

DOI: 10.48303/bese.2024.2035507.1191

## نوع مقاله: پژوهشی

## چکیده

یکی از مهم‌ترین اهداف تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌ها جلوگیری از فروریزش ناشی از تغییر مکان‌های نسبتاً بزرگ به وجود آمده در اثر زلزله می‌باشد. آیین‌نامه‌ها در طراحی‌های مبتنی بر نیرو، برای محاسبه تغییر مکان‌های واقعی سازه تحت اثر زلزله طرح، از ضریب بزرگنمایی تغییر مکان (Cd) استفاده می‌کنند. در این روش‌ها، با توجه به جابه‌جایی‌های حاصل از تحلیل الاستیک سازه‌ها، تحت اثر نیروی کاهش یافته، جابه‌جایی‌های واقعی (غیرخطی) سازه‌ها با استفاده از Cd تخمین زده می‌شوند. ساختمان‌ها به لحاظ خصوصیت کالبدی و هندسی به دو گروه منظم و نامنظم تقسیم می‌شوند. یکی از متداول‌ترین نامنظمی‌ها، نامنظمی در ارتفاع و از نوع هندسی است که ساختمان‌های دارای عقب‌رفتگی در همین گروه قرار می‌گیرند. پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌های نامنظم نسبت به پاسخ‌های متناظر در سازه‌های منظم می‌تواند تفاوت قابل توجهی داشته باشد. هدف اصلی این پژوهش سنجش و ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان برای پیش‌بینی تغییر مکان جانبی بین طبقه‌ای و بام در قاب‌های خمشی فولادی ویژه دارای عقب‌رفتگی می‌باشد. نتایج این تحقیق که با استفاده از ۲۴ سازه قاب خمشی فولادی دو بعدی منظم و نامنظم در دو گروه ۵ و ۹ طبقه انجام شده است، نشان می‌دهد مقدار  $C_d=5/5$ ، توصیه شده در استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه ASCE7-16، جابه‌جایی‌های بین طبقه‌ای را در سازه‌های کوتاه مرتبه (۵ طبقه)، به صورت دست پایین و در سازه‌های میان مرتبه (۹ طبقه) به صورت دست بالا تخمین می‌زند. همچنین، نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که مقدار پیشنهادی توسط آیین‌نامه‌ها برای Cd با دقت مناسبی جابه‌جایی بام سازه‌های مورد مطالعه را، تحت اثر زلزله طرح، تخمین می‌زند.

**واژگان کلیدی:** ضریب بزرگنمایی تغییر مکان، عقب‌رفتگی، نامنظمی در ارتفاع، تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای، تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل طیفی.

## دقت پیش‌بینی جابه‌جایی‌های نسبی با استفاده از ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در سازه‌های دارای عقب‌رفتگی

## سعید فرامرزی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، واحد قزوین، دانشگاه آزاد اسلامی، قزوین، ایران

## مسعود یخچالیان (نویسنده مسئول)

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد قزوین، دانشگاه آزاد اسلامی، قزوین، ایران، [ma.yakhchalian@iaa.ac.ir](mailto:ma.yakhchalian@iaa.ac.ir)

## ۱- مقدمه

و نامتقارن نسبت به سازه‌های منظم و متقارن می‌تواند تفاوت قابل توجهی داشته باشد. پژوهش‌های گوناگونی بر روی سازه‌های دارای عقب‌رفتگی انجام شده است.

کارواسیلیس و همکاران (Karavasilis et al., 2008) با مطالعه گسترده بر روی پاسخ لرزه‌ای غیرالاستیک قاب‌های خمشی فولادی دارای عقب‌رفتگی تحت ۳۰ رکورد زمین لرزه حوزه دور دریافتند که تعداد طبقات، نسبت مقاومت تیر به ستون

سازه‌های دارای عقب‌رفتگی<sup>۱</sup> به دلایلی نظیر ملاحظات طراحی معماری، نوع کاربری سازه، و ایجاد یک شکل هندسی خاص در نمای سازه طراحی می‌شوند. سازه‌های دارای عقب‌رفتگی سازه‌هایی هستند که در یک جهت یا در دو جهت در ارتفاع سازه دارای عقب‌رفتگی می‌باشند. این نوع سازه‌ها در گروه سازه‌های نامنظم در ارتفاع و از نوع هندسی قرار می‌گیرند. نتایج پژوهش‌های پیشین نشان می‌دهد که رفتار سازه‌های نامنظم

انجام تحلیل طیفی و تحلیل توالی ساخت دریافتند حداکثر تغییر مکان طبقات در تحلیل توالی ساخت ۵۶ درصد نسبت به تحلیل طیفی افزایش داشته و حداکثر نیروی محوری به دست آمده در ستون‌ها در تحلیل توالی ساخت ۴۸ درصد بیشتر است. با توجه اینکه استفاده از سازه‌های دارای عقب‌رفتگی متداول می‌باشد و همان‌طور که اشاره شد رفتار لرزه‌ای این نوع از سازه‌های نسبت به سازه‌های منظم متفاوت می‌باشد، بررسی رفتار لرزه‌ای این نوع از سازه‌ها و همچنین، مطالعه روش‌های بهبود پیش‌بینی پاسخ لرزه‌ای این سازه‌ها موضوع تحقیقات مختلف بوده است (Hooda & Goyal, 2023; Mashhadi & Homaei, 2023).

معمولاً، برای طراحی سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه‌های لرزه‌ای متداول از روش‌های مبتنی بر نیرو استفاده می‌گردد. در این روش‌ها، بیشینه تغییر مکان‌های واقعی سازه، تحت اثر زلزله طرح، از حاصل ضرب حداکثر تغییر مکان به دست آمده از تحلیل الاستیک (خطی)<sup>۳</sup> تحت اثر نیروی زلزله کاهش یافته در ضریب بزرگنمایی تغییر مکان محاسبه می‌شود. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای گوناگون مقدار ثابتی برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف پیشنهاد می‌کنند. برای مثال، آیین‌نامه ASCE7-16 (2016) و استاندارد ۲۸۰۰ (Standard No. 2800, 2015) برای سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه مقدار  $C_d = 5/5$  را پیشنهاد می‌دهند. این در صورتی است که پژوهش‌های گذشته نشان می‌دهند جهت پیش‌بینی دقیق‌تر تغییر مکان‌های واقعی سازه نیاز به مطالعات گسترده‌تری می‌باشد. تحقیقات مختلفی بر روی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان و سایر پارامترهای طراحی انجام شده است.

اوانگ و معروف (Uang & Maarouf, 1994) ضریب بزرگنمایی تغییر مکان را با استفاده از تحلیل‌های الاستیک در سطح نیروهای لرزه‌ای بررسی نمودند، نتایج آنها نشان داد که این ضریب در آیین‌نامه UBC (1997)، NEHRP (1991) کم است و منجر به برآورد تغییر مکان‌های سازه به صورت غیرمحافظة کارانه می‌شود.

و حالت حدی مورد بررسی بر توزیع در ارتفاع و مقدار تقاضای تغییر مکان غیرالاستیک اثر می‌گذارد. دی‌استفانو و همکاران (De Stefano et al., 2008) مجموعه‌ای از تحقیقات انجام شده بر روی سازه‌های نامنظم را جمع‌آوری و مورد مطالعه قرار دادند و اشاره کردند که نسبت به سایر نامنظمی‌ها، تحقیقات کمتری بر روی سازه‌های دارای عقب‌رفتگی انجام شده است. آنها نشان دادند که اصلاح روش‌های پوش‌آور غیرخطی برای ساختمان‌های دارای نامنظمی در ارتفاع می‌تواند همبستگی خوبی بین نتایج به دست آمده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی ایجاد کند. لیترانگ و همکاران (LeTrung et al., 2012) در پژوهش خود رفتار لرزه‌ای سازه‌های قاب خمشی ویژه (SMF)<sup>۲</sup> فولادی دارای نامنظمی در ارتفاع را ارزیابی و نتایج آن را با نتایج به دست آمده از ارزیابی سازه‌های منظم مقایسه کردند. آنها با بررسی ۲۴ ساختمان ۲۰ طبقه نامنظم متوجه شدند که منحنی‌های پوش‌آور سازه‌های نامنظم تفاوت زیادی با منحنی‌های اصلی ندارند اما در مورد مقاومت سازه‌های نامنظم شیب منفی با افزایش ارتفاع به‌طور قابل توجهی کاهش می‌یابد. شیرزاده و همکاران (Shirzadeh et al., 2014) با بررسی سازه‌های دارای عقب‌رفتگی و انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی طیفی متوجه شدند درصد مشارکت جرم مودی در مود اول برای سازه‌های دارای عقب‌رفتگی نسبت به سازه‌های منظم مقدار کمتری دارد. شکیب و همایی (Shakib & Homaei, 2017) با انجام یک مطالعه به منظور ارزیابی اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ‌های لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی دارای عقب‌رفتگی، یک گروه از ساختمان‌های ۱۰ طبقه دارای این نوع نامنظمی را مورد تجزیه و تحلیل قرار دادند. آنها در این پژوهش دریافتند اثر اندرکنش خاک و سازه ظرفیت لرزه‌ای سازه را کاهش می‌دهد و باعث افزایش جابه‌جایی نسبی سازه می‌شود. همچنین، این نوع سازه‌ها رفتار پیچیده‌ای تحت بارهای لرزه‌ای از خود نشان می‌دهند که منجر به کاهش سطح عملکرد این نوع سازه‌ها نسبت به سازه‌های منظم می‌گردد. تانت و کیاو (Thant & Kyaw, 2019) با مطالعه بر روی ساختمان‌های ۱۱ طبقه دارای عقب‌رفتگی و

بیشتر موارد مقادیر جابه‌جایی نسبی واقعی را در سطح زلزله طرح کمتر از مقدار واقعی پیش‌بینی می‌کند.

میرزا علیان و یخچالیان (Mirza Alian & Yakhchalian, 2023) با پژوهش بر روی قاب‌های خمشی فولادی ویژه دارای طبقه نرم و انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان را در این سازه‌ها ارزیابی کردند. نتایج مطالعات آنها نشان داد مقدار توصیه شده در آیین‌نامه‌های ASCE7-16 و استاندارد ۲۸۰۰ منجر به خطای قبل ملاحظه‌ای در طراحی سازه‌ها می‌گردد.

## ۲- ضریب Cd

از آنجایی که بیشتر تحلیل و طراحی سازه‌ها به صورت رایج در حالت الاستیک (خطی) صورت می‌پذیرد و رفتار سازه تحت اثر زلزله طرح به صورت غیرخطی می‌باشد، لازم است به گونه‌ای تغییر مکان‌های به دست آمده از تحلیل‌های الاستیک به تغییر مکان‌های غیرالاستیک (واقعی) تبدیل شوند. به عبارت دیگر، می‌توان بیان نمود که ضریب بزرگنمایی تغییر مکان (Cd) ضریبی است که تغییر مکان‌های به دست آمده از تحلیل الاستیک (Ddesign)، در سطح برش پایه آیین‌نامه را به تغییر مکان‌های واقعی غیرخطی (Dinelastic) در زلزله طرح تبدیل می‌کند. رابطه (۱) این مفهوم را نشان می‌دهد.

$$D_{design} \times C_d = D_{inelastic} \quad (1)$$

شکل (۱) به صورت کلی پاسخ عمومی سازه در برابر یک زلزله و رفتار غیرخطی سازه را نشان می‌دهد. در این شکل،  $V_e$  برش پایه مورد نیاز برای طراحی سازه مورد نظر است تا سازه تحت اثر زلزله طرح به صورت الاستیک رفتار کند؛  $V_y$  برش پایه تسلیم در منحنی ایده‌آل برش پایه-تغییر مکان می‌باشد؛  $V_s$  برش پایه طراحی (کاهش یافته) و  $\Delta_s$  دررفت طراحی هستند؛  $\Delta_y$  تغییر مکان نسبی (دررفت) در برش پایه تسلیم و  $\Delta_{max}$  حداکثر جابه‌جایی نسبی غیرخطی (دررفت) هستند. به طور خلاصه، می‌توان پارامترهای لرزه‌ای مختلف سازه را به صورت رابطه (۲) معرفی نمود:

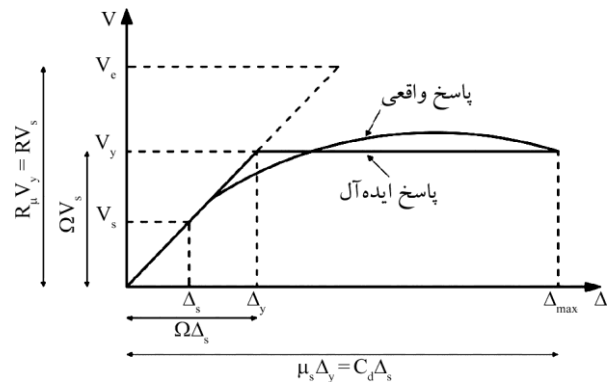
جعفرزاده و آقا کوچک (Jafarzadeh & Aqakouchak, 2008) در پژوهش خود ضریب بزرگنمایی تغییر مکان را در یک سیستم قاب با اتصالات مفصلی با مهاربندهای هم‌مرکز و همچنین، قاب خمشی معمولی مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج آنها نشان داد که برای قاب‌های خمشی معمولی، در سازه‌های دو الی هشت طبقه، ضرایب بزرگنمایی تغییر مکان اختلاف ناچیزی با یکدیگر دارند. همچنین، مقدار Cd/R (ضریب بزرگنمایی تغییر مکان تقسیم بر ضریب رفتار) برای محدوده دوره تناوب‌های طبیعی اصلی و ارتعاش بزرگ‌تر از یک ثانیه مستقل از زمان تناوب سازه می‌باشد. با توجه به نتایج این تحقیق، برای هر دو سیستم سازه‌ای مورد مطالعه، اعمال یک ضریب بزرگنمایی تغییر مکان منجر به خطای قابل توجهی در طراحی سازه‌ها می‌گردد. آنها پیشنهاد دادند که برای هر نوع سیستم سازه‌ای یک ضریب جداگانه تعیین شود.

کوشیلماز و توپکایا (Kuşylmaz & Topkaya, 2015) با مطالعات عددی بر روی ۷۲ سازه با مهاربند واگرا و انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی الاستیک و غیرالاستیک، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان این سیستم سازه‌ای را ارزیابی نمودند. در پژوهش آنها، مشخص شد که استفاده از مقدار پیشنهادی Cd در آیین‌نامه ASCE7-10 (2010) منجر به تخمین غیر محافظه کارانه‌ای از جابه‌جایی‌های جانبی سازه می‌شود.

یخچالیان و همکاران (Yakhchalian et al., 2020) با مطالعه بر روی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در قاب‌های فولادی با مهاربند کمانش‌ناپذیر مشخص نمودند که استفاده از  $C_d = 5$  توصیه شده در آیین‌نامه ASCE7-16 منجر به برآورد دست پایین حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای غیرالاستیک در طبقات پایین تر قاب‌های با این نوع مهاربند می‌گردد.

یخچالیان و عبدالزاده (Yakhchalian & Abdollahzadeh, 2020) ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در قاب‌های خمشی فولادی ویژه دارای نامنظمی جرمی برای پیش‌بینی جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای و بام را مورد ارزیابی قرار دادند. آنها نشان دادند که مقدار ضریب بزرگنمایی پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ در

سازه‌های فولادی ۵ طبقه و ۹ طبقه شامل سازه‌های منظم و نامنظم با سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه دسته‌بندی شدند. هر گروه سازه شامل یک سازه منظم و ۱۱ سازه نامنظم می‌باشد که در مجموع ۲۴ سازه مورد بررسی و مطالعه قرار گرفت. در سازه‌های مورد مطالعه، طول دهانه‌ها ۵/۵ متر و ارتفاع طبقات برابر با ۳/۲ متر در نظر گرفته شدند. ساختگاه با خطر نسبی خیلی زیاد (شتاب مبنای طرح ۰/۳۵g) و خاک نوع II بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌ها فرض شد. مدل‌سازی، طراحی و تحلیل‌های سازه‌های مورد بررسی به صورت دو بعدی انجام شد. شکل‌های (۲) و (۳) به ترتیب نمای تمامی سازه‌های منظم و نامنظم ۵ طبقه و ۹ طبقه را به صورت شماتیک نشان می‌دهند. برای نام‌گذاری مدل‌های سازه‌ای این تحقیق، از الگوی سه‌بخشی استفاده شده است. بخش اول نام سازه‌ها شامل 5s و یا 9s می‌باشد که به ترتیب نشان‌دهنده یکی از دو گروه سازه‌های ۵ و یا ۹ طبقه می‌باشد. بخش دوم نام سازه‌ها یکی از دو حالت سازه‌های منظم (reg) و یا نامنظم (irr) را نشان می‌دهد. بخش سوم از دو جزء عددی و حروفی تشکیل شده است. به دلیل آنکه سازه‌ها دارای سه دهانه می‌باشند، بخش سوم نام سازه‌ها به سه قسمت L، M و R تقسیم شده است که به ترتیب بیانگر عقب‌رفتگی در دهانه سمت چپ، میانی و راست می‌باشد.



شکل (۱): رفتار کلی (غیرخطی) سازه.

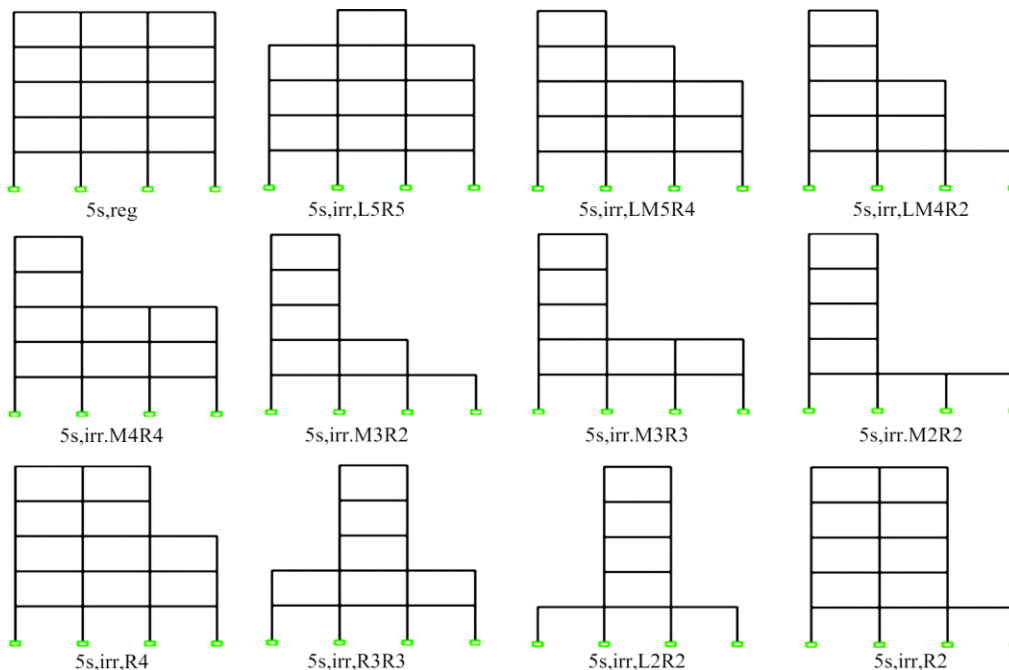
$$R_{\mu} = \frac{C_e}{C_y}, \quad \Omega = \frac{C_y}{C_s}, \quad R = \frac{V_e}{V_s} = R_u \Omega, \quad \mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (2)$$

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \mu_s \Omega$$

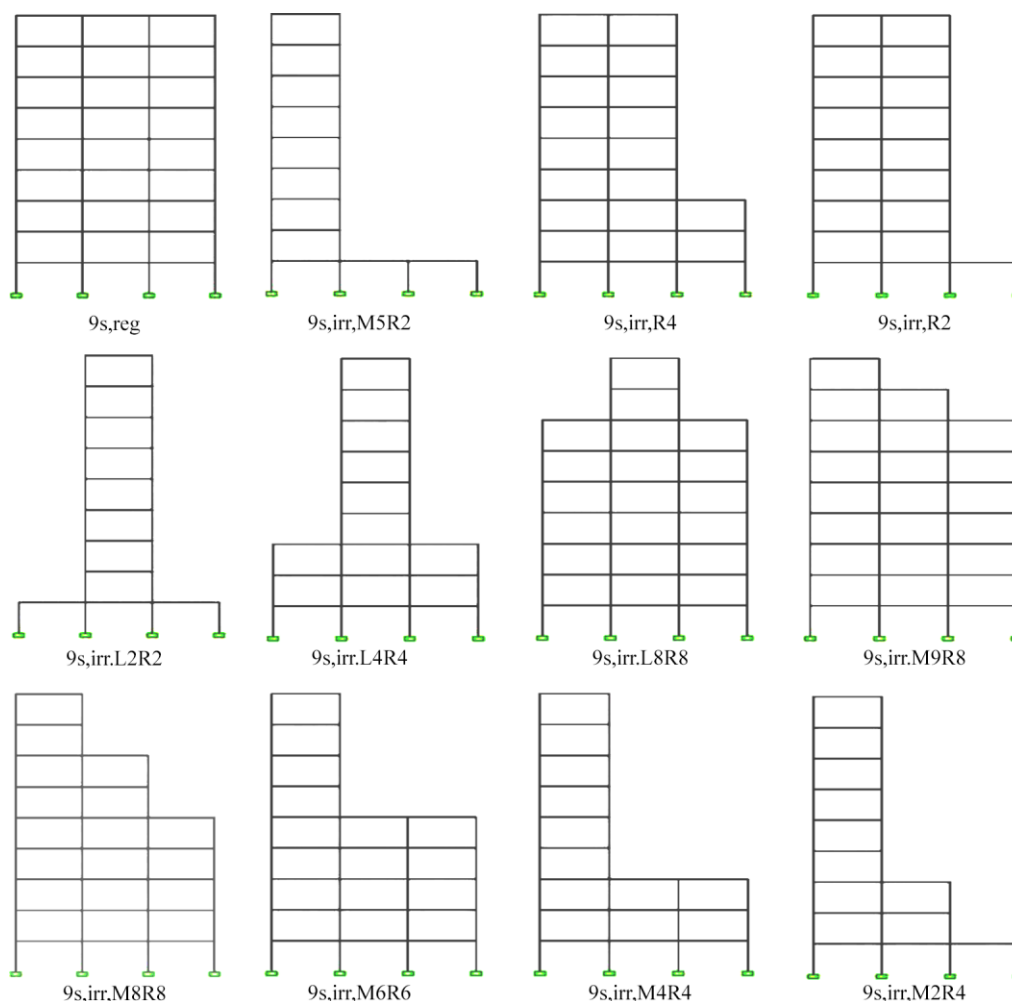
در رابطه فوق  $C_d$  ضریب بزرگنمایی تغییر مکان،  $R$  ضریب رفتار،  $R_{\mu}$  ضریب کاهش تقاضای متناظر با شکل‌پذیری،  $\mu_s$  تقاضای شکل‌پذیری و  $\Omega$  ضریب اضافه مقاومت سازه می‌باشد.

### ۳- سازه‌های مورد مطالعه

سازه‌های در نظر گرفته‌شده در این پژوهش در دو گروه



شکل (۲): سازه‌های ۵ طبقه.



شکل (۳): سازه‌های ۹ طبقه.

سازه‌ها با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی<sup>۴</sup> انجام شده است.

#### ۴- محاسبه Cd

به منظور محاسبه ضریب بزرگنمایی تغییر مکان لازم است تا مقادیر حداکثر دررفت بین طبقه‌ای به دست آمده از آنالیزهای دینامیکی غیرخطی بر مقدار دررفت حاصل از تحلیل طیفی تقسیم شود. بنابراین، تمامی مدل‌ها با استفاده از تحلیل طیفی و بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ در نرم‌افزار SAP2000 (2020) مدل‌سازی، تحلیل و طراحی شدند. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی روشی دقیق جهت تعیین رفتار و عملکرد سازه‌ها تحت اثر زلزله است. یکی از مهم‌ترین چالش‌ها در این نوع از تحلیل‌ها مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها<sup>۵</sup> نسبت به طیف طرح می‌باشد. آیین‌نامه‌های

همچنین جزء عددی بعد از آنها نشان‌دهنده عقب‌رفتگی در طبقه است؛ برای مثال سازه 5s,irr,L5R5 نشان‌دهنده یک سازه نامنظم ۵ طبقه می‌باشد که دارای عقب‌رفتگی در دهانه‌های سمت چپ و راست طبقه پنجم می‌باشد.

طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران (Standard No. 2800, 2015) و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (INBC. Part 10, 2014) انجام شد. مقاطع مورد استفاده برای ستون‌ها از نوع IPB و برای تیرها از نوع IPE می‌باشند. لازم به ذکر است که برای تحلیل و طراحی قاب‌ها مدول الاستیسیته فولاد برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال و حداقل تنش تسلیم فولاد ۲۴۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد.

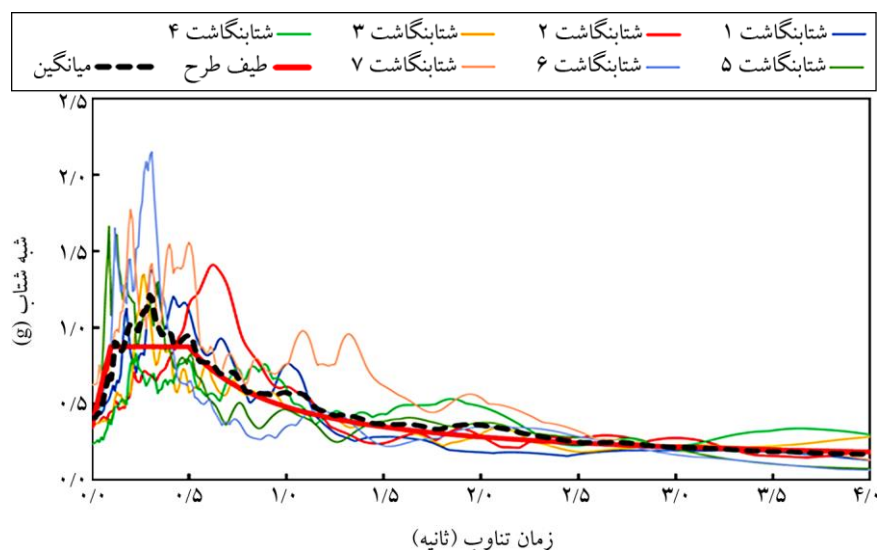
فرآیند مدل‌سازی و طراحی سازه‌ها با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 و با به کارگیری تحلیل دینامیکی طیفی و ارزیابی

شدید زمین در شتاب‌نگاشت‌ها حداقل برابر با ۱۰ ثانیه یا ۳ برابر زمان تناوب اصلی سازه (هر کدام که بیشتر است) باشد. برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از هفت شتاب‌نگاشت منطبق با طیف طرح ساختگاه مفروض (بر اساس استاندارد ۲۸۰۰) که توسط آل‌حجت و همکاران (Alehojjat, et al., 2022) انتخاب و مقیاس شده بودند، استفاده شد. مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها و ضرایب مقیاس استفاده شده برای هر یک از آنها در جدول (۱) نشان داده شده است. شتاب‌نگاشت‌ها در این تحقیق از سایت PEER NGA (PEER, 2015) گرفته شدند. شکل (۴) طیف پاسخ هفت شتاب‌نگاشت مقیاس شده و میانگین آنها را به همراه طیف طرح ساختگاه نشان می‌دهد.

طراحی لازم می‌دانند که شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده در این نوع از تحلیل‌ها به شیوه‌ای مقیاس گردند تا میانگین طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در بازه‌ای از زمان تناوب‌های معین کمتر از مؤلفه طیف طرح نباشد. از آنجایی که مبنای تحلیل و طراحی لرزه‌ای این پژوهش استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد، شتاب‌نگاشت‌هایی با خصوصیات مندرج در این آیین‌نامه انتخاب شد. بر اساس این ضوابط، شتاب‌نگاشت‌ها باید به گونه‌ای انتخاب شوند که در حد امکان زلزله طرح را نمایندگی کنند و در آنها اثر بزرگ، فاصله از گسل و غیره در نظر گرفته شود. سپس، ساختگاه شتاب‌نگاشت‌ها باید به لحاظ ویژگی‌های زمین‌شناسی، لرزه‌شناسی و تکتونیکی با مشخصات لایه‌های خاک زمین محل احداث ساختمان مشابهت داشته باشد و مدت زمان حرکات

جدول (۱): مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی.

شماره	نام زلزله	بزرگا	ایستگاه	مؤلفه	حداکثر شتاب زمین <sup>g</sup> PGA	ضریب مقیاس
۱	Loma Prieta	۶/۹۳	Palo Alto – SLAC LAB	۳۶۰	۰/۲۷	۱/۵۰۶۱
۲	Chi-Chi Taiwan	۷/۶۲	CHY029	۲۹ N	۰/۲۳	۱/۵۳۷۹
۳	Chi-Chi Taiwan	۷/۶۲	TCU042	۴۲ N	۰/۲۱	۱/۷۲۸۲
۴	Chi-Chi Taiwan	۷/۶۲	TCU116	۱۱۶ N	۰/۱۳	۱/۷۴۷۳
۵	Manjil Iran	۷/۳۷	Abbar	Abbar-T	۰/۴۹	۰/۸۵۲۸
۶	Iwate Japan	۶/۹	Yuzawa	۱EW	۰/۱۹	۲/۱۵۲۱
۷	Iwate Japan	۶/۹	Yuzawa Town	۶۱EW	۰/۱۹	۲/۶۲۵۵

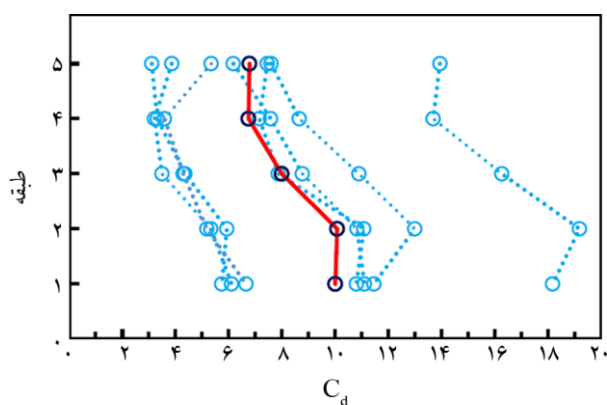


شکل (۴): طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده.

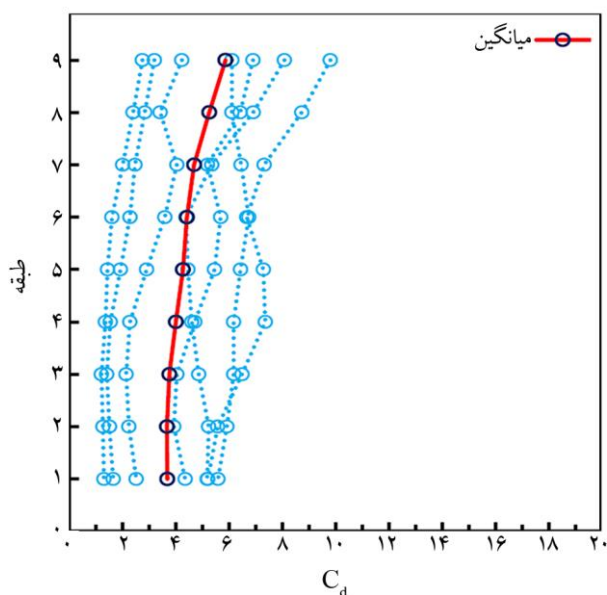
## ۵- ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان

همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان از تقسیم حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر جابه‌جایی نسبی به دست آمده از تحلیل طیفی به دست می‌آید.

شکل (۵) مقادیر ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در طبقات سازه‌های ۵ و ۹ طبقه منظم (5s,reg و 9s,reg) را به ازای هر شتاب‌نگاشت و میانگین آنها را نشان می‌دهد. در سازه ۵ طبقه، میانگین این ضریب در طبقات پایین نزدیک به ۱۰ می‌باشد و در طبقه آخر برابر با ۶/۷۷ می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقدار به دست آمده از مقدار پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰



شکل (الف) ۵ طبقه منظم 5s,reg



شکل (ب) ۹ طبقه منظم 9s,reg

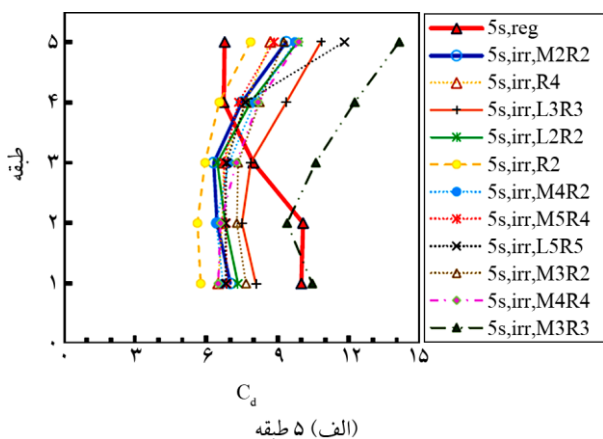
شکل (۵): مقادیر ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در سازه‌ها.

که برای قاب خمشی ویژه فولادی برابر با ۵/۵ می‌باشد به مقدار قابل توجهی بیشتر است.

بنابراین، در صورت استفاده از ضریب بزرگنمایی تغییر مکان پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰، جابه‌جایی‌های نسبی، به ویژه در طبقات پایین، به مقدار قابل توجهی دست پایین تخمین زده می‌شوند.

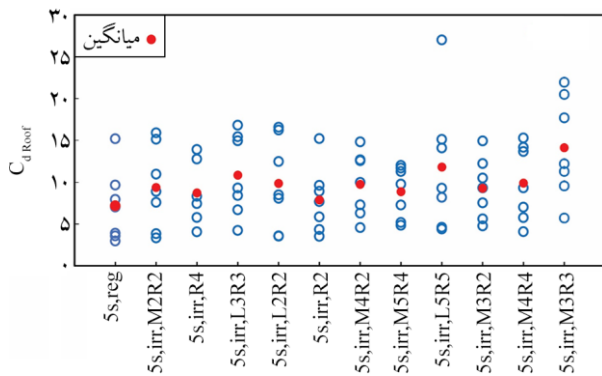
در سازه ۹ طبقه، با مقایسه مقادیر میانگین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان با مقدار پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰، مشهود است که در سازه ۹ طبقه در طبقات پایین میانگین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان کمتر از مقدار پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد و در طبقه آخر این مقدار برابر با ۵/۸۶ می‌باشد که نزدیک مقدار پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد. همچنین، با تحلیل دقیق‌تر می‌توان دریافت با افزایش ارتفاع طبقه، مقدار ضریب بزرگنمایی تغییر مکان افزایش می‌یابد.

شکل (۶) مقادیر میانگین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در تمام سازه‌های منظم و نامنظم ۵ و ۹ طبقه را مقایسه می‌نماید. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در گروه سازه‌های ۵ طبقه، برای اکثر سازه‌ها مقادیر میانگین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان از مقادیر پیشنهاد شده استاندارد ۲۸۰۰ ( $C_d = 5/5$ ) بیشتر شده است. اما، در سازه‌های ۹ طبقه پراکندگی مقادیر  $C_d$  کمتر از مقادیر متناظر در سازه‌های ۵ طبقه می‌باشد و به مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ نزدیک‌تر است.

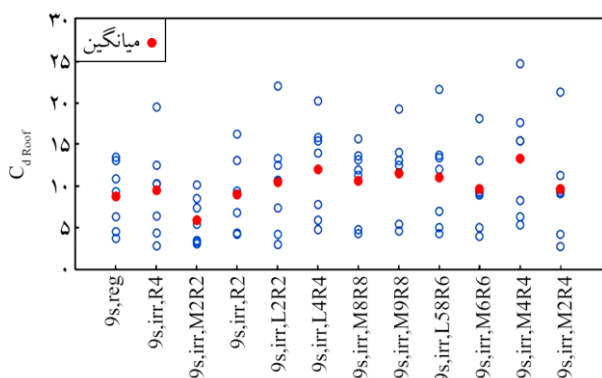


شکل (الف) ۵ طبقه

شکل (۶): مقایسه ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در سازه‌ها.



شکل (۷): مقادیر  $C_{d,Roof}$  به دست آمده و میانگین آنها در سازه‌های ۵ طبقه.

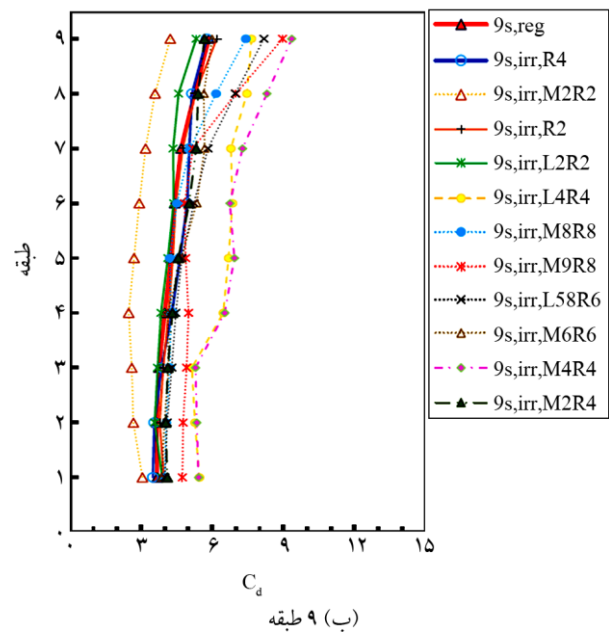


شکل (۸): مقادیر  $C_{d,Roof}$  به دست آمده و میانگین آنها در سازه‌های ۹ طبقه.

در بازه ۲/۳۳ الی ۵/۳۳ متغیر می‌باشند و بیشتر مقادیر میانگین از مقدار توصیه شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ که برابر ۵/۵ می‌باشد کمتر است. به عبارت دیگر، استاندارد ۲۸۰۰ مقدار جابه‌جایی بام سازه‌های میان مرتبه (۹ طبقه) را، تحت اثر زلزله طرح، به صورت دست بالا تخمین می‌زند.

به منظور پیشنهاد یک مقدار بهینه برای ضریب بزرگنمایی تغییر مکان، نیاز است تا مقدار خطای در نظر گرفتن مقادیر مختلف ضریب بزرگنمایی تغییر مکان نسبت به مقادیر میانگین به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به دست آید. برای همین منظور، لازم است تا با استفاده از رابطه (۳) مقدار میانگین خطای موجود به دست آید.

$$\text{Error } C_d = \frac{\sum_{j=1}^{N_{str}} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N_{sj}} \left( \frac{X - X'_{ij}}{X'_{ij}} \right)^2}{N_{sj}}}}{N_{str}} \quad (3)$$



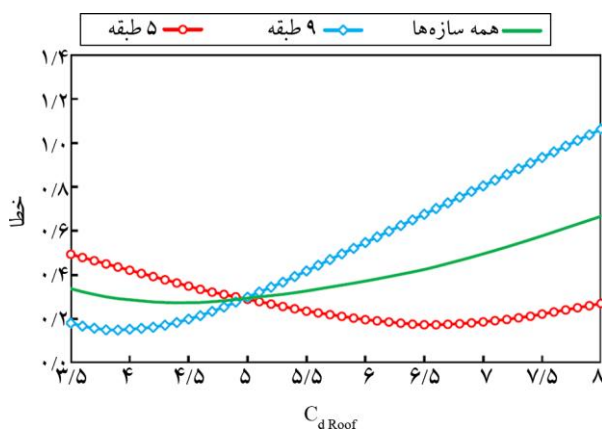
شکل (۶) ادامه شکل (۶).

لازم به ذکر است که مقادیر میانگین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در طبقات بالایی سازه‌های نامنظم نسبت به طبقات پایین بیشتر است که دلیل این موضوع، تمرکز رفتار غیرخطی در طبقاتی است که دارای عقب‌رفتگی می‌باشند.

شکل‌های (۷) و (۸) مقادیر ضریب بزرگنمایی تغییر مکان بام (Cd,Roof) به همراه میانگین آنها را به ترتیب برای سازه‌های ۵ طبقه و ۹ طبقه نشان می‌دهند. مطابق با تعریف ضریب بزرگنمایی تغییر مکان، مقادیر به دست آمده حاصل تقسیم حداکثر مقادیر جابه‌جایی بام به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده بر مقدار جابه‌جایی حاصل از تحلیل‌های طیفی است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، در سازه‌های ۵ طبقه مقادیر میانگین به دست آمده در دامنه گسترده‌ای از مقدار ۴/۶ الی ۱۱/۸ متغیر بوده و اغلب مقادیر میانگین از مقدار توصیه شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ که برابر ۵/۵ می‌باشد بیشتر است. به عبارت دیگر، در صورت استفاده از ضریب بزرگنمایی پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰، مقدار دریافت (جابه‌جایی) بام سازه‌های کوتاه مرتبه، در زلزله طرح، به صورت دست پایین تخمین زده می‌شود. اما در مورد سازه‌های ۹ طبقه، مقادیر میانگین به دست آمده

$$\text{Error } C_{d \text{ Roof}} = \frac{\sum_{j=1}^{N_{\text{str}}} \left| \frac{Y - Y_j}{Y_j} \right|}{N_{\text{str}}} \quad (4)$$

در این رابطه،  $N_{\text{str}}$  بیانگر تعداد سازه‌ها،  $Y$  و  $Y_j$  به ترتیب مقدار ضریب بزرگنمایی تغییر مکان بام فرض شده و مقدار میانگین این ضریب در سازه زام به‌دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی است. رابطه فوق از پژوهش یخچالیان و همکاران (Yakhchalian et al., 2020) گردآوری و استفاده شده است. شکل (۱۰) مقادیر خطا بین مقادیر میانگین  $C_{d \text{ Roof}}$  به‌دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و مقادیر فرض شده در سازه‌های ۵ طبقه و ۹ طبقه و همچنین، کلیه سازه‌ها را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل مشخص است، در سازه‌های ۵ طبقه مقدار این ضریب ( $C_{d \text{ Roof}}$ ) برابر با ۶/۵ و در سازه ۹ طبقه مقدار این ضریب برابر با ۳/۹ منجر به کمترین خطا می‌شود و برای همه سازه‌ها مقدار ۴/۴ منجر به کمترین مقدار خطا می‌شود. همچنین، علت کمتر شدن این مقادیر در بام نسبت به مقدار طبقات را می‌توان تمرکز رفتار غیرخطی در طبقات پایین‌تر نسبت به طبقات بالاتر دانست.



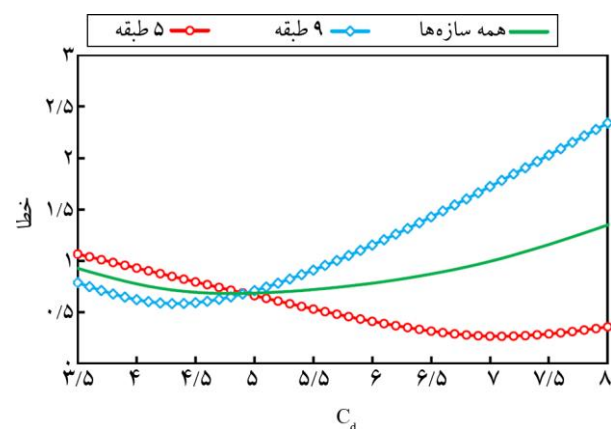
شکل (۱۰): تغییرات خطا بین مقادیر مختلف فرض شده برای  $C_{d \text{ Roof}}$  و مقادیر میانگین  $C_{d \text{ Roof}}$  به‌دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی.

## ۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، دقت پیش‌بینی جابه‌جایی‌های واقعی قاب‌های خمشی فولادی ویژه که دارای عقررفتگی می‌باشند،

که در آن  $N_{\text{str}}$  بیانگر تعداد سازه‌ها و  $N_{\text{sj}}$  تعداد طبقات سازه  $z$  می‌باشد.  $\mathbf{X}'_{ij}$ ،  $\mathbf{X}'$  به ترتیب مقدار میانگین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان فرض شده و مقدار میانگین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در طبقه  $i$  ام به‌دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی است. رابطه فوق از پژوهش یخچالیان و همکاران (Yakhchalian et al., 2020) گردآوری و استفاده شده است.

شکل (۹) مقادیر خطا بین میانگین  $C_d$  به‌دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و مقادیر فرض شده برای سازه‌های ۵ طبقه و ۹ طبقه را به‌صورت جداگانه و همچنین، برای کلیه سازه‌ها نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل مشخص است، در سازه‌های ۵ طبقه مقدار بهینه این ضریب برابر ۷/۱ و در سازه ۹ طبقه مقدار بهینه این ضریب برابر ۴/۳ می‌باشند و برای همه سازه‌ها مقدار  $C_d = ۴/۸$  منجر به کمترین مقدار میانگین خطا می‌شود.



شکل (۹): تغییرات خطا بین مقادیر مختلف فرض شده برای  $C_d$  و مقادیر میانگین  $C_d$  به‌دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی.

مشابه فرمول ارائه شده برای مقدار بهینه ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در طبقات، می‌توان با استفاده از رابطه (۴)، مقدار بهینه این ضریب برای پیش‌بینی جابه‌جایی بام ( $C_{d \text{ Roof}}$ ) تحت اثر زلزله طرح را پیشنهاد داد. بنابراین، لازم است مقدار خطای در نظر گرفتن مقادیر مختلف فرضی برای  $C_{d \text{ Roof}}$  نسبت به مقادیر میانگین به‌دست آمده متناظر از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با استفاده از رابطه (۴) محاسبه گردد.

به دست آمده برای بام غالباً از مقدار توصیه شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ کمتر است. به عبارتی دیگر، استاندارد ۲۸۰۰ مقدار دریافت بام را در سازه‌های میان مرتبه دارای عقب رفتگی، تحت اثر زلزله طرح، به صورت دست بالا تخمین می‌زند. به منظور افزایش دقت پیش‌بینی تغییر مکان‌ها در سازه‌های مورد بررسی، مقادیر خطای پیش‌بینی این تغییر مکان‌ها به ازای مقادیر مختلف ضریب بزرگنمایی تغییر مکان مورد بررسی قرار گرفت. نشان داده شده که در سازه‌های ۵ طبقه (کوتاه مرتبه) مقدار بهینه این ضریب  $C_d = 7/1$  و در سازه‌های ۹ طبقه (میان مرتبه) مقدار بهینه  $C_d = 4/3$  به دست آمد. به طور مشابه، مقادیر خطا به ازای مقادیر مختلف ضریب بزرگنمایی تغییر مکان برای پیش‌بینی تغییر مکان بام مورد ارزیابی قرار گرفت.

در سازه‌های ۵ طبقه مقدار این ضریب  $C_{d \text{ Roof}} = 6/5$  و در سازه‌های ۹ طبقه مقدار  $C_{d \text{ Roof}} = 3/9$  که منجر به کمترین خطا می‌شوند، پیشنهاد شدند.

## References

## مراجع

- Alehojjat, S. B., Bahar, O., & Yakhchalian, M. (2022). Performance design of low to mid-rise steel structures equipped with viscous damper. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, 9(4), 113-131.
- American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures* (ASCE/SEI 7-10).
- American Society of Civil Engineers. (2016). *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures* (ASCE/SEI 7-16). doi: 10.1061/9780784414248
- Building and Housing Research Center. (2015). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings* (Standard No. 2800) (4<sup>th</sup> ed.).
- Building Seismic Safety Council. (1991). *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings*.
- De Stefano, M., & Pintucchi, B. (2008). A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(2), 285-308. doi: 10.1007/s10518-007-9052-3

تحت اثر زلزله طرح، با استفاده از ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ارزیابی گردید. برای این منظور از ۲۴ سازه منظم و نامنظم شامل ۱۲ سازه ۵ طبقه و ۱۲ سازه ۹ طبقه استفاده شد. نتایج به دست آمده نشان داد که دقت ضریب بزرگنمایی تغییر مکان پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ ( $C_d = 5/5$ ) برای تخمین جابه‌جایی‌های واقعی در سازه‌های دارای عقب رفتگی از الگوی مشخصی پیروی نمی‌کند. با توجه به محل قرارگیری نامنظمی و همچنین، تعداد طبقات، مقدار  $C_d = 5/5$  مقادیر تغییر مکان‌های واقعی را دست پایین و یا دست بالا تخمین می‌زند. نتایج ارزیابی‌ها نشان داد که در سازه‌های ۵ طبقه که جزو سازه‌های کوتاه مرتبه محسوب می‌شوند، مقدار  $C_d = 5/5$  جابه‌جایی نسبی طبقه را در اکثر این سازه‌ها دست پایین تخمین می‌زند. به عبارت دیگر، برای پیش‌بینی دقیق‌تر جابه‌جایی نسبی طبقات، تحت اثر زلزله طرح، در سازه‌های کوتاه مرتبه که این نوع نامنظمی را دارند باید از ضریب بزرگنمایی تغییر مکان بزرگ‌تری نسبت به مقدار پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شود. با افزایش ارتفاع سازه در مدل‌های در نظر گرفته شده، سازه‌های ۹ طبقه، مقدار  $C_d = 5/5$  جابه‌جایی نسبی طبقه را با دقت بیشتری نسبت به سازه‌های کوتاه مرتبه پیش‌بینی می‌کند. به علاوه، هرچه تعداد طبقاتی که دارای عقب رفتگی هستند نسبت به کل طبقات بیشتر می‌شود، مقادیر ضریب بزرگنمایی تغییر مکان افزایش می‌یابد. مقادیر میانگین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در طبقات بالایی در سازه‌های نامنظم نسبت به طبقات پایین بیشتر است که دلیل این موضوع، تمرکز بیشتر رفتار غیرخطی در طبقاتی است که دارای عقب رفتگی هستند. در مورد پیش‌بینی جابه‌جایی بام با استفاده از ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ( $C_{d \text{ Roof}}$ )، مشاهده شد که در سازه‌های ۵ طبقه، اکثر مقادیر میانگین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان به دست آمده از تحلیل‌ها، برای بام، بیشتر از مقدار توصیه شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشند. به عبارت دیگر، استاندارد ۲۸۰۰ مقدار دریافت بام را در زلزله طرح به صورت دست پایین تخمین می‌زند. در مورد سازه‌های ۹ طبقه، مقادیر میانگین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان

- of steel setback MRFs. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 166, 107759. doi: 10.1016/j.soildyn.2023.107759
- Mirza Alian, M. A., & Yakhchalian, M. (2023). Investigation on deflection amplification factor for special moment resisting frames with soft story. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 54(11), 4365-4382. Doi: 10.22060/ceej.2022.21159.7652
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2015). *NGA-East: Median Ground-Motion Models for the Central and Eastern North America Region* (PEER Report No. 2014/05).
- Computers and Structures, Inc. (2020). *SAP2000 (Version 23.2.0) [Computer Software]*. <https://www.csiamerica.com>
- Shakib, H., & Homaei, F. (2017). Probabilistic seismic performance assessment of the soil-structure interaction effect on seismic response of mid-rise setback steel buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(7), 2827-2851. doi: 10.1007/s10518-016-0075-5
- Shirzadeh, M., Imani, H., Ashrafi, E., & Ghaderi, M. (2014). Vulnerability and seismic improvement of structures: investigation of the level of seismic performance of bent frame steel structures with setback in height [paper presentation]. *14<sup>th</sup> National Congress on Civil Engineering*, Tehran, Iran.
- Thant, N. N., & Kyaw, T. Y. (2019). Study on the effect of response spectrum analysis and construction sequence analysis on setback steel structure. *International Journal of Trend in Scientific Research and Development*, 3(4), 1176-1182.
- Uang, C. M., & Maarouf, A. (1994). Deflection amplification factor for seismic design provisions. *Journal of Structural Engineering*, 120(8), 2423-2436. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:8(2423)
- Yakhchalian, M., Asgarkhani, N., & Yakhchalian, M. (2020). Evaluation of deflection amplification factor for steel buckling restrained braced frames. *Journal of Building Engineering*, 30, 101228. doi: 10.1016/j.job.2020.101228
- Yakhchalian, M., & Abdollahzadeh, S. (2020). Investigation on deflection amplification factor for special moment resisting frames with vertical mass irregularity. *Modares Civil Engineering Journal*, 20(6), 163-173.
- Faramarzi, S., & Yakhchalian, M. (2024). Evaluation of deflection amplification factor for steel special moment frame with setback [Paper presentation]. *9<sup>th</sup> International Conference on Seismology and Earthquake Engineering*, Tehran, Iran.
- Hooda, Y., & Goyal, P. K. (2023). Comparison of the vulnerability assessment of step-back configuration and set-back configuration structures on hill slopes. In *Multi-Hazard Vulnerability and Resilience Building*, 61-78. Elsevier. doi: 10.1016/B978-0-323-95544-7.00007-8
- Hosseini, S. A., Jahangiri, V., & Massumi, A. (2023). Vibration control of steel frames with setback irregularities equipped with semi-active tuned mass dampers. *Journal of Constructional Steel Research*, 211, 108222. doi: 10.1016/j.jcsr.2023.108222
- Iranian National Building Codes Compilation Office. (2014). *Iranian National Building Code, Part 10: Steel Buildings Design*. Ministry of Housing and Urban Development.
- International Conference of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code*.
- Jafarzadeh, R., & Aqakouchak, A. (2008). Vulnerability and seismic improvement of structures: Deflection amplification factor in steel structures with normal bending frame system and simple frame with coaxial braces. *International Journal of Industrial Engineering & Production Research*, 19(2).
- Karavasilis, T. L., Bazeos, N., & Beskos, D. E. (2008). Seismic response of plane steel MRF with setbacks: Estimation of inelastic deformation demands. *Journal of Constructional Steel Research*, 64(6), 644-654. doi: 10.1016/j.jcsr.2007.12.003
- Kuşyılmaz, A., & Topkaya, C. (2015). Displacement amplification factors for steel eccentrically braced frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(2), 167-184. doi: 10.1002/eqe.2462
- Le-Trung, K., Lee, K., Lee, J., & Lee, D. H. (2012). Evaluation of seismic behaviour of steel special moment frame buildings with vertical irregularities. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 21(3), 215-232. doi: 10.1002/tal.614
- Mashhadi, S., & Homaei, F. (2023). Soil-structure interaction and frequency components of near-fault records on the performance-based confidence levels

## واژه‌نامه

Setback	عقب‌رفتگی
SMF	قاب خمشی ویژه
Elastic Analysis	تحلیل الاستیک
Nonlinear Dynamic Analysis	تحلیل دینامیکی غیر خطی
Acceleration	شتابنگاشت
PGA	حداکثر شتاب زمین

## The Accuracy of Predicting Relative Displacements Using Displacement Amplification Factor in Structures with Setback

Saeed Faramarzi<sup>1</sup> and Masood Yakhchalian<sup>2\*</sup>

1. M.Sc. in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Qa. C., Islamic Azad University, Qazvin, Iran

2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Qa. C., Islamic Azad University, Qazvin, Iran,

\*Corresponding Author, email: ma.yakhchalian@iau.ac.ir

One of the primary goals of seismic design codes is to prevent structural collapse caused by large displacements resulting from severe earthquake ground motions. In general, using the force-based design method prescribed in seismic codes is a common practice for seismic design of structures. In design of structures using force-based methods applied in current seismic codes, to obtain the nonlinear displacements of structures under the design earthquake, the deflection amplification factor ( $C_d$ ) is applied. In other words, the displacements obtained from elastic analyses under the reduced seismic forces are amplified by  $C_d$  to obtain the inelastic displacements under the design earthquake. Research studies showed that using a constant coefficient for estimating the inelastic displacements may lead to considerable overestimation or underestimation of the displacements in different stories of structures. The seismic behavior of a structure is under the influence of three important structural features, including stiffness, strength, and mass. Any change in these parameters would change the dynamic characteristics of the structure. The change is occasionally caused by a sudden change in the geometry of the structure along the height, such that the lateral dimension of the structure decreases significantly along its height at specific level(s). Such structures are named setback buildings. This architectural form enables the lower floors to gain sufficient sunlight when the adjacent structures are close together. A setback building has a sudden discontinuity in the frame geometry along the height. Generally, in regular structures, the inelastic maximum interstory drift ratio (IMIDR) occurs in lower stories. Investigating the seismic performance of structures with irregularity in their heights showed that the inelastic responses of these types of structures can differ significantly from the inelastic responses of regular structures.

The present study investigates  $C_d$  for estimating IMIDR and inelastic maximum roof drift ratio (IMRDR) for steel special moment resisting frames (SMRFs) with setback, under the design earthquake. In addition, the variation of  $C_d$  with the variation of the location of the setback in the structural height and bays is studied. For this purpose, 24 steel SMRFs, including two groups of 5- and 9-story two-dimensional structures as low- and mid-rise structures, respectively, are investigated. Each group consists of one regular and 11 irregular setback structures. The structures are designed according to the Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800) and Specifications for Design and Construction of Steel Buildings (2022). The structures are designed using elastic modal response spectrum analysis. To perform nonlinear dynamic analyses, seven ground motion records that are matched to the design response spectrum are applied. To obtain  $C_d$  from the nonlinear analyses, the mean of IMIDR for each story is divided by the corresponding value obtained from the modal response spectrum analysis. Therefore, for each story of each structure, the  $C_d$  value is obtained. To calculate  $C_d$  for predicting real nonlinear roof displacement in the structures, the mean of the maximum of the roof displacement obtained from the nonlinear dynamic analyses is divided by the corresponding value obtained from the modal response spectrum analysis. The results show that for the 5-story setback structures (as low-rise setback structures), the recommended value of  $C_d = 5.5$  by Standard No. 2800 significantly underestimates the inelastic IMIDR values under design earthquake. Whereas, in the case of the 9-story setback structures (as mid-rise setback structures) the recommended value of the design code overestimates the inelastic IMIDR values in most of the cases. In addition, it is shown that the recommended value of  $C_d = 5.5$  by Standard No. 2800 can precisely predict the inelastic roof displacements of the setback structures under the design earthquake.

**Keywords:** Deflection Amplification Factor, Setback Structures, Irregular Structures, Nonlinear Dynamic Analysis.