

اثر توالی لرزه‌ای بر ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ساختمان‌های فولادی دارای سیستم «قاب با ستون‌های پیوندشده»

یاسر گلستانی^۱، الهام رجبی^{۲*}، رضا رجبی سهیلی^۳

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش

۲. استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش

۳. دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش

*rajabi@tafreshu.ac.ir

تاریخ پذیرش ۱۴۰۰/۱۲/۰۳

تاریخ دریافت ۱۴۰۰/۱۰/۲۲

چکیده

سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده (LCF)، یک سیستم باربر جانبی کم و بیش جدید، از خانواده سیستم‌های دوگانه^۲ محسوب می‌شود؛ تازگی پیدایش این سیستم سازه‌ای، لزوم بررسی‌های متعدد لرزه‌ای را در خصوص آن، قوت بخشیده است. بدین منظور، در این مقاله به ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان^۳ (Cd)، برای سیستم LCF در برابر توالی‌های لرزه‌ای بحرانی پرداخته شده است. این ضریب، تغییر مکان‌های خطی حاصل از تحلیل‌های استاتیکی خطی را به مقادیر واقعی و غیرخطی مرتبط می‌سازد. به منظور ارزیابی ضریب ذکر شده، در این مطالعه، ۱۸ عدد قاب ساختمانی ۳، ۷ و ۱۱ طبقه با سیستم باربر جانبی LCF، در نرم‌افزار اپنسیس^۴ پیاده‌سازی می‌گردد. این قاب‌ها تحت تحلیل‌های استاتیکی خطی، دینامیکی خطی و غیرخطی قرار گرفته و ضریب Cd برای هر یک از آنها، تحت دو حالت تک‌لرزه و متوالی، محاسبه و استخراج می‌شود. به علاوه، به منظور بررسی بهتر ضریب یادشده، اثر پارامترهای مختلفی از جمله طول، رفتار خمشی^۵ و رفتار برشی^۶ تیرهای پیوند بر روی ضریب Cd مورد بررسی قرار می‌گیرد. نتایج به دست‌آمده حاکی از افزایش اندک و نامحسوس مقادیر میانگین ضریب Cd تحت زلزله‌های متوالی، در مقایسه با زلزله‌های منفرد، برای اکثر قاب‌های مورد مطالعه می‌باشند. با این حال، این میزان افزایش، در قاب‌های کوتاه-مرتبه نسبت به قاب‌های بلند-مرتبه، دارای شدت بیشتری بوده است؛ به گونه‌ای که بیشترین افزایش ضریب Cd در معرض توالی‌های لرزه‌ای (در مقایسه با لرزه‌ی نخست از همان توالی)، مربوط به قاب ۳ طبقه (با رفتار برشی و طول پیوند ۲ متری) بوده و حدود ۱۱ درصد به دست آمده است. همچنین مقادیر میانگین بدست‌آمده برای ضریب Cd نشان می‌دهد که مقدار پیشنهادی در ادبیات فنی برای ضریب یادشده، کافی نبوده و مقادیر بزرگتری تقاضا شده است.

واژگان کلیدی: سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده (LCF)، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان (Cd)، توالی‌های لرزه‌ای بحرانی

1. Linked columns frame system
2. Dual system
3. Deflection amplification factor
4. OpenSees
5. Flexural behavior
6. Shear behavior

۱- مقدمه

روش «طراحی بر مبنای نیرو»^۱ در راستای بهره‌مندی از مزایای متعدد تحلیل‌های خطی و به کارگیری آن‌ها در روند تحلیل سازه‌ها، پایه‌ریزی شده است. در این روش، به جای اینکه ویژگی‌های غیرخطی مصالح، به خود مصالح اختصاص یابند، در مقدار نیروی ایجادشده در سازه (توسط زلزله)، نمود پیدا می‌کنند. با توجه به اینکه ویژگی‌های غیرخطی مصالح معمولاً باعث کاهش نیروی زلزله‌ای ایجادشده در سازه‌ها می‌شود، معمولاً این میزان کاهش، بر مبنای بررسی‌های متعدد، تعیین، و به وسیله اعمال یک ضریب کاهش، تحت عنوان «ضریب رفتار»^۲ یا «ضریب اصلاح پاسخ»^۳، در روند محاسبه مقدار نیروی ایجادشده در سازه توسط زلزله، در نظر گرفته می‌شود. بدین ترتیب، با در نظرگیری آثار غیرخطی مصالح در میزان نیروی زلزله ایجادشده در سازه، استفاده از تحلیل‌های خطی ممکن می‌شود. گفتنی است که اکثر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای دنیا نیز بر این مبنا تدوین شده‌اند. در همین راستا و بر مبنای مطالب ذکرشده، تغییر مکان‌های جانبی حاصل از تحلیل‌های خطی نیز به صورت کاهش‌یافته و غیرواقعی نتیجه می‌شوند. بدین منظور لازم است که تغییر مکان‌های جانبی سازه پس از تحلیل خطی، تحت بزرگنمایی قرار گرفته تا تخمینی از مقادیر واقعی و حقیقی این تغییر مکان‌ها حاصل شود. این بزرگنمایی بیشتر به وسیله اعمال ضریبی تحت عنوان ضریب بزرگنمایی تغییر مکان (C_d)، صورت می‌پذیرد. تحقیقات متعددی نیز در راستای ارزیابی ضریب C_d برای سیستم‌های باربر جانبی مختلف صورت گرفته است که منجر به پیشنهاد مقادیر مناسب‌تری برای این ضریب شده است.

به عنوان نمونه شکر و همکاران^۴ [1] ضریب بزرگنمایی تغییر مکان را برای قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه، در دو سطح خطر متناظر با «زلزله‌ی طرح»^۵ و «حداکثر زلزله در نظر گرفته‌شده»^۶ به وسیله تحلیل‌های تاریخچه زمانی و استاتیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار دادند؛ نتایج این تحقیق نشان داده

است که مقادیر ارائه‌شده برای این ضریب، در آیین‌نامه‌ی بارگذاری آمریکا (ASCE 7) نسخه‌ی سال‌های ۲۰۰۵ و ۲۰۱۰، [2, 3] منطقی بوده است. یخچالیان و همکاران^۶ [4] ضریب بزرگنمایی تغییر مکان را برای قاب‌های مجهز به مهارندهای کمانش‌تاب، به منظور تخمین حداکثر «نسبت جابه‌جایی جانبی نسبی غیرارتجاعی طبقات»^۷ در معرض «زلزله طرح» مورد ارزیابی قرار داده و روابطی را برای محاسبه‌ی ضریب C_d پیشنهاد کردند. نتایج این مطالعه حاکی از تخمین دست‌پایین مقدار $C_d = 5.0$ (پیشنهادشده توسط آیین‌نامه ASCE 7-16 [5]) در طبقات پایین سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه بود. کوشیلماز و تاپکایا^۸ [6] ضریب بزرگنمایی تغییر مکان را برای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی واگرا، با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی ارتجاعی و غیرارتجاعی، ارزیابی کرده و مقادیر این ضریب را برای طبقات مختلف سازه‌هایی با سیستم باربر جانبی یادشده، پیشنهاد نمودند. محمودی و زارع^۹ [7] ضریب C_d و همچنین C_d/R را برای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی همگرا (از انواع معمولی و کمانش‌تاب)، در معرض زلزله‌های منفرد مورد ارزیابی قرار دادند. در این ارزیابی متغیرهای مختلفی از جمله تعداد دهانه‌های مهاربندی‌شده، تعداد طبقات و پیکربندی‌های مختلف برای مهاربندها بررسی شد. نتایج این مطالعه نشان داده است که تعداد دهانه‌های مهاربندی‌شده و همچنین ارتفاع سازه‌ها تأثیر قابل توجهی بر روی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان داشته است. سهرابی حقیقت و اشتري^{۱۰} [8] نیز بر مبنای روش FEMA P695 [9]، ضرایب عملکرد لرزه‌ای را برای سیستم باربر جانبی «دی‌گرید»^{۱۱}، بررسی نمودند و مقدار ۲/۵ را برای ضریب بزرگنمایی تغییر مکان این سیستم باربر جانبی ارائه کردند. همچنین ضرایب عملکرد لرزه‌ای سیستم باربر جانبی LCF پیش‌تر توسط ملکوتیان و همکاران [10] بر مبنای روش FEMA P695 محاسبه و مقدار ۵/۵ برای ضریب C_d این سیستم پیشنهاد شده است.

6. Yakhchalian et al.

7. Inelastic inter-story drift ratio

8. Kuşyılmaz and Topkaya

9. Mahmoudi and Zaree

10. Sohrabi-Haghighat and Ashtari

11. Diagrid system

1. Force-based design

2. Response modification coefficient (R)

3. Şeker et al.

4. Design earthquake (DE)

5. Maximum considered earthquake (MCE)

سیستم LCF یک سیستم باربر جانبی کم و بیش جدید، از خانواده‌ی سیستم‌های دوگانه می‌باشد. ویژگی متمایز این سیستم نسبت به سایر سیستم‌های باربر جانبی، اسکان‌پذیری سریع ساختمان‌های حاوی این سیستم باربر جانبی، پس از یک رویداد لرزه‌ای با سطح خطر متوسط می‌باشد. با این حال، قابلیت بالقوه تمرکز آسیب‌های سازه‌ای در المان‌های محدودی از این سیستم سازه‌ای، و تعویض‌پذیری سریع و راحت آن‌ها، به کارگیری این سیستم برای زلزله‌های با سطوح خطر بالاتر را نیز ممکن ساخته است. این سیستم از ترکیب قاب(های) خمشی و ستون‌های پیوندشده^۱ (به وسیله‌ی تیرهای پیوند^۲) تشکیل می‌شود. تیرهای پیوند در این سیستم، کلیدی‌ترین و مهم‌ترین نقش را ایفا می‌نمایند؛ به گونه‌ای که نخستین آسیب‌های سازه‌ای ناشی از یک رویداد لرزه‌ای، در این اعضا پدیدار می‌شوند؛ این اعضا در سیستم LCF، نقش «فیوز سازه‌ای» را عهده‌دار می‌باشند. به طور کلی، ۳ سطح عملکردی «اسکان بی‌وقفه»، «تعمیر سریع» و «آستانه فروریزش» را می‌توان برای سیستم LCF متصور شد؛ اسکان بی‌وقفه، برای رویدادهای لرزه‌ای با سطح خطر کم، در نظر گرفته می‌شود و لازم است که تمامی اعضای سازه‌ای به صورت ارتجاعی رفتار نمایند. سطح عملکردی متناظر با «تعمیر سریع» برای رویدادهای لرزه‌ای با سطح خطر متوسط، پیش‌بینی می‌شود؛ در این حالت، آسیب‌های سازه‌ای فقط در تیرهای پیوند متمرکز می‌شوند. همچنین سطح عملکردی متناظر با «آستانه فروریزش» برای رویدادهای لرزه‌ای با سطح خطر شدید، در نظر گرفته می‌شود و خسارات سازه‌ای علاوه بر تیرهای پیوند، در تیرهای مربوط به قاب‌های خمشی نیز پدیدار می‌شوند.

اولین تحقیقات بر روی این سیستم توسط دوسیکا و ایوای [11]، در سال ۲۰۰۷ انجام شد. به دلیل تازگی پیدایش این سیستم باربر جانبی، تحقیقات محدودی روی آن صورت گرفته که در ادامه به برخی از آن‌ها به اختصار اشاره می‌شود. دوسیکا و لوئیس [12]، به صورت آزمایشگاهی، برخی از اتصالات تیر پیوند به ستون را مورد ارزیابی قرار دادند. ملکوتیان و همکاران [13]، پاسخ لرزه‌ای سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده را مطالعه

کردند. نتایج این مطالعه نشان داد که این سیستم توانایی‌های بالقوه‌ای را برای محدود نمودن خسارات اقتصادی، به وسیله کاهش آسیب‌های سازه‌ای را دارد. لویز و همکاران [14] با استفاده از آزمایش هیبریدی، رفتار سیستم‌های LCF را ارزیابی نمودند. نتایج این پژوهش نشان داد که سازه‌های مورد مطالعه، در تمام سطوح خطر لرزه‌ای، رفتار مورد انتظار را برآورده کرده‌اند. شعبی و همکاران [15]، روشی با دقت بالا و در عین حال ساده، برای طراحی سیستم‌های باربر جانبی از نوع LCF، به شیوه «طراحی بر مبنای عملکرد»، پیشنهاد نمودند. نتایج این تحقیق نشان داد که قاب‌های طراحی‌شده با روش پیشنهادی این پژوهش، به خوبی به سطوح عملکرد پیش‌تر تعریف‌شده برای این سیستم، رسیده و الزامات مربوط به این سطوح را ارضا نموده‌اند. در سال ۲۰۱۹، شعبی و همکاران [16] روشی ساده‌شده برای طراحی قاب‌های LCF به شیوه «طراحی بر مبنای نیرو» ارائه کردند. نتایج به دست‌آمده حاکی از کارآمدی و دقت مناسب روش پیشنهادی آنها بود؛ به طوریکه سازه‌های طراحی شده با روش پیشنهادشده، به طور مناسبی به اهداف متناظر با سطوح عملکردی پیش‌تر ذکرشده، رسیده و آن‌ها را ارضا نمودند. محب‌خواه و تذرو [17]، میرایی ویسکوز معادل^۳ را برای سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده مورد بررسی قرار دادند. نتایج این مطالعه نشان دادند که میرایی‌های ویسکوز معادل ارائه‌شده برای سیستم‌های سازه‌ای متداول در پیشینه پژوهش، برای به کارگیری و استفاده در سیستم‌های LCF با تیرهای پیوند کوتاه، بسیار محافظه‌کارانه هستند. عزالدین و همکاران [18] به بررسی آزمایشگاهی و عددی مربوط به مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه‌ی مجهز به سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده پرداختند. یافته‌های این تحقیق نشان داده است که مدل‌های آزمایشگاهی و عددی قاب‌های بتن‌آرمه مجهز به سیستم LCF که با استفاده از معادلات پیشنهادی، مقاوم‌سازی شده بودند، سختی خوب، شکل‌پذیری بالا و اتلاف انرژی قابل‌توجهی داشتند.

1. Linked columns (LC)

2. Link beam

3. Equivalent viscous damping

قلهکی و همکاران [19] به ارزیابی لرزه‌ای سیستم سازه‌ای قاب با ستون‌های پیوندشده با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک به گسل پرداختند. نتایج این مطالعه حاکی از آن بودند که بیشترین جابه‌جایی جانبی نسبی بام مربوط به سازه‌های واقع بر روی خاک نوع II، تحت تأثیر زمین‌لرزه‌های حوزه‌ی دور و نزدیک به گسل، ناچیز بوده است؛ درحالی که در خاک‌های نرم (نوع IV)، مقادیر جابه‌جایی جانبی نسبی تحت تأثیر زمین‌لرزه‌های حوزه دور و نزدیک به گسل، به میزان ۶۸۵ درصد افزایش داشته است. معروفی و همکاران [20] نیز به ارزیابی حرکت گهواره‌ای^۱ بر روی عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده، با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده، پرداختند.

با وجود مطالب ذکرشده، بیشتر ارزیابی‌های لرزه‌ای انجام‌شده بر روی سیستم LCF، تنها بر مبنای وقوع زلزله‌های منفرد صورت گرفته و تأثیر ناشی از توالی‌های لرزه‌ای مدنظر قرار نگرفته است؛ در حالی که ممکن است پس‌لرزه‌ها در مقایسه با لرزه‌ی اصلی، دارای شدت قابل توجه بوده و خسارات پیش‌بینی‌نشده‌ی فراوانی را به ارمغان بیاورند. بنابراین بررسی پس‌لرزه‌ها و آثار آن‌ها حائز اهمیت است. بدین منظور، مطالعات بسیاری در زمینه بررسی آثار توالی لرزه‌ای روی سازه‌ها صورت گرفته است؛ به عنوان نمونه، لولیس و همکاران [21] با مطالعه روی قاب‌های خمشی فولادی قرارگرفته در معرض توالی‌های لرزه‌ای، متوجه افزایش پاسخ‌های سازه‌ای در مقایسه با قرارگیری قاب‌ها در معرض زلزله‌های منفرد، شدند. همچنین روابطی را به منظور تخمین تقاضاهای شکل‌پذیری، ضریب رفتار و آسیب لرزه‌ای، بر مبنای ترکیب مناسب تقاضاهای متناظر با زلزله‌های منفرد ارائه نمودند. عبدالله‌زاده و همکاران [22] قاب‌های خمشی فولادی طراحی‌شده به دو شیوه «الاستیک» و «طراحی بر مبنای عملکرد»، را در معرض توالی‌های لرزه‌ای ارزیابی نموده و مورد مقایسه قرار دادند. نتایج این مطالعه حاکی از افزایش بیشتر جابه‌جایی‌های جانبی نسبی طبقات در قاب‌های طراحی‌شده به روش الاستیک در مقایسه با قاب‌های طراحی‌شده به شیوه

طراحی بر مبنای عملکرد، در معرض پس‌لرزه‌ها بودند. همچنین توزیع مفاصل پلاستیک قاب‌های طراحی‌شده به شیوه طراحی بر مبنای عملکرد در معرض توالی‌های لرزه‌ای، به طور مناسب‌تری در مقایسه با قاب‌های طراحی‌شده به روش الاستیک صورت گرفته بود. ویس‌مرادی و همکاران [23] خطر فروریزش قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی کماتش‌تاب را تحت لرزه اصلی-پس‌لرزه، مورد بررسی قرار دادند. نتایج این مطالعه نشان داد که جابه‌جایی ناشی از لرزه اصلی، نقش مهمی در پاسخ سازه‌ها تحت پس‌لرزه دارد و سازه‌های حاوی جابه‌جایی پسماند ناشی از لرزه اصلی، مستعد جابه‌جایی‌های بزرگتر در هنگام پس‌لرزه‌ها هستند. رویزگارسیا و همکاران [24]، رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی واگرا در معرض توالی‌های لرزه‌ای مصنوعی از نوع «باند باریک»^۲ و متناسب با خاک نرم را بررسی نمودند. نتایج این مطالعه حاکی از افزایش قابل توجه مقادیر حداکثر جابه‌جایی‌های جانبی نسبی طبقات، در هنگام قرارگیری قاب مهاربندی‌شده‌ی واگرا در معرض توالی‌های لرزه‌ای حاوی پس‌لرزه‌هایی با شدت بالا، بودند. محسنیان و همکاران [25] عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی واگرای حاوی پیوندهای عمودی جذب‌کننده انرژی^۳ را در معرض زلزله‌های متوالی ارزیابی نمودند. این مطالعه نشان داد که قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی واگرا با پیوندهای عمودی قرارگرفته در معرض توالی‌های لرزه‌ای، به خوبی در سطوح عملکردی آیین‌نامه ایرانی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ [26])، رفتار می‌نمایند.

بنابراین با توجه مطالب ذکرشده و نظر به اهمیت پدیده توالی‌های لرزه‌ای و پتانسیل آن در افزایش پاسخ سازه‌ها، ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان C_d با لحاظ نمودن توالی لرزه‌ای ضروری به نظر می‌رسد. در این راستا، این مقاله به ارزیابی این ضریب در ساختمان‌های فولادی مجهز به سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده در معرض سناریوهای لرزه‌ای متوالی بحرانی می‌پردازد.

شکل ۲. سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده‌ی حاوی یک دهانه LC و چهار دهانه MF

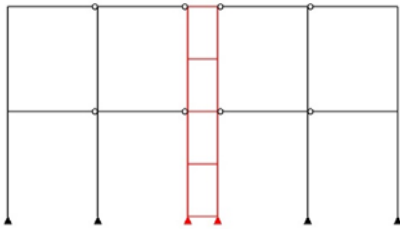


Fig. 2. Linked columns frame system consisting of 1 LC bay and 4 MF bays

شکل ۳. نمودار پوش‌آور ایده‌آل‌شده‌ی سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده

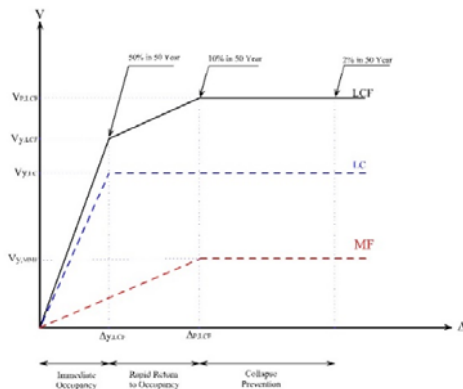


Fig. 3. Idealized LCF and component pushover curves

شکل (۳) نیز نمودارهای پوش‌آور ایده‌آل‌شده‌ی مربوط به قاب‌های خمشی (به تنهایی)، ستون‌های پیوندشده (به تنهایی) و سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده را برای ۳ سطح عملکردی «اسکان بی‌وقفه»، «تعمیر سریع» و «آستانه فروریزش» و همچنین سطوح خطر لرزه‌ای مختلف، نشان می‌دهد.

۳- ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d)

در این مقاله برای محاسبه ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) از روش یوانگ [27] مطابق روابط (۱ تا ۴) بهره گرفته شده است. در این روابط، V_e مقدار نیروی ایجاد شده در سازه (در معرض زلزله سطح طراحی) بدون در نظر گرفتن توانایی سازه برای ورود به ناحیه غیرخطی، V_y برش پایه تسلیم در نمودار ایده‌آل‌سازی شده پاسخ واقعی سازه، V_s برش پایه طراحی، Δ_s

۲- سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده

سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده یک سیستم مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای است که رفتار تیر پیوند آن تقریباً مشابه رفتار تیرهای پیوند در سیستم مهاربندهای واگرا (دارای تسلیم برشی و یا خمشی) است. شکل (۱) نمونه‌ای از یک سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده‌ی یک‌دهانه را نشان می‌دهد. این سیستم از ترکیب دو سیستم قاب خمشی (MF) و سیستم ستون‌های پیوندشده (LC) تشکیل شده است. در واقع سیستم اصلی مقاوم در برابر بارهای جانبی، بخش مربوط به ستون‌های پیوند شده است. این ستون‌ها از طریق تیرهای پیوند قابل تعویض به یکدیگر متصل می‌شوند. تیرهای پیوند در رویدادهای لرزه‌ای متناظر با سطوح خطر متوسط، وظیفه‌ی ورود به ناحیه غیرخطی را داشته و بنابراین شکل‌پذیری سیستم را تامین خواهند نمود. به علاوه، سیستم سازه‌ای ثانویه، سیستم قاب خمشی است که علاوه بر مقاومت در برابر بارهای جانبی به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای ثقلی نیز عمل می‌کند. با این حال، قاب‌های خمشی در رویدادهای لرزه‌ای متناظر با سطوح خطر متوسط، وارد ناحیه غیرخطی نشده و رفتاری ارتجاعی خواهند داشت. در این راستا، به منظور نیل به هدف ذکرشده (باقی‌ماندن قاب‌های خمشی در ناحیه‌ی ارتجاعی)، اتصال تیرها به ستون‌ها در قاب‌های خمشی، به صورت یک سر مفصل و یک سر گیردار، در نظر گرفته می‌شود. شکل (۲) تجسم بهتری را از این سیستم در اختیار می‌گذارد.

شکل ۱. تصویری شماتیک از سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده

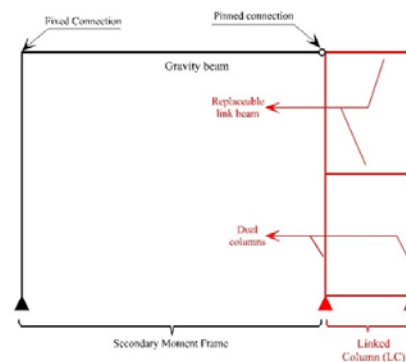


Fig. 1. Schematic view of linked columns frame system

قاب‌های مورد بررسی را در اختیار قرار می‌دهد. مطابق شکل (۴)، کلیه مدل‌ها دارای یک دهانه LC بوده و ارتفاع کلیه طبقات نیز برابر ۳/۲ متر است. اطلاعات مربوط به طول تیرهای پیوند مورد بررسی در این مطالعه در جدول شماره (۱) ارائه شده است.

جدول ۱. طول تیرهای پیوند مورد بررسی در این مطالعه

Frames	Link beams length (m)	
	Shear	Flexural
3 stories	1.25 - 1.67 - 2	2 - 2.45
7 stories	1.25 - 1.67 - 2 - 2.45	2 - 2.45
11 stories	1.67 - 2 - 2.45 - 3	2 - 2.45 - 3

Table 1. The Link beams length investigated in this study

قابل ذکر است که در ساختمان‌های مورد مطالعه، سیستم باربر جانبی LCF فقط در محیط بیرونی پلان (و آن هم در راستای افقی) مستقر شده است؛ بنابراین سیستم باربر جانبی محیطی واقع در راستای عمود به افق، LCF نبوده و از نوع قاب خمشی متداول است. همچنین تیرها و ستون‌های داخلی، مقاومتی در برابر بارهای جانبی نداشته و اتصالات تیر به ستون آنها به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است؛ بنابراین تیرها و ستون‌های داخلی تنها وظیفه تحمل بارهای ثقلی را عهده‌دار هستند. بارهای ثقلی وارد بر قاب‌های مورد مطالعه مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ویرایش سال ۹۲، در نظر گرفته شده است. در این راستا بار مرده طبقات و بام به ترتیب برابر با ۵۷۰ و ۶۴۰ کیلوگرم‌نیرو بر متر مربع (kgf/m^2)، بار زنده طبقات و بام به ترتیب برابر با ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم‌نیرو بر متر مربع و بار دیوارهای پیرامونی و داخلی به ترتیب برابر با ۴۰۰ و ۱۷۵ کیلوگرم‌نیرو بر متر مربع فرض شده است. به منظور طراحی اولیه‌ی ساختمان‌ها برای تعیین ابعاد مقاطع سازه‌ای، محاسبه مقادیر نیروهای جانبی ناشی از زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [26] صورت پذیرفته است. گفتنی است که سازه‌ها با فرض استقرار در شهر تهران روی خاک نوع II، با کاربری مسکونی در نظر گرفته شده‌اند. مصالح فولادی به کاررفته در تیرها و ستونها، از نوع فولاد A992 بوده که مقاومت تسلیم و مدول الاستیسیته آن به ترتیب برابر با ۳۴۵۰ و ۲۰۷×۱۰^۶ کیلوگرم‌نیرو بر سانتی‌متر مربع است. همچنین ضریب پواسون نیز برابر با ۰/۳ در نظر گرفته شده

تغییرمکان جانبی نسبی طراحی (تغییرمکان جانبی نسبی حاصل‌شده به واسطه V_s)، Δ_y ، تغییرمکان جانبی نسبی متناظر با نقطه‌ی V_y (مقدار تغییرمکان جانبی نسبی ثبت‌شده برای سازه در لحظه‌ی تسلیم)، Δ_e ، تغییرمکان جانبی نسبی متناظر با V_e و حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در حالت غیرخطی Δ_{max} ، همچنین پارامترهای R_μ ، R ، Ω و μ_s نیز به ترتیب به ضریب کاهش شکل‌پذیری، اضافه مقاومت سازه‌ای، ضریب اصلاح پاسخ و تقاضای شکل‌پذیری اشاره می‌نمایند. در این راستا و بر مبنای روابط (۱ تا ۴)، برای محاسبه ضریب C_d لازم است که بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی به دست‌آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی، به بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی به دست‌آمده از تحلیل استاتیکی خطی (با لحاظ‌کردن ضریب رفتار) تقسیم شود [4].

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

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

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

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

نتایج مربوط به مقادیر C_d/R نیز اطلاعات مناسبی را در اختیار می‌گذارند؛ بر این اساس برای محاسبه C_d/R لازم است که حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله سطح طراحی، به بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی (بدون لحاظ‌کردن ضریب رفتار تحت زلزله سطح طراحی)، تقسیم شود [4].

۴- مدل‌سازی

۴-۱- هندسه و بارگذاری سازه‌ها

به منظور ارزیابی‌های لرزه‌ای، ۱۸ عدد سازه‌ی ساختمانی مجهز به سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده، با تعداد طبقات ۳، ۷ و ۱۱ (نماینده‌ای از سازه‌های کوتاه و میان-مرتبه) مورد بررسی قرار گرفته است. برای طراحی سب‌بعدی ساختمان‌های حاوی سیستم LCF، یک پلان منظم با ابعاد ۲۰ متر در ۲۰ متر در نظر گرفته شده است. شکل (۴) به صورت شماتیک پلان و نمای

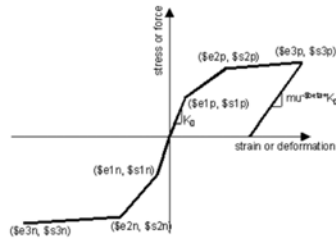


Fig. 5. Hysteretic material model in OpenSees

تشکیل و تعریف مصالح هیسترتیک برای تیرهای پیوند، بر اساس نتایج آزمایشگاهی نوع اتصال این اعضا به ستون‌های اطراف صورت گرفته است؛ بدین منظور، برای کالیبراسیون تیرهای پیوند دارای رفتار برشی، از داده‌های آزمایشگاهی نمونه‌ی S2 و برای تیرهای پیوند دارای رفتار خمشی، از نمونه‌ی LB مطالعه دوسیکا و لوییس [12] استفاده شده است. برای اختصاص رفتار مناسب به تیرهای بخش مربوط به قاب‌های خمشی، از داده‌های آزمایشگاهی مطالعه‌ی سامنر و مورای [28]، مربوط به اتصال خمشی از نوع «فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی»^۲، بهره گرفته شده است. همچنین برای مدل‌سازی رفتار اتصالات مفصلی تیرهای بخش قاب‌های خمشی، مدل رفتاری توسعه‌یافته‌ی لیو و آستانه‌اصل [29] (بدون لحاظ نمودن آثار دال سقف) مدنظر واقع گردیده است. گفتنی است که برای کالیبره کردن رفتار اتصال مفصلی یادشده، از نتایج آزمایشگاهی مربوط به مطالعات لیو و آستانه‌اصل [29, 30] بهره گرفته شده است.

شکل (۶) نمونه‌ای از نمودار چرخه‌ای برش-دوران مدل رفتاری هیسترتیک تیرهای پیوند کالیبره شده با نتایج آزمایشگاهی را برای رفتارهای برشی و خمشی، نشان می‌دهد. قابل ذکر است که برای مدل‌سازی رفتار مصالح فولادی ستون‌ها، از مدل Steel02 موجود در کتابخانه‌ی نرم‌افزار، با فرض مقدار ۲ درصد برای پارامتر سخت‌شوندگی کرنشی، استفاده شده است.

به منظور اختصاص مدل‌های رفتاری اعضای ذکرشده به المان‌های سازه‌ای، از المان‌های تیر-ستون غیرخطی^۳ با پلاستیسیته گسترده (روش مدل‌سازی فایبر^۱) استفاده شده است.

است. در طراحی اولیه سیستم LCF از روش پیشنهادی ملکوتیان و همکاران [13] بهره گرفته شده است. قابل ذکر است که در این مرحله از طراحی، از مقادیر پیشنهادی ملکوتیان و همکاران [10] برای ضرایب عملکرد لرزه‌ای، استفاده شده است. در این راستا، با توجه به زیاد بودن تعداد سازه‌های مورد بررسی، به عنوان نمونه مقاطع یکی از قاب‌های دارای تیر پیوند برشی ۲ متری در جدول (۲) ارائه شده است.

شکل ۴. تصویر شماتیک مربوط به پلان و نمای ساختمان‌های دارای سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده مورد بررسی

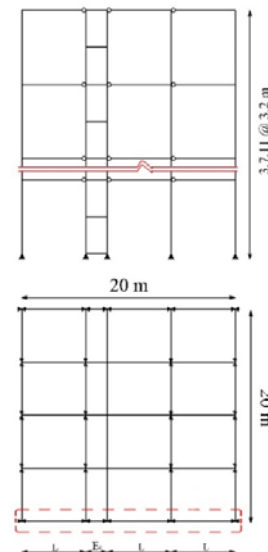


Fig. 4. Schematic view of studied frames with LCF system: plan and elevation

۴-۲- مدل‌سازی غیرخطی

به منظور مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی، از نرم‌افزار OpenSees بهره گرفته شده است. بدین منظور، رفتار مصالح فولادی تیرهای پیوند و تیرهای مربوط به بخش قاب‌های خمشی و اتصالات مفصلی آن، با استفاده از مدل مصالح هیسترتیک^۱ چند خطی نمایش داده شده در شکل (۵)، مدل‌سازی شده است.

شکل ۵. مدل مصالح هیسترتیک در نرم‌افزار OpenSees

2. Bolted unstiffened extended end-plate (BUEEP) moment connections

3. element nonlinearBeamColumn

1. uniaxialMaterial Hysteretic

گفتنی است که به منظور انجام ارزیابی‌های لرزه‌ای، یکی از قاب‌های LCF واقع در محیط پیرامونی پلان، که در شکل (۴) با خط‌چین مشخص گردیده، به صورت دو بعدی مد نظر قرار گرفته است. چنین عملی به وفور در پیشینه‌ی پژوهش مورد استفاده قرار گرفته و در صورت ارضاء شرایطی از جمله منظم‌بودن پلان، مجاز است. در واقع چنین تکنیکی به منظور کاهش قابل توجه هزینه‌های محاسباتی مورد استفاده واقع می‌شود. چشمه‌های اتصال تیر به ستون در تمام گرہ‌ها به صورت صلب فرض شده و آثار ثانویه $P-\Delta$ نیز به طور کامل لحاظ شده است. قابل ذکر است که به منظور در نظرگیری آثار ثانویه‌ی $P-\Delta$ ناشی از سیستم باربر ثقلی، از ایده‌ی «ستون متکی^۲» در مدلسازی دوبعدی بهره گرفته شده است. بدین ترتیب، بارهای ثقلی روی قاب، در محل واقعی خود و بقیه بارهای ثقلی، شامل بارهای ثقلی نیمی از پلان سازه (در جهت عمود بر قاب LCF پیرامونی) روی ستون متکی اعمال شده است. اتصال ستون متکی به قاب LCF، به منظور جلوگیری از مقاومت آن در برابر بارهای جانبی، با استفاده از اعضای خربایی (با اتصالات مفصلی) صورت گرفته است.

برای اطمینان از درستی عملکرد مدلسازی قاب‌های حاوی سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده، یکی از قاب‌های ارائه‌شده توسط شعبی و همکاران [16] مورد مدلسازی مجدد قرار گرفته و نتایج مربوط به نمودارهای پوش‌اور به دست‌آمده از مدلسازی و مدل مرجع مقایسه شده و در شکل (۷) به نمایش گذاشته شده است.

۵- سناریوهای حاوی توالی لرزه‌ای

در حالت کلی، شتاب‌نگاشت‌های حاوی توالی، یا به صورت واقعی و یا به صورت مصنوعی در معرض استفاده قرار می‌گیرند؛ با این حال، توالی‌های ساخته‌شده به صورت مصنوعی دارای دقت کافی نبوده و در مواردی، موجب نتایج دست‌بالا و غیرقابل اطمینانی می‌شوند. بر این اساس، در این مطالعه از توالی‌های لرزه‌ای به وقوع پیوسته‌ی واقعی، به منظور

انجام تحلیل‌های دینامیکی، بهره گرفته شده است. در این راستا، به منظور انتخاب شتاب‌نگاشت‌های بحرانی، پارامتر پیشینه شتاب مؤثر زلزله (EPA)^۳ مد نظر واقع شده است؛ این پارامتر در مطالعه قدرتی امیری و منوچهری دانا [31] در سال ۲۰۰۵ به عنوان «مناسب‌ترین پارامتر برای انتخاب شتاب‌نگاشت‌های بحرانی» معرفی شد. مقدار این پارامتر برابر با متوسط مقادیر شتاب طیفی زلزله، در محدوده‌ی زمان تناوب ۰.۱ تا ۰.۵ ثانیه، تقسیم بر ضریب بزرگنمایی استاندارد (یعنی ۲.۵) است. بر این اساس، از میان توالی‌های لرزه‌ای بحرانی معرفی‌شده توسط قدرتی امیری و رجبی [32]، ۵۵ توالی لرزه‌ای برای اعمال به قاب‌های مدل‌شده، انتخاب و در جدول شماره (۴) موجود در پیوست ارائه شده‌اند. قابل ذکر است که این شتاب‌نگاشت‌ها، از پایگاه اطلاعاتی Peer استخراج شده‌اند؛ همچنین لرزه‌های اول و دوم در یک ایستگاه و در راستای مشابه ثبت شده‌اند. با توجه به اینکه زمان واقعی ثبت‌شده میان لرزه‌های نخست و دوم در حالت کلی زیاد می‌باشد، عملاً امکان تحلیل دینامیکی مدل‌ها برای شتاب‌نگاشت‌های حاوی توالی با فاصله زمانی^۴ واقعی به ثبت‌رسیده میان لرزه‌ی نخست و دوم وجود نخواهد داشت. بنابراین، بیشتر به جای در نظرگیری فواصل زمانی واقعی ثبت‌شده میان دو لرزه متوالی، از فواصل زمانی کوتاه‌تری (با شتاب صفر) بهره گرفته می‌شود.

جدول ۳. مقاطع قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه حاوی تیرهای پیوند با طول ۲ متری (عملکرد برشی)

Frames	Story No.	Linked column system (LC)			Moment frame system (MF)		
		Story link	Mid-story Link	Column	Exterior column	Interior column	Beam
3 stories	1	I 40 × 1-27.5 × 2	I 40 × 1-27.5 × 2	W14 × 109	W14 × 38	W14 × 38	W12 × 50
	2	I 35 × 1-28 × 2	I 35 × 1-28 × 2	W14 × 109	W14 × 38	W14 × 38	W12 × 50
	3	I 30 × 1-27.5 × 2	I 30 × 1-27.5 × 2	W14 × 109	W14 × 38	W14 × 38	W12 × 50
7 stories	1	I 70 × 1.2-25 × 2	I 70 × 1.5-22.5 × 2.5	W14 × 370	W14 × 82	W14 × 109	W12 × 96
	2	I 65 × 1-25 × 2	I 67.5 × 1.2-25 × 2	W14 × 370	W14 × 82	W14 × 109	W12 × 96
	3	I 55 × 1.2-27.5 × 2	I 60 × 1.2-27.5 × 2	W14 × 233	W14 × 74	W14 × 82	W12 × 106
	4	I 50 × 1.2-27 × 2	I 50 × 1.2-27 × 2	W14 × 233	W14 × 74	W14 × 82	W12 × 106
	5	I 44 × 1-24 × 2	I 44 × 1-24 × 2	W14 × 132	W14 × 68	W14 × 82	W12 × 136
	6	I 38 × 1-25 × 2	I 38 × 1-25 × 2	W14 × 132	W14 × 68	W14 × 74	W12 × 136
	7	I 30 × 1-27.5 × 2	I 30 × 1-27.5 × 2	W14 × 82	W14 × 61	W14 × 74	W12 × 72
11 stories	1	I 70 × 1.2-27.5 × 2	I 77 × 1.5-27.5 × 2	W14 × 730	W14 × 145	W14 × 176	W12 × 106
	2	I 65 × 1.2-27.5 × 2	I 65 × 1.2-27.5 × 2	W14 × 730	W14 × 145	W14 × 176	W12 × 136
	3	I 60 × 1.5-27.5 × 2	I 54 × 1.2-27.5 × 2	W14 × 605	W14 × 145	W14 × 176	W12 × 136
	4	I 58 × 1.2-27.5 × 2	I 50 × 1-27.5 × 2	W14 × 605	W14 × 132	W14 × 159	W12 × 152
	5	I 54 × 1.2-27.5 × 2	I 50 × 1-27.5 × 2	W14 × 500	W14 × 132	W14 × 159	W12 × 152
	6	I 50 × 1-27.5 × 2	I 46 × 1-27.5 × 2	W14 × 455	W14 × 120	W14 × 159	W12 × 152
	7	I 46 × 1-27.5 × 2	I 46 × 1-27.5 × 2	W14 × 398	W14 × 120	W14 × 145	W12 × 190
	8	I 38 × 1-27.5 × 2	I 32 × 1-27 × 2	W14 × 257	W14 × 109	W14 × 145	W12 × 190
	9	I 32 × 1-27 × 2	I 32 × 1-27 × 2	W14 × 176	W14 × 109	W14 × 120	W12 × 136
	10	I 30 × 1-27.5 × 2	I 30 × 1-27.5 × 2	W14 × 132	W14 × 109	W14 × 109	W12 × 106
	11	I 30 × 1-27.5 × 2	I 30 × 1-27.5 × 2	W14 × 82	W14 × 82	W14 × 109	W12 × 96

Table 3. Sections for 3, 7 and 11 stories with a length of 2.0 m (shear behavior)

شکل ۶. مقایسه نتایج آزمایشگاهی با مدل‌های عددی کالیبره شده در OpenSees (a: تیر پیوند با رفتار خمشی؛ b) تیر پیوند با رفتار برشی

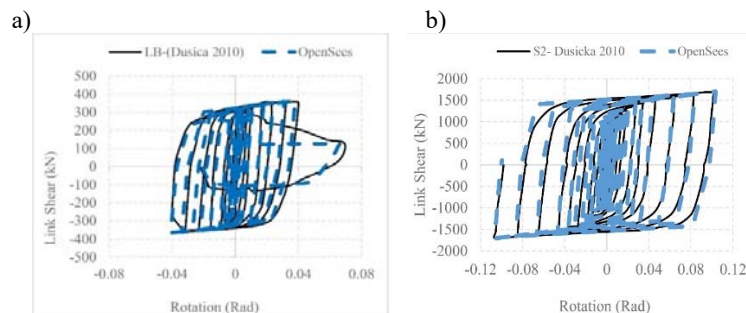


Fig. 6. Comparison of experimental and numerical calibration in OpenSees; a) Flexural link; b) Shear link

شکل ۷. مقایسه بین نمودارهای پوش‌آور قاب ارائه‌شده توسط شعبی و همکاران [16] و مدل پیاده‌سازی‌شده

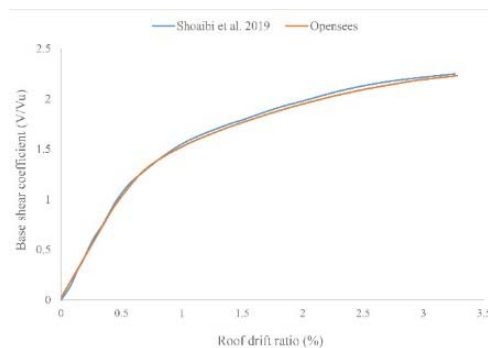


Fig. 7. Comparison between pushover curves for the studied frame by Shoaibi et al. [16] and the implemented model

می‌خورد. در توجیه عدم افزایش قابل توجه مقادیر میانگین ضریب C_d ، می‌توان گفت که در بیشتر موارد، پس‌لرزه‌هایی با شدتی کمتر از لرزه‌ی نخست، معمولاً بیشترین جابه‌جایی جانبی نسبی یا نسبت جابه‌جایی جانبی نسبی طبقات و یا حتی بام را در مقایسه با لرزه‌ی نخست متوجه تغییر نمی‌کنند. این موضوع در شکل شماره (۱۱) به وضوح قابل مشاهده است.

۷- نتایج

در این مقاله، به منظور ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان (C_d)، تعدادی سازه ساختمانی فولادی مجهز به سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده، با تعداد طبقات ۳، ۷ و ۱۱، براساس استاندارد ۲۸۰۰ - ویرایش چهارم - به صورت سه بعدی طراحی و سپس به صورت دو بعدی، در نرم‌افزار اپنسیس پیاده‌سازی شده است. در ادامه، قاب‌های دو بعدی ذکرشده، تحت تحلیل‌های استاتیکی خطی و در برابر مجموعه‌ای از زلزله‌های منفرد و متوالی بحرانی در معرض تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی قرار گرفته‌اند. در انتها، حداکثر نسبت جابه‌جایی جانبی نسبی بام و طبقات برای هر یک از این تحلیل‌ها استخراج شده و پس از محاسبه ضریب C_d و C_d/R ، مشخص شده است که ضریب بزرگنمایی تغییر مکان سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده در معرض زلزله‌های متوالی، به میزان اندکی افزایش یافته است. افزایش این ضریب در قاب‌های کوتاه-مرتبه در مقایسه با قاب‌های بلند-مرتبه، بیشتر بوده است. همچنین در حالتی که طول تیر پیوند برای رفتار برشی و خمشی مقدار یکسانی داشته است، مقدار C_d ، در حالت رفتار خمشی در مقایسه با رفتار برشی (در حالت نسبت تغییر مکان جانبی نسبی بام و طبقات) به طور کلی بیشتر بوده است. مقایسه نتایج در حالت کلی حاکی از آن است که افزایش طول تیر پیوند در هر دو حالت رفتار برشی و خمشی باعث افزایش این ضریب می‌شود. همچنین می‌توان نتیجه گرفت که در پروسه طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، به دلیل عدم تغییرات قابل توجه مقادیر ضریب بزرگنمایی تغییر مکان در حالت توالی در مقایسه با زلزله‌ی منفرد، می‌توان از اثرات توالی لرزه‌ای بر روی این ضریب چشم‌پوشی نمود.

بدین منظور، در این مطالعه، مشابه لولیس و همکاران^۱ [21]، یک فاصله زمانی ۱۰۰ ثانیه‌ای با شتاب صفر، بین لرزه نخست و لرزه دوم، انتخاب و مد نظر قرار گرفته است. همچنین به منظور مقیاس‌کردن لرزه‌های نخست شتاب‌نگاشت‌های حاوی توالی به سطح خطر مورد نظر آیین‌نامه (زلزله‌ی سطح طراحی) از روش ارائه‌شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ بهره گرفته شده است.

۶- ارزیابی ضریب C_d و C_d/R

مطابق مطالب ذکرشده در بخش ۳، به منظور محاسبه ضریب بزرگنمایی تغییر مکان و همچنین C_d/R ، تمامی مدل‌ها علاوه بر قرارگیری در معرض تحلیل استاتیکی خطی، در معرض توالی‌های لرزه‌ای معرفی‌شده در جدول (۴) قرار گرفته و تحت تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی واقع شده‌اند و در انتها نیز ضریب C_d و C_d/R برای هر یک از آنها استخراج شده است. در این راستا، به منظور بررسی آثار توالی لرزه‌ای روی ضریب C_d و C_d/R ، تمامی مدل‌ها علاوه بر قرارگیری در معرض توالی لرزه‌ای، یک بار نیز فقط در معرض لرزه‌های نخست از هر توالی (زلزله‌های منفرد) قرار گرفته و ضریب C_d دوباره محاسبه شده است.

بدین ترتیب، مقادیر میانگین ضرایب بزرگنمایی تغییر مکان و همچنین C_d/R ، برای کلیه قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه‌ی LCF، در معرض سناریوهای لرزه‌ای با و بدون توالی لرزه‌ای استخراج شده و در شکل‌های (۸ تا ۱۰) نشان داده شده است. همچنین این نتایج به صورت خلاصه در جدول (۵) و جدولی در پیوست (جدول مربوط به نتایج C_d/R) به دلیل محدودیت تعداد صفحه) گزارش شده است. در این راستا، نتایج برای طول‌های مختلف تیرهای پیوند، در حالات عملکرد برشی و خمشی، و همچنین نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و بام تقسیم‌بندی شده‌اند. همان‌گونه که در شکل‌های (۸ و ۹) مشخص است، وجود لرزه‌ی دوم موجب افزایش اندک و نامحسوسی در مقادیر میانگین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان شده است. با این حال این افزایش در قاب‌های کوتاه-مرتبه بیشتر به چشم

شکل ۸. متوسط مقادیر مربوط به C_d ، بر مبنای نسبت تغییر مکان جانبی نسبت به Δ با طول پیوندهای مختلف برای رفتارهای برشی و خمشی در معرض زلزله‌های منفرد و متوالی بحرانی؛ (a) قاب ۳ طبقه؛ (b) قاب ۷ طبقه؛ (c) قاب ۱۱ طبقه

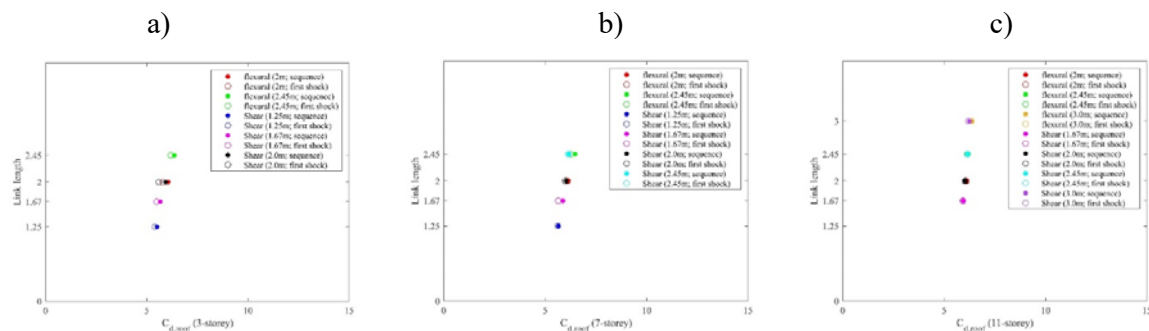


Fig. 8. Mean values of C_d , based on the roof drift ratio with different link lengths with shear and flexural behavior under critical single and successive earthquakes; a) 3 stories; b) 7 stories; c) 11 stories

شکل ۹. متوسط مقادیر مربوط به C_d ، بر مبنای نسبت تغییر مکان جانبی نسبت به Δ با طول پیوندهای مختلف برای رفتارهای برشی و خمشی در معرض زلزله‌های منفرد و متوالی بحرانی؛ (a) قاب ۳ طبقه؛ (b) قاب ۷ طبقه؛ (c) قاب ۱۱ طبقه

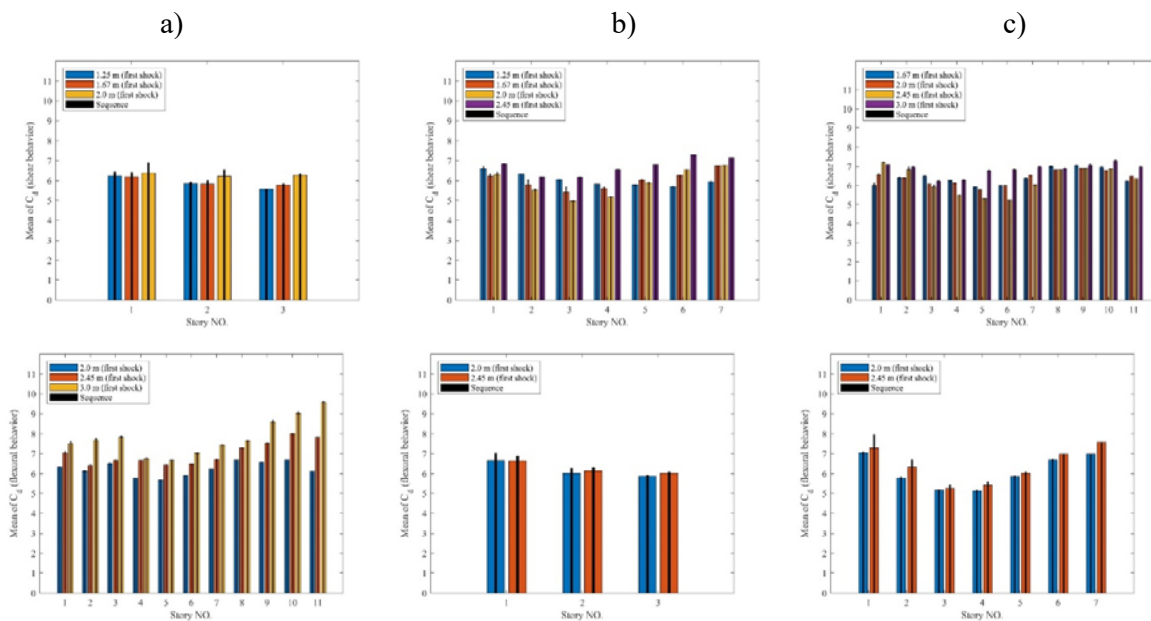


Fig. 9. Mean values of C_d , based on the inter-story drift ratio with different link lengths with shear and flexural behavior under critical single and successive earthquakes; a) 3 stories; b) 7 stories; c) 11 stories

شکل ۱۰. متوسط مقادیر مربوط به C_d/R ، بر مبنای نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات با طول پیوندهای مختلف برای رفتارهای برشی و خمشی در معرض زمین لرزه‌های منفرد و متوالی بحرانی؛ (a) قاب ۳ طبقه؛ (b) قاب ۷ طبقه؛ (c) قاب ۱۱ طبقه

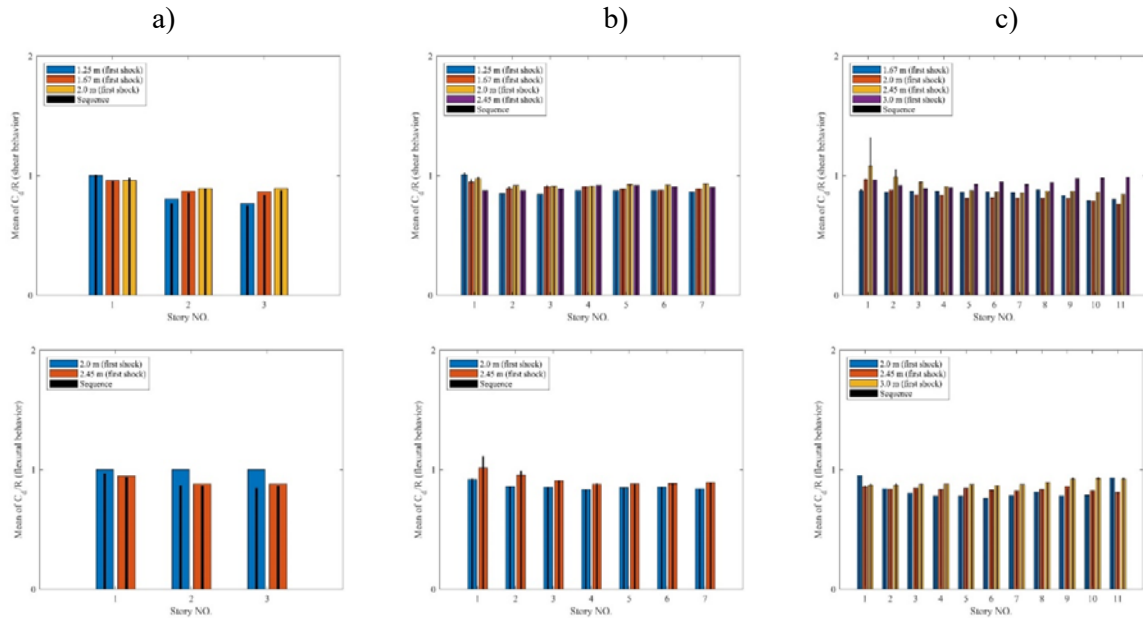


Fig. 10. Mean values of C_d/R , based on the inter-story drift ratio with different link lengths with shear and flexural behavior under critical single and successive earthquakes; a) 3 stories; b) 7 stories; c) 11 stories

جدول ۵. خلاصه‌ای از نتایج مربوط به C_d برای سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده در معرض زلزله‌های منفرد و متوالی بحرانی

Frames	Linked length (m)	Performance (shear or flexural)	C_d For linked column frame system					
			Based on inter-story drift ratio				Based on roof drift ratio	
			Mean values per story		Max of mean values		Mean values	
			first shock	Seismic sequences	first shock	Seismic sequences	first shock	Seismic sequences
3 stories	1.25	shear	6.23-5.85-5.57	6.45-5.93-5.57	6.23	6.45	5.39	5.5
	1.67	shear	6.19-5.83-5.87	6.41-6.0-5.85	6.19	6.41	5.48	5.66
	2	shear	6.39-6.22-6.26	6.89-6.54-6.34	6.39	6.89	5.59	5.92
	2	flexural	6.65-6.02-5.87	7.03-6.25-5.93	6.65	7.03	5.77	6.05
	2.45	flexural	6.69-6.15-6.02	6.99-6.3-6.08	6.69	6.99	6.18	6.35
7 stories	1.25	shear	6.61-6.23-6.06-5.82-5.81-5.71-5.95	6.7-6.33-6.07-5.84-5.82-5.72-5.96	6.61	6.7	5.61	5.64
	1.67	shear	6.21-5.79-5.41-5.6-6.04-6.26-6.74	6.35-6.05-5.68-5.67-6.06-6.28-6.79	6.74	6.79	5.64	5.86
	2	shear	6.31-5.53-5.08-5.16-5.9-6.54-6.77	6.42-5.57-5.15-5.21-5.93-6.55-6.78	6.77	6.78	5.99	6.03
	2	flexural	7.06-5.78-5.16-5.13-5.85-6.69-6.99	7.1-5.83-5.21-5.17-5.9-6.72-6.99	7.06	7.1	6.09	6.14
	2.45	shear	6.82-6.18-6.17-6.55-6.8-7.3-7.14	6.85-6.2-6.2-6.56-6.8-7.3-7.14	7.3	7.3	6.12	6.15
	2.45	flexural	7.29-7.29-5.26-5.42-6.03-6.98-7.58	7.95-7.32-5.43-5.85-6.09-6.99-7.58	7.58	7.95	6.25	6.47
	2.45	flexural	7.29-7.29-5.26-5.42-6.03-6.98-7.58	7.95-7.32-5.43-5.85-6.09-6.99-7.58	7.58	7.95	6.25	6.47
11 stories	1.67	shear	5.99-6.4-6.49-6.28-5.92-5.98-6.37-6.91-6.94-6.95-6.22	6.13-6.44-6.51-6.28-5.92-5.99-6.39-6.99-6.99-6.98-6.24	6.95	6.99	5.91	5.93
	2	shear	6.55-6.4-6.07-6.14-5.77-5.99-6.54-6.83-6.93-6.8-6.47	6.64-6.43-6.09-6.15-5.77-5.99-6.55-6.84-6.99-6.8-6.47	6.93	6.99	5.99	6.02
	2	flexural	6.33-6.13-6.53-5.77-5.66-5.9-6.22-6.88-6.56-6.69-6.12	6.36-6.16-6.55-5.78-5.68-5.91-6.28-6.97-6.57-6.69-6.12	6.88	6.97	6.08	6.1
	2.45	shear	7.02-6.81-5.92-5.46-5.34-5.31-6.05-6.82-6.91-	7.28-6.99-6.06-5.51-5.4-5.38-6.07-6.82-6.91-6.88-6.36	7.02	7.28	6.12	6.16

			6.87-6.35					
	2.45	flexural	7.08-6.74-6.67- 6.67-6.67-6.45- 6.48-6.7-7.3-7.53- 8.0-8.12	7.12-6.45-6.69- 6.67-6.45-6.5-6.71- 7.31-7.56-8.02-8.13	8.12	8.13	6.13	6.16
	3.05	shear	7.07-6.95-6.23- 6.29-6.77-6.82- 6.97-6.88-7.07- 7.29-6.96	7.09-7.0-6.27-6.32- 6.82-6.86-7.01- 6.93-7.12-7.36-7.1	7.29	7.36	6.18	6.23
	3.05	flexural	7.52-7.69-7.82- 6.75-6.66-7.04- 7.43-7.65-8.59- 9.03-9.57	7.62-7.8-7.9-6.79- 6.68-7.05-7.45- 7.69-8.67-9.1-9.64	9.57	9.64	6.33	6.36

Table 5. C_d results for linked column frame system under critical single and successive earthquakes

- با توجه به مقادیر ارائه شده در جمع بندی نتایج، مقدار پیشنهادی این ضریب در پیشینه پژوهش این سیستم، (یعنی $C_d = 0.5$)، برای هیچ کدام از قاب ها مناسب و کافی نمی باشد.
- با توجه به نتیجه قبل و بر اساس متوسط نتایج حاصل از زلزله های متوالی، مقدار $C_d = 6/5$ پیشنهاد می شود.

تعارض منافع

نویسندگان اعلام می کنند که هیچ نوع تعارض منافی وجود ندارد.

مراجع

- [1] 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>.
- [2] ASCE7, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE 7-05. Virginia, U.S.A.: American Society of Civil Engineers, 2005.
- [3] ASCE7, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE 7-10. Virginia, U.S.A.: American Society of Civil Engineers, 2010.
- [4] 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/

شکل ۱۱. نمودار تاریخچه ی زمانی مربوط به نسبت جابه جایی جانبی نسبتی طبقه ی اول قاب ۷ طبقه حاوی تیر پیوند با طول ۲.۴۵ متر (از نوع عملکرد برشی) قرار گرفته در معرض یکی از توالی های لرزه ای در نظر گرفته شده

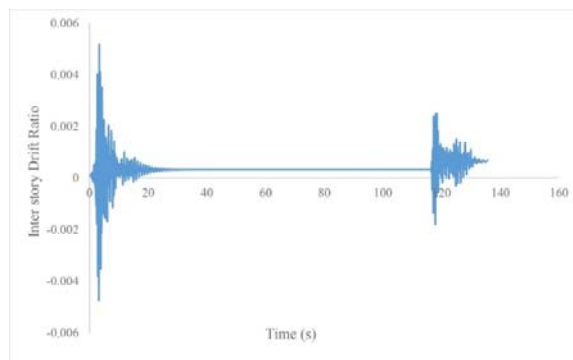


Fig. 11. Time history diagram related to the inter-story drift ratio of the first story of a 7-story frame with a link beam with a length of 2.45 m (shear behavior) exposed to one of the considered seismic sequences

همچنین دیگر نتایج این مطالعه به شرح زیر می باشد:

- مقادیر C_d در ارتفاع سازه ثابت نبوده و برای هر طبقه، مقداری متفاوت به ثبت رسیده است. از این رو، لحاظ نمودن یک مقدار ثابت برای این ضریب، گاهی منجر به تخمین غیرواقع گرایانه ی نتایج می شود.
- در تمامی قاب ها، مقادیر میانگین C_d به دست آمده بر مبنای نسبت تغییر مکان جانبی نسبتی بام، کمتر از پیشینه مقادیر میانگین به دست آمده بر مبنای نسبت تغییر مکان جانبی نسبتی طبقات مختلف حاصل شده است.
- مقادیر C_d با افزایش طول پیوند در اکثر موارد، بیشتر شده است. به گونه ای که بیشترین میزان افزایش این ضریب به ۱۱ درصد می رسد.

- of Tenth US National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, 2014.
- [15] S. Shoeibi, M. A. Kafi, and M. Gholhaki, "Performance-Based Seismic Design and Parametric Assessment of Linked Column Frame System," *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, vol. 62, no. 3, pp. 555-569, 01/01 2018, doi: 10.3311/PPci.10920.
- [16] S. Shoeibi, M. Gholhaki, and M. A. Kafi, "Simplified force-based seismic design procedure for linked column frame system," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 121, pp. 87-101, 2019/06/01/ 2019, doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.003>.
- [17] A. Mohebkah and J. Tazarv, "Equivalent viscous damping for linked column steel frame structures," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 179, p. 106506, 2021/04/01/ 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106506>.
- [18] A. Ezoddin, A. Kheyroddin, and M. Gholhaki, "Experimental and numerical investigation on the seismic retrofit of RC frames with linked column frame systems," *Journal of Building Engineering*, vol. 44, p. 102956, 2021/12/01/ 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102956>.
- [19] M. Gholhaki, B. Eshrafi, M. Gorji Azandariani, and O. Rezaifar, "Seismic assessment of linked-column frame structural system considering soil-structure effects," *Structures*, vol. 33, pp. 2264-2272, 2021/10/01/ 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.06.005>.
- [20] E. Maroofi, M. R. Mansoori, A. S. Moghadam, and A. Aziminejad, "Evaluation of rocking motion on the seismic performance of a linked column frame system," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, vol. 0, no. 0, pp. 1-15, doi: 10.1680/jstbu.20.00287.
- [21] D. Loulelis, G. Hatzigeorgiou, and D. Beskos, "Moment resisting steel frames under repeated earthquakes," *Earthquake and Structures*, vol. 3, no. 3-4, pp. 231-248, 2012.
- [22] G. Abdollahzadeh, A. Mohammadgholipour, and E. Omranian, "Seismic Evaluation of Steel Moment Frames Under Mainshock-Aftershock Sequence Designed by Elastic Design and PBPD Methods," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 23, no. 10, pp. 1605-1628, 2019/11/26 2019, doi: 10.1080/13632469.2017.1387198.
- 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101228>.
- [5] ASCE7, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-16. VA, U.S.A.: American Society of Civil Engineers, 2016.
- [6] A. Kuşylmaz 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>.
- [7] 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.
- [8] 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.
- [9] FEMA-P695, "Quantification of building seismic performance factors, FEMA P695 ATC-63 Project Report," US Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC, 2009.
- [10] M. Malakoutian, J. W. Berman, P. Dusicka, and A. Lopes, "Quantification of Linked Column Frame Seismic Performance Factors for Use in Seismic Design," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 20, no. 4, pp. 535-558, 2016/05/18 2016, doi: 10.1080/13632469.2015.1104750.
- [11] P. Dusicka and R. Iwai, "Development of Linked Column Frame System for Seismic Lateral Loads," in *Structural Engineering Research Frontiers*, 2007, pp. 1-13.
- [12] P. Dusicka and G. Lewis, "Investigation of replaceable sacrificial steel links," in *Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, 2010, vol. 1659.
- [13] M. Malakoutian, J. W. Berman, and P. Dusicka, "Seismic response evaluation of the linked column frame system," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 42, no. 6, pp. 795-814, 2013, doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.2245>.
- [14] A. Lopes, P. Dusicka, and J. Berman, "Linked column frame steel system performance validation using hybrid simulation," in *Proc.*

- [29] J. Liu and A. Astaneh-Asl, "Moment–Rotation Parameters for Composite Shear Tab Connections," *Journal of Structural Engineering*, vol. 130, no. 9, pp. 1371-1380, 2004, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:9(1371).
- [30] J. Liu and A. Astaneh-Asl, "Cyclic Testing of Simple Connections Including Effects of Slab," *Journal of Structural Engineering*, vol. 126, no. 1, pp. 32-39, 2000, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:1(32).
- [31] G. Ghodrati Amiri and F. Manouchehri Dana, "Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake," *Computers & Structures*, vol. 83, no. 8, pp. 613-626, 2005/03/01/ 2005, doi: https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.10.010.
- [32] G. Ghodrati Amiri and E. Rajabi, "Damage evaluation of reinforced concrete and steel frames under critical successive scenarios," *International Journal of Steel Structures*, vol. 17, no. 4, pp. 1495-1514, 2017/12/01 2017, doi: 10.1007/s13296-017-1218-5.
- [23] S. Veismoradi, A. Cheraghi, and E. Darvishan, "Probabilistic mainshock-aftershock collapse risk assessment of buckling restrained braced frames," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 115, pp. 205-216, 2018/12/01/ 2018, doi: https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.08.029.
- [24] J. Ruiz-García, E. Bojorquez, and E. Corona, "Seismic behavior of steel eccentrically braced frames under soft-soil seismic sequences," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 115, pp. 119-128, 2018/12/01/ 2018, doi: https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.08.018.
- [25] V. Mohsenian, R. Filizadeh, I. Hajirasouliha, and R. Garcia, "Seismic performance assessment of eccentrically braced steel frames with energy-absorbing links under sequential earthquakes," *Journal of Building Engineering*, vol. 33, p. 101576, 2021/01/01/ 2021, doi: https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101576.
- [26] *Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings, Standard No. 2800, 4th edition*, BHRC, 2016.
- [27] 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)0733-9445(1991)117:1(19).
- [28] E. A. Sumner and T. M. Murray, "Behavior of Extended End-Plate Moment Connections Subject to Cyclic Loading," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 4, pp. 501-508, 2002, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(501).

Effect of Seismic Sequence on the Deflection Amplification Factor for Steel Buildings with "Linked Columns Frame" System

Yaser Golestani¹, Elham Rajabi^{2*} and Reza Rajabi Soheyli³

1 MSc Student, Department of Civil Engineering, Tafresh University

2 Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tafresh University

3. MSc Student, Department of Civil Engineering, Tafresh University

*rajabi@tafreshu.ac.ir

Abstract

Most seismic hazard assessments are usually performed only with consideration of the initial shock in the technical literature of structural and earthquake engineering while the magnitude of aftershocks that occur after the main earthquake, may be enough strong to cause a lot of damage to the structures. Most aftershocks increase the structural damage caused by the main earthquake because of cumulative damage and increased vulnerability may seriously threaten the safety of residents. The structures are designed for solely a single earthquake – design earthquake – based on the existing seismic design codes. For example, these codes did not provide specific values for the actual relative displacement under successive earthquakes to assess the structural damages. Therefore, considering the effect of multiple shocks consists of foreshock and main shock or main shock and aftershock seems necessary. Moreover, the construction of a new building is not economic and requires a lot of time, which is not easily available to many communities. Hence, the design of structures considering the some capabilities such as replacement of damaged elements can improve significantly the performance of structures after severe successive earthquakes. However, most of the proposed structural systems are not generally repairable while replacing several damaged members under the earthquake can be very economic and applicable. The linked column frame (LCF) as a relatively modern lateral load resisting system, is a type of dual systems; the recent emergence of this structural system has reinforced the need for multiple seismic studies. For this reason, LCF is selected in this paper and the deflection amplification factor (C_d) for this system is evaluated under critical earthquakes with seismic sequences. This coefficient is calculated based on the linear lateral displacements obtained from linear static analysis and actual values from nonlinear analysis. In this regard, 18 steel buildings equipped by the linked column frame as lateral load resisting system, with 3, 7, and 11 stories are designed based on the Iranian earthquake design code (Standard No. 2800, 4th version – 2014). These buildings are implemented in *Opensees* software and have been subjected to linear static, linear, and nonlinear dynamic analyses using critical earthquakes with/ without seismic sequence phenomenon to calculate the deflection amplification factor (C_d) and C_d/R for each of them based on Uang method. In order to better investigation of the mentioned coefficient, the effect of various parameters such as the link beams length as well as the flexural or shear behavior of the links beams has been considered. Thus, after the evaluations, the findings indicate an slight increase in mean values of C_d and C_d/R , for the linked column frame exposed to successive earthquakes. However, the increase of this coefficient has been more in short-frame frames. So that the most increase which has been related to the 3-story frame with shear link behavior (2 m), is about 11 percentage under the successive earthquakes. Also, the average results which have been obtained from consecutive earthquakes reveal that the proposed values for C_d coefficient in the technical literature are not sufficient, and larger values have been demanded.

Keywords: Linked Columns Frame (LCF), Deflection Amplification Factor (C_d), Nonlinear Dynamic Analysis, Dynamic Analysis, Critical Seismic Sequences