

ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان پیشنهاد شده در آیین نامه های ASCE7-16 و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب های خمشی ویژه بتنی با و بدون دیوار برشی

رضا رجیبی سهیلی^۱، الهام رجیبی^{۲*}، یاسر گلستانی^۱

۱ دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش

۲ استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش

*rajabi@tafreshu.ac.ir

تاریخ پذیرش ۱۴۰۰/۱۲/۱۴

تاریخ دریافت ۱۴۰۰/۰۷/۲۲

چکیده

در آیین نامه های تدوین شده بر اساس شیوه «طراحی بر مبنای نیرو»، معمولاً مقادیر بارهای جانبی ناشی از زلزله، توسط ضریب رفتار (R)، کاهش می یابند. بنابراین تغییر مکان های جانبی حاصل از تحلیل استاتیکی خطی نیز، به صورت کاهش یافته نتیجه می شوند. از این رو لازم است که این تغییر مکان ها پس از تحلیل سازه، تحت بزرگنمایی قرار گرفته تا تخمینی از مقادیر واقعی و حقیقی این تغییر مکان ها حاصل شود. این عملیات در بیشتر آیین نامه های لرزه ای، به وسیله اعمال ضریبی تحت عنوان ضریب بزرگنمایی تغییر مکان (C_d)، صورت می پذیرد. بدین منظور در این مقاله، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان قاب های خمشی بتن آرمه ویژه با و یا بدون دیوار برشی بتن آرمه، تحت ارزیابی واقع می شود. در این راستا، برای هر یک از سیستم های باربر جانبی یاد شده، ۳ عدد قاب ساختمانی با تعداد طبقات ۳، ۷ و ۱۱ در نظر گرفته می شود. این قاب ها تحت تحلیل های دینامیکی خطی، غیر خطی و استاتیکی خطی قرار می گیرند و در انتها نیز ضریب C_d برای هر کدام از آن ها محاسبه و استخراج می گردد. نتایج این مطالعه حاکی از آن هستند که مقدار پیشنهادی آیین نامه های ASCE7-16 و استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴) برای ضریب بزرگنمایی تغییر مکان سیستم های باربر جانبی یاد شده کفایت نمی کند و مقادیر بزرگتری برای ضریب C_d بزرگتری تقاضا شده است. به علاوه نتایج نشان می دهند که ضریب C_d در طبقات مختلف یک ساختمان ثابت نمی باشد و بنابراین در نظر گرفتن یک مقدار یکتا برای تمام طبقات ممکن است موجبات غیراقتصادی شدن طرح را فراهم نماید.

واژگان کلیدی: ضریب بزرگنمایی تغییر مکان، قاب خمشی بتن آرمه ویژه، دیوار برشی بتن آرمه ویژه، سیستم دوگانه، تحلیل دینامیکی خطی، تحلیل دینامیکی غیر خطی

۱- مقدمه

در روش «طراحی بر مبنای نیرو»^۱ مقادیر نیروی زلزله طراحی، به دلیل اعمال ضریب رفتار (R)، کاهش داده می‌شود؛ بنابراین در تحلیل‌های استاتیکی خطی، تغییرمکان‌های جانبی سازه نیز به صورت کاهش یافته نتیجه می‌شوند. بدین منظور لازم است که تغییرمکان‌های جانبی سازه پس از تحلیل سازه، تحت بزرگنمایی قرار گرفته تا تخمینی از مقادیر واقعی این تغییرمکان‌ها حاصل شود. این عملیات به وسیله‌ی اعمال ضریبی تحت عنوان ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d)، انجام می‌شود. در این راستا، آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مقادیری یکتا از ضریب C_d را برای تمام طبقات یک سیستم باربر جانبی ارائه می‌نمایند. به عنوان نمونه، آیین‌نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7-16)، مقدار C_d=5.5 را برای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه‌ی ویژه و همچنین سیستم‌های دوگانه‌ی متشکل از قاب خمشی بتن‌آرمه‌ی ویژه + دیوار برشی بتن‌آرمه‌ی ویژه پیشنهاد کرده است [1]. با این حال، تحقیقات متعددی در رابطه با ارزیابی ضریب C_d به منظور ارائه مقادیر قابل اعتمادتری از این ضریب تا به امروز صورت پذیرفته است. به عنوان نمونه، شکر و همکاران^۲ [2] ضریب بزرگنمایی تغییرمکان را برای تعدادی قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه، در دو سطح خطر متناظر با «زلزله‌ی طرح»^۳ و «حداکثر زلزله در نظر گرفته شده»^۴ به وسیله‌ی تحلیل‌های تاریخچه زمانی و استاتیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار دادند؛ یافته‌های ایشان، منطقی بودن مقادیر ارائه شده برای ضریب C_d مربوط به این سیستم باربر جانبی، در آیین‌نامه بارگذاری آمریکا (یعنی 7 ASCE) نسخه سال‌های ۲۰۰۵ و ۲۰۱۰ را نشان داد (یعنی C_d=5.5 [3, 4]). لی و همکاران^۵ [5]، ضرایب اصلاح پاسخ و بزرگنمایی تغییرمکان را برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی واگرا از نوع Y شکل، بر مبنای انجام تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی و تحلیل دینامیکی

فزاینده، ارزیابی نمودند. در این مطالعه، تأثیر مربوط به تعداد طبقات و طول پیوند بر روی ضریب C_d تحت بررسی قرار گرفت و ارتباط نزدیکی نیز میان C_d و متغیرهای ذکرشده مشاهده شد. همچنین در این مطالعه، روابطی ساده برای محاسبه ضریب C_d این سیستم باربر جانبی، به صورت تابعی از ضریب شکل‌پذیری و زمان تناوب مود اول سازه، ارائه شد. به شکل مشابه، مطالعه دیگری توسط لی و همکاران [6] بر روی قاب‌های مهاربندی شده واگرا، از نوع K شکل، انجام و نتایجی از جمله وجود ارتباط خطی میان ضریب C_d و زمان تناوب مود اول سازه (برای قاب‌هایی با تعداد طبقات ۵ و بیشتر) مشاهده شد. گفتنی است که در این مطالعه، رابطه‌ای نیز برای محاسبه ضریب C_d به صورت تابعی از زمان تناوب مود اول سازه برای قاب‌هایی با تعداد طبقات ۵ و بیشتر، پیشنهاد شد. محمودی و جلیلی صدرآباد [7] ضریب C_d را برای قاب‌های مهاربندی شده از نوع کمانش‌تاب مورد بررسی قرار دادند و جابه‌جایی‌های جانبی ارتجاعی و نهایی را با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی غیرخطی محاسبه نمودند. نتایج این تحقیق حاکی از ثابت‌نبودن مقادیر ضریب C_d برای این سیستم سازه‌ای، در ارتفاع طبقات بود؛ به شکلی که طبقات بالایی دارای مقادیر کمتری در مقایسه با طبقات پایینی بودند. به علاوه در این تحقیق، مقادیر به دست آمده بر مبنای تحلیل استاتیکی غیرخطی برای ضریب C_d، در مقایسه با مقادیر حاصل از تحلیل‌های دینامیکی، کمتر بوده است. یخچالیان و همکاران^۶ [8] ضریب بزرگنمایی تغییرمکان را برای قاب‌های مهاربندی شده توسط مهاربند‌های کمانش‌تاب، به منظور تخمین حداکثر «نسبت جابه جایی جانبی نسبی غیرارتجاعی طبقات»^۷ در معرض «زلزله طرح»، ارزیابی کردند و روابطی نیز برای محاسبه این ضریب پیشنهاد نمودند. این مطالعه، تأثیر مربوط به مقادیر مختلف نسبت «سخت‌شوندگی کرنشی»^۸ روی ضریب C_d را نیز مورد بررسی قرار داده است. نتایج این تحقیق حاکی از تخمین دست

1. force-based design method

2. Şeker et al.

3. Design earthquake (DE)

4. Maximum considered earthquake (MCE)

5. Li et al.

6. Yakhchalian et al.

7. Inelastic inter-story drift ratio

8. Strain hardening

سازه‌ی ۹ طبقه دوباره محاسبه و رابطه‌ای را نیز به صورت تابعی از شماره طبقه ارائه دادند. گفتنی است مطالعه تکمیلی انجام شده نشان داد که ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (در سیستم باربر جانبی یادشده) در طبقات پایین، مقادیر بیشتری را نسبت به طبقات بالاتر دارد. سهرابی حقیقت و اشتری^۵ [14] نیز بر مبنای روش FEMA P695، ضرایب عملکرد لرزه‌ای را برای تعدادی سازه با سیستم باربر جانبی «دیاگرید»، محاسبه و مقدار ۲,۵ را برای ضریب بزرگنمایی تغییرمکان این سیستم باربر جانبی ارائه کردند.

با این حال با وجود مطالعات فوق، هنوز نیاز به ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان در سایر سیستم‌های باربر جانبی با شکل‌پذیری‌های بالا و بهره‌گیری از روش‌های مدلسازی نوین‌تر احساس می‌شود. از این رو این مقاله به ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) برای سیستم‌های باربر جانبی از نوع قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه با و بدون دیوار برشی بتن‌آرمه، می‌پردازد و مقادیر مناسب‌تری را برای این ضریب ارائه می‌نماید.

۲- ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d)

به منظور محاسبه‌ی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d)، در این مطالعه، از روابط ارائه شده توسط یوانگ^۶ [15] بهره گرفته می‌شود. بر این مبنای، فرمول‌بندی ضرایب پاسخ سازه‌ای به کمک شکل (۱)، به صورت روابط (۱ تا ۴) استخراج می‌شود:

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} = \frac{\Delta_e}{\Delta_y}; \Omega = \frac{V_y}{V_s}; R = \frac{V_e}{V_s} = R_{\mu}\Omega \quad (1)$$

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (2)$$

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \mu_s\Omega \quad (3)$$

$$\frac{C_d}{R} = \frac{\mu_s\Omega}{R_{\mu}\Omega} = \frac{\frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}}{\frac{\Delta_e}{\Delta_y}} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_e} \quad (4)$$

که در روابط فوق، V_e مقدار نیروی ایجادشده در سازه در معرض زلزله سطح طراحی بدون در نظرگرفتن توانایی سازه برای ورود به ناحیه غیرخطی، V_y برش پایه تسلیم در نمودار

پایین مقدار $C_d=5.0$ (پیشنهادشده توسط آیین‌نامه ASCE 7-16) در طبقات پایین سازه‌های مورد بررسی می‌باشد. صمیمی‌فر و همکاران^۱ [9] نیز برای تعدادی از قاب‌های خمشی بتن‌آرمه (با شکل‌پذیری متوسط)، نسبت C_d به R (یعنی C_d/R) را برای جابه‌جایی‌های جانبی بام و همچنین طبقات ارزیابی نمودند. یافته‌های این تحقیق نشان داد که C_d/R محاسبه شده بر مبنای جابه‌جایی‌های جانبی نسبی طبقات، بحرانی‌تر از حالت محاسبه شده بر مبنای دریافت بام است و مقدار کمیته ۱,۰ برای نسبت C_d به R پیشنهاد شد. همچنین نتایج به دست آمده حاکی از عدم تأثیر تعداد دهانه‌ها روی مقادیر مربوط به C_d/R بود. کوشیلماز و تاپکایا^۲ [10] ضریب بزرگنمایی تغییرمکان را برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی واگرا، با استفاده از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی ارتجاعی و غیرارتجاعی، ارزیابی کردند و مقادیر این ضریب را برای طبقات مختلف سازه‌هایی با سیستم باربر جانبی یادشده، پیشنهاد نمودند. محمودی و زارع^۳ [11] نیز برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی همگرا (از انواع معمولی و کماتش‌تاب)، ضریب C_d و همچنین C_d/R را تحت ارزیابی قرار دادند. این ارزیابی‌ها برای متغیرهای مختلفی از جمله تعداد دهانه‌های مهاربندی شده، تعداد طبقات و بیکربندی‌های مختلف برای مهاربندها به وسیله تحلیل‌هایی از انواع استاتیکی و دینامیکی غیرخطی صورت پذیرفت. یافته‌های این تحقیق حاکی از تأثیر قابل توجه تعداد دهانه‌های مهاربندی شده و همچنین ارتفاع سازه‌ها روی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان بود. به علاوه اوزکیلیچ و همکاران^۴ [12] بر مبنای روش FEMA P695 [13] ضرایب عملکرد لرزه‌ای را برای قاب‌های مهاربندی شده توسط مهاربندهای کماتش‌تاب مورد ارزیابی قرار دادند و متوجه عدم کفایت مقدار پیشنهادی آیین‌نامه‌ی بارگذاری آمریکا (یعنی ASCE 7-16) برای این سیستم سازه‌ای (یعنی $C_d=5.0$) [1]، شدند؛ بنابراین به منظور ارائه مقادیر مناسب‌تر، تحت یک مطالعه تکمیلی، ضریب C_d را برای یک

1. Samimifar et al.
2. Kuşyılmaz and Topkaya
3. Mahmoudi and Zaree
4. Özkılıç et al.

5. Sohrabi-Haghighat and Ashtari
6. Diagrid system
7. Uang

ایده‌آل‌سازی‌شده‌ی پاسخ واقعی سازه، V_s برش پایه طراحی، Δ_s تغییرمکان جانبی نسبی طراحی (یعنی تغییرمکان جانبی نسبی حاصل‌شده به واسطه‌ی V_s)، Δ_y تغییرمکان جانبی نسبی متناظر با نقطه‌ی V_y (یعنی مقدار تغییرمکان جانبی نسبی ثبت‌شده برای سازه در لحظه تسلیم)، Δ_e تغییرمکان جانبی نسبی متناظر با V_e و Δ_{max} بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی در حالت غیرخطی سازه هستند. همچنین پارامترهای R ، Ω ، R_{II} و نیز به ترتیب به ضریب کاهش شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت سازه‌ای، ضریب اصلاح پاسخ و تقاضای شکل‌پذیری اشاره می‌نمایند. بنابراین برای محاسبه C_d لازم است که بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله سطح طراحی به بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل استاتیکی خطی (با لحاظ کردن ضریب رفتار) تقسیم شود. به علاوه به منظور ایجاد امکان مقایسه میان نتایج به دست‌آمده در این مطالعه و مقادیر متناظر ارائه‌شده توسط سایر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای (صرف‌نظر از آیین‌نامه لرزه‌ای استفاده شده)، می‌توان از نتایج مربوط به مقادیر C_d/R نیز بهره‌مند شد؛ بر این اساس برای محاسبه C_d/R لازم است که بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله سطح طراحی، به بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی، بدون لحاظ کردن ضریب رفتار تحت زلزله سطح طراحی، تقسیم شود [8, 9].

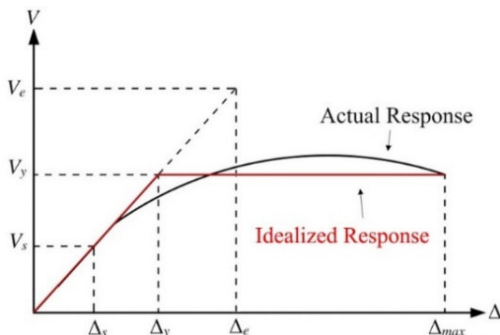


Fig. 1. The actual, idealized, and linear responses of a structure [8]

شکل ۲. تصاویر شماتیک مربوط به پلان و نمای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی؛ (a) پلان؛ (b) نما

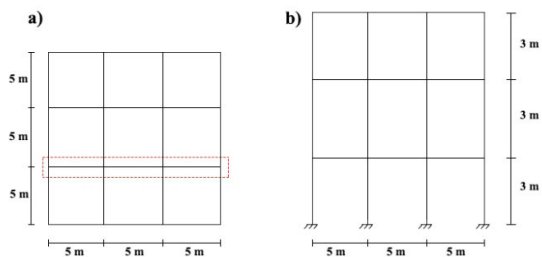


Fig. 2. The schematic view of the RC-MRFs; a) plan; b) elevation

شکل ۳. تصاویر شماتیک مربوط به پلان و نمای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی + دیوار برشی؛ (a) پلان؛ (b) نما

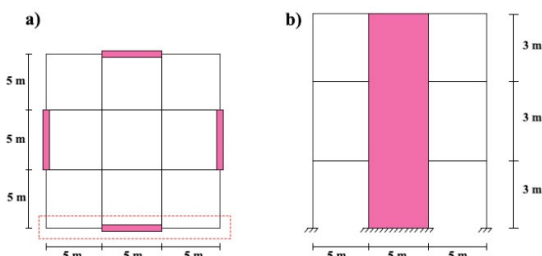


Fig. 3. The schematic view of the dual system models; a) plan; b) elevation

به منظور تعیین ابعاد مناسب برای مقاطع اعضای سازه‌ای، تمامی سازه‌ها در ابتدا با استفاده از نرم‌افزار ایتبز^۲ (ورژن سال

۳- مدلسازی

در این مقاله، دو سیستم «قاب خمشی بتن‌آرمه» و «قاب خمشی بتن‌آرمه + دیوار برشی بتن‌آرمه» با شکل‌پذیری ویژه، مورد توجه قرار می‌گیرد. در این راستا برای هر یک از سیستم‌های یادشده، ۳ عدد قاب ساختمانی با تعداد طبقات ۳، ۷ و ۱۱ (نماینده‌ای از ساختمان‌های کوتاه و میان‌مرتبه) در نظر گرفته می‌شود؛ ارتفاع طبقات برای تمامی قاب‌ها، ۳ متر و عرض هر یک از دهانه‌ها نیز برابر با ۵ متر لحاظ می‌شود. به علاوه تعداد

حداقل پوشش بتنی خالص (از بیرونی‌ترین تار بتن تا لبه بیرونی آرماتورهای عرضی) برای اعضای تیر و ستون برابر با ۴٫۵ سانتی‌متر و برای دیوارها، ۵ سانتی‌متر فرض شده است. کنترل‌های مربوط به ضوابط ۲۵ درصد و ۵۰ درصد برای سیستم‌های دوگانه نیز بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) [18] به طور دقیق انجام شده است.

شکل ۵. مقطع عرضی دیوار برشی قاب ۷ طبقه؛ (a) طبقات ۱ تا ۳؛ (b) طبقات ۴ تا ۷

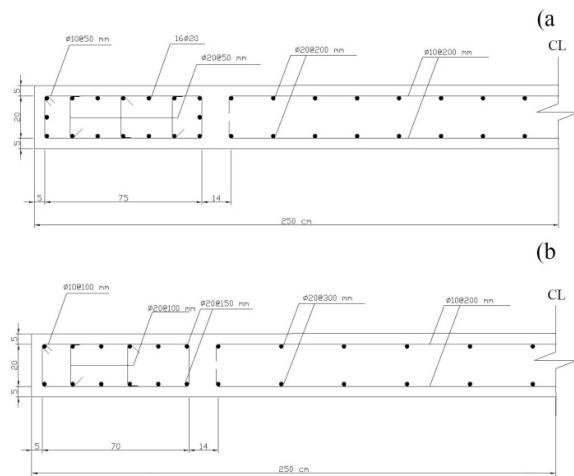


Fig. 5. The 7-story frame's shear wall cross-sections; a) The stories 1 to 3; b) The stories 4 to 7

با توجه به لزوم به کارگیری تحلیل‌های تاریخچه زمانی خطی، غیرخطی و همچنین تحلیل استاتیکی خطی برای انجام محاسبات مربوط به استخراج ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) قاب‌ها، از نرم‌افزار اپنسیس^۱ بهره گرفته شده است. در این مقاله، به منظور مدلسازی غیرخطی تیرها و ستون‌ها، روش مدلسازی بر اساس «پلاستیسیته‌ی متمرکز»، مورد توجه واقع شده است. گفتنی است که در روش مذکور، تیرها و ستون‌ها با استفاده از یک المان الاستیک (Elastic Beam Column Element) در میانه‌ی عضو و دو المان بدون طول (ZeroLength Element)، واقع در دو انتهای المان الاستیک میانی، مورد مدلسازی قرار می‌گیرند. همچنین برای مدلسازی غیرخطی دیوارهای برشی، از المان SFI-MVLEM، که به طور

[۲۰۱۶] [17] مدلسازی شده، تحت تحلیل خطی و سپس مورد طراحی قرار گرفته‌اند. بارهای لرزه‌ای با فرض استقرار سازه‌ها روی خاک نوع II از شهر تهران (بر اساس روش استاتیکی معادل)، مطابق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [18] برآورد و بارگذاری‌های ثقلی نیز بر مبنای مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲) [19] انجام شدند (جدول ۱). همچنین تمامی مقاطع مربوط به تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی، به طور کامل و دقیق بر مبنای آیین‌نامه‌ی ACI 318-14 [20] تحت طراحی قرار گرفته‌اند. جزئیات مربوط به ابعاد مقاطع تیرها و ستون‌ها در جدول (۲) ارائه شده است؛ همچنین این جزئیات برای دیوارهای برشی در شکل‌های (۴ تا ۶) به نمایش گذاشته شده است. به علاوه مقاومت مشخصه ۲۸ روزه‌ی نمونه استوانه‌ای بتن، ۲۵ مگاپاسکال (C25)، مدول الاستیسیته بتن ۲۳۵۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته‌ی فولاد نیز 2×10^5 مگاپاسکال لحاظ شده است. در تیرها و ستون‌ها، آرماتورهای عرضی، همگی به قطر $\varnothing 10$ در نظر گرفته شده است.

جدول ۱. مقادیر مربوط به بارگذاری‌های ثقلی

| Lateral load resisting system | RC-MRFs | Dual system |
|-------------------------------|---------|-------------|
| Dead load (kg f/m) | 2500 | 1425 |
| Live load (kg f/m) | 1000 | 500 |
| Internal walls load (kg f/m) | 600 | 425 |
| Roof dead load (kg f/m) | 1500 | 1600 |
| Roof live load (kg f/m) | 750 | 375 |
| Perimeter walls load (kg f/m) | - | 1200 |

Table 1. The gravity loads values

شکل ۴. مقطع عرضی دیوار برشی مربوط به تمام طبقات قاب ۳ طبقه

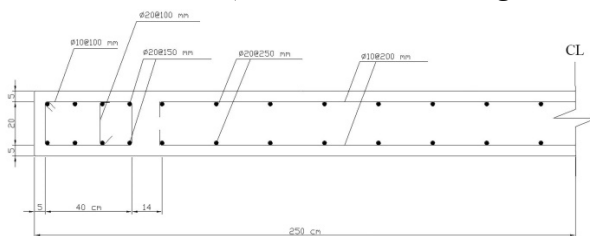


Fig. 4. The 3-story frame's shear wall cross-section (for all Storie)

صحيح شیوه‌های مدل‌سازی ذکرشده، یک قاب خمشی بتن‌آرمه ۳ طبقه (از قاب‌های به کارگرفته‌شده توسط هاتزی‌جورجیو و لیولیوس^۸ [29])، و یکی از دیوارهای برشی ارائه‌شده توسط لیو و همکاران^۹ [30]، تحت مدل‌سازی قرار گرفته است. در این راستا پس از مدل‌سازی، نتایج زمان تناوب مودهای اول و دوم مدل‌های مرجع و مدل‌های پیاده‌سازی‌شده با روش‌های مدل‌سازی مطالعه حاضر، مقایسه شده و در جدول (۳) ارائه شده است.

شکل ۶. مقاطع عرضی دیوار برشی قاب ۱۱ طبقه؛ (a) طبقات ۱ تا ۴؛ (b) طبقات ۵ تا ۸؛ (c) طبقات ۹ تا ۱۱

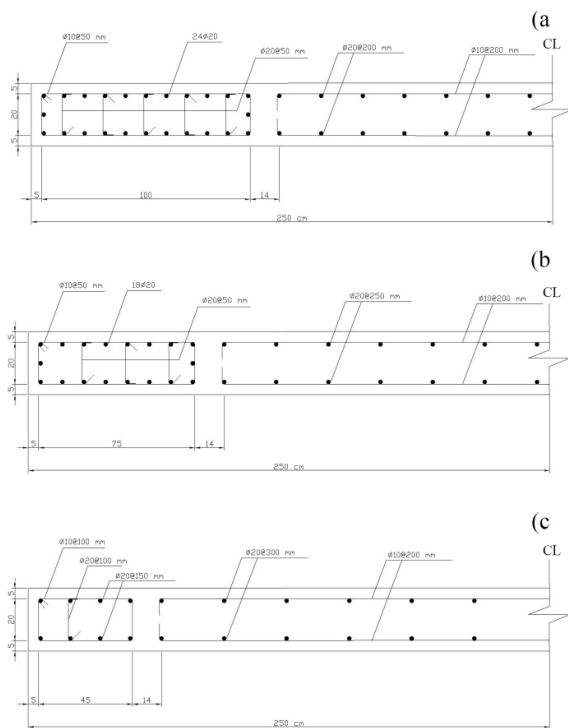


Fig. 6. The 11-story frame's shear wall cross-sections; a) The stories 1 to 4; b) The stories 5 to 8; c) The stories 9 to 11

مناسبتی قابلیت درنظرگیری اندرکنش برش و خمش را دارا می‌باشد [21, 22]، استفاده شده است؛ بر این اساس، ابتدا در دهانه مربوط به محل استقرار دیوار برشی، تعدادی گره در ارتفاع هر طبقه (در میانه‌ی طول دیوار) تعریف و سپس دیوار برشی در مابین هر دو گره متوالی، با استفاده از المان مذکور تحت مدل‌سازی واقع می‌شود؛ گفتنی است که در این مقاله، دهانه مربوط به محل استقرار دیوار برشی در هر طبقه، با استفاده از ۲ المان SFI-MVLEM مورد مدل‌سازی قرار گرفته است. همچنین مرکز دیوارها در تراز هر طبقه با استفاده از المان‌هایی با سختی بالا (صلب)، به دهانه‌های کناری اتصال می‌یابد. قابل ذکر است که در این مطالعه از اندرکنش خاک و سازه چشم‌پوشی شده است. به علاوه برای اختصاص رفتار غیرخطی به دو انتهای تیرها و ستون‌ها، از مدل رفتاری توسعه‌یافته توسط ایبارا و همکاران^۱ [23] تحت عنوان «مدل اصلاح‌شده زوال‌یافته ایبارا-مدینا - کراوینکلر با پاسخ حداکثری چرخه‌ای جهت‌دار» (ModIMKPeakOriented Material) [24]، که نمونه‌ای از رفتار یکنوای^۳ آن در شکل (۷) قابل مشاهده است، بهره گرفته شده است. در این راستا، پارامترهای اصلی تشکیل‌دهنده‌ی این مدل رفتاری، بر اساس ارائه شده توسط هسلتون و همکاران^۴ [25] مورد محاسبه واقع شده است.

همچنین برای شبیه‌سازی رفتار تک‌محور^۵ آرماتورهای فولادی موجود در دیوارهای برشی، از مدل رفتاری Steel02 (پیشنهادشده توسط منگاتو و پینتو^۶ [26]) و برای بخش بتنی دیوار، از مصالح ConcreteCM (بر مبنای روابط ارائه‌شده توسط مندر و همکاران^۷ [27]) استفاده شده است. همچنین در این مطالعه میرایی رایلی، با نسبت میرایی ۵ درصد، در نظر گرفته شده است. قابل ذکر است که برای اطمینان از عملکرد

1. Ibarra et al.
2. Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model with Peak-Oriented Hysteretic Response
- 3 Monotonic behavior
4. Haselton et al.
5. Uni-Axial
6. Menegotto and Pinto
7. Mander et al.

8. Hatzigeorgiou and Liolios

9. Liu et al.

شکل ۷. رفتار یکنوای مدل رفتاری مورد استفاده [28]

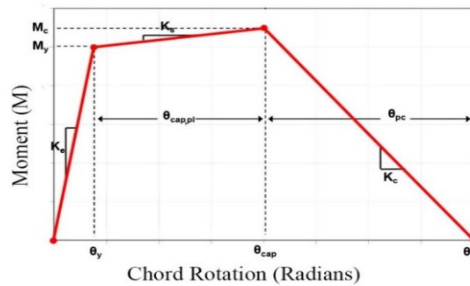


Fig. 7. The monotonic behavior of the considered material model [28]

جدول ۲. ابعاد مقاطع مربوط به اعضای سازه‌ای

| Frames | Level | RC-MRFs | | dual system | |
|----------|---------|----------------|---------------|----------------|---------------|
| | | Column (mm) | Beam (mm) | Column (mm) | Beam (mm) |
| 3-story | 1 to 3 | C450X450-12Φ20 | B400X400-5Φ20 | C450X450-12Φ20 | B400X400-5Φ20 |
| 7-story | 1 to 3 | C500X500-16Φ20 | B500X500-5Φ20 | C500X500-16Φ20 | B450X450-4Φ20 |
| | 4 to 7 | C450X450-16Φ20 | B450X450-5Φ20 | C450X450-12Φ20 | B400X400-4Φ20 |
| 11-story | 1 to 4 | C550X550-16Φ20 | B550X550-6Φ20 | C550X550-16Φ20 | B500X500-6Φ20 |
| | 5 to 8 | C500X500-12Φ20 | B500X500-6Φ20 | C500X500-16Φ20 | B450X450-6Φ20 |
| | 9 to 11 | C450X450-12Φ20 | B450X450-5Φ20 | C450X450-12Φ20 | B400X400-5Φ20 |

Table 2. The dimensions of the frames' cross-sections

بهره گرفته شده است. در این راستا، با توجه به احتمال تمرکز آسیب‌های سازه‌ای در طبقات خاصی از یک سازه چند طبقه و به تبع آن، ایجاد تغییرمکان‌های جانبی بزرگتر در آن طبقات [9]، علاوه بر نسبت تغییرمکان جانبی نسبی بام (بام نسبت به پای سازه)، نسبت تغییرمکان جانبی نسبی هر یک از طبقات قاب‌ها نیز مورد ارزیابی واقع شده است. بدین منظور، تمامی قاب‌ها علاوه بر قرارگیری در معرض تحلیل استاتیکی خطی، تحت تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی نیز قرار گرفته‌اند. در نهایت، پس از استخراج نسبت تغییرمکان جانبی نسبی برای بام و طبقات در تمام قاب‌ها، مقادیر مربوط به ضریب C_d و $\frac{C_d}{R}$ محاسبه شده است و نتایج حاصل از محاسبات صورت گرفته در اشکال (۸ و ۹) برای قاب‌های خمشی و در شکل‌های (۱۰ و ۱۱) برای سیستم دوگانه ارائه شده است. برای قاب‌های خمشی، مطابق نمودارهای (۸ و ۹) مشاهده می‌شود که مقادیر C_d و $\frac{C_d}{R}$ در ارتفاع سازه، ثابت نبوده و برای هر طبقه، مقداری متفاوت به ثبت رسیده است. به علاوه بر مبنای جداول (۴ و ۵)، مقادیر میانگین C_d و $\frac{C_d}{R}$ به دست آمده بر مبنای نسبت تغییرمکان جانبی

۴- سناریوهای لرزه‌ای

در این مطالعه از زلزله‌های حوزه دور از گسل معرفی شده در FEMA P695 (۲۲ جفت زلزله منفرد؛ مجموعاً ۴۴ شتاب‌نگاشت منفرد) [13] برای اعمال به قاب‌های مورد بررسی، بهره گرفته شده است. به علاوه، به منظور مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها به سطح خطر «زلزله‌ی طراحی»، از روش ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)، استفاده شده است. در این روش ابتدا هر شتاب‌نگاشت به بیشینه شتاب خود نرمال شده و سپس به گونه‌ای مقیاس می‌شوند که طیف شتاب میانگین تمامی شتاب‌نگاشت‌ها، در بازه‌ی 0.2T تا 1.5T (T: زمان تناوب تجربی سازه)، در بالای طیف طرح استاندارد آیین‌نامه واقع شود. بدین ترتیب، تمامی شتاب‌نگاشت‌ها به شیوه ذکر شده، به سطح خطر زلزله‌ی طراحی مقیاس شدند.

۵- ارزیابی ضریب C_d و $\frac{C_d}{R}$

به منظور ارزیابی ضریب C_d و همچنین $\frac{C_d}{R}$ ، در این مقاله از مقادیر مربوط به حداکثر نسبت تغییرمکان جانبی نسبی قاب‌ها

نسبی بام، در تمام قاب‌ها، کمتر از بیشینه مقادیر میانگین به دست‌آمده بر مبنای نسبت تغییرمکان جانبی نسبی طبقات مختلف حاصل شده است. در قاب‌های ۳ و ۷ طبقه، نتایج $\frac{C_d}{R}$ و در قاب ۱۱ طبقه، نتایج C_d بحرانی‌تر به دست آمده است. برای سیستم دوگانه نیز مشابه قاب‌های خمشی، مقادیر $\frac{C_d}{R}$ و C_d در ارتفاع سازه، ثابت نبوده و برای هر طبقه، مقداری متفاوت حاصل شده است؛ با این حال روند تغییرات $\frac{C_d}{R}$ و C_d از طبقات میانی به بعد، کاهش یافته و تقریباً ثابت شده است. همچنین در تمام قاب‌های این سیستم نیز، مطابق جداول (۶ و ۷)، مقادیر میانگین $\frac{C_d}{R}$ و C_d به دست‌آمده بر مبنای نسبت تغییرمکان جانبی نسبی بام، کمتر از بیشینه مقادیر میانگین به دست‌آمده بر مبنای نسبت تغییرمکان

جانبی نسبی طبقات مختلف، به ثبت رسیده است. مقادیر بزرگ‌تر ثبت‌شده برای میانگین $\frac{C_d}{R}$ و C_d در طبقات پایین قاب‌ها، تجمع تغییرشکل‌ها و رفتارهای غیرخطی در این طبقات را برای این سیستم برابر جانبی، نشان می‌دهد. همچنین به منظور مقایسه راحت‌تر میان نتایج مربوط به بیشترین مقادیر میانگین‌های $\frac{C_d}{R}$ و C_d (بر مبنای نسبت جابه‌جایی جانبی نسبی طبقات) دو سیستم برابر جانبی مورد مطالعه، شکل (۱۲)، ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، در همه موارد، در سیستم دوگانه مقادیر بیشتری در مقایسه با سیستم قاب خمشی تقاضا شده است.

جدول ۳. مقایسه‌ی نتایج زمان‌های تناوب مدل‌های مرجع و مدل‌های پیاده‌سازی‌شده

| | Modes | First mode (sec) | Second mode (sec) |
|------------|--------------------------------|------------------|-------------------|
| RC-MRF | Hatzigeorgiou and Liolios [29] | 0.64 | 0.204 |
| | OpenSees | 0.61 | 0.194 |
| | Difference | 0.03 | 0.010 |
| Shear wall | Liu et al. [30] | 0.62 | 0.12 |
| | OpenSees | 0.58 | 0.10 |
| | Difference | 0.04 | 0.02 |

Table 3. The comparison between the period of the reference and implemented models

شکل ۸. مقادیر مربوط به ضریب C_d و $\frac{C_d}{R}$ بر مبنای نسبت تغییرمکان جانبی نسبی بام قاب‌های خمشی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه

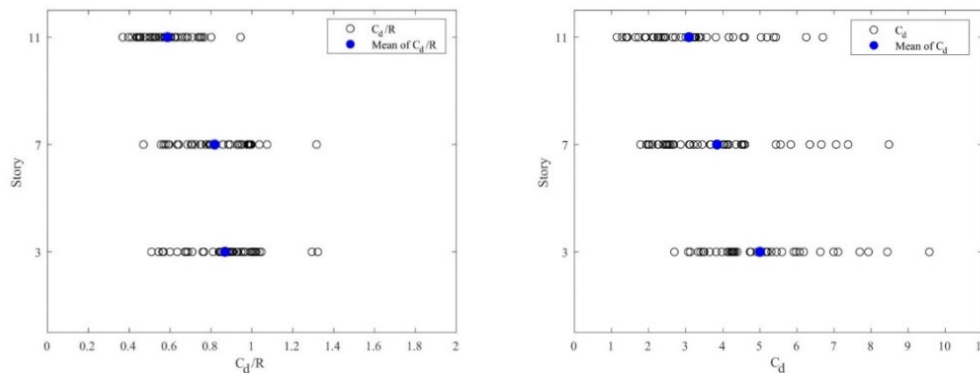


Fig. 8. The values of the C_d and C_d/R obtained from the roof drift ratio for the 3, 7, and 11-story RC-MRFs

جدول ۴. خلاصه‌ای از نتایج مربوط به C_d/R برای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه‌ی ویژه

| Frames | Based on inter-story drift ratio | Based on roof drift ratio | Max |
|----------|--|---------------------------|--------|
| | Mean values per story | Mean values | |
| 3-story | 0.9756-0.8513-0.7636 | 0.8685 | 0.9756 |
| 7-story | 0.7560-0.8711-0.9522-0.8928-0.7760-0.6840-0.6574 | 0.818 | 0.9522 |
| 11-story | 0.5416-0.5973-0.6660 -0.6861-0.6365-0.5818 0.5453-0.5425-0.5544-0.5626-0.5217 | 0.5869 | 0.6861 |

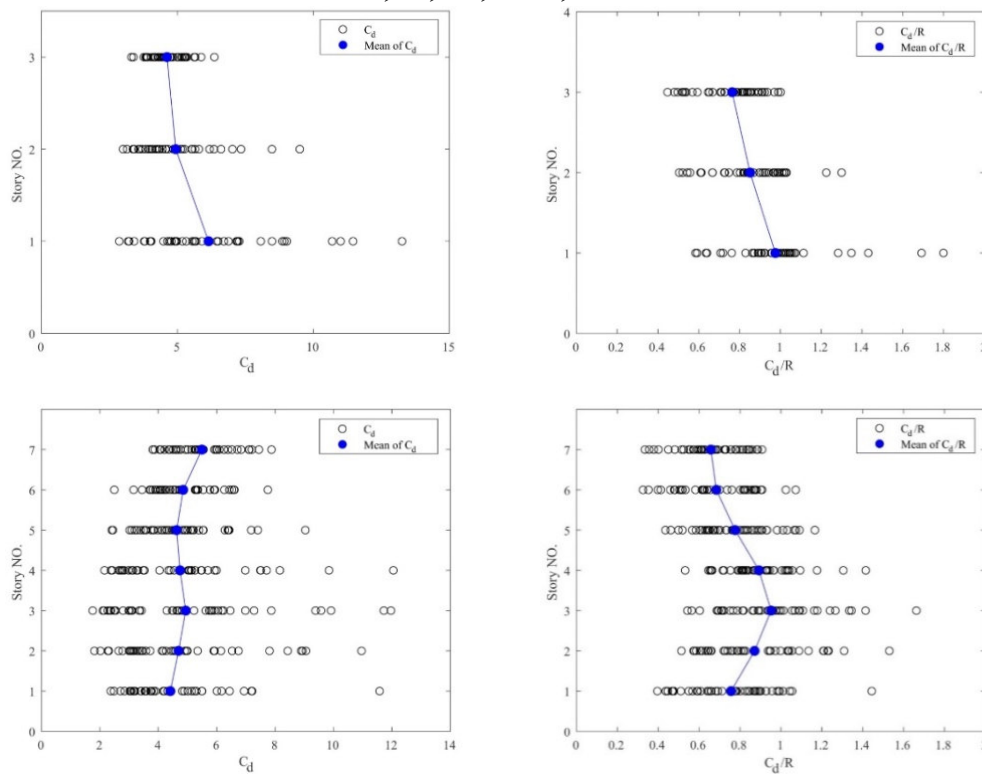
Table 4. C_d/R results for special RC-MRFs

جدول ۵. خلاصه‌ای از نتایج مربوط به C_d برای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه‌ی ویژه

| Frames | Based on inter-story drift ratio | Based on roof drift ratio | Max |
|----------|---|---------------------------|--------|
| | Mean values per story | Mean values | |
| 3-story | 6.1468-4.9402-4.6185 | 5.0054 | 6.1468 |
| 7-story | 4.4120-4.6928-4.9390-4.7440-4.6271-4.85505-5.4927 | 3.8461 | 5.4927 |
| 11-story | 4.3912-4.4099-4.5498-4.4089-3.9969-3.8511 3.8773-4.0641-5.0236-6.0042-6.4423 | 3.089 | 6.4423 |

Table 5. The results of the C_d for special RC-MRFs

شکل ۹. مقادیر مربوط به C_d و C_d/R بر مبنای نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات قاب‌های خمشی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه



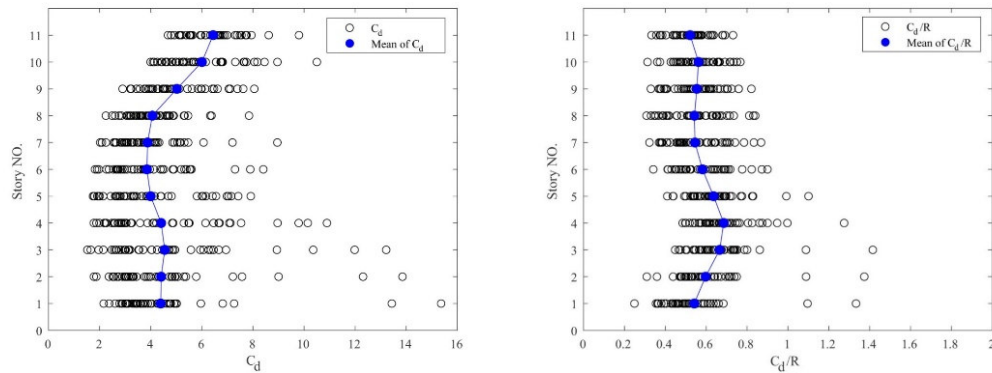


Fig. 9. The values of the C_d and C_d/R obtained from the inter-story drift ratio for the 3, 7, and 11-story RC-MRFs

شکل ۱۰. مقادیر مربوط به ضریب C_d و C_d/R بر مبنای نسبت تغییر مکان جانبی نسبی بام سیستم‌های دوگانه‌ی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه

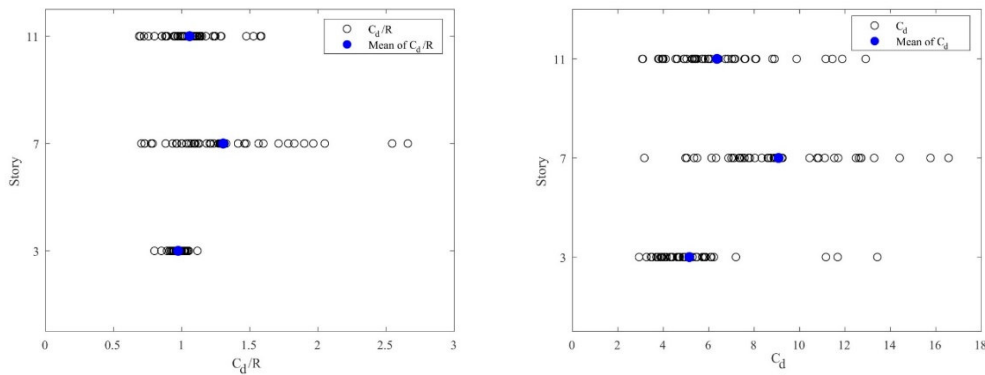


Fig. 10. The values of the C_d and C_d/R obtained from the roof drift ratio for the 3, 7, and 11-story dual systems

جدول ۶. خلاصه‌ای از نتایج مربوط به C_d/R برای قاب‌های حاوی سیستم دوگانه

| Frames | Based on inter-story drift ratio | Based on roof drift ratio | Max |
|----------|----------------------------------|---------------------------|--------|
| | Mean values per story | Mean values | |
| 3-story | 0.9906-0.9703-0.9670 | 0.9733 | 0.9906 |
| 7-story | 1.6267-1.4778-1.3639 | 1.3041 | 1.6267 |
| | 1.2961-1.2579-1.2392 | | |
| 11-story | 1.5458-1.3347-1.1949 | 1.0575 | 1.5458 |
| | 1.1216-1.0799-1.0489 | | |
| | 1.0234-1.0043-0.9893 | | |
| | 0.9832-0.9849 | | |

Table. 6. C_d/R results for dual systems

جدول ۷. خلاصه‌ای از نتایج مربوط به C_d برای قاب‌های حاوی سیستم دوگانه

| Frames | Based on inter-story drift ratio | Based on roof drift ratio | Max |
|----------|--|---------------------------|---------|
| | Mean values per story | Mean values | |
| 3-story | 8.9886-4.7611-4.4210 | 5.1434 | 8.9886 |
| 7-story | 12.0855-10.0443-9.5150 9.1048-8.8313-8.7414 8.4893 | 9.072 | 12.0855 |
| 11-story | 10.4885-8.3279-7.4584 6.8325-6.5024-6.2940 6.2285-6.2008-6.2356 6.2464-6.1952 | 6.3603 | 10.4885 |

Table 7. C_d results for dual systems

شکل ۱۱. مقادیر مربوط به C_d و $\frac{C_d}{R}$ بر مبنای نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات سیستم‌های دوگانه ۳، ۷ و ۱۱ طبقه

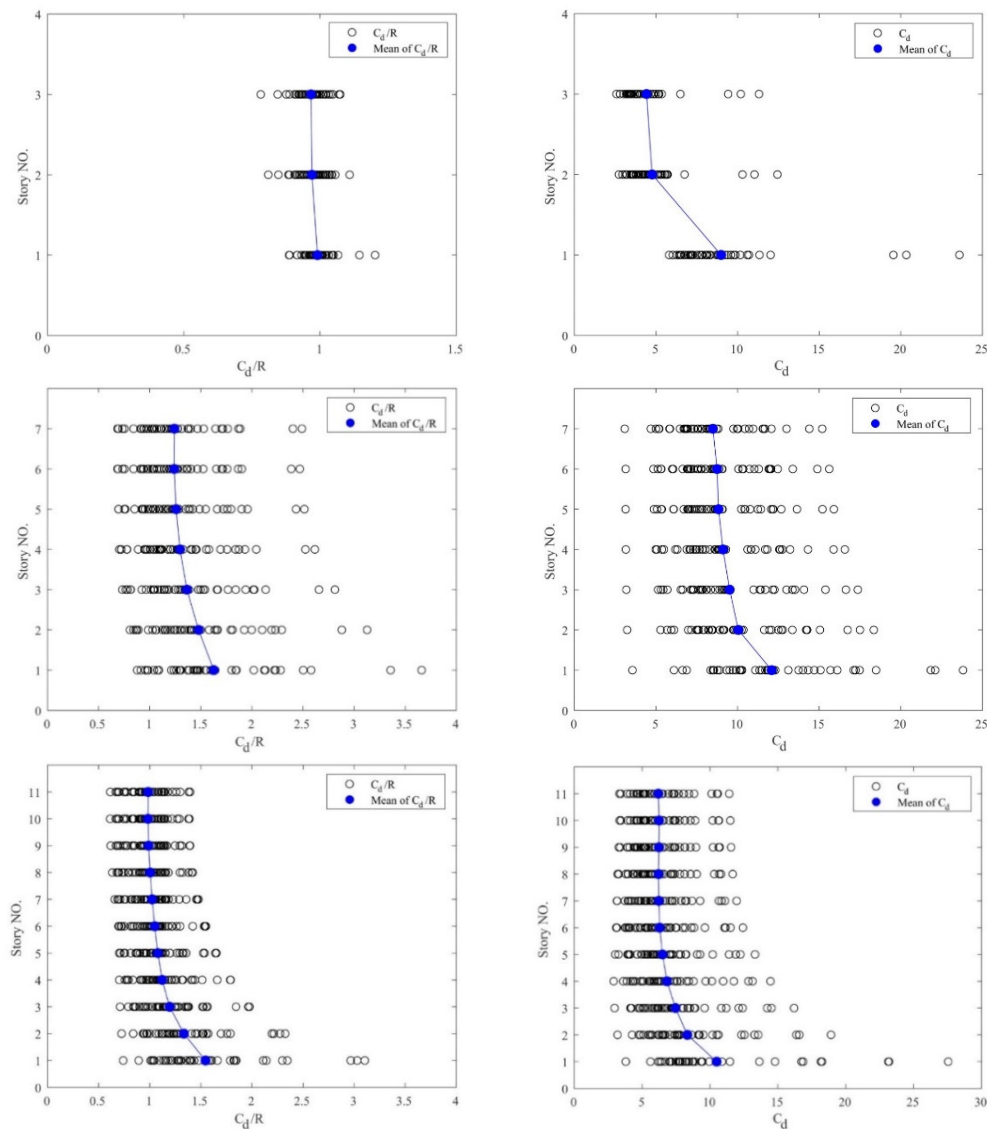


Fig. 11. The values of the C_d and C_d/R obtained from the inter-story drift ratio for the 3, 7, and 11-story dual systems

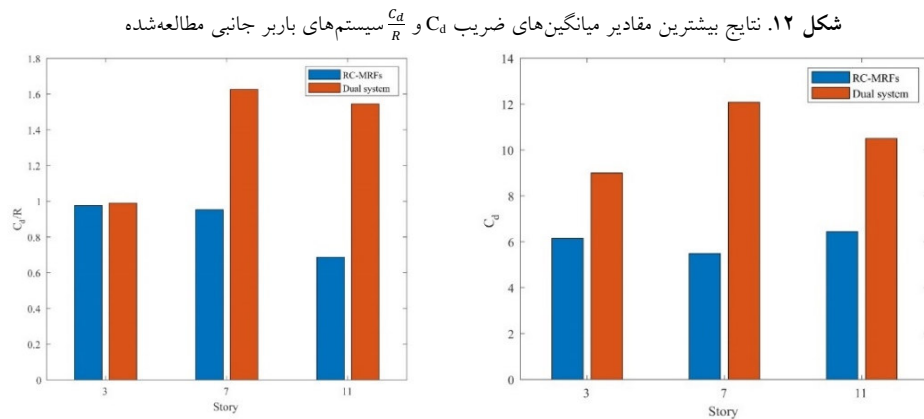


Fig. 12. The highest values of the C_d and C_d/R for the lateral load-resisting systems

۲-۶- نتایج مرتبط با سیستم دوگانه (قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه، می‌توان دریافت که در هیچ یک از قاب‌های خمشی، مقدار پیشنهادی آیین‌نامه‌های ASCE7-16 و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ($C_d=5.5$) مناسب و کافی نمی‌باشد.

۲-۶- نتایج مرتبط با سیستم دوگانه (قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه + دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه)

- مشابه قاب‌های خمشی، در این سیستم‌ها نیز مقادیر $\frac{C_d}{R}$ و C_d در ارتفاع سازه، ثابت نبوده و برای هر طبقه، مقداری متفاوت به ثبت رسیده است. با این حال روند تغییرات $\frac{C_d}{R}$ و C_d از طبقات میانی به بعد، کاهش یافته و تقریباً ثابت شده است.
- در تمام قاب‌ها، مقادیر میانگین $\frac{C_d}{R}$ و C_d به دست‌آمده بر مبنای نسبت تغییرمکان جانبی نسبی بام، کمتر از بیشینه مقادیر میانگین به دست‌آمده بر مبنای نسبت تغییرمکان جانبی نسبی طبقات مختلف، به ثبت رسیده است.
- مقدار پیشنهادی آیین‌نامه‌های ASCE7-16 ($C_d=5.5$; $R=7.5$) [1] و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ($C_d=5.5$; $R=7.5$) [18] برای هیچ کدام از قاب‌ها مناسب و کافی نمی‌باشد.
- مقادیر بزرگ‌تر ثبت‌شده برای میانگین $\frac{C_d}{R}$ و C_d در طبقات پایین قاب‌ها، تجمع تغییرشکل‌ها و رفتارهای غیرخطی در این طبقات را برای این سیستم باربر جانبی، نشان می‌دهد.

۶- نتایج

در این مقاله، به منظور ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d)، تعدادی قاب ساختمانی با سیستم‌های باربر جانبی از نوع «قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه» و «قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه + دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه» با تعداد طبقات ۳، ۷ و ۱۱ طبقه براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، طراحی و در نرم‌افزار اپنسیس پیاده‌سازی شده است. بدین منظور قاب‌های ذکرشده تحت تحلیل‌های استاتیکی خطی و در برابر مجموعه‌ای از زلزله‌های حوزه دور معرفی شده در FEMA P695 تحت دینامیکی خطی و غیرخطی قرار گرفته‌اند. در ادامه حداکثر نسبت جابه‌جایی جانبی نسبی بام و طبقات برای هر یک از این تحلیل‌ها استخراج شده و در نهایت نیز، پس از محاسبه ضریب C_d و $\frac{C_d}{R}$ ، نتایج زیر به طور خلاصه به دست‌آمده است:

۶-۱- نتایج مرتبط با قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه

- مقادیر $\frac{C_d}{R}$ و C_d در ارتفاع سازه ثابت نبوده و برای هر طبقه، مقداری متفاوت به ثبت رسیده است.
- در تمام قاب‌ها، مقادیر میانگین $\frac{C_d}{R}$ و C_d به دست‌آمده بر مبنای نسبت تغییرمکان جانبی نسبی بام، کمتر از حداکثر مقادیر میانگین به دست‌آمده بر مبنای نسبت تغییرمکان جانبی نسبی طبقات مختلف حاصل شده است.
- در قاب‌های ۳ و ۷ طبقه، نتایج $\frac{C_d}{R}$ و در قاب ۱۱ طبقه، بحرانی‌تر به دست‌آمده است.
- با توجه به مقادیر ارائه‌شده در ASCE 7-16 ($C_d=5.5$; $R=8.0$) [1] و همچنین ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰

- اختصاص مقدار یکتا برای ضریب بزرگنمایی تغییرمکان سیستم‌های دوگانه‌ی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه‌ی ویژه + دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه، منجر به تخمین دست پایین در طبقات پایین و تخمین دست بالا در طبقات بالا (غیراقتصادی شدن طرح) خواهد شد.
- ### تعارض منافع
- نویسندگان اعلام می‌کنند که هیچ نوع تعارض منافی وجود ندارد.
- ### منابع
- [1] *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-16. VA, U.S.A.: American Society of Civil Engineers, 2017.
- [2] O. Şeker, B. Akbas, J. Shen, and A. Zafer Ozturk, "Evaluation of deflection amplification factor in steel moment-resisting frames," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 23, no. 12, pp. 897-928, 2014, doi: <https://doi.org/10.1002/tal.1090>.
- [3] *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE 7-05. Virginia, U.S.A.: American Society of Civil Engineers, 2005.
- [4] *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE 7-10. Virginia, U.S.A.: American Society of Civil Engineers, 2010.
- [5] S. Li, R.-R. Li, D.-F. Wang, X.-Z. Pan, and H.-C. Guo, "Response Modification Factor and Displacement Amplification Factor of Y-Shaped Eccentrically Braced High-Strength Steel Frames," *International Journal of Steel Structures*, vol. 21, no. 5, pp. 1823-1844, 2021/10/01 2021, doi: [10.1007/s13296-021-00537-3](https://doi.org/10.1007/s13296-021-00537-3).
- [6] S. Li, W.-G. Liang, D.-X. Gao, and X.-z. Pan, "Response modification factor and displacement amplification factor of K-shaped eccentrically braced high-strength steel frames," *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, pp. 1-27, 2021, doi: [10.1080/13467581.2021.1974026](https://doi.org/10.1080/13467581.2021.1974026).
- [7] M. Mahmoudi and M. Jalili Sadr Abad, "Assessment on the deflection amplification factor of steel buckling-restrained bracing frames," *Advances in Structural Engineering*, p. 13694332211043983, 2021, doi: [10.1177/13694332211043983](https://doi.org/10.1177/13694332211043983).
- [8] M. Yakhchalian, N. Asgarkhani, and M. Yakhchalian, "Evaluation of deflection amplification factor for steel buckling restrained braced frames," *Journal of Building Engineering*, vol. 30, p. 101228, 2020/07/01/2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101228>.
- [9] M. Samimifar, A. V. Oskouei, and F. R. Rofooei, "Deflection amplification factor for estimating seismic lateral deformations of RC frames," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 14, no. 2, pp. 373-384, 2015/06/01 2015, doi: [10.1007/s11803-015-0029-y](https://doi.org/10.1007/s11803-015-0029-y).
- [10] A. Kuşçulmaz and C. Topkaya, "Displacement amplification factors for steel eccentrically braced frames," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 44, no. 2, pp. 167-184, 2015, doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.2463>.
- [11] M. Mahmoudi and M. Zaree, "Evaluating the displacement amplification factors of concentrically braced steel frames," *International Journal of Advanced Structural Engineering*, vol. 5, no. 1, p. 13, 2013/04/26 2013, doi: [10.1186/2008-6695-5-13](https://doi.org/10.1186/2008-6695-5-13).
- [12] Y. O. Özkılıç, M. B. Bozkurt, and C. Topkaya, "Evaluation of seismic response factors for BRBFs using FEMA P695 methodology," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 151, pp. 41-57, 2018/12/01/ 2018, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.09.015>.
- [13] FEMA, "Quantification of building seismic performance factors, FEMA P695 ATC-63 Project Report," US Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC, 2009.
- [14] M. Sohrabi-Haghighat and P. Ashtari, "Evaluation of Seismic Performance Factors for High-rise Steel Structures with Diagrid System," *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 23, no. 11, pp. 4718-4726, 2019/11/01 2019, doi: [10.1007/s12205-019-1546-4](https://doi.org/10.1007/s12205-019-1546-4).
- [15] C. M. Uang, "Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions," *Journal of Structural Engineering*, vol. 117, no. 1, pp. 19-28, 1991, doi: [doi/10.1061:\(ASCE\)0733-](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-)

- [27] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804-1826, 1988, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8.(۱۸۰۴)
- [28] C. B. Haselton, A. B. Liel, B. S. Dean, J. H. Chou, and G. G. Deierlein, "Seismic Collapse Safety and Behavior of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings," in *Structural Engineering Research Frontiers*, 2007, pp. 1-14.
- [29] G. D. Hatzigeorgiou and A. A. Liolios, "Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 30, no. 10, pp. 1010-1, ۲۰۱۰ / ۰۱ / ۰۲۰۱۰, ۰۲۰۰ doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.04.013>.
- [30] Y. Liu, J. S. Kuang, Q. Huang, Z. Guo, and X. Wang, "Spectrum-based pushover analysis for the quick seismic demand estimation of reinforced concrete shear walls," *Structures*, vol. 27, pp. 1490-1500, 2020/10/01/ 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.07.040>.
- 9445(1991)117:1.(۱۹)
- [16] C. B. Haselton, "Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings," Stanford University, 2006 .
- [17] *ETABS, Integrated Building Design Software*. (2016). Computer and Structures Inc., Berkeley, CA, USA .
- [18] *Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings, Standard No. 2800, 4th edition*, BHRC, 2016 .
- [19] NBRI, *National Building Regulations of Iran, Part 6*, 3rd ed. Tehran: Road, Housing and Urban Development Research Center, 2013.
- [20] *Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI 318-14*. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute, 2014.
- [21] K. Kolozvari, T. A. Tran, K. Orakcal, and J. W. Wallace, "Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. II: Experimental Validation," *Journal of Structural Engineering*, vol. 141, no. 5, p. 04014136, 2015, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001083.
- [22] K. Kolozvari, K. Orakcal, and J. W. Wallace, "Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. I: Theory," *Journal of Structural Engineering*, vol. 141, no. 5, p. 04014135, 2015, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001059.
- [23] L. F. Ibarra, R. A. Medina, and H. Krawinkler, "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 34, no. 12, pp. 1489-1511, 2005, doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.495>.
- [24] D. Lignos and H. Krawinkler, "Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations," Stanford University, Stanford, CA, 2012 .
- [25] C. B. Haselton, A. B. Liel, S. C. Taylor-Lange, and G. G. Deierlein, "Calibration of model to simulate response of reinforced concrete beam-columns to collapse," *ACI Structural Journal*, vol. 113, no. 6, 2016.
- [26] M. Menegotto and P. E. Pinto, "Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending," Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures, 1973 .

Evaluation of Proposed Deflection Amplification Factor in ASCE7-16 and Standard No. 2800 (4th Edition) for Special Moment-Resisting Frame with/without Shear Wall

Reza Rajabi Soheyli¹, Elham Rajabi^{2*} and Yaser Golestani¹

1. MSc Student, Department of Civil Engineering, Tafresh University, 39518-79611 Tafresh, Iran

2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tafresh University, 39518-79611 Tafresh, Iran

*rajabi@tafreshu.ac.ir

Abstract

Response modification factors are used to reduce the lateral loads in "force-based design" method. Naturally the calculated lateral displacement of the structures in the linear static analyses is smaller than actual values. Hence, deflection amplification factor (C_d) is needed to consider a realistic estimation of nonlinear displacements. Most seismic design codes such as ASCE7-16 and standard No. 2800 (4th edition) propose this factor for different lateral force-resisting systems. This paper evaluates the proposed deflection amplification factor for special reinforced concrete moment-resisting frames with/without shear wall. For this purpose, a set of 2D reinforced concrete frames with 3, 7 and 11 story are designed based on standard No. 2800 (4th edition) and implemented in *Opensees* software in each case without considering the soil-structure interaction. In this regard, beams and columns are modeled using concentrated plasticity method with "Elastic Beam Column Element" in the middle and "Zerolength Element" at the end of elements. Moreover, "SFI-MVLEM" element is used for modeling of shear walls. Nonlinear behavior in two ends of the beams and columns is assigned by "Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model with Peak-Oriented Hysteretic Response" model which has been developed by Ibarra et al. (2005). This model is defined using the proposed equations by Haselton et al. (2007). For the shear walls, uniaxial behavior of steel reinforcements and concrete sections are simulated by Steel02 and ConcreteCM, respectively. Studied frames are verified using Hatzigeorgiou and Liolios (2010) and Liu et al. (2020) study for special moment-resisting frame with/without shear wall, respectively. In addition, linear static analysis, linear and nonlinear dynamic analyses are applied to 3, 7 and 11 story frames with two lateral force-resisting systems. In this regard, 22 far-field ground motion records which have been introduced in FEMA P695 are used as seismic scenarios. These records are scaled based on Standard No. 2800 (4th version) to have identical spectral acceleration with the design spectrum for the fundamental period (T) of each studied frames. For this purpose, each record is normalized to its peak ground acceleration and records are scaled so that the average acceleration spectrum of all records was above the design spectrum in 0.2T to 1.5T range. In order to evaluate the deflection amplification factor and C_d/R , in addition to maximum roof drift ratio, inter-story drift ratio is also used for each frames due to concentration of structural damage in certain floors of a multi-story structures and, consequently, creating larger lateral displacements in those floors. The calculated C_d coefficients are compared to the proposed values in ASCE7-16 and standard No. 2800 (4th version) for all special reinforced concrete moment-resisting frames with/without shear wall. This comparison shows that the C_d coefficients which have been proposed in above-mentioned seismic design codes are not appropriate and more realistic estimate of the structural performance in earthquake has demanded larger C_d values. Moreover, C_d and C_d/R values are changed with the height of special reinforce concrete frames with/without shear wall.

Keywords: Deflection Amplification Factor, Special Moment-Resisting Frames, Special Shear Wall, Linear Dynamic Analysis, Nonlinear Dynamic Analysis