

Drift assessment of steel moment frames with masonry infills considering period elongation effects due to infill failure in damping model

Seyed Alireza Bazregari¹, Mansoor Yakhchalian^{2*} 

1. Master of Science, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran.
2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Technology, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran.

Abstract

Masonry infills are generally assumed as non-structural elements in structural calculations and are not modeled. However, observations after past earthquakes have shown that masonry infills have significant effects on the seismic performance of structures and their seismic behavior should not be neglected. Additionally, the absence of masonry infills in the first story, which is common in structures for commercial and architectural reasons, has led to the occurrence of the soft story phenomenon in past earthquakes. The maximum interstory drift ratio (MD) is the most important criterion for assessing seismic damage and the occurrence of collapse in structures. In this study, the seismic performance of 3- and 9-story steel moment resisting frames (MRFs) with masonry infills was evaluated using a probabilistic framework considering the record-to-record variability. Two configurations were considered for the masonry infills including fully infilled and open ground story configurations. The seismic performance of the MRFs with these two configurations was compared to that of bare MRFs. The OpenSees software was employed for nonlinear modeling of the structures and masonry infills were modeled using single compression-only struts. The fundamental periods of structures with masonry infills significantly increase after the failure of the masonry infills. To evaluate these effects, Rayleigh damping was modeled using the conventional method and a modified method, which considers the severe elongation of fundamental period due the failure of infills, and the responses obtained from the two methods were compared. By performing incremental dynamic analyses using 78 far-field ground motion records, drift fragility curves and mean annual frequencies of exceeding four MD levels of 0.7%, 2.5%, 5%, and 15% (λ_{MD}) were obtained for the structures. The MD levels of 0.7%, 2.5%, and 5% correspond to the performance levels of immediate occupancy, life safety, and collapse prevention, respectively. The MD level of 15% corresponds to the seismic collapse of the structures. The results indicate that the presence of masonry infills improves the drift performance of the MRFs with the fully infilled configuration. However, since the masonry infills experience failure at higher drift levels, their effectiveness decreases at these drift levels. For example, by using the modified damping method for the 3-story structure with the fully infilled configuration, the masonry infills reduce the λ_{MD} value given MD = 0.7% by 43%, but the reduction in the λ_{MD} given MD = 15% is 19%. Furthermore, the absence of masonry infills in the first story leads to the soft story phenomenon at lower drift levels, and therefore, the performance of the structures with the open ground story configuration is worse than that with the fully infilled configuration. It should be mentioned that at higher drift levels, due to the failure of masonry infills, the structures with the two configurations for infills have almost the same performance. Furthermore, the performance of the 9-story structure with the open ground story configuration given some drift levels is even worse than that of the bare 9-story structure. Based on the results obtained, the conventional Rayleigh damping method in the technical literature underestimates the responses.

Review History

Received: Feb 26, 2024

Revised: May 13, 2024

Accepted: Jul 13, 2024

Keywords

Probabilistic assessment
Maximum interstory drift ratio
Masonry infills
Rayleigh damping
Single-strut model
Incremental dynamic analysis
Fragility curve

* Corresponding Author Email: yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir - ORCID: 0000-0003-3077-5213



ارزیابی جابه‌جایی نسبی قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های مصالح بنایی با در نظر گرفتن آثار افزایش زمان تناوب ناشی از شکست میانقاب‌ها در مدلسازی میرایی

سید علیرضا بذرگری^۱، منصور یخچالیان^{۲*}

۱. کارشناس ارشد مهندسی زلزله، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران.

۲. استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

در حالی که مشاهدات پس از زلزله‌ها اهمیت مدلسازی میانقاب‌ها در محاسبات سازه‌ها را نشان داده‌اند، عموماً میانقاب‌ها در محاسبات سازه‌ها مدلسازی نمی‌شوند. در این مطالعه، عملکرد جابه‌جایی نسبی قاب‌های خمشی فولادی سه و نه طبقه دارای میانقاب‌های مصالح بنایی با دو چیدمان میانقاب در همه طبقات و بدون میانقاب در طبقه اول به صورت احتمالاتی و با در نظر گرفتن عدم قطعیت رکورد به رکورد زلزله ارزیابی شد. از نرم‌افزار OpenSees برای مدلسازی غیرخطی سازه‌ها استفاده شد و میانقاب‌ها با دستک فشاری مدلسازی شدند. زمان تناوب سازه‌های دارای میانقاب بعد از شکست میانقاب‌ها به شدت افزایش پیدا می‌کند. برای بررسی آثار این افزایش زمان تناوب در مدلسازی میرایی رایی، میرایی رایی با استفاده از روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده مدلسازی شد و پاسخ‌های دو روش با هم مقایسه شدند. تحلیل‌های دینامیکی افزایشنده با استفاده از ۷۸ رکورد زلزله حوزه دور انجام شدند و منحنی‌های شکنندگی جابه‌جایی نسبی و میانگین فراوانی سالیانه عبور از چهار سطح جابه‌جایی نسبی ۰/۷، ۲/۵، ۵ و ۱۵ درصد، δ_{MD} ، بدست آمد. نتایج نشان می‌دهند که در سطوح بالاتر جابه‌جایی نسبی اثر مثبت میانقاب‌ها به دلیل شکست آنها کاهش می‌یابد و عدم وجود میانقاب در طبقه اول منجر به ایجاد پدیده طبقه نرم می‌شود. برای نمونه، در روش میرایی اصلاح شده، در سازه سه طبقه با چیدمان میانقاب در همه طبقات، میانقاب‌ها در سطح جابه‌جایی نسبی ۰/۷ درصد مقدار δ_{MD} را ۴۳ درصد کاهش داده‌اند اما در سطح جابه‌جایی نسبی ۱۵ درصد این کاهش به ۱۹ درصد رسیده است. به علاوه، روش متداول مدلسازی میرایی در ادبیات فنی پاسخ‌ها را دست پایین برآورد می‌کند.

کلمات کلیدی

ارزیابی احتمالاتی
جابه‌جایی نسبی
میانقاب مصالح بنایی
میرایی رایی
تحلیل دینامیکی افزایشنده
منحنی شکنندگی

۱- مقدمه

سازه‌ها رایج است، در زلزله‌های گذشته منجر به ایجاد پدیده طبقه‌ی

نرم شده است [1-7].

جابه‌جایی نسبی^۱ مهم‌ترین معیار برای ارزیابی آسیب‌های لرزه‌ای و وقوع فروریزش در سازه‌ها می‌باشد و در مطالعات زیادی

میانقاب‌ها در محاسبات سازه‌ها عموماً به عنوان اجزای غیرسازه‌ای فرض شده و مدلسازی نمی‌شوند، اما مشاهدات پس از زلزله‌ها نشان داده‌اند که میانقاب‌ها آثار قابل توجهی بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها دارند و نمی‌توان آنها را نادیده گرفت. به علاوه، عدم وجود میانقاب در طبقه‌ی اول که به دلایل تجاری و معماری در

¹ Maximum Interstory Drift Ratio (MD)

مصلح بنایی را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که وجود میانقاب‌ها باعث کاهش جابه‌جایی نسبی می‌شود. کاظمی و همکاران [19] با انجام تحلیل‌های دینامیکی افزاینده جابه‌جایی نسبی قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های مصالح بنایی را با در نظر گرفتن حالت‌های مختلف برای صلیبیت اتصال و آثار نوع خاک ارزیابی کردند. آنها به این نتیجه رسیدند که میانقاب‌ها جابه‌جایی نسبی را کاهش می‌دهند.

در این مطالعه، با استفاده از یک چارچوب احتمالاتی و با در نظر گرفتن عدم قطعیت رکورد به رکورد زلزله^۶، عملکرد جابه‌جایی نسبی قاب‌های خمشی فولادی سه و نه طبقه دارای میانقاب‌های مصالح بنایی ارزیابی شده است. دو چیدمان میانقاب در همه طبقات^۷ و بدون میانقاب در طبقه اول^۸ برای سازه‌ها در نظر گرفته شده‌اند و عملکرد سازه‌های دارای این دو چیدمان با عملکرد سازه‌های بدون میانقاب^۹ مقایسه شده است. سازه‌ها در نرم‌افزار OpenSees به صورت غیرخطی و دو بعدی مدلسازی شده‌اند و از دستک فشاری^{۱۰} برای مدلسازی میانقاب‌ها استفاده شده است. در روش متداول مدلسازی میرایی رایلی در ادبیات فنی آثار افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها در نظر گرفته نمی‌شود. نوآوری این مطالعه، مقایسه عملکرد جابه‌جایی نسبی قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های مصالح بنایی در دو حالت در نظر گرفتن و نگرفتن آثار این افزایش زمان تناوب در مدلسازی میرایی رایلی می‌باشد. برای این منظور، میرایی رایلی علاوه بر روش متداول در ادبیات فنی^{۱۱} با روش میرایی اصلاح شده^{۱۲} که آثار این افزایش زمان تناوب را در نظر می‌گیرد هم مدلسازی شده است و پاسخ‌های دو روش با هم مقایسه شده‌اند. بعد از انجام تحلیل‌های دینامیکی افزاینده برای سطوح جابه‌جایی نسبی ۰/۷، ۲/۵، ۵ و ۱۵ درصد، منحنی‌های شکنندگی جابه‌جایی نسبی و مقادیر ریسک فراگذشت از حدود مختلف جابه‌جایی نسبی بدست آمده‌اند. شکل (۱) شمای کلی روند مطالعه را نشان می‌دهد.

به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی^۱ در نظر گرفته شده است (به عنوان نمونه [8-11]). پرسوننی و همکاران [12] با انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی جابه‌جایی نسبی قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های مصالح بنایی را ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که وجود میانقاب‌ها باعث کاهش جابه‌جایی نسبی می‌شود. رابوچاندان و کلینگر [13] با انجام تحلیل‌های دینامیکی افزاینده^۲ جابه‌جایی نسبی قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های مصالح بنایی را ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که میانقاب‌ها جابه‌جایی نسبی را در سطوح زلزله طرح^۳ و زلزله بیشینه مورد نظر^۴ کاهش می‌دهند و باعث کاهش احتمال فروریزش سازه در سطح زلزله بیشینه مورد نظر می‌شوند. هوانگ و همکاران [14] با انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی جابه‌جایی نسبی قاب‌های خمشی فولادی مرکزگرا دارای میانقاب‌های مصالح بنایی را ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که وجود میانقاب‌ها باعث کاهش جابه‌جایی نسبی می‌شود. دی‌سارنو و وو [15] یک روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بهبود یافته برای ارزیابی قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های مصالح بنایی ارائه کردند و آن را در یک مطالعه موردی بکار گرفتند. آنها با انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی دقت این روش را بررسی کردند و به این نتیجه رسیدند که میانقاب‌ها جابه‌جایی نسبی را کاهش می‌دهند. دی‌سارنو و همکاران [16] با انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت اثر توالی‌های لرزه‌ای جابه‌جایی نسبی قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های مصالح بنایی را ارزیابی کردند و به این نتیجه رسیدند که وجود میانقاب‌ها باعث کاهش جابه‌جایی نسبی می‌شود. هوانگ و همکاران [17] یک منحنی رفتاری^۵ برای مدلسازی میانقاب‌ها ارائه کردند و از آن در ارزیابی جابه‌جایی نسبی قاب‌های خمشی فولادی با تیرهای مرکزگرا دارای میانقاب‌های مصالح بنایی استفاده کردند. آنها با انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی به این نتیجه رسیدند که میانقاب‌ها جابه‌جایی نسبی را کاهش می‌دهند. کاظمی و همکاران [18] با انجام تحلیل‌های دینامیکی افزاینده جابه‌جایی نسبی قاب‌های خمشی فولادی دارای میانقاب‌های

⁶ Record-to-Record Variability

⁷ Fully Infilled

⁸ Open Ground Story

⁹ Bare

¹⁰ Single-Strut Model

¹¹ Conventional Damping Method (CDM)

¹² Modified Damping Method (MDM)

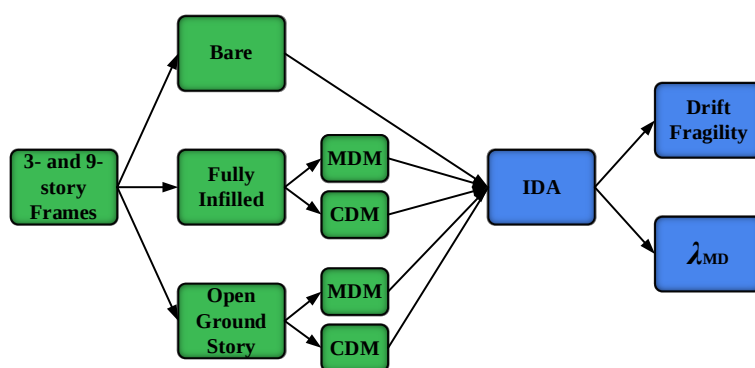
¹ Engineering Demand Parameter

² Incremental Dynamic Analysis (IDA)

³ Design Basis Earthquake

⁴ Maximum Considered Earthquake (MCE)

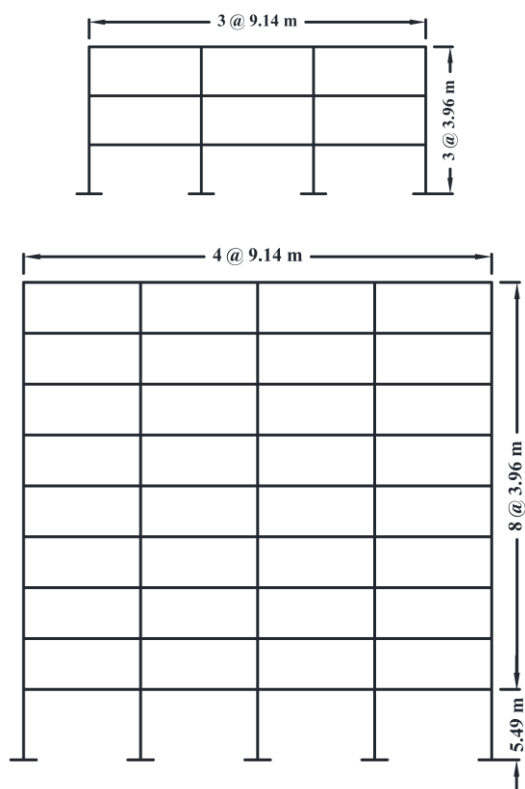
⁵ Backbone Curve



شکل ۱. شمای کلی روند مطالعه.

Fig. 1. Overview of the study process.

برای میانقاب‌ها در سازه سه طبقه را نشان می‌دهند. ساختمانی واقع در شهر لس‌آنجلس با طول و عرض جغرافیایی ۱۱۸/۱۶۲ درجه غربی و ۳۳/۹۹۶ درجه شمالی و با خاک نوع D استاندارد ASCE 7-10 [23] برای سازه‌ها فرض شده است که پارامترهای طیف MCE_R آن برابر با $SM_S = 2.167\text{ g}$ و $SM_1 = 1.124\text{ g}$ هستند.



شکل ۲. مشخصات هندسی سازه‌ها.

Fig. 2. Geometrical specifications of the structures.

۲- سازه‌های در نظر گرفته شده و مدل‌سازی آنها

۱-۲- سازه‌های در نظر گرفته شده

سازه‌های در نظر گرفته شده در این مطالعه، سازه‌های سه و نه طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه هستند که برای مطالعات پروژه سک^۱ [20] طراحی شده‌اند. طراحی این سازه‌ها بر اساس ضوابط طراحی لرزه‌ای پس از زلزله نورتریچ و برای ساختمانی واقع در شهر لس‌آنجلس انجام شده است. به دلیل منظم بودن سازه‌ها در پلان و قرارگیری قاب‌های باربر لرزه‌ای در پیرامون پلان، فقط نصف سیستم باربر جانبی در جهت شمالی-جنوبی برای مدل‌سازی در نظر گرفته شده است. جزئیات سازه‌ها در گزارش FEMA-355C [21] آورده شده است. با توجه به اینکه در این گزارش اطلاعات مربوط به میانقاب‌ها ارائه نشده است، در این مطالعه، از میانقاب‌هایی که وو و دی‌سارنو [22] در مطالعه خود برای این سازه‌ها فرض کرده‌اند، استفاده شده است. مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته این میانقاب‌های فرضی به ترتیب ۲.۸۱ MPa و ۷۶۶۹ MPa می‌باشند. در سازه سه طبقه، ضخامت این میانقاب‌های فرضی ۱۵۵ mm است. به علاوه، در چهار طبقه پایین و پنج طبقه بالای سازه نه طبقه، ضخامت این میانقاب‌های فرضی به ترتیب ۲۳۳ mm و ۱۵۵ mm می‌باشد. سه پیکربندی برای میانقاب‌ها در هر سازه در نظر گرفته شده‌اند که عبارتند از: ۱- میانقاب در همه‌ی طبقات، ۲- بدون میانقاب در طبقه اول و ۳- بدون میانقاب. شکل‌های (۲ و ۳) به ترتیب مشخصات هندسی سازه‌ها و پیکربندی‌های در نظر گرفته شده

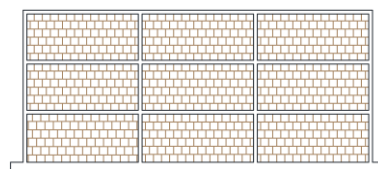
^۲ Risk Targeted MCE Response Spectrum (MCE_R)^۱ SAC Steel Project

کرنشی^۶ ۰/۰۰۲ به فایبرها اختصاص داده شده است. این مقدار نسبت سخت شوندگی کرنشی در مطالعات انجام شده توسط سئو و همکاران [28] و کیتایاما و کنستانتینو [29] مورد استفاده قرار گرفته است. در نتیجه، زوال مقاومت و سختی در مدلسازی ستون‌ها لحاظ نشده است. اثر $P-\Delta$ در ستون‌های ثقیلی با استفاده از یک ستون تکیه‌گاهی^۸ در کنار قاب لحاظ شده است. برای مدلسازی ستون تکیه‌گاهی از المان‌های تیر-ستون الاستیک که سطح مقطع و ممان اینرسی زیادی دارند به همراه فنرهای دورانی با سختی بسیار کم استفاده شده است. این فنرهای دورانی المان‌های تیر-ستون الاستیک را به گره‌هایی واقع در تراز طبقات متصل می‌کنند.

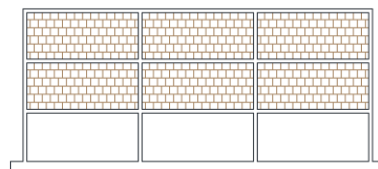
در این مطالعه، برای درستی‌آزمایی روش مدلسازی قاب‌های خمشی، از نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی^۹ ارائه شده در مطالعه جمشیدیها و همکاران [10] استفاده شده است. لازم به ذکر است که روش استفاده شده در این مطالعه برای مدلسازی قاب‌های خمشی، مشابه با روشی است که جمشیدیها و همکاران در مطالعه خود برای مدلسازی این سازه‌ها از آن استفاده کرده‌اند. (شکل ۴) مقایسه نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در این مطالعه و مطالعه جمشیدیها و همکاران نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، این نتایج با یکدیگر هماهنگی خوبی دارند.

۲-۲-۲-۲ مدلسازی میانقاب‌ها

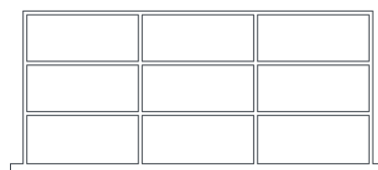
برای شبیه‌سازی رفتار میانقاب‌ها از دستک فشاری استفاده شده است، به طوری که دستک‌های فشاری با یک المان خرپا و با مصالح Hysteretic مدلسازی شده‌اند. لازم به ذکر است که دستک فشاری می‌تواند پاسخ‌های کلی^{۱۰} سازه‌ها، مانند جابه‌جایی نسبی، را با هزینه محاسباتی کم و با دقت مناسبی شبیه‌سازی کند و برای مطالعات احتمالاتی مناسب است [30-33]. رفتار غیرخطی دستک‌های فشاری با استفاده از منحنی رفتاری پیشنهاد شده توسط لیبراتوره و دیکانینی [34] و پارامترهای زوال پیشنهاد شده توسط محمد نوح و همکاران [35] مدلسازی شده است. لازم به ذکر است که وو و دی‌سارنو [22] در قاب‌های خمشی فولادی



(الف/ا)



(ب/ب)



(ج/پ)

شکل ۳. پیکربندی‌های در نظر گرفته شده برای میانقاب‌ها. (الف) میانقاب در همه‌ی طبقات، (ب) بدون میانقاب در طبقه‌ی اول و (پ) بدون میانقاب.

Fig. 3. Configurations considered for infills. a) Fully Infilled, b) Open Ground Story and c) Bare.

۲-۲-۱ مدلسازی قاب‌های خمشی

سازه‌های در نظر گرفته شده در نرم‌افزار OpenSees [24] به صورت غیرخطی و دو بعدی مدلسازی شده‌اند. برای مدلسازی رفتار غیرخطی تیرها از روش پلاستیسیته متمرکز^۱ [25, 26] استفاده شده است، به طوری که تیرها با استفاده از یک المان تیر-ستون الاستیک و دو فنر دورانی غیرخطی در ابتدا و انتهای آنها مدلسازی شده‌اند. رفتار غیرخطی این فنرها با استفاده از مدل اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر [27] مدلسازی شده است. به منظور در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در رفتار غیرخطی ستون‌ها، از روش پلاستیسیته گسترده^۲ برای مدلسازی آنها استفاده شده است، به طوری که ستون‌ها با استفاده از یک المان تیر-ستون با فرمولاسیون نیرویی^۳ و پنج نقطه انتگرال‌گیری^۴ با مقاطع فایبر^۵ مدلسازی شده‌اند. مصالح Steel02 با نسبت سخت شوندگی

⁶ Strain Hardening Ratio

⁷ P-Delta Effect

⁸ Leaning Column

⁹ Nonlinear Static Analysis (Pushover Analysis)

¹⁰ Global Response

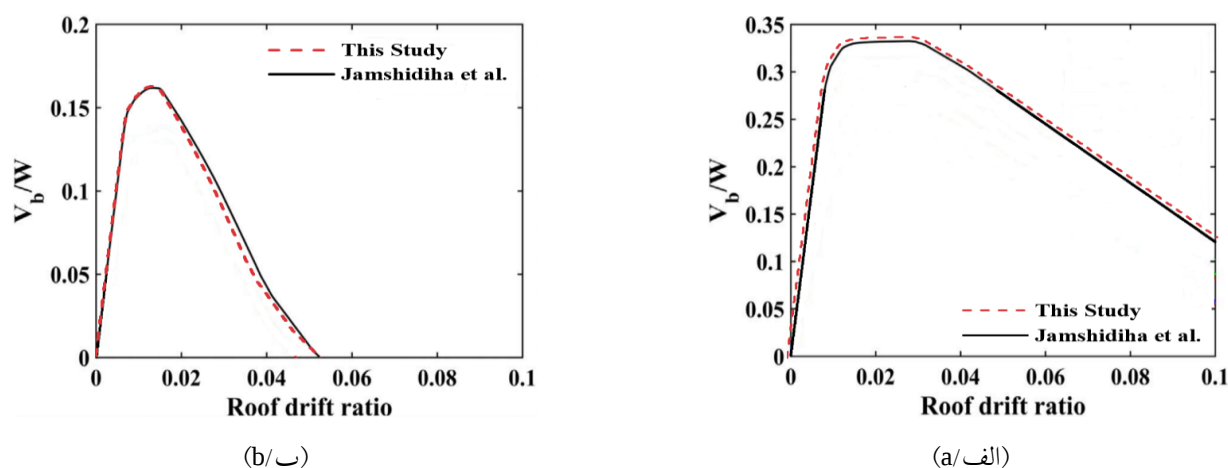
¹ Concentrated Plasticity

² Distributed Plasticity

³ Force-based

⁴ Integration Points

⁵ Fiber Section



شکل ۴. درستی آزمایشی روش مدلسازی قاب‌های خمشی با نتایج عددی موجود در ادبیات فنی برای سازه‌های الف) سه طبقه و ب) نه طبقه [10].

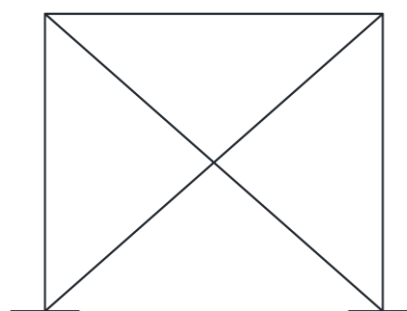
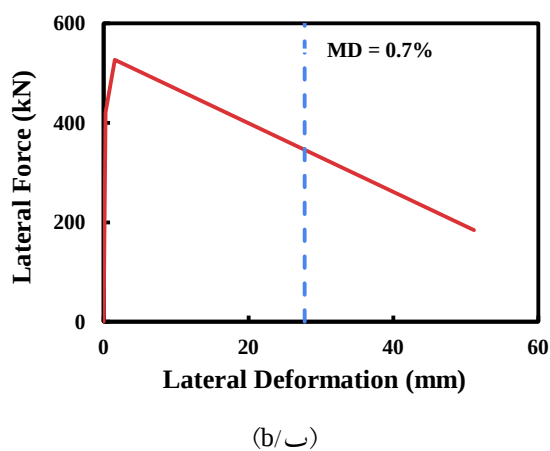
Fig. 4. Verifying the method of modeling moment resisting frames with the numerical results in the technical literature for the a) 3-story and b) 9-story structures [10].

استفاده در این مطالعه مدلسازی شده است. این قاب، نمونه F1N از برنامه اول آزمایش‌های سیکلی انجام شده با مقیاس یک سوم توسط استیلیانیدیس [36] می‌باشد. در شکل (۶) پاسخ‌های مدل عددی، نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی ساخته شده توسط محمد نوح و همکاران [35] نشان داده شده است. همانطور که مشخص است، پاسخ‌ها با یکدیگر هماهنگی خوبی دارند.

جدول (۱) زمان تناوب‌های موده‌های اول تا سوم سازه‌های مدلسازی شده در این مطالعه را ارائه می‌کند. همانطور که دیده می‌شود، میانقاب‌ها سختی سازه‌ها را افزایش داده‌اند و این افزایش سختی باعث کاهش شدید زمان تناوب سازه‌ها شده است.

میانقاب‌های مصالح بنایی را با استفاده از همین منحنی رفتاری و همین پارامترهای زوال مدلسازی کرده‌اند. به علاوه، رفتار خارج از صفحه‌ی میانقاب‌ها در مدلسازی لحاظ نشده است. شکل‌های (۵-الف و ۵-ب) به ترتیب دستک‌های فشاری و منحنی رفتاری بدست آمده برای میانقاب دهانه میانی طبقه اول سازه سه طبقه را نشان می‌دهند.

در این مطالعه، برای درستی آزمایشی روش مدلسازی میانقاب‌ها از نتایج آزمایشگاهی و عددی موجود در ادبیات فنی استفاده شده است. برای این منظور، یک قاب یک دهانه دارای میانقاب مصالح بنایی انتخاب شده است و با استفاده از روش مدلسازی مورد



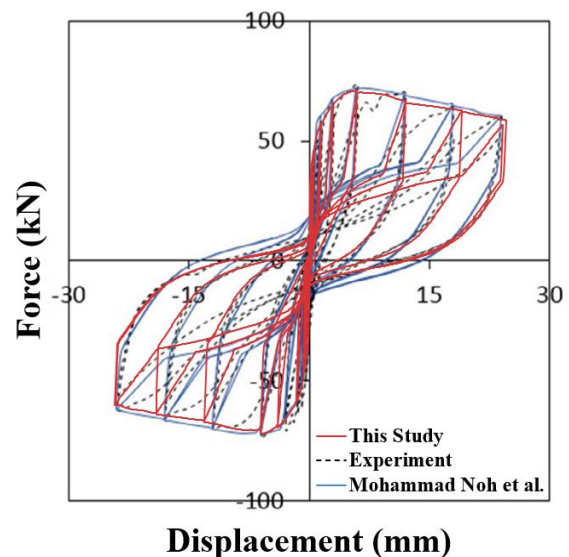
شکل ۵. شکل‌های الف) دستک‌های فشاری و ب) منحنی رفتاری میانقاب بدست آمده برای میانقاب دهانه میانی طبقه اول سازه سه طبقه.

Fig. 5. Views of a) single-strut model and b) backbone curve for the infill in the middle bay of the first story of the 3-story structure.

$$\omega_i = \frac{2\pi}{T_i} \quad \omega_j = \frac{2\pi}{T_j} \quad (3)$$

در این رابطه، T_i و T_j زمان تناوب‌های مودهای مورد نظر سازه برای تعریف میرایی رایلی می‌باشند. زمان تناوب سازه‌های دارای میانقاب بعد از شکست میانقاب‌ها به شدت افزایش پیدا می‌کند [38-41]. در روش متداول مدلسازی میرایی رایلی در ادبیات فنی، زمان تناوب‌های سازه در حالتی که میانقاب‌ها آسیب ندیده‌اند برای تعریف میرایی رایلی انتخاب می‌شوند و آثار افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها در نظر گرفته نمی‌شود. در این مطالعه، در سازه‌های دارای میانقاب، میرایی رایلی علاوه بر روش متداول در ادبیات فنی، با استفاده از روش میرایی اصلاح شده که آثار این افزایش زمان تناوب را در نظر می‌گیرد نیز مدلسازی شده است تا پاسخ‌های دو روش با هم مقایسه شوند. در روش متداول در ادبیات فنی، زمان تناوب‌های مودهای اول و سوم سازه ($T_{1Infilled}$ و $T_{3Infilled}$) برای تعریف میرایی رایلی انتخاب شده‌اند. افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها باعث می‌شود که در این روش نسبت میرایی متناظر با زمان تناوب مود اول سازه بعد از شکست میانقاب‌ها افزایش پیدا کند و در حدود نسبت فرض شده نباشد. در روش میرایی اصلاح شده، زمان تناوب مود اول سازه، که در محاسبه‌ی آن از وجود میانقاب‌ها صرف نظر شده است، و زمان تناوب مود سوم سازه، که در محاسبه‌ی آن میانقاب‌ها در نظر گرفته شده‌اند، (T_{1Bare} و $T_{3Infilled}$) برای تعریف میرایی رایلی انتخاب شده‌اند تا بتوان در این روش آثار افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها را در نظر گرفت. در هر دو روش نسبت میرایی به ازای زمان تناوب‌های ذکر شده ۵ درصد فرض شده است و به دستک‌های فشاری هم میرایی متناسب با سختی به روز شده^۱ اختصاص داده شده است. در سازه‌های بدون میانقاب، زمان تناوب‌های مودهای اول و سوم سازه (T_1 و T_3) برای تعریف میرایی رایلی انتخاب شده‌اند و نسبت میرایی به ازای این زمان تناوب‌ها ۵ درصد فرض شده است. جدول (۲) مقادیر زمان تناوب‌های بدون میانقاب و سازه‌های دارای میانقاب با هر دو روش مدلسازی میرایی ارائه می‌کند.

لازم به ذکر است که تعریف میرایی رایلی بر اساس شکست میانقاب‌ها که بحرانی‌ترین حالت است، برای حالت‌های دیگر



شکل ۶. درستی آزمایشی روش مدلسازی میانقاب‌ها با نتایج آزمایشگاهی و عددی موجود در ادبیات فنی [35, 36].

Fig. 6. Verifying the method of modeling masonry infills with experimental and numerical results in the technical literature [35,36].

جدول ۱. مقادیر زمان تناوب‌های مودهای اول تا سوم سازه‌ها.

Table. 1. First to third mode periods of the structures.

		$T(T_1, T_2, T_3)$ [s]
3-Story	Bare	(0.95, 0.30, 0.14)
	Fully Infilled	(0.12, 0.04, 0.03)
	Open Ground Story	(0.51, 0.06, 0.03)
9-Story	Bare	(2.08, 0.78, 0.44)
	Fully Infilled	(0.33, 0.10, 0.05)
	Open Ground Story	(0.93, 0.18, 0.06)

۲-۳- مدلسازی میرایی

در تحلیل دینامیکی غیرخطی مدلسازی مناسب میرایی برای برآورد صحیح پاسخ‌ها ضروری است. میرایی رایلی رایج‌ترین مدل برای مدلسازی میرایی می‌باشد. در این مدل ماتریس میرایی، c ، با استفاده از رابطه (۱) [37] تعیین می‌شود.

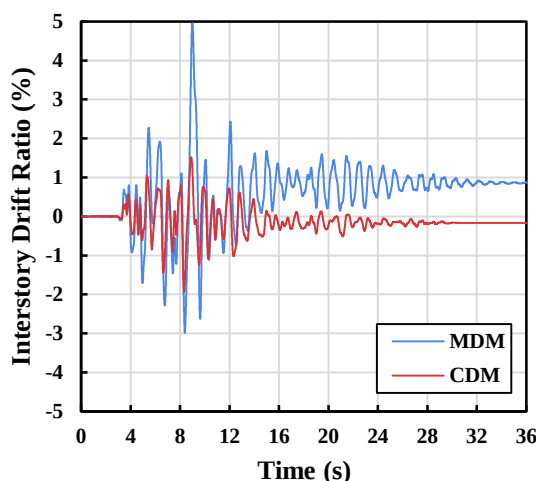
$$c = \alpha_0 m + \alpha_1 k \quad (1)$$

در این رابطه، m ماتریس جرم سازه و k ماتریس سختی سازه است. به علاوه، α_0 و α_1 ضرایبی هستند که با استفاده از رابطه (۲) [37] محاسبه می‌شوند.

$$\alpha_0 = \xi \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \alpha_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (2)$$

در این رابطه، ξ نسبت میرایی می‌باشد، و ω_i و ω_j فرکانس‌های مودهای مورد نظر سازه برای تعریف میرایی رایلی هستند که با استفاده از رابطه (۳) [37] محاسبه می‌شوند.

¹ Last Committed Stiffness



شکل ۷. پاسخ‌های تاریخیچه زمانی جابه‌جایی نسبی طبقه اول سازه سه طبقه با چیدمان میانقاب در همه‌ی طبقات بدست آمده با مدل‌سازی میرایی با روش متداول در ادبیات فنی و روش میرایی اصلاح شده تحت رکورد زلزله نورتریج با ضریب مقیاس ۲/۳۸.

Fig. 7. Interstory drift ratio time history responses for the first story of the 3-story structure with fully infilled configuration under the Northridge ground motion record with a scale factor of 2.38 given the conventional and modified damping methods.

۳- تحلیل دینامیکی افزایشی و منحنی‌های شکندگی

۳-۱- انتخاب رکوردها و تحلیل دینامیکی افزایشی

در این مطالعه، از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی [43] برای ارزیابی احتمالاتی عملکرد جابه‌جایی نسبی سازه‌ها استفاده شده است. برای انجام تحلیل‌ها از ۷۸ رکورد انتخاب شده توسط هسلتون و دیرلین [26] استفاده شده است. این رکوردها همگی در حوزه دور^۲ و روی خاک‌های نوع C و D استاندارد ASCE 7-10 [23] شده‌اند. به علاوه، بزرگا^۳، بیشینه شتاب زمین^۴، بیشینه سرعت زمین^۵ و حداقل فرکانس قابل استفاده^۶ هر رکورد به ترتیب بیشتر از 6.5، 0.2 g و 15 cm/s، و کمتر از 0.25 Hz است. لازم به ذکر است که هسلتون و دیرلین این محدودیت‌ها را برای این در نظر گرفتند که رکوردها قوی باشند و توانایی رساندن سازه‌ها تا سطح فروریزش را داشته باشند. از سنجه شدت^۷ $Sa(T_1)$ با فرض T_1 برابر با زمان تناوب مود اول سازه بدون میانقاب در همه سازه‌های با و بدون میانقاب برای انجام تحلیل‌ها استفاده شده است [13, 15]. به علاوه،

بارگذاری لرزه‌ای که در آنها میانقاب‌ها آسیب دیده‌اند اما دچار شکست نشده‌اند نیز مناسب است و محافظه‌کارانه می‌باشد. با این فرض، در این مطالعه، نسبت میرایی اعمال شده برای زمان تناوب‌های بین T_{1Bare} و $T_{3Infilled}$ در حدود ۲ تا ۵ درصد می‌باشد و به همین دلیل این محافظه کاری قابل قبول است. لازم به ذکر است که با توجه به منحنی رفتاری میانقاب‌ها (به شکل ۵-ب مراجعه شود)، میانقاب‌ها در همه سطوح جابه‌جایی نسبی در نظر گرفته شده، که در قسمت مقدمه ذکر شدند، حتی ۰/۷ درصد، دچار آسیب می‌شوند. شایان ذکر است که چگونگی تعریف میرایی رایلی در روش میرایی اصلاح شده در این مطالعه، بر اساس مطالعه انجام شده توسط جئون و همکاران [42] توسعه پیدا کرده است. آنها در مطالعه‌ای که روی قاب‌های خمشی بتن آرمه انجام داده‌اند، آثار افزایش زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها را در تعریف میرایی رایلی در نظر گرفته‌اند.

برای نمونه، شکل (۷) مقایسه پاسخ‌های تاریخیچه زمانی جابه‌جایی نسبی طبقه^۱ بدست آمده با استفاده از دو روش میرایی متداول در ادبیات فنی و میرایی اصلاح شده را نشان می‌دهد. این پاسخ‌ها مربوط به طبقه اول سازه سه طبقه با چیدمان میانقاب در همه طبقات می‌باشند که تحت رکورد زلزله نورتریج با ضریب مقیاس ۲/۳۸ قرار گرفته است. همانطور که مشاهده می‌شود، جابه‌جایی نسبی در روش متداول مدل‌سازی میرایی در ادبیات فنی دست پایین برآورد شده است. دلیل بدست آمدن چنین نتیجه‌ای این است که نسبت میرایی در زمان تناوب مود اول سازه بعد از شکست میانقاب‌ها بسیار بیشتر از ۵ درصد می‌شود.

جدول ۲. مقادیر زمان تناوب‌های مورد استفاده برای تعریف میرایی رایلی در سازه‌های

بدون میانقاب و سازه‌های دارای میانقاب با هر دو روش مدل‌سازی میرایی.

Table 2. Values of the periods used to define Rayleigh damping in the bare frames and the infilled frames with the conventional and modified damping methods.

		(T_b, T_i) [s]
3-Story	Bare	(0.95, 0.14)
	Fully Infilled-MDM	(0.95, 0.03)
	Open Ground Story-MDM	(0.95, 0.03)
	Fully Infilled-CDM	(0.12, 0.03)
	Open Ground Story-CDM	(0.51, 0.03)
9-Story	Bare	(2.08, 0.44)
	Fully Infilled-MDM	(2.08, 0.05)
	Open Ground Story-MDM	(2.08, 0.06)
	Fully Infilled-CDM	(0.33, 0.05)
	Open Ground Story-CDM	(0.93, 0.06)

¹ Interstory Drift Ratio

² Far-Field

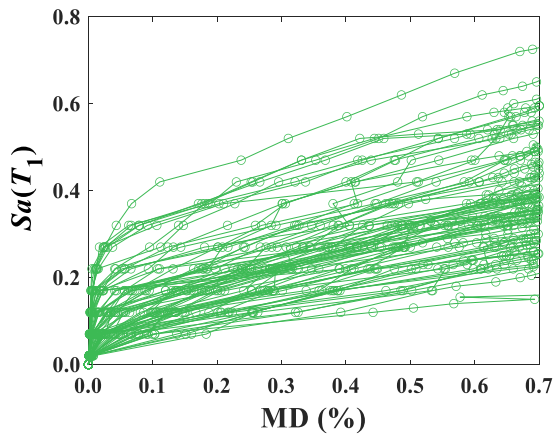
³ Magnitude

⁴ Peak Ground Acceleration (PGA)

⁵ Peak Ground Velocity (PGV)

⁶ Lowest Useable Frequency

⁷ Intensity Measure



شکل ۸. منحنی‌های IDA سازه سه طبقه با چیدمان میانقاب در همه‌ی طبقات بدست آمده با استفاده از روش میرایی اصلاح شده به ازای سطح جابه‌جایی نسبی ۰/۷ درصد.

Fig. 8. IDA curves of the 3-story structure with the fully infilled configuration obtained using the modified damping method given MD = 0.7%.

جدول ۳. مقادیر میانه و انحراف معیار لگاریتمی ظرفیت جابه‌جایی نسبی سازه‌ها بدست آمده با استفاده از دو روش مدلسازی میرایی به ازای چهار سطح جابه‌جایی نسبی.

Table 3. Median Sa_{MD} and $\sigma_{\ln Sa_{MD}}$ values of the structures obtained using the conventional and modified damping methods given the four MD limit states.

	Median Sa_{MD} ($\sigma_{\ln Sa_{MD}}$)			
	MD = 0.7%	MD = 2.5%	MD = 5%	MD = 15%
3-Story-Bare	0.246 (0.127)	0.951 (0.293)	1.736 (0.298)	2.479 (0.351)
3-Story-Fully Infilled-MDM	0.372 (0.299)	1.022 (0.271)	1.830 (0.293)	2.650 (0.352)
3-Story-Open Ground Story-MDM	0.318 (0.229)	1.009 (0.273)	1.795 (0.295)	2.576 (0.352)
3-Story-Fully Infilled-CDM	0.631 (0.291)	1.833 (0.237)	3.207 (0.260)	5.655 (0.371)
3-Story-Open Ground Story-CDM	0.362 (0.218)	1.115 (0.273)	2.007 (0.294)	2.955 (0.349)
9-Story-Bare	0.086 (0.211)	0.337 (0.362)	0.618 (0.369)	0.847 (0.423)
9-Story-Fully Infilled-MDM	0.144 (0.344)	0.386 (0.302)	0.661 (0.329)	0.949 (0.397)
9-Story-Open Ground Story-MDM	0.074 (0.410)	0.339 (0.245)	0.589 (0.311)	0.901 (0.405)
9-Story-Fully Infilled-CDM	0.199 (0.357)	0.555 (0.313)	0.860 (0.347)	1.442 (0.395)
9-Story-Open Ground Story-CDM	0.083 (0.402)	0.380 (0.260)	0.651 (0.323)	1.021 (0.416)

جابه‌جایی نسبی به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی در نظر گرفته شده است. به منظور بدست آوردن مقادیر ظرفیت جابه‌جایی نسبی^۱ سازه‌ها، سطوح جابه‌جایی نسبی ۰/۷، ۲/۵ و ۵ درصد [44] که به ترتیب متناظر با سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه^۲، ایمنی جانی^۳ و آستانه فروریزش^۴ هستند و سطح جابه‌جایی نسبی ۱۵ درصد [8,10] که متناظر با فروریزش^۵ لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد، مورد استفاده قرار گرفته‌اند. تحلیل‌ها تا زمانی انجام شده‌اند که جابه‌جایی نسبی به مقدار مورد نظر برسد. برای افزایش همزمان سرعت انجام تحلیل دینامیکی افزایش یافته و دقت محاسبه ظرفیت جابه‌جایی نسبی سازه‌ها از الگوریتم Hunt & Fill [43] استفاده شده است. در شکل (۸) منحنی‌های IDA سازه سه طبقه با چیدمان میانقاب در همه طبقات که میرایی آن با استفاده از روش میرایی اصلاح شده مدلسازی شده است به ازای سطح جابه‌جایی نسبی ۰/۷ درصد نشان داده شده‌اند. جدول (۳) مقادیر میانه^۶ و انحراف معیار لگاریتمی^۷ ظرفیت جابه‌جایی نسبی بدست آمده با انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایش یافته را ارائه می‌کند. لازم به ذکر است که مقادیر میانه و انحراف معیار لگاریتمی ظرفیت جابه‌جایی نسبی سازه‌ها به ازای سطح جابه‌جایی نسبی ۱۵ درصد همان مقادیر میانه^۸ و انحراف معیار لگاریتمی^۹ ظرفیت فروریزش سازه‌ها هستند. این مقادیر برای همه سازه‌ها با هر دو روش مدلسازی میرایی به ازای چهار سطح جابه‌جایی نسبی ارائه شده‌اند. لازم به ذکر است که بیشتر مقادیر انحراف معیار در محدوده ۰/۲ تا ۰/۴ می‌باشند.

۳-۲- منحنی‌های شکنندگی جابه‌جایی نسبی سازه‌ها

منحنی‌های شکنندگی جابه‌جایی نسبی سازه‌ها با استفاده از رابطه (۴) بدست آمده‌اند. این منحنی‌ها احتمال فراگذشت جابه‌جایی نسبی، MD، از سطح x را به ازای شدت‌های مورد نظر، $Sa(T_1) = Sa$ نشان می‌دهند.

$$P(MD | Sa) = P[MD \geq x | Sa(T_1) = Sa] = \Phi\left(\frac{\ln Sa - \mu_{\ln Sa_{MD}}}{\sigma_{\ln Sa_{MD}}}\right) \quad (4)$$

¹ Sa_{MD}

² Immediate Occupancy (IO)

³ Life Safety (LS)

⁴ Collapse Prevention (CP)

⁵ Collapse (C)

⁶ Median Sa_{MD}

⁷ Logarithmic Standard Deviation Sa_{MD} ($\sigma_{\ln Sa_{MD}}$)

⁸ Median Sa_C

⁹ Logarithmic Standard Deviation Sa_C ($\sigma_{\ln Sa_C}$)

اختلاف بیشتری در سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه طبقات داشته‌اند. دلیل این موضوع افزایش بیشتر زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها در سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه طبقات نسبت به سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول می‌باشد.

۴- ارزیابی ریسک عبور از حدود مختلف جابه‌جایی نسبی

ریسک جابه‌جایی نسبی سازه‌ها با استفاده از مقادیر میانگین فراوانی سالیانه عبور از چهار سطح جابه‌جایی نسبی^۲ ارزیابی شده است. این مقادیر را می‌توان با استفاده از رابطه (۵) محاسبه کرد.

$$\lambda_{MD} = \int_0^{\infty} P(MD | Sa) \cdot |d\lambda_{Sa}(Sa)| \quad (5)$$

در این رابطه، $P(MD | Sa)$ منحنی شکنندگی و λ_{Sa} منحنی خطر لرزه‌ای^۳ است. در این مطالعه، مقادیر λ_{MD} با استفاده از رابطه (۶) محاسبه شده‌اند. لازم به ذکر است که رابطه (۶) حل عددی انتگرال ارائه شده در رابطه (۵) می‌باشد.

$$\lambda_{MD} = \sum_{i=1}^{\infty} P(MD | Sa_i) \cdot \left| \frac{\Delta \lambda_{Sa}(Sa_i)}{\Delta Sa} \right| \cdot \Delta Sa \quad (6)$$

در این رابطه، $\left| \frac{\Delta \lambda_{Sa}(Sa_i)}{\Delta Sa} \right|$ قدرمطلق شیب منحنی خطر لرزه‌ای است. منحنی‌های خطر لرزه‌ای ساختگاه فرض شده از وبگاه USGS^۴ [47] استخراج شده‌اند. از آنجایی که در این وبگاه منحنی‌ها برای زمان تناوب‌های خاصی ارائه شده‌اند، منحنی‌ها برای زمان تناوب‌های اصلی سازه‌ها با استفاده از روش درونیابی بکار گرفته شده توسط ایدس [9] بدست آمده‌اند. لازم به ذکر است که این روش در مطالعات دیگری نیز مورد استفاده قرار گرفته است [48-50]. شکل (۱۰) منحنی‌های خطر لرزه‌ای را نشان می‌دهد. در این شکل، منحنی‌هایی که به صورت خط چین هستند با استفاده از درونیابی بدست آمده‌اند. جدول (۴) مقادیر λ_{MD} را ارائه می‌کند. این مقادیر برای همه سازه‌ها با هر دو روش مدلسازی میرایی به ازای چهار سطح جابه‌جایی نسبی مورد نظر ارائه شده‌اند. لازم به ذکر است که مقادیر λ_{MD} به ازای سطح جابه‌جایی نسبی ۱۵ درصد همان مقادیر میانگین فراوانی سالیانه فروریزش^۵ [9, 45] سازه‌ها هستند. به علاوه، شکل (۱۱) تغییرات مقادیر λ_{MD} بر حسب MD

در این رابطه، $\Phi()$ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، μ_{InSaMD} میانگین لگاریتمی ظرفیت جابه‌جایی نسبی^۱ سازه‌ها و σ_{InSaMD} انحراف معیار لگاریتمی ظرفیت جابه‌جایی نسبی سازه‌ها است. لازم به ذکر است که منحنی‌های شکنندگی جابه‌جایی نسبی سازه‌ها به ازای سطح جابه‌جایی نسبی ۱۵ درصد همان منحنی‌های شکنندگی فروریزش [9, 45] سازه‌ها هستند. شکل (۹) منحنی‌های شکنندگی را برای همه سازه‌ها با هر دو روش مدلسازی میرایی به ازای چهار سطح جابه‌جایی نسبی نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، در روش میرایی اصلاح شده، در همه سطوح جابه‌جایی نسبی، میانقاب‌ها در سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه طبقات باعث کاهش احتمال فراگذشت جابه‌جایی نسبی به ازای مقادیر مختلف $Sa(T_1)$ شده‌اند ولی در سطوح بالاتر تاثیر آنها کمتر شده است. شکست میانقاب‌ها در سطوح بالاتر جابه‌جایی نسبی دلیل کاهش تاثیر آنها در این سطوح می‌باشد. بر اساس شکل (۹)، در روش میرایی اصلاح شده، در سطوح پایین‌تر جابه‌جایی نسبی، عملکرد سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول بدتر از عملکرد سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه طبقات است. به علاوه، در سازه نه طبقه، عملکرد سازه با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول به ازای محدوده‌ای از مقادیر $Sa(T_1)$ حتی بدتر از عملکرد سازه بدون میانقاب است. دلیل این موضوع ایجاد پدیده طبقه نرم در سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول می‌باشد. لازم به ذکر است که در سطوح بالاتر جابه‌جایی نسبی، سازه‌ها با هر دو چیدمان میانقاب عملکردی تقریباً مشابه و نزدیک به عملکرد سازه‌های بدون میانقاب داشته‌اند. دلیل این امر شکست میانقاب‌ها در سطوح بالاتر جابه‌جایی نسبی می‌باشد. لازم به ذکر است که سایر پژوهشگران نیز ایجاد پدیده طبقه نرم به دلیل عدم وجود میانقاب در طبقه اول را در مطالعات خود مشاهده کرده‌اند [12-14, 46]. شکل (۹) نشان می‌دهد که، در همه سازه‌ها و همه سطوح جابه‌جایی نسبی، منحنی‌های شکنندگی متناظر با روش متداول در ادبیات فنی نسبت به روش میرایی اصلاح شده، احتمال‌های فراگذشت کمتری را برآورد کرده‌اند. به دلیل اینکه روش متداول در ادبیات فنی آثار افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها را در نظر نمی‌گیرد چنین نتایجی حاصل شده‌اند. بر اساس شکل (۹)، نتایج دو روش مدلسازی میرایی

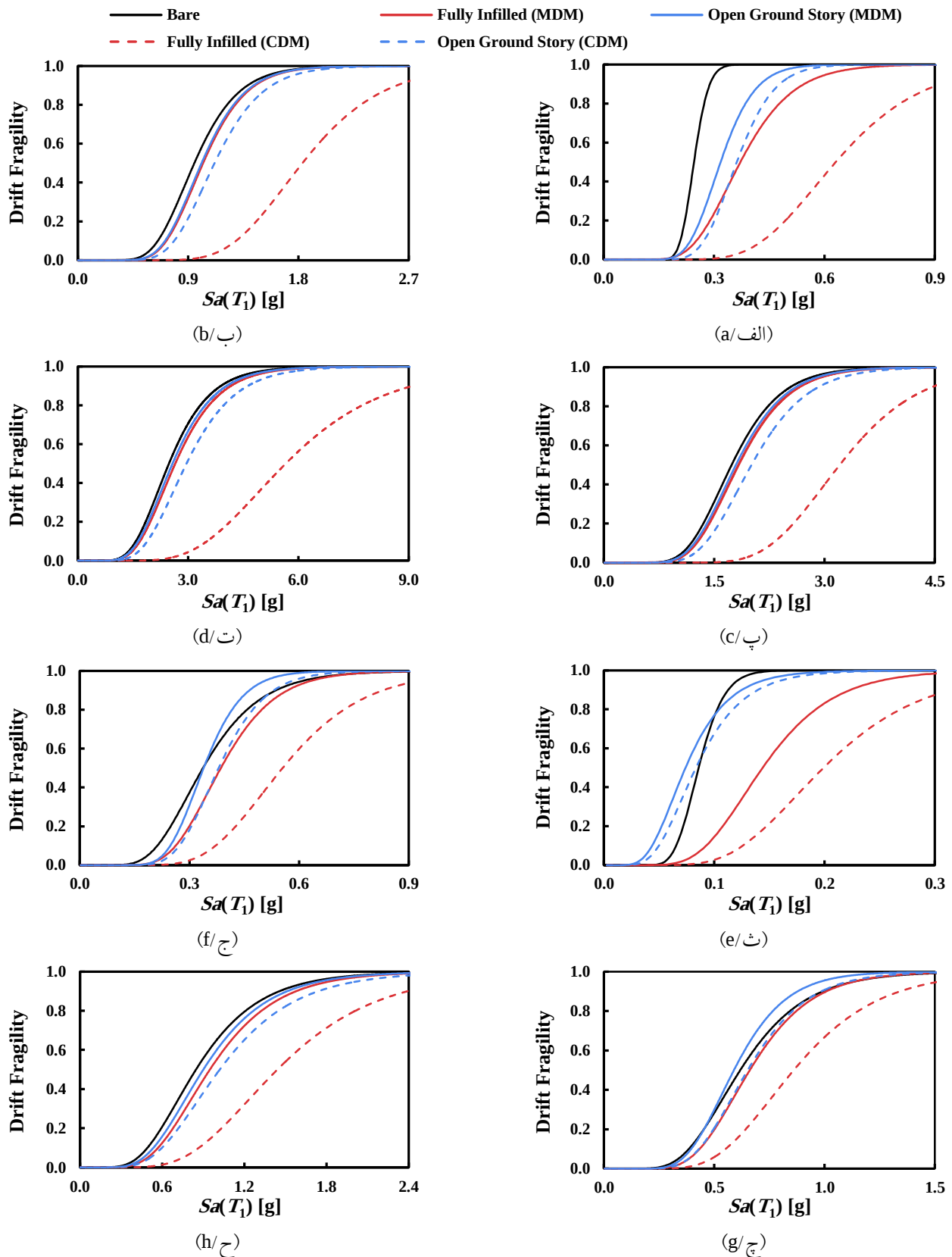
¹ Logarithmic Mean of Sa_{MD}

² Mean Annual Frequency of Exceeding a MD Limit State (λ_{MD})

³ Seismic Hazard Curve (λ_{Sa})

⁴ United States Geological Survey

⁵ Mean Annual Frequency of Collapse (λ_C)

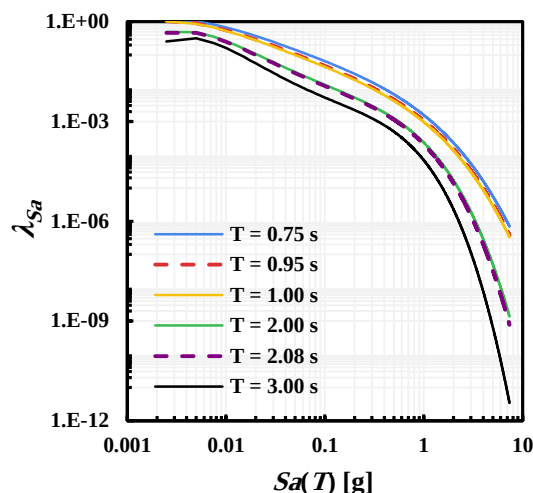


شکل ۹. منحنی‌های شکنندگی جابه‌جایی نسبی بدست آمده با استفاده از روش میرایی اصلاح شده: برای سازه‌های سه طبقه به ازای سطوح جابه‌جایی نسبی الف) ۰/۷ درصد، ب)

۲/۵ درصد، پ) ۵ درصد و ت) ۱۵ درصد؛ و برای سازه‌های نه طبقه به ازای سطوح جابه‌جایی نسبی ث) ۰/۷ درصد، ج) ۲/۵ درصد، چ) ۵ درصد و ح) ۱۵ درصد.

Fig. 9. Drift fragility curves obtained using the conventional and modified damping methods: for the 3-story structures given a) MD = 0.7%, b) MD = 2.5%, c) MD = 5% and d) MD = 15%; and for the 9-story structures given e) MD = 0.7%, f) MD = 2.5%, g) MD = 5% and h) MD = 15%.

λ_{MD} را در همه‌ی سطوح جابه‌جایی نسبی کاهش داده‌اند اما در سطوح بالاتر اثر آنها کمتر شده است. کم شدن اثر میانقاب‌ها در سطوح بالاتر جابه‌جایی نسبی به دلیل شکست آنها در این سطوح است. برای نمونه، در سازه‌های سه و نه طبقه، میانقاب‌ها توانسته‌اند در سطح جابه‌جایی نسبی ۰/۷ درصد مقادیر λ_{MD} را به ترتیب ۴۳ و ۴۵ درصد کاهش دهند ولی در سطح جابه‌جایی نسبی ۱۵ درصد این مقادیر به ۱۹ و ۲۶ درصد رسیده‌اند. بر اساس شکل (۱۱)، در روش میرایی اصلاح شده، در سطوح پایین‌تر جابه‌جایی نسبی، عملکرد سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول از عملکرد سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه طبقات بدتر است. به دلیل ایجاد پدیده طبقه نرم در سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه‌ی اول این نتایج بدست آمده‌اند. به علاوه، در سازه نه طبقه، سازه با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول در بعضی از سطوح جابه‌جایی نسبی حتی عملکرد بدتری از سازه بدون میانقاب داشته است. برای نمونه، در سازه‌های سه و نه طبقه، در سطح جابه‌جایی نسبی ۰/۷ درصد، مقادیر λ_{MD} در سازه‌ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول نسبت به سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه طبقات به ترتیب ۲۳ و ۱۴۶ درصد بیشتر هستند. به علاوه، در سازه نه طبقه، در سطح جابه‌جایی نسبی ۰/۷ درصد، مقدار λ_{MD} در سازه با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول حتی ۳۶ درصد بیشتر از سازه بدون میانقاب بدست آمده است. شکل (۱۱) نشان می‌دهد که، در روش متداول در ادبیات فنی نسبت به روش میرایی اصلاح شده، مقادیر λ_{MD} برای همه سازه‌ها و همه سطوح جابه‌جایی نسبی کمتر برآورد شده‌اند. لازم به ذکر است که بر خلاف روش میرایی اصلاح شده، در این روش اثر میانقاب‌ها در سطوح بالاتر جابه‌جایی نسبی کمتر نشده است. از آنجایی که این روش آثار افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب‌ها را در نظر نمی‌گیرد چنین نتایجی حاصل شده‌اند. در این روش نسبت میرایی در زمان تناوب مود اول سازه بعد از اینکه میانقاب‌ها دچار شکست شدند و زمان تناوب سازه به شدت افزایش پیدا کرد بسیار بیشتر از ۵ درصد می‌شود و میرایی باعث می‌شود که مقادیر λ_{MD} به طور غیرواقعی کمتر برآورد شوند. به عنوان یک نمونه، در سازه‌های سه و نه طبقه با چیدمان میانقاب در همه طبقات، روش متداول در ادبیات فنی نسبت به روش میرایی اصلاح شده، در سطح جابه‌جایی نسبی ۱۵ درصد مقادیر λ_{MD} را به ترتیب به طور



شکل ۱۰. منحنی‌های خطر لرزه‌ای استخراج شده از وبگاه USGS و درونیابی شده برای زمان تناوب‌های اصلی سازه‌ها.

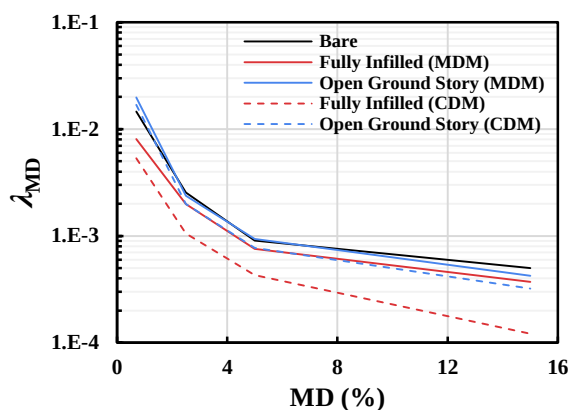
Fig. 10. Seismic hazard curves extracted from the USGS website and interpolated for the fundamental periods of the structures.

جدول ۴. مقادیر λ_{MD} سازه‌ها بدست آمده با استفاده از دو روش مدلسازی میرایی به ازای چهار سطح جابه‌جایی نسبی.

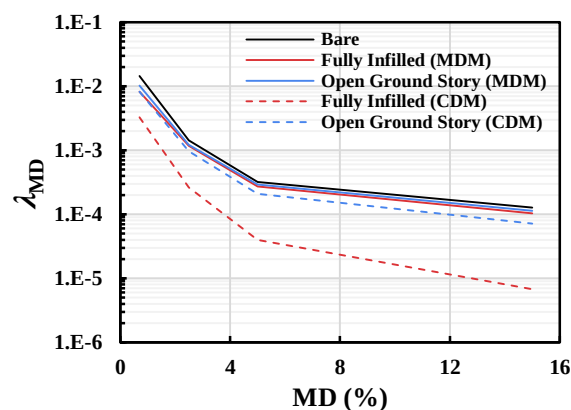
Table. 4. λ_{MD} values of the structures obtained using the conventional and modified damping methods given the four MD limit states.

	λ_{MD}			
	MD = 0.7%	MD = 2.5%	MD = 5%	MD = 15%
3-Story-Bare	1.449×10^{-3}	0.143×10^{-3}	0.032×10^{-3}	0.013×10^{-3}
3-Story-Fully Infilled-MDM	0.828×10^{-3}	0.118×10^{-3}	0.027×10^{-3}	0.010×10^{-3}
3-Story-Open Ground Story-MDM	1.019×10^{-3}	0.122×10^{-3}	0.029×10^{-3}	0.011×10^{-3}
3-Story-Fully Infilled-CDM	0.329×10^{-3}	0.026×10^{-3}	0.004×10^{-3}	0.001×10^{-3}
3-Story-Open Ground Story-CDM	0.827×10^{-3}	0.097×10^{-3}	0.021×10^{-3}	0.007×10^{-3}
9-Story-Bare	1.464×10^{-3}	0.255×10^{-3}	0.090×10^{-3}	0.050×10^{-3}
9-Story-Fully Infilled-MDM	0.806×10^{-3}	0.198×10^{-3}	0.075×10^{-3}	0.037×10^{-3}
9-Story-Open Ground Story-MDM	1.985×10^{-3}	0.237×10^{-3}	0.094×10^{-3}	0.042×10^{-3}
9-Story-Fully Infilled-CDM	0.533×10^{-3}	0.105×10^{-3}	0.043×10^{-3}	0.012×10^{-3}
9-Story-Open Ground Story-CDM	1.685×10^{-3}	0.199×10^{-3}	0.077×10^{-3}	0.032×10^{-3}

را برای همه سازه‌ها با هر دو روش مدلسازی میرایی نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، در روش میرایی اصلاح شده، میانقاب‌ها در سازه‌ها با چیدمان میانقاب در همه طبقات مقادیر



(ب/ب)



(الف/الف)

شکل ۱۱. تغییرات مقادیر λ_{MD} بر حسب MD بدست آمده با استفاده از دو روش مدل سازی میرایی برای سازه های (الف) سه طبقه و (ب) نه طبقه.

Fig. 11. Variations of λ_{MD} versus MD obtained using the conventional and modified damping methods for the a) 3-story and b) 9-story structures.

چهار سطح جابه جایی نسبی ۰/۷، ۲/۵، ۵ و ۱۵ درصد ارزیابی شد. نتایج حاصل از این مطالعه عبارتند از:

۱- میانقاب ها عملکرد جابه جایی نسبی قاب های خمشی فولادی دارای میانقاب در همه طبقات را بهبود می دهند اما در سطوح بالاتر جابه جایی نسبی به دلیل اینکه دچار شکست می شوند تاثیرشان کمتر می شود. برای نمونه، در روش میرایی اصلاح شده، در سازه های سه و نه طبقه با چیدمان میانقاب در همه طبقات، میانقاب ها توانسته اند در سطح جابه جایی نسبی ۰/۷ درصد مقادیر λ_{MD} را به ترتیب ۴۳ و ۴۵ درصد کاهش دهند ولی در سطح جابه جایی نسبی ۱۵ درصد این مقادیر به ۱۹ و ۲۶ درصد رسیده اند.

۲- در سطوح پایین تر جابه جایی نسبی، سازه ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول عملکرد بدتری از سازه ها با چیدمان میانقاب در همه طبقات دارند که به دلیل ایجاد پدیده طبقه نرم در سازه ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول است. برای نمونه، در روش میرایی اصلاح شده، در سازه های سه و نه طبقه، در سطح جابه جایی نسبی ۰/۷ درصد، مقادیر λ_{MD} در سازه ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول نسبت به سازه ها با چیدمان میانقاب در همه طبقات به ترتیب ۲۳ و ۱۴۶ درصد بیشتر می باشد.

۳- عملکرد سازه نه طبقه با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول در بعضی از سطوح جابه جایی نسبی حتی بدتر از عملکرد سازه بدون میانقاب است. برای نمونه، در روش میرایی اصلاح

غیر واقعی ۹۳ و ۶۷ درصد کمتر برآورد کرده است. بر اساس شکل (۱۱)، اختلاف نتایج دو روش مدل سازی میرایی، در سازه ها با چیدمان میانقاب در همه طبقات از سازه ها با چیدمان بدون میانقاب در طبقه اول بیشتر است. دلیل این موضوع افزایش بیشتر زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب ها در سازه ها با چیدمان میانقاب در همه طبقات می باشد. با توجه به اهمیت در نظر گرفتن آثار افزایش شدید زمان تناوب سازه بعد از شکست میانقاب ها در مدل سازی میرایی رایلی در قاب های خمشی فولادی، پیشنهاد می شود که در مطالعات آینده این آثار برای سایر سیستم های باربر لرزه ای دارای میانقاب هم بررسی شوند.

۵- نتیجه گیری

در این مطالعه، با استفاده از یک چارچوب احتمالاتی و با در نظر گیری عدم قطعیت رکورد به رکورد زلزله به ارزیابی عملکرد جابه جایی نسبی قاب های خمشی فولادی دارای میانقاب های مصالح بنایی پرداخته شد. برای این منظور، سازه های سه و نه طبقه با چیدمان های میانقاب در همه طبقات و بدون میانقاب در طبقه اول در نظر گرفته شدند و عملکرد آنها با عملکرد سازه های بدون میانقاب مقایسه شد. میرایی رایلی با استفاده از دو روش متداول در ادبیات فنی و میرایی اصلاح شده مدل سازی شد و پاسخ های دو روش با هم مقایسه شدند. با انجام تحلیل های دینامیکی افزایشی، منحنی های شکنندگی جابه جایی نسبی و ریسک فراگذشت از

بدون میانقاب در طبقه اول می‌باشد.

قدردانی نویسندگان

از داوران محترم که با ارائه پیشنهادات خود باعث بهبود کیفیت این مقاله شدند قدردانی می‌شود.

تعارض منافع

هیچ نوع تعارض منافع وجود ندارد.

سهم نویسندگان

سهم نویسنده اول ۶۵ درصد و سهم نویسنده دوم ۳۵ درصد می‌باشد.

منابع مالی

منابع مالی خاصی برای این تحقیق مورد استفاده قرار نگرفته است.

References

- [1] Adalier, K. and Aydingun, O. 2001. Structural engineering aspects of the June 27, 1998 Adana–Ceyhan (Turkey) earthquake. *Engineering Structures*, 23(4), pp. 343-355.
- [2] Sezen, H., Whittaker, A.S., Elwood, K.J. and Mosalam, K.M. 2003. Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practice in Turkey. *Engineering Structures*, 25(1), pp. 103-114.
- [3] Doğangün, A. 2004. Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey. *Engineering Structures*, 26(6), pp. 841-856.
- [4] Zhao, B., Taucer, F. and Rossetto, T. 2009. Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China. *Engineering Structures*, 31(8), pp. 1707-1723.
- [5] Ricci, P., De Luca, F. and Verderame, G.M. 2011. 6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9, pp. 285-305.
- [6] Romão, X., Costa, A.A., Paupério, E., Rodrigues, H., Vicente, R., Varum, H. and Costa, A. 2013. Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake. *Engineering Failure Analysis*, 34, pp. 670-692.
- [7] Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A. and Varum, H. 2021. A review of the performance of infilled rc structures in recent earthquakes. *Applied Sciences*, 11(13), p. 5889.
- [8] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. 2005. Developing efficient scalar and vector intensity measures for IDA capacity estimation by incorporating elastic spectral shape information. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(13), pp. 1573-1600.
- [9] Eads, L. 2013. Seismic collapse risk assessment of buildings: effects of intensity measure selection and computational approach. PhD Dissertation. Stanford University.
- [10] Jamshidiha, H.R., Yakhchalian, M. and Mohebi, B. 2018. Advanced scalar intensity measures for collapse capacity prediction of steel moment resisting frames with fluid viscous dampers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 109, pp. 102-118.
- [11] Rahgozar, N., Pouraminian, M. and Rahgozar, N. 2021. Reliability-based seismic assessment of controlled rocking steel cores. *Journal of Building Engineering*, 44, p. 102623.
- [12] Personeni, S., Di Pilato, M., Palermo, A. and Pampanin, S. 2008. Numerical investigations on the seismic response of masonry infilled steel frames. In: The 14th World Conference on Earthquake

- Engineering, pp. 12-17.
- [13] Ravichandran, S.S. and Klingner, R.E. 2012. Seismic design factors for steel moment frames with masonry infills: Part 2. *Earthquake Spectra*, 28(3), pp. 1205-1222.
- [14] Huang, X., Zhou, Z., Hua, K., Guo, C., Zhu, D. and Xia, T. 2018. Influence of infill configurations on seismic responses of steel self-centering moment resisting frames. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27(10), p. e1474.
- [15] Di Sarno, L. and Wu, J.R. 2020. Seismic assessment of existing steel frames with masonry infills. *Journal of Constructional Steel Research*, 169, p. 106040.
- [16] Di Sarno, L., Wu, J.R., Gutiérrez-Urzúa, F., Freddi, F., D'Aniello, M., Kwon, O.S., Bousias, S. and Dolšek, M. 2020. Dynamic response of existing steel frames with masonry infills under multiple earthquakes. In: XI International Conference on Structural Dynamics, pp. 3671-3685.
- [17] Huang, X., Zhou, Z. and Wang, Y. 2021. Investigation of the seismic behaviour of masonry infilled self-centring beam moment frames using a new infill material model. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19, pp. 4887-4910.
- [18] Kazemi, F., Asgarkhani, N. and Jankowski, R. 2023. Probabilistic assessment of SMRFs with infill masonry walls incorporating nonlinear soil-structure interaction. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 21, pp. 503-534.
- [19] Kazemi, F., Asgarkhani, N. and Jankowski, R. 2024. Enhancing seismic performance of steel buildings having semi-rigid connection with infill masonry walls considering soil type effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 177, p. 108396.
- [20] SAC Joint Venture 1994. Proceedings of the invitational workshop on steel seismic issues. Report No. SAC, 94-01. Los Angeles, California.
- [21] FEMA 2000. State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking. FEMA-355C. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [22] Wu, J.R. and Di Sarno, L. 2023. A machine-learning method for deriving state-dependent fragility curves of existing steel moment frames with masonry infills. *Engineering Structures*, 276, p. 115345.
- [23] ASCE. 2010. Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI 7-10. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- [24] McKenna, F., Fenves, G.L. and Scott, M.H. 2015. Open system for earthquake engineering simulation. Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [25] Ibarra, L.F. and Krawinkler, H. 2005. Global collapse of frame structures under seismic excitations. PEER Report 2005-06. Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [26] Haselton, C.B. and Deierlein, G.G. 2008. Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings. PEER Report 2007-08. Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [27] Lignos, D.G. and 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), pp. 1291-1302.
- [28] Seo, C.Y., Karavasilis, T.L., Ricles, J.M. and Sause, R. 2014. Seismic performance and probabilistic collapse resistance assessment of steel moment resisting frames with fluid viscous dampers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(14), pp. 2135-2154.
- [29] Kitayama, S. and Constantinou, M.C. 2016. Probabilistic collapse resistance and residual drift assessment of buildings with fluidic self-centering systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(12), pp. 1935-1953.
- [30] Crisafulli, F.J., Carr, A.J. and Park, R. 2000. Analytical modelling of infilled frame structures: A general review. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(1), pp. 30-47.
- [31] Asteris, P.G., Antoniou, S.T., Sophianopoulos, D.S. and Chrysostomou, C.Z. 2011. Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art. *Journal of Structural Engineering*, 137(12), pp. 1508-1517.
- [32] Nicola, T., Leandro, C., Guido, C. and Enrico, S. 2015. Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling. *Earthquakes and Structures*, 8(1), pp. 225-251.
- [33] Di Trapani, F., Macaluso, G., Cavaleri, L. and Papia, M. 2015. Masonry infills and RC frames interaction: literature overview and state of the art of macromodeling approach. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 19(9), pp. 1059-1095.
- [34] Liberatore, L. and Decanini, L.D. 2011. Effect of infills on the seismic response of high-rise RC buildings designed as bare according to Eurocode 8. *Ingegneria Sismica*, 3, pp. 7-23.
- [35] Mohammad Noh, N., Liberatore, L., Mollaioli, F. and Tesfamariam, S. 2017. Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees. *Engineering Structures*, 150, pp. 599-621.
- [36] Stylianidis, K.C. 2012. Experimental investigation of masonry infilled R/C frames. *The Open Construction & Building Technology Journal*, 6, pp. 194-212.

- [37] Chopra, A.K. 2020. Dynamics of structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. 5th edition. Harlow, Essex: Pearson.
- [38] Hashemi, A. and Mosalam, K.M. 2006. Shake-table experiment on reinforced concrete structure containing masonry infill wall. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(14), pp. 1827-1852.
- [39] Stavridis, A., Koutromanos, I. and Shing, P.B. 2012. Shake-table tests of a three-story reinforced concrete frame with masonry infill walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(6), pp. 1089-1108.
- [40] Guljaš, I., Penava, D., Laughery, L. and Pujol, S. 2020. Dynamic tests of a large-scale three-story RC structure with masonry infill walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 24(11), pp. 1675-1703.
- [41] Di Sarno, L., Freddi, F., D'Aniello, M., Kwon, O.S., Wu, J.R., Gutiérrez-Urzúa, F., Landolfo, R., Park, J., Palios, X. and Strepelias, E. 2021. Assessment of existing steel frames: Numerical study, pseudo-dynamic testing and influence of masonry infills. *Journal of Constructional Steel Research*, 185, p. 106873.
- [42] Jeon, J.S., Park, J.H. and DesRoches, R. 2015. Seismic fragility of lightly reinforced concrete frames with masonry infills. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(11), pp. 1783-1803.
- [43] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), pp. 491-514.
- [44] FEMA. 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA 356. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [45] Yakhchalian, M., Ghodrati Amiri, G. and 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), pp. 1275-1293.
- [46] Malhotra, P.K. 2021. Seismic analysis of structures and equipment. Sharon, Massachusetts: Springer.
- [47] USGS (United States Geological Survey) 2020. USGS Earthquake Hazards Program. Available at: <https://earthquake.usgs.gov/hazards/interactive/> (Accessed: 12 July 2023).
- [48] Yahyazadeh, A. and Yakhchalian, M. 2018. Probabilistic residual drift assessment of SMRFs with linear and nonlinear viscous dampers. *Journal of Constructional Steel Research*, 148, pp. 409-421.
- [49] Roshanfekar Rad, Z., Ghobadi, M.S. and Yakhchalian, M. 2019. Probabilistic seismic collapse and residual drift assessment of smart buildings equipped with shape memory alloy connections. *Engineering Structures*, 197, p. 109375.
- [50] Yakhchalian, M. and Yakhchalian, M. 2023. Gravity framing and composite action effects on residual drifts of steel SMFs. *Journal of Constructional Steel Research*, 211, p. 108167.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Bazregari, S.A. and Yakhchalian, M., 2025. Drift assessment of steel moment frames with masonry infills considering period elongation effects due to infill failure in damping model. *Modares Civil Engineering journal*, 25(5), pp.19-34.

DOI: 10.22034/25.5.1

