

ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در قاب‌های خمشی فولادی ویژه دارای نامنظمی جرمی در ارتفاع

مسعود یخچالیان^{۱*}، سجاد عبدالله‌زاده^۲

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد قزوین، دانشگاه آزاد اسلامی، قزوین، ایران
۲- کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد قزوین، دانشگاه آزاد اسلامی، قزوین، ایران

m.yakhchalian@qiau.ac.ir*

تاریخ دریافت: ۹۹/۱/۳۰ تاریخ پذیرش: ۹۹/۶/۲۷

چکیده

در طراحی مبتنی بر نیرو بر اساس آیین‌نامه‌های متداول، برای محاسبه تغییر مکان‌های واقعی سازه (به عنوان نمونه، دررفت بین طبقه‌ای) تحت اثر زلزله طرح، تغییر مکان‌های سازه تحت اثر نیروهای لرزه‌ای کاهش یافته با استفاده از ضریب بزرگنمایی تغییر مکان (C_d) افزایش داده می‌شوند. پژوهش‌های اخیر نشان داده‌اند که استفاده از یک ضریب ثابت برای پیش‌بینی دررفت بین طبقه‌ای واقعی سازه می‌تواند در بعضی از طبقات این تغییر مکان‌ها را به صورت دست بالا و همچنین در بعضی از طبقات به صورت دست پایین تخمین بزند. معمولاً، در سازه‌های منظم بیشترین دررفت بین طبقه‌ای در طبقات پایین اتفاق می‌افتد. بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های دارای نامنظمی جرمی در ارتفاع نشان می‌دهد که پاسخ غیرخطی این نوع سازه‌ها می‌تواند تفاوت قابل ملاحظه‌ای با پاسخ سازه‌های منظم داشته باشد. در این پژوهش، ضریب C_d برای پیش‌بینی بیشینه دررفت بین طبقه‌ای و دررفت بام در قاب‌های خمشی فولادی ویژه که دارای نامنظمی جرمی در ارتفاع سازه هستند ارزیابی می‌شود. همچنین، تغییرات این ضریب با انتقال طبقه نامنظم (دارای جرم بیشتر) در ارتفاع سازه و تغییر مقدار نامنظمی (نسبت جرم طبقه سنگین‌تر به جرم طبقات مجاور) بررسی می‌شود. نتایج نشان می‌دهند که استفاده از مقدار $C_d = 0.5$ که توسط استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه تعیین شده است، در بیشتر طبقات سازه‌های دارای نامنظمی جرمی در ارتفاع و همچنین سازه‌های منظم، بیشینه دررفت بین طبقه‌ای را دست پایین تخمین می‌زند. همچنین، بررسی تخمین بیشینه دررفت بام نشان می‌دهد که در نظر گرفتن $C_d = 0.5$ منجر به تخمین دست پایین بیشینه دررفت بام می‌شود. بنابراین، برای تخمین دقیق‌تر بیشینه دررفت بین طبقه‌ای در سازه‌های در نظر گرفته شده تحت اثر زلزله طرح مقدار $C_d = 7/5$ ، و برای تخمین دقیق‌تر بیشینه دررفت بام، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان بام (C_d Roof) برابر با ۶/۵ پیشنهاد می‌شود.

واژگان کلیدی: ضریب بزرگنمایی تغییر مکان، قاب خمشی فولادی ویژه، نامنظمی جرمی در ارتفاع، دررفت بین طبقه‌ای، دررفت بام.

۱- مقدمه

بشود. به دلیل اینکه طبقه سنگین‌تر المان‌های سازه‌ای قوی‌تری نیاز دارد، ممکن است نامنظمی سختی و مقاومت نیز اجتناب ناپذیر باشد [1]. مطالعات گذشته نشان دادند که پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سازه‌های نامنظم می‌تواند به طور قابل ملاحظه‌ای با

یکی از نامنظمی‌های متداول در سازه‌ها، نامنظمی جرمی در ارتفاع سازه است. کاربری متفاوت یک یا چند طبقه نسبت به طبقات مجاور می‌تواند منجر به این نوع نامنظمی در سازه‌ها

پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سازه‌های منظم تفاوت داشته باشد، و دقت پیش‌بینی این پاسخ لرزه‌ای با استفاده از روش‌هایی که برای پیش‌بینی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های منظم بکار می‌رود کاهش می‌یابد [4-1]. بر اساس ASCE 7-16 [5] و همچنین استاندارد ۲۸۰۰ [6] اگر جرم موثر لرزه‌ای یک طبقه بیشتر از ۱۵۰٪ جرم موثر لرزه‌ای طبقه مجاور باشد، سازه دارای نامنظمی جرمی محسوب می‌شود. استفاده از تحلیل استاتیکی معادل برای این نوع سازه‌ها مجاز نیست. در حالیکه استفاده از تحلیل طیفی، تحلیل تاریخچه زمانی خطی و غیرخطی برای این نوع سازه‌ها مجاز می‌باشد.

پژوهش‌های مختلفی روی سازه‌های دارای نامنظمی جرمی انجام شده است. والموندسان و نائو [2] نشان دادند که در سازه‌های دارای نامنظمی جرمی در ارتفاع هنگامی که طبقه نامنظم (سنگین‌تر) در بالای سازه قرار می‌گیرد، پاسخ خطی به طور قابل ملاحظه‌ای تحت تاثیر قرار می‌گیرد. در صورتی که اگر طبقه نامنظم در طبقات پایین قرار گیرد، پاسخ غیرخطی به طور قابل ملاحظه‌ای تحت تاثیر قرار می‌گیرد. چوی [3] تاثیر نامنظمی جرمی بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها را بررسی کرد و نتیجه گرفت که اگر طبقه سنگین‌تر در طبقات پایین و یا بالای سازه قرار گیرد، دوران پلاستیک در مفاصل پلاستیک تشکیل شده افزایش می‌یابد. کاراواسیلیس و همکاران [1] نشان دادند که محل قرارگیری طبقه نامنظم و شدت پاسخ غیرخطی به طور قابل توجهی توزیع تقاضای تغییرشکل در ارتفاع سازه را تحت تاثیر قرار می‌دهند. همچنین، پیری‌زاده و شکیب [7] نشان دادند که عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها می‌تواند به مقدار قابل توجهی تحت تاثیر محل قرارگیری طبقه نامنظم جرمی قرار گیرد. آن‌ها نتیجه گرفتند که اگر طبقه سنگین‌تر در نیمه پایینی سازه قرار گیرد، دوره‌های بازگشت فراگذشت از سطوح عملکرد آستانه فروریزش و همچنین، فروریزش کلی در مقایسه با سازه‌های منظم کاهش می‌یابد.

به طور کلی، برای طراحی سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه‌های لرزه‌ای متداول استفاده از روش مبتنی بر نیرو مرسوم است. در این روش، بیشینه تغییرمکان‌های واقعی (غیرخطی) بام و طبقات تحت اثر زلزله طرح با افزایش تغییرمکان‌های بدست

آمده تحت اثر نیروهای لرزه‌ای کاهش یافته (برش پایه طرح) در تحلیل خطی با استفاده از ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) محاسبه می‌شود. در واقع، نیروهای طراحی با استفاده از ضریب رفتار (R) در مرحله طراحی کاهش داده می‌شوند و از حاصل ضرب تغییرمکان‌های الاستیک بدست آمده تحت اثر این نیروهای کاهش یافته در C_d ، تغییرمکان‌های غیرخطی واقعی تخمین زده می‌شوند. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مختلف یک ضریب بزرگنمایی ثابت برای هر سیستم سازه‌ای پیشنهاد داده‌اند. برای نمونه، ASCE 7-16 [5] و استاندارد ۲۸۰۰ [6] مقدار $C_d = 0.5$ را برای قاب خمشی فولادی ویژه پیشنهاد داده‌اند. آیین‌نامه لرزه‌ای اروپا [8] به استناد اصل تغییرمکان‌های مساوی، مقدار ضریب بزرگنمایی تغییرمکان را برای هر سیستم سازه‌ای برابر با ضریب رفتار آن سیستم سازه‌ای پیشنهاد داده است. همان‌طور که کوشیلماز و توپکایا [9] اشاره کردند، معمولاً مقادیر R و C_d برای سیستم‌های سازه‌ای در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای با استفاده از قضاوت مهندسی تعیین شده‌اند. بنابراین، می‌توان فهمید که برای پیش‌بینی دقیق‌تر تغییرمکان‌های واقعی سازه‌ها تحت اثر زلزله طرح مطالعات بیشتری نیاز است.

مطالعات مختلفی روی C_d برای سیستم‌های سازه‌های مختلف انجام شده است [9-16]. اوآنگ و معروف [10] مطالعه‌ای روی C_d برای پیش‌بینی بیشینه دررفت واقعی (غیرخطی) بین طبقه‌ای و بیشینه دررفت واقعی بام در دو قاب فولادی (به عبارت دیگر، یک قاب خمشی و یک قاب مهاربندی واگرا) و دو قاب خمشی شکل‌پذیر بتن‌آرمه انجام دادند. آن‌ها نشان دادند که در یک محدوده‌ای از ضریب کاهش شکل‌پذیری (به عبارت دیگر $0.5 - 2.0 = R_{\mu}$) مقدار C_d/R برای پیش‌بینی بیشینه دررفت بام بین 0.7 تا 0.9 است. درحالی که مقدار C_d/R برای پیش‌بینی بیشینه دررفت بین طبقه‌ای می‌تواند بیشتر از یک باشد. همچنین، آن‌ها نتیجه گرفتند که برای قاب‌های شکل‌پذیر دارای زوال سختی و طبقه اول نرم مقدار C_d/R از عدد ۲ هم بزرگتر می‌شود. بر اساس مطالعه آن‌ها مقادیر C_d توصیه شده توسط UBC [17] و NEHRP [18] برای پیش‌بینی بیشینه دررفت واقعی سازه

آیین‌نامه‌های لرزه‌ای بکارگیری نیروهای کاهش یافته لرزه‌ای را برای طراحی سازه‌ها پیشنهاد می‌دهند تا از ظرفیت سازه برای استهلاک انرژی زلزله با استفاده از تغییر شکل‌های غیرخطی در اعضای سازه‌ای استفاده شود. شکل (۱) به طور کلی رفتار غیرخطی یک سازه (به عبارت دیگر منحنی برش پایه، V ، دررفت بین‌طبقه‌ای و یا دررفت بام، Δ) را نشان می‌دهد. رفتار غیرخطی واقعی می‌تواند با یک رابطه دوخطی الاستیک-پلاستیک (ایده‌آل) جایگزین شود. 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 هست. برش پایه طراحی (کاهش یافته) و Δ_s دررفت طراحی هستند. Δ_y دررفت در برش پایه تسلیم (V_y) و Δ_{max} حداکثر دررفت غیرخطی هستند. بر اساس شکل (۱)، پارامترهای پاسخ سازه که توسط اوآنگ و معروف [10] تعریف شده‌اند به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = \frac{\Delta_e}{\Delta_y}; \quad \Omega = \frac{V_y}{V_s}; \quad R = \frac{V_e}{V_s} = R_{\mu}\Omega;$$

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}; \quad C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \mu_s \Omega \quad (1)$$

در روابط فوق، Δ_e دررفت متناظر با V_e ، Ω اضافه مقاومت سازه‌ای، R_{μ} ضریب کاهش شکل‌پذیری، R ضریب رفتار و μ_s تقاضای شکل‌پذیری است. از روابط فوق می‌توان نتیجه گرفت که از تقسیم بیشینه دررفت غیرخطی واقعی بر دررفت بدست آمده از مرحله طراحی الاستیک تحت اثر نیروی زلزله طرح (نیروی زلزله کاهش یافته) ضریب C_d محاسبه می‌شود. به صورت کلی، دررفت بام برای محاسبه C_d سیستم‌های سازه‌ای در نظر گرفته می‌شود و این ضریب برای دررفت بین طبقه‌ای هم استفاده می‌شود. در حقیقت، فرض اساسی استفاده از C_d بدست آمده برای تخمین دررفت بام برای تخمین بیشینه دررفت بین طبقه‌ای، توزیع یکسان تغییر شکل‌های غیرخطی در طبقات است [9]. پژوهش‌های گذشته نشان داده‌اند که مقدار مناسب C_d برای پیش‌بینی بیشینه دررفت بین طبقه‌ای

غیرمحافظة کارانه است. آن‌ها نشان دادند که C_d برای پیش‌بینی دقیق‌تر بیشینه دررفت بین طبقه‌ای می‌تواند به مقدار قابل ملاحظه‌ای بیشتر از R باشد. همچنین، C_d برای پیش‌بینی دقیق‌تر بیشینه دررفت بام می‌تواند مقداری کمتر از R باشد. به منظور ساده‌سازی، پیشنهاد دادند که برای پیش‌بینی بیشینه دررفت بین طبقه‌ای و بیشینه دررفت بام تحت اثر زلزله طرح، مقدار C_d برابر با R در نظر گرفته شود. کوشیلماز و توپکایا [9] مقدار $C_d = 4/0$ پیشنهاد شده توسط ASCE 7 برای قاب‌های مهاربندی واگرا را ارزیابی کردند. آن‌ها نشان دادند که مقدار $C_d = 4/0$ بیشینه دررفت بین طبقه‌ای را به صورت غیرمحافظة کارانه پیش‌بینی می‌کند. یخچالیان و همکاران [16] مقدار $C_d = 5/0$ پیشنهاد شده توسط ASCE-7 برای سازه‌های دارای مهاربند کم‌انحراف را ارزیابی کردند. آن‌ها با استفاده از الگوریتم پرواز پرندگان [19] یک رابطه برای پیش‌بینی دقیق‌تر دررفت بین طبقه‌ای تحت اثر زلزله طرح پیشنهاد دادند. آن‌ها به طور مشابه یک رابطه برای پیش‌بینی دقیق‌تر بیشینه دررفت بام تحت اثر زلزله طرح پیشنهاد دادند. هدف این مطالعه و مطالعات مشابه این است که با فرض تخمین تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح با استفاده از C_d دقت ارزیابی این تغییر مکان افزایش یابد. پژوهش‌های زیادی برای افزایش دقت ارزیابی پاسخ غیرخطی سازه با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با به کارگیری روش‌های دقیق‌تر انتخاب شتاب‌نگاشت و استفاده از سنج‌های شدت پیشرفته انجام شده است [20-22].

در این پژوهش، مقدار C_d برای پیش‌بینی بیشینه دررفت بین طبقه‌ای و حداکثر دررفت بام در قاب‌های خمشی فولادی ویژه که دارای نامنظمی جرمی در ارتفاع هستند ارزیابی قرار می‌شود. محل قرارگیری طبقه سنگین‌تر (طبقه نامنظم) و میزان نامنظمی (نسبت جرم موثر لرزه‌ای طبقه سنگین‌تر به جرم موثر لرزه‌ای طبقه مجاور) متغیرهای در نظر گرفته شده هستند.

۲- تعریف C_d

استاندارد ۲۸۰۰ و با استفاده از نرم‌افزار ETABS [23] طراحی شدند. تیرها و ستون‌ها بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [24] با رعایت ضوابط لرزه‌ای طراحی شدند. مدول الاستیسیته (E) و تنش تسلیم فولاد به ترتیب برابر با ۲۰۰ و ۲۳۵ MPa در نظر گرفته شدند. در طراحی سازه‌ها آثار غیرخطی هندسی نیز لحاظ شد.

از الگوی دو بخشی برای نامگذاری سازه‌های منظم و از الگوی سه بخشی برای نامگذاری سازه‌های نامنظم استفاده شد. بخش اول نام سازه‌ها بیانگر تعداد طبقات است. به عنوان نمونه 5s و 10s به ترتیب معرف سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه هستند. بخش دوم نام سازه‌ها بیانگر منظم (reg) و یا نامنظم (irr) بودن سازه است. برای نامگذاری سازه‌های نامنظم، در بخش سوم نام سازه‌ها، محل قرارگیری طبقه نامنظم (T: بام، M: طبقه میانی و B: طبقه اول) و ضریب نامنظمی (نسبت جرم طبقه سنگین‌تر به جرم طبقه مجاور) بیان می‌شود. برای نمونه، 5s-irr-B2 معرف سازه ۵ طبقه نامنظم است که جرم طبقه اول آن ۲ برابر جرم طبقه مجاور است. جداول (۱ و ۲) نام سازه‌ها، زمان تناوب مود اول (T_1) و مقاطع تیرها و ستون‌های به ترتیب سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه را نمایش می‌دهند.

برای ارزیابی C_d ، لازم است که سازه‌ها به گونه‌ای مدلسازی شوند که پاسخ غیرخطی سازه‌ها با دقت مناسبی محاسبه شود. برای همین منظور، سازه‌های طراحی شده در نرم‌افزار OpenSees [25] مدلسازی شدند. رفتار غیرخطی تیرها با استفاده از روش مفصل متمرکز (مشابه مراجع [26]–[28]) مدلسازی شد. بنابراین، از یک المان الاستیک تیر-ستون و ۲ فنر دورانی با طول صفر (zero-length element) در ابتدا و انتهای المان الاستیک برای مدلسازی تیرها استفاده شد. رفتار لنگر دوران فنرها با استفاده از مصالح Bilin [29] در نظر گرفته شد. بنابراین، زوال چرخه‌ای در مدلسازی تیرها در نظر گرفته شده است. پارامترهای مورد نیاز برای استفاده از این مصالح با توجه به مقاطع تیرها از نتایج پژوهش لیگنوس و کراوینکلر [29] گرفته شد. ستون‌ها با المان تیر-ستون غیرخطی و با استفاده از مقاطع فایبر و بکارگیری مصالح Steel02 [30] با در نظر گرفتن سخت شوندگی کرنشی ۰/۰۰۲ مدلسازی شدند.

در طبقات پایین سازه‌ها می‌تواند به مقدار قابل توجهی از مقدار متناظر برای پیش‌بینی دریافت بام بیشتر باشد. دلیل این موضوع شکل‌گیری طبقه ضعیف و تمرکز دریافت غیرخطی در طبقات پایین سازه است [9 و 16].

شکل ۱. رفتار کلی (غیرخطی) یک سازه

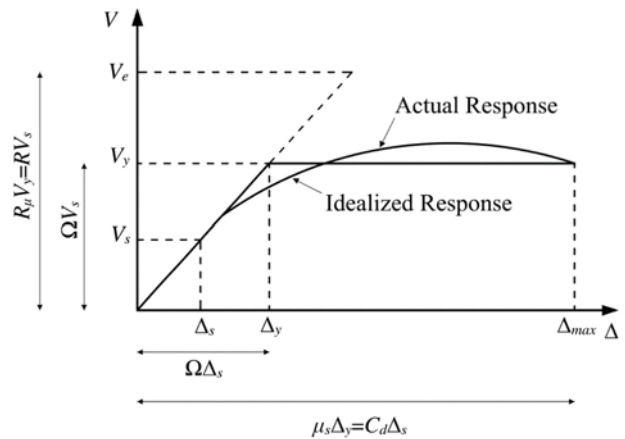


Fig. 1. General inelastic response of a structure

۳- سازه‌های مورد مطالعه

سازه‌های مطالعه شده قاب‌های فولادی دو بعدی ۵ و ۱۰ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی ویژه هستند. ارتفاع طبقات و طول دهانه‌ها به ترتیب ۳/۳ و ۵/۵ متر در نظر گرفته شدند. سازه‌ها برای ساختگاه با خطر نسبی خیلی زیاد و خاک نوع II بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [6] طراحی شدند. بار مرده ۵ کیلونیوتن بر متر مربع برای همه طبقات و بارهای زنده ۱/۵ و ۲ کیلونیوتن بر متر مربع به ترتیب برای بام و سایر طبقات با لحاظ کردن عرض بارگیر ۵/۵ متر در نظر گرفته شدند. مجموع بار مرده و ۲۰ درصد بار زنده به عنوان جرم موثر لرزه‌ای در نظر گرفته شد. برای ایجاد سازه‌هایی که دارای نامنظمی جرمی هستند، کل بارهای ثقلی یکی از طبقات پایینی، میانی و یا بالایی ۲ و ۳ برابر شد. شکل (۲) نمای سازه‌های منظم و نامنظم در نظر گرفته شده را به صورت شماتیک نشان می‌دهد. با توجه به سه محل قرارگیری برای طبقه سنگین‌تر در ارتفاع سازه (به عبارت دیگر، طبقه اول، میانی و بام) و ضرایب ۲ و ۳ برای افزایش جرم طبقه سنگین، در مجموع ۱۴ سازه شامل ۲ سازه ۵ و ۱۰ طبقه منظم در نظر گرفته شدند. مجموعه سازه‌های منظم و نامنظم در نظر گرفته شده با استفاده از تحلیل طیفی بر اساس

شکل ۲. نمای سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه منظم و نامنظم (محل قرارگیری طبقه سنگین‌تر شماره‌گذاری شده است)

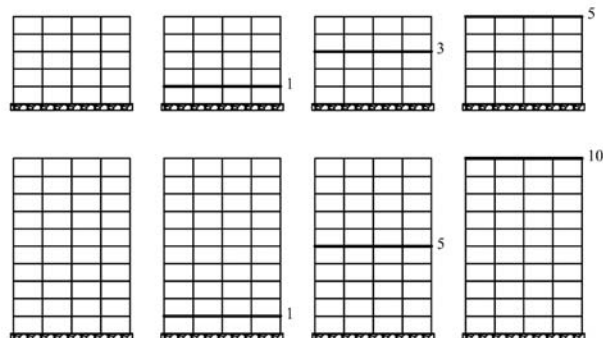


Fig. 2. Representation of the geometry of regular and irregular structures (the location of the heavier story is numbered)

جدول ۱. نام سازه‌های ۵ طبقه، زمان تناوب مود اول و مقاطع تیرها و ستون‌ها

Name of Structure	T_1 (s)	Beams and Columns Sections	
		Beams (first row), Columns (second row) from first story upwards	
5s-reg	1.244	IPE330, IPE330, IPE330, IPE300, IPE270 IPB340, IPB340, IPB300, IPB300, IPB300	
5s-irr-B2	1.148	IPE400, IPE330, IPE330, IPE330, IPE270 IPB360, IPB360, IPB300, IPB300, IPB300	
5s-irr-B3	1.097	IPE450, IPE330, IPE330, IPE330, IPE270 IPB550, IPB300, IPB300, IPB300, IPB300	
5s-irr-M2	1.178	IPE330, IPE360, IPE400, IPE330, IPE270 IPB360, IPB360, IPB360, IPB300, IPB300	
5s-irr-M3	1.003	IPE300, IPE300, IPE500, IPE300, IPE270 IPB600, IPB600, IPB600, IPB300, IPB300	
5s-irr-T2	1.356	IPE330, IPE360, IPE330, IPE330, IPE270 IPB340, IPB340, IPB300, IPB300, IPB300	
5s-irr-T3	1.395	IPE360, IPE360, IPE360, IPE360, IPE450 IPB340, IPB340, IPB340, IPB300, IPB300	

Table 1. Structures names, T_1 , and steel member profiles of the 5-story structures

جدول ۲. نام سازه‌های ۱۰ طبقه، زمان تناوب مود اول و مقاطع تیرها و ستون‌ها

Name of Structure	T_1 (s)	Beams and Columns Sections	
		Beams (first row), Columns (second row) from first story upwards	
10s-reg	2.209	IPE360, IPE360, IPE360, IPE360, IPE360, IPE360, IPE330, IPE330, IPE330, IPE270 IPB400, IPB400, IPB360, IPB360, IPB360, IPB360, IPB300, IPB300, IPB300, IPB300	
10s-irr-B2	2.148	IPE400, IPE360, IPE360, IPE360, IPE360, IPE360, IPE330, IPE330, IPE330, IPE270 IPB450, IPB450, IPB360, IPB360, IPB360, IPB360, IPB300, IPB300, IPB300, IPB300	
10s-irr-B3	2.088	IPE450, IPE360, IPE360, IPE360, IPE360, IPE360, IPE330, IPE330, IPE330, IPE270 IPB600, IPB400, IPB400, IPB360, IPB360, IPB360, IPB300, IPB300, IPB300, IPB300	
10s-irr-M2	1.937	IPE360, IPE360, IPE400, IPE400, IPE450, IPE360, IPE360, IPE330, IPE330, IPE270 IPB500, IPB500, IPB500, IPB500, IPB500, IPB360, IPB360, IPB300, IPB300, IPB300	
10s-irr-M3	1.827	IPE360, IPE400, IPE400, IPE400, IPE500, IPE360, IPE360, IPE330, IPE330, IPE270 IPB600, IPB600, IPB600, IPB600, IPB600, IPB360, IPB360, IPB300, IPB300, IPB300	
10s-irr-T2	2.195	IPE360, IPE360, IPE400, IPE400, IPE360, IPE360, IPE360, IPE330, IPE330, IPE360 IPB450, IPB450, IPB450, IPB450, IPB360, IPB360, IPB360, IPB300, IPB300, IPB300	
10s-irr-T3	2.325	IPE360, IPE360, IPE400, IPE400, IPE360, IPE360, IPE360, IPE360, IPE360, IPE400 IPB450, IPB450, IPB450, IPB450, IPB360, IPB360, IPB360, IPB360, IPB300, IPB300	

Table 2. Structures names, T_1 , and steel member profiles of the 10-story structures

تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی سازه‌های مطالعه شده نشان می‌دهد.

شکل ۳. چگونگی مدل‌سازی رفتار غیرخطی سازه‌ها به صورت شماتیک در نرم‌افزار OpenSees

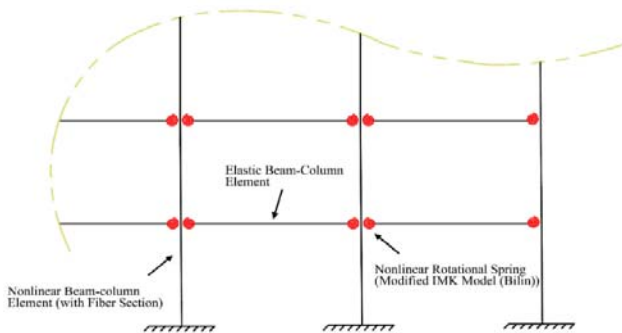


Fig. 3. The method used for modeling the nonlinear behavior of the structures in OpenSees

شکل ۴. چگونگی مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها نسبت به طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای تحلیل غیرخطی سازه 5s-irr-M3

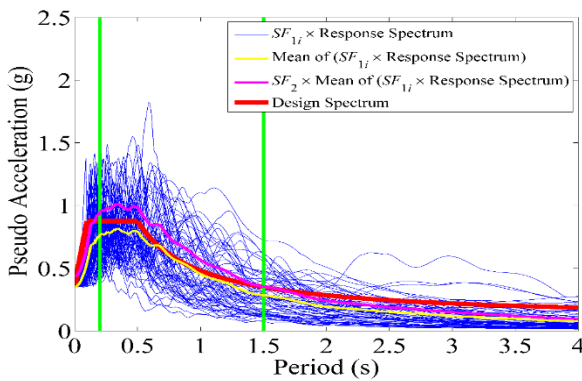


Fig. 4. Scaling the ground motion for nonlinear analyses of 5s-irr-M3

در مدل‌سازی ستون‌ها آثار غیرخطی هندسی نیز لحاظ شد. برای در نظر گرفتن اثر دیافراگم صلب از المان‌های خرابایی با سختی محوری بالا بین گره‌های اصلی در تراز طبقات استفاده شد. شکل (۳) چگونگی مدل‌سازی سازه‌ها در نرم‌افزار OpenSees را به صورت شماتیک نشان می‌دهد.

برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از مجموعه ۶۷ شتاب‌نگاشت استفاده شده توسط یخچالیان و همکاران [31] استفاده شد. این شتاب‌نگاشت‌ها از سایت PEER NGA [32] دریافت شدند. برای هر یک از سازه‌ها، شتاب‌نگاشت‌ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ نسبت به طیف طرح مقیاس شدند. برای مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها، ابتدا هر شتاب‌نگاشت با استفاده از ضریب مقیاس SF_{1i} نسبت به مقدار حداکثر شتاب خود (PGA_i) نرمال شد ($SF_{1i}=1/PGA_i$). نشان دهنده شتاب‌نگاشت i ام است. سپس، میانگین طیف‌های شتاب‌نگاشت‌های نرمال شده به گونه‌ای در ضریب مقیاس SF_2 ضرب شد که میانگین طیف‌های نرمال شده در بازه ۰/۲ تا ۱/۵ برابر زمان تناوب اصلی سازه (T_1) در هیچ زمان تناوبی پایین‌تر از طیف طرح قرار نگرفت. ضرب مقیاس هر شتاب‌نگاشت عبارت است از $SF_i = SF_2 \times SF_{1i}$ شکل (۴) چگونگی مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها را برای سازه 5s-irr-M3 نشان می‌دهد. جدول (۳) میانگین (Mean) و انحراف معیار (STD) ضرایب مقیاس استفاده شده برای شتاب‌نگاشت‌ها را در

جدول ۳. میانگین و انحراف معیار ضرایب مقیاس استفاده شده برای شتاب‌نگاشت‌ها در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی سازه‌ها

	Name of Structure							
	5s-reg	5s-irr-B2	5s-irr-B3	5s-irr-M2	5s-irr-M3	5s-irr-T2	5s-irr-T3	
Mean of SF_i s	1.501	1.382	1.342	1.421	1.336	1.595	1.613	
STD of SF_i s	0.615	0.566	0.550	0.582	0.547	0.654	0.661	
	Name of Structure							
	10s-reg	10s-irr-B2	10s-irr-B3	10s-irr-M2	10s-irr-M3	10s-irr-T2	10s-irr-T3	
Mean of SF_i s	2.114	2.074	2.034	1.920	1.822	2.104	2.247	
STD of SF_i s	0.866	0.850	0.833	0.787	0.746	0.862	0.921	

Table 3. Mean and standard deviation of SF_i s used for ground motion records in nonlinear dynamic analyses of the structures

همان‌گونه که پیش‌تر اشاره شد، برای محاسبه C_d برای پیش‌بینی بیشترین دررفت بین طبقه‌ای در طبقات مختلف یک سازه، در هر طبقه نسبت بیشترین دررفت بین طبقه‌ای بدست آمده از تحلیل

۴- محاسبه C_d برای پیش‌بینی بیشترین دررفت بین طبقه‌ای

سنگین در طبقه اول و افزایش تقاضای سختی و مقاومت در آن طبقه باعث می‌شود که تقاضای تغییر مکان و همچنین، تمرکز رفتار غیرخطی در طبقات بالایی افزایش یابد. بنابراین، در سازه‌هایی که طبقه اول آن‌ها نسبت به سایر طبقات سنگین‌تر است، مقدار Cd در طبقه بام بیشتر شده است. در طبقه بام نیز کمترین مقدار میانگین Cd در حالتی که طبقه سنگین‌تر با نسبت جرم ۳ برابر طبقه مجاور در بام قرار گیرد، بدست می‌آید. اما قرارگیری طبقه سنگین در طبقه میانی، در سازه‌های 10s-irr-10s-reg و M2 موجب افزایش مقدار میانگین Cd در طبقه میانی می‌شود. دلیل این موضوع را می‌توان به این صورت توجیه کرد که افزایش تقاضای تغییر مکان واقعی به دلیل افزایش جرم آن طبقه اثر بیشتری از کاهش تقاضای تغییر مکان واقعی به دلیل افزایش سختی و مقاومت در طبقه میانی داشته است.

به منظور پیشنهاد مقدار بهینه برای Cd که بتواند بیشترین دررفت بین طبقه‌ای را با دقت بیشتری پیش‌بینی کند، لازم است که مقدار خطای در نظر گرفتن مقادیر مختلف برای Cd نسبت به مقادیر میانگین بدست آمده متناظر از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی محاسبه شود. با استفاده از رابطه زیر، مقدار میانگین خطای موجود برای در نظر گرفتن مقادیر مختلف Cd نسبت به مقادیر بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، $Error_{Cd}$ محاسبه می‌شود:

$$Error_{Cd} = \frac{\sum_{j=1}^{N_{str}} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N_{sj}} \left(\frac{X_i X'_{ij}}{X'_{ij}} \right)^2}{N_{sj}}}}{N_{str}} \quad (2)$$

در رابطه فوق، N_{str} و N_{sj} به ترتیب بیانگر تعداد سازه‌ها و تعداد طبقات سازه j ام هستند. همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد، سازه‌های در نظر گرفته شده شامل ۷ سازه ۵ طبقه، و ۷ سازه ۱۰ طبقه هستند. X و X'_{ij} به ترتیب مقدار Cd فرض شده و مقدار میانگین Cd بدست آمده طبقه i ام در سازه j ام که از تحلیل دینامیکی غیرخطی بدست آمده است، می‌باشند. شکل (۷) مقادیر میانگین خطا ($Error_{Cd}$) بین مقادیر میانگین Cd بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و مقادیر مختلف فرض شده را در سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه به صورت جداگانه و همچنین، همه

دینامیکی غیرخطی، تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده، به بیشترین دررفت بین طبقه‌ای بدست آمده از تحلیل الاستیک تحت اثر نیروی زلزله کاهش یافته محاسبه می‌شود. شکل (۵) مقادیر بدست آمده Cd برای پیش‌بینی بیشترین دررفت بین طبقه‌ای در سازه‌های 10s-irr-M3 و 10s-reg را تحت اثر ۶۷ شتاب‌نگاشت مقیاس شده نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، مقادیر میانگین Cd در طبقات مختلف متفاوت هستند. همچنین، مقادیر میانگین Cd بدست آمده در طبقات مختلف بیشتر از ۵/۵ است که توسط استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه تعیین شده است. در سازه 10s-reg بیشترین مقدار میانگین Cd در طبقه اول رخ داده است. در پژوهش‌های گذشته نیز در سازه‌های منظم بیشترین مقدار میانگین Cd در طبقات پایین سازه‌ها مشاهده شده است [9 و 16]. دلیل این موضوع، تمرکز بیشتر رفتار غیرخطی در طبقات پایین سازه‌ها است. در سازه 10s-irr-M3 بیشترین مقدار میانگین Cd در طبقه میانی (سنگین‌تر) بدست آمده است.

شکل (۶) مقایسه مقادیر میانگین Cd بدست آمده برای سازه‌های مختلف را نمایش می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، مقادیر بدست آمده برای میانگین Cd در سازه‌ها و طبقات مختلف از مقدار ۵/۵ که توسط استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه تعیین شده است بیشتر است (به جز مقدار Cd در طبقه اول سازه 10s-irr-B3). به عبارت دیگر، مقدار Cd تعیین شده توسط استاندارد ۲۸۰۰، مقادیر بیشترین دررفت بین طبقه‌ای سازه‌های در نظر گرفته شده را به صورت دست پایین تخمین می‌زند. همچنین، از مقایسه مقادیر میانگین Cd بدست آمده مشخص می‌شود که با افزایش تعداد طبقات سازه، در بیشتر سازه‌ها و طبقات کاهش میانگین Cd مشاهده می‌شود. بررسی تغییر محل طبقه سنگین در ارتفاع سازه نشان می‌دهد که قرارگیری طبقه سنگین در یک طبقه باعث می‌شود که در مرحله طراحی، تقاضای مقاومت و سختی در آن طبقه افزایش یابد، و در نتیجه، در مرحله تحلیل دینامیکی، تقاضای تغییر مکان در آن طبقه کاهش می‌یابد. در سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه، کمترین مقدار میانگین Cd در حالتیکه طبقه سنگین‌تر با سبب جرم ۳ برابر طبقه مجاور در طبقه اول قرار گیرد، بدست می‌آید. قرارگیری طبقه

سازه‌ها نشان می‌دهد. مقادیر میانگین خطای نشان داده شده در این شکل به این صورت بدست آمده‌اند که ابتدا برای C_d یک

شکل ۵. مقادیر C_d بدست آمده برای سازه‌های (الف) 10s-reg و (ب) 10s-irr-M3

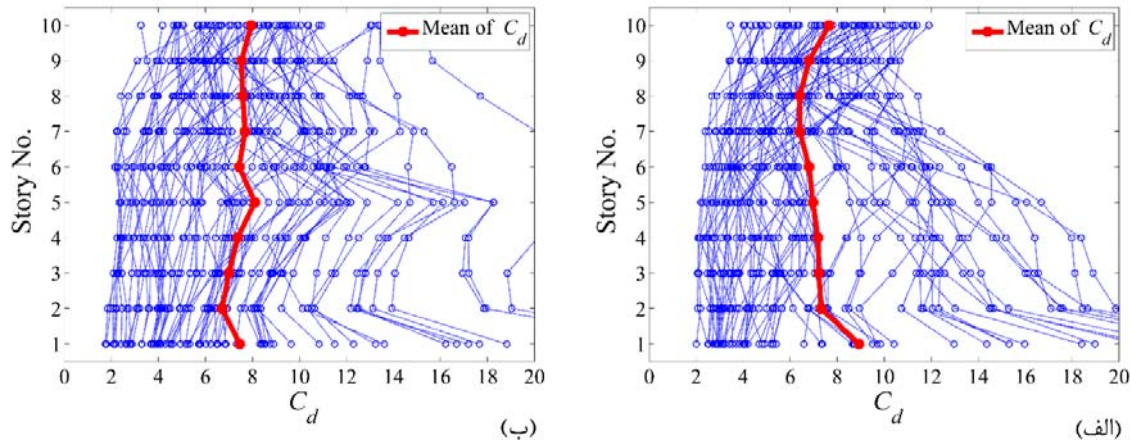


Fig.5. Obtained C_d values for the structures: 10s-reg (right), and 10s-irr-M3 (left)

شکل ۶. مقادیر C_d بدست آمده برای سازه‌های (الف) ۵ طبقه و (ب) ۱۰ طبقه

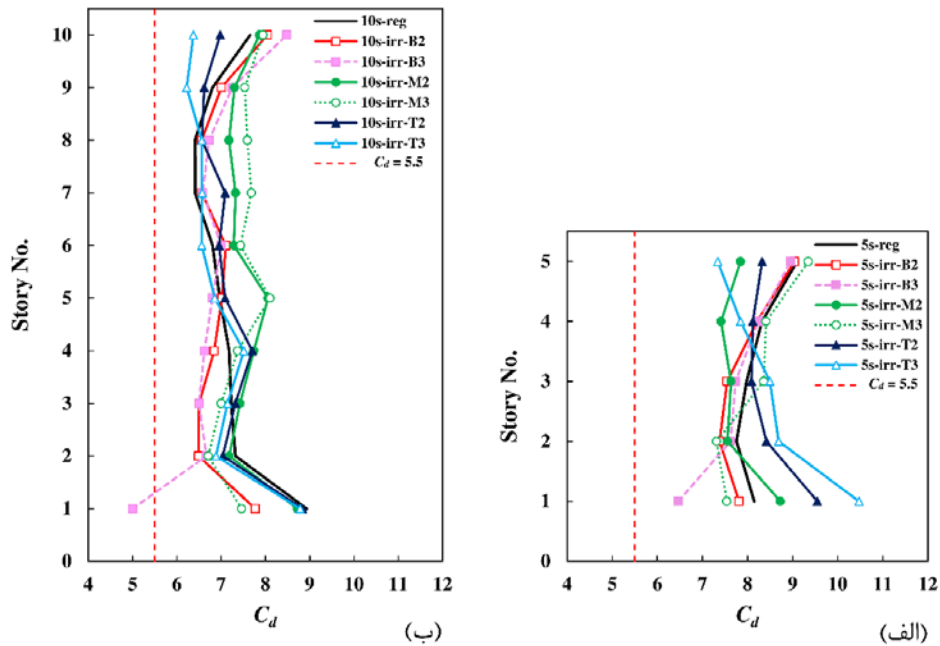


Fig. 6. Obtained mean C_d values for the structures: 5-story (right), and 10-story (left)

بنابراین، برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه دارای نامنظمی جرمی در ارتفاع مقدار $C_d = 7/5$ برای پیش‌بینی دقیق‌تر بیشترین دررفت بین طبقه‌ای پیشنهاد می‌شود. لازم به ذکر است که مقدار $Error_{C_d}$ به ازای $C_d = 5/5$ که توسط استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه تعیین شده است و $C_d = 7/5$ که در این پژوهش پیشنهاد شده است به ترتیب برابر است با $0/240$ و $0/087$ که کاهش $63/75$ درصد میانگین خطا برای پیش‌بینی

مقدار فرض می‌شود (برای نمونه $C_d = 5/5$)، سپس با استفاده از رابطه ۲ و مقادیر میانگین C_d بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی (نشان داده شده در شکل ۶)، مقادیر میانگین خطا برای سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه و همچنین همه سازه‌ها محاسبه می‌شود. همان‌طور که مشاهده می‌شود، برای سازه‌های ۵ طبقه $C_d = 8/0$ و برای سازه‌های ۱۰ طبقه $C_d = 7/1$ و برای همه سازه‌ها $C_d = 7/5$ منجر به کمترین میانگین خطا می‌شوند.

دینامیکی غیرخطی و مقادیر مختلف فرضی برای $Cd Roof$ ارزیابی شود. از رابطه زیر برای محاسبه میانگین خطای بین مقادیر میانگین $Cd Roof$ بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی و مقادیر مختلف در نظر گرفته شده برای $Cd Roof$ ، $Error_{Cd Roof}$ استفاده می‌شود:

$$Error_{Cd Roof} = \frac{\sum_{j=1}^{N_{Str}} \left| \frac{Y_j - Y_j'}{Y_j} \right|}{N_{Str}} \quad (3)$$

در این رابطه Y و Y_j' به ترتیب مقدار $Cd Roof$ در نظر گرفته شده، و میانگین $Cd Roof$ بدست آمده برای سازه j ام از تحلیل دینامیکی غیرخطی، است. شکل (۹) تغییرات مقادیر $Error_{Cd Roof}$ را در سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه به صورت جداگانه و همچنین همه سازه‌ها نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، برای سازه‌های ۵ طبقه $Cd Roof = 7/5$ و برای سازه‌های ۱۰ طبقه $Cd Roof = 6/5$ و برای همه سازه‌ها $Cd Roof = 6/5$ منجر به کمترین خطا می‌شوند. بنابراین، برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه دارای نامنظمی جرمی در ارتفاع سازه مقدار $Cd Roof = 6/5$ برای پیش‌بینی دقیق‌تر بیشترین دررفت بام پیشنهاد می‌شود. لازم به ذکر است که مقدار $Error_{Cd Roof}$ به ازای $Cd Roof = 5/5$ که توسط استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه تعیین شده است و $Cd Roof = 6/5$ که در این پژوهش پیشنهاد شده است به ترتیب برابر است با ۰/۱۸۳ و ۰/۱۱۷ که استفاده از $Cd Roof = 6/5$ کاهش ۳۶/۱۰ درصد خطا برای پیش‌بینی بیشترین دررفت بام را منجر می‌شود. همان‌گونه که مشاهده شد، مقدار پیشنهادی $Cd Roof$ کمتر از مقدار پیشنهادی Cd برای دررفت بین طبقه‌ای می‌باشد. دلیل این موضوع تمرکز رفتار غیرخطی شدید در تعداد محدودی از طبقات سازه‌های چند درجه آزادی می‌باشد که منجر به افزایش مقدار Cd برای دررفت بین طبقه‌ای آن طبقات می‌شود، درحالی‌که سایر طبقات کمتر وارد ناحیه غیرخطی شده‌اند. دررفت بام وابسته به دررفت همه طبقات از جمله طبقاتی که کمتر وارد ناحیه غیرخطی شده‌اند است. بنابراین، مقدار پیشنهادی برای $Cd Roof$ کمتر از مقدار پیشنهادی Cd برای دررفت بین طبقه‌ای است [10 و 16]. لازم به ذکر است که از $Cd Roof$ می‌تواند برای پیش‌بینی بیشترین

بیشترین دررفت بین طبقه‌ای به ازای استفاده از $Cd = 7/5$ را نشان می‌دهد. از بررسی مقادیر میانگین نشان داده شده در شکل (۶) می‌توان نتیجه گرفت که در نظر گرفتن مقدار $7/5$ برای Cd می‌تواند بیشترین دررفت بین طبقه‌ای واقعی را در طبقات مختلف سازه‌های در نظر گرفته شده با دقت بیشتری پیش‌بینی کند. اما شایان توجه است که به ازای Cd برابر با $7/5$ در بعضی از سازه‌ها و طبقات بیشترین دررفت بین طبقه‌ای به صورت دست پایین تخمین زده می‌شود. لازم به ذکر است که بعضی از مراجع، آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها (مانند [8 و 10]) برای محاسبه تغییر مکان واقعی سازه، مقدار Cd را برابر با ضریب رفتار سازه بررسی شده را پیشنهاد می‌کنند که بیانگر نتایج بدست آمده در این پژوهش است.

شکل ۷. تغییرات میانگین خطا بین مقادیر مختلف فرض شده برای Cd و مقادیر میانگین Cd بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی

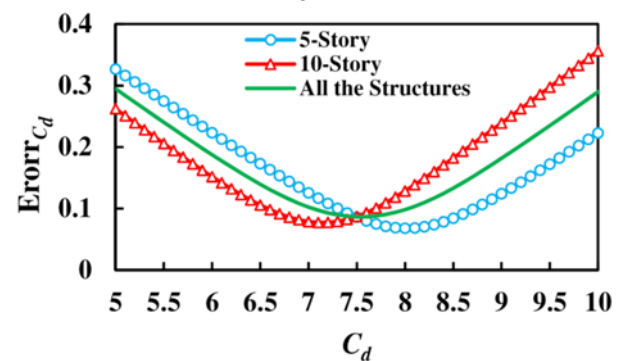


Fig. 7. Variation of mean error between the different assumed Cd values and those obtained from the analyses

ضریب بزرگنمای تغییر مکان برای دررفت بام ($Cd Roof$) با استفاده از تقسیم بیشترین دررفت بام بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی، به بیشترین دررفت بام بدست آمده از تحلیل الاستیک (تحت اثر نیروی زلزله کاهش یافته) محاسبه می‌شود. شکل ۸ مقادیر $Cd Roof$ بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی را در سازه‌های در نظر گرفته شده نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، با افزایش تعداد طبقات، مقادیر میانگین $Cd Roof$ کاهش می‌یابند و همچنین، محل قرارگیری طبقه سنگین و نسبت جرم آن طبقه تاثیر قابل توجهی بر مقدار میانگین $Cd Roof$ ندارند. برای تعیین مقدار بهینه $Cd Roof$ ، لازم است که خطای بین مقادیر میانگین بدست آمده از تحلیل‌های

تغییرمکان بام به منظور رعایت درز انقطاع با سازه مجاور استفاده شود.

شکل ۸. مقادیر C_d Roof بدست آمده و میانگین آن‌ها در سازه‌های (الف) ۵ طبقه و (ب) ۱۰ طبقه

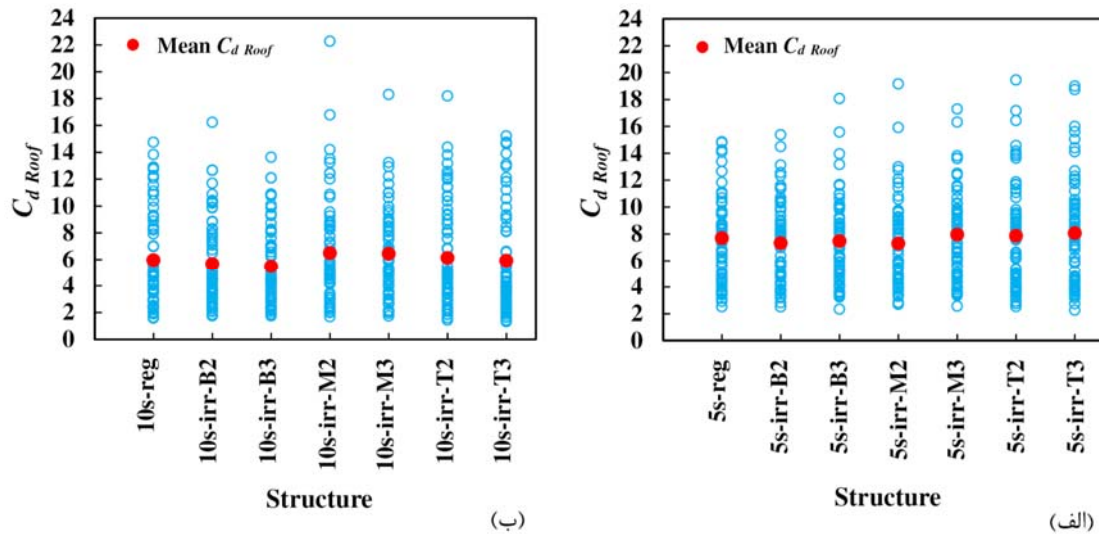


Fig. 8. Obtained C_d Roof values and their mean values for the structures: 5-story (right), and 10-story (left)

دینامیکی افزایش یافته می‌توان برای ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان استفاده کرد.

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، ضریب C_d برای پیش‌بینی بیشترین دررفت بین طبقه‌های و دررفت بام در سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی ویژه که دارای نامنظمی جرمی در ارتفاع هستند ارزیابی شد. نتایج بدست آمده نشان داد که در نظر گرفتن $C_d = 0.5$ (تعیین شده توسط استاندارد ۲۸۰۰) نمی‌تواند تخمین دقیقی از بیشینه دررفت بین طبقه‌های و دررفت بام در سازه‌های در نظر گرفته شده تحت اثر زلزله طرح داشته باشد. همچنین، نشان داده شد که با افزایش تعداد طبقات و جابه‌جایی طبقه سنگین در ارتفاع سازه، مقادیر میانگین C_d در ارتفاع سازه تغییر می‌کند. برای نمونه، کمترین مقدار C_d در طبقه اول مربوط به حالتی است که طبقه سنگین‌تر در طبقه اول سازه قرار می‌گیرد. در صورتی که طبقه سنگین در بام سازه قرار گیرد، کم‌ترین مقدار C_d برای طبقه بام بدست می‌آید. دلیل این موضوع این است که با قرارگیری طبقه سنگین در یک طبقه تقاضای سختی و مقاومت در آن طبقه افزایش می‌یابد و در نتیجه، تقاضای تغییرمکان کاهش می‌یابد. نتایج نشان داد که با استفاده از $C_d = 0.7$ ، بیشترین دررفت بین

شکل ۹. تغییرات میانگین خطا بین مقادیر مختلف C_d فرض شده و مقادیر میانگین C_d بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی

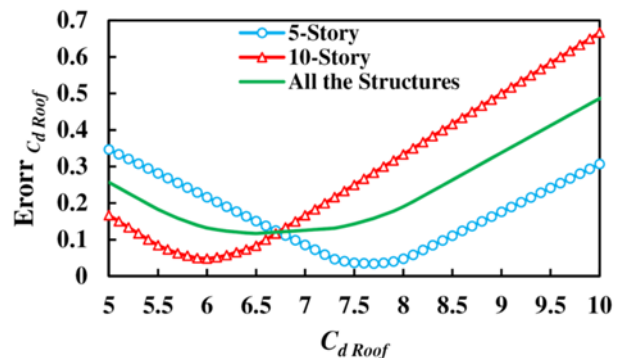


Fig. 9. Variation of mean error between the different assumed C_d Roof values and those obtained from the analyses

لازم به ذکر است که نتایج بدست آمده در این پژوهش برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه کوتاه و میان مرتبه که دارای نامنظمی جرمی در ارتفاع هستند معتبر است. دو بعدی بودن مدل‌های سازه‌ای از دیگر محدودیت‌های این پژوهش است. ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان در قاب‌های خمشی فولادی متوسط، سازه‌هایی با سیستم‌های سازه‌ای نوین، و یا دارای سایر نامنظمی‌ها می‌تواند در پژوهش‌های آینده بررسی شود. همچنین، از سایر روش‌ها مانند استفاده از تحلیل‌های

- طبقه‌ای در سازه‌های در نظر گرفته شده را می‌توان با کمترین خطا تخمین زد (۶۳/۷۵ درصد کاهش در میانگین خطا نسبت به $C_d = 0.5$). بنابراین، $C_d = 0.7$ برای تخمین بیشترین دررفت بین طبقه‌ای تحت اثر زلزله طرح پیشنهاد شد. در مورد بیشینه دررفت بام، نشان داده شد که با افزایش تعداد طبقات، مقادیر میانگین C_d Roof کاهش می‌یابد. دلیل این موضوع تمرکز رفتار غیرخطی شدید در تعداد محدودی از طبقات است و با افزایش تعداد طبقات، نسبت تعداد طبقاتی که وارد محدوده رفتار غیرخطی شدید شده‌اند به طبقاتی که کمتر وارد محدوده رفتار غیرخطی شده‌اند کاهش می‌یابد. همچنین، نشان داده شد که با تغییر محل قرارگیری طبقه نامنظم در طبقات مختلف و نسبت جرم طبقه سنگین‌تر به سایر طبقات، تغییر قابل توجهی در میانگین C_d Roof حاصل نمی‌شود. در ادامه، C_d Roof = ۰.۷ برای تخمین دقیق‌تر بیشترین دررفت بام تحت اثر زلزله طرح پیشنهاد شد.
- مراجع**
- [1] Karavasilis T. L., Bazeos N., & Beskos D. E. 2008 Estimation of seismic inelastic deformation demands in plane steel MRF with vertical mass irregularities. *Engineering Structures*, **30**(11), 3265–3275.
 - [2] Valmundsson E. V., & Nau J. M. 1997 Seismic response of building frames with vertical structural irregularities. *Journal of Structural Engineering*, **123**(1), 30–41.
 - [3] Choi B. J. 2004 Hysteretic energy response of steel moment-resisting frames with vertical mass irregularities. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **13**(2), 123–144.
 - [4] Amiri M., & Yakhchalian M. 2020 Performance of intensity measures for seismic collapse assessment of structures with vertical mass irregularity. *Structures*, **24**, 728–741. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.01.038>
 - [5] ASCE/SEI 7-16. 2017 Minimum design loads for buildings and other structures. SEI, Reston, Virginia.
 - [6] Standard No. 2800. 2014 Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. 4th Edition. Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran. (In Persian)
 - [7] Pirzadeh M., & Shakib H. 2013 Probabilistic seismic performance evaluation of non-geometric vertically irregular steel buildings. *Journal of Constructional Steel Research*, **82**, 88–98.
 - [8] Eurocode 8, 2004 Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, European Standard EN 1998–1. European Committee for Standardization: Brussels, Belgium.
 - [9] Kuşyılmaz A., Topkaya C. 2015 Displacement amplification factors for steel eccentrically braced frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **44**(2), 167–184.
 - [10] Uang C. M., & Maarouf A. 1994 Deflection amplification factor for seismic design provisions. *Journal of Structural Engineering*, **120**(8), 2423–2436.
 - [11] Kurban C. O., & Topkaya C. 2009 A numerical study on response modification, overstrength, and displacement amplification factors for steel plate shear wall systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **38**(4), 497–516. <https://doi.org/10.1002/eqe.866>
 - [12] Samimifar M., Vatani Oskouei A., Rahimzadeh Rofooei F. 2015 Deflection amplification factor for estimating seismic lateral deformations of RC frames. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **14**(2), 373–384.
 - [13] Kuşyılmaz A., & Topkaya C. 2016 Evaluation of seismic response factors for eccentrically braced frames using FEMA P695 methodology. *Earthquake Spectra*, **32**(1), 303–321.
 - [14] Mohammadi M., & Kordbagh B., Quantifying panel zone effect on deflection amplification factor. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **27**(5), e1446.
 - [15] Özkılıç Y. O., Bozkurt M. B., & Topkaya C. 2018 Evaluation of seismic response factors for BRBFs using FEMA P695 methodology. *Journal of Constructional Steel Research*, **151**, 41–57.
 - [16] Yakhchalian M., Asgarkhani N., & Yakhchalian M. 2020 Evaluation of deflection amplification factor for steel buckling restrained braced frames. *Journal of Building Engineering*, **30**, 101228. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101228>
 - [17] UBC, 1991 Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA.

- Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [26] Medina R. A., & Krawinkler H. 2005 Evaluation of drift demands for the seismic performance assessment of frames. *Journal of Structural Engineering*, **131**(7), 1003–1013.
- [27] Yahyazadeh A., & Yakhchalian M. 2018 Probabilistic residual drift assessment of SMRFs with linear and nonlinear viscous dampers. *Journal of Constructional Steel Research*, **148**, 409–421. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.05.031>
- [28] Jamshidiha H. R., & Yakhchalian M. 2019 New vector-valued intensity measure for predicting the collapse capacity of steel moment resisting frames with viscous dampers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **125**, 105625. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.039>
- [29] Lignos D. G., & Krawinkler H. 2011 Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, **137**(11), 1291–1302.
- [30] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. 2006 OpenSees command language manual. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.
- [31] Yakhchalian M., Ghodrati Amiri Gh., & Nicknam A. 2014 A new proxy for ground motion selection in seismic collapse assessment of tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **23**(17), 1275–1293. <https://doi.org/10.1002/tal.1143>
- [32] 32- Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), PEER Next Generation Attenuation (NGA) Database. <https://ngawest2.berkeley.edu>
- [18] NEHRP, 1992 Recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings (1991 edition), FEMA Report 223, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
- [19] Kennedy J. & Eberhart R. C. 1995 Particle Swarm Optimization, Proceedings of the IEEE International Conference on Neural Networks, Perth, Australia, IEEE Service Center, Piscataway, NJ, IV, pp. 1942–1948.
- [20] Yakhchalian M., Ghodrati Amiri Gh., & Eghbali M. 2017 Reliable seismic collapse assessment of short-period structures using new proxies for ground motion record selection. *Scientia Iranica*, **24**(5), 2283–2293. <https://doi.org/10.24200/sci.2017.4162>
- [21] Yakhchalian M., & Ghodrati Amiri Gh. 2019 A vector intensity measure to reliably predict maximum drift in low-to mid-rise buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, **172**(1), 42–54. <https://doi.org/10.1680/jstbu.17.00040>
- [22] Yakhchalian M., Yakhchalian M., & Yakhchalian M. 2019 Reliable fragility functions for seismic collapse assessment of reinforced concrete special moment resisting frame structures under near-fault ground motions. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **28**(9), e1608. <https://doi.org/10.1002/tal.1608>
- [23] ETABS, 2015 Integrated Building Design Software, User Manual. Computer and Structures Inc., Berkeley, CA, USA.
- [24] The Iranian Code for Design and Practice of Steel Structures (10th Clause of the National Building Regulations), 2010 Ministry of Roads and Urban Planning. (In Persian)
- [25] Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), 2016 Pacific

Investigation on deflection amplification factor for special moment resisting frames with vertical mass irregularity

Masood Yakhchalian^{1*}, Sajad Abdollahzadeh²

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Qazvin Branch, Islamic Azad University, Qazvin, Iran,

2- Msc. in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Qazvin Branch, Islamic Azad University, Qazvin, Iran,

m.yakhchalian@qiau.ac.ir*

Abstract

In design of structures using force-based methods applied in current seismic codes, to obtain the nonlinear displacements of structures under the design earthquake, 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. 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 vertical mass irregularity under the design earthquake. In addition, the variation of C_d with the variation of the location of the heavier story in the structural height, and mass ratio (i.e., the ratio of the mass of the heavier story to the mass of the adjacent story) is studied. For producing a heavier story, the dead and live loads of the story are multiplied by 2.0 and 3.0. Three different locations (i.e., bottom, mid-height and top story) for the heavier story, are assumed. For investigating the effects of mass irregularity, two regular 5- and 10-story structures are also considered. Therefore, 14 structures (i.e., two mass ratios \times two building heights (5 and 10 stories) \times three locations for the heavier story + two regular structures) are considered. To perform nonlinear dynamic analyses, 67 ground motion records are applied. The records are scaled such that the mean of the pseudo acceleration response spectra exceeds the design response spectrum for the period range of $0.2T_1$ to $1.5T_1$. The results show that using $C_d = 5.5$ recommended by Standard No. 2800 and ASCE 7 for steel SMRFs underestimates the IMIDR in most of the structures considered and their stories, under the design earthquake. When the heavier story is located in the first story, the lowest mean C_d is obtained in the first story. Because, increasing the mass of the story leads to an increment in the stiffness and strength demand of the story. When the heavier story is located at the roof, the lowest mean C_d is obtained for the top story. While the mean C_d in the first story increases significantly. Moreover, it is shown that $C_d = 5.5$ underestimates the IMRDR in the structures considered. Investigating the consideration of different values for C_d shows that using $C_d = 7.5$ leads to the lowest error in the estimation of IMIDR in the structures considered. In the case of estimating IMRDR, the displacement amplification factor is termed $C_{d\text{ Roof}}$, and it is shown that using $C_{d\text{ Roof}} = 6.5$ leads to the lowest error in the estimation of IMRDR. Therefore, $C_d = 7.5$ and $C_{d\text{ Roof}} = 6.5$ are respectively proposed for more precisely estimating IMIDR and IMRDR in steel SMRFs with vertical mass irregularity.

Keywords: deflection amplification factor, steel special moment resisting frames, vertical mass irregularity, interstory drift ratio, roof drift ratio.