

Evaluation of Deflection Amplification Factor for Special Moment-Resisting Frame with Shear Wall under Critical Strong Ground Motions with/without Successive Shocks

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

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

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

ABSTRACT

In most seismic design codes, lateral loads are reduced by applying the response modification coefficient in the linear static analyses. Hence, the lateral displacements of the structure should be increased to obtain a realistic estimation of the actual displacements. In this regard, static drifts are multiplied by a deflection amplification factor (C_d). This factor is proposed based on single earthquakes in seismic codes such as ASCE 7 and Standard No. 2800 (4th Edition) while structures in seismic regions will typically be exposed to a number of aftershocks after a major earthquake. Since, the repair of the structures will not be practically possible before exposing to aftershocks, ensuring the proper performance of structures under successive earthquakes is essential. Accordingly, in this paper, deflection amplification factor has been evaluated for dual system of special moment-resisting frame with shear wall under critical seismic sequences. For this purpose, 3 RC building frames with the number of 3, 7 and 11 story have been subjected to linear static, linear and nonlinear dynamic analyses and the deflection amplification factor has been calculated and extracted for each of them under two states of successive and single earthquakes. The results show that successive shocks do not significantly affect the C_d compared to a single earthquake. In addition, a supplementary study has been performed for a number of single earthquakes (near-fault earthquakes which have been introduced in FEMA P695) to provide more reliable results. This investigation reveals that the proposed values in ASCE7-16 and Standard 2800 are not sufficient for C_d coefficient.

ARTICLE INFO

Receive Date: 13 October 2021

Revise Date: 27 February 2022

Accept Date: 15 March 2022

Keywords:

Seismic Sequence Phenomenon
Deflection Amplification Factor
Special Reinforced Concrete
Frame
Shear wall
Nonlinear Dynamic Analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.309412.2598>

*Corresponding author: Elham Rajabi.
Email address: rajabi@tafreshu.ac.ir

ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان در قاب‌های خمشی حاوی دیواربرشی با شکل‌پذیری ویژه در معرض زلزله‌های منفرد و متوالی بحرانی

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

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران

چکیده

ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای بر مبنای وقوع یک زلزله‌ی منفرد برآورد و پیشنهاد گردیده است؛ در حالی که سازه‌های ساختمانی واقع در مناطق لرزه‌خیز، به طور معمول پس از وقوع یک لرزه‌ی اصلی، در معرض تعدادی پس‌لرزه نیز قرار می‌گیرند. از آنجا که در اکثر مواقع، پس‌لرزه‌ها با فاصله‌ی زمانی اندک، پس از وقوع لرزه‌ی اصلی به وقوع می‌پیوندند، تعمیر و مرمت سازه، پیش از قرارگیری در معرض پس‌لرزه‌ها، عملاً امکان‌پذیر نخواهد بود. از این رو در این مقاله، ضریب بزرگنمایی تغییرمکان برای تعدادی قاب خمشی بتن‌آرمه‌ی مجهز به دیوار برشی بتن‌آرمه (سیستم دوگانه با شکل‌پذیری ویژه)، در معرض توالی‌های لرزه‌ای بحرانی، مورد ارزیابی قرار گرفته است. بدین منظور، ۳ عدد قاب ساختمانی، با تعداد طبقات ۳، ۷ و ۱۱ در نرم‌افزار *OpenSees* پیاده‌سازی و تحت تحلیل‌های دینامیکی خطی، غیرخطی و استاتیکی خطی واقع گردیده و ضریب C_d برای هر یک از این قاب‌ها، تحت دو حالت تک‌لرزه و متوالی، محاسبه و استخراج شده است. نتایج به دست آمده، عدم تأثیر قابل توجه پس‌لرزه‌ها بر روی افزایش ضریب C_d ، در مقایسه با لرزه‌ی نخست را، برای توالی‌های لرزه‌ای بحرانی، نشان داده است. به علاوه به منظور ارائه‌ی نتایج قابل اتکا، ارزیابی‌های صورت‌گرفته، مجدداً برای یک سری سناریو لرزه‌ای منفرد دیگر (زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک به گسل معرفی شده در *FEMA P695*) نیز انجام شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌های *ASCE7-16* و استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴) برای ضریب یادشده کافی نمی‌باشند.

کلمات کلیدی: پدیده توالی لرزه‌ای، ضریب بزرگنمایی تغییرمکان، قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه، دیوار برشی بتن‌آرمه، تحلیل دینامیکی غیر خطی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.309412.2598
۱۴۰۰/۰۷/۲۱	۱۴۰۰/۱۲/۰۸	۱۴۰۰/۱۲/۲۴	۱۴۰۰/۱۲/۲۴	۱۴۰۱/۱۱/۳۰	doi: 10.22065/jsce.2022.309412.2598
*نویسنده مسئول:		الهام رجیبی			
پست الکترونیکی:		rajabi@tafreshu.ac.ir			

۱- مقدمه

اکثر سازه‌های ساختمانی واقع در مناطق مستعد وقوع زلزله، در طول عمر مفید بهره‌برداری فرض شده، در معرض یک یا چند زلزله قرار می‌گیرند [۱]، بنابراین لازم است که ارزیابی‌های متعددی به منظور اطمینان از عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها صورت پذیرد. در این راستا، بررسی تغییرمکان‌های جانبی سازه‌ها، تحت نیروهای جانبی زلزله، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. با توجه به اینکه اکثر آیین‌نامه‌های بارگذاری لرزه‌ای (از جمله ASCE7) بر اساس شیوهی «طراحی بر مبنای نیرو»^۱ تدوین گردیده‌اند، معمولاً برآورد مقادیر مربوط به نیروی زلزله‌ای ایجادشده در سازه، به صورت کاهش یافته، به وسیله‌ی اعمال ضریب رفتار، صورت می‌پذیرد؛ بنابراین تغییرمکان‌های جانبی سازه تحت تحلیل‌های استاتیکی خطی نیز به صورت کاهش یافته نتیجه می‌گردند. بدین منظور لازم است که تغییرمکان‌های جانبی سازه پس از تحلیل، تحت بزرگنمایی قرار گیرند، تا تخمینی از مقادیر واقعی و حقیقی این تغییرمکان‌ها حاصل شود. این کار معمولاً به وسیله‌ی اعمال ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) ، مورد انجام واقع می‌گردد.

تحقیقات متعددی در رابطه با تعیین این ضریب صورت پذیرفته است. به عنوان نمونه، صمیمی‌فر و همکاران [۲] برای تعدادی از قاب‌های خمشی بتن‌آرمه (با شکل‌پذیری متوسط)، نسبت C_d به R (C_d/R) را برای جابجایی‌های جانبی بام (بام نسبت به پای سازه) و طبقات، در برابر زلزله‌های منفرد ارزیابی نمودند. یافته‌های این تحقیق نشان می‌دهد که مقادیر محاسبه‌شده برای نسبت C_d به R بر مبنای جابجایی‌های جانبی نسبی طبقات در مقایسه با جابجایی‌های جانبی بام، بحرانی‌تر بوده و مقدار حداقلی ۱.۰ نیز برای نسبت C_d به R پیشنهاد گردیده است. همچنین نتایج به دست آمده حاکی از عدم تأثیر تعداد دهانه‌ها بر روی مقادیر مربوط به C_d/R بوده است. محمودی و زارع [۳] نیز برای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی همگرا (از انواع معمولی و کمانش‌تاب) در برابر زلزله‌های منفرد، ضریب C_d و همچنین C_d/R را ارزیابی کردند. این ارزیابی‌ها برای متغیرهای مختلفی از جمله تعداد دهانه‌های مهاربندی‌شده، تعداد طبقات و پیکربندی‌های مختلف برای مهاربندها صورت پذیرفت و به منظور محاسبه‌ی ضریب یادشده در مطالعه‌ی مذکور، تحلیل‌هایی از انواع استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مد نظر قرار گرفت. در این راستا، یافته‌ها حاکی از تأثیر قابل توجه تعداد دهانه‌های مهاربندی‌شده و همچنین ارتفاع سازه‌ها بر روی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان بوده است. ضریب بزرگنمایی تغییرمکان برای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی واگرا در معرض زلزله‌های فاقد توالی لرزه‌ای نیز توسط کوشیلماز و تاپکایا [۴]، با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی ارتجاعی و غیرارتجاعی، مورد ارزیابی قرار گرفت و در نتیجه برای طبقات مختلف سازه‌هایی با سیستم باربر جانبی یادشده، مقادیری مناسب پیشنهاد گردید. همچنین اوزکیلیچ و همکاران [۵] بر مبنای روش پیشنهادی FEMA P695 [۶] ضرایب عملکرد لرزه‌ای را برای قاب‌های مهاربندی‌شده توسط مهاربندهای کمانش‌تاب مورد ارزیابی قرار دادند و متوجه عدم کفایت مقدار پیشنهادی آیین‌نامه‌ی بارگذاری آمریکا (ASCE 7-16) برای این سیستم سازه‌ای، یعنی $C_d = 5.0$ [۷]، گردیدند؛ بنابراین به منظور ارائه‌ی مقادیر مناسب‌تر، تحت یک مطالعه‌ی تکمیلی، ضریب C_d را برای یک سازه‌ی ۹ طبقه مجدداً محاسبه و رابطه‌ی را نیز به صورت تابعی از شماره طبقه ارائه دادند. گفتنی است که مطالعه‌ی تکمیلی انجام‌شده نشان داده است که ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (در سیستم باربر جانبی یادشده) در طبقات پایین این سیستم باربر جانبی، مقادیر بیشتری نسبت به طبقات بالاتر را دارا می‌باشد.

با این حال، علی‌رغم مطالب ذکرشده، تحقیقات نشان می‌دهد که اغلب آیین‌نامه‌های لرزه‌ای موجود در دنیا، فقط لرزه‌ی اصلی را به صورت تنها در نظر گرفته و از اثر پس‌لرزه‌ها چشم‌پوشی کرده‌اند [۸-۱۰]. از این رو، نتیجه می‌شود که ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) نیز در اکثر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای بر مبنای وقوع یک زلزله منفرد برآورد و پیشنهاد گردیده است؛ در حالی که سازه‌های ساختمانی واقع در مناطق لرزه‌خیز، به طور معمول پس از وقوع یک لرزه‌ی اصلی، در معرض تعدادی پس‌لرزه نیز قرار خواهند گرفت. با این وجود، از آنجا که وقوع پس‌لرزه‌ها، به فاصله‌ی چند دقیقه تا چند روز پس از زلزله‌ی اصلی، بسیار محتمل است، معمولاً زمان کافی برای مرمت آسیب‌های

¹ Force-based design method

سازه‌ای ناشی از لرزه‌ی نخست، پیش از وقوع لرزه‌ی بعدی در اختیار نخواهد بود [۱۱، ۱۲]. در نتیجه، در نظریه‌ی موضوع «توالی لرزه‌ای»^۲ در روند تحلیل و طراحی سازه‌ها، امری واجب و ضروری محسوب می‌گردد.

در واقع در بسیاری از سیستم‌های گسلی، پس از وقوع اولین شکست (ناشی از عدم تاب‌آوری گسل برای تحمل کرنش‌های بیشتر)، همه‌ی کرنش‌های جمع‌شده در گسل، به یکباره آزاد نشده و بنابراین به واسطه‌ی کرنش‌های آزادنشده، تنش‌های بیشتری در نواحی دیگر پدیدار می‌گردند؛ این افزایش تنش‌ها در مکان‌های مختلف باعث تجاوز تنش از حد مقاومت گسل در آن محل‌ها شده و از این رو، گسیختگی‌های پی در پی نتیجه می‌گردد و تا زمان پایداری کل سیستم گسلی، ادامه پیدا می‌کند [۸]. با توجه به اینکه پس‌لرزه‌ها ممکن است دارای «شدت» و «بزرگی» قابل ملاحظه‌ای باشند، قابلیت ایجاد خرابی و خسارات گوناگون نیز برای آنها غیرمحمول نمی‌باشد؛ به عنوان نمونه، زمین‌لرزه‌ی به وقوع پیوسته در تاریخ ۲۵ آوریل سال ۲۰۱۵ در شهر گورخا از کشور نپال^۳ (با بزرگای $M_w = 7.8$) توسط چندین پس‌لرزه دنبال شد که از میان آنها می‌توان به موردی که در تاریخ ۱۲ مه همان سال، با بزرگای $M_w = 7.3$ رخ داد، اشاره نمود [۱۳]. از آنجا که رفتار سازه‌ها تحت یک زلزله منفرد، متفاوت از قرارگیری در معرض توالی لرزه‌ای می‌باشد، تحلیل و طراحی آنها برای یک لرزه منفرد، به خصوص برای سازه‌های با اهمیت زیاد، چندان معقول و عاقلانه به نظر نمی‌رسد [۱۴]؛ بدین منظور، مطالعات بسیاری در زمینه بررسی اثرات توالی لرزه‌ای بر روی سازه‌ها صورت گرفته است؛ به عنوان نمونه، آگو و گپی کریشنا [۱۵] توسط «تحلیل دینامیکی فزاینده» (IDA)^۴ برخی پاسخ‌های سازه‌ای از جمله حداکثر جابجایی جانبی طبقات، «جابجایی‌های پسماند»^۵ و حداکثر «نسبت جابجایی نسبی طبقات»^۶ را برای تعدادی قاب خمشی بتن‌آرمه سه بعدی (با و بدون نامنظمی در ارتفاع) در معرض زلزله‌های متوالی مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج حاکی از افزایش در جابجایی جانبی بام و همچنین جابجایی پسماند بام تحت برخی از توالی‌های لرزه‌ای نسبت به حالت تک‌لرزه بوده است. به علاوه کاهش قابل ملاحظه‌ای نیز برای ظرفیت سازه‌های مورد بررسی، در هنگام قرارگیری در معرض لرزه دوم (پس از لرزه‌ی نخست)، گزارش شده است (کاهش ظرفیت فروریزش سازه). حسین‌پور و عبدالنبی [۸] مواردی از جمله تأثیر جهت اعمال شتاب‌نگاشت حاوی توالی به سازه، به تفاوت جهت پس‌لرزه (ها) با لرزه‌ی نخست را برای برخی از پاسخ‌های سازه، از جمله جابجایی‌های پسماند و جابجایی‌های جانبی نسبی، مورد سنجش قرار دادند. بدین منظور در این مطالعه دو قاب خمشی بتن‌آرمه‌ی دو بعدی، با و بدون نامنظمی (در ارتفاع)، مورد ارزیابی واقع گردید. نتایج به دست‌آمده نشان می‌دهد که جهت اعمال شتاب‌نگاشت حاوی توالی به سازه‌ی نامنظم، جابجایی‌های نسبی کل و جابجایی‌های پسماند را تحت تأثیر قرار می‌دهد. همچنین در نظریه‌ی تنها یک لرزه‌ی اصلی به منظور ارزیابی اثرات مربوط به جهت اعمال شتاب‌نگاشت به سازه‌ی نامنظم، نتایج غیرقابل اعتمادی را نتیجه خواهد داد. علاوه بر این‌ها، جهت اعمال پس‌لرزه (ها) به سازه (نسبت به جهت لرزه‌ی نخست) نیز، بر روی پاسخ سازه‌ی نامنظم قابل توجه بوده است؛ در حالی که برای سازه‌ی منظم تأثیر چندانی نداشته است. معصومی و همکاران [۱۶] اثرات مربوط به در نظرگیری پس‌لرزه و مؤلفه‌ی قائم زلزله (هم برای لرزه‌ی نخست و هم برای پس‌لرزه) را بر روی پاسخ قاب‌های خمشی بتن‌آرمه، به وسیله‌ی انجام تعداد زیادی تحلیل دینامیکی فزاینده، مورد مطالعه قرار دادند. نتایج حاصل نشان می‌دهد که اعمال همزمان مؤلفه‌ی قائم زلزله به‌مراه مؤلفه (های) افقی و همچنین قرارگیری سازه‌ی آسیب‌دیده (از لرزه‌ی نخست) در معرض پس‌لرزه، احتمال فروریزش سازه را، افزایش خواهد داد. همچنین با افزایش سطح آسیب ناشی از لرزه‌ی نخست، احتمال فروریزش سازه نیز، به مقدار قابل توجهی افزایش خواهد یافت. دی‌سارنو و امیری [۱۷] نیز «تساع زمان تناوب»^۸ را برای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه (از نوع یک درجه آزادی) تحت تعدادی از زلزله‌های متوالی مورد ارزیابی قرار داده و روابطی نیز به منظور محاسبه این پارامتر مهم به صورت تابعی از زمان تناوب اولیه (ناحیه ارتجاعی سازه) و ... ارائه کردند. حمیدی جمنانی و همکاران [۱۴] توزیع انرژی و رفتار غیرخطی دیوارهای برشی بتن‌آرمه را در معرض توالی لرزه‌ای مورد مطالعه و بررسی قرار دادند. یافته‌های این مطالعه، حاکی از افزایش اتلاف انرژی غیرخطی سازه‌ها، در هنگام قرارگیری در معرض توالی لرزه‌ای، بوده است. همچنین مشاهدات نشان داده است

² Seismic sequence

³ Struck Gorkha, Nepal

⁴ Moment magnitude (مقایس امواج گشتاوری زمین)

⁵ Incremental dynamic analysis

⁶ Residual displacements

⁷ Inter-story drift ratio

⁸ Period elongation

که جابجایی پسماند سازه‌های قرارگرفته در معرض توالی لرزه‌ای همواره افزایشی نبوده و مواردی نیز به صورت کاهش‌ی ثبت شده است. وانگ و همکاران [۱۸] نیز ارزیابی‌هایی را بر روی یک ساختمان بلندمرتبه‌ی ۳۲ طبقه‌ای قرارگرفته در معرض توالی‌های لرزه‌ای انجام داده و به نتایجی از جمله عدم افزایش همیشگی حداکثر نسبت جابجایی نسبی طبقات (ناشی از پس لرزه) در ساختمان‌های بلند و پتانسیل بالای پس لرزه‌های قوی در جابجایی محل طبقه‌ی ضعیف در ساختمان دست یافتند. امیری و بوژورکز [۱۹] «نسبت جابجایی پسماند»^۹ (C_r) سازه‌های یک درجه آزادی را بررسی کرده و روابطی نیز برای پیش‌بینی نسبت جابجایی پسماند سازه‌ها تحت توالی‌های لرزه‌ای به عنوان تابعی از زمان تناوب اولیه (ناحیه ارتجاعی سازه)، ضریب رفتار (R) و ... پیشنهاد نمودند. دولینسکا و مورزین [۲۰] رفتار دینامیکی یک سوله‌ی بتنی را توسط نرم‌افزار آباکوس^{۱۰} مورد مطالعه قرار دادند. یافته‌های حاصل نشان داد که گرچه پس لرزه‌ها موجب شکست در سازه نمی‌شوند، کرنش‌های پلاستیک غیرقابل بازگشت را به نواحی بیشتری گسترش داده و همچنین مقاومت بتن را نیز در معرض کاهش قرار خواهند داد. سانگ و همکاران [۲۱] جابجایی‌های جانبی نسبی طبقات و همچنین جابجایی‌های پسماند را برای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه‌ی پیش‌تنیده از نوع SCPC-MRFs^{۱۱} و معمولی، تحت توالی لرزه‌ای مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که لرزه‌های دوم در صورت دارابودن شدتی کمتر از لرزه‌ی نخست، تأثیر قابل توجهی بر روی جابجایی‌های جانبی نسبی نخواهند گذاشت. با این حال پس لرزه‌ها افزایش قابل توجهی را متوجه جابجایی‌های پسماند می‌کنند؛ البته این افزایش در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه‌ی پیش‌تنیده از نوع SCPC بسیار کم‌رنگ‌تر از همتای معمولی آن بوده است.

بنابراین با توجه به مطالب ذکرشده و تأثیرات منفی ناشی از عدم در نظرگیری توالی لرزه‌ای در بررسی‌های لرزه‌ای، در این مقاله به ارزیابی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) در معرض توالی‌های لرزه‌ای بحرانی، برای تعدادی قاب خمشی بتن‌آرمه حاوی دیوار برشی بتن‌آرمه (سیستم دوگانه با شکل‌پذیری ویژه)، پرداخته شده است.

۲- ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d)

در این مقاله به منظور محاسبه‌ی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d)، از روابط ارائه‌شده توسط یوانگ [۲۲] و همچنین یخچالیان و همکاران [۲۳] بهره گرفته شده است. بدین ترتیب فرمول‌بندی‌های ضرایب پاسخ سازه‌ای بر مبنای شکل (۱)، به صورت روابط (۱) تا (۳) استخراج گردیده است:

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

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \mu_s\Omega \quad (2)$$

$$\frac{C_d}{R} = \frac{\mu_s\Omega}{R_{\mu}\Omega} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_e} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_e} \quad (3)$$

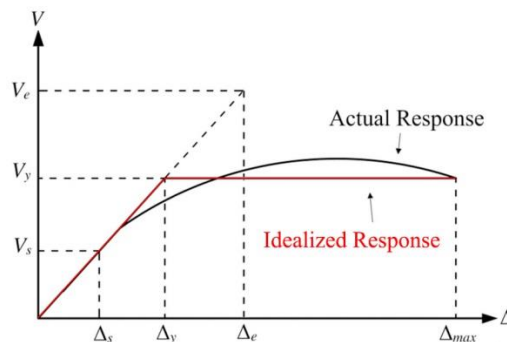
که V_e مقدار نیروی ایجادشده در سازه (در معرض زلزله‌ی سطح طراحی) بدون در نظر گرفتن توانایی سازه برای ورود به ناحیه‌ی غیرخطی، V_y برش پایه تسلیم در نمودار ایده‌آل‌سازی‌شده‌ی پاسخ واقعی سازه، V_s برش پایه طراحی، Δ_s تغییرمکان جانبی نسبی طراحی (تغییرمکان جانبی نسبی حاصل‌شده به واسطه‌ی V_s)، Δ_y تغییرمکان 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 Δ_{max} حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در حالت غیرخطی سازه می‌باشد.

⁹ Residual displacement ratio

¹⁰ ABAQUS

¹¹ Self-centering prestressed concrete moment resisting frames

همچنین پارامترهای R, μ, δ, R و نیز به ترتیب به ضریب کاهش شکل پذیری، اضافه مقاومت سازه‌ای، ضریب اصلاح پاسخ و تقاضای شکل پذیری اشاره می‌نمایند. بنابراین برای محاسبه‌ی C_d لازم است که حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله‌ی سطح طراحی به حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل استاتیکی خطی (با لحاظ کردن ضریب رفتار) تقسیم گردد. به علاوه به منظور محاسبه‌ی C_d/R لازم است که حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله‌ی سطح طراحی، به حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی، بدون لحاظ کردن ضریب رفتار (تحت زلزله‌ی سطح طراحی)، تقسیم گردد [۲۳].



شکل ۱: پاسخ‌های واقعی، ایده‌آل‌شده و خطی (خط‌چین) سازه [۲۳]

۳- مدلسازی

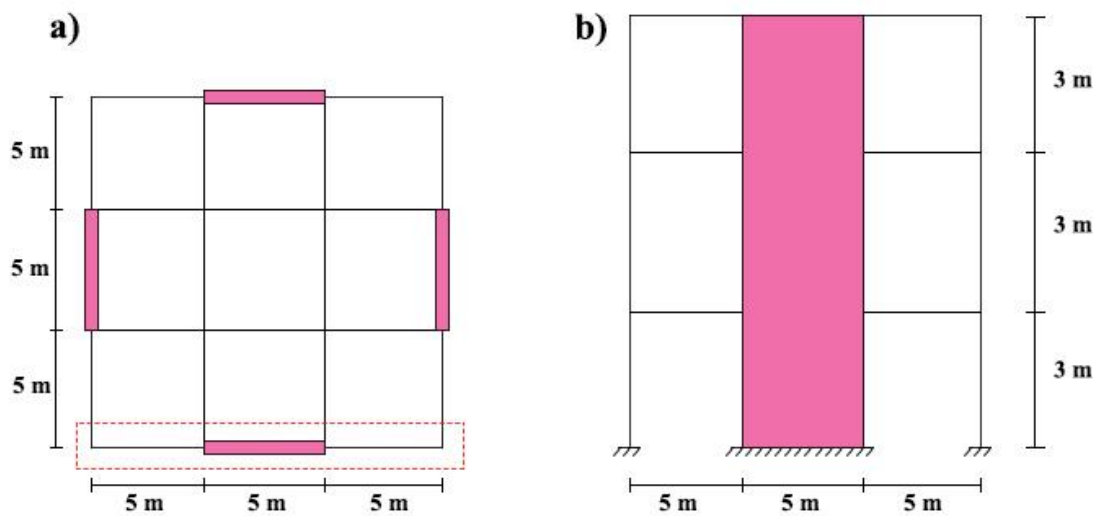
به منظور انجام مطالعات لرزه‌ای، ۳ عدد قاب ساختمانی، دارای کاربری مسکونی، با تعداد طبقات ۳، ۷ و ۱۱ (نماینده‌ای از ساختمان‌های کوتاه و میان‌مرتبه) با سیستم باربر جانبی از نوع قاب خمشی بتن‌آرمه به‌مراه دیوار برشی بتن‌آرمه^{۱۲} (هر دو دارای شکل‌پذیری ویژه)، در نظر گرفته شده است؛ در این راستا، ارتفاع طبقات برای تمامی قاب‌ها، ۳ متر و عرض هر یک از دهانه‌ها نیز برابر با ۵ متر لحاظ گردیده است. به علاوه تعداد دهانه‌های قاب‌های مورد بررسی به عدد ۳ محدود شده است (شکل ۲).

۳-۱- تحلیل و طراحی خطی

در این مطالعه از نرم‌افزار ایتبز^{۱۳} (ورژن سال ۲۰۱۶) [۲۴] در جهت تعیین ابعاد مناسب برای مقاطع اعضای سازه‌ای بهره گرفته شده است. بدین منظور بارگذاری‌های لرزه‌ای با فرض استقرار سازه‌ها بر روی خاک نوع II از شهر تهران، بر طبق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۲۵] برآورد و بارگذاری‌های ثقلی نیز بر مبنای مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲) [۲۶] انجام گردیده‌اند (جدول ۱). گفتنی است که تمامی مقاطع مربوط به تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی، به طور کامل و دقیق بر مبنای آیین‌نامه‌ی طراحی سازه‌های بتنی آمریکا (ACI 318-14) [۲۷] مورد طراحی واقع گشته و الزامات این آیین‌نامه را برآورده نموده‌اند. در این راستا، جزئیات مربوط به ابعاد مقاطع تیرها و ستون‌ها در جدول (۲) ارائه گردیده است؛ همچنین این جزئیات برای دیوارهای برشی در اشکال (۳) تا (۵) به نمایش گذاشته شده است. به علاوه مقاومت مشخصه‌ی ۲۸ روزه‌ی نمونه استوانه‌ای بتن، ۲۵ مگاپاسکال (C25)، مدول الاستیسیته بتن برابر با ۲۳۵۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته‌ی فولاد نیز ۲۰۰ گیگاپاسکال لحاظ گردیده است. قابل ذکر است که در تیرها و ستون‌ها، آرماتورهای طولی همگی به قطر ۲۰ (F_y=400 MPa, F_u=600 MPa) و آرماتورهای عرضی، همگی به قطر ۱۰ (F_y=340 MPa, F_u=500 MPa) در نظر گرفته شده است.

^{۱۲} سیستم دوگانه

^{۱۳} ETABS 2016



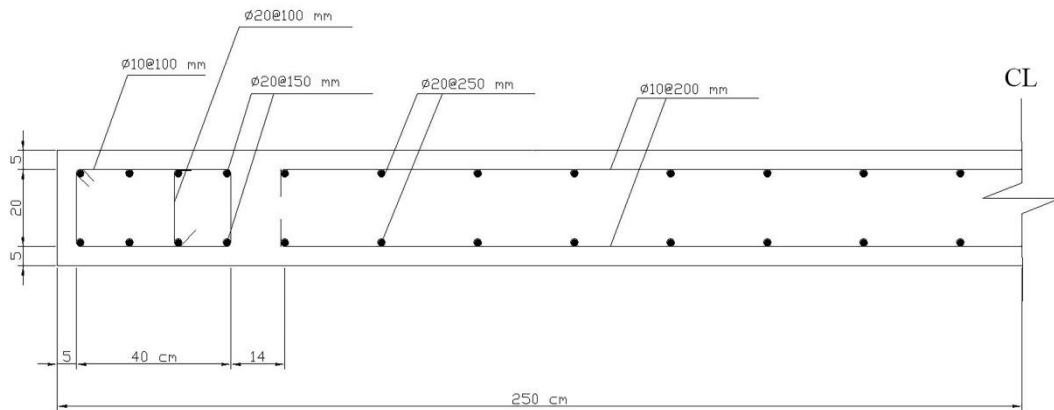
شکل ۲: تصاویر شماتیک مربوط به پلان و نمای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی + دیوار برشی؛ (a) پلان؛ (b) نما

جدول ۱: مقادیر مربوط به بارگذاری‌های ثقلی

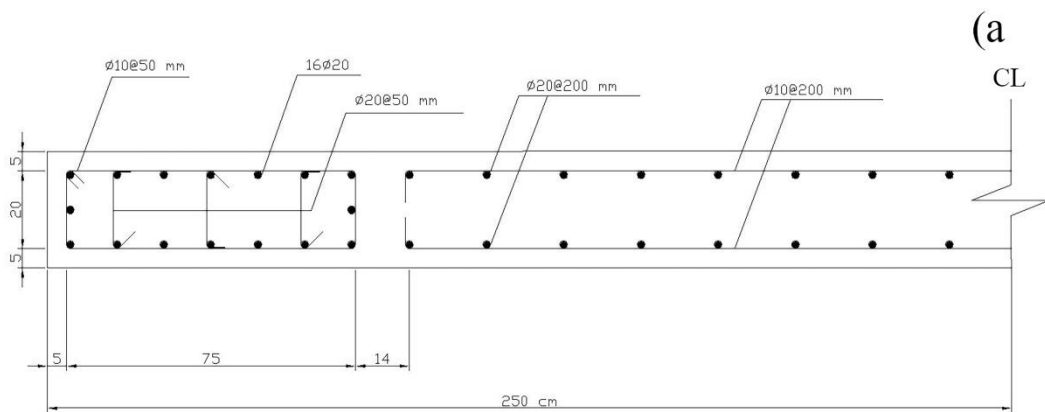
بارگذاری‌های ثقلی	
بار مرده طبقات (kg f/m)	۱۴۲۵
بار زنده طبقات (kg f/m)	۵۰۰
بار دیوارهای داخلی (kg f/m)	۴۲۵
بار مرده بام (kg f/m)	۱۶۰۰
بار زنده بام (kg f/m)	۳۷۵
بار دیوارهای پیرامونی (kg f/m)	۱۲۰۰

جدول ۲: ابعاد مقاطع مربوط به اعضای سازه‌ای

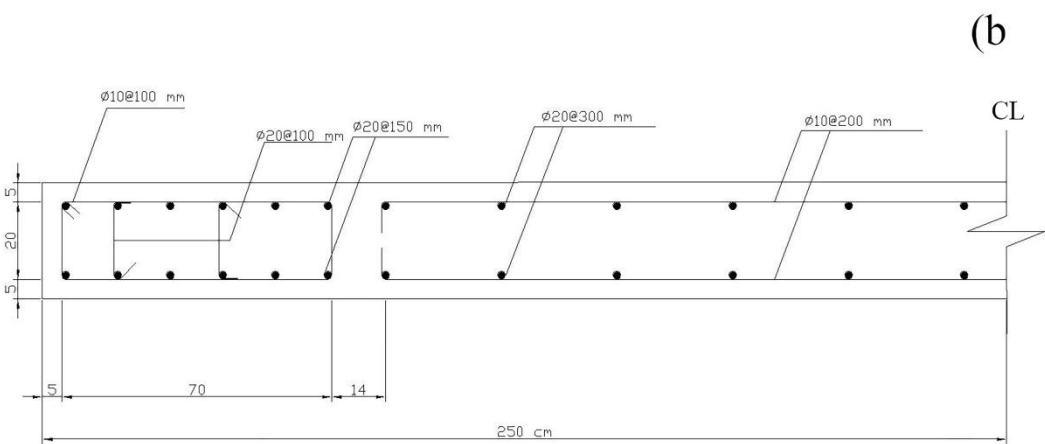
مقطع تیر (mm)	مقطع ستون (mm)	شماره‌ی طبقه	قاب‌ها
B400X400-5Φ20	C450X450-12Φ20	۱ تا ۳	قاب ۳ طبقه
B450X450-4Φ20	C500X500-16Φ20	۱ تا ۳	قاب ۷ طبقه
B400X400-4Φ20	C450X450-12Φ20	۴ تا ۷	
B500X500-6Φ20	C550X550-16Φ20	۱ تا ۴	قاب ۱۱ طبقه
B450X450-6Φ20	C500X500-16Φ20	۵ تا ۸	
B400X400-5Φ20	C450X450-12Φ20	۹ تا ۱۱	



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

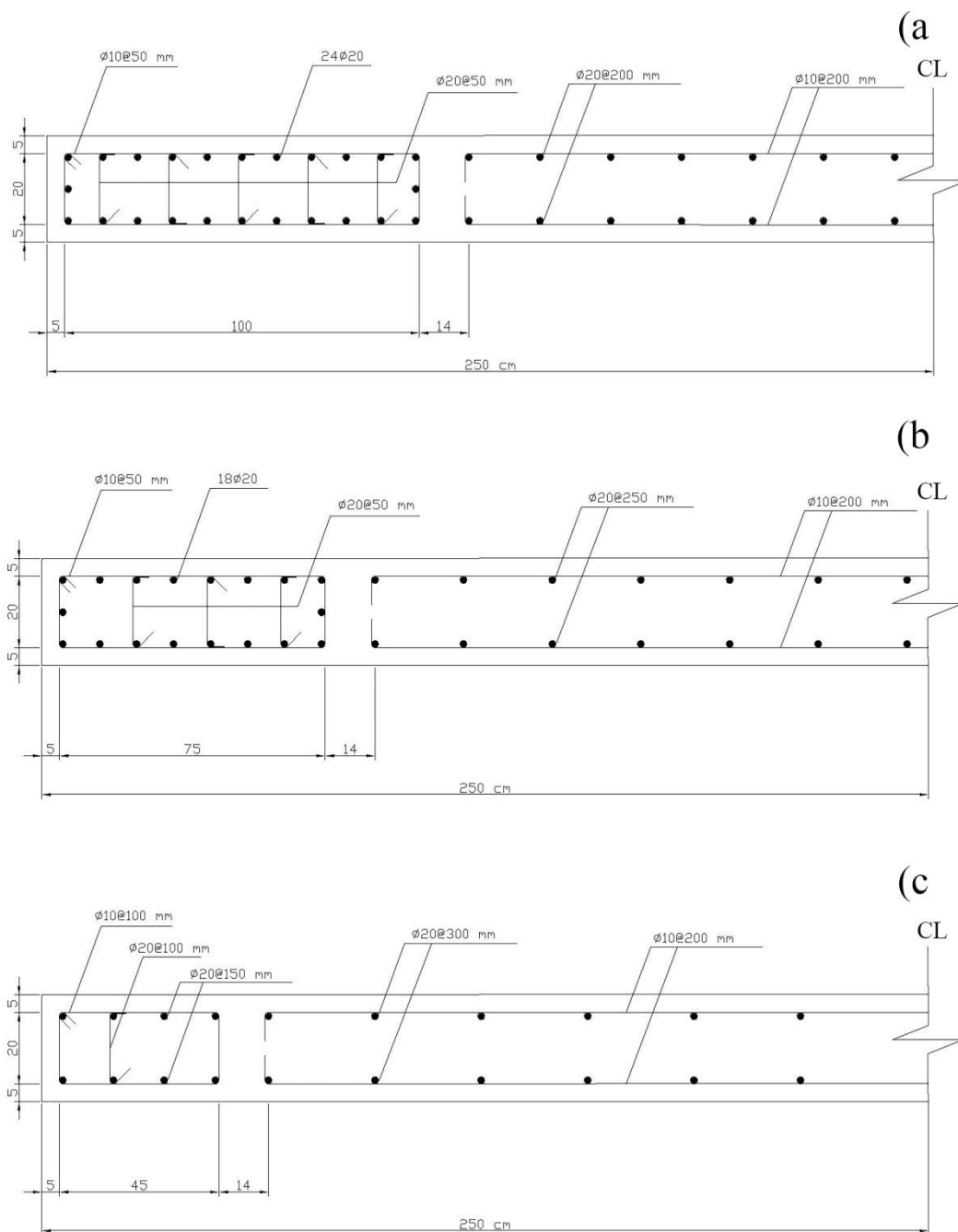


(a)



(b)

شکل ۴: مقاطع عرضی دیوار برشی قاب ۷ طبقه: (a) طبقات ۱ تا ۳؛ (b) طبقات ۴ تا ۷



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

۲-۳- مدلسازی غیر خطی:

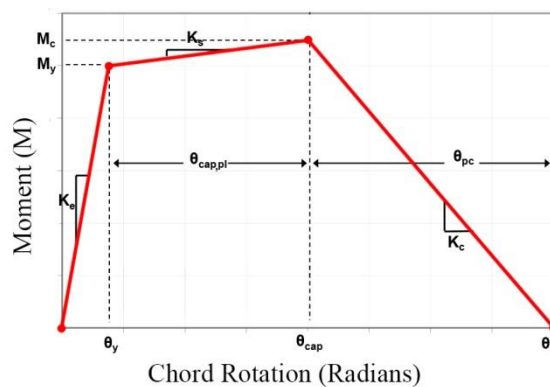
۱-۲-۳- مشخصات المان‌ها:

به منظور انجام محاسبات مربوط به استخراج ضریب بزرگنمایی تغییر مکان (Ca) قاب‌ها و لزوم به کارگیری تحلیل‌های تاریخچه زمانی خطی، غیر خطی و همچنین تحلیل استاتیکی خطی، از نرم‌افزار اپنسیس [۲۸] بهره گرفته شده است. در این راستا، برای مدلسازی تیرها و ستون‌ها، روش پلاستیسیته‌ی متمرکز مد نظر واقع گردیده است. گفتنی است که در این روش، تیرها و ستون‌ها با استفاده از یک

المان الاستیک (Element Elastic Beam Column) در میانه‌ی عضو و دو المان بدون طول (Zero Length Element)، واقع در دو انتهای المان الاستیک میانی، مورد مدلسازی قرار می‌گیرند. همچنین برای مدلسازی دیوارهای برشی، از المان SFI-MVLEM، که به طور مناسبی قابلیت در نظرگیری اندرکنش برش و خمش را دارا می‌باشد [۲۹، ۳۰]، استفاده شده است. قابل ذکر است که از اثرات مربوط به اندرکنش خاک و سازه در این مطالعه چشم‌پوشی گردیده است.

۳-۲-۲- مشخصات مصالح:

در این مقاله برای اختصاص رفتار غیرخطی به دو انتهای تیرها و ستون‌ها، مدل رفتاری توسعه‌یافته توسط ایبارا و همکاران [۳۱] با پاسخ حداکثری چرخه‌ای جهت‌دار (تحت عنوان ModIMKPeakOriented Material [۳۲]) در مرکز توجه واقع گردیده است. همچنین نمونه‌ای از رفتار یکنوای این مدل رفتاری در شکل (۶) به نمایش گذاشته شده است.



شکل ۶: رفتار یکنوای مدل رفتاری مورد استفاده [۳۳]

قابل ذکر است که به منظور محاسبه‌ی پارامترهای اصلی تشکیل‌دهنده‌ی مدل رفتاری یادشده، از روابط ارائه‌شده توسط هسلتون و همکاران [۳۴]، استفاده شده است. همچنین برای شبیه‌سازی رفتار تک‌محور^{۱۴} آرماتورهای فولادی موجود در دیوارهای برشی، از مدل رفتاری Steel02 (پیشنهادشده توسط مینگاتو و پینتو [۳۵]) و برای بخش بتنی دیوار، از مصالح ConcreteCM بر مبنای روابط ارائه‌شده توسط مندر و همکاران [۳۶] بهره گرفته شده است. به علاوه میرایی به کار گرفته‌شده در تحلیل‌های دینامیکی این مطالعه، از نوع میرایی رایلی با نسبت میرایی ۰.۰۵ ($\xi = 0.05$)، بوده است.

۳-۳- صحت‌سنجی روش مدلسازی:

برای اطمینان از عملکرد صحیح مدلسازی به شیوه‌های ذکرشده، یکی از دیوارهای برشی ارائه‌شده توسط لیو و همکاران [۳۷]، تحت مدلسازی مجدد قرار گرفته، سپس نتایج مربوط به زمان تناوب موده‌های اول و دوم مدل مرجع و مدل پیاده‌سازی‌شده با روش‌های مدلسازی مطالعه‌ی حاضر، مقایسه شده و در جدول (۳) ارائه گردیده است. نتایج جدول (۳) حاکی از اختلاف اندک، میان زمان تناوب موده‌های اول و دوم مدل مرجع و مدل پیاده‌سازی‌شده، و در نتیجه صحت مدلسازی با روش مطالعه‌ی حاضر می‌باشد.

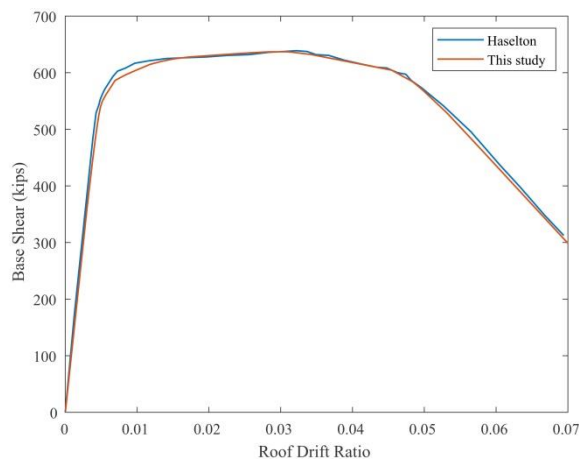
به علاوه به منظور اطمینان از رفتار درست مدل‌ها در نواحی غیرخطی، هر یک از سیستم‌های قاب خمشی و دیوار برشی، به صورت جداگانه در معرض صحت‌سنجی غیرخطی واقع گردیده‌اند. در این راستا، شیوه‌ی مدلسازی قاب‌های خمشی در مطالعه‌ی حاضر، به وسیله‌ی مدلسازی مجدد یکی از قاب‌های به کار گرفته‌شده توسط هسلتون [۳۸]، تحت صحت‌سنجی قرار گرفته است. بدین منظور، قاب مذکور، به طور مجدد مدلسازی شده، در معرض تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل پوش‌اور) واقع گردیده، نمودار پوش‌اور آن ترسیم شده و با مدل مرجع، مورد مقایسه قرار گرفته است. همچنین صحت‌سنجی بخش مربوط به دیوار برشی، به کمک مدلسازی مجدد یکی از

¹⁴ Uni-Axial

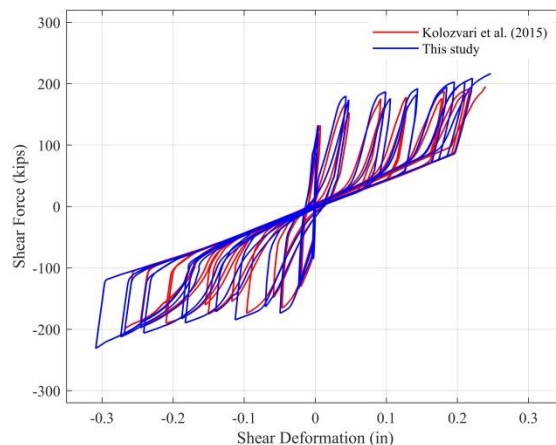
دیوارهای برشی ارائه شده در مرجع [۳۹]، صورت پذیرفته است. در این راستا، نمودار چرخه‌ای «نیروی برشی» بر حسب «تغییر شکل برشی» دیوار استخراج شده و با نمودار متناظر مدل مرجع تحت مقایسه واقع گردیده است. نتایج مربوط به قیاسات صورت گرفته برای قاب خمشی و دیوار برشی به ترتیب در تصاویر (۷) و (۸) منعکس گردیده و قابل مشاهده می‌باشد.

جدول ۳: مقایسه‌ی نتایج میان زمان تناوب مدل مرجع و مدل پیاده‌سازی شده با روش‌های مدلسازی مطالعه‌ی حاضر

مودها	مود اول	مود دوم
زمان تناوب ارائه شده توسط لیو و همکاران [۳۷] (ثانیه)	۰/۶۲	۰/۱۲
زمان تناوب به دست آمده از مدل پیاده‌سازی شده با روش مدلسازی مطالعه‌ی حاضر (ثانیه)	۰/۵۸	۰/۱۰
اختلاف (ثانیه)	۰/۰۴	۰/۰۲



شکل ۷: مقایسه‌ی نمودار پش‌اور استخراج شده و نمودار ارائه شده توسط هسلتون [۳۸]



شکل ۸: مقایسه‌ی نمودار چرخه‌ای «نیروی برشی-تغییر شکل برشی» استخراج شده و نمودار ارائه شده در مرجع [۳۹]

۴- سناریوهای لرزه‌ای نخست (شتاب‌نگاشت‌های حاوی توالی لرزه‌ای بحرانی)

در حالت کلی، شتاب‌نگاشت‌های حاوی توالی یا به صورت واقعی و یا به صورت مصنوعی تحت استفاده واقع می‌گردند؛ از این بین، شتاب‌نگاشت‌های حاوی توالی مصنوعی، خود به دو شیوه‌ی «پشت به پشت» و «تصادفی» ایجاد شده و مورد استفاده قرار می‌گیرند. در روش پشت به پشت، برای لرزه‌ی نخست و پس لرزه، از یک زلزله‌ی وقوع پیوسته‌ی یکسان بهره گرفته می‌شود [۴۰]. به طوری که پس لرزه-

ها، از تکرار لرزه‌ی نخست تشکیل می‌شوند. با این حال، تحقیقات نشان داده است که محتوای فرکانسی پس‌لرزه‌ها به مقدار قابل توجهی متفاوت از لرزه‌ی اصلی می‌باشد. بنابراین استفاده از روش پشت به پشت، به واسطه‌ی یکسان‌بودن محتوای فرکانسی لرزه‌ی نخست و دوم (به بعد)، منجر به تولید نتایج غیرقابل اعتماد می‌گردد [۱۱، ۴۱، ۴۲]. همچنین به منظور تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی به روش تصادفی، ابتدا تعدادی از زلزله‌های به وقوع پیوسته در واقعیت مورد انتخاب واقع گشته و سپس این زلزله‌ها به طور تصادفی در جایگاه لرزه‌ی نخست و پس‌لرزه (ها) قرار می‌گیرند [۴۰، ۴۱، ۴۳]. با توجه به محتوای فرکانسی متفاوت لرزه‌ی نخست و پس‌لرزه (ها)، این روش، به نسبت روش پشت به پشت و در غیاب توالی‌های ثبت‌شده‌ی واقعی، روش مناسب‌تری محسوب می‌گردد. با این حال پاسخ‌های به دست‌آمده از تحلیل سازه‌های قرارگرفته در معرض شتاب‌نگاشت‌های ساخته‌شده بدین روش نیز نسبتاً دست بالا گزارش شده است [۱۱، ۴۰]. در نتیجه، بهترین و مناسب‌ترین گزینه برای ارزیابی‌های مرتبط با توالی لرزه‌ای، استفاده از توالی‌های لرزه‌ای به وقوع پیوسته‌ی واقعی می‌باشد [۴۰]. بنابراین در این مقاله نیز، از توالی‌های لرزه‌ای به وقوع پیوسته‌ی واقعی بهره گرفته شده است. در این راستا، به منظور انتخاب توالی‌های لرزه‌ای بحرانی (زلزله‌هایی با بیشترین اثرگذاری بر روی پاسخ‌های سازه)، از پارامتر EPA کمک گرفته شده است. این پارامتر در مطالعه قدرتی امیری و منوچهری دانا [۴۴] به عنوان «مناسب‌ترین پارامتر جهت انتخاب شتاب‌نگاشت‌های بحرانی» معرفی شده است. 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) می‌باشد. بر این اساس، از میان توالی‌های لرزه‌ای بحرانی معرفی‌شده توسط قدرتی امیری و رجبی [۴۵]، ۵۵ توالی لرزه‌ای برای اعمال به قاب‌های مدل‌شده، انتخاب و در جداول (۴) تا (۷) ارائه گردیده است. گفتنی است که توالی‌های لرزه‌ای استفاده‌شده به دو دسته‌ی کلی تقسیم‌بندی شده‌اند؛ دسته‌ی اول شامل توالی‌هایی با فاصله‌ی زمانی کمتر از ۱ روز (در واقع کمتر از ۱۰ دقیقه) بین وقوع لرزه‌ی نخست و لرزه‌ی دوم و دسته‌ی دوم شامل توالی‌هایی می‌باشد، که فاصله‌ی زمانی بین وقوع لرزه‌ی نخست و لرزه‌ی دوم، کمتر از ۱۰ روز بوده است. همچنین هر کدام از این دسته‌ها، خود به دو زیردسته تقسیم شده است؛ زیردسته‌ی اول مربوط به توالی‌هایی با EPA حداکثر و زیردسته‌ی دوم مربوط به توالی‌هایی با EPA نزدیک به حداکثر می‌باشد. به علاوه، لرزه‌های پی‌درپی انتخاب‌شده برای یک سناریوی متوالی، در یک ایستگاه و در راستای مشابه ثبت گردیده‌اند. گفتنی است که در این مقاله تنها موضوع توالی لرزه‌ای مد نظر بوده و بنابراین لرزه‌های متوالی مورد استفاده، الزاماً شرایط لرزه اصلی و پس‌لرزه را برآورده نمی‌کنند.

جدول ۴: مشخصات لرزه‌های متوالی با فاصله وقوع کمتر از ۱ روز؛ EPA حداکثر

No	Name	Date	Time	Time gap (min)	EPA (g)	Station
1	Chalfant Valley	86-07-21	14:42	9	0.4854	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
		86-07-21	14:51		0.1047	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
2	Hollister	61-04-09	7:23	2	0.0725	USGS 1028 Hollister City Hall
		61-04-09	7:25		0.0794	USGS 1028 Hollister City Hall

جدول ۵: مشخصات لرزه‌های متوالی با فاصله وقوع کمتر از ۱ روز؛ EPA نزدیک به حداکثر

No	Name	Date	Time	Time gap (min)	EPA (g)	Station
3	Chalfant Valley	86-07-21	14:42	9	0.2197	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
		86-07-21	14:51		0.0887	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
4	Chi- Chi Taiwan	99-09-20	17:57	6	0.1797	CWB 99999 TCU079
		99-09-20	18:03		0.2268	CWB 99999 TCU079
5	Chi- Chi Taiwan	99-09-20	17:57	6	0.1026	CWB 9999936 TCU129
		99-09-20	18:03		0.2844	CWB 9999936 TCU129
6	Imperial Valley	79-10-15	23:16	3	0.4215	USGS 952 El Centro Array #5
		79-10-15	23:19		0.1614	USGS 952 El Centro Array #5
7	Irpina, Italy	80-11-23	19:34	1	0.1335	ENEL 99999 Calitri
		80-11-23	19:35		0.1221	ENEL 99999 Calitri

جدول ۶: مشخصات لرزه‌های متوالی با فاصله وقوع کمتر از ۱۰ روز؛ EPA حداکثر

No	Name	Date	EPA (g)	Station
8	Chalfant Valley3	7/20/1986	0.2451	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
		7/21/1986	0.4854	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
9	Chalfant Valley4	7/20/1986	0.2451	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
		7/21/1986	0.1047	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
10	Coalinga	7/22/1983	0.0993	CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
		7/25/1983	0.3513	CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
11	Kalamata	9/13/1986	0.2512	ITSAK 99999 Kalamata (bsmt)
		9/15/1986	0.2322	ITSAK 99999 Kalamata (bsmt)
12	Kozani	5/15/1995	0.0931	ITSAK 99999 Chromio Anapsiktirio
		5/17/1995	0.1023	ITSAK 99999 Chromio Anapsiktirio
13	Mammoth1	5/25/1980	0.3443	CDMG 54099 Convict Creek
		5/25/1980	0.2618	CDMG 54099 Convict Creek
14	Mammoth2	5/25/1980	0.2726	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/26/1980	0.1117	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
15	Mammoth3	1/7/1983	0.1328	CDMG 54099 Convict Creek
		1/7/1983	0.1201	CDMG 54099 Convict Creek
16	Mammoth4	5/27/1980	0.1722	USC 37 USC McGee Creek Inn
		5/31/1980	0.2767	USC 37 USC McGee Creek Inn
17	Mammoth5	5/25/1980	0.2726	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/27/1980	0.4287	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
18	Mammoth6	5/26/1980	0.1117	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/27/1980	0.4287	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
19	Managua	12/23/1972	0.3305	3501 Managua, ESSO
		12/23/1972	0.2354	3501 Managua, ESSO
20	Northwest6	4/11/1997	0.2278	CSB 19001 Jiashi
		4/15/1997	0.1545	CSB 19001 Jiashi
21	Oroville	8/2/1975	0.02188	CDMG 1546 Up & Down Cafe (OR1)
		8/2/1975	0.03882	CDMG 1546 Up & Down Cafe (OR1)

جدول ۷: مشخصات لرزه‌های متوالی با فاصله وقوع کمتر از ۱۰ روز؛ EPA نزدیک به حداکثر

No	Name	Date	EPA	Station
22	Chalfant Valley5	7/21/1986	0.4854	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
		7/31/1986	0.0493	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
23	Chalfant Valley6	7/21/1986	0.1047	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
		7/31/1986	0.0493	CDMG 54428 Zack Brothers Ranch
24	Chalfant Valley7	7/21/1986	0.2197	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
		7/31/1986	0.0966	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
25	Chalfant Valley8	7/21/1986	0.0887	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
		7/31/1986	0.0966	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
26	Chalfant Valley9	7/20/1986	0.088	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
		7/21/1986	0.2197	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
27	Chalfant Valley10	7/20/1986	0.088	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
		7/21/1986	0.0887	CDMG 54171 Bishop - LADWP South St
28	Coalinga1	7/22/1983	0.2731	CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
		7/22/1983	0.0993	CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)
29	Coalinga3	7/22/1983	0.0248	CDMG 47T03 Sulphur Baths (temp)
		7/25/1983	0.1012	CDMG 47T03 Sulphur Baths (temp)
30	Kalamata	9/13/1986	0.2512	ITSAK 99999 Kalamata (bsmt)
		9/15/1986	0.1465	ITSAK 99999 Kalamata (bsmt)
31	Kozani1	5/15/1995	0.0404	ITSAK 99999 Grevena
		5/17/1995	0.0159	ITSAK 99999 Grevena
32	Kozani2	5/15/1995	0.0404	ITSAK 99999 Grevena
		5/19/1995	0.0308	ITSAK 99999 Grevena
33	Kozani3	5/17/1995	0.0159	ITSAK 99999 Grevena
		5/19/1995	0.0308	ITSAK 99999 Grevena
34	Livermore	1/24/1980	0.086	CDMG 57187 San Ramon - Eastman Kodak
		1/27/1980	0.2119	CDMG 57187 San Ramon - Eastman Kodak
35	Mammoth1	5/25/1980	0.2387	CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.
		5/25/1980	0.4091	CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.
36	Mammoth2	5/25/1980	0.3443	CDMG 54099 Convict Creek

		5/25/1980	0.1563	CDMG 54099 Convict Creek
37	Mammoth3	5/25/1980	0.3443	CDMG 54099 Convict Creek
		5/25/1980	0.2041	CDMG 54099 Convict Creek
38	Mammoth4	5/25/1980	0.3443	CDMG 54099 Convict Creek
		5/26/1980	0.0912	CDMG 54099 Convict Creek
39	Mammoth5	5/25/1980	0.3443	CDMG 54099 Convict Creek
		5/27/1980	0.2207	CDMG 54099 Convict Creek
40	Mammoth6	5/25/1980	0.1563	CDMG 54099 Convict Creek
		5/25/1980	0.2041	CDMG 54099 Convict Creek
41	Mammoth7	5/25/1980	0.1563	CDMG 54099 Convict Creek
		5/25/1980	0.2618	CDMG 54099 Convict Creek
42	Mammoth8	5/25/1980	0.1563	CDMG 54099 Convict Creek
		5/26/1980	0.0912	CDMG 54099 Convict Creek
43	Mammoth9	5/25/1980	0.1563	CDMG 54099 Convict Creek
		5/27/1980	0.2207	CDMG 54099 Convict Creek
44	Mammoth10	5/25/1980	0.2041	CDMG 54099 Convict Creek
		5/25/1980	0.2618	CDMG 54099 Convict Creek
45	Mammoth11	5/25/1980	0.2041	CDMG 54099 Convict Creek
		5/26/1980	0.0912	CDMG 54099 Convict Creek
46	Mammoth12	5/25/1980	0.2041	CDMG 54099 Convict Creek
		5/27/1980	0.2207	CDMG 54099 Convict Creek
47	Mammoth13	5/25/1980	0.2618	CDMG 54099 Convict Creek
		5/26/1980	0.0912	CDMG 54099 Convict Creek
48	Mammoth14	5/25/1980	0.2618	CDMG 54099 Convict Creek
		5/27/1980	0.2207	CDMG 54099 Convict Creek
49	Mammoth15	5/26/1980	0.0912	CDMG 54099 Convict Creek
		5/27/1980	0.2207	CDMG 54099 Convict Creek
50	Mammoth16	5/25/1980	0.2635	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/25/1980	0.0884	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
51	Mammoth17	5/25/1980	0.2635	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/25/1980	0.2726	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
52	Mammoth18	5/25/1980	0.2635	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/25/1980	0.2158	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
53	Mammoth19	5/25/1980	0.2635	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/26/1980	0.1117	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
54	Mammoth20	5/25/1980	0.2635	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/27/1980	0.4287	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
55	Mammoth21	5/25/1980	0.0884	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)
		5/25/1980	0.2726	CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)

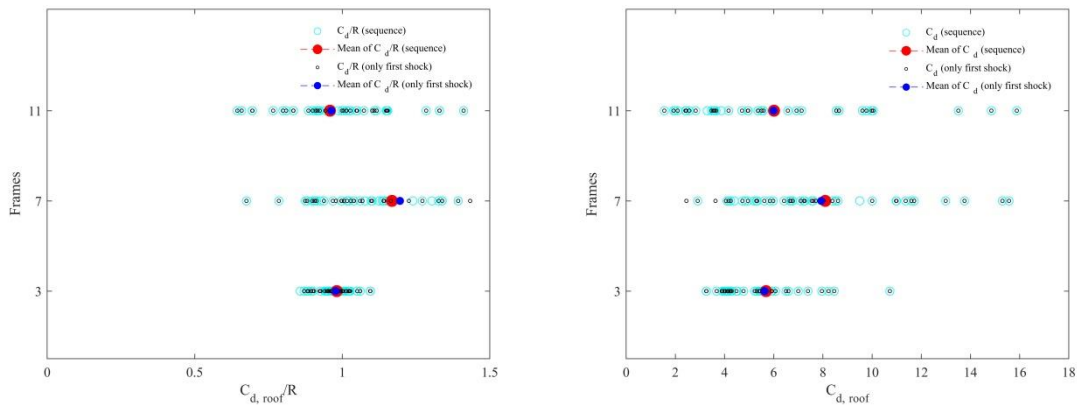
گفتنی است که به منظور ایجاد شتاب‌نگاشت‌های حاوی توالی برای اعمال به سازه‌ها، از فاصله‌ی زمانی ۱۰۰ ثانیه (با شتابی برابر با صفر) میان لرزه‌ی نخست و دوم بهره گرفته شده، و از زمان‌های واقعی ثبت‌شده میان لرزه‌ی نخست و دوم زلزله‌های معرفی شده استفاده نشده است. همچنین به منظور مقیاس کردن لرزه‌های نخست شتاب‌نگاشت‌های حاوی توالی به سطح خطر مورد نظر آیین‌نامه (زلزله‌ی سطح طراحی) از روش ارائه شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۲۵] بهره گرفته شده است.

۵- ارزیابی ضریب C_d و C_d/R :

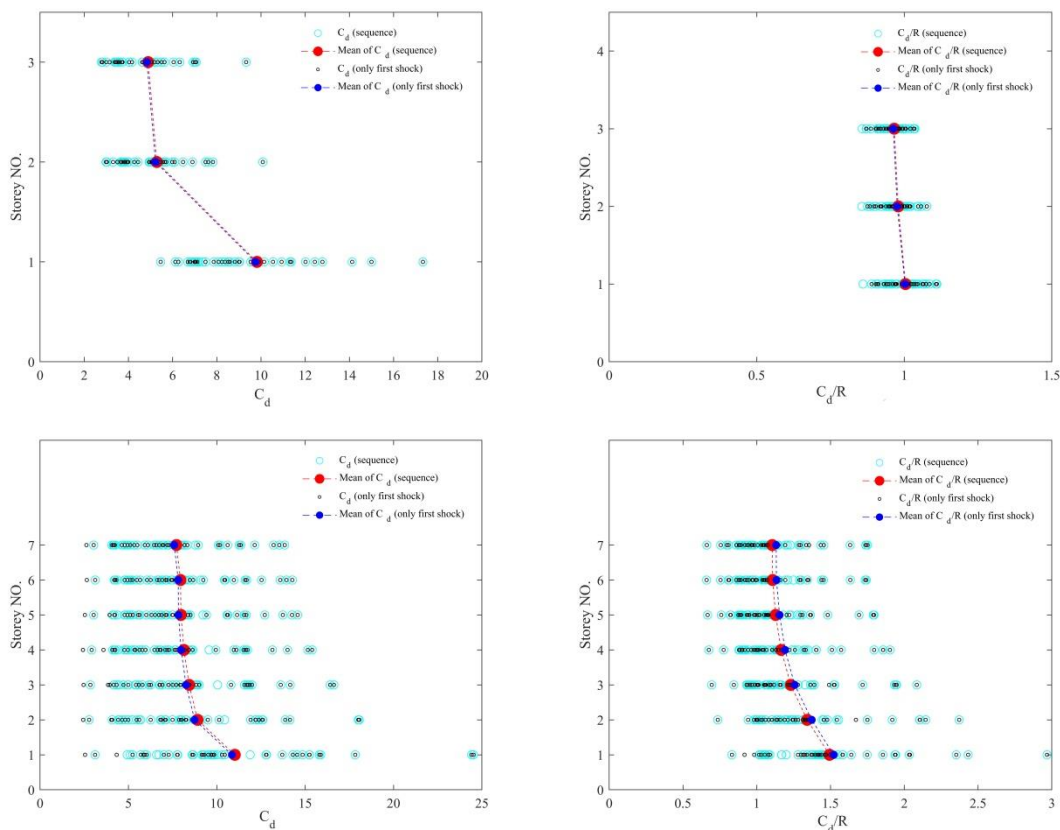
در این مقاله به منظور ارزیابی ضریب C_d و همچنین C_d/R ، از مقادیر مربوط به حداکثر «نسبت تغییر مکان جانبی نسبی^{۱۵}» قاب‌ها بهره گرفته شده است. در این راستا، با توجه به احتمال تمرکز آسیب‌های سازه‌ای در طبقات خاصی از یک سازه‌ی چند طبقه و به تبع آن،

¹⁵ Drift ratio

ایجاد تغییر مکان‌های جانبی بزرگتر در آن طبقات [۲]، علاوه بر «نسبت تغییر مکان جانبی نسبی بام^{۱۶}» (بام نسبت به پای سازه)، «نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات^{۱۷}» قاب‌ها نیز مورد ارزیابی واقع گردیده است. بدین منظور، تمامی قاب‌ها علاوه بر قرارگیری در معرض تحلیل استاتیکی خطی، تحت تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی (در معرض توالی‌های لرزه‌ای معرفی شده) قرار گرفته‌اند. بدین ترتیب، پس از استخراج نسبت تغییر مکان جانبی نسبی برای بام و طبقات در تمام قاب‌ها، نتایج مربوط به ضریب C_d و همچنین C_d/R ، یک بار تحت توالی لرزه‌ای و بار دیگر تنها برای لرزه‌ی نخست همان توالی محاسبه گردیده است و نتایج حاصل از محاسبات صورت گرفته در اشکال (۹) و (۱۰)، برای سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شده، ارائه گردیده است.

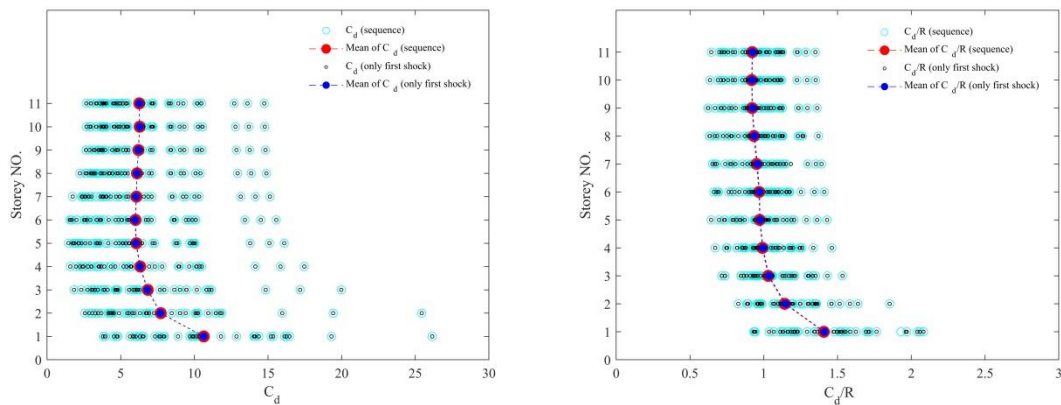


شکل ۹: مقادیر مربوط به C_d و C_d/R ، بر مبنای نسبت تغییر مکان جانبی نسبی بام قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه



¹⁶ Roof drift ratio

¹⁷ Inter-story drift ratio



شکل ۱۰: مقادیر مربوط به C_d/R و C_d ، بر مبنای نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه

همانطور که در اشکال (۹) و (۱۰) به وضوح قابل ملاحظه می‌باشد، علی‌رغم تغییرات اندک در نتایج ثبت‌شده برای تعدادی از شتاب‌نگاشت‌های حاوی توالی نسبت به حالت زلزله‌ی منفرد (تک‌لرزه)، عدم تغییر مقادیر میانگین C_d/R و C_d قاب‌ها در هنگام قرارگیری در معرض توالی‌های لرزه‌ای نسبت به حالت زلزله‌ی منفرد (تک‌لرزه) نتیجه گردیده است. این موضوع نمایانگر عدم تغییر حداکثر جابجایی جانبی نسبی غیرخطی قاب‌ها، در هنگام قرارگیری در معرض لرزه‌های دوم (حتی برای توالی‌های لرزه‌ای بحرانی) می‌باشد. با این حال، تمرکز این مطالعه تنها بر روی اثرات مربوط به توالی لرزه‌های بحرانی بوده و شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته‌شده در این مقاله، الزاماً شرایط لرزه‌ی اصلی و پس‌لرزه را نداشتند. از این رو به منظور اطمینان از صحت نتایج به دست‌آمده، ضریب C_d/R و C_d ، بر مبنای تعدادی زلزله‌ی منفرد (متفاوت با زلزله‌های قبلی) مجدداً محاسبه شده و نتایج حاصل، در قالب یک مطالعه‌ی تکمیلی ارائه گردیده است.

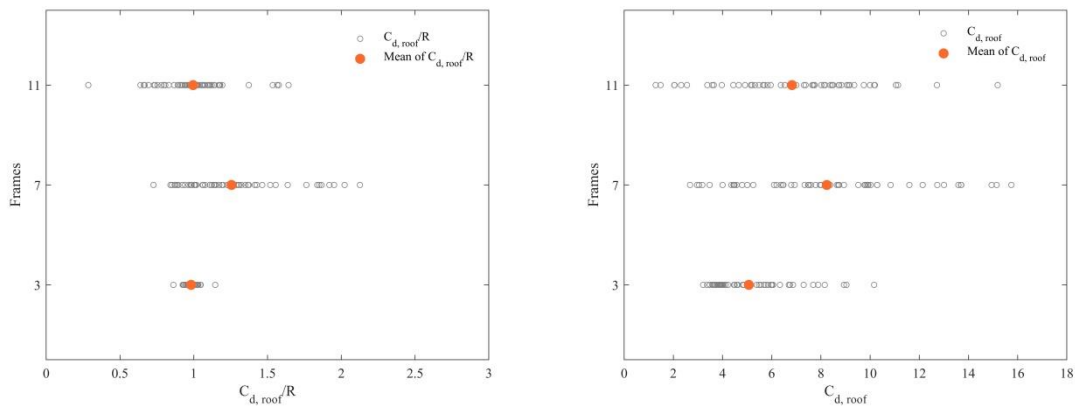
۶- سناریوهای لرزه‌ای دوم (زلزله‌ی منفرد «حوزه‌ی نزدیک به گسل» پیشنهادشده توسط FEMA P695)

در این مطالعه، همانطور که پیش‌تر نیز اشاره شد، شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته‌شده‌ی حاوی توالی، الزاماً شرایط لرزه‌ی اصلی و پس‌لرزه را نداشته و تنها اثرات ناشی از اعمال دو زلزله‌ی بحرانی پشت سرهم، مورد مطالعه قرار گرفته است. از طرفی، همانطور که در بخش پیشین ذکر گردید، بر مبنای اشکال (۹) و (۱۰)، لرزه‌های دوم، مقادیر میانگین مربوط به C_d/R و C_d را نسبت به لرزه‌های نخست، به طور قابل توجهی تغییر نداده و بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که در این سیستم باربر جانبی، محاسبه و استخراج ضریب C_d/R و C_d ، تنها بر مبنای زلزله‌های منفرد، کافی بوده و از دقت مناسبی نیز برخوردار می‌باشد. از این رو به منظور اطمینان از صحت نتایج به دست‌آمده در بخش پیشین، مقادیر مربوط به ضریب C_d/R و C_d مجدداً بر مبنای اعمال ۵۶ زلزله‌ی منفرد «حوزه‌ی نزدیک به گسل» پیشنهادشده توسط FEMA P695 [۶] محاسبه شده و نتایج حاصل در اشکال (۱۱) و (۱۲) ارائه گردیده است.

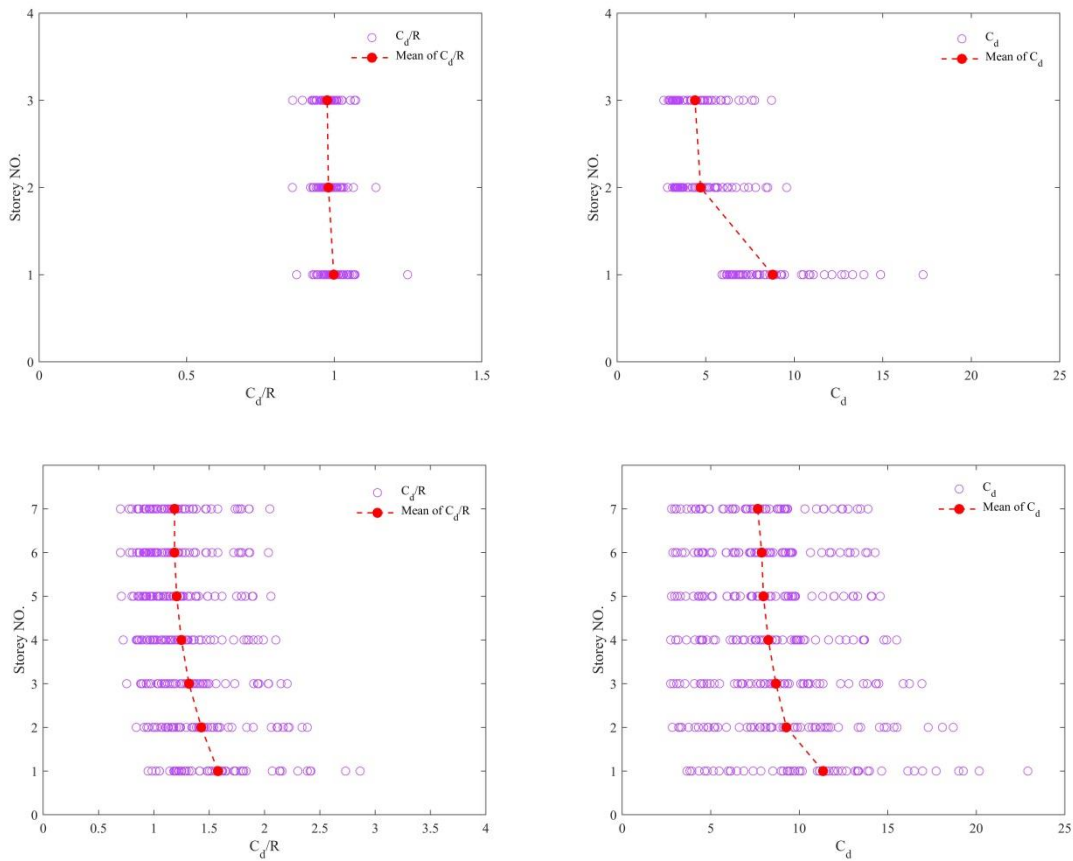
با مشاهده‌ی نمودارهای ارائه‌شده در شکل (۱۲) و مقایسه هر نمودار با نمودار متناظر در شکل (۱۰)، می‌توان دریافت که الگوی مقادیر میانگین ضریب C_d/R و C_d در ارتفاع قاب‌ها، در سناریوهای لرزه‌ای متفاوت^{۱۸}، تقریباً مشابه می‌باشد. همچنین مشاهده می‌گردد که مقادیر ضریب C_d/R و C_d در ارتفاع طبقات، یکسان نبوده و مقادیر متفاوتی برای هر طبقه به ثبت رسیده است.

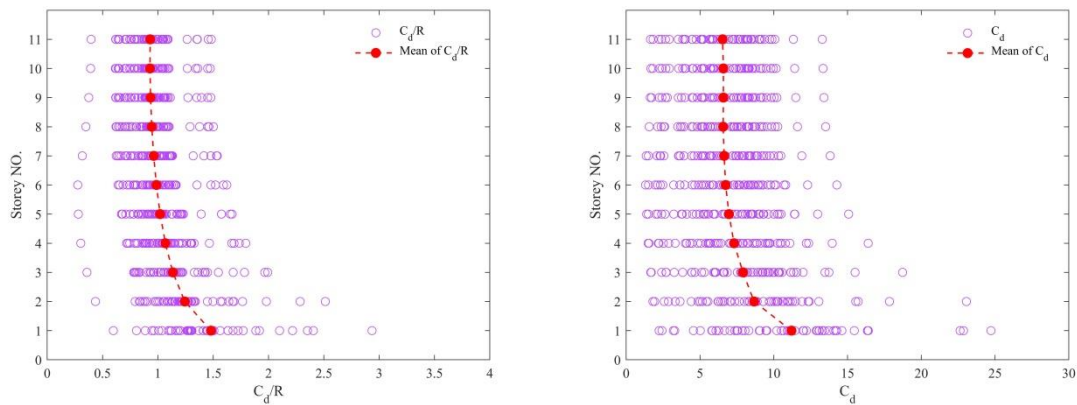
به علاوه به منظور مقایسه بهتر میان نتایج حاصل از سناریوهای لرزه‌ای معرفی‌شده در جداول (۴) تا (۷) و زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک به گسل پیشنهادشده توسط FEMA P695، در جداول (۸) و (۹) علاوه بر نتایج مربوط به ضریب $C_d, roof/R$ و $C_d, roof$ ، حداکثر مقادیر ثبت‌شده در ارتفاع طبقات هر قاب برای مقادیر میانگین ضریب C_d/R و C_d ارائه گردیده است.

^{۱۸} یعنی زلزله‌های معرفی‌شده در جداول (۴) تا (۷)، و زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک به گسل پیشنهادشده توسط FEMA P695



شکل ۱۱: مقادیر مربوط به C_d و C_d/R ، بر مبنای نسبت تغییر مکان جانبی نسبی بام قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه (بر اساس زلزله‌های حوزه نزدیک FEMA (P695)





شکل ۱۲: مقادیر مربوط به C_d/R و C_d بر مبنای نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات قاب‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه (بر اساس زلزله‌های حوزه نزدیک FEMA (P695)

جدول ۸: خلاصه‌ای از نتایج مربوط به ضریب C_d

قاب‌ها	بر مبنای نسبت جابجایی نسبی بام				بر مبنای نسبت جابجایی نسبی طبقات			
	مقدار میانگین ثبت‌شده برای $C_{d, roof}$				حداکثر مقدار میانگین ثبت‌شده برای C_d در ارتفاع قاب			
	سناریو زلزله‌های متوالی		زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک به گسل FEMA P695	سناریو زلزله‌های متوالی		زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک به گسل FEMA P695		
لرزه‌ی نخست	حالت توالی	لرزه‌ی نخست		حالت توالی				
۳ طبقه	۹,۷۵۵۲	۹,۸۱۵۹	۸,۷۸۱۴	۵,۶۲۸۹	۵,۶۸۴۸	۵,۰۶۷۲		
۷ طبقه	۱۰,۸۵۷۷	۱۱,۰۱۵۸	۱۱,۳۴۵۳	۷,۹۳۱۲	۸,۰۹۳۴	۸,۲۳۹۴		
۱۱ طبقه	۱۰,۶۳۲۲	۱۰,۶۳۸۵	۱۱,۱۹۹۹	۵,۹۹۰۳	۶,۰۱۰۷	۶,۸۲۱۸		

جدول ۹: خلاصه‌ای از نتایج مربوط به C_d/R

قاب‌ها	بر مبنای نسبت جابجایی نسبی بام				بر مبنای نسبت جابجایی نسبی طبقات			
	مقدار میانگین ثبت‌شده برای $C_{d, roof}/R$				حداکثر مقدار میانگین ثبت‌شده برای C_d/R در ارتفاع قاب			
	سناریو زلزله‌های متوالی		زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک به گسل FEMA P695	سناریو زلزله‌های متوالی		زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک به گسل FEMA P695		
لرزه‌ی نخست	حالت توالی	لرزه‌ی نخست		حالت توالی				
۳ طبقه	۱,۰۰۲۴	۱,۰۰۴۱	۰,۹۹۸۱	۰,۹۷۷۶	۰,۹۸۱۰	۰,۹۸۱۸		
۷ طبقه	۱,۵۲۱۴	۱,۴۹۳۱	۱,۵۷۹۲	۱,۱۹۵۵	۱,۱۶۸۲	۱,۲۵۵۹		
۱۱ طبقه	۱,۴۱۰۸	۱,۴۰۷۲	۱,۴۷۹۶	۰,۹۶۲۷	۰,۹۵۸۴	۰,۹۹۵۳		

همانطور که از جداول (۸) و (۹) قابل برداشت است، حداکثر مقادیر میانگین به دست‌آمده برای ضریب C_d و C_d/R ، برای سناریوهای لرزه‌ای مورد مطالعه، در یک محدوده بوده و اختلاف بارزی دیده نمی‌شود. علاوه بر این می‌توان مشاهده کرد که در تمام موارد، مقادیر ثبت‌شده بر مبنای نسبت جابجایی نسبی بام ($C_{d, roof}/R$ و $C_{d, roof}$)، کمتر از حداکثر مقدار متناظر ثبت‌شده بر مبنای نسبت جابجایی نسبی طبقات (C_d/R و C_d) بوده است.

۷- نتایج

در این مقاله، به منظور بررسی اثر توالی‌های لرزه‌ای بحرانی بر روی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان، تعدادی قاب ساختمانی با سیستم باربر جانبی دوگانه (قاب خمشی بتن آرمه‌ی ویژه به همراه دیوار برشی بتن آرمه‌ی ویژه) تحت ارزیابی واقع گردیده است. بدین منظور قاب‌های ذکر شده تحت تحلیل‌های استاتیکی خطی، دینامیکی خطی و غیرخطی قرار گرفته و حداکثر نسبت جابجایی جانبی نسبی بام (بام نسبت به پای سازه) و طبقات برای هر یک از این تحلیل‌ها استخراج و در نهایت ضریب C_d و همچنین C_d/R برای هر یک از قاب‌ها محاسبه گردیده است. در این راستا، نتایج به دست آمده برای ضریب C_d و همچنین C_d/R ، به وضوح نشان می‌دهند که اعمال دو زلزله‌ی پشت سر هم (توالی لرزه‌ای)، در مقایسه با اعمال یک زلزله‌ی منفرد، موجب تغییرات قابل توجه، در مقادیر میانگین C_d و C_d/R قاب‌ها نمی‌گردد. این نتیجه‌ی مهم، می‌تواند بیانگر عدم لزوم در نظیرگیری پدیده‌ی توالی لرزه‌ای، در بررسی‌های مرتبط با محاسبه‌ی ضریب بزرگنمایی تغییرمکان، در این سیستم سازه‌ای بوده و بنابراین، کفایت ارزیابی این ضریب را، تنها بر مبنای اعمال زلزله‌های منفرد، نشان می‌دهد. با این حال ارزیابی‌های صورت گرفته در این مطالعه محدود بوده و احتیاط در استفاده از نتایج بدست آمده، ضروری به نظر می‌رسد. همچنین گفتنی است که تمرکز این مطالعه تنها بر روی اثرات مربوط به توالی لرزه‌های بحرانی بوده و شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته شده در این مقاله، الزاماً شرایط لرزه‌ی اصلی و پس‌لرزه را نداشته‌اند؛ از این رو به منظور اطمینان از صحت نتایج و مقادیر ثبت شده برای ضریب C_d و C_d/R قاب‌های قرار گرفته در معرض سناریوهای لرزه‌ای معرفی شده در جداول (۴) تا (۷)، یک مطالعه‌ی تکمیلی بر مبنای اعمال ۵۶ زلزله‌ی منفرد حوزه‌ی نزدیک به گسل پیشنهاد شده توسط FEMA P695 صورت گرفته و ضریب C_d و C_d/R قاب‌ها مجدداً محاسبه گردیده است. موارد زیر به اختصار، نتایج به دست آمده را بیان می‌کنند:

- ضریب C_d و C_d/R در طبقات مختلف قاب‌ها، یکسان نبوده و مقادیر مختلفی برای آن‌ها به ثبت رسیده است.
- روند تغییرات مقادیر میانگین ضریب C_d و C_d/R ، از طبقات میانی به بعد کاهش یافته و تقریباً ثابت گردیده است.
- مقادیر میانگین به دست آمده برای ضریب C_d و C_d/R قاب‌ها، در سناریوهای لرزه‌ای متفاوت، در یک محدوده قرار گرفته و اختلاف قابل توجهی نداشته‌اند.
- تغییرات ضریب C_d و C_d/R در طبقات متوالی، الگوی مشابهی را در تمام قاب‌ها دنبال می‌کند.
- مقادیر بزرگ‌تر ثبت شده برای میانگین ضریب C_d و C_d/R در طبقات پایینی، بیانگر تمرکز تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگتری در این طبقات، در مقایسه با طبقات بالاتر، می‌باشد.
- مقدار پیشنهادی آیین‌نامه‌های ASCE7-16 ($C_d=5.5$; $R=7.0$) و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ($C_d=5.5$; $R=7.5$) برای طبقات پایین هیچ یک از قاب‌ها، مناسب و کافی نمی‌باشد.
- اختصاص مقدار یکتا برای ضریب C_d در این سیستم باربر جانبی، احتمالاً منجر به طراحی غیراقتصادی سازه در طبقات بالایی و یا تخمین دست‌پایین در طبقات پایینی می‌گردد.

سپاسگزاری

در اینجا بر خود لازم می‌دانیم که از تمامی افرادی که در راستای انجام این پژوهش یاری‌رسان بوده‌اند، کمال تشکر و قدردانی را داشته باشیم. به علاوه از مرکز پردازش سریع دانشگاه تفرش نیز، صمیمانه سپاسگزاری می‌گردد.

مراجع

- [۱] Cui, Z., Alipour, A., and Shafei, B. (2019). Structural performance of deteriorating reinforced concrete columns under multiple earthquake events. *Engineering Structures*, 191, 460-468. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.073>
- [۲] Samimifar ,M., Oskouei, A. V., and Rofooei, F. R. (2015). Deflection amplification factor for estimating seismic lateral deformations of RC frames. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 14 (2), 373-384. doi: 10.1007/s11803-015-0029-y
- [۳] Mahmoudi, M. and Zaree, M. (2013). Evaluating the displacement amplification factors of concentrically braced steel frames. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 5 (1), 13. doi: 10.1186/2008-6695-5-13
- [۴] Kuşyılmaz, A. and Topkaya, C. (2015). Displacement amplification factors for steel eccentrically braced frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44 (2), 167-184. doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.2463>
- [۵] Özkılıç, Y. O., Bozkurt, M. B., and Topkaya, C. (2018). Evaluation of seismic response factors for BRBFs using FEMA P695 methodology. *Journal of Constructional Steel Research*, 151, 41-57. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.09.015>
- [۶] FEMA-P695. (2009). *Quantification of building seismic performance factors, FEMA P695 ATC-63 Project Report*. Washington, DC Available
- [۷] ASCE7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-16*. City: VA, U.S.A., American Society of Civil Engineers.
- [۸] Hosseinpour, F. and Abdelnaby, A. E. (۲۰۱۷). Effect of different aspects of multiple earthquakes on the nonlinear behavior of RC structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 706-725. doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.11.006>
- [۹] Pang, R., Xu, B., Zhou, Y., Zhang, X., and Wang ,X. (2020). Fragility analysis of high CFRDs subjected to mainshock-aftershock sequences based on plastic failure. *Engineering Structures*, 206, 110152. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110152>
- [۱۰] Zhao, C., Yu, N., Peng, T., Gautam, A., and Mo ,Y. L. (2020). Vulnerability assessment of AP1000 NPP under mainshock-aftershock sequences. *Engineering Structures*, 208, 110348. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110348>
- [۱۱] Bao, X., Zhang, M.-H., and Zhai, C.-H. (2019). Fragility analysis of a containment structure under far-fault and near-fault seismic sequences considering post-mainshock damage states. *Engineering Structures*, 198, 109511. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109511>
- [۱۲] Wen, W., Ji, D., and Zhai, C. (2020). Ground motion rotation for mainshock-aftershock sequences: Necessary or not? *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 130, 105976. doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105976>
- [۱۳] Ghasemi, M., Khorshidi, H., and Fanaie, N. (2021). Performance evaluation of RC-MRFs with UHPSFRC and SMA rebars subjected to mainshock-aftershock sequences. *Structures*, 32, 1871-1887. doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.02.058>
- [۱۴] Jamnani, H. H., Amiri, J. V., and Rajabnejad, H. (2018). Energy distribution in RC shear wall-frame structures subject to repeated earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 107, 116-128. doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.01.010>
- [۱۵] Ogu, P. and Gopikrishna, K. (2020). Assessment of three-dimensional RC moment-resisting frames under repeated earthquakes. *Structures*, 26, 6-23. doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.03.039>
- [۱۶] Massumi, A., Sadeghi, K., and Ghaedi, H. (2021). The effects of mainshock-aftershock in successive earthquakes on the response of RC moment-resisting frames considering the influence of the vertical seismic component. *Ain Shams Engineering Journal*, 12 (1), 393-405. doi: <https://doi.org/10.1016/j.asej.2020.04.005>
- [۱۷] Di Sarno, L. and Amiri, S. (2019). Period elongation of deteriorating structures under mainshock-aftershock sequences. *Engineering Structures*, 196, 109341. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109341>
- [۱۸] Wang, X., Wen, W., and Zhai, C. (2020). Vulnerability assessment of a high-rise building subjected to mainshock-aftershock sequences. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29 (15), e1786. doi: <https://doi.org/10.1002/tal.1786>
- [۱۹] Amiri, S. and Bojórquez, E. (2019). Residual displacement ratios of structures under mainshock-aftershock sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 121, 179-193. doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.021>

- [۲۰] Dulinska, J. M. and Murzyn, I. J. (2016). Dynamic behaviour of a concrete building under a mainshock–aftershock seismic sequence with a concrete damage plasticity material model. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*, 7 (sup1), 25-34. doi: 10.1080/19475705.2016.1181341
- [۲۱] Song, L.-L., Guo, T., and Cao, Z.-L. (2015). Seismic response of self-centering prestressed concrete moment resisting frames with web friction devices. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 71, 151-162. doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.01.018>
- [۲۲] Uang, C. M. (1991). Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions. *Journal of Structural Engineering*, ۱۷(۱), ۱۱۷, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:1(۱۱۷)
- [۲۳] Yakhchalian, M., Asgarkhani, N., and Yakhchalian, M. (2020). Evaluation of deflection amplification factor for steel buckling restrained braced frames. *Journal of Building Engineering*, 3, ۱۰۱۲۲۸, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101228>
- [۲۴] ETABS, *Integrated Building Design Software*. (2016). Computer and Structures Inc., Berkeley, CA, USA .
- [۲۵] *Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings, Standard No. 28۴*, ۵th edition, BHRC, 2016 .
- [۲۶] NBRI. (2013). *National Building Regulations of Iran, Part 6*. City: Tehran, Road, Housing and Urban Development Research Center.
- [۲۷] ACI318. (2014). *Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI 31 ۱۴-۸*. City: Farmington Hills, Michigan, American Concrete Institute.
- [۲۸] *Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees)*. Pacific earthquake engineering research center, University of California, Berkeley .
- [۲۹] Kolozvari, K., Tran, T. A., Orakcal, K., and Wallace, J. W. (2015). Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. II: Experimental Validation. *Journal of Structural Engineering*, 141 (5), 04014136. doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001083
- [۳۰] Kolozvari, K., Orakcal, K., and Wallace, J. W. (2015). Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls. I: Theory. *Journal of Structural Engineering*, 141 (5), 04014135. doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001059
- [۳۱] Ibarra, L. F., Medina, R. A., and Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34 (12), 1489-1511. doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.495>
- [۳۲] Lignos, D. and Krawinkler, H. (2012). *Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations*. Stanford University, Stanford, CA Available
- [۳۳] Haselton, C. B., Liel, A. B., Dean, B. S., Chou, J. H., and Deierlein, G. G., "Seismic Collapse Safety and Behavior of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings," in *Structural Engineering Research Frontiers*, 2007, pp. 1-14.
- [۳۴] Haselton, C. B., Liel, A. B., Taylor-Lange, S. C., and Deierlein, G. G. (2016). Calibration of model to simulate response of reinforced concrete beam-columns to collapse. *ACI Structural Journal*, 113 (6), doi .
- [۳۵] Menegotto, M. and Pinto, P. E. (1973). *Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending*. Available
- [۳۶] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114 (8), 1804-1826. doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(198۸)۱۱۴:۸(۱۸۰۴)
- [۳۷] Liu, Y., Kuang, J. S., Huang, Q., Guo, Z., and Wang, X. (2020). Spectrum-based pushover analysis for the quick seismic demand estimation of reinforced concrete shear walls. *Structures*, 27, 1490-1500. doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.07.040>
- [۳۸] Haselton, C. B. (2006). *Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings*. Stanford University ,
- [۳۹] Kolozvari, K., Orakcal, K., and Wallace, J. (2015). *Shear-Flexure Interaction Modeling for Reinforced Concrete Structural Walls and Columns under Reversed Cyclic Loading*. University of California, Berkeley Available
- [۴۰] Abdollahzadeh, G., Mohammadgholipour, A., and Omranian, E. (2019). Seismic Evaluation of Steel Moment Frames Under Mainshock–Aftershock Sequence Designed by Elastic Design and PBPD Methods. *Journal of Earthquake Engineering*, 23 (10), 1605-1628. doi: 10.1080/13632469.2017.1387198
- [۴۱] Ruiz-García, J., Marín, M. V., and Terán-Gilmore, A. (2014). Effect of seismic sequences in reinforced concrete frame buildings located in soft-soil sites. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 63, 56-68. doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.03.008>

- [۴۲] Ruiz-García, J. and Negrete-Manriquez, J. C. (2011). Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock–aftershock seismic sequences. *Engineering Structures*, 33 (2), 621-634. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.11.021>
- [۴۳] Ruiz-García, J., Bojorquez, E., and Corona, E. (2018). Seismic behavior of steel eccentrically braced frames under soft-soil seismic sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 119-128. doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.08.018>
- [۴۴] Ghodrati Amiri, G. and Manouchehri Dana, F. (2005). Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake. *Computers & Structures*, 83 (8), 613-626. doi: <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.10.010>
- [۴۵] Ghodrati Amiri, G. and Rajabi, E. (2017). Damage evaluation of reinforced concrete and steel frames under critical successive scenarios. *International Journal of Steel Structures*, 17 (4), 1495-1514. doi: 10.1007/s13296-017-1218-5