محدودیتهای هندسی نیز بر اعضای ستون اعمال میشود که با توجه به قیدهای هندسی، ابعاد و تعداد آرماتور طولی ستون فوقانی میبایست کوچکتر یا مساوی ابعاد و تعداد آرماتورهای ستون تحتانی باشد.

$$L_{0A} = \sqrt{(\emptyset M_n)^2 + (\emptyset P_n)^2}$$
 (°)

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



$$g_1 = \frac{M_u^+}{\Phi M_n^+} - 1 \le 0$$
 (7)

$$g_2 = \frac{L_{OB}}{L_{OA}} - 1 \le 0 \tag{(Y)}$$

$$g_3 = \frac{b_T}{b_B} - 1 \le 0 \tag{(A)}$$

$$g_4 = \frac{n_T}{n_B} - 1 \le 0 \tag{9}$$

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

### ۴-۲- فرمولبندی طراحی مبتنی بر عملکرد

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

ناشر: معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه تبریز شاپا الکترونیکی: ۴۰۷۷–۲۷۱۷

\* Orcid Cod Corresponding Author: 0000-0000-0000

\* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۰۰۰۰۰۰-۰۰

از بارهای طراحی می باشند تعریف می گردد. سطح رفتاری لرزهای مورد نظر از ساختمان که معمولاً با تعیین ماکزیمم خرابی مجاز سازهای و غیرسازهای برای سطح مشخصی از خطرپذیری لرزهای بیان می شود، اهداف عملکردی (Performance Objectives)، نام دارد. برای عملکرد هر ساختمان در هنگام رخداد زمین لرزه، مى بايست سطح خطر را دانست و متناسب با آن آسيب قابل قبول یا مورد انتظار را تعریف کرد. لذا میزان آسیب متناظر با سطح خطر (Seismic Level)، 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 پوشاور به منظور کنترل سازه در سطوح مختلف عملکردی استفاده می شود. به نحوی که بار جانبی تحت اثر یک الگوی خاص گام به گام افزایش می یابد تا جابجایی نقطه مرکز جرم بام (نقطه کنترل) به میزان تغییر مکان هدف Target) (Displacement، برسد. تغییر مکان هدف حداکثر میزان جابجایی است که فرض می شود سازه تحت حداکثر زلزله در نظر گرفته شده تجربه میکند و مطابق رابطه شماره (۱۰) محاسبه می شود (ASCE/SEI 41-13, 2013).

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \tag{(1)}$$

$$T_e = T_i \sqrt{K_i/K_e} \tag{11}$$

در رابطه فوق، *T<sub>e</sub>،* زمان تناوب اصلی موثر ساختمان موثر در جهت مورد بررسی مطابق با منحنی نیرو - جابجایی ایده آل سازی ، $K_i$  مطابق شکل شماره (۳)،  $T_i$ ، زمان تناوب اولیه سازه،  $K_e$  و بترتیب سختی موثر و اولیه سازه و *S*<sub>a</sub>، شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب موثر سازه می باشند.  $C_1$  و  $C_0$ ، ضرایب اصلاح جابجایی هستند که از جداول و روابط موجود در ASCE41-13، بدست مى آيند (ASCE/SEI 41-13, 2013). جهت محاسبه شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، که درشکل شماره (۴)، نشان داده شده است، استفاده مى شود (Standard No. 2800, 2014). شتاب طيفى بدست آمده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، متناظر با شتاب در سطح عملکرد ایمنی جانی است و به منظور محاسبه شتاب در سطح عملكردى قابليت استفاده بىوقفه از رابطه شماره (١٢)، و جهت محاسبه شتاب متناظر با سطح عملكردى آستانه فروريزش از رابطه شماره (۱۳)، استفاده می شود. که در آن  $S_{10/50}$  شتاب  $P_R$ ، ۲۸۰۰ میناظر با زمان تناوب سازه بر اساس استاندارد  $P_R$ ، ۲۸۰۰ میناظر با زمان تناوب سازه بر اساس استاندارد دوره بازگشت زلزله در سطح خطر مربوطه و  $S_{2/50}$  شتاب متناظر با سطح عملكردى آستانه فروريزش است (FEMA 356, 2000). جهت ارزیابی سازه در سطوح مختلف عملکردی بر اساس

دستورالعمل ارائه شده در ASCE41-13، بار جانبی با الگوی متناسب با شکل مود اصلی سازه گام به گام تا زمانی افزایش مییابد که تغییر مکان نقطه هدف معادل با ۱.۵ برابر تغیر مکان متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش شود (رابطه شماره ۱۹۰۱). نهایتاً تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و دوران انتهایی اعضای سازهای در هر سطح ارزیابی و با مقادیر مجاز مطابق آیین-نامه مقایسه می شود (ASCE/SEI 41-13, 2013).



$$S_{50/50} = S_{10\%/50year} \times (P_R/475)^n \tag{17}$$

$$S_{2/50} = 1.5 \times (S_{10\%/50year}) \tag{17}$$



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

که  $\delta_P$  تغییر مکان هدف و  $\delta_{2\%/50year}$  تغییر مکان هدف در سطح فروریزش است.

(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 است که الزامات طراحی، نظیر نسبت تقاضا به ظرفیت عناصر سازهای را ارضاء نموده است. در گام بعد بر اساس رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد، سازه در هر یک از سطوح عملکردی از نظر بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر میزان تغییر شکل اعضا کنترل میشود. بر این اساس ابتدا فرمول بندی ضوابط نسبت دریفت طبقات به شکل رابطه شماره (۱۵)، ارائه میشوند:

$$g_5 = \frac{d_j^i}{d_{all}^i} - 1 \le 0 \quad i = IO, LS, CP \tag{10}$$

سپس تحت تحلیل استاتیکی خطی قرار گیرد. از اینرو همواره سازهای جهت انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی مورد پذیرش است که الزامات طراحی نظیر، نسبت تقاضا به ظرفیت عناصر سازهای را ارضاء نموده است. در گام بعد بر اساس رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد، سازه در هر یک از سطوح عملکردی از نظر بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر میزان تغییر شکل اعضا کنترل میشود و در آخر با توجه به شکل پذیری ویژه قابها، ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی نیز لحاظ میشود. نهایتا فرمولبندی مسئله بهینه سازی قابهای خمشی بتنی بر مبنای عملکرد را می توان به صورت رابطه ۱۹ ارائه نمود:

 $g_1 \leq 0 \hspace{0.2cm} , \hspace{0.2cm} g_2 \leq 0 \hspace{0.2cm} , \hspace{0.2cm} . \hspace{0.2cm} , \hspace{0.2cm} g_n \leq 0 \hspace{1.2cm} (\Upsilon \, \cdot \,)$ 

که در این مطالعه در رابطه بالا w، وزن سازه و g<sub>i</sub>، قیدهای طراحی میباشند.

# ۷-۲- ظرفیت فروریزش و شکنندگی لرزهای

یکی از روشهای مستدل جهت ارزیابی لرزهای سیستمهای ساختمانی، بررسی عملکرد لرزهای سازه بر اساس ظرفیت فروریزش آن است. آییننامه FEMAP695، رویکرد کارآمدی بر اساس تئوری تحلیلهای دینامیکی افزاینده'(IDA)، به منظور ارزيابی ايمنی لرزهای و ظرفيت فروريزش سازهها ارائه میدهد (Fema P695, 2009). این رویکرد نیازمند تحلیلهای تاریخچه زمانی متعددی است که با استفاده از رکوردهای مقیاس شده جدول شماره (۲)، بر سطح خطر بزرگترین زلزله مورد انتظار، انجام می گیرد. در حقیقت تحلیل دینامیکی افزاینده تکنیکی است که تاثیر شدت حرکت زمین بر پارامترهای تقاضای مهندسی (تغییرمکان 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٪ تجاوز کند، کاهش شیب منحنی IDA، به کمتر از ۲۰ ٪ متوسط شیب اولیه منحنی و عدم همگرایی در آنالیز تحقق پیدا کند. در گام بعدی فرآیند ارزیابی عملکرد لرزهای سازهها، با استفاده از مقادیر شدت متناظر با سطح فروریزش هر رکورد که توسط تحلیلهای دینامیکی افزاینده بدست میآیند، منحنی شکنندگی که بیانگر احتمال فروریزش متناظر با شدتهای مختلف است، توليد مى شود. بدين منظور با برازش يک تابع توزيع تجمعى نرمال بر دادههای مرتبط با سطح فروریزش می توان احتمال

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

که در رابطه شماره (۱۶)،  $d_{all}^{i}$  و  $d_{all}^{i}$  به ترتیب دریفت طبقه  $J_{-}$ ام و مقدار مجاز دریفت برای سه سطح عملکردی IO و CP و CP. (FEMA 356, هستند ,FEMA356 مطابق با دستورالعمل FEMA356، هستند ,second (1002؛ ns نیز تعداد طبقات است. در ادامه ضوابط مرتبط با دوران مفاصل پلاستیک اعضا تیر و ستون بصورت روابط (۱۶) و (۱۷)، فرمول بندی می شوند (ASCE/SEI 41-13, 2013):

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

$$j = 1, 2, \dots, nc$$
(19)

$$g_{7} = \frac{\theta_{k}^{i}}{\theta_{all}^{i.b}} - 1 \le 0 \quad i = 10, LS, CP$$

$$k = 1, 2, ..., nb$$
(1Y)

که در روابط بالا،  ${}^{i}_{j} \theta e_{k}^{i} \theta$  به ترتیب ماکزیمم دوران مفصل پلاستیک دو سر عضو ستون و تیر هستند؛  $\sigma_{all}^{i.c}$  مقدار مجاز دوران مفصل پلاستیک عضو ستون بوده که از جدول شماره (۸)، فصل ۱۰ آییننامه 13-41 ASCE متعیین می گردد.  $\sigma_{all}^{i.b}$  نیز مقدار مجاز دوران مفصل پلاستیک عضو تیر بوده که از جدول شماره (۷)، دوران مفصل بلاستیک عضو تعیین می شود (ASCE/SEI 41-13, فصل (ASCE/SEI 41-13, و nc بر تریب تعداد کل ستونها و تیرها هستند.

# ۵-۲- تیر ضعیف-ستون قوی

هنگامی که یک ساختمان تحت یک زمین لرزه قرار می گیرد، توزیع خرابی در ارتفاع به توزیع دریفت جانبی بستگی دارد. اگر ساختمان ستونهای ضعیفی داشته باشد، دریفت در یک یا چند طبقات محدود، متمرکز شده و ممکن است از ظرفیت دریفت ستونها تجاوز نماید. به این دلیل اصل ستون قوی وتیر ضعیف، یک اصل اساسی در دستیابی به رفتار ایمن قابها در طی زمین لرزههای قوی است. به همین منظور، مجموع مقاومتهای خمشی اسمی ستونهای واقع در یک اتصال ( $M_{c}$ )، بایستی حداقل از ۱.۲ برابر مجموع مقاومتهای خمشی اسمی تیرهای واقع در همان اتصال $(M_{c})$ ، بزگتر باشند (2013)، ارائه شده فرمول بندی روند کنترل این ضابطه در رابطه (۱۸)، ارائه شده است:

$$g_8 = 1.2 \times \sum M_b / \sum M_c - 1 \le 0 \tag{1A}$$

# ۲-۶- فرمول بندی مسئله بهینهسازی

در طی فرآیند بهینهسازی بر اساس عملکرد میبایست سازه از لحاظ مسائل اجرایی و قیدهای هندسی ذکر شده کنترل شود،

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Incremental Dynamic Analysis

فروریزش را به ازای شتابهای طیفی متفاوت محاسبه کرد و منحنی شکنندگی را ترسیم نمود. مطابق با FEMAP695، نسبت محدوده فروریزش (CMR<sup>2</sup>)، برابر است با نسبت شتاب میانه فروریزش(S<sub>TT</sub><sup>3</sup>)، به شدت بزرگترین زلزله محتمل (S<sub>MT</sub><sup>3</sup>)، که به صورت رابطه شماره ۲۱، ارائه شده است (Pema P695, 2009). نسبت محدوده فروریزش (CMR)، به نوعی میزان ضریب اطمینان نسبت به فروریزش را نشان میدهد. بنابراین واضح است که مقادیر بزرگتر CMR، نشان دهنده سطح بالاتری از ایمنی نسبت به فروریزش است. ظرفیت فروریزش و محاسبه محدوده فروریزش به شدت تحت تاثیر محتوای فرکانسی و شکل طیف مجموعه رکوردها خصوصاً رکوردهای قوی، قرار دارد.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \tag{(1)}$$

به منظور لحاظ نمودن این اثرات مقادیر CMR، بدست آمده با اعمال ضریب اصلاح (SSF)، که تابعی از پریود سازه در مود اول و شکل پذیری سازه است، به مقادیر ظرفیت فروریزش اصلاح شده ACMR، تبدیل می شوند(رابطه۲۲)). بدین ترتیب پس از محاسبه ضریب CMR، بر اساس تئوری منحنیهای شکنندگی و بدست آوردن ضریب ACMR، مطابق با پریود و شکل پذیری سازه، می بایست مقادیر ACMR، مطابق با پریود و شکل پذیری سازه، می بایست مقادیر ACMR، محاسبه شده را با مقادیر مجاز و قابل پذیرش ارائه شده در SEMAP695، که تابعی از عدم قطعیتهای ذکر شده است، مقایسه نمود (Pema P695, 2009). پس از آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی(IDA)، شکنندگی قابها نیز در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفتهاند.

# $ACMR = SSF \times CMR \tag{(11)}$

منحنیهای شکنندگی<sup><sup>†</sup> 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<sup>6</sup> سازه از منحنیهای شکنندگی استفاده میکنند</sup>

(شکل شماره ۶). ارزیابی فروریزش سازهها براساس تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی غیرخطی صورت می گیرد و منحنیهای شکنندگی حاصل تحلیل دینامیکی افزایشی هستند که در ادبیات فنی با عنوان تحلیل IDA، بیان می شوند (شکل شماره ۵). در این مطالعه از روش مقیاس کردن با استفاده از مؤلفه شتاب طیفی، براساس شتاب طیفی مود اول سازه ((Sa (T1, 5%))، با میرایی ۵ درصد میباشد. نحوه بدست آوردن شتاب طیفی در این روش بدين گونه است كه ابتدا دوره تناوب مود اول سازهها تعيين گردیده و سپس طیف پاسخ الاستیک شتاب هر یک از رکوردها با میرایی ٪۵ با استفاده از نرم افزارهایی مانند SeismoSignal، ترسیم شده و در دوره تناوب مود اول سازه شتاب طیفی قرائت می گردد. به این شتاب، شتاب طیفی مود اول سازه با میرایی ٪۵ گفته میشود. شتاب طیفی به دست آمده از رکوردها بایستی در لحظه پریود مود اول سازه منطبق بر طیف طراحی سازه در سطح خطر لرزهای MCE، باشند. سپس شدت رکورهای مقیاس شده افزوده شده تا اینکه معیار فروریزش سازه حاصل شود.



<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> Fragility Curve

<sup>&</sup>lt;sup>5</sup> Collapse Probability

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Collapse Margin Ratio

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> Maximum Considered Earthquake

Farthquake

חו

cording St	ation	
	Owner	
	CDMC	

Do

ID	Lartiquake		Recording Station					
No.	M year Na		Name	Name	Owner			
Pulse Record								
1	6.5	1979	Imperial Valley-06	El Centro Array#6	CDMG			
2	6.5	1979	Imperial Valley-06	El Centro Array#7	USGS			
3	6.9	1980	Irpinia, Italy-01	Sturno	ENEL			
4	6.5	1987	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	USGS			
5	6.9	1989	Loma prieta	Saratoga- Aloha	CDMG			
6	6.7	1992	Erzincan, Turkey	Erzincan				
7	7.0	1992	Cape Mendocino	Petrolia	CDMG			
8	7.3	1992	Landers	Lucerno	SCE			
9	6.7	1994	Northridge-01	Rinaldi Receiving Sta	DWP			
10	6.7	1994	Northridge-01	Sylmar-Olive View	CDMG			
11	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Izmit	ERD			
12	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU065	CWB			
13	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU102	CWB			
14	7.1	1999	Duzce, Turkey	Duzce	ERD			
No Pulse Record								
15	6.8	1979	Gazli, USSR	Karakyr				
16	6.5	1979	Imperial Valley-06	Bonds Corner	USGS			
17	6.5	1979	Imperial Valley-06	Chhuahua	UNAMUCSD			
18	6.8	1985	Nahanni, Canada	Site1				
19	6.8	1985	Nahanni, Canada	Site2				
20	6.9	1989	Loma prieta	BRAN	UCSC			
21	6.9	1989	Loma prieta	Corralitos	CDMG			
22	7.0	1992	Cape Mendocino	Cape Mendocino	CDMG			
23	6.7	1994	Northridge-01	LA-Spulveda VA	USGS/VA			
24	6.7	1994	Northridge-01	Northridge-Saticoy	USC			
25	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Yarimca	KOERI			
26	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU067	CWB			
27	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU084	CWB			
28	7.9	2002	Denali, Alaska	TAPS Pump Sta.#10	CWB			

جدول ۲- رکوردهای FemaP695

#### ۳- نتایج عددی

در این مطالعه قابهای خمشی بلند بتنی ۲۰، ۲۵ و ۳۰ 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 می باشد. صحت سنجی انجام شده در این تحقیق مطابق کار ارائه شده توسط صابونچی و خدابندهلو & Saboonchi توسط صابونچی و خدابندهلو یک قاب ۱۲طبقه بتنی انجام شده است. اعضای تیر و ستون به گونهای گروه بندی می شوند که به هر دو طبقه یک گروه تیر و دو گروه ستون شامل ستونهای داخلی و ستونهای خارجی اختصاص داده می شود. ارتفاع طبقات ۲.۳ متر و طول دهانهها ۶ متر در نظر گرفته می شود. شکل ۱ نمایی از هندسه و گروه بندی اعضای قابها را نشان می دهد.

مقاومت فشاری نمونه ۲۸ روزه استوانهای بتن، ۲۸ مگاپاسکال و فولادها از نوع گرید ۶۰ با تنش تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال درنظر گرفته می شوند. جهت لحاظ نمودن اثر محصور شدگی، بتن اعضا به دو بخش هسته و پوشش تقسیم بندی می شود که مقاومت بتن هسته و کرنش متناظر با آن براساس روابط مندر و همکاران محاسبه و مطابق جدول ۱ و لحاظ مى شوند (Mander et al., 1988). جهت انجام تحليلهاى مودال، خطی و غیرخطی مورد استفاده در این پژوهش، سازهها در نرمافزار OpenSees 2 0 مدلسازی میشوند ,4 OpenSees 2 0 4) (2016، و به منظور پیادهسازی فرآیند طراحی بهینه بر اساس عملكرد و كنترل ضوابط و الزامات تعيين شده، از نرمافزار MATLAB استفاده می شود (Matlab, 2016). در پژوهش حاضر عناصر سازهای توسط المان تیر- ستون غیرخطی<sup>6</sup> شامل مقاطع فايبر و براساس شيوه انتگرال گیری پلاستیسیته گسترده مدل می شوند. همچنین اثرات P-Δ در المان های ستون لحاظ می شود و بهمنظور شبیهسازی اثرات دال صلب، تغییر مکان افقی گرهها

<sup>6</sup> nonlinearBeamColumn Element



شکل ۹- منحنی ida برای رکوردهای پالس دار و بدون پالس قاب ۲۰ طبقه



یکسان سازی می شود. در شکلهای ۷ نتایج دریفت قابهای بهینه در سطح عملکردی نشان داده شده است. در شکلهای ۸ و ۹ نیز منحنی شکنندگی و نمودار IDA قاب ۲۰ طبقه نشان داده شده است. با توجه به نمودار دریفت طبقات در سه سطح عملکردی IO، SL و CP، مشاهده می گردد که قاب ۲۰ طبقه از نظر مقدار دریفت متناظر مجاز که به ترتیب برابر ۲۰۰۰، ۲۰۰۰ و نظر مقدار دریفت متناظر مجاز که به ترتیب برابر ۱۰۰۰، ۲۰۰۰ و منحنی شکنندگی و نمودار IDA، قاب ۲۰ طبقه تحت زلزلههای پالس دار و بدون پالس، مشاهده می گردد که قاب مذکور در برابر

زلزلههای پالسدار شکنندگی کمتری دارد همچنین بیشینه شتابی که سازه ۲۰ طبقه در برابر زلزلههای پالسدار دچار فروریزش شده است تقریبا دو برابر بیشینه شتابی است که در برابر زلزلههای بدون پالس دچار فروریزش شده است. در شکلهای ۱۰ نتایج دریفت قابهای بهینه در سطح عملکردی نشان داده شده است. در شکلهای ۱۱ و ۱۲ نیز منحنی شکنندگی و نمودار IDA قاب ۲۰ طبقه نشان داده شده است.



شکل ۱۰- نمودار جابجایی نسبی طبقات برای قابهای ۲۵ طبقه بهینهسازی شده بر اساس عملکرد

ناشر: معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه تبریز 🛛 شاپا الکترونیک

\* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۰۰۰۰۰۰۰۰۰



شاپا الكترونيكي: ۴۰۷۷–۲۷۱۷

https://doi.org/10.22034/CEEJ.0000.00000.0000

\* Orcid Cod Corresponding Author: 0000-0000-0000-0000



شکل ۱۲- منحنی ida برای رکوردهای پالس دار و بدون پالس قاب ۲۵ طبقه

با توجه به نمودار دریفت طبقات در سه سطح عملکردی IO، ID و CP، مشاهده می گردد که قاب ۲۵ طبقه از نظر مقدار دریفت متناظر مجاز که به ترتیب برابر ۲۰۰۱، ۲۰۰۲ و ۲۰۰۴ میباشد در محدوده پذیرش میباشد. همچنین با توجه به منحنی شکنندگی و نمودار IDA، قاب ۲۵ طبقه تحت زلزلههای پالسدار و بدون پالس، مشاهده می گردد که قاب مذکور در برابر زلزلههای پالسدار ۲۰٪ شکنندگی بیشتری دارد همچنین بیشینه شتابی که سازه ۲۵ طبقه در برابر زلزلههای پالسدار دچار فروریزش شده است تقریبا ۱۵٪ کمتر از بیشینه شتابی است که در برابر زلزلههای بدون پالس دچار فروریزش شده است. در شکلهای ۱۳ نتایچ دریفت قابهای بهینه در سطح عملکردی نشان داده شده است. در شکلهای ۱۴ و ۱۵ نیز منحنی شکنندگی و نمودار IDA قاب ۳۰ طبقه نشان داده شده است.

با توجه به نمودار دریفت طبقات در سه سطح عملکردی IO، IC و CP، مشاهده می گردد که قاب ۳۰ طبقه همانند قاب ۲۰ و ۲۵ طبقه از نظر مقدار دریفت متناظر مجاز که به ترتیب برابر ۲۰۰۱، ۲۰۰۲ و ۲۰۰۴ میباشد در محدوده پذیرش میباشد. همچنین با توجه به منحنی شکنندگی و نمودار IDA، قاب ۳۰

طبقه تحت زلزلههای پالسدار و بدون پالس، مشاهده می گردد که قاب مذکور در برابر زلزلههای پالسدار ۱۳٪ شکنندگی بیشتری دارد همچنین بیشینه شتابی که سازه ۳۰ طبقه در برابر زلزلههای پالسدار دچار فروریزش شده است تقریبا ۴۳٪ کمتر از بیشینه شتابی است که در برابر زلزلههای بدون پالس دچار فروریزش شده است. در شکهای ۱۶ تا ۱۸ نمودار نسبت دوران تیرها و ستونها برای قابهای ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه نشان داده شده است.

با توجه به نمودار دریفت طبقات در سه سطح عملکردی IO، IC و CP، مشاهده می گردد که قاب ۳۰ طبقه همانند قاب ۲۰ و ۲۵ طبقه از نظر مقدار دریفت متناظر مجاز که به ترتیب برابر ۲۰۰۱، ۲۰۰۰ و ۲۰۰ می باشد در محدوده پذیرش می باشد. همچنین با توجه به منحنی شکنندگی و نمودار IDA، قاب ۳۰ طبقه تحت زلزلههای پالسدار و بدون پالس، مشاهده می گردد که قاب مذکور در برابر زلزلههای پالس دار ۲۳٪ شکنندگی بیشتری دارد همچنین بیشینه شتابی که سازه ۳۰ طبقه در برابر زلزلههای پالس دار دچار فروریزش شده است تقریبا ۴۳٪ کمتر از بیشینه شتابی است که در برابر زلزلههای بدون پالس دون پالس دچار



فروریزش شده است. در شکهای ۱۶ تا ۱۸ نمودار نسبت دوران تیرها و ستونها برای قابهای ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه نشان داده شده است.

شکل ۱۳- نمودار جابجایی نسبی طبقات برای قابهای ۳۰ طبقه بهینهسازی شده بر اساس عملکرد





شکل ۱۵- منحنی ida برای رکوردهای پالس دار و بدون پالس قاب ۳۰ طبقه



شکل ۱٦- نمودار دوران تیر و ستون های قاب ۲۰ طبقه در سطوح عملکردی



شکل ۱۷– نمودار دوران تیر و ستون های قاب ۲۵ طبقه در سطوح عملکردی





	CMR <sup>8</sup>	$SSF^7$	ACMR	
زلزله ب <i>دو</i> ن پالس	2.5786	1.3	3.3522	
زلزله پالسدار	2.2620	1.3	3.2325	
و يدون بالس	م تحت زازامهای رکوردهای رااس دار	قادر ظرفت فرورد شرقان ۲۵ طبق		
	CMR	مدير فرنيك فروريرمن کې ۲۰ مېنه SSF	ACMR	
زلزله پالسدار	CMR 1.6643	SSF 1.27	ACMR 2.1137	

جدول ۳- مقادیر ظرفیت فروریزش قاب ۲۰ طبقه تحت زلزلههای زلزلههای پالس دار و بدون پالس

جدول ۵- مقادیر ظرفیت فروریزش قاب ۳۰ طبقه تحت زلزلههای پالس دار و بدون پالس							
_	CMR	SSF	ACMR				
زلزله پالسدار	1.5203	1.29	1.9612				
زلزله بدون پالس	2.2954	1.29	2.9611				

با توجه به نمودارهای نسبت چرخش پلاستیک موجود به مجاز در سطوح عملکردی IO، LS و CP مشاهده می گردد که قابهای ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه در محدوده پذیرش چرخش پلاستیک اعضای تیر و ستون می باشند. در جداول ۳ تا ۵ نیز مقادیر ایمنی قابهی مورد مطالعه نشان داده شده است.

# ۴- نتیجهگیری

قاب خمشی یکی از پرکاربردترین سیستم های 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، بررسی تاثیر رکوردهای پالسدار بر ایمنی لرزهای قابهای خمشی ویژه بتنآرمه بهینهسازی شده بر اساس عملکرد در ساختمانهای بلند مرتبه میباشد. در این تحقیق به منظور مدلسازی و انجام تحلیل ها از نرم افزار اپنسیس و جهت پیاده سازی چهارچوب بهینهسازی مبتنی بر عملکرد از نرمافزار پیاده سازی چهارچوب بهینهسازی مبتنی با سملکرد از نرمافزار میباشد. در گام اول قابهای بلند خمشی با استفاده از تحلیل مودال پوش اور و لینک نرمافزار متلب با نرمافزار اپنسیس بر

از الگوریتم فراکاووشی بر اساس عملکرد بهینهسازی شدند. در گام دوم نیز، ارزیابی لرزهای قابهای بهینهسازی شده در گام نخست، با استفاده از تحليل ديناميكي افزايشي IDA، و نمودارهای شکنندگی و مقدار نسبت حاشیه فروریزش بدست آمده مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه ۳ قاب خمشی بلند بتنی ۲۰، ۲۵، و ۳۰ طبقه با ارتفاع طبقات ۳.۲ متر و عرض دهانه ۶ متر، مثالهای مورد بررسی در این تحقیق میباشند. با توجه به نتایج بدست آمده از دینامیکی افزاینده بر روی سازههای مذکور، ظرفیت فروریزش قاب ۲۰ طبقه تحت زلزلههای پالسدار، ۱۳٪ کمتر از ظرفیت فروریزش قاب ۲۰ طبقه تحت زلزلههای بدون پالس میباشد. همچنین ظرفیت فروریزش قاب ۲۵ طبقه تحت زلزلههای بدون پالس، ۳۶٪ بیشتر از ظرفیت فروريزش قاب ٢۵ طبقه تحت زلزلههای پالسدار میباشد. ظرفیت فروریزش قاب ۳۰ طبقه تحت زلزلههای بدون پالس، ۵۹٪ بیشتر از ظرفیت فروریزش قاب ۳۰ طبقه تحت زلزلههای بدون پالس میباشد.

۵- مراجع

<sup>&</sup>lt;sup>7</sup> Spectral Shape Factor

<sup>&</sup>lt;sup>8</sup> Collapse Margin Ratio

- 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 and Structural Dynamics, 46, pp.2141-2162.
- Kaveh, A. & Sabzi, O., 2012. Optimal design of reinforced concrete frames Using big bang-big crunch algorithm. IJCE, 10(3), pp.189-200.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. & Park, R., 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, 114, pp.1804–26.
- Rahgozar, N. & Moghadam, A.S., 2017. Probabilistic safety assessment of self-centering steel braced frame. Frontiers of Structural and Civil Engineering.
- 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. https://doi.org/10.1016/j.asoc.2019.105843.
- Rojas, H.A., Pezeshk, S. & Foley, C.M., 2007. Performance-Based Optimization Considering Both Structural and Nonstructural Components. Earthquake Spectra, 23(3), pp.685–709.
- Saboonchi, S. & Khodabandehlou, A., 2023. The Effect of far- and near-field Earthquakes on the Collapse Capacity of Performance-based Optimization of RC Moment Frames. Journal of Analysis of Structure and Earthquake, 20(1). https://doi.org/10.30495/CIVIL.2023.701926.
- Shafei & Lignos, 2011. A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame and shear wall structural systems. Engineering Structures, pp.1107-1116.
- Stewart, J.P., Chiou, S., Bray, J.D., Somerville, P.G. & Abrahamson, N., 2001. Ground Motion Evaluation procedure for performance-based design. Report 2001/09, PEER Berkeley.
- Xu, J., Spencer, B.F. & Lu, X., 2017. Performance-based optimization of nonlinear structures subject to stochastic dynamic loading. Engineering Structures, 134, pp.334-345.
- 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, G4016004.

https://doi.org/10.1061/AJRUA6.0000880.

- ACI, 2019. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills: M.A.C.I.
- Asgarian, B., Sadrinezhad, A. & Alanjari, P., 2010. Seismic performance evaluation of steel moment resisting frame through incremental dynamic analysis. Journal of Constructional Steel Research, 66, pp.178-190.
- Bayati, Z. & Masoud, S., 2012. Ground Motion Selection and Scaling Approach for Evaluation of Reinforced Concrete Frames against Sidesway Collapse.
- 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, pp.192–202.
- Deierlein, G.G., et al., 2007. Assessing building system collapse performance and associated requirements for seismic design. SEAOC Convention Proceedings.
- Ebrahimi, 2013. Assessment of Collapse Capacity of RC Buildings Based on Fiber-element Modelling. Department of Civil and Natural Resources Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Elnashi, A.S., et al., 2006. Significance of sever Distance and Moderate Close Earthquake on Design and Behavior of tall building. The Structural Design of Tall and Special Building, 15, pp.391-416.
- Fattahi, F. & Gholizadeh, S., 2019. Seismic fragility assessment of optimally designed steel moment frames. Engineering Structures, 179, pp.37-51.
- Fragiadakis, M., Lagaros, N. & Papadrakakis, M., 2006. Performance based earthquake engineering using structural optimization tools. International Journal of Reliability and Safety, 1(1/2), pp.59-76.
- Gholizadeh, S. & Ebadijalal, M., 2018. Performance based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic. Advances in Engineering Software, 123, pp.77–92.

https://doi.org/10.1016/J.ADVENGSOFT.2018.0 6.002

- Gholizadeh, S. & Aligholizadeh, V., 2019. Reliabilitybased optimum seismic design of RC frames by a metamodel and metaheuristics. Structural Design of Tall and Special Buildings, 28, e1552. https://doi.org/10.1002/tal.1552.
- Hajirasouliha, I., Asadi, P. & Pilakoutas, K., 2012. An efficient performance-based seismic design method for reinforced concrete frames. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 41(4), pp.663-679.
- Hardyniec, A. & Charney, F., 2015. A new efficient method for determining the collapse margin ratio using parallel computing. Computers and Structures, 148, pp.15–25.