

DOI: 10.48303/bese.2024.2013920.1139

## نوع مقاله: یادداشت فنی

## چکیده

طراحی مدرن لرزه‌ای به سازه اجازه می‌دهد تا در هنگام وقوع زلزله‌های نسبتاً قوی، پاسخ غیرالاستیک داشته باشد. جهت انجام این طراحی تعریف واضحی از پاسخ غیرالاستیک یا خسارت مورد نیاز است تا برای ترازهای خطر زلزله‌های مختلف هدف گذاری شود. به همین منظور، هدف از این مطالعه، ارزیابی شاخص خرابی پارک-انگ در قاب‌های خمشی ویژه ساختمان‌های بلندمرتبه بتن‌آرمه، طراحی شده بر اساس عملکرد است. در این تحقیق به منظور مدل‌سازی و انجام تحلیل‌ها از نرم‌افزار کدباز OpenSees استفاده شده است. این مطالعه مشتمل بر دو گام اساسی است. در گام اول ۳ قاب بلند خمشی بتن‌آرمه ۱۸، ۲۴ و ۳۰ طبقه با استفاده از تحلیل مودال پوش‌اور بر اساس ضوابط آیین‌نامه ۱۷-ASCE41 و FEMA356، در چارچوب نگرش طراحی مبتنی بر عملکرد، طراحی شدند. در گام دوم، ارزیابی شاخص خرابی پارک-انگ در قاب‌های طراحی شده در گام نخست، به دست آمده و مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. مطابق نتایج به‌دست‌آمده مشاهده می‌شود با افزایش تعداد طبقات شاخص خرابی پارک-انگ در قاب‌های ۱۸، ۲۴ و ۳۰ به ترتیب ۱۰، ۱۶ و ۳۴ درصد افزایش پیدا می‌کند. همچنین با توجه به نتایج به‌دست‌آمده برای شاخص خرابی پارک-انگ، مشاهده می‌شود روش طراحی مبتنی بر عملکرد سبب می‌شود که سازه‌های طراحی شده در محدوده قابل تعمیر قرار بگیرند.

**واژگان کلیدی:** قاب خمشی بلند بتن‌آرمه، طراحی مبتنی بر عملکرد، تحلیل پوش‌اور مودال، شاخص خرابی پارک-انگ.

## بررسی تأثیر روش طراحی مبتنی بر عملکرد در ساختمان‌های بلندمرتبه بتن‌آرمه با سیستم قاب خمشی ویژه بر شاخص خرابی پارک-انگ

علی بیردل‌ثانی

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

اشکان خدابنده‌لو (نویسنده مسئول)

دانشیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران، [a.khodabandehlou@iau.ac.ir](mailto:a.khodabandehlou@iau.ac.ir)

## ۱- مقدمه

شدت کم، عدم آسیب سازه‌ای ولی آسیب جزئی غیر سازه‌ای در زلزله‌های با شدت متوسط و عدم فروریزش ولی آسیب سازه‌ای و غیر سازه‌ای در زلزله‌های با شدت قوی قرار دارد. این رویکرد طراحی لرزه‌ای بر این اصل استوار است که سازه بایستی در مقابل مخاطرات لرزه‌ای با شدت کم و دوره زمانی کوتاه تا زلزله‌های با شدت زیاد و دوره زمانی بلند، اهداف عملکردی مختلف را برآورده نموده و ایمنی سازه را افزایش دهد. در طراحی‌های مبتنی بر عملکرد استفاده نمود و عملکرد سازه را به‌عنوان یکی از اهداف طراحی و یا قیود مسئله تعریف کرد. بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی، اعضای سازه‌ای باید به گونه‌ای طراحی شوند که بتوانند نیروهای وارده را با حاشیه ایمنی مناسبی

از آنجایی که بارهای لرزه‌ای دارای طبیعت غیرقابل پیش‌بینی هستند، اگر طراحی به گونه‌ای باشد که سازه در هنگام زلزله در محدوده خطی بماند وزن سازه به‌دست‌آمده از این روش طراحی، به‌طور غیراقتصادی افزایش خواهد یافت؛ بنابراین آیین‌نامه‌های ساختمانی و روش‌های طراحی، محدوده غیرالاستیک 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 است 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

پارک و همکاران در سال ۱۹۸۵ شاخصی برای ارزیابی خرابی تحت تحریک زلزله ارائه کردند که تاکنون به طور گسترده در مطالعات محققین مورد استفاده قرار گرفته است (Park et al., 1985).

طراحی مدرن لرزه‌ای به سازه اجازه می‌دهد تا در هنگام وقوع زلزله‌های نسبتاً قوی، پاسخ غیرالاستیک داشته باشد. جهت انجام این طراحی تعریف واضحی از پاسخ غیرالاستیک یا خسارت مورد نیاز است تا برای ترازهای خطر زلزله‌های مختلف هدف‌گذاری شود (Asgarian et al., 2010). در تحقیقات دیگر محققان از شاخص‌های خسارت غیر تجمعی مانند دریافت طبقات به‌عنوان شاخص خسارت استفاده شده است که در تحقیق پیش رو یکی از استانداردهای شاخص خسارت تحت عنوان پارک-انگ که مورد استفاده بسیاری از محققان قرار گرفته و با نتایج آزمایشگاهی تطابق خوبی نشان داده است مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

لازم به ذکر است که این شاخص از رده شاخص‌های ترکیبی است که هم اثرات پاسخ بیشینه‌ی تغییر شکل در آن لحاظ شده و هم اثرات تجمعی خسارت لرزه‌ای که همانا اثرات هیستریزس پاسخ می‌باشد دیده شده است. این شاخص در سال ۱۹۸۵ معرفی شده و به همین نام نیز معروف است که البته در سال ۱۹۹۲ توسط کوناتس اصلاح گردید (Fema 356, 2000). برای استفاده از این شاخص به تعیین میزان انرژی تلف‌شده در بارگذاری دوره‌ای، مقاومت تسلیم عضو، بیشینه‌ی تغییر شکل ایجاد شده در عضو بر اثر زلزله، ظرفیت تغییر شکل نهایی که در اثر بارگذاری عضو می‌تواند تحمل کند و همچنین یک پارامتر ثابت که نشان‌دهنده میزان تأثیر انرژی مستهلک شده بر میزان خسارت است، نیاز است که البته در فرم اصلاح شده توسط کوناتس مقاومت تسلیم به لنگر تسلیم و تغییر مکان به دوران مقطع تبدیل شده است. طراحی لرزه‌ای بر اساس کنترل خرابی دید کلی از خرابی سازه به دست می‌دهد. جهت به دست آوردن پارامترهای مهم شاخص خرابی استفاده از تحلیل‌های غیرخطی تاریخیچه زمانی اجتناب‌ناپذیر است. یکی از روش‌های دیگر در محاسبه سطوح خسارت لرزه‌ای استفاده از دریافت طبقات

که بستگی به روش طراحی دارد تحمل کنند (ACI, 2019). روش طراحی بر اساس عملکرد از پیش‌رفته‌ترین روش‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد؛ بنابراین، طراحی سازه‌ها بر اساس عملکرد، سازه‌هایی را به دست خواهد داد که در عین اقتصادی بودن از ایمنی و قابلیت اطمینان مناسبی برخوردار می‌باشند (ASCE, 2017). مادامی که سازه تحت یک تحریک لرزه‌ای ناشی از زلزله قرار دارد، متحمل طیف وسیعی از میزان خسارت سازه‌ای و غیرسازه‌ای می‌شود. میزان این خسارت تابعی از مشخصه‌های تحریک ورودی، شرایط و ساختار زمین و پیکربندی سازه است که به‌عنوان مثال می‌توان به محتوای فرکانسی تحریک ورودی، فاصله از منبع لرزه‌ای، نوع خاک محل استقرار، ظرفیت شکل‌پذیری و ارتفاع سازه اشاره نمود. در حقیقت از لحظه بارگذاری روی اعضا، فرآیند خسارت شروع می‌شود و تا لحظه انهدام ادامه دارد. این امر موجب شده که علاوه بر خرابی مطلق، خرابی تدریجی و سطوح مختلفی از خسارت در میان محققان مورد بحث و گفتگو قرار گیرد. یکی از مشخصات بارز پیش رفتن فرآیند خسارت، افزایش تغییر شکل‌های ایجاد شده در عضو یا سازه است که دوران ایجاد شده در مقطع بحرانی یک عضو، تغییر مکان‌های جانبی درون طبقه‌ای و یا تغییر مکان کلی سازه نسبت به تراز پایه را می‌توان به‌عنوان یکی از علائم حائز اهمیت پیشرفتگی خسارت محسوب کرد. همواره در مباحث مرتبط با تعیین میزان خسارت این سؤال مطرح بوده که یک عضو یا سازه تحت بارهای اعمال شده به چه میزان متحمل خسارت شده و تا چه حد از مرحله انهدام نهایی فاصله دارد. شاخص خسارت معیاری است که میزان خسارت وارد شده به یک عضو، طبقه یا کل سازه را تحت بارهای اعمال شده محاسبه می‌کند. بر این اساس زمانی که میزان خسارت به‌صورت کمی و در قالب سطوح مختلف خرابی بیان شود، ارزیابی در خصوص وضعیت سازه واقع‌بینانه‌تر می‌شود. یکی از اهداف اساسی این پژوهش محاسبه شاخص خرابی برای سازه‌های بتن آرمه است. در سالیان اخیر مطالعه در خصوص ارزیابی کمی خسارت وارد شده به سازه روند افزایشی چشمگیری داشته است.

سازگار با رفتار فیزیکی سازه در حین درگیری با زمین‌لرزه است. در این بخش به تعدادی از کارهای انجام شده در این زمینه اشاره خواهد شد. پارک و همکاران در سال ۱۹۸۵ شاخصی برای ارزیابی خرابی سازه‌های بتنی تحت تحریک زلزله ارائه کردند که تاکنون به‌طور گسترده در مطالعات محققین مورد استفاده قرار گرفته است. گوش و همکاران در سال ۲۰۱۱ روشی ارائه کردند که قادر بود به‌وسیله سیستم‌های موازی شاخص خرابی پارک-انگ را تخمین بزند (Gosh et al., 2011). هوانگ و همکاران در سال ۲۰۱۵ یک فرآیند کالیبراسیون عددی به‌منظور برآورد وسعت خرابی سازه‌های بتنی پیشنهاد کردند (Huang et al., 2015). کاوه و همکاران بر اساس یک چارچوب کلی توانستند قاب‌های فولادی را با لحاظ کردن هزینه ساخت و میزان خرابی بهینه کنند. نتایج این تحقیق در سال ۲۰۱۵ منتشر شد (Kaveh et al., 2015). در این تحقیق تمامی قیدهای طراحی بر اساس آیین‌نامه FEMA356 در نظر گرفته شده است. بهینه‌سازی چند هدفه با در نظر گرفتن هزینه اولیه ساخت سازه به‌عنوان تابع هدف اول و شاخص خرابی پارک-انگ به‌عنوان تابع هدف دوم انجام گرفته شده است. در این تحقیق به‌منظور کم کردن هزینه‌های محاسباتی از سه استراتژی استفاده شده است. در استراتژی نخست یک مدل ساده‌شده از مدل اصلی مورد استفاده قرار گرفته است. در استراتژی دوم از تکنیک‌های شبکه عصبی به‌منظور تقریب پاسخ‌های سازه‌ای استفاده شده است و در سومین مرحله از تکنیک‌های تجزیه موجه استفاده شده و از این تکنیک‌ها به‌منظور محاسبه شاخص‌های خرابی استفاده شده است. در این تحقیق اشاره شده که در دسترس بودن جبهه پارتو می‌تواند تأثیر زیادی در دید طراحان به‌خصوص در طراحی سازه‌های بزرگ نسبت به اثرات اقتصادی درازمدت طرح داشته باشد (Mitropoulou, 2014).

مولر و همکاران در سال ۲۰۱۵ به بررسی در نظر گرفتن هزینه‌های اجتماعی در بهینه‌سازی قاب‌های بتن‌آرمه پرداختند (Möller et al., 2015). در این مقاله، بهینه‌سازی به‌منظور کمینه کردن هزینه نهایی سازه انجام گرفته است. هزینه نهایی

به‌عنوان شاخص خسارت غیر تجمعی است. همچنین لزوم بررسی و مقایسه دریفت و شاخص پارک-انگ به‌عنوان شاخص‌های خسارت سازه‌ای مورد نیاز است. معیارهای پذیرش طراحی در آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس عملکرد برای سازه‌های جدید سطوح عملکرد سازه‌ای می‌باشند که به‌عنوان قیدهای طراحی ارتباط نزدیکی با کنترل خسارت لرزه‌ای سازه دارند (Frangopol et al., 2007). بررسی رویدادهای گذشته نشان می‌دهد که ساختمان‌های واقع در حوزه گسل‌های فعال از آسیب‌پذیری نسبتاً چشم‌گیری برخوردار هستند. به همین دلیل اکثر استانداردهای طراحی شبیه آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران توصیه می‌کنند که از ساخت‌وساز در مجاورت گسل‌های فعال باید پرهیز شود (Gosh et al., 2011). مطابق آیین‌نامه‌ها، در مواردی که احداث ساختمان در محدوده گسل اجتناب‌ناپذیر است باید تمهیدات فنی ویژه در طراحی منظور گردد. با توجه به تخریب گسترده سازه‌ها در زلزله نورتریج که حتی برخی از آنان تحت نظر آیین‌نامه‌های وقت طراحی شده بودند، لزوم انجام تحقیقات و مطالعات گسترده بر روی زلزله‌های نزدیک گسل و شناخت عوامل آن جهت تغییر در آیین‌نامه‌ها ضروری به نظر می‌رسید (Hardianic & Charny, 2015). لذا بررسی شاخص خرابی در قاب‌های بلند بتنی در برابر بارگذاری انواع زلزله، جهت حصول عملکرد لرزه‌ای مطلوب در برابر حرکات لرزه‌ای به‌منظور کاهش شاخص خرابی سازه‌ها مسئله اصلی این تحقیق است. همان‌طور که در فصل اول گفته شد، منظور از طراحی بر اساس عملکرد سازه‌ها تحت زلزله، طراحی سازه‌هایی با رفتار قابل پیش‌بینی و قابل اعتماد است، لذا امروزه هدف اساسی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها این است که آنها این قابلیت را داشته باشند که سطوح مختلفی از عملکرد را در سطوح مختلف زلزله ارائه کنند (Kunnath et al., 1992). یعنی تحت زلزله‌های ضعیف سطوح عملکرد بالا (بدون هیچ آسیب) و تحت زلزله‌های قوی، سطوح عملکرد پایین‌تر داشته باشند. تعیین سطح عملکرد سازه‌ها مهم‌ترین گام در فرآیند طراحی بر اساس عملکرد است. از سوی دیگر تحلیل دینامیکی غیرخطی طبیعی‌ترین روش تحلیل

ارائه شده است و شامل سه هدف عملکردی است. اولین هدف، رفتار الاستیک در سطح خطر لرزه‌ای کم برای سکنی‌گزینی فوری، هدف دوم، رفتار غیرالاستیک سیستم فیوزی در سطح خطر لرزه‌ای متوسط برای تعمیرپذیری سریع و سومین هدف، رفتار غیرالاستیک کل سازه در سطح خطر لرزه‌ای زیاد برای جلوگیری از فروریزش. در این مطالعه، سادگی، دقت و کارایی رویکرد PBSD، با انجام طراحی سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه تحت اثر ۶۰ رکورد زمین‌لرزه‌ی متفاوت در سه سطح خطر مختلف نشان داده شده است. از مهم‌ترین نتایج حاصله در این تحقیق می‌توان به سه مورد زیر اشاره کرد (Shoebati et al, 2017):

۱- در زلزله با احتمال وقوع ۵۰ درصد در ۵۰ سال تمامی اعضا الاستیک باقی‌مانده‌اند.

۲- در سطح زلزله طرح تنها اعضای فیوزی تسلیم شده‌اند.

۳- در سطح زلزله MCE تیرهای قاب خمشی در حالت الاستیک باقی‌مانده اگرچه انتظار می‌رود تغییرشکل‌های غیر الاستیک داشته باشند.

لیگنوس و هوانگ در سال ۲۰۱۵ بهینه‌سازی طراحی بر اساس عملکرد سازه‌های قابی بتنی بلندمرتبه تحت تحریکات باد را بررسی کرده‌اند. در این تحقیق طراحی مهندسی باد بر اساس عملکرد، با تعریف اهداف عملکردی مختلف مرتبط با سطوح خطرات باد ارائه شده است. نتایج یک ساختمان مسکونی ۴۰ طبقه با شکل‌های مودی سه‌بعدی، نشان داده است که تکنیک بهینه‌سازی طراحی مبتنی بر عملکرد می‌تواند یک ابزار طراحی رایانه محور قدرتمند فراهم کند که قادر به پرداختن طراحی مهندسی باد ساختمان‌های بلندمرتبه تحت اثر سطوح مختلف تحریکات باد است (Hwang & Lignos, 2017).

استوارت در مطالعه خود به بررسی تأثیر ساختار گسل و نوع جهت‌گیری زلزله‌های پالس‌گون پرداخت (Stewart, 2001). او در تحقیق خود دریافت که وقتی ساختار شکست و فاصله گسل به سمت سایت منتشر شده و سرعت شکست ساختار زمین نیز در حدود سرعت موج برشی زلزله باشد، بیشتر انرژی زلزله در یک پالس منفرد، در ابتدای تاریخچه زمانی سرعت زمین آزاد

به‌صورت جمع هزینه اولیه سازه، هزینه تعمیر سازه تحت زلزله و هزینه‌های اجتماعی مربوط به رخداد زلزله لحاظ شده است (Sarma & Adeli, 2001). در محاسبه هزینه تعمیر از شاخص خسارت پارک-انگ برای تعیین سطح خسارت سازه استفاده شده است. با توجه به زمان‌بر بودن تحلیل‌های تاریخچه زمانی از شبکه‌های عصبی به‌منظور پیش‌بینی پاسخ‌های مورد نیاز استفاده شده است. در این تحقیق همچنین در مورد حساس بودن نتایج به هزینه‌های اجتماعی بحث شده است.

در تحقیق ماتا، هزینه چرخه عمر میراگرهای جرمی تنظیم شونده برای بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های غیرالاستیک مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به اینکه عملکرد لرزه‌ای میراگرهای جرمی تنظیم شونده به شدت زلزله بستگی دارد، با تخمین تأثیر شدت هر زلزله بر روی هزینه‌ی نهایی خسارت لرزه‌ای ثابت شده است که هزینه چرخه عمر یک معیار مناسب برای ارزیابی فواید این نوع میراگرها بر روی سازه‌های غیرالاستیک است (Mata, 2018). ژانگ و تیانگک در سال ۲۰۱۹ طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد ساده‌شده برای ساختمان‌های بتن‌آرمه معرفی کردند. در این تحقیق، رویکرد پیشنهادی هزینه ساخت را کاهش داده و دوران پلاستیک اعضا و جابه‌جایی نسبی طبقه را به‌عنوان قیدهای طراحی در نظر می‌گیرد. رویکرد طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد (PBSD) بهینه معرفی شده برای یک قاب بتن‌آرمه ۶ طبقه اعمال شده است. در مقایسه با طراحی بر اساس مقاومت مرسوم، PBSD بهینه معرفی شده به کاهش ۳۰ درصدی در نیاز مقاومت خمشی برای تیرها و ستون‌ها، کاهش ۲۶ درصدی در ابعاد سطح مقطع و کاهش ۲۱ درصدی در هزینه کلی منجر می‌شود (Zhang & Tian, 2019).

شعبی و همکاران در سال ۲۰۱۷ متد جدیدی در طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد برای سازه‌های با سیستم فیوز سازه‌ای را مطرح نموده‌اند. در این پژوهش، با استفاده از روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد، یک رویکرد ساده و با دقت بالا برای طراحی سیستم‌های دوگانه معرفی شده است. این روش بر اساس جداسازی دو سیستم سازه‌ای که با هم فعل‌وانفعال دارد،

می‌شود. این نوع شکست ساختار گسل، شکست با جهت گیری پیش‌رونده نامیده می‌شود. همچنین اگر شکست در جهت دور شدن از محل باشد، هیچ‌گونه ساختار موجی شکل را نشان نمی‌دهد. این فرایند شکست نیز با وضعیت جهت گیری پس‌رونده می‌باشد.

موحّد و همکاران در مطالعه‌ای به ارزیابی لرزه‌ای قاب خمشی ویژه فولادی تحت زلزله‌های نزدیک گسل پرداختند (Movahed et al., 2014). معیار اصلی انتخاب رکوردها در این تحقیق برای انجام آنالیزهای غیرخطی تاریخچه زمانی، وجود پالس یا پالس‌های پراثرژی و بلندمدت و زلزله‌های دور گسل در تاریخچه زمانی سرعت بوده است.

**۲- معرفی مدل‌های مورد بررسی**

سازه‌های مورد بررسی در این تحقیق سه قاب بتن‌آرمه ۱۸، ۲۴ و ۳۰ طبقه می‌باشند که در آنها اتصال تیر به ستون به صورت گیردار مدل‌سازی شده است، طول دهانه‌ها ثابت و برابر ۶ متر و ارتفاع طبقات برابر ۳/۲ متر است. مقاومت فشاری نمونه ۲۸ روزه استوانه‌ای بتن، ۲۸ مگاپاسکال و فولادها از نوع گرید ۶۰ با تنش تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. جهت لحاظ نمودن اثر محصورشدگی بتن، اعضا به دو بخش هسته و پوشش تقسیم‌بندی شده‌اند.

مقاومت بتن هسته و کرنش متناظر با آن بر اساس روابط مندر محاسبه و لحاظ می‌شوند (Hwang & Lignos, 2017). مقدار بار مرده و زنده به ترتیب ۳۰۰۰ و ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد. ترکیبات بارگذاری ثقلی جهت انجام تحلیلی نیرویی برابر  $1.2\text{Dead}+1.6\text{Live}$  و ترکیبات بارگذاری ثقلی به‌منظور انجام تحلیل بارافزون و تاریخچه زمانی برابر

می‌شود. این نوع شکست ساختار گسل، شکست با جهت گیری پیش‌رونده نامیده می‌شود. همچنین اگر شکست در جهت دور شدن از محل باشد، هیچ‌گونه ساختار موجی شکل را نشان نمی‌دهد. این فرایند شکست نیز با وضعیت جهت گیری پس‌رونده می‌باشد.

موحّد و همکاران در مطالعه‌ای به ارزیابی لرزه‌ای قاب خمشی ویژه فولادی تحت زلزله‌های نزدیک گسل پرداختند (Movahed et al., 2014). معیار اصلی انتخاب رکوردها در این تحقیق برای انجام آنالیزهای غیرخطی تاریخچه زمانی، وجود پالس یا پالس‌های پراثرژی و بلندمدت و زلزله‌های دور گسل در تاریخچه زمانی سرعت بوده است.

## ۲- معرفی مدل‌های مورد بررسی

سازه‌های مورد بررسی در این تحقیق سه قاب بتن‌آرمه ۱۸، ۲۴ و ۳۰ طبقه می‌باشند که در آنها اتصال تیر به ستون به صورت گیردار مدل‌سازی شده است، طول دهانه‌ها ثابت و برابر ۶ متر و ارتفاع طبقات برابر ۳/۲ متر است. مقاومت فشاری نمونه ۲۸ روزه استوانه‌ای بتن، ۲۸ مگاپاسکال و فولادها از نوع گرید ۶۰ با تنش تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. جهت لحاظ نمودن اثر محصورشدگی بتن، اعضا به دو بخش هسته و پوشش تقسیم‌بندی شده‌اند.

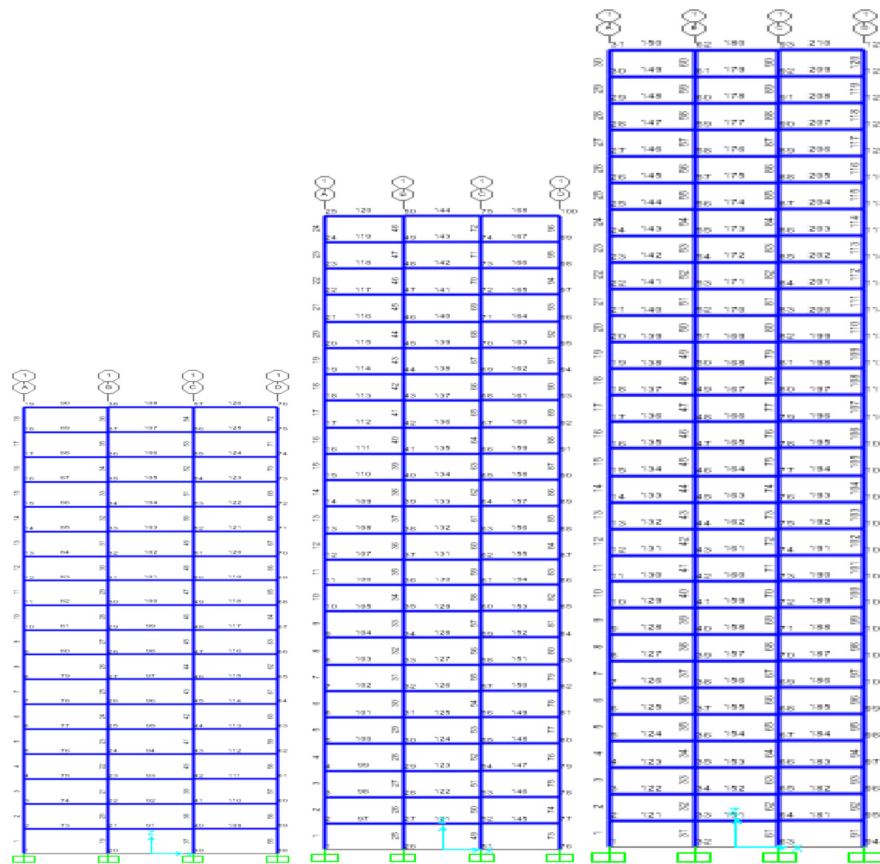
مقاومت بتن هسته و کرنش متناظر با آن بر اساس روابط مندر محاسبه و لحاظ می‌شوند (Hwang & Lignos, 2017). مقدار بار مرده و زنده به ترتیب ۳۰۰۰ و ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد. ترکیبات بارگذاری ثقلی جهت انجام تحلیلی نیرویی برابر  $1.2\text{Dead}+1.6\text{Live}$  و ترکیبات بارگذاری ثقلی به‌منظور انجام تحلیل بارافزون و تاریخچه زمانی برابر

## ۳- روش تحقیق

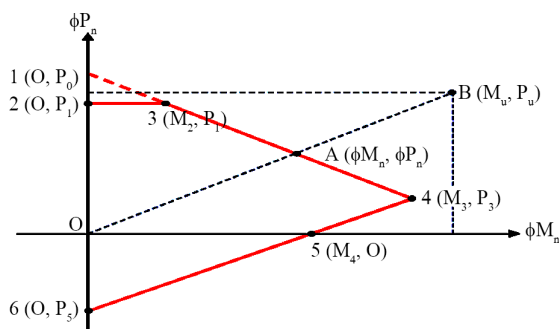
در این مطالعه ابتدا سه قاب نشان داده شده در شکل (۱)، با استفاده از روش طراحی مبتنی بر عملکرد، با اعمال ضوابط هندسی، ضوابط طراحی بر اساس مقاومت نهایی، ضوابط عملکردی و تیر ضعیف و ستون قوی طراحی شدند.

جدول (۱): مشخصات مصالح.

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



شکل (۱): قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق.



شکل (۲): نمودار اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی ستون (Mitropoulou et al., 2014).

در شکل (۲)، نقطه A بیانگر حداکثر ظرفیت ستون مورد نظر و نقطه B بیانگر تقاضای ستون تحت اثر بارهای ضریب‌دار می‌باشد. طول پاره خط  $OA(L_{OA})$  و  $OB(L_{OB})$  به ترتیب بر اساس روابط (۱) و (۲) به دست می‌آید. در صورتی که  $L_{OB} \leq L_{OA}$  باشد، ستون مورد نظر از ایمنی کافی برخوردار

### ۳-۱- ضوابط هندسی و طراحی بر اساس مقاومت نهایی

در گام اول کنترل‌های اجرایی قاب‌ها بررسی و سپس قاب‌ها بر اساس ACI 318-14، طراحی و الزامات آیین‌نامه‌ای شامل نسبت تقاضا به ظرفیت اعضای سازه‌ای کنترل می‌شود (ACI318, 2014). اعضای سازه‌ای بتن مسلح به گونه‌ای طراحی می‌شوند که در برابر لنگر خمشی و پیچشی، نیروی برشی و نیروی محوری حاصل از بارهای ضریب‌دار اعمال شده، از مقاومت کافی برخوردار باشند. به این منظور، اثرات لنگر خمشی و نیروی محوری برای ستون‌ها و تنها لنگر خمشی برای تیرها در محاسبات منظور می‌شود. جهت تخمین ظرفیت ستون‌ها با دقت قابل قبول تحت اثر هم‌زمان بار محوری و لنگر خمشی از نمودار ساده شده اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی نشان داده شده در شکل (۲)، استفاده و کنترل‌های لحاظ شده بر ظرفیت ستون‌ها نیز بر اساس این نمودار اعمال می‌شود.

ماکزیمم خرابی مجاز سازه‌ای و غیر سازه‌ای برای سطح مشخصی از خطرپذیری لرزه‌ای بیان می‌شود، اهداف عملکردی (Performance Objectives)، نام دارد. برای عملکرد هر ساختمان در هنگام رخداد زمین‌لرزه، می‌بایست سطح خطر (Seismic Level)، را دانست و متناسب با آن آسیب قابل قبول یا مورد انتظار را تعریف کرد. لذا میزان آسیب متناظر با سطح خطر است؛ بنابراین عملکرد لرزه‌ای عبارت است از تعیین حداقل خسارت مجاز (سطح عملکرد) برای پذیرش خطر لرزه‌ای معین (حرکت زمین ناشی از زلزله). در این تحقیق در فرآیند طراحی بر مبنای عملکرد از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌اور به‌منظور کنترل سازه در سطوح مختلف عملکردی استفاده می‌شود؛ به‌نحوی که بار جانبی تحت اثر یک الگوی خاص گام‌به‌گام افزایش می‌یابد تا زمانی که جابه‌جایی نقطه مرکز جرم بام (نقطه کنترل) به میزان تغییر مکان هدف (Target Displacement)، برسد. تغییر مکان هدف حداکثر میزان جابه‌جایی است که فرض می‌شود سازه تحت حداکثر زلزله در نظر گرفته شده تجربه می‌کند و مطابق رابطه (۷) محاسبه می‌شود (ASCE41, 2013).

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7)$$

$$T_e = T_i \sqrt{K_i / K_e} \quad (8)$$

که در آن،  $T_e$  زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان مؤثر در جهت مورد بررسی مطابق با منحنی نیرو - جابه‌جایی ایده‌آل‌سازی مطابق شکل (۳)،  $T_i$  زمان تناوب اولیه سازه،  $K_e$  و  $K_i$  به ترتیب سختی مؤثر و اولیه سازه و  $S_a$  شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب مؤثر سازه می‌باشند.  $C_0$ ،  $C_1$  و  $C_2$  ضرایب اصلاح جابه‌جایی هستند که از جداول و روابط موجود در ASCE41-13، به دست می‌آیند. جهت محاسبه شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، که در شکل (۴)، نشان داده شده است، استفاده می‌شود. شتاب طیفی به‌دست آمده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، متناظر با شتاب در سطح عملکرد ایمنی جانی است و به‌منظور محاسبه شتاب در سطح عملکردی

است. علاوه بر محدودیت‌های مقاومتی، محدودیت‌های هندسی نیز بر اعضای ستون اعمال می‌شود که با توجه به قیدهای هندسی، ابعاد و تعداد آرماتور طولی ستون فوقانی می‌بایست کوچک‌تر یا مساوی ابعاد و تعداد آرماتورهای ستون تحتانی باشد.

$$L_{OA} = \sqrt{(\phi M_n)^2 + (\phi P_n)^2} \quad (1)$$

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

در این تحقیق مقایسه مقادیر بار محوری و لنگر خمشی صورت نگرفته است و طبق ACI318-14، از مقادیر بار محوری و لنگر خمشی جهت ارزیابی محدوده پذیرش استفاده شده است. در ادامه فرمول‌بندی ضوابط طراحی مبتنی بر نیرو (روابط (۳) و (۴)) و همچنین ضوابط اجرایی به‌صورت روابط (۵) و (۶)، به شکل زیر بیان می‌شوند:

$$g_1 = \frac{M_u^+}{\phi M_n^+} - 1 \leq 0 \quad (3)$$

$$g_2 = \frac{L_{OB}}{L_{OA}} - 1 \leq 0 \quad (4)$$

$$g_3 = \frac{b_T}{b_B} - 1 \leq 0 \quad (5)$$

$$g_4 = \frac{n_T}{n_B} - 1 \leq 0 \quad (6)$$

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

### ۳-۲- فرمول‌بندی طراحی مبتنی بر عملکرد

طراحی بر اساس عملکرد در حقیقت به روشی اطلاق می‌شود که در آن معیار طراحی سازه به‌صورت دستیابی به یک رفتار و عملکرد هدف تشریح می‌شود. این روش تقابلی است با معیار طراحی سازه‌ای عرف و مرسوم که در آن معیار طراحی سازه تنها با محدود کردن نیروهای اعضا تعریف می‌شود که ناشی از اعمال مقادیر مشخصی از بارهای طراحی هستند. سطح رفتاری لرزه‌ای مورد نظر از ساختمان که معمولاً با تعیین

$$\delta_p = 1.5 \times (\delta_{2\%/50\text{year}}) \quad (11)$$

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 این رو همواره سازه‌ای جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد پذیرش است که الزامات طراحی، نظیر نسبت تقاضا به ظرفیت عناصر سازه‌ای را ارضا نموده است. در گام بعد بر اساس رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد، سازه در هر یک از سطوح عملکردی از نظر بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر میزان تغییر شکل اعضا کنترل می‌شود. بر این اساس ابتدا فرمول‌بندی ضوابط نسبت دریافت طبقات به شکل رابطه شماره (۱۲)، ارائه می‌شوند:

$$g_s = \frac{d_j^i}{d_{\text{all}}^i} - 1 \leq 0, \quad (12)$$

$$i = \text{IO, LS, CP}, \quad j = 1, 2, \dots, ns$$

که در آن،  $d_j^i$  و  $d_{\text{all}}^i$  به ترتیب دریافت طبقه زام و مقدار مجاز دریافت برای سه سطح عملکردی IO، LS و CP، مطابق با دستورالعمل FEMA356، هستند (FEMA356, 2000)؛ ns نیز تعداد طبقات است. در ادامه ضوابط مرتبط با دوران مفصل پلاستیک اعضا تیر و ستون به صورت روابط (۱۳) و (۱۴)، فرمول‌بندی می‌شوند:

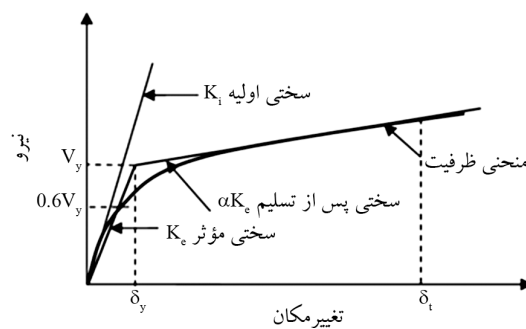
$$g_6 = \frac{\theta_j^i}{\theta_{\text{all}}^{i,c}} - 1 \leq 0, \quad (13)$$

$$i = \text{IO, LS, CP}, \quad j = 1, 2, \dots, nc$$

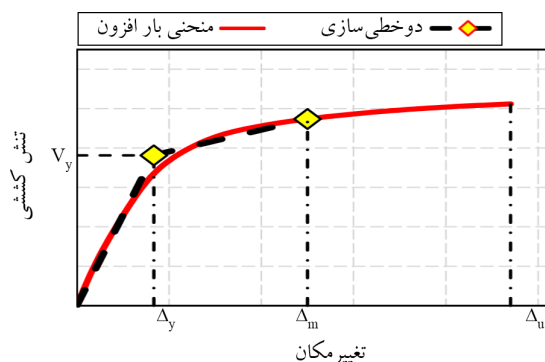
$$g_7 = \frac{\theta_k^i}{\theta_{\text{all}}^{i,b}} - 1 \leq 0, \quad (14)$$

$$i = \text{IO, LS, CP}, \quad j = 1, 2, \dots, nb$$

که در آنها،  $\theta_j^i$  و  $\theta_k^i$  به ترتیب ماکزیمم دوران مفصل پلاستیک دو سر عضو ستون و تیر هستند؛  $\theta_{\text{all}}^{i,c}$  مقدار مجاز دوران مفصل پلاستیک عضو ستون بوده که از جدول ۸ در فصل ۱۰ آیین‌نامه ASCE 41-13، تعیین می‌گردد.  $\theta_{\text{all}}^{i,b}$  نیز مقدار مجاز دوران مفصل پلاستیک عضو تیر بوده که از جدول ۷ در فصل ۱۰، استاندارد مذکور تعیین می‌شود. nc و nb به ترتیب تعداد کل ستون‌ها و تیرها هستند.



شکل (۳): منحنی ایده‌آل سازی شده نیرو-جاب‌جایی.



شکل (۴): طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰.

قابلیت استفاده بی‌وقفه از رابطه (۹)، جهت محاسبه شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش از رابطه (۱۰)، استفاده می‌شود که در آن شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰،  $P_R$  دوره بازگشت زلزله در سطح خطر مربوطه و  $S_{2/50}$  شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش است. جهت ارزیابی سازه در سطوح مختلف عملکردی بر اساس دستورالعمل ارائه شده در ASCE41-13، بار جانبی با الگوی متناسب با شکل مود اصلی سازه گام‌به‌گام تا زمانی افزایش می‌یابد که تغییر مکان نقطه هدف معادل با ۱/۵ برابر تغییر مکان متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش شود (رابطه ۱۱). نهایتاً تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و دوران انتهایی اعضای سازه‌ای در هر سطح ارزیابی و با مقادیر مجاز مطابق آیین‌نامه مقایسه می‌شود.

$$S_{50/50} = S_{10\%/50\text{year}} \times (P_R / 475)^n \quad (9)$$

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

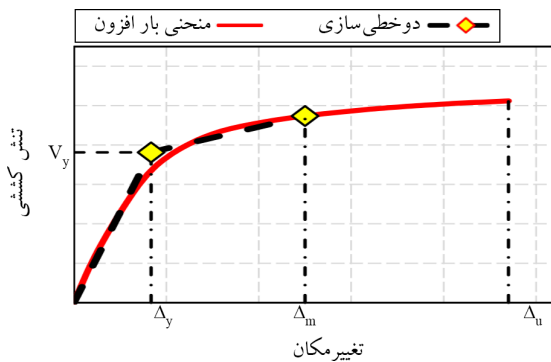
### ۳-۳- تیر ضعیف ستون قوی

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 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 ACI318-08، مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی ستون‌های واقع در یک اتصال ( $\sum M_c$ )، بایستی حداقل از  $1/2$  برابر مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی تیرهای واقع در همان اتصال ( $\sum M_b$ )، بزرگ‌تر باشند. فرمول‌بندی روند کنترل این ضابطه در رابطه (۱۵)، ارائه شده است:

$$g_8 = 1.2 \times \sum M_b / \sum M_c - 1 \leq 0 \quad (15)$$

ظرفیت تغییر شکل نهایی سازه می‌باشند.

منظور از سطح کنترل خسارت تراز از تغییر مکان جانبی سازه است که در آن می‌بایست شاخص خسارت در محدوده‌ای قرار گیرد که سازه از لحاظ خرابی قابل تعمیر باشد که در این مطالعه این سطح متناظر با سطح آستانه فروریزش در نظر گرفته می‌شود. همچنین جهت محاسبه تغییر مکان متناظر با تسلیم کلی سازه از رویکرد چندخطی کردن نمودار ظرفیت سازه استفاده می‌شود (شکل ۴). این رویکرد به نحوی است که خط اول از نقطه شروع با شیبی برابر با سختی جانبی مؤثر ( $K_c$ ) رسم می‌گردد. سختی جانبی مؤثر برابر سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر ۶۰ درصد برش پایه جاری شدن مؤثر سازه ( $V_y$ ) در منحنی ظرفیت است. خط دوم نماینده شیب مثبت بعد از جاری شدن سازه است و به گونه‌ای ترسیم می‌شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی تا نقطه تغییر مکان هدف باشد.



شکل (۵): منحنی دو خطی سازه.

به منظور محاسبه ظرفیت تغییر شکل نهایی سازه، بار جانبی گام‌به‌گام تا لحظه‌ای افزایش می‌یابد که در آنالیز عدم همگرایی رخ دهد و تغییر مکان نظیر آن به عنوان  $\Delta_{u1}$  ثبت می‌گردد. سپس دوران دو انتهای اعضای ستون در تمامی طول فرآیند آنالیز کنترل شده و تغییر مکان متناظر با لحظه‌ای که دوران انتهایی هر یک از ستون‌ها برابر با دوران مجاز سطح آستانه فروریزش شود، به عنوان  $\Delta_{u2}$  ثبت می‌شود. از طرفی تغییر مکان نظیر اولین کاهش رخ داده در برش پایه در منحنی ظرفیت سازه

### ۴- ظرفیت فروریزش و شکنندگی لوزه‌ای

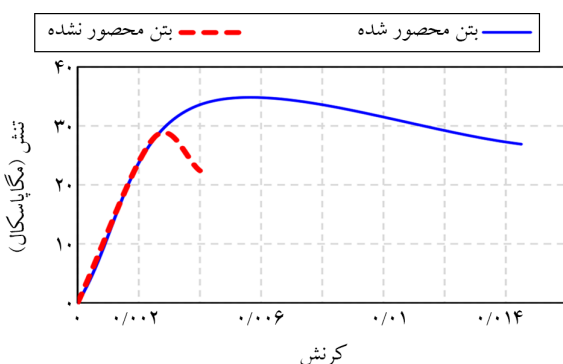
در سال‌های اخیر رویکردهای مختلفی از مدل خسارت توسعه یافتند که هر کدام به نحوی برگرفته از مدل اولیه خسارت پارک-انگ می‌باشند. در این مطالعه شاخص خسارت کلی پارک-انگ بر اساس مطالعه به‌عنوان معیار ارزیابی خرابی سازه در سطوح مختلف انتخاب شده است. شاخص خسارت کلی مورد استفاده در این تحقیق، معیاری است که با صرف نظر از سهم انرژی اتلاف شده در میزان خسارت، خسارت سازه را تنها به صورت تابعی از تغییر شکل‌های سازه در نظر گرفته و برآورد می‌کند. شاخص خسارت کلی به صورت رابطه (۱۶) ارائه شده است:

$$ODI = \frac{\Delta_m - \Delta_y}{\Delta_u - \Delta_y} \quad (16)$$

شاخص فوق یک شاخص نرمالیزه شده است که لحظه انهدام سازه را متناظر با بیشینه تغییر مکان قابل تحمل برای سازه در نظر می‌گیرد که در آن  $\Delta_m$  تغییر مکان متناظر با سطح کنترل خسارت،  $\Delta_y$  تغییر مکان متناظر با تسلیم کلی سازه و  $\Delta_u$

به گونه‌ای گروه‌بندی می‌شوند که به هر دو طبقه یک گروه تیر و دو گروه ستون شامل ستون‌های داخلی و ستون‌های خارجی اختصاص داده می‌شود.

ارتفاع طبقات در هر دو قاب، ۳/۲ متر و طول دهانه‌ها ۶ متر در نظر گرفته می‌شود. مقاومت فشاری نمونه ۲۸ روزه استوانه‌ای بتن، ۲۸ مگاپاسکال و فولادها از نوع گرید ۶۰ با تنش تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته می‌شوند. جهت لحاظ نمودن اثر محصورشدگی، بتن اعضا به دو بخش هسته و پوشش تقسیم‌بندی می‌شود که مقاومت بتن هسته و کرنش متناظر با آن بر اساس روابط مندر و همکاران (Mander et al, 1988)، محاسبه و مطابق شکل (۷) لحاظ می‌شوند.



شکل (۷): رفتار بتن محصور شده هسته و بتن محصور نشده پوشش مقاطع.

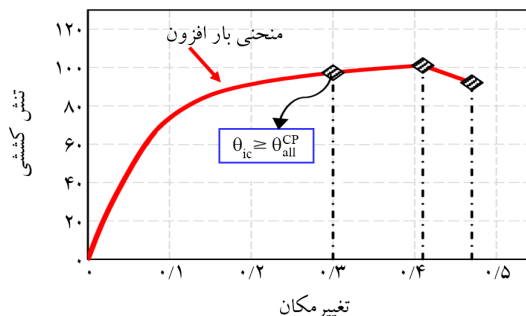
#### ۵-۱- قاب ۱۸ طبقه

در شکل (۸)، نمودار دررفت قاب ۱۸ طبقه حاصل از طراحی مبتنی بر عملکرد نشان داده شده است. با توجه به نمودارهای به‌دست آمده و مقادیر مجاز دررفت مطابق FEMA356 برای سطوح عملکردی IO، LS و CP به ترتیب برابر ۰/۰۱، ۰/۰۲ و ۰/۰۴ مشاهده می‌شود که قاب ۱۸ طبقه ضوابط عملکردی را ارضا کرده است

در شکل‌های (۹) و (۱۰) نیز به ترتیب منحنی ظرفیت و نمودار شاخص خسارت قاب ۱۸ طبقه نشان داده شده است. در جدول (۲) نیز نتایج حاصل از مشخصات رفتاری سازه ناشی از طراحی عملکردی و نتایج ارزیابی شاخص خسارت نشان داده شده است.

نیز به‌عنوان  $\Delta_{u3}$  ثبت می‌شود. کمترین تغییر مکان به‌دست آمده از سه رویکرد فوق به‌عنوان ظرفیت تغییر شکل نهایی سازه در نظر گرفته می‌شود (شکل ۶).

$$\Delta_u = \min(\Delta_{u1}, \Delta_{u2}, \Delta_{u3}) \quad (17)$$



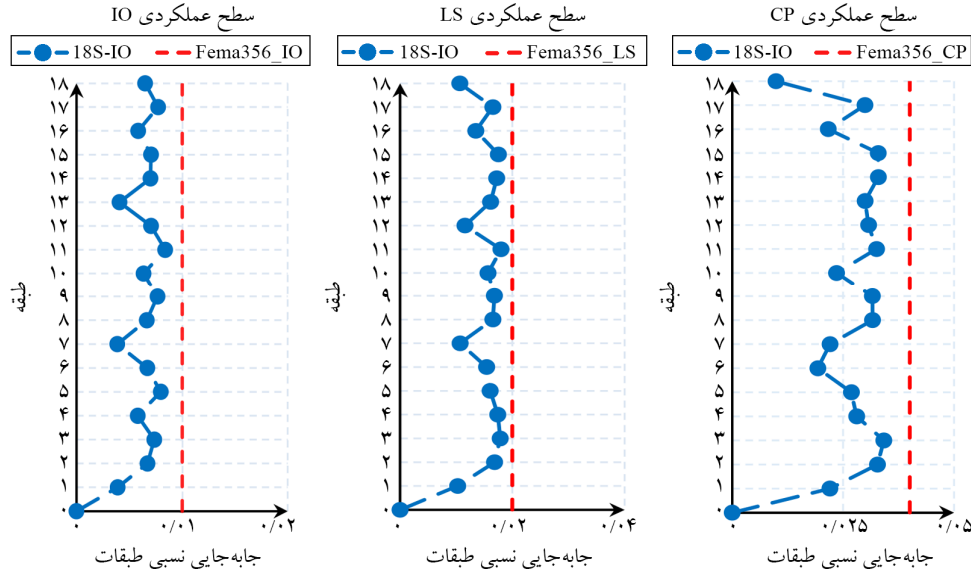
شکل (۶): تغییر شکل نهایی سازه.

#### ۵- نتایج عددی

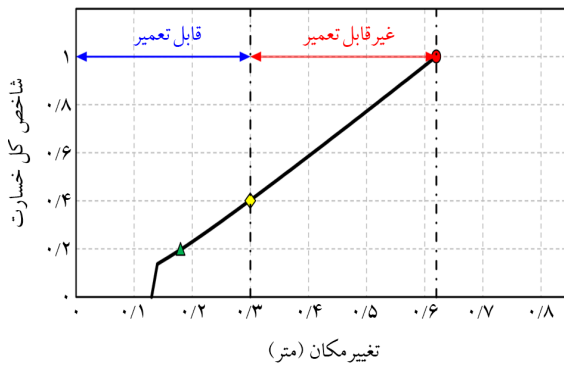
در این بخش به بیان نتایج مدل‌های عددی جهت بررسی فرایند ارائه شده در این تحقیق پرداخته خواهد شد. مطالب ارائه شده در این بخش را می‌توان به دو بخش کلی زیر تقسیم کرد:

- طراحی مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی بتنی.
- بررسی شاخص خرابی پارک-انگ در قاب‌های خمشی بتنی به طراحی شده.

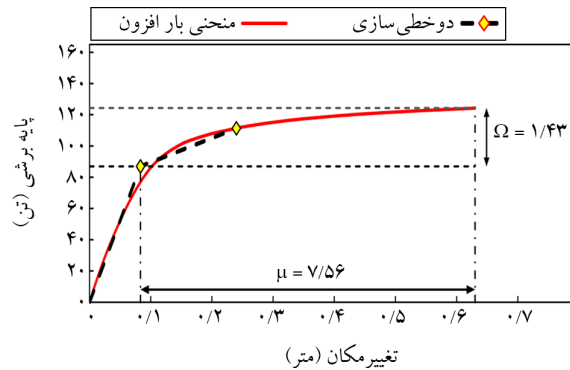
هدف از این مطالعه، ارزیابی شاخص خرابی پارک-انگ در قاب‌های خمشی ویژه ساختمان‌های بلندمرتبه بتن آرمه، طراحی شده بر اساس عملکرد است. در این تحقیق به‌منظور مدل‌سازی و انجام تحلیل‌ها از نرم‌افزار کدباز OpenSees استفاده شده است. این مطالعه مشتمل بر دو گام اساسی می‌باشد. در گام اول سه قاب بلند خمشی بتن آرمه ۱۸، ۲۴ و ۳۰ طبقه با استفاده از تحلیل مودال پوش‌اور بر اساس ضوابط آیین‌نامه ASCE41-17، و FEMA356، در چارچوب نگرش طراحی مبتنی بر عملکرد، طراحی شدند. در گام دوم، ارزیابی شاخص خرابی پارک-انگ در قاب‌های طراحی شده در گام نخست، به دست آمده و مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. به‌منظور منعکس کردن تفاوت میان ستون‌های خارجی و داخلی بر رفتار قاب، اختصاص حداقل سه دهانه به قاب‌ها ضروری می‌باشد. اعضای تیر و ستون



شکل (۸): منحنی جابه‌جایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی قاب ۱۸ طبقه.



شکل (۹): منحنی شاخص خسارت قاب ۱۸ طبقه.



شکل (۱۰): منحنی ظرفیت قاب ۱۸ طبقه.

جدول (۲): مشخصات رفتاری قاب ۱۸ طبقه.

شاخص خسارت	مشخصات رفتاری		سازه
	ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega$ )	شکل پذیری ( $\mu$ )	
۰/۲۹	۱/۴۳	۷/۵۶	۱۸S

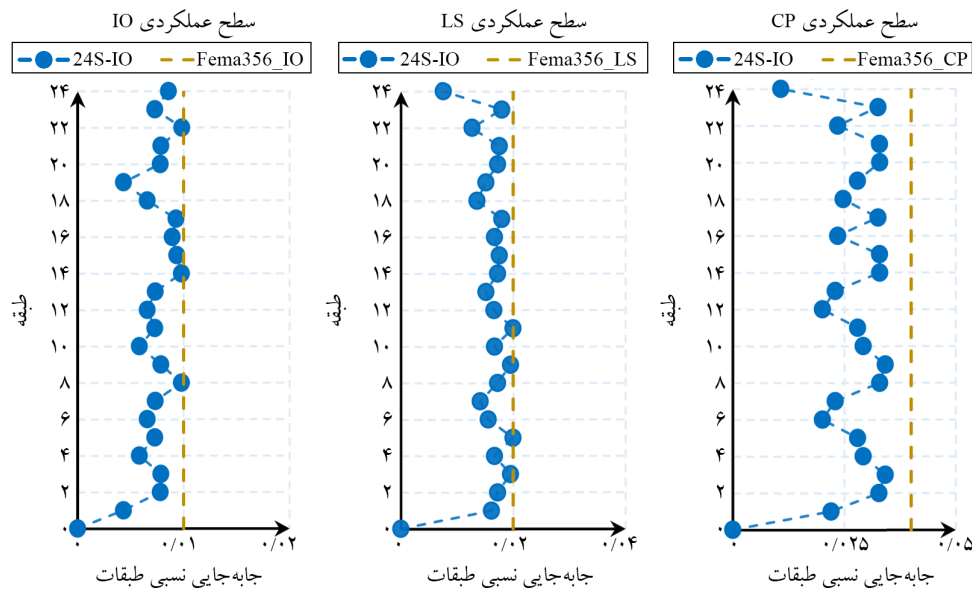
نمودار شاخص خسارت قاب ۲۴ طبقه نشان داده شده است. در جدول (۳) نیز نتایج حاصل از مشخصات رفتاری سازه ناشی از طراحی عملکردی و نتایج ارزیابی شاخص خسارت نشان داده شده است.

با توجه به نمودارهای به‌دست آمده و مقادیر مجاز دررفت مطابق FEMA356 برای سطوح عملکردی IO، LS و CP به ترتیب برابر ۰/۰۱، ۰/۰۲ و ۰/۰۴ مشاهده می‌شود، قاب ۲۴ طبقه ضوابط عملکردی را ارضا کرده است

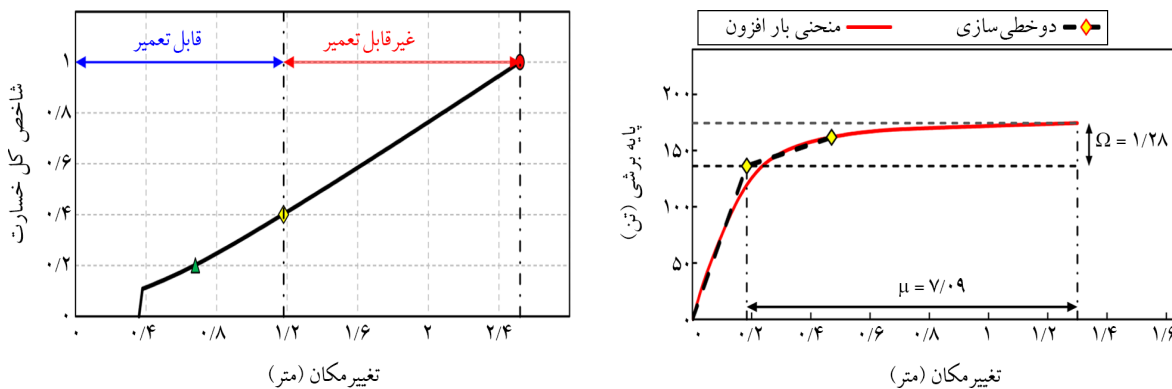
## ۵-۲- قاب ۲۴ طبقه

در شکل (۱۱)، نمودار دررفت قاب ۲۴ طبقه حاصل از طراحی مبتنی بر عملکرد نشان داده شده است. با توجه به نمودارهای به‌دست آمده مشاهده می‌شود با توجه به مقادیر مجاز دررفت با توجه به FEMA356 برای سطوح عملکردی IO، LS و CP به ترتیب برابر ۰/۰۱، ۰/۰۲ و ۰/۰۴ است، قاب طبقه ضوابط عملکردی را ارضا کرده است.

در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) نیز به ترتیب منحنی ظرفیت و



شکل (۱۱): منحنی جابه‌جایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی قاب ۲۴ طبقه.



شکل (۱۲): منحنی ظرفیت قاب ۲۴ طبقه.

شکل (۱۳): منحنی شاخص خسارت پارک-اتگ قاب ۲۴ طبقه.

جدول (۳): مشخصات رفتاری قاب ۲۴ طبقه.

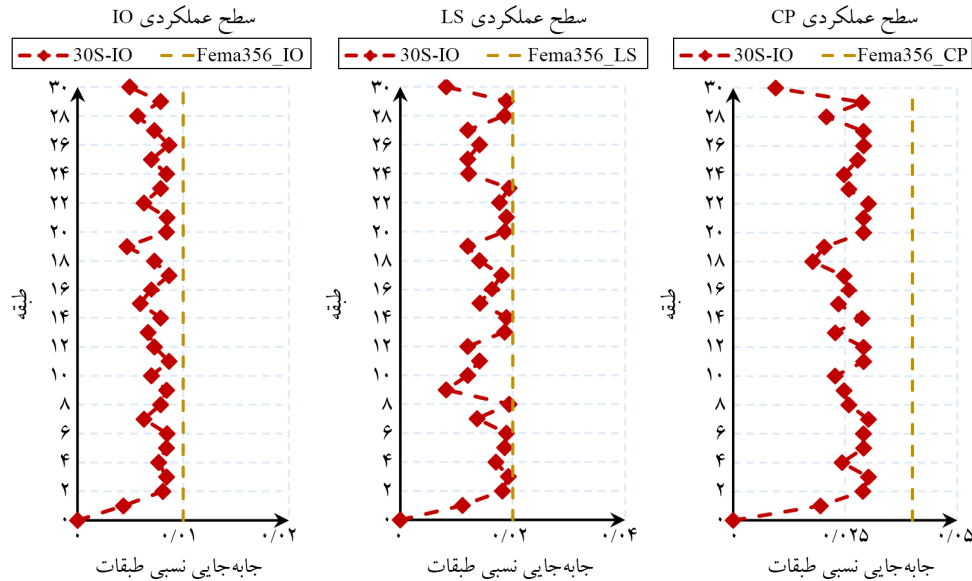
شاخص خسارت	مشخصات رفتاری		سازه
	ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega$ )	شکل پذیری ( $\mu$ )	
۰/۳۲	۱/۲۸	۷/۰۹	۲۴S

عملکردی را ارضا کرده است.

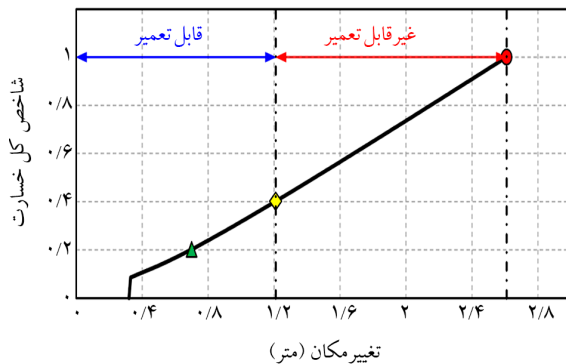
۵-۳- قاب ۳۰ طبقه

در شکل‌های (۱۵) و (۱۶) نیز به ترتیب منحنی ظرفیت و نمودار شاخص خسارت قاب ۳۰ طبقه نشان داده شده است. در جدول (۴) نیز نتایج حاصل از مشخصات رفتاری سازه ناشی از طراحی عملکردی و نتایج ارزیابی شاخص خسارت نشان داده شده است.

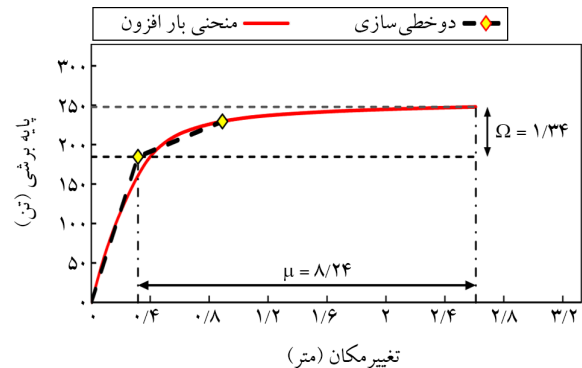
در شکل (۱۴)، نمودار دررفت قاب ۳۰ طبقه حاصل از طراحی مبتنی بر عملکرد نشان داده شده است. با توجه به نمودارهای به‌دست آمده و مقادیر مجاز دررفت مطابق FEMA356 برای سطوح عملکردی IO، LS و CP به ترتیب برابر ۰/۰۱، ۰/۰۲ و ۰/۰۴ مشاهده می‌شود، قاب ۳۰ طبقه ضوابط



شکل (۱۴): منحنی جابه‌جایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی قاب ۱۲ طبقه بهینه‌سازی شده.



شکل (۱۶): منحنی شاخص خسارت پارک-انگ قاب ۳۰ طبقه.



شکل (۱۵): منحنی ظرفیت قاب ۳۰ طبقه.

جدول (۴): مشخصات رفتاری قاب ۳۰ طبقه.

شاخص خسارت	مشخصات رفتاری		سازه
	ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega$ )	شکل پذیری ( $\mu$ )	
۰/۳۶	۱/۳۴	۸/۲۴	۳۰S

بخش دوم به ارزیابی شاخص خرابی پارک-انگ در سازه‌های طرح شده پرداخته شده است. جهت نیل به این هدف قاب‌های خمشی بتنی مورد مطالعه در این بخش از تحقیق در چارچوب ضوابط آیین‌نامه‌های FEMA356 برای دریافت طبقات و ASCE41-13 برای نسبت دوران تیرها و ستون‌ها در سه سطح عملکرد IO، LS و CP طراحی مبتنی بر عملکرد شده است. با توجه به اینکه در

## ۶- نتیجه‌گیری

اهداف اصلی این تحقیق در دو بخش مختلف با ارائه روش‌ها و مسائل متفاوت مورد بررسی قرار گرفته است. در بخش اول به طراحی در چارچوب روش طراحی بر اساس عملکرد سه قاب مقاوم خمشی بتنی ۱۸، ۲۴ و ۳۰ طبقه پرداخته شده است. قیود طراحی بر اساس عملکرد در این بخش از آیین‌نامه‌های از آیین‌نامه ASCE41-13 انتخاب شده است. در

## References

## مراجع

- ACI 318-14. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills, M.A.C.I.
- American Concrete Institute. (2019). Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-19).
- American Society of Civil Engineers, (ASCE 41-13). (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building*. American Society of Civil Engineering, Reston, VA.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-17).
- Asgarian, B., Sadrinezhad, A., & Alanjari, P. (2010). Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(2), 178-190.
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings* (FEMA 356).
- Frangopol, D. M., Kawatani, M., & Kim, C. W. (2007). *Reliability and Optimization of Structural Systems: Assessment, Design, and Life-Cycle Performance*. CRC Press.
- Ghosh, S., Datta, D., & Katakdhond, A. A. (2011). Estimation of the Park-Ang damage index for planar multi-storey frames using equivalent single-degree systems. *Engineering Structures*, 33(8), 2509-2524. doi: 10.1016/j.engstruct.2011.04.023
- Hardyniec, A., & Charney, F. (2015). A new efficient method for determining the collapse margin ratio using parallel computing. *Computers & Structures*, 148, 15-25.
- Huang, M. F., et al. (2015). Performance-based design optimization of tall concrete framed structures subject to wind excitations. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 139, 70-81.
- Hwang, S. H., & Lignos, D. G. (2017). Earthquake-induced loss assessment of steel frame buildings with special moment frames designed in highly seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(12), 2141-2162.

تحقیقاتی که پیش تر انجام شده بود شاخص خسارت سازه‌های طراحی شده در چارچوب روش مبتنی بر عملکرد مورد مطالعه قرار نگرفته بود. قاب خمشی یکی از پرکاربردترین سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای است که به صورت منفرد یا ترکیبی با دیگر سیستم‌ها برای مقابله با اثرات مخرب بارهای دینامیکی ناشی از زلزله در نواحی لرزه‌خیز یا ساختمان‌های بلند مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این تحقیق به منظور مدل‌سازی و انجام تحلیل‌ها از نرم‌افزار OpenSees و جهت پیاده‌سازی چارچوب بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد از نرم‌افزار MATLAB استفاده شده است.

این مطالعه مشتمل بر دو گام اساسی می‌باشد. در گام اول قاب‌های بلند خمشی با استفاده از تحلیل مودال پوش‌اور با نرم‌افزار OpenSees بر اساس ضوابط آیین‌نامه ASCE41-17 و FEMA356، بر اساس عملکرد طراحی شدند. در گام دوم نیز، ارزیابی شاخص خسارت قاب‌های طراحی شده در گام نخست، با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی انجام شد و مقدار شاخص خرابی به دست آمده مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه سه قاب خمشی بلند بتنی ۱۸، ۲۴ و ۳۰ طبقه با ارتفاع طبقات ۳/۲ متر، مثال‌های مورد بررسی در این تحقیق هستند.

قیود مربوط به طراحی بر اساس عملکرد از آیین‌نامه ASCE41-13 و ASCE41-17 گرفته شده است. سازه‌های طرح شده با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از ۲۲ جفت رکورد دور گسل مورد ارزیابی قرار گرفته است. تمامی تحلیل‌ها در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار OpenSees و MATLAB انجام شده است. مطابق نتایج به دست آمده مشاهده می‌شود با افزایش تعداد طبقات شاخص خرابی پارک-انگ در قاب‌های ۱۸، ۲۴ و ۳۰ به ترتیب ۱۰، ۱۶ و ۳۴ درصد افزایش پیدا می‌کند. همچنین با توجه به نتایج به دست آمده برای شاخص خرابی پارک-انگ، مشاهده می‌شود روش طراحی مبتنی بر عملکرد سبب می‌شود که سازه‌های طراحی شده در محدوده قابل تعمیر قرار بگیرند.

- structures with structural fuse system. *Engineering Structures*, 132, 745-760.
- Stewart, J. P., Chiou, S., Bray, J. D., Somerville, P. G., & Abrahamson, N. A. (2001). *Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design* (Report No. 2001/09). PEER, University of California, Berkeley.
- Zhang, C., & Tian, Y. (2019). Simplified performance-based optimal seismic design of reinforced concrete frame buildings. *Engineering Structures*, 185, 15-25.
- Kaveh, A., Fahimi-Farzam, M., & Kalateh-Ahani, M. (2015). Optimum design of steel frame structures considering construction cost and seismic damage. *Smart Structures and Systems*, 16(1), 1-26.
- Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M., & Lobo, R. F. (1992). *IDARC Version 3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures* (Technical Report NCEER-92-0022). National Center for Earthquake Engineering Research.
- Mander JB, Priestley MJN, Park R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *J Struct Eng*; 114:1804-26.
- MATLAB. (2016). The language of technical computing. *Math Works Inc.*
- Matta, E. (2018). Lifecycle cost optimization of tuned mass dampers for the seismic improvement of inelastic structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(3), 714-737.
- Mitropoulou, C. C., Lagaros, N. D., & Papadrakakis, M. (2014). Numerical calibration of damage indices. *Advances in Engineering Software*, 70, 36-50. doi: 10.1016/j.advengsoft.2014.01.007
- Möller, O., Foschi, R. O., Ascheri, J. P., Rubinstein, M., & Grossman, S. (2015). Optimization for performance-based design under seismic demands, including social costs. *Earthquake Engineering and Vibration*, 14(2), 315-328.
- Movahed, H., Meshkat-Dini, A., & Tehranizadeh, M. (2014). Seismic evaluation of steel special moment resisting frames affected by pulse-type ground motions. *Asian Journal of Civil Engineering*, 15(4), 575-585.
- OpenSees (Version 2.4.0) [Computer software]. (n.d.). Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).
- Park, Y.-J., Ang, A. H.-S., & Wen, Y. K. (1985). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 740-757.
- Sarma, K., & Adeli, H. (2002). Life-cycle cost optimization of steel structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 55(12), 1451-1462.
- Shoeibi, S., Kafi, M. A., & Gholhaki, M. (2017). New performance-based seismic design method for

## Evaluation of Park-Ang Damage Index in Performance-Based Design of Special Moment Frames of High-Rise Reinforced Concrete Buildings

Ali Babrdel Sani<sup>1</sup> and Ashkan KhodaBandehLou<sup>2\*</sup>

1. M.Sc. Student, Department of Civil Engineering, Urmia branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran

2. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Urmia branch, Islamic Azad University, Urmia, Iran,

\*Corresponding Author, email: a.khodabandehlou@iau.ac.ir

Given the inherently unpredictable nature of seismic loads, designing structures to remain entirely within the linear elastic range during earthquakes would result in uneconomically heavy structures. Consequently, modern building codes and design methodologies incorporate safe approaches that account for the inelastic behavior range of structures.

A robust approach for structural design that considers inelastic behavior is Performance-Based Design (PBD), which employs a multi-level methodology for designing structures under various seismic intensities. The contemporary PBD concept in various codes is founded on three fundamental principles:

- No damage under low-intensity earthquakes
- No structural damage but minor non-structural damage under moderate-intensity earthquakes
- Collapse prevention with allowable structural and non-structural damage under high-intensity earthquakes

This seismic design philosophy is based on the principle that structures must satisfy different performance objectives when subjected to seismic hazards ranging from frequent, low-intensity events with short return periods to rare, high-intensity events with long return periods, thereby enhancing structural safety. In PBD, structural performance is explicitly defined as either a design objective or a design constraint.

According to design codes, structural members must be designed to withstand applied forces with appropriate safety margins that depend on the design methodology. As one of the most advanced seismic design approaches, performance-based design yields structures that are simultaneously economical, safe, and reliable.

When subjected to seismic excitation, structures experience varying degrees of structural and non-structural damage. The extent of damage depends on:

- Input excitation characteristics (e.g., frequency content)
- Site conditions and geological structure (e.g., distance from seismic source, local soil type)
- Structural configuration (e.g., ductility capacity, building height)

The damage process initiates immediately upon loading and continues until structural collapse. This reality has led researchers to investigate not only complete collapse but also progressive damage and various damage levels. A key indicator of damage progression is the increasing deformations in structural members or the entire system, including:

- Plastic rotation at critical sections
- Inter-story drift ratios
- Global lateral displacements relative to the base level

A fundamental question in damage assessment is determining how severely a structural member or system is damaged and how close it is to ultimate collapse. The Damage Index (DI) serves as a quantitative measure of the damage sustained by individual members, stories, or entire structures under applied loads. When damage is quantified through discrete damage levels, structural condition assessment becomes more realistic.

A primary objective of this research is to calculate damage indices for reinforced concrete structures. In recent years, quantitative damage assessment studies have grown significantly. Park and Ang (1985) proposed a widely-used damage index for seismic damage evaluation that remains extensively referenced in research.

The purpose of this study is to evaluate the Park-Ang failure index in special bending frames of high-rise reinforced concrete buildings, designed based on performance. In this research, OpenSees software was used for modeling and analysis. This study consists of two basic steps. In the first step, 3 long reinforced concrete bending frames of 18, 24 and 30 floors were designed using push-over modal analysis based on ASCE41-17 and FEMA356 regulations in the framework of the performance-based design approach. In the second step, the evaluation of Park-Ang damage index in the frames designed in the first step has been obtained and discussed. It can be seen according to the obtained results that with the increase in the number of floors, the damage index of Ang-park in frames 18, 24 and 30 increases by 10%, 16%, and 34%, respectively. Also, according to the results obtained for the deterioration index of Ang Park, it can be seen that the performance-based design method causes the designed structures to be within the repairable range.

**Keywords:** Tall RC Moment Frame, Performance-Based Design, Push-Over Modal Analysis, Damage Index Park Ang.