

Evaluation of the Response Modification Factor of Regular Steel Buildings with "Linked Columns Frame" System

Yaser Golestani ¹, Elham Rajabi ^{2*} and Reza Rajabi Soheili ¹

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

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

ABSTRACT

This paper evaluates the "Response Modification", "Reduction due to ductility" and "Over-strength" factors for steel frames with "Linked Columns Frame" as dual systems. Since, LCF is a relatively modern lateral load resisting system, the necessity of a more comprehensive study is felt for performance evaluation of these frames under strong ground motions. In this regard, steel frames equipped with the linked column frame with 3, 5, 7, 9, and 11 stories are designed based on the Iranian earthquake design code (Standard No. 2800, 4th version) and implemented in Opensees software. Response modification factor (R factor) is calculated based on the result of incremental dynamic analysis (IDA), linear and nonlinear dynamic analysis under far-field earthquakes which have been presented in FEMA-P695. For a more accurate assessment, the shear and flexure performance of link beams is investigated in this study. The results show that R factors change in the height of steel frames with LCF. However, the mean values of the R factor do not necessarily increase or decrease as the number of stories increases. In most cases, R factors for LCFs with shear links are larger than the related result of steel frames containing flexural links. Also, the R factor does not need to consider more than 6.0 for regular LCFs with studied shear link beam.

ARTICLE INFO

Receive Date: 09 May 2022

Revise Date: 09 September 2022

Accept Date: 14 October 2022

Keywords:

Response Modification Factor
Linked Column Frame
Incremental Dynamic Analysis
Pushover Analysis
Far-Field Earthquakes

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.341168.2805>

*Corresponding author: Elham Rajabi.

Email address: rajabi@tafreshu.ac.ir

ارزیابی ضریب اصلاح پاسخ (R) ساختمان‌های فولادی منظم حاوی سیستم «قاب با

ستون‌های پیوندشده»

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

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

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

چکیده

این مقاله به ارزیابی ضرایب اصلاح پاسخ «اصلاح پاسخ»، «کاهش ناشی از شکل‌پذیری» و «اضافه مقاومت» ساختمان‌های فولادی مجهز به سیستم «قاب با ستون‌های پیوندشده» (LCF^1) پرداخته است. این سیستم، یک سیستم باربر جانبی نسبتاً جدید، از خانواده‌ی سیستم‌های دوگانه^۲ محسوب شده و به واسطه نوظهور بودن، مرکز توجه محققین قرار گرفته و ضرورت مطالعات لرزه‌ای متعددی بر ساختمان‌های مجهز به این سیستم، احساس می‌گردد. از این‌رو، تعدادی قاب ساختمانی ۳، ۵، ۷، ۹ و ۱۱ طبقه با سیستم باربر جانبی LCF در نرم‌افزار اپنسیس^۳ پیاده‌سازی شده، با استفاده از زلزله‌های دور از گسل FEMA P695، تحت تحلیل‌های دینامیکی فزاینده، استاتیکی غیرخطی، دینامیکی خطی و غیرخطی قرار گرفته و ضریب اصلاح پاسخ برای هر یک از آن‌ها محاسبه و استخراج گردیده است. به منظور بررسی بهتر و دقیق‌تر، در این ارزیابی دو عملکرد برشی و خمشی تیرهای پیوند مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج به دست‌آمده حاکی از تغییرات ضریب R با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها بوده است. با این حال، لزوماً با افزایش تعداد طبقات، مقادیر میانگین ضریب R همواره صعودی و یا نزولی، منتج نشده است. همچنین در اکثر قاب‌ها، نتایج مربوط به قاب‌های حاوی تیر پیوند برشی، بزرگ‌تر از نتایج قاب‌های حاوی تیر پیوند خمشی حاصل گردیده است. بر مبنای نتایج حاصل برای قاب‌های LCF با طول تیر پیوند ۲ متری، پیشنهاد می‌شود که ضریب اصلاح پاسخ برای ساختمان‌های فولادی منظم حاوی این سیستم باربر جانبی، بیشتر از ۶ اختیار نگردد.

کلمات کلیدی: ضریب اصلاح پاسخ، سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده (LCF)، تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)، تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش‌آور)، زلزله‌های حوزه دور

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.341168.2805	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.341168.2805	۱۴۰۲/۰۵/۳۱	۱۴۰۱/۰۵/۳۱	۱۴۰۱/۰۷/۲۲	۱۴۰۱/۰۶/۱۸	۱۴۰۱/۰۲/۱۹
				*نویسنده مسئول:		
				پست الکترونیکی:		
				الهام رجبی		
				rajabi@tafreshu.ac.ir		

¹ Linked column frame

² Dual systems

³ OpenSees

۱- مقدمه

به طور کلی، سازه‌های ساختمانی در معرض رویدادهای لرزه‌ای با شدت متوسط تا شدید، به صورت غیرخطی رفتار کرده و بنابراین تحلیل غیرخطی آن‌ها در مرحله‌ی طراحی، اجتناب‌ناپذیر می‌باشد؛ با این حال، تحلیل‌های غیرخطی، نیازمند مهارت علمی و زمان نسبتاً زیادی بوده و عملاً به طور وسیعی قابل به کارگیری نمی‌باشند. در راستای غلبه بر مشکل یادشده و بهره‌مندی از سهولت به کارگیری تحلیل‌های استاتیکی خطی در مرحله‌ی تحلیل و طراحی سازه‌ها، مفهومی به نام «ضریب اصلاح پاسخ»^۴ و یا «ضریب رفتار» توسعه پیدا کرده است. این ضریب در برگیرنده‌ی ویژگی‌های غیرخطی سیستم باربر جانبی، میزان توانایی آن در تحمل تغییرشکل‌های غیرارتجاعی و تبع آن، استهلاک انرژی ایجادشده در سازه (ناشی از زلزله) می‌باشد. در واقع، هم عملکرد سیستم باربر جانبی و هم ویژگی‌های ذاتی غیرخطی مصالح، باعث کاهش نیروی ایجادشده‌ی ناشی از زلزله در سازه، در مقایسه با حالتی که تمام اجزای تشکیل‌دهنده‌ی سازه به صورت خطی فرض شود، می‌گردد. بنابراین با ارزیابی مقدار ضریب اصلاح پاسخ سیستم‌های باربر جانبی، که خود در برگیرنده‌ی ویژگی‌های ذاتی غیرخطی مصالح نیز می‌باشد، می‌توان میزان کاهش نیروی ایجادشده‌ی ناشی از زلزله در سازه را برآورد کرده و از سهولت تحلیل‌های خطی بهره‌مند گردید. به عبارتی در این شیوه، به جای اینکه ویژگی‌های غیرخطی مصالح، به خود مصالح اختصاص یابند، در مقدار نیروی ایجادشده در سازه (توسط زلزله)، نمود پیدا می‌کنند. بدین ترتیب، رفتار مصالح کاملاً خطی فرض خواهد شد و در محاسبات نیروی زلزله به وسیله‌ی اعمال ضریب اصلاح پاسخ، به صورت کاهش یافته برآورد می‌گردد.

مفاهیم ذکرشده، در ادبیات فنی، پایه و اساس روش «طراحی بر مبنای نیرو»^۵ را تشکیل می‌دهند. در واقع این روش در جهت کمک به تسهیل بیشتر در زمینه‌ی تحلیل سازه‌ها به صورت خطی، به جای لزوم استفاده از تحلیل‌های پیچیده‌ی غیرخطی (در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها)، پایه‌ریزی و نتایج آن نیز به طور مستقیم در اکثر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای دنیا منعکس گردیده است. در این رابطه، تحقیقات متعددی به منظور ارزیابی ضریب اصلاح پاسخ (R) برای سیستم‌های باربر جانبی مختلف صورت گرفته است. به عنوان نمونه، گونر و تاپکایا [۱]، عملکرد مهاربندهای کمانش‌تاب طراحی‌شده با ضرایب اصلاح پاسخ مختلف (مقادیر ۱ تا ۸) را بررسی نمودند. در این بررسی، در ابتدا مواردی از جمله زمان تعمیر، توزیع احتمالی هزینه‌ی تعمیر^۶ و ... به دست آمده است و برای قاب‌های طراحی‌شده با ضرایب اصلاح پاسخ مختلف، مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. نتایج به دست آمده حاکی از افزایش هزینه‌های تعمیر، برای هر دو دسته‌ی قاب‌های طراحی‌شده با ضریب اصلاح پاسخ بزرگ و کوچک، به دلایل غیرمشابهی، بوده است؛ بنابراین مقدار بهینه و ایده‌آلی برابر با ۴ برای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی کمانش‌تاب، پیشنهاد گردیده است. سهرابی‌حقیقت و اشتری^۷ [۲] بر مبنای روش پیشنهادی FEMA P695 [۳]، ضرایب عملکرد لرزه‌ای را برای سیستم‌های باربر جانبی «دی‌گرید»^۸، که اعضای مورب آن دارای زاویه‌ای برابر با ۵۳/۱۳ درجه بوده‌اند، محاسبه و مقدار ۲/۵ را برای ضریب اصلاح پاسخ این سیستم باربر جانبی ارائه کردند. همچنین محسنیان و همکاران [۴] «ضریب اصلاح پاسخ چندسطحی»^۹ را در سیستم‌های باربر جانبی «دی‌گرید»، که اعضای مورب آن دارای زاویه‌ای برابر با ۶۵ درجه بوده‌اند، برای سطوح عملکردی مختلف و همچنین سطوح خطر لرزه‌ای متناظر با «زلزله‌ی سطح طراحی»^{۱۰} و «حداکثر زلزله‌ی در نظر گرفته‌شده»^{۱۱} (یا به عبارتی میزان تقاضای زلزله) بررسی و مقادیر مختلفی را برای سطوح خطر و عملکرد مختلف ارائه کردند. فنایی و شاملو [۵]، برای سازه‌های مختلط^{۱۲} متشکل از: سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی بتن‌آرمه‌ی حاوی دیوار برشی بتن‌آرمه در طبقات پایینی و قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی فولادی در طبقات فوقانی، ضریب اصلاح پاسخ را بررسی و روابطی را نیز جهت محاسبه‌ی این ضریب برای سازه‌های ذکرشده ارائه نمودند. همچنین

⁴ Response modification factor

⁵ Force-based design

⁶ Probabilistic distribution of repair cost

⁷ Sohrabi-Haghighat and Ashtari

⁸ Diagrid system

⁹ Multi-level response modification factor

¹⁰ Design basis earthquake

¹¹ Maximum considered earthquake

¹² Mixed structures

نتایج این مطالعه نشان داده است که ضریب اصلاح پاسخ برای این سیستم باربر جانبی، مقدار کمتری را در مقایسه با یک سازه‌ی تماماً فولادی (و یا کاملاً بتن‌آرمه)، با تعداد طبقات مشابه، دارا می‌باشد. عسگریان و شکرگزار [۶] ضریب اصلاح پاسخ را برای قاب‌های مهاربندی‌شده با مهاربند کمانش‌تاب متعارف ارزیابی نمودند. در این ارزیابی، اثرات ناشی از تعداد طبقات و انواع پیکربندی‌های مختلف برای مهاربندها، از جمله شکل «قطری»، «شورن» و ترکیب شورون V شکل و معکوس V (Split X)، در نظر گرفته شده است. در انتها نیز مقادیر ۸/۳۵ و ۱۲ به ترتیب برای به کارگیری در روش‌های «طراحی بر مبنای حالات حدی» و «تنش مجاز» پیشنهاد گردیده است. ایزدینیا و همکاران [۷]، با استفاده از روش‌های مختلف تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور) از جمله، روش متعارف تحلیل پوش‌اور (CPA^{۱۳})، تحلیل پوش‌اور مودال (MPA^{۱۴})، تحلیل پوش‌اور تطبیقی بر مبنای نیرو (FAPA^{۱۵}) و تحلیل پوش‌اور تطبیقی بر مبنای جابجایی (DAPA^{۱۶})، ضریب اصلاح پاسخ را برای قاب‌های خمشی فولادی مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داد که حداکثر اختلاف نسبی به دست‌آمده برای این ضریب در روش‌های تحلیل پوش‌اور متعارف و تطبیقی، به میزان ۱۶ درصد بوده است. به علاوه نتایج این مطالعه حاکی از عدم تاثیر قابل توجه طیف پاسخ زلزله‌های مختلف بر روی ضریب اصلاح پاسخ ساختمان‌های میان و بلند-مرتبه، در روش تحلیل پوش‌اور تطبیقی بر مبنای نیرو، بوده است. همچنین ضرایب عملکرد لرزه‌ای سیستم باربر جانبی LCF، پیش‌تر توسط ملکوتیان و همکاران [۸] بر مبنای روش FEMA P695 محاسبه و مقدار R برابر با ۸ برای این سیستم پیشنهاد شده است.

سیستم LCF، یک سیستم باربر جانبی نسبتاً جدید، از خانواده‌ی سیستم‌های دوگانه محسوب می‌گردد. ویژگی متمایز این سیستم نسبت به سایر سیستم‌های باربر جانبی، اسکان‌پذیری سریع ساختمان‌ها، پس از یک رویداد لرزه‌ای با سطح خطر متوسط می‌باشد. این اسکان‌پذیری سریع، به واسطه‌ی تجمع و تمرکز آسیب‌های سازه‌ای در اعضای خاصی از این سیستم (تحت عنوان تیرهای پیوند) و همچنین اتصالات قابل تعویض این اعضا به ستون‌های اطراف، قابل دستیابی و ممکن می‌گردد. با این حال، به کارگیری این سیستم در ساختمان‌ها، به منظور مقابله با زلزله‌های متناظر با سطح خطر شدید نیز، با هدف محدود نمودن خرابی‌ها و کاهش هزینه‌های متناظر با آن، توجیحات کافی و معقولی را، مطابق توضیحاتی که در ادامه ذکر خواهد گردید، دارا می‌باشد. به طور کلی، این سیستم از ترکیب قاب‌های خمشی و ستون‌های پیوندشده^{۱۷} (به وسیله‌ی تیرهای پیوند^{۱۸}) تشکیل می‌گردد. تیرهای پیوند در این سیستم، کلیدی‌ترین و مهم‌ترین نقش را ایفا می‌نمایند؛ به گونه‌ای که نخستین آسیب‌های سازه‌ای ناشی از رویدادهای لرزه‌ای با شدت متوسط، در این اعضا پدیدار می‌گردد؛ این اعضا در سیستم LCF، نقش «فیوز سازه‌ای» را عهده‌دار می‌باشند. به طور کلی برای سیستم LCF، می‌توان ۳ سطح عملکردی متناظر با «اسکان بی‌وقفه^{۱۹}»، «تعمیر سریع^{۲۰}» و «آستانه‌ی فروریزش^{۲۱}» متصور گردید؛ این سطوح عملکردی به ترتیب می‌توانند برای ۳ سطح خطر لرزه‌ای متناظر با شدت «کم^{۲۲}»، «متوسط^{۲۳}» و «شدید^{۲۴}» در نظر گرفته شوند. بدین ترتیب، بر مبنای سطوح عملکردی و خطر لرزه‌ای ذکر شده، ۳ وضعیت مختلف برای اعضای تشکیل‌دهنده‌ی سیستم LCF پیش‌بینی و تعریف می‌گردد؛ (۱) در رویدادهای لرزه‌ای با شدت کم، لازم است که تمامی اعضای سازه‌ای در این سیستم، به صورت ارتجاعی باقی بمانند؛ (۲) در رویدادهای لرزه‌ای با شدت متوسط، تنها تیرهای پیوند آسیب دیده و سایر اعضا از حد ارتجاعی فراتر نروند؛ (۳) در رویدادهای لرزه‌ای با شدت شدید، علاوه بر تیرهای پیوند، خساراتی نیز متحمل تیرهای مربوط به بخش قاب‌های خمشی گردد. با این حال، تیرهای پیوند با رفتار شکل‌پذیر خود، به طور قابل توجهی میزان آسیب در تیرهای بخش مربوط به قاب‌های خمشی را در رویدادهای لرزه‌ای متناظر با سطح خطر شدید، محدود می‌نمایند. شایان

13 Conventional pushover analysis

14 Modal pushover analysis

15 Force based adaptive pushover analysis

16 Displacement based adaptive pushover analysis

17 Linked columns (LC)

18 Link beam

19 Immediate occupancy (IO)

20 Rapid repair (RR)

21 Collapse prevention (CP)

22 Low earthquake hazard level

23 Moderate earthquake hazard level

24 Severe earthquake hazard level

ذکر است که همه‌ی ستون‌ها در تمامی سطوح عملکردی و خطر لرزه‌ای یادشده، همواره به صورت ارتجاعی رفتار کرده و در این ناحیه نیز باقی خواهند ماند [۹-۱۲].

سیستم LCF نخستین بار توسط دوسیکا و ایوای [۱۳]، در سال ۲۰۰۷ معرفی گردید. پس از آن، دوسیکا و لوئیس [۱۴]، رفتار تعدادی از اتصالات تیر پیوند به ستون را به صورت آزمایشگاهی، مورد ارزیابی قرار دادند. ملکوتیان و همکاران [۱۵]، پاسخ لرزه‌ای سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده را مطالعه کردند. نتایج این مطالعه نشان داد که این سیستم توانایی‌های بالقوه‌ای را برای محدود نمودن خسارات اقتصادی، به وسیله‌ی کاهش آسیب‌های سازه‌ای، دارا می‌باشد. در سال ۲۰۱۴ لوپز و همکاران [۱۶] با استفاده از آزمایش هیبریدی، رفتار سیستم‌های LCF را ارزیابی نمودند. نتایج این پژوهش نشان داد که سازه‌های مورد مطالعه، در تمام سطوح خطر لرزه‌ای، رفتار مورد انتظار را برآورده کرده‌اند. شعبی و همکاران [۱۷]، روشی با دقت بالا و در عین حال ساده، جهت طراحی سیستم‌های باربر جانبی از نوع LCF، به شیوه‌ی «طراحی بر مبنای عملکرد»، پیشنهاد نمودند. نتایج این تحقیق نشان داد که قاب‌های طراحی‌شده با روش پیشنهادی این پژوهش، به خوبی به سطوح عملکرد پیش‌تر تعریف‌شده برای این سیستم، رسیده و الزامات مربوط به این سطوح را ارضا نموده‌اند. عزالدین و همکاران [۱۸]، به بررسی آزمایشگاهی و عددی مربوط به مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه‌ی مجهز به سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده پرداختند. نتایج این پژوهش نشان داد که مدل‌های آزمایشگاهی و عددی قاب‌های بتن‌آرمه مجهز به سیستم LCF، که با استفاده از معادلات پیشنهادی، مقاوم‌سازی شده‌اند، دارای سختی خوب، شکل‌پذیری بالا و اتلاف انرژی قابل توجهی می‌باشند. محب‌خواه و تذرو [۹]، میرایی ویسکوز معادل^{۲۵} را برای سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده مورد بررسی قرار دادند. نتایج این مطالعه نشان داد که میرایی‌های ویسکوز معادل ارائه‌شده برای سیستم‌های سازه‌ای متداول در پیشینه‌ی پژوهش، برای به کارگیری و استفاده در سیستم‌های LCF با تیرهای پیوند کوتاه، بسیار محافظه‌کارانه می‌باشند. معروفی و همکاران [۱۹] نیز به ارزیابی حرکت گهواره‌ای^{۲۶} بر روی عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده، با استفاده از تحلیل «دینامیکی فزاینده»^{۲۷}، پرداختند.

بنابراین، نظر به اهمیت مطالعه‌ی بیشتر بر روی سیستم باربر جانبی LCF به جهت نوظهور بودن این سیستم و عدم ورود آن به آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای، در این مطالعه ضریب اصلاح پاسخ (R) این سیستم با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی فزاینده، استاتیکی غیرخطی، دینامیکی خطی و غیرخطی، محاسبه گردیده است. در این راستا تعدادی قاب‌های فولادی منظم حاوی سیستم LCF با تیرهای پیوند برشی و خمشی در معرض زلزله‌های حوزه دور پیشنهاد شده در FEMA P695 تحت تحلیل قرار گرفته و کفایت مقادیر معرفی شده برای ضریب رفتار قاب‌های فولادی حاوی سیستم LCF در ادبیات فنی مهندسی سازه و زلزله ارزیابی شده است.

۲- سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده (LCF)

سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده، یک سیستم مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای و از خانواده‌ی سیستم‌های دوگانه می‌باشد. شکل (۱) نمونه‌ای از این سیستم را به نمایش می‌گذارد. مطابق این تصویر، این سیستم از ترکیب دو سیستم قاب خمشی (MF) و سیستم ستون‌های پیوندشده (LC) تشکیل گردیده است. در واقع، سیستم اصلی مقاوم در برابر بارهای جانبی، بخش مربوط به ستون‌های پیوندشده (LC) می‌باشد. ستون‌های پیوندشده همانطور که از نام آن نیز بر می‌آید، به وسیله‌ی اعضای تحت عنوان «تیرهای پیوند» به یکدیگر متصل می‌گردند. به طور متعارف، معمولاً محل قرارگیری تیرهای پیوند در تراز طبقات و همچنین در میانه‌ی فاصله‌ی بین دو تراز متوالی اختیار می‌گردد. همچنین مطابق شکل (۱)، به منظور فراهم نمودن سختی‌های اضافی به سیستم، لازم است یک تیر پیوند نیز، درست در بالای محل اتصال ستون‌های پیوندشده به پی (فونداسیون)، پیش‌بینی و تعبیه گردد [۱۵]. لازم به ذکر است که تیرهای پیوند به صورت کاملاً گیردار و با استفاده از جزئیات اتصال مناسب، به ستون‌های اطراف خود متصل می‌گردند. به علاوه، همانطور که در مقدمه اشاره شد، لازم است که همه ستون‌های سازه در تمامی سطوح خطر لرزه‌ای و عملکردی، در ناحیه‌ی ارتجاعی باقی مانده و ورودی را به نواحی غیرارتجاعی، تجربه نمایند؛ به منظور نیل به این هدف، مطابق توصیه‌ی ملکوتیان [20]، جهت جلوگیری از وقوع هرگونه آسیب به ستون‌ها در

²⁵ Equivalent viscous damping

²⁶ Rocking motion

²⁷ Incremental dynamic analysis (IDA)

ساختمان‌های کوتاه-مرتبه و نیز برخی از ساختمان‌های میان-مرتبه‌ی مجهز به سیستم LCF، علاوه بر طراحی ظرفیتی ستون‌ها بر مبنای ظرفیت تمام تیرهای سازه، لازم است که اتصال تمامی ستون‌های سازه به پی، از نوع مفصلی در نظر گرفته شود. با این حال، در ساختمان‌های بلند-مرتبه‌ی مجهز به سیستم LCF، با توجه به وجود نیروهای محوری بسیار بزرگ در ستون‌ها، به منظور بهبود عملکرد سیستم مذکور، راهکارهای مختلفی پیشنهاد گردیده است که از این بین می‌توان به افزودن تیرهای پیوند اضافی در طبقات پایینی و یا لحاظ نمودن تکیه‌گاه گیردار در محل اتصال ستون‌های پیوندشده به پی، اشاره نمود. همچنین به منظور جلوگیری از ورود تیرهای مربوط به بخش قاب‌های خمشی (MF)، در رویدادهای لرزه‌ای با سطح خطر متوسط، لازم است که این تیرها به صورت یک سر گیردار و یک سر مفصل، مورد مدلسازی واقع گردند. چنین تغییری در شرایط مرزی تیرهای مربوط به بخش قاب‌های خمشی، تا حدود بسیار مناسبی متضمن عدم وقوع آسیب در این اعضا، در رویدادهای لرزه‌ای با سطح خطر متوسط، گردیده و اسکان‌پذیری سریع ساختمان را ممکن می‌نماید [۲۰].

۳- ضریب اصلاح پاسخ (R)

در این مقاله برای محاسبه ضرایب «کاهش ناشی از شکل‌پذیری»^{۲۸}، «اضافه مقاومت سازه‌ای» و «اصلاح پاسخ»، از روابط ارائه‌شده توسط یوانگ [۲۱]، بر مبنای شکل (۲)، بهره گرفته شده است. بدین منظور، جهت استخراج ضرایب یادشده، روابط (۱) تا (۳) مبنای محاسبات واقع گردیده است:

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (1)$$

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (2)$$

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \quad (3)$$

که R_{μ} ، Ω و R به ترتیب معرف ضرایب «کاهش ناشی از شکل‌پذیری»، «اضافه مقاومت سازه‌ای» و «اصلاح پاسخ» می‌باشند. همچنین V_e ، به برش پایه بدون در نظر گرفتن توانایی سازه برای ورود به ناحیه‌ی غیرخطی، V_y ، به برش پایه تسلیم در نمودار ایده‌آل‌سازی‌شده‌ی پاسخ واقعی سازه و V_s ، به برش پایه متناظر با اولین تسلیم قابل توجه در سازه اشاره می‌نمایند. بدین ترتیب در این مطالعه، به منظور محاسبه‌ی ضرایب R_{μ} ، Ω و R ، بر طبق روش پیشنهادی موافی و الناشای^{۲۹} [۲۲]، مراحل زیر طی گردیده است:

الف) انتخاب تعداد مناسبی شتاب‌نگاشت زلزله

ب) انتخاب IM و DM مناسب، جهت انجام تحلیل دینامیکی فزاینده؛ در این پژوهش برای IM و DM به ترتیب، «شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب مود اول سازه» و «حداکثر نسبت جابجایی جانبی نسبی در تمام طبقات» مد نظر قرار گرفته است.

پ) انتخاب یک سطح خرابی متناسب با نوع DM در نظر گرفته‌شده، به منظور رسیدن DM به آن سطح از خرابی (در تحلیل IDA)؛ در این مطالعه از سطح خرابی ارائه‌شده در آیین‌نامه‌ی ایرانی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴) [۲۳]، مطابق روابط (۴) و (۵) بهره گرفته شده است:

²⁸ Reduction due to ductility

²⁹ Mwafy and Elnashai

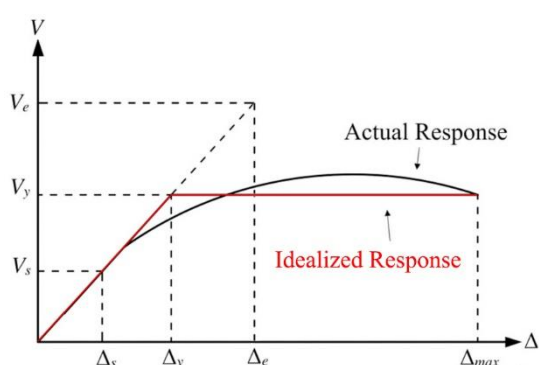
$$(۴) \quad \frac{\Delta}{h} \leq 0.025 \quad \text{: ساختمان‌های تا ۵ طبقه}$$

$$(۵) \quad \frac{\Delta}{h} \leq 0.020 \quad \text{: ساختمان‌های بلندتر از ۵ طبقه}$$

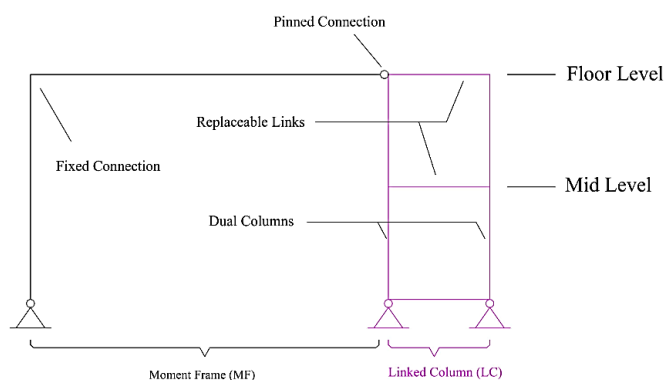
که Δ ، جابجایی جانبی نسبی طبقه و h ، ارتفاع طبقه می‌باشد.

(ت) انجام تحلیل IDA و تعیین دقیق شدتی (بنا بر نوع IM انتخاب شده) که سازه را به سطح خرابی مرحله‌ی (پ) می‌رساند. به عبارتی، برای هر شتاب‌نگاشت، لازم است که شتاب طیفی‌ای که باعث ایجاد «حداکثر نسبت جابجایی جانبی نسبی» برابر با ۰/۰۲۵ یا ۰/۰۲ (بسته به تعداد طبقات) در حداقل یکی از طبقات می‌شود، تعیین گردد.

(ث) مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده، به گونه‌ای که، مقدار شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب مود اول سازه در هر شتاب‌نگاشت، برابر با مقداری گردد، که در مرحله‌ی (ت) تعیین گردیده است.



شکل ۲: پاسخ‌های واقعی، ایده‌آل شده و خطی (خط‌چین) سازه.



شکل ۱: تصویری شماتیک از سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده.

توضیحات تکمیلی مراحل (الف) تا (ث): در واقع این مراحل به منظور مقایسه نمودن شتاب‌نگاشت‌ها و یافتن شدتی از هر شتاب‌نگاشت که سازه را به سطح عملکردی مد نظر آیین‌نامه می‌رساند، انجام می‌گردد. همچنین در این مطالعه از تحلیل IDA مبتنی بر الگوریتم Hunt and Fill استفاده شده که شامل سه بخش می‌باشد: بخش اول) شکار نقطه‌ی ظرفیت معادل مقدار IM به صورت تصاعدی، تا وقوع اولین فروریزش؛ بخش دوم) انتخاب IM‌های بین اولین نقطه‌ی فروریزش و آخرین نقطه‌ی که فروریزش رخ نداده، به منظور یافتن دقیق‌تر شتاب فروریزش؛ بخش سوم) پر نمودن نقاط دیگر و تکمیل منحنی IDA.

(ج) انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی و محاسبه‌ی حداکثر برش پایه‌ی ایجادشده در سازه، برای هر شتاب‌نگاشت مقیاس شده در مرحله‌ی

$$(ث): V_{y(Dyn)}$$

(چ) انجام تحلیل دینامیکی خطی و محاسبه‌ی حداکثر برش پایه‌ی ایجادشده در سازه، برای هر شتاب‌نگاشت مقیاس شده در مرحله‌ی (ث):

$$V_{e(Dyn)}$$

(ح) انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور) و تعیین برش پایه‌ی متناظر با اولین تسلیم قابل توجه در سازه: $V_{s(st)}$

(خ) محاسبه‌ی ضرایب کاهش ناشی از شکل‌پذیری، اضافه مقاومت سازه‌ای و اصلاح پاسخ با استفاده از روابط (۱) تا (۳) و بر مبنای نتایج

حاصل از مراحل (ج) تا (ح)

۴- مدلسازی

۴-۱- هندسه، بارگذاری و طراحی اولیه‌ی سازه‌ها

به منظور انجام ارزیابی‌های لرزه‌ای، در این مطالعه، ۱۰ عدد سازه‌ی ساختمانی مجهز به سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده، با تعداد طبقات ۳، ۵، ۷، ۹ و ۱۱ (نماینده‌ای از سازه‌های کوتاه و میان-مرتبه) مورد بررسی قرار گرفته است. مدل‌های مورد مطالعه به دو دسته‌ی ساختمان‌های حاوی تیر پیوند برشی و ساختمان‌های حاوی تیر پیوند خمشی، افزاز گردیده‌اند. طول تیرهای پیوند برابر با ۲/۰ متر لحاظ و جهت طراحی سه بعدی ساختمان‌های حاوی سیستم LCF، یک پلان منظم با ابعاد کلی ۲۰ متر در ۲۰ متر در نظر گرفته شده است. شکل (۳) به صورت شماتیک، پلان و نمای ساختمان ۹ طبقه‌ی مورد بررسی در این مطالعه را در اختیار قرار می‌دهد.

مطابق شکل (۳)، قاب‌های حاوی سیستم LCF، در کلیه مدل‌ها، تنها دارای یک دهانه LC می‌باشند. همچنین ارتفاع کلیه طبقات نیز برابر ۳/۲ متر لحاظ گردیده است. قابل ذکر است که در ساختمان‌های مورد مطالعه، سیستم باربر جانبی LCF فقط در محیط بیرونی پلان (و آن هم در راستای افقی) مستقر شده است؛ چنین تصمیمی بر مبنای اطمینان از سهولت تعویض تیرهای پیوند و دسترسی راحت‌تر به این اعضا اتخاذ گردیده است. بر این مبنای، سیستم باربر جانبی محیطی واقع در راستای عمود به افق، LCF نبوده و از نوع قاب خمشی متداول می‌باشد. همچنین تیرها و ستون‌های داخلی، مقاومتی در برابر بارهای جانبی نداشته و تنها وظیفه‌ی تحمل بارهای ثقیلی را عهده‌دار می‌باشند؛ بنابراین اتصالات تیر به ستون آنها به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است. به علاوه، بار مرده طبقات و بام به ترتیب برابر با ۵/۷ و ۶/۴ کیلونیوتن بر متر مربع (KN/m^2)، بار زنده طبقات و بام به ترتیب ۲ و ۱/۵ کیلونیوتن بر متر مربع و بار دیوارهای پیرامونی و داخلی به ترتیب ۴ و ۱/۷۵ کیلونیوتن بر متر مربع فرض گردیده است.

به منظور طراحی اولیه‌ی ساختمان‌ها، جهت تعیین ابعاد مقاطع سازه‌ای، محاسبه‌ی مقادیر نیروهای جانبی ناشی از زلزله، بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۲۳] صورت پذیرفته است. گفتنی است که سازه‌ها با فرض استقرار در شهر تهران و خاک نوع II، با کاربری مسکونی در نظر گرفته شده‌اند. مصالح فولادی به کاررفته در تیر و ستون‌ها از نوع فولاد A992 بوده، که مقاومت تسلیم و مدول الاستیسیته آن به ترتیب برابر با ۳۴۵ و 210×10^3 مگاپاسکال (MPa) می‌باشد. همچنین ضریب پواسون نیز برابر با ۰/۳ در نظر گرفته شده است. در طراحی اولیه‌ی ساختمان‌های حاوی سیستم LCF، روش پیشنهادی ملکوتیان و همکاران [۱۵] مد نظر واقع گردیده است؛ به منظور تشریح بهتر، روش طراحی مذکور در چند گام در ادامه ارائه می‌گردد:

الف) محاسبه و تعیین مقادیر بارگذاری‌های لرزه‌ای بر مبنای الزامات یک آیین‌نامه‌ی معتبر لرزه‌ای (در اینجا ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۲۳]) و توزیع آن در طبقات مختلف سازه. قابل ذکر است که در این پژوهش به منظور طراحی اولیه‌ی سازه‌ها، از مقادیر پیشنهادی ملکوتیان و همکاران [۸] برای ضرایب عملکرد لرزه‌ای (ضرایب R ، Ω_0 و C_d)، بهره گرفته شده است.

ب) انجام تحلیل استاتیکی خطی و سپس طراحی مقاطع اعضای سازه‌ای؛ گفتنی است که تیرهای پیوند در سیستم LCF، بر مبنای الزامات تیر پیوند موجود در سیستم مهاربند و اگر مورد طراحی واقع می‌گردند. همچنین تمایز بین رفتار خمشی و برشی تیرهای پیوند در سیستم LCF، بر مبنای روابط پیشنهادی برای تیرهای پیوند مهاربند و اگر مشخص می‌گردد.

پ) طراحی ظرفیتی تمام ستون‌ها بر مبنای ظرفیت تمام تیرهای موجود در سیستم LCF (یعنی ظرفیت تسلیم تمام تیرهای پیوند و تیرهای مربوط به بخش قاب‌های خمشی).

ت) کنترل تغییرمکان جانبی نسبی (دریافت) سازه با مقادیر مجاز ارائه‌شده در آیین‌نامه‌ی لرزه‌ای مورد استفاده

ث) کنترل نسبت تغییرمکان بام در لحظه‌ی تشکیل اولین مفصل پلاستیک در تیرهای مربوط به بخش قاب‌های خمشی به تغییرمکان بام در لحظه‌ی تشکیل اولین مفصل پلاستیک در تیرهای پیوند؛ شایان ذکر است که مقادیر کم‌تر از ۱ برای این نسبت، قابل قبول نمی‌باشند و لازم است که مجدداً طراحی مقاطع اعضای سازه‌ای به نحوی اصلاح گردیده تا نتیجه‌ی نسبت مذکور، مقداری بزرگ‌تر از ۱ حاصل شود.

در همین راستا، جزئیات مربوط به مقاطع اعضای سازه‌ای قاب‌های حاوی تیر پیوند برشی و خمشی به ترتیب در جداول (۱) و (۲) ارائه گردیده است.

جدول ۱: جزئیات مربوط به مقاطع اعضای سازه‌ای قاب‌های حاوی تیر پیوند برشی

Frames	Story No.	Linked columns system (LC)			Moment frame system (MF)		
		Story link	Mid-story link	Column	Exterior column	Interior column	Beam
3-story	1	I 40 × 1-27.5 × 2	I 40 × 1-27.5 × 2	W14 × 109	W14 × 38	W14 × 38	W12 × 50
	2	I 35 × 1-28 × 2	I 35 × 1-28 × 2	W14 × 109	W14 × 38	W14 × 38	W12 × 50
	3	I 30 × 1-27.5 × 2	I 30 × 1-27.5 × 2	W14 × 109	W14 × 38	W14 × 38	W12 × 50
5-story	1	I 55 × 1.2-27.5 × 2	I 60 × 1.2-27.5 × 2	W14 × 311	W14 × 109	W14 × 120	W12 × 87
	2	I 50 × 1.2-27.5 × 2	I 50 × 1.2-25 × 2	W14 × 311	W14 × 109	W14 × 120	W12 × 87
	3	I 44 × 1-28 × 2	I 38 × 1-28 × 2	W14 × 176	W14 × 82	W14 × 109	W12 × 79
	4	I 32 × 1-27 × 2	I 32 × 1-27 × 2	W14 × 176	W14 × 82	W14 × 109	W12 × 79
	5	I 32 × 1-27 × 2	I 32 × 1-27 × 2	W14 × 109	W14 × 74	W14 × 82	W12 × 58
7-story	1	I 70 × 1.2-25 × 2	I 70 × 1.5-22.5 × 2.5	W14 × 370	W14 × 82	W14 × 109	W12 × 96
	2	I 65 × 1-25 × 2	I 67.5 × 1.2-25 × 2	W14 × 370	W14 × 82	W14 × 109	W12 × 96
	3	I 55 × 1.2-27.5 × 2	I 60 × 1.2-27.5 × 2	W14 × 233	W14 × 74	W14 × 82	W12 × 106
	4	I 50 × 1.2-27 × 2	I 50 × 1.2-27 × 2	W14 × 233	W14 × 74	W14 × 82	W12 × 106
	5	I 44 × 1-24 × 2	I 44 × 1-24 × 2	W14 × 132	W14 × 68	W14 × 82	W12 × 136
	6	I 38 × 1-25 × 2	I 38 × 1-25 × 2	W14 × 132	W14 × 68	W14 × 74	W12 × 136
	7	I 30 × 1-27.5 × 2	I 30 × 1-27.5 × 2	W14 × 82	W14 × 61	W14 × 74	W12 × 72
9-story	1	I 60 × 1.2-27.5 × 2	I 65 × 1.2-27.5 × 2	W14 × 730	W14 × 132	W14 × 159	W12 × 120
	2	I 58 × 1.2-27.5 × 2	I 54 × 1.2-27.5 × 2	W14 × 605	W14 × 132	W14 × 159	W12 × 120
	3	I 54 × 1.2-27.5 × 2	I 50 × 1.2-28.5 × 2	W14 × 605	W14 × 132	W14 × 145	W12 × 152
	4	I 50 × 1.2-28.5 × 2	I 46 × 1-27.5 × 2	W14 × 455	W14 × 120	W14 × 145	W12 × 152
	5	I 50 × 1.2-28.5 × 2	I 46 × 1-27.5 × 2	W14 × 398	W14 × 120	W14 × 132	W12 × 210
	6	I 46 × 1-27.5 × 2	I 38 × 1-27.5 × 2	W14 × 257	W14 × 120	W14 × 132	W12 × 210
	7	I 38 × 1-27.5 × 2	I 32 × 1-27.5 × 2	W14 × 176	W14 × 109	W14 × 120	W12 × 210
	8	I 32 × 1-27.5 × 2	I 32 × 1-27.5 × 2	W14 × 132	W14 × 109	W14 × 120	W12 × 210
	9	I 32 × 1-27.5 × 2	I 32 × 1-27.5 × 2	W14 × 120	W14 × 82	W14 × 120	W12 × 106
11-story	1	I 70 × 1.2-27.5 × 2	I 77 × 1.5-27.5 × 2	W14 × 730	W14 × 145	W14 × 176	W12 × 106
	2	I 65 × 1.2-27.5 × 2	I 65 × 1.2-27.5 × 2	W14 × 730	W14 × 145	W14 × 176	W12 × 136
	3	I 60 × 1.5-27.5 × 2	I 54 × 1.2-27.5 × 2	W14 × 605	W14 × 145	W14 × 176	W12 × 136
	4	I 58 × 1.2-27.5 × 2	I 50 × 1-27.5 × 2	W14 × 605	W14 × 132	W14 × 159	W12 × 152
	5	I 54 × 1.2-27.5 × 2	I 50 × 1-27.5 × 2	W14 × 500	W14 × 132	W14 × 159	W12 × 152
	6	I 50 × 1-27.5 × 2	I 46 × 1-27.5 × 2	W14 × 455	W14 × 120	W14 × 159	W12 × 152
	7	I 46 × 1-27.5 × 2	I 46 × 1-27.5 × 2	W14 × 398	W14 × 120	W14 × 145	W12 × 190
	8	I 38 × 1-27.5 × 2	I 32 × 1-27 × 2	W14 × 257	W14 × 109	W14 × 145	W12 × 190
	9	I 32 × 1-27 × 2	I 32 × 1-27 × 2	W14 × 176	W14 × 109	W14 × 120	W12 × 136
	10	I 30 × 1-27.5 × 2	I 30 × 1-27.5 × 2	W14 × 132	W14 × 109	W14 × 109	W12 × 106
	11	I 30 × 1-27.5 × 2	I 30 × 1-27.5 × 2	W14 × 82	W14 × 82	W14 × 109	W12 × 96

۲-۴- مدل سازی غیر خطی مدل ها

در این مطالعه، از نرم افزار OpenSees [۲۴] جهت مدل سازی غیر خطی و انجام انواع تحلیل‌های مورد نیاز شرح داده شده در بخش (۳)، برای محاسبه ضرایب R_u ، Ω و R بهره گرفته شده است. گفتنی است که به منظور انجام ارزیابی‌های لرزه‌ای، برای هر یک از سازه‌های طراحی شده، تنها یکی از قاب‌های LCF واقع در محیط پیرامونی پلان به صورت دو بعدی، که در شکل (۳) نیز با خط چین مشخص شده، مورد مطالعه واقع گردیده است. بکارگیری این تکنیک، موجبات کاهش چشمگیر هزینه‌های محاسباتی را فراهم نموده و به وفور نیز در پیشینه پژوهش، مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته و در صورت ارضاء شرایطی از جمله منظم بودن پلان، مجاز شمرده می‌گردد. شایان ذکر است لازمه بهره‌مندی از تکنیک یادشده، در نظرگیری اثرات ثانویه $P-\Delta$ ، به طور کامل در مدل سازی غیر خطی می‌باشد [۳].

بدین منظور، برای لحاظ نمودن اثرات ثانویه P- Δ ناشی از سیستم باربر ثقلی، از ایده‌ی «ستون متکی^{۳۰}» در مدل‌سازی بهره گرفته شده است. بدین ترتیب، بارهای ثقلی روی قاب، در محل واقعی خود و بقیه بارهای ثقلی، شامل بارهای ثقلی نیمه از پلان سازه (در جهت عمود بر قاب LCF پیرامونی) بر روی ستون متکی اعمال گردیده است. گفتنی است که به منظور جلوگیری از مقاومت ستون‌های متکی در برابر بارهای جانبی، معمولاً اتصال ستون متکی به قاب LCF، با استفاده از اعضای خریایی (با اتصالات مفصلی)، صورت می‌پذیرد. همچنین، چشمه‌های اتصال تیر به ستون در تمام گره‌ها، به صورت صلب فرض شده است. رفتار مصالح فولادی تیرهای پیوند و تیرهای مربوط به بخش قاب‌های خمشی و اتصالات مفصلی آن، با استفاده از مدل مصالح هیسترتیک^{۳۱} چند خطی نمایش داده شده در شکل (۴)، مدلسازی گردیده است.

جدول ۲: جزئیات مربوط به مقاطع اعضای سازه‌ای قاب‌های حاوی تیر پیوند خمشی

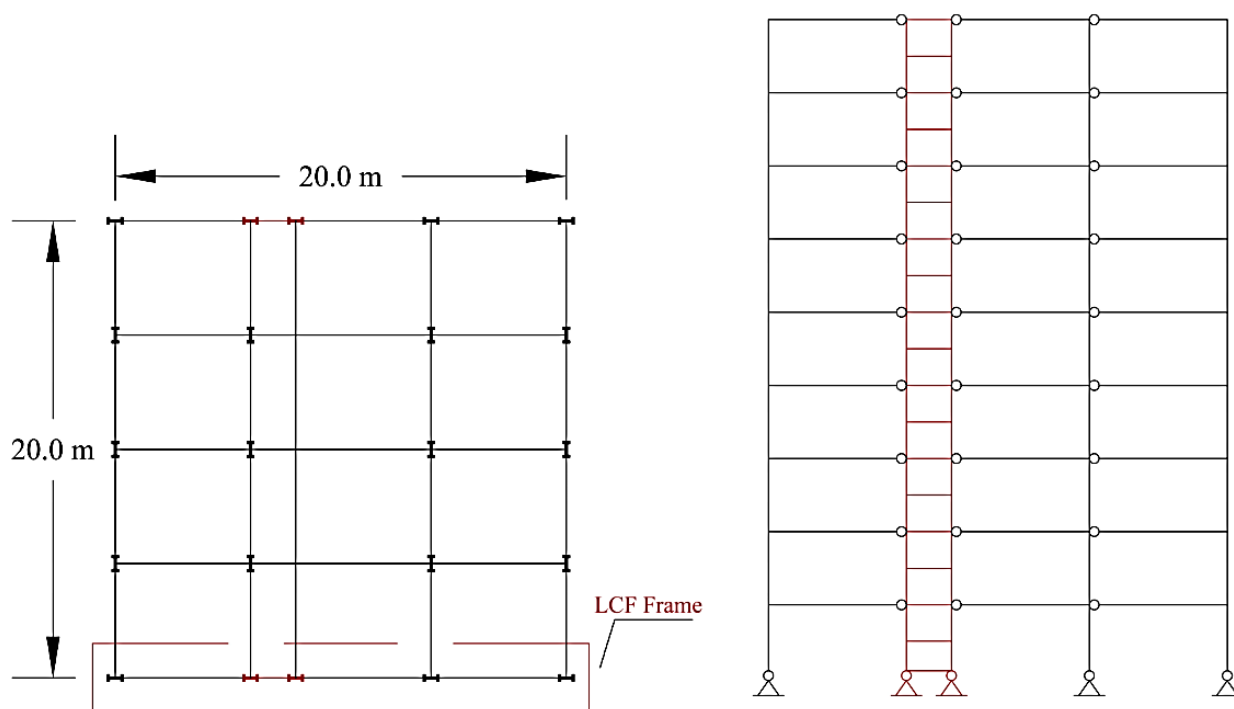
Frames	Story No.	Linked columns system (LC)			Moment frame system (MF)		
		Story link	Mid-story link	Column	Exterior column	Interior column	Beam
3-story	1	I 40 × 1.2-20 × 2	I 40 × 1.2-20 × 2	W14 × 109	W14 × 38	W14 × 38	W12 × 53
	2	I 35 × 1.5-20 × 2	I 35 × 1.5-20 × 2	W14 × 109	W14 × 38	W14 × 38	W12 × 53
	3	I 35 × 1-17.5 × 2	I 35 × 1-17.5 × 2	W14 × 109	W14 × 38	W14 × 38	W12 × 53
5-story	1	I 46 × 2-17.5 × 2	I 50 × 2-17.5 × 2	W14 × 311	W14 × 82	W14 × 109	W12 × 96
	2	I 44 × 2-17.5 × 2	I 44 × 2-17.5 × 2	W14 × 311	W14 × 82	W14 × 109	W12 × 96
	3	I 40 × 1.5-16 × 2	I 40 × 1.5-16 × 2	W14 × 211	W14 × 74	W14 × 82	W12 × 87
	4	I 36 × 1.5-16 × 2	I 36 × 1.5-16 × 2	W14 × 211	W14 × 74	W14 × 82	W12 × 87
	5	I 30 × 1-15 × 2	I 30 × 1-15 × 2	W14 × 82	W14 × 68	W14 × 74	W12 × 58
7-story	1	I 55 × 2-17.5 × 2	I 60 × 2-17.5 × 2	W14 × 500	W14 × 82	W14 × 109	W12 × 87
	2	I 50 × 2-17.5 × 2	I 52 × 2-17.5 × 2	W14 × 426	W14 × 82	W14 × 109	W12 × 96
	3	I 46 × 2-17.5 × 2	I 46 × 2-17.5 × 2	W14 × 311	W14 × 74	W14 × 82	W12 × 96
	4	I 44 × 2-17.5 × 2	I 44 × 2-17.5 × 2	W14 × 311	W14 × 74	W14 × 82	W12 × 106
	5	I 40 × 1.5-16.5 × 2	I 40 × 1.5-16.5 × 2	W14 × 211	W14 × 68	W14 × 74	W12 × 136
	6	I 36 × 1-16 × 2	I 36 × 1-16 × 2	W14 × 132	W14 × 68	W14 × 74	W12 × 136
	7	I 30 × 1-15 × 2	I 30 × 1-15 × 2	W14 × 82	W14 × 68	W14 × 68	W12 × 72
9-story	1	I 60 × 1.5-20 × 2	I 65 × 2-20 × 2	W14 × 730	W14 × 132	W14 × 159	W12 × 106
	2	I 58 × 1.5-20 × 2	I 60 × 1.5-20 × 2	W14 × 605	W14 × 132	W14 × 159	W12 × 106
	3	I 54 × 1.5-18 × 2	I 55 × 1.5-20 × 2	W14 × 605	W14 × 132	W14 × 159	W12 × 136
	4	I 50 × 1.5-17.5 × 2	I 52 × 1.5-18 × 2	W14 × 455	W14 × 120	W14 × 145	W12 × 136
	5	I 46 × 1.5-17.5 × 2	I 46 × 1.5-17.5 × 2	W14 × 426	W14 × 120	W14 × 145	W12 × 210
	6	I 38 × 1.2-17.5 × 2	I 38 × 1.2-17.5 × 2	W14 × 370	W14 × 120	W14 × 145	W12 × 230
	7	I 32 × 1-17 × 2	I 32 × 1-17 × 2	W14 × 257	W14 × 109	W14 × 120	W12 × 230
	8	I 32 × 1-17 × 2	I 32 × 1-17 × 2	W14 × 145	W14 × 109	W14 × 120	W12 × 170
	9	I 30 × 1-15 × 2	I 30 × 1-15 × 2	W14 × 109	W14 × 109	W14 × 109	W12 × 72
11-story	1	I 65 × 2-20 × 2	I 68 × 2-20 × 2	W14 × 730	W14 × 145	W14 × 176	W12 × 136
	2	I 58 × 1.5-20 × 2	I 60 × 1.5-20 × 2	W14 × 730	W14 × 145	W14 × 176	W12 × 136
	3	I 54 × 1.5-18 × 2	I 55 × 1.5-20 × 2	W14 × 730	W14 × 145	W14 × 176	W12 × 190
	4	I 52 × 1.5-17.5 × 2	I 54 × 1.5-18 × 2	W14 × 605	W14 × 132	W14 × 159	W12 × 190
	5	I 46 × 1.5-17.5 × 2	I 50 × 1.5-17.5 × 2	W14 × 500	W14 × 132	W14 × 159	W12 × 210
	6	I 38 × 1.2-17.5 × 2	I 38 × 1.2-17.5 × 2	W14 × 455	W14 × 132	W14 × 159	W12 × 210
	7	I 38 × 1.2-17.5 × 2	I 38 × 1.2-17.5 × 2	W14 × 398	W14 × 120	W14 × 145	W12 × 210
	8	I 32 × 1-17 × 2	I 32 × 1-17 × 2	W14 × 257	W14 × 120	W14 × 145	W12 × 230
	9	I 32 × 1-17 × 2	I 32 × 1-17 × 2	W14 × 176	W14 × 120	W14 × 120	W12 × 230
	10	I 30 × 1-15 × 2	I 30 × 1-15 × 2	W14 × 132	W14 × 109	W14 × 109	W12 × 170
	11	I 30 × 1-15 × 2	I 30 × 1-15 × 2	W14 × 109	W14 × 109	W14 × 109	W12 × 96

تشکیل و تعریف مصالح هیسترتیک برای تیرهای پیوند، بر اساس داده‌های آزمایشگاهی نوع اتصال این اعضا به ستون‌های اطراف صورت گرفته است؛ بدین منظور، برای کالیبراسیون تیرهای پیوند دارای رفتار برشی، از داده‌های آزمایشگاهی نمونه‌ی S2 و برای تیرهای پیوند دارای رفتار خمشی، از نمونه‌ی LB مطالعه دوسیکا و لوییس [۱۴] استفاده شده است. جهت اختصاص رفتار مناسب به تیرهای بخش

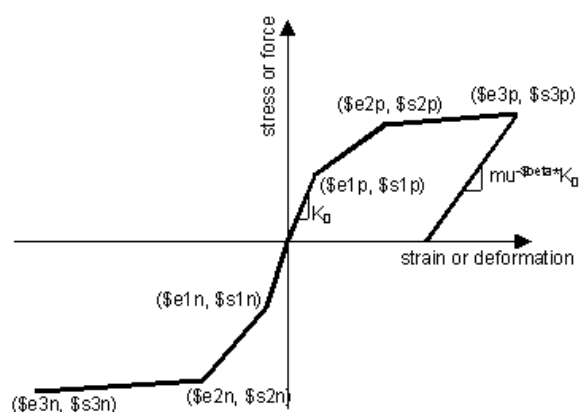
³⁰ Leaning column

³¹ UniaxialMaterial Hysteretic

مربوط به قاب‌های خمشی، از داده‌های آزمایشگاهی مطالعه‌ی سامنر و موراوی [۲۵]، مربوط به اتصال خمشی از نوع «فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی»^{۳۲}، بهره گرفته شده است. همچنین برای مدل‌سازی رفتار اتصالات مفصلی تیرهای بخش قاب‌های خمشی، مدل رفتاری توسعه‌یافته‌ی لیو و آستانه‌اصل [۲۶] (بدون لحاظ نمودن اثرات دال سقف) مد نظر واقع گردیده و به وسیله‌ی مدل مصالح هیستریک، در نرم‌افزار اپنسیس پیاده‌سازی شده است. گفتنی است که جهت کالیبره کردن رفتار اتصال مفصلی یادشده، از داده‌های آزمایشگاهی مربوط به مطالعات لیو و آستانه‌اصل [۲۶، ۲۷] بهره گرفته شده است.



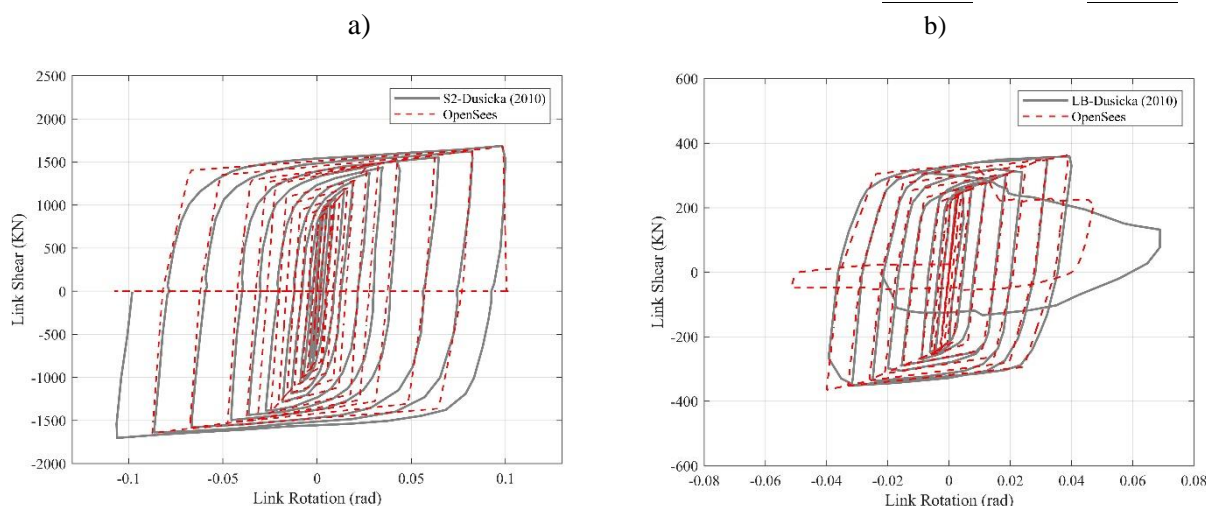
شکل ۳: تصویر شماتیک مربوط به پلان و نمای ساختمان‌های حاوی سیستم قاب با ستون‌های پیوندشده.



شکل ۴: مدل مصالح هیستریک در نرم‌افزار OpenSees [۲۴].

³² Bolted unstiffened extended end-plate (BUEEP) moment connections

همچنین زوال در تیرهای پیوند برشی به وسیله‌ی مدل «MinMax Material» موجود در کتابخانه‌ی نرم‌افزار OpenSees با اختصاص مقدار ۰,۱ برای «حداکثر کرنش برشی» و در تیرهای خمشی با استفاده از مدل «Fatigue Material»، توسعه‌یافته توسط یوریز [۲۸] مدل‌سازی گردیده است. گفتنی است که علت در نظرگیری مدل‌های متفاوت زوال برای تیرهای پیوند برشی و خمشی، شکست ناگهانی (در تیرهای پیوند برشی) و تدریجی (در تیرهای پیوند خمشی) می‌باشد. شکل (۵) نمودار چرخه‌ای برش-دوران مدل رفتاری هیسترتیک تیرهای پیوند کالیبره‌شده با نتایج آزمایشگاهی را برای رفتارهای برشی و خمشی، نشان می‌دهد. قابل ذکر است که برای مدل‌سازی رفتار مصالح فولادی ستون‌های سازه، از مدل Steel02 موجود در کتابخانه‌ی نرم‌افزار (پیشنهادشده توسط مینگاتو و پینتو^{۳۳} [۲۹])، با فرض مقدار ۲ درصد برای پارامتر سخت‌شوندگی کرنشی، استفاده شده است. همچنین جهت اختصاص مدل‌های رفتاری اعضای ذکرشده به المان‌های سازه‌ای، از المان‌های تیر-ستون غیرخطی^{۳۴} با پلاستیسیته گسترده (روش مدل‌سازی فایبر^{۳۵}) استفاده شده است.



شکل ۵: مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و رفتارهای عددی مدل‌شده در اپنسیس؛ (a) پاسخ برش-دوران تیر پیوند خمشی؛ (b) پاسخ برش-دوران تیر پیوند برشی.

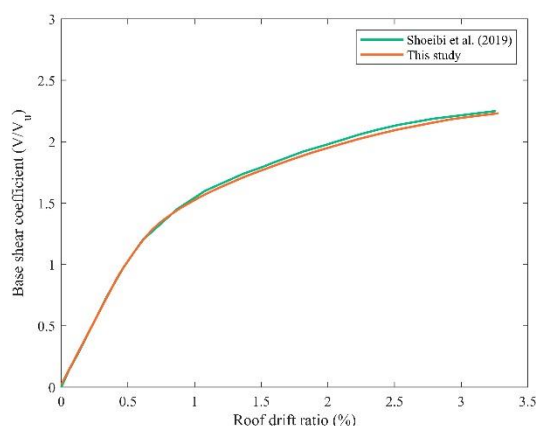
۴-۳- صحت‌سنجی

به منظور اطمینان از صحت عملکرد مدل‌سازی قاب‌های LCF، یک قاب چهارطبقه از میان قاب‌های ارائه‌شده توسط شعبی و همکاران [۱۰]، مورد مدل‌سازی مجدد قرار گرفته و نتایج مربوط به نمودارهای پوش‌اور به دست‌آمده از مدل‌سازی مجدد و مدل مرجع، مورد مقایسه قرار گرفته و در شکل (۶) به نمایش گذاشته شده است. گفتنی است که قاب مذکور از یک دهانه LC به طول ۱/۲ متر (تیر پیوند ۱/۲ متری) و ۵ دهانه MF تشکیل گردیده است. همچنین ارتفاع تمام طبقات نیز برابر با ۳/۸ متر می‌باشد. اطلاعات تکمیلی‌تر در مطالعه شعبی و همکاران [۱۰] معرفی شده است.

³³ Menegotto and Pinto

³⁴ Element NonlinearBeamColumn

³⁵ Fiber



شکل ۶: مقایسه‌ی بین نمودارهای پوش اور قاب ارائه شده توسط شعبی و همکاران [۱۰] و مدل پیاده‌سازی شده.

۵- شتاب‌نگاشت‌ها

در این مطالعه، به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی (شامل تحلیل‌های دینامیکی متعارف و فزاینده) و استخراج ضرایب R_u ، R و Ω ، ۲۲ جفت (مجموعاً ۴۴ شتاب‌نگاشت) زلزله‌ی حوزه‌ی دور از گسل معرفی شده در FEMA P695 [۳] برای اعمال به قاب‌های مورد مطالعه، انتخاب و مد نظر قرار گرفته است. خلاصه‌ای از مشخصات این شتاب‌نگاشت‌ها در جدول (۳) ارائه شده است.

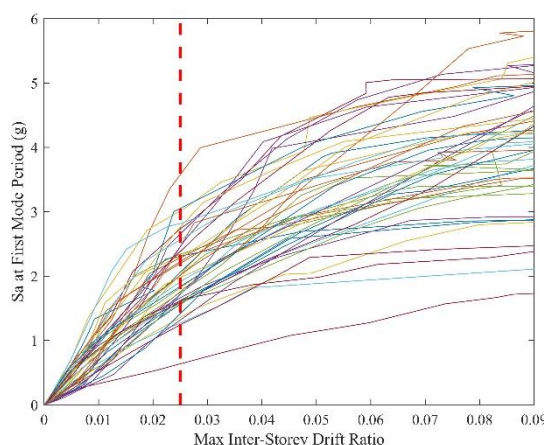
جدول ۳: خلاصه‌ای مشخصات شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی دور از گسل پیشنهادی در FEMA P695 [۳]

ID No.	Earthquake			Recording Station	
	M	Year	Name	Name	Owner
1	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	USC
2	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	USC
3	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	ERD
4	7.1	1999	Hector Mine	Hector	SCSN
5	6.5	1979	Imperial Valley	Delta	UNAMUCSD
6	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	USGS
7	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	CUE
8	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	CUE
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	ERD
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	KOERI
11	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station	CDMG
12	7.3	1992	Landers	Coolwater	SCE
13	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola	CDMG
14	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3	CDMG
15	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	BHRC
16	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	CDMG
17	6.5	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)	USGS
18	7.0	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	CDMG
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	CWB
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	CWB
21	6.6	1971	San Fernando	LA - Hollywood Stor	CDMG
22	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	--

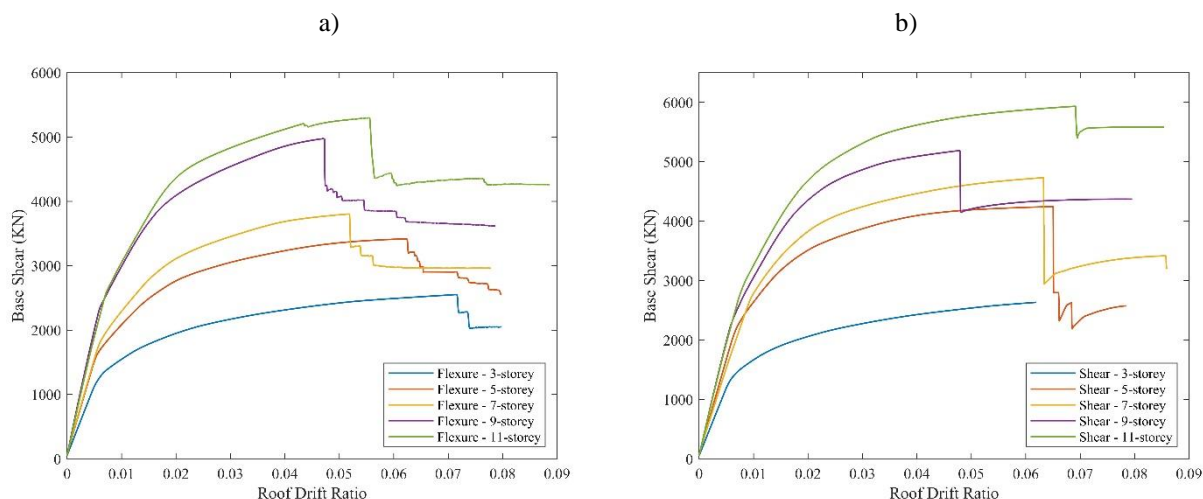
۶- ارزیابی ضرایب «کاهش ناشی از شکل پذیری»، «اضافه مقاومت سازه‌ای» و «اصلاح پاسخ»

همانطور که در بخش‌های قبل نیز به تفصیل اشاره شد، در این مطالعه از تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) به منظور استخراج ضرایبی از جمله ضریب اصلاح پاسخ، بهره گرفته شده است. در واقع این روش بر مبنای اعمال شتاب‌نگاشت(ها) به سازه، با شروع از یک شدت کم و افزایش مرحله‌ای شدت شتاب‌نگاشت(ها)، تا رسیدن سازه به سطح عملکردی مد نظر (به عنوان نمونه، سطح عملکردی متناظر با ایمنی جانی) پایه‌ریزی گردیده و استوار می‌باشد [۳۰]. در این راستا، تمامی قاب‌های در نظر گرفته شده تحت ۴۴ شتاب‌نگاشت معرفی شده در بخش (۵) مورد تحلیل IDA واقع گردیده و شدت متناظر با نسبت تغییر مکان جانبی نسبی معادل با ۲ و یا ۲/۵ درصد (بسته به تعداد طبقات قاب مورد بررسی) به طور دقیق استخراج گردیده است. نمونه‌ای از نمودارهای حاصل از این تحلیل برای قاب ۳ طبقه‌ی حاوی تیر پیوند برشی در شکل (۷) ارائه شده است.

گفتنی است که هر یک از نمودارهای موجود در این تصویر، بیانگر یک تحلیل دینامیکی فزاینده‌ی ناشی از اعمال یکی از شتاب‌نگاشت‌ها و خط‌چین نشان داده شده (به رنگ قرمز)، نمایان‌گر حد خرابی متناظر با نسبت جابجایی جانبی نسبی ۲/۵ درصد، می‌باشد. همچنین در روند محاسبه‌ی ضرایب یادشده، علاوه بر انجام تحلیل دینامیکی فزاینده، انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور) نیز، به منظور استخراج برش پایه‌ی متناظر با اولین تسلیم قابل توجه در سازه، لازم و ضروری می‌باشد. بدین منظور، پس از انجام تحلیل پوش‌اور، نمودار «برش پایه» بر حسب «نسبت جابجایی جانبی بام» برای تمام قاب‌ها استخراج، ترسیم و در شکل (۸) ارائه گردیده است. به علاوه، دسترسی به نتایج مربوط به مقادیر برش پایه‌ی متناظر با اولین تسلیم قابل توجه در سازه (V_e) در جدول (۴) امکان‌پذیر می‌باشد. بدین ترتیب و بر مبنای مراحل تشریح شده در بخش (۳)، ضرایب R_{μ} ، Ω و R برای تمامی قاب‌ها محاسبه شده است.



شکل ۷: نمودارهای IDA مربوط به قاب ۳ طبقه‌ی حاوی تیر پیوند برشی.



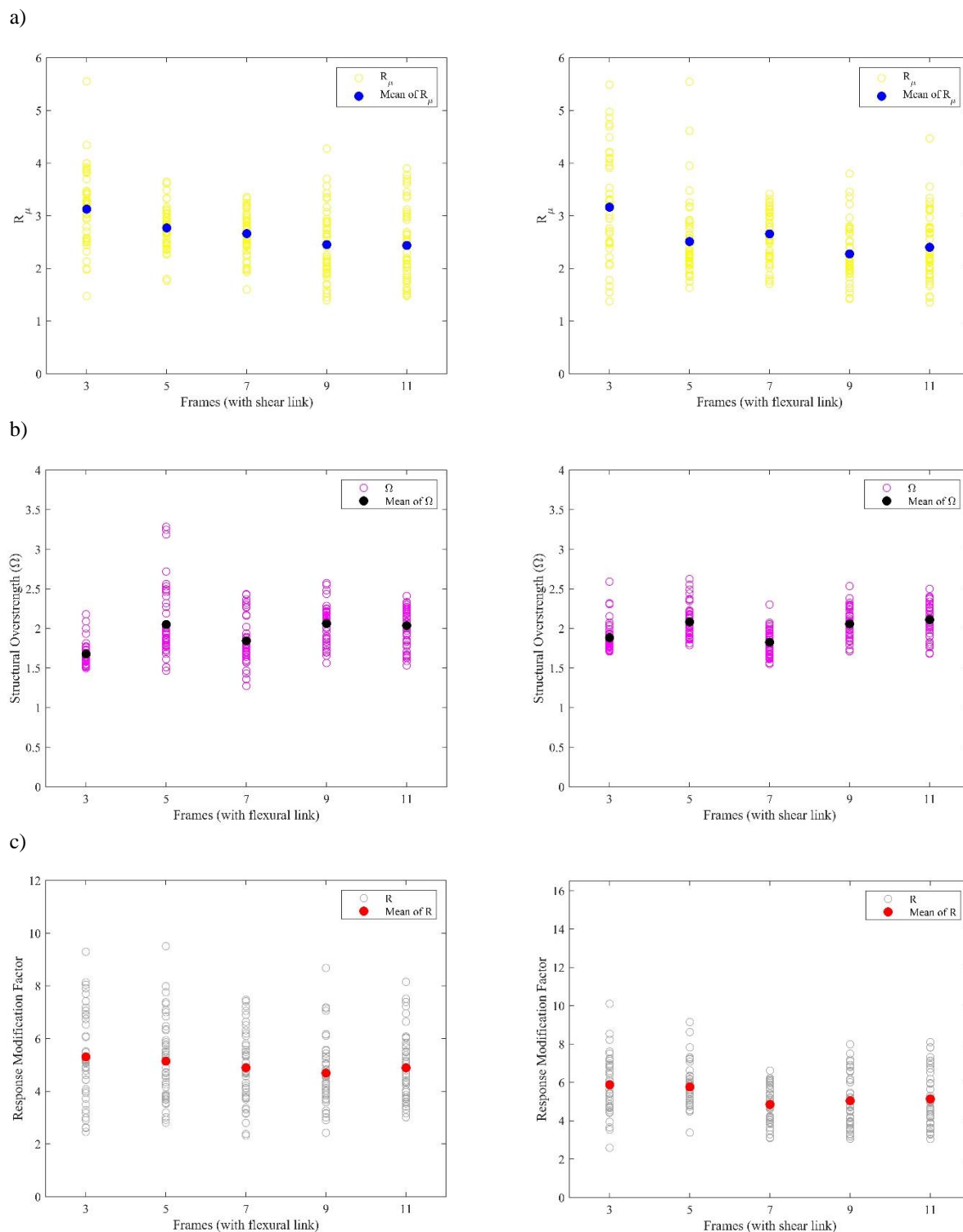
شکل ۸: نمودارهای حاصل از تحلیل پوش‌آور؛ (a) قاب‌های حاوی تیر پیوند برشی؛ (b) قاب‌های حاوی تیر پیوند خمشی.

جدول ۴: نتایج مربوط به مقادیر برش پایه‌ی متناظر با اولین تسلیم قابل توجه در سازه (V_e)

		frames				
		3-story	5-story	7-story	9-story	11-story
V_e (KN)	Flexural behavior	1190	1510	1690	1910	2170
	shear behavior	1270	2020	2040	2115	2235

۶-۱- بررسی مقادیر ضرایب R_{μ} ، Ω و R قاب‌های حاوی تیرهای پیوند برشی و خمشی به طور مجزا

در شکل (۹) مقادیر ضرایب R_{μ} ، Ω و R به طور جداگانه برای قاب‌های حاوی تیرهای پیوند برشی و خمشی به نمایش گذاشته شده است. همانطور که از شکل (۹-ا) قابل مشاهده است، به طور کلی مقادیر میانگین ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_{μ})، با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها، هم در رفتار برشی و هم در رفتار خمشی تیرهای پیوند، نسبتاً کاهش یافته است. با این حال همانطور که از شکل نیز مشخص است، مقدار میانگین R_{μ} در قاب ۷ طبقه‌ی حاوی تیر پیوند خمشی، بیشتر از مقدار متناظر در قاب ۵ طبقه منتج گردیده است. این موضوع در مورد قاب ۱۱ طبقه‌ی حاوی تیر پیوند خمشی نسبت به قاب ۷ طبقه نیز صدق می‌نماید. بنابراین نمی‌توان نتیجه گرفت که با افزایش تعداد طبقات، لزوماً شکل‌پذیری کم‌تری حاصل می‌گردد.



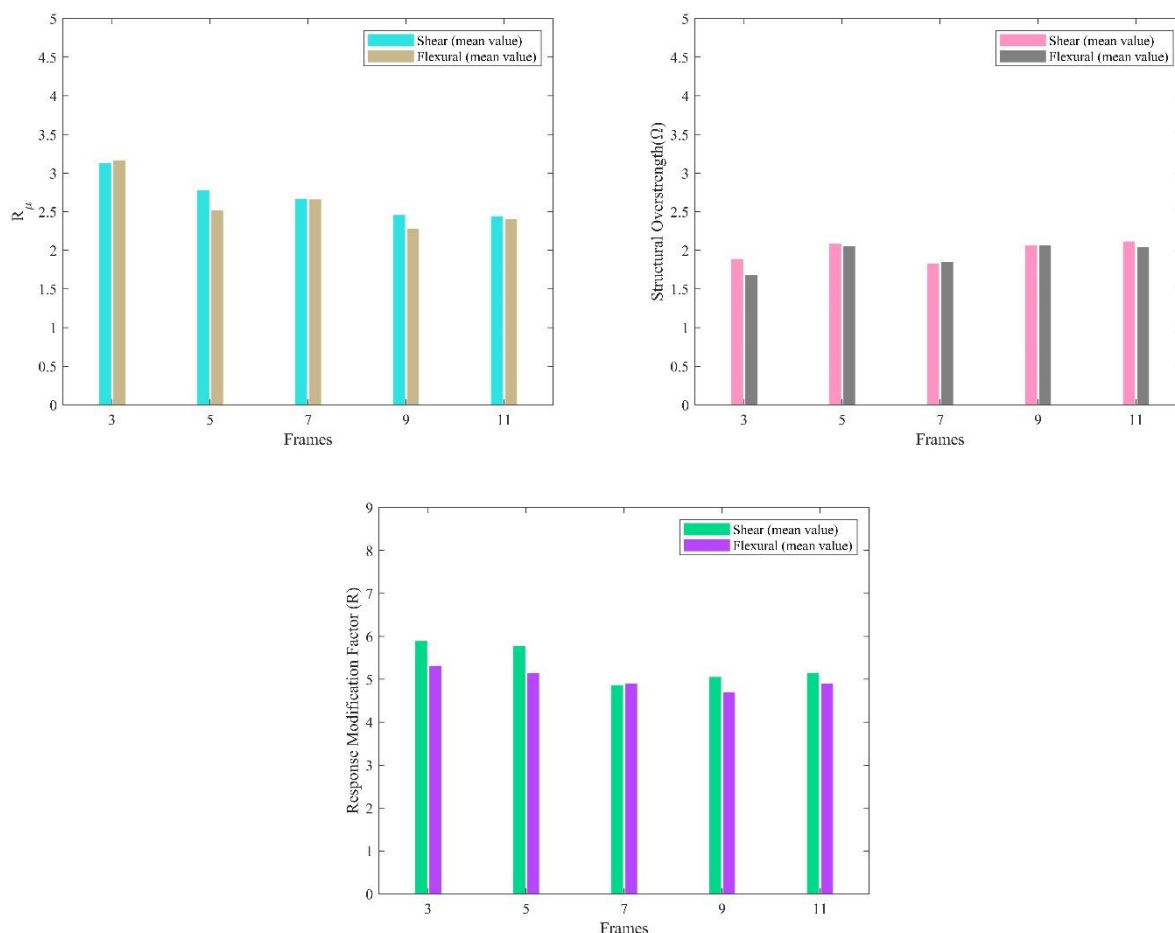
شکل ۹: ضرایب R_{μ} ، Ω و R برای قاب‌های ۳، ۵، ۷، ۹ و ۱۱ طبقه؛ (a) ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری؛ (b) ضریب اضافه مقاومت سازه‌ای؛ (c) ضریب اصلاح پاسخ.

بر مبنای نتایج شکل (b-۹)، مقادیر میانگین ضریب اضافه مقاومت سازه‌ای (Ω)، با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها، در حالت کلی افزایش پیدا کرده است. این موضوع می‌تواند ناشی از وجود ابعاد بزرگ‌تر مقاطع سازه‌ای در قاب‌های بلندتر، جهت ارضاء الزامات این سیستم در مرحله‌ی طراحی اولیه (از جمله طراحی ظرفیتی ستون‌ها)، در نظر گرفته شود. با این حال، مشابه نتایج مربوط به مقادیر میانگین R_{μ} ،

لزوماً با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها، مقادیر میانگین Ω نیز در تمام موارد افزایش نیافته است. مقادیر میانگین ضریب اصلاح پاسخ (R) نیز مطابق شکل (۹-۳)، در قاب‌های حاوی تیر پیوند خمشی، تا ۹ طبقه روندی کاملاً نزولی داشته و در ۱۱ طبقه، به مقدار بسیار کمی افزایش یافته است. همچنین در قاب‌های حاوی تیر پیوند برشی، مقادیر میانگین R تا ۷ طبقه روندی کاملاً نزولی داشته و از قاب‌های ۷ تا ۱۱ طبقه، تقریباً صعودی گردیده است. بنابراین رفتار مشابهی برای مقادیر میانگین ضریب R، با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها در قاب‌های حاوی تیر پیوند برشی و خمشی به چشم نمی‌خورد.

۶-۲- اثرات ناشی از رفتار خمشی و برشی تیرهای پیوند، بر روی مقادیر میانگین ضرایب R_{μ} ، Ω و R

به طور کلی و بر مبنای نتایج نشان داده‌شده در نمودارهای شکل (۱۰)، رفتار برشی تیرهای پیوند، مقادیر بزرگ‌تری را در مقایسه با رفتار خمشی، برای ضرایب R_{μ} ، Ω و R نتیجه داده است. با این حال، مواردی نیز بر خلاف این موضوع به ثبت رسیده است. به عنوان نمونه، ضریب اصلاح پاسخ در قاب ۷ طبقه حاوی تیر پیوند خمشی، به طور نامحسوسی بزرگ‌تر از مقدار متناظر قاب حاوی تیر پیوند برشی به دست آمده که البته قابل چشم‌پوشی می‌باشد. همچنین نتایج مربوط به مقادیر میانگین ضرایب R_{μ} و R در جدول (۵) ارائه گردیده است.



شکل ۱۰: مقایسه‌ی اثرات ناشی از رفتار برشی و خمشی تیرهای پیوند بر روی ضرایب R_{μ} ، Ω و R برای قاب‌های ۳، ۵، ۷، ۹ و ۱۱ طبقه.

جدول ۵: مقادیر میانگین ضرایب R_{μ} و R قاب‌های مورد مطالعه

Frames	Mean values of R_{μ}		Mean values of R	
	Shear link	Flexural link	Shear link	Flexural link
3-story	3.12	3.16	5.88	5.3
5-story	2.77	2.51	5.76	5.14
7-story	2.66	2.65	4.85	4.89
9-story	2.45	2.27	5.04	4.69
11-story	2.44	2.4	5.14	4.89

۷- نتایج

در این مقاله، ضرایب R_{μ} ، Ω و R ، برای سیستم باربرجانبی LCF مورد ارزیابی واقع گردیده و علاوه بر تعداد طبقات، تاثیر رفتار خمشی و برشی تیرهای پیوند نیز بر روی ضرایب مذکور مطالعه شده است. در این راستا، پس از انجام تحلیل‌های مورد نیاز ذکر شده (شامل بیش از ۷ هزار تحلیل دینامیکی غیرخطی) و استخراج برش پایه قاب‌ها، ضرایب R_{μ} ، Ω و R ، برای کلیه قاب‌ها محاسبه شده و در ادامه، به خلاصه‌ای از نتایج مهم این مطالعه اشاره شده است:

(۱) مقادیر میانگین R_{μ} و Ω در اغلب قاب‌ها با افزایش تعداد طبقات، به ترتیب روندی نسبتاً نزولی و نسبتاً صعودی را تجربه نموده‌اند. روند نزولی ذکر شده برای مقادیر میانگین R_{μ} به نوعی به کاهش شکل‌پذیری سازه‌ها با افزایش تعداد طبقات آن‌ها اشاره می‌نماید. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها، شکل‌پذیری ساختمان‌های حاوی سیستم LCF در معرض کاهش واقع می‌گردد. همچنین روند صعودی مقادیر میانگین Ω می‌تواند از تیپ‌بندی‌های صورت گرفته برای ابعاد مقاطع سازه‌ای مدل‌ها ناشی شده باشد.

(۲) مقادیر میانگین R برای قاب‌های حاوی تیر پیوند برشی تا ۷ طبقه، نزولی و از ۷ تا ۱۱ طبقه به صورت تقریباً صعودی حاصل گردیده‌اند. این مقادیر برای قاب‌های حاوی تیر پیوند خمشی، تا ۹ طبقه به صورت نزولی بوده و با گذر از قاب ۹ طبقه به ۱۱ طبقه، مقدار آن افزایش یافته است. با توجه به روند نزولی مقادیر میانگین R_{μ} که با افزایش تعداد طبقات نتیجه گردیده، احتمال می‌رود که موارد ذکر شده به واسطه‌ی وجود ضریب اضافه مقاومت بیشتر در برخی از مدل‌ها ناشی شده باشند. بنابراین با توجه به نتیجه‌ی قبل می‌توان گفت که ضریب اصلاح پاسخ قاب‌ها به طور کلی با افزایش تعداد طبقات، کاهش می‌یابد.

(۳) در اغلب موارد، قاب‌های حاوی تیر پیوند برشی، مقادیر میانگین بزرگ‌تری را برای ضرایب R_{μ} ، Ω و R در مقایسه با قاب‌های حاوی تیر پیوند خمشی، به ثبت رسانده‌اند.

(۴) با توجه نتایج به دست آمده، مقدار پیشنهادی ضریب اصلاح پاسخ در پیشینه‌ی پژوهش این سیستم سازه‌ای (یعنی $R=8.0$)، برای هیچ کدام از قاب‌ها مناسب نبوده و دست‌بالا تلقی می‌گردد.

(۵) بر مبنای نتایج حاصل برای قاب‌های LCF با طول تیر پیوند ۲ متری، پیشنهاد می‌گردد که ضریب اصلاح پاسخ (R) برای ساختمان‌های فولادی منظم حاوی سیستم باربر جانبی LCF، بیشتر از ۶ اختیار نگردد. همچنین نیازی به لحاظ نمودن این ضریب به مقداری کمتر از ۴/۵، در روند برآورد نیروهای جانبی ناشی از زلزله نمی‌باشد.

شایان ذکر است که نتایج به دست آمده در این مطالعه تنها بر مبنای بررسی قاب‌های LCF با طول تیر پیوند ۲ متری و با تعداد طبقات ۳، ۵، ۷، ۹ و ۱۱ بوده است؛ در حالی که ممکن است با تغییر طول تیرهای پیوند و یا تعداد طبقات، نتایج متفاوتی حاصل گردد. بنابراین احتیاط در استفاده از نتایج این مطالعه، ضروری به نظر می‌رسد.

سیاسگزاری

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

مراجع

- [1] T. Güner and C. Topkaya, "Performance comparison of BRBFs designed using different response modification factors," *Engineering Structures*, vol. 225, p. 111281, 2020/12/15/ 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111281>.
- [2] M. Sohrabi-Haghighat and P. Ashtari, "Evaluation of Seismic Performance Factors for High-rise Steel Structures with Diagrid System," *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 23, no. 11, pp. 4718-4726, 2019/11/01 2019, doi: 10.1007/s12205-019-1546-4.
- [3] FEMA-P695, "Quantification of building seismic performance factors, FEMA P695 ATC-63 Project Report," US Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC, 2009.
- [4] V. Mohsenian, S. Padashpour, and I. Hajirasouliha, "Seismic reliability analysis and estimation of multilevel response modification factor for steel diagrid structural systems," *Journal of Building Engineering*, vol. 29, p. 101168, 2020/05/01/ 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.101168>.
- [5] N. Fanaie and O. Shamlou Shahab, "Response modification factor of mixed structures," (in En), *Steel and Composite Structures*, vol. 19, no. 6, pp. 1449-1466, / 2015, doi: 10.12989/SCS.2015.19.6.1449.
- [6] B. Asgarian and H. R. Shokrgozar, "BRBF response modification factor," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 65, no. 2, pp. 290-298, 2009/02/01/ 2009, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.08.002>.
- [7] M. Izadinia, M. A. Rahgozar, and O. Mohammadrezaei, "Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 79, pp. 83-90, 2012/12/01/ 2012, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.07.010>.
- [8] M. Malakoutian, J. W. Berman, P. Dusicka, and A. Lopes, "Quantification of Linked Column Frame Seismic Performance Factors for Use in Seismic Design," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 20, no. 4, pp. 535-558, 2016/05/18 2016, doi: 10.1080/13632469.2015.1104750.
- [9] A. Mohebkah and J. Tazarv, "Equivalent viscous damping for linked column steel frame structures," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 179, p. 106506, 2021/04/01/ 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106506>.
- [10] S. Shoeibi, M. Gholhaki, and M. A. Kafi, "Simplified force-based seismic design procedure for linked column frame system," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 121, pp. 87-101, 2019/06/01/ 2019, doi: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.003>.
- [11] J. Tazarv and A. Mohebkah, "Direct displacement-based design of the linked column steel frame system, Part 2: Development and verification," *Structures*, vol. 31, pp. 29-48, 2021/06/01/ 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.075>.
- [12] J. Tazarv and A. Mohebkah, "Direct displacement-based design of the linked column steel frame System, Part 1: Modeling and yield drift evaluation," *Structures*, vol. 31, pp. 341-356, 2021/06/01/ 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.076>.
- [13] P. Dusicka and R. Iwai, "Development of Linked Column Frame System for Seismic Lateral Loads," *Structural Engineering Research Frontiers*, 2007, pp. 1-13.
- [14] P. Dusicka and G. Lewis, "Investigation of replaceable sacrificial steel links," in Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, 2010, vol. 1659.
- [15] M. Malakoutian, J. W. Berman, and P. Dusicka, "Seismic response evaluation of the linked column frame system," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 42, no. 6, pp. 795-814, 2013, doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.2245>.
- [16] A. Lopes, P. Dusicka, and J. Berman, "Linked column frame steel system performance validation using hybrid simulation," in Proc. of Tenth US National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, 2014.
- [17] S. Shoeibi, M. A. Kafi, and M. Gholhaki, "Performance-Based Seismic Design and Parametric Assessment of Linked Column Frame System," *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, vol. 62, no. 3, pp. 555-569, 01/01 2018, doi: 10.3311/PPci.10920.
- [18] A. Ezoddin, A. Kheyroddin, and M. Gholhaki, "Experimental and numerical investigation on the seismic retrofit of RC frames with linked column frame systems," *Journal of Building Engineering*, vol. 44, p. 102956, 2021/12/01/ 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102956>.

- [19] E. Maroofi, M. R. Mansoori, A. S. Moghadam, and A. Aziminejad, "Evaluation of rocking motion on the seismic performance of a linked column frame system," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, vol. 0, no. 0, pp. 1-15, doi: 10.1680/jstbu.20.00287.
- [20] M. Malakoutian, "Seismic response evaluation of the linked column frame system," Ph.D. Partial Fulfillment, Civil and Environmental Engineering Dept., University of Washington, 2012.
- [21] C. M. Uang, "Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions," *Journal of Structural Engineering*, vol. 117, no. 1, pp. 19-28, 1991, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:1(19).
- [22] A. M. MWAFY and A. S. ELNASHAI, "CALIBRATION OF FORCE REDUCTION FACTORS OF RC BUILDINGS," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 06, no. 02, pp. 239-273, 2002, doi: 10.1142/s1363246902000723.
- [23] Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings, Standard No. 2800, 4th edition, BHRC, 2016.
- [24] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, "OpenSees command language manual," Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, vol. 264, pp. 137-158, 2006.
- [25] E. A. Sumner and T. M. Murray, "Behavior of Extended End-Plate Moment Connections Subject to Cyclic Loading," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 4, pp. 501-508, 2002, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(501).
- [26] J. Liu and A. Astaneh-Asl, "Moment & Rotation Parameters for Composite Shear Tab Connections," *Journal of Structural Engineering*, vol. 130, no. 9, pp. 1371-1380, 2004, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:9(1371).
- [27] J. Liu and A. Astaneh-Asl, "Cyclic Testing of Simple Connections Including Effects of Slab," *Journal of Structural Engineering*, vol. 126, no. 1, pp. 32-39, 2000, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:1(32).
- [28] P. Uriz, "Towards earthquake resistant design of concentrically braced steel structures," Ph.D. dissertation, Civil and Environmental Engineering Dept., University of California, Berkeley, 2005.
- [29] M. Menegotto and P. E. Pinto, "Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending," *Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures*, 1973.
- [30] D. Vamvatsikos and C. A. Cornell, "Incremental dynamic analysis," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 31, no. 3, pp. 491-514, 2002, doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.141>.