

Research Paper

Evaluation of Seismic Behavior of Special Steel Moment Resisting Frames Equipped with Shear Link at Column Base

Asma Mehrabi¹, Abazar Asghari^{2*}, Seyed Rasoul Mirghaderi³

1- Master's Graduate, Earthquake Engineering, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

2- Associate Professor, Structural Engineering, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

3- Professor, Structural Engineering, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran



Citation: Mehrabi, A., Asghari, A., and Mirghaderi S.R. (2026), "Evaluation of the Seismic Behavior of Special Steel Moment-Resisting Frames Equipped with Shear Links at the Column Base", *Journal of Steel & Structure*. 20(51), pp.89-119.

doi 10.22034/jss.2026.578852.1032

Article info:

Article History:

Received: 22 November 2025

Revised: 18 January 2026

Accepted: 20 January 2026

Published: 4 April 2026

Keywords:

Special Steel Moment-Resisting Frame (SMRF)
Shear Link
Shear Fuse
Column Base
Seismic Design

ABSTRACT

Background: Special steel moment-resisting frames (SMRFs) are among the most widely used seismic force-resisting systems due to their desirable ductility and energy dissipation capacity. However, in SMRFs, the formation of flexural-axial plastic hinges at column bases may lead to local flange and web buckling, damage to connection components, degradation of cyclic stiffness and strength, reduced post-earthquake gravity load-carrying capacity, and diminished post-earthquake serviceability. This study proposes a simple approach to concentrate inelastic deformations within a column-base shear link introduced through localized modification of the column-base cross-section.

Methods: In this study, an analytical equation was developed to ensure the formation of shear plastic hinges instead of flexural-axial plastic hinges at the column bases. To evaluate the seismic performance, five two-bay steel SMRFs with 2, 4, 6, 8, and 10 stories were designed in ETABS in accordance with ASCE 7-22, AISC 360-22, and AISC 341-22 and subsequently modeled in OpenSees. Their seismic behavior was evaluated through nonlinear static (pushover) and nonlinear response history analyses under the Design Basis Earthquake (DBE) and Maximum Considered Earthquake (MCE) hazard levels using 22 far-field ground motion records selected in accordance with FEMA P695 and scaled based on the fourth edition of the Iranian Standard No. 2800.

Results: Although the frames equipped with column-base shear links exhibited higher strength than conventional SMRFs, they did not provide sufficient ductility in low-rise buildings. Three design strategies, including increasing the shear capacity, reducing the flexural capacity, and combining both approaches, were investigated. The combined strategy demonstrated the best overall performance in terms of stiffness, strength, ductility, and energy dissipation. Furthermore, nonlinear response history analyses showed that this approach satisfied the code-prescribed interstory drift limits and prevented both shear and flexural-axial plastic hinges from entering the strength degradation region.

Conclusion: The implementation of a column-base shear link, particularly through the combined strategy of increasing the shear capacity while reducing the flexural capacity, prevents both shear and flexural-axial plastic hinges in the column-base link from entering the strength degradation region, thereby improving the seismic performance of steel special moment-resisting frames.

* Corresponding Author's E-mail: abazar.asghari@ut.ac.ir



Copyright for this article are retained by the author(s) with publishing rights granted to Iranian Society of Steel Structures Press. The content of this article is subject to the terms and conditions of the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC-BY-NC 4.0) License. For more information, please visit <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Introduction

Special steel moment-resisting frames (SMRFs) are among the most widely used seismic force-resisting systems due to their high ductility and energy dissipation capacity. However, the formation of flexural-axial plastic hinges at column bases is one of the primary damage mechanisms in SMRFs, leading to local flange and web buckling, damage to base connections, degradation of stiffness and cyclic strength, reduction of post-earthquake gravity load-carrying capacity, repair difficulties, and diminished post-earthquake functionality. To address these issues, numerous low-damage systems, including rocking column bases, friction-based connections, supplemental dampers, and replaceable components, have been proposed to enhance seismic performance and reparability. Nevertheless, many of these solutions suffer from practical limitations such as construction complexity, the need for specialized components, or sensitivity to their mechanical behavior. Accordingly, this study investigates the seismic performance of an SMRF equipped with a shear link at the column base, providing a simpler approach for concentrating inelastic deformations within a replaceable component. The novelty of the proposed system lies in introducing a shear link through localized modification of the column-base cross-section, without relying on complex rocking or friction mechanisms, to reduce damage to the column and base connection, improve the distribution of plastic hinges, and enhance the seismic performance of SMRFs.

Methods

An analytical formulation was first developed to ensure the formation of shear plastic hinges instead of conventional flexural-axial plastic hinges at the column base. To evaluate the seismic performance of the proposed system, five two-bay SMRFs with 2, 4, 6, 8, and 10 stories were designed in accordance with ASCE 7-22, AISC 360-22, and AISC 341-22 using the Load and Resistance Factor Design (LRFD) method in ETABS. The structures were subsequently modeled in the finite element platform OpenSees and assessed

through nonlinear static (pushover) analysis and nonlinear response history analyses under both DBE and MCE hazard levels using 22 far-field ground motion records scaled according to the fourth edition of the Iranian Standard No. 2800.

Results

The results indicate that although the proposed shear-based column-base system provides higher lateral strength than conventional SMRFs, it does not provide sufficient ductility in low-rise buildings. Therefore, three design strategies were investigated: (1) increasing shear capacity, (2) reducing flexural capacity, and (3) combining both approaches. The combined strategy demonstrated the best overall performance in terms of stiffness, strength, ductility, and energy dissipation. Furthermore, nonlinear response history analyses confirmed that this strategy satisfies the code-prescribed maximum interstory drift limits while preventing both shear and flexural-axial plastic hinges from reaching the strength degradation region.

Conclusion

The proposed shear-link column-base system, particularly when employing the combined strategy of increasing shear capacity and reducing flexural capacity, effectively controls the failure mechanism, prevents both shear and flexural-axial plastic hinges from entering the strength degradation region, and improves the seismic performance of special moment-resisting frames. The proposed system offers a practical and efficient alternative for the design of low-damage seismic resisting systems.

Declaration of Generative AI and AI-assisted Technologies in the Writing Process

During the preparation of this manuscript, the authors used ChatGPT (OpenAI) for limited language editing to improve the

clarity and readability of the manuscript. The authors reviewed and revised all AI-assisted content and take full responsibility for the final published work.

Ethical Consideration

Compliance with ethical guidelines

The authors avoided data fabrication, falsification, and plagiarism, and any form of misconduct.

Funding

This research did not receive any specific grant from funding agencies in the public, commercial, or not-for-profit sectors.

Author's contributions

First Author: Investigation, Methodology, Formal analysis, Writing – original draft.

Second Author: Conceptualization, Validation, Writing – review and editing.

Third Author: Conceptualization, Validation.

Conflicts of interest

The authors declare that there are no conflicts of interest regarding the research, authorship, or publication of this article.

Acknowledgements

The authors would like to express their sincere appreciation to the Iranian Society of Steel and Structures (ISSS) and the Journal of Steel and Structure (JSS) for their valuable support of this research.

ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه فولادی مجهز به لینک برشی در پای ستون

اسماء مهرابی^۱، اباذر اصغری^{۲*}، سید رسول میرقادر^۳

۱- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

۲- دانشیار، مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

۳- استاد، مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران



Citation: Mehrabi, A., Asghari, A., and Mirghaderi S.R. (2026), "Evaluation of the Seismic Behavior of Special Steel Moment-Resisting Frames Equipped with Shear Links at the Column Base", *Journal of Steel & Structure*. 20(51), pp.89-119.

doi 10.22034/jss.2026.578852.1032

چکیده

زمینه پژوهش: قاب‌های خمشی ویژه فولادی به دلیل شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی مطلوب، از متداول‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله هستند. با این حال، در قاب‌های خمشی ویژه، تشکیل مفصل پلاستیک خمشی-محوری در پای ستون می‌تواند به کماتش موضعی بال و جان، آسیب به اجزای اتصال، افت سختی و مقاومت چرخه‌ای، کاهش ظرفیت باربری ثقلی پسازلزله و کاهش قابلیت بهره‌برداری پس از زلزله منجر شود. پژوهش حاضر با معرفی لینک برشی در پای ستون از طریق تغییر موضعی مقطع پای ستون، روشی ساده برای تمرکز تغییر شکل‌های غیرارتجاعی در این لینک ارائه می‌دهد.

روش پژوهش: در این پژوهش، با ارائه یک رابطه تحلیلی، تشکیل مفصل پلاستیک برشی به جای مفصل خمشی-محوری در پای ستون‌ها تضمین شد. برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای، پنج قاب خمشی ویژه فولادی دودمانه با ۲، ۴، ۶، ۸ و ۱۰ طبقه مطابق آیین‌نامه‌های AISC 360-22، ASCE 7-22 و AISC 341-22 در نرم‌افزار ETABS طراحی و در Opensees مدل‌سازی شدند. عملکرد این سازه‌ها با تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی غیرخطی در سطوح خطر DBE و MCE، تحت ۲۲ رکورد حوزه دور از گسل مطابق FEMA P695 مقیاس‌شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، ارزیابی شد.

یافته‌ها: سازه‌های مجهز به لینک برشی در پای ستون، اگرچه مقاومت بیش‌تری نسبت به قاب‌های خمشی ویژه دارند، اما در سازه‌های کوتاه‌مرتبه از شکل‌پذیری کافی برخوردار نیستند. بررسی سه راهکار تقویت ظرفیت برشی، تضعیف ظرفیت خمشی و ترکیب این دو نشان داد که راهکار ترکیبی، بهترین عملکرد را از نظر سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی داشته و در تحلیل تاریخچه زمانی، معیارهای دررفت مجاز آیین‌نامه‌ای را تأمین و از ورود مفصل برشی و خمشی-محوری به ناحیه زوال مقاومت جلوگیری می‌کند.

نتیجه‌گیری: به کارگیری لینک برشی در پای ستون، به ویژه با راهکار ترکیبی تقویت ظرفیت برشی و تضعیف ظرفیت خمشی، از ورود مفصل برشی و خمشی-محوری لینک پای ستون به ناحیه زوال مقاومت جلوگیری کرده و عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه را بهبود می‌بخشد.

اطلاعات مقاله:

سابقه مقاله:

تاریخ دریافت: ۱ آذر ماه ۱۴۰۴

تاریخ بازنگری: ۲۸ دی ماه ۱۴۰۴

تاریخ پذیرش: ۳۰ دی ماه ۱۴۰۴

تاریخ انتشار: ۱۵ فروردین ماه ۱۴۰۵

واژگان کلیدی:

قاب خمشی ویژه فولادی

لینک برشی

فیوز برشی

پای ستون

طراحی لرزه‌ای

* آدرس ایمیل نویسنده مسئول: abazar.asghari@ut.ac.ir

حقوق نشر این مقاله برای نویسنده (گان) محفوظ است و حقوق انتشار آن به انتشارات انجمن سازه‌های فولادی ایران واگذار شده است. محتوای این مقاله تابع قوانین و شرایط مجوز بین‌المللی Creative Commons Attribution 4.0 (CC-BY-NC 4.0) می‌باشد. برای اطلاعات بیش‌تر، لطفاً به وبسایت

مربوطه مراجعه فرمایید. <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>



۱-۱- مسئله تحقیق

استفاده از قاب‌های خمشی به‌عنوان یک سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، سال‌های متمادی مورد توجه طراحان سازه و مهندسان قرار گرفته است. در سال‌های اخیر، بررسی رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی ویژه با تمرکز بر توالی تشکیل مفاصل پلاستیک به‌عنوان شاخص اصلی عملکرد لرزه‌ای اهمیت یافته است. با رعایت اصول سلسله‌مراتب طراحی، در حالت ایده‌آل در تحلیل استاتیکی غیرخطی، با توجه به جهت نیروی جانبی اعمال‌شده، مفاصل پلاستیک خمشی به‌ترتیب در انتهای دور و نزدیک تیرها و در مراحل نهایی به‌صورت مفاصل اندرکنشی خمشی-محوری در پای ستون‌ها تشکیل می‌شوند [۱]. این روند نه تنها ظرفیت شکل‌پذیری سیستم را افزایش می‌دهد، بلکه از فروپاشی ناگهانی سازه جلوگیری می‌کند. در این سیستم‌ها، لنگر خمشی تیرها و اندرکنش لنگر خمشی-نیروی محوری پای ستون‌ها مؤلفه‌های تغییر مکان کنترل و سایر تلاش‌های داخلی، نیرو کنترل تلقی می‌شوند.

هم‌راستا با این ضرورت، مطالعات اخیر درباره سامانه‌های باربر جانبی فولادی نیز نشان داده‌اند که ارزیابی غیرخطی، چه در قاب‌های مهاربندی همگرا و چه در سیستم‌های دوگانه و دیوارهای برشی فولادی، برای شناخت مسیر تشکیل مفاصل، توزیع تغییر شکل، جزئیات اتصال و ظرفیت جذب انرژی ضروری است [۲-۵].

یافته‌های گوان^۱ و همکاران نیز این روند را تأیید کرده و جزئیات بیش‌تری از آن ارائه داده است [۶]. به‌عنوان نمونه، با ایجاد یک پایگاه داده جامع شامل طراحی‌های لرزه‌ای، مدل‌های غیرخطی و پاسخ قاب‌های خمشی فولادی نشان داده شده است که در تحلیل‌های غیرخطی، تشکیل مفاصل پلاستیک عمده‌آ از تیرها آغاز شده و با افزایش تغییر مکان‌ها، به‌تدریج به پای ستون‌ها منتقل می‌شود. همچنین تأکید شده که نادیده گرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در پای ستون می‌تواند به برآورد نادرست ظرفیت کلی قاب‌های خمشی فولادی منجر شود.

علاوه بر این، مطالعه فالبورسکی^۲ و همکاران بررسی جامعی در زمینه اثر شرایط گیرداری پای ستون‌ها بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی تحت تحلیل پوش‌آور انجام دادند. نتایج این تحقیق نشان

می‌دهد که میزان سختی و نوع اتصال ستون به فونداسیون، تأثیر مستقیمی بر الگوی تشکیل و توزیع مفاصل پلاستیک در سازه دارد و می‌تواند به‌طور قابل‌توجهی بر عملکرد کلی قاب در برابر زلزله مؤثر باشد [۷].

تحلیل‌های چو^۳ و همکاران نشان داد که رعایت ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی، به‌تنهایی برای کنترل مکانیزم تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب‌های خمشی ویژه کافی نیست و فشردگی مقطع ستون نیز نقش کلیدی دارد. نتایج حاکی از آن است که در صورت غیرفشرده‌بودن مقاطع ستون، حتی با وجود رعایت ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی، امکان تشکیل مفصل پلاستیک ناخواسته در ستون‌ها (به‌ویژه در طبقات بالاتر) وجود دارد؛ درحالی‌که استفاده از مقاطع فشرده‌تر موجب بهبود توزیع لنگر خمشی و تمرکز مفاصل پلاستیک در تیرها می‌شود [۸].

تشکیل مفاصل پلاستیک اندرکنشی خمشی-محوری در پای ستون‌ها همواره به‌عنوان یکی از مهم‌ترین آسیب‌پذیری‌های قاب‌های خمشی ویژه شناخته شده است و پیامدهای مهمی برای عملکرد لرزه‌ای این سیستم‌ها در پی دارد [۹].

نتایج پژوهش‌های آزمایشگاهی و تحلیلی اوآنگ^۴ و همکاران نشان داد که این مفاصل اغلب منجر به ایجاد حالت‌های خرابی موضعی در مقطع ستون می‌شوند که از جمله می‌توان به تسلیم کششی بال کششی، تسلیم فشاری و کماتش موضعی بال فشاری و همچنین تسلیم، کماتش و چروکیدگی موضعی جان ستون اشاره کرد [۹].

آزمایش‌های تمام‌مقیاس بر روی ستون‌های عمیق و تیر-ستون‌های H نشان دادند که تسلیم خمشی اولیه در پای ستون، به‌سرعت به کماتش موضعی بال و جان منجر می‌شود و در ادامه، تخریب تدریجی ناحیه مفصل با کاهش سختی و مقاومت چرخه‌ای رخ می‌دهد. این پدیده موجب محدود شدن ظرفیت دوران پلاستیک و کاهش شکل‌پذیری چرخه‌ای در مقاطع می‌شود. همچنین نشان داده شد که با افزایش نسبت بار محوری، کاهش سریع‌تر سختی و مقاومت چرخه‌ای و افت ظرفیت دوران پلاستیک مفصل پای ستون رخ می‌دهد؛ علاوه بر این، کوتاه شدن محوری ستون و تشدید کماتش موضعی نیز گزارش شده است [۱۰ و ۱۱].

تحقیقات پنگ^۵ و همکاران نشان داد که تشکیل مفصل پلاستیک خمشی محوری در پای ستون‌های فولادی منجر به

³ Chou

⁴ Uang

⁵ Peng

¹ Guan

² Falborski

از جمله ورق کفستون، میل مهارها و بتن فونداسیون منتقل شوند و شدت خرابی را افزایش دهند [۱۷].

مطالعات آزمایشگاهی چرخه‌ای نشان دادند که رفتار غیرخطی ستون در پای ستون می‌تواند موجب جاری شدن میل مهارها، پارگی/گسیختگی جوش‌ها و تسلیم ورق کفستون شود [۱۸ و ۱۹]. به‌ویژه، هنگامی که مفصل پلاستیک خمشی-محوری در نزدیکی پای ستون تشکیل می‌شود، این پدیده به‌صورت زنجیروار بر اجزای اتصال کفستون اثر گذاشته و منجر به افت مقاومت چرخه‌ای و کاهش ظرفیت دوران اتصال می‌شود [۲۰ و ۲۱].

در سال‌های اخیر، کاهش آسیب پای ستون در قاب‌های خمشی فولادی و افزایش قابلیت تعمیرپذیری پس‌اززلزله، به شکل‌گیری نسل جدیدی از جزئیات «قابل تعویض» در پای ستون منجر شده است. ایده اصلی این رویکرد، انتقال هدفمند تغییرشکل‌های غیرارتجاعی از ناحیه بحرانی ستون به یک فیوز یا میراگر است تا بدنه ستون، صفحه‌ستون و میل مهارها در محدوده ارتجاعی باقی مانده و تنها جزء قابل تعویض آسیب ببیند.

این فلسفه با رویکرد طراحی ظرفیتی در سامانه‌هایی که عضو مستهلک‌کننده انرژی را از اعضای اصلی جدا می‌کنند هم‌خوان است؛ به‌گونه‌ای که در برخی مطالعات جدید، تمرکز تغییرشکل غیرارتجاعی در عضو فیوز و محافظت از تیرها، ستون‌ها و اتصالات به‌عنوان معیار اصلی عملکرد مناسب سامانه معرفی شده است [۲۲].

یکی از مسیرهای مهم تحقیقاتی، توسعه پای ستون‌های راکینگ است. لی^۵ و کوئه‌تاکا^۶ نوعی پای ستون فولادی با صفحات پوششی قابل تعویض ارائه کردند که اتلاف انرژی از طریق تسلیم خمشی کنترل‌شده صفحات رخ می‌دهد. نتایج آزمایش‌های چرخه‌ای و مدل‌سازی عددی آن‌ها نشان داد رفتار چرخه‌ای پایدار، تمرکز تغییرشکل در صفحات و امکان تعمیر سریع، به‌خوبی محقق می‌شود. همین گروه در ادامه، کارکرد این پای ستون را در قاب‌های خمشی ویژه نیز بررسی کردند و نشان دادند که ترکیب راکینگ و صفحات قابل تعویض، دریافت پسماند را نسبت به پای ستون سنتی به‌طور چشمگیری کاهش می‌دهد [۲۳]. شماتیک این نوع پای ستون در شکل (۱) قابل مشاهده است.

تغییرات قابل‌توجه در توزیع تنش در مقطع می‌شود. زمانی که ستون تحت اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی قرار می‌گیرد، توزیع تنش در مقطع به‌صورت غیریکنواخت شکل می‌گیرد [۱۲].

نتایج مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی ژو^۱ و همکاران نشان داد که پس از تشکیل مفصل پلاستیک، تمرکز تنش‌های فشاری در بال فشاری و افزایش تنش‌های کششی در ناحیه جان رخ می‌دهد [۱۳]. به‌طور خاص، در نواحی بال فشاری، تنش‌های فشاری به حدی افزایش می‌یابند که می‌توانند منجر به کمانش موضعی شوند و این پدیده کاهش سختی خمشی و ظرفیت دوران پلاستیک را در پی دارد [۱۴ و ۱۵].

تشکیل مفصل پلاستیک خمشی-محوری در پای ستون‌های فولادی علاوه بر اثرات شناخته‌شده بر رفتار غیرخطی و شکل‌پذیری، پیامدهای مهمی بر ظرفیت باربری ثقلی و عملکرد بهره‌برداری سازه دارد. مطالعات عددی و تحلیلی ال‌کدی^۲ و لیگنوس^۳ نشان داد که با گسترش ناحیه پلاستیک در پای ستون، توانایی عضو در تحمل بار محوری کاهش یافته و ظرفیت باربری ثقلی باقی‌مانده پس از زلزله به‌طور قابل‌توجهی افت می‌کند؛ این کاهش به‌ویژه در ستون‌هایی با نسبت بار محوری بالاتر بارزتر است و می‌تواند تداوم عملکرد ثقلی سازه پس از رخداد لرزه‌ای را با چالش مواجه سازد [۱۵].

به‌طورکلی، مرور پژوهش‌های اخیر نشان می‌دهد که هرچند تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی-محوری در پای ستون تحت زلزله‌های شدید اجتناب‌ناپذیر است، اما آسیب‌های موضعی ناشی از آن معمولاً به تعمیرات گسترده‌ای پس از زلزله نیاز دارد و می‌تواند قابلیت بهره‌برداری مجدد سازه را به‌طور قابل‌توجهی کاهش دهد. به‌عبارت دیگر، پیامدهای این نوع خرابی‌ها تنها محدود به مسائل مقاومتی نیست، بلکه قابلیت تعمیرپذیری و تاب‌آوری لرزه‌ای سازه را نیز تحت تأثیر قرار می‌دهد [۱ و ۱۶].

طبق تحقیقات گراویلاردل^۴ و همکاران تشکیل مفصل پلاستیک خمشی-محوری در پای ستون‌های فولادی، علاوه بر آن که موجب بروز تغییرشکل‌ها و خرابی‌های موضعی در خود عضو ستون می‌شود، آثار مستقیم و غیرمستقیمی بر عملکرد اتصال ستون به فونداسیون نیز دارد؛ به بیان دیگر، الگوهای خرابی تنها به مقطع ستون محدود نمی‌شوند و می‌توانند به اجزای اتصال

⁵ Li

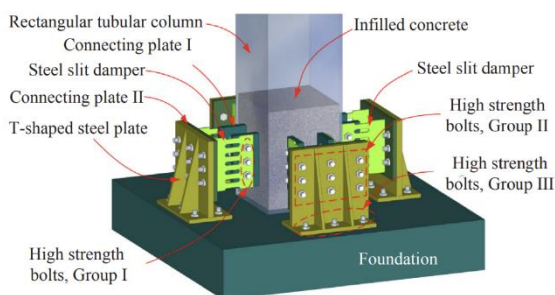
⁶ Koetaka

¹ Zhou

² Elkady

³ Lignos

⁴ Grauvilardell



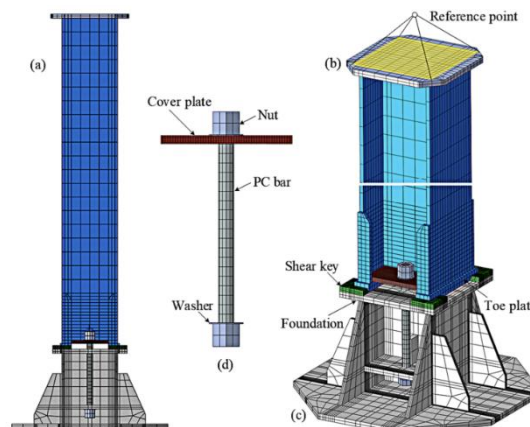
شکل ۲- پیکربندی شماتیک ستون IRR

افزایش استفاده از اتصالات لغزشی اصطکاکی قابل تعویض نیز خط پژوهشی مهم دیگری است. لی و همکاران با افزودن صفحات اصطکاکی و اتصال‌دهنده‌های قابل تعویض در انتهای ستون، نشان دادند که لغزش کنترل شده می‌تواند اتلاف انرژی زیادی ایجاد کند و هم‌زمان از جاری شدن ستون جلوگیری شود. این اتصالات، کوتاه‌شدگی محوری ستون و زمان تعمیر پس‌ازلزله را به‌طور قابل توجهی کاهش می‌دهند [۲۷].

همچنین، برخی مطالعات از میراگرهای ویسکوپلاستیک در پای ستون بهره گرفته‌اند. امامی و همکاران نشان دادند که قرارگیری یک میراگر ویسکوپلاستیک در پای ستون در نقش فیوز، می‌تواند انرژی ورودی را به‌صورت پایدار مستهلک کند و بدنه ستون را کاملاً ارتجاعی نگه دارد. این نتایج مسیر طراحی جزئیات تعمیرپذیر با رفتار نزدیک به «بدون آسیب» را برای قاب‌های خمشی فراهم کرده است [۲۸].

درنهایت، پژوهش‌های مرتبط با پنل‌های برشی کم‌تنش به‌ویژه کار فوجی^۳ و کاتو^۴، نشان دادند که تمرکز اتلاف انرژی در یک پنل برشی کم‌تنش قابل تعویض در پای ستون، نیازمند تعادل مقاومتی مناسب میان پنل و اعضای متصل است. شاخص آلفا که نسبت سهم انرژی جذب‌شده در پنل به تیرهای اطراف را نشان می‌دهد، ابزار ارزشمندی برای کالیبراسیون این سیستم‌ها فراهم کرده است [۲۹].

مرور پژوهش‌های پیشین نشان می‌دهد که مسئله اصلی در پای ستون قاب‌های خمشی ویژه، صرفاً تشکیل مفصل پلاستیک نیست، بلکه پیامدهای عملکردی و تعمیرپذیری ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک خمشی-محوری در این ناحیه است. تشکیل این مفصل می‌تواند با کاهش ظرفیت تحمل بار محوری ستون، افت ظرفیت باربری ثقلی باقی‌مانده سازه پس از زلزله و ایجاد اختلال در تداوم عملکرد بهره‌برداری همراه باشد. علاوه بر آن، تمرکز



شکل ۱- مدل اجزای محدود مش‌بندی‌شده پای ستون راکینگ: (a) نمای کلی مونتاژ، (b) شرایط بارگذاری، (c) جزئیات پای ستون، (d) اتصال ورق پوششی

در راستای توسعه سیستم‌های راکینگ کم‌خسارت، فردی و همکاران سامانه‌ای مجهز به میل مهارهای پیش‌تنیده و واحدهای اصطکاکی ارائه کردند که با ایجاد سازوکار خودمركزگرا، آسیب را به چند جزء اصطکاکی قابل تعویض محدود می‌کند. آزمایش‌ها نشان دادند تا چرخش‌های بزرگ، رفتار نمونه کم‌خسارت باقی می‌ماند و تعویض قطعات پس از بارگذاری شدید، عملکرد اولیه را بازمی‌گرداند [۲۴].

مسیر پژوهشی دیگر، کارهای گسترده ائرتن^۱ و همکاران بر روی قاب‌های مهاربندی شده راکینگ مركزگرا است. در این سیستم‌ها کابل‌های پیش‌تنیده، نقش بازمركزبندی و فیوزهای قابل تعویض، نقش اتلاف انرژی را برعهده دارند. آزمایش‌های بزرگ‌مقیاس آن‌ها نشان داد که با تناسب‌بندی صحیح اجزاء، می‌توان دریافت پسماند را تقریباً حذف کرد و تمام آسیب را در فیوز متمرکز نمود [۲۵].

برای تمرکز انرژی در یک جزء برشی قابل تعویض، لیو^۲ و همکاران پای ستون راکینگ مجهز به فیوز شیاردار را معرفی کردند. نتایج آزمایش‌های چرخه‌ای بزرگ‌مقیاس نشان داد که فیوزهای شیاردار، حلقه‌های پایدار و شکل‌پذیری بالا فراهم می‌کنند و پس از رسیدن به دریافت‌های بزرگ نیز با تعویض سریع قابل‌بازایی هستند [۲۶]. نمونه‌ای از طرح شماتیک فیوزهای شیاردار در شکل (۲) نشان داده شده است.

^۳ Fujii
^۴ Kato

^۱ Eatherton
^۲ Liu

تغییر شکل‌های غیرارتجاعی در پای ستون می‌تواند موجب کمایش موضعی بال و جان ستون، کاهش سختی و مقاومت چرخه‌ای، افت ظرفیت دوران پلاستیک و گسترش آسیب به اجزای اتصال از جمله ورق کف ستون، میل مهارها، جوش‌ها و بتن فونداسیون شود. بنابراین، کنترل محل تمرکز آسیب و انتقال آن از ناحیه بحرانی ستون و اتصال پای ستون به یک جزء قابل تعویض، یکی از نیازهای مهم در بهبود عملکرد لرزه‌ای و قابلیت تعمیرپذیری قاب‌های خمشی فولادی است.

در همین راستا، پژوهش حاضر به ارزیابی عملکرد قاب خمشی ویژه مجهز به لینک برشی در پای ستون می‌پردازد. اهداف اصلی این تحقیق عبارت‌اند از: بررسی میزان کارایی فیوز برشی در کاهش پیامدهای نامطلوب تشکیل مفصل پلاستیک خمشی-محوری در پای ستون؛ بررسی تأثیر فیوز برشی بر توالی و محل تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب؛ ارزیابی میزان کاهش آسیب در پای ستون و اجزای اصلی سازه؛ مقایسه پاسخ لرزه‌ای

قاب مجهز به فیوز با قاب خمشی ویژه متداول و بررسی توانایی این جزئیات در تمرکز اتلاف انرژی در عضو قابل تعویض و بهبود قابلیت تعمیرپذیری پس از زلزله. با وجود توسعه سامانه‌های کم‌خسارت مختلف، از جمله پای‌ستون‌های راکینگ، اتصالات اصطکاکی، میراگرهای الحاقی و پنل‌های برشی قابل تعویض، هریک از این راهکارها با ملاحظات مانده افزایش پیچیدگی جزئیات اجرایی، نیاز به قطعات ویژه، حساسیت به پیش‌تندگی یا لغزش کنترل‌شده و دشواری تعویض یا بازگرداندن عملکرد اولیه پس از زلزله همراه هستند. در این پژوهش، ایده لینک برشی در پای ستون با هدف ایجاد یک ناحیه مستهلک‌کننده انرژی در پای ستون و بدون استفاده از سازوکارهای پیچیده راکینگ یا اصطکاکی بررسی می‌شود. در این روش، در ۵۰ سانتی‌متر ابتدایی پای ستون از جان با ضخامت کمتر استفاده شده و در صورت نیاز، عرض بال تغییر خواهد کرد. جدول (۱) جایگاه ایده پیشنهادی را نسبت به برخی سامانه‌های کم‌خسارت موجود نشان می‌دهد.

جدول ۱- مقایسه ایده لینک برشی پیشنهادی با سامانه‌های کم‌خسارت موجود

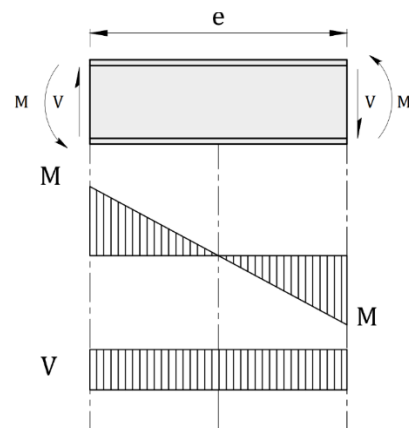
سامانه	سازوکار اصلی اتلاف انرژی	سختی اولیه	شکل‌پذیری و اتلاف انرژی	تعمیرپذیری پس از زلزله	پیچیدگی اجرا	ملاحظات اصلی
پای‌ستون راکینگ	بلندشدگی کنترل‌شده و بازمرکزبندی	معمولاً کمتر از اتصال گیردار متداول	شکل‌پذیری و اتلاف انرژی	نیازمند کنترل اجزای راکینگ و اجزای مستهلک‌کننده	نسبتاً زیاد	نیاز به جزئیات خاص، کنترل بازمرکزبندی و اجزای پیش‌تند یا مستهلک‌کننده
فیوز یا اتصال اصطکاکی	لغزش کنترل‌شده در سطوح اصطکاکی	وابسته به نیروی پیش‌تندگی و ضریب اصطکاک	مناسب در صورت پایداری لغزش	تعویض یا تنظیم مجدد قطعات اصطکاکی لازم است	متوسط تا زیاد	حساسیت به افت نیروی پیش‌تندگی، کیفیت سطح تماس و کنترل لغزش
میراگر الحاقی در پای ستون	تسلیم، اصطکاک یا رفتار ویسکوپلاستیک در قطعه اضافه‌شده	وابسته به سختی میراگر و نحوه اتصال	مناسب، با امکان تمرکز آسیب در میراگر	معمولاً قابل تعمیر یا تعویض	زیاد	نیاز به قطعه الحاقی، فضای نصب و جزئیات اتصال ویژه
پنل برشی پایه	جاری شدن برشی در پنل قابل تعویض	قابل تنظیم با ابعاد و ضخامت پنل	مناسب در صورت طراحی ظرفیت صحیح	امکان تعویض پنل وجود دارد	متوسط	نیازمند تعادل مقاومتی میان پنل، ستون و اتصال
لینک برشی پیشنهادی در پای ستون	تمرکز تغییر شکل غیرارتجاعی در جان نازک‌شده و رفتار برشی کنترل‌شده	اندکی بیش‌تر از قاب‌های خمشی ویژه	قابل ارزیابی از طریق تمرکز انرژی و توالی مفاصل پلاستیک	با محدود شدن آسیب به ناحیه لینک، تعمیرپذیری می‌تواند بهبود یابد	کم‌تر از سامانه‌های دارای قطعات الحاقی پیچیده	نیازمند کنترل کمایش موضعی جان، حفظ مسیر باربری ثقیل و جلوگیری از آسیب نامطلوب در بال و اتصال پای ستون

۲- طراحی ظرفیتی لینک برشی

مفصل خمشی زمانی شکل می‌گیرد که لنگر خمشی در مقطع به حد تسلیم خمشی برسد، در مقابل، مفصل برشی زمانی حاکم می‌شود که نیروی برشی در مقطع به حد تسلیم برشی رسیده باشد؛ اگر این ناحیه با سخت‌کننده‌های مناسب مدیریت شده و مهار جانبی و قیود کمانشی کافی داشته باشد، حلقه‌های چرخه‌ای پُر و پایدار ایجاد و آسیب به بخش کوچکی از عضو محدود می‌شود. فلسفه لینک‌های برشی در قاب‌های مهاربندی و اگر ا مصداق روشن این ایده است. مطالعات اخیر درباره قاب‌های مهاربندی و اگر ا قاب‌های مهاربندی خارج مرکز نیز نشان داده‌اند که تعریف یک ناحیه تسلیم کنترل شده، در صورت رعایت قیود طراحی ظرفیتی، می‌تواند ضمن افزایش شکل‌پذیری و اتلاف انرژی، از انتقال آسیب شدید به اعضای اصلی جلوگیری نماید [۳۰-۳۲]. در این پژوهش، طراحی لینک برشی در پای ستون قاب‌های خمشی ویژه بر اساس فلسفه طراحی تیر پیوند در قاب‌های مهاربندی و اگر ا ویژه تدوین شده است؛ به این ترتیب، با تکیه بر الزامات از پیش مدون شده این سیستم در آیین‌نامه‌ها، یک چارچوب مشخص برای پیاده‌سازی مفهوم مفصل برشی در پای ستون فراهم می‌شود.

۱-۲ لینک برشی در قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه

شکل (۳) نمودار آزاد و دیاگرام لنگر خمشی و نیروی برشی تیر پیوند را تحت اثر بارگذاری زلزله و با صرف نظر نمودن از نیروی محوری نشان می‌دهد.



شکل ۳- نمودار آزاد و دیاگرام لنگر خمشی و نیروی برشی تیر پیوند در قاب‌های مهاربندی و اگر ا ویژه

در قاب‌های مهاربندی و اگر ا ویژه، طول مشخصی از تیر پیوند را که نیروی برشی و لنگر خمشی در آن هم‌زمان به ترتیب به نیروی برشی پلاستیک (V_p) و لنگر خمشی پلاستیک (M_p)

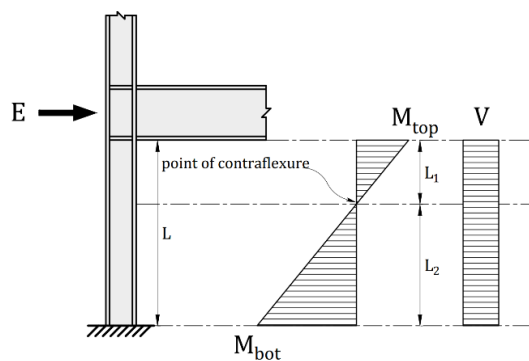
برسند، (e_0) یا طول بحرانی تیر پیوند می‌نامند و با توجه به نمودار آزاد شکل (۳) برابر است با:

$$e_0 = \frac{2M_p}{V_p} \quad (1)$$

با توجه به رابطه (۱)، در صورتی که e طول تیر پیوند از e_0 کم‌تر باشد، با توجه به این که لینک سریع‌تر به V_p نیروی تسلیم برشی می‌رسد، رفتار تیر پیوند برشی خواهد بود. از همین فلسفه برای طراحی لینک برشی در پای ستون قاب‌های خمشی ویژه نیز می‌توان بهره برد.

۲-۲ لینک برشی در پای ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه

با توجه به شکل (۴) که نمایانگر دیاگرام لنگر خمشی و نیروی برشی ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه تحت اثر بارگذاری زلزله است، می‌توان نوشت:



شکل ۴- دیاگرام لنگر خمشی و نیروی برشی ستون‌های قاب‌های خمشی

$$\frac{M_{bot} + M_{top}}{L} = V \quad (2)$$

که (M_{bot}) لنگر خمشی اعمال شده به پایین ستون، (M_{top}) لنگر خمشی اعمال شده به بالای ستون، (L) طول آزاد ستون و (V) نیروی برشی اعمال شده به ستون است.

همان‌طور که در شکل (۴) مشخص است، می‌توان دریافت که در ستون‌های قاب‌های خمشی به علت وجود نیروی محوری در ستون‌ها و همچنین تفاوت در میزان گیرداری دو انتهای ستون‌ها، برخلاف لینک‌های برشی محل نقطه عطف لنگر خمشی در میانه ستون قرار ندارد و لنگر خمشی اعمال شده در نزدیکی پای ستون نسبت به انتهای دیگر ستون بیش‌تر است. بنابراین برخلاف قاب‌های مهاربندی و اگر ا ویژه که لنگر خمشی

$$\frac{M_p}{\alpha L} = V_p \quad (6)$$

که (M_p) ظرفیت خمشی پلاستیک مقطع ستون، (V_p) ظرفیت برشی پلاستیک مقطع ستون، (α) نسبت محل نقطه عطف لنگر خمشی در لحظه تشکیل مفصل پلاستیک خمشی-محوری از پای ستون نسبت به طول آزاد ستون و (L) طول آزاد ستون (طول بحرانی لینک برشی) است.

رابطه (5) در این پژوهش به عنوان یک معیار مرزی برای تشخیص نوع رفتار ستون به کار گرفته شده است. به بیان دیگر، رابطه مذکور حدی را مشخص می کند که بر اساس آن می توان رفتار عضو را به صورت برشی یا خمشی طبقه بندی نمود. چنانچه ظرفیت برشی ستون کم تر از مقدار $\frac{M_p}{\alpha L} = V_p$ باشد، ستون پیش از رسیدن به ظرفیت خمشی کامل، وارد رفتار غالب برشی شده و می تواند مشابه یک لینک برشی عمل کند. در مقابل، اگر ظرفیت برشی ستون بزرگ تر از این مقدار باشد، رفتار ستون عمدتاً خمشی خواهد بود و تشکیل مفصل خمشی در پای ستون محتمل تر است. از آنجایی که در ستون ها، به ویژه ستون های پایین ترین طبقه، میزان نیروی محوری قابل صرف نظر کردن نیست، بنابراین اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی طبق ضوابط AISC 342-22 نیز باید لحاظ شده و رابطه (6) بر اساس ظرفیت خمشی-محوری مقطع ستون اصلاح شود [33]. در نتیجه:

$$\begin{aligned} \frac{P}{P_{ye}} < 0.2 \rightarrow V_p &= \frac{\left(1 - \frac{P}{2P_{ye}}\right) M_p}{\alpha L} \\ \frac{P}{P_{ye}} \geq 0.2 \rightarrow V_p &= \frac{\frac{9}{8} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) M_p}{\alpha L} \end{aligned} \quad (7)$$

که (P) نیروی محوری ستون در لحظه تشکیل مفصل پلاستیک خمشی-محوری و (P_{ye}) ظرفیت محوری پلاستیک مقطع ستون است.

رابطه (7) را می توان از طریق آیین نامه AISC 360-22 نیز اثبات نمود [34].

در صورتی که $\frac{P}{P_{ye}} < 0.2$ باشد:

$$\begin{aligned} \frac{P_r}{2P_c} + \frac{M_r}{M_c} &\leq 1.0 \rightarrow \frac{M_r}{M_c} \leq 1 - \frac{P_r}{2P_c} \rightarrow \\ M_r &\leq \left(1 - \frac{P_r}{2P_c}\right) M_c \xrightarrow{M_r = \alpha L V_r} \alpha L V_r \leq \left(1 - \frac{P_r}{2P_c}\right) M_c \\ \rightarrow V_r &= \frac{\left(1 - \frac{P_r}{2P_c}\right) M_c}{\alpha L} \end{aligned}$$

اعمال شده در دو انتهای لینک با یکدیگر برابر هستند، در ستون های قاب های خمشی ویژه، لنگر خمشی در پای ستون سریع تر از دیگر نواحی ستون به ظرفیت خمشی مقطع ستون خواهد رسید. بنابراین برای لحظه ای که لنگر خمشی اعمال شده در نزدیکی پای ستون به ظرفیت خمشی مقطع ستون می رسد، می توان نوشت:

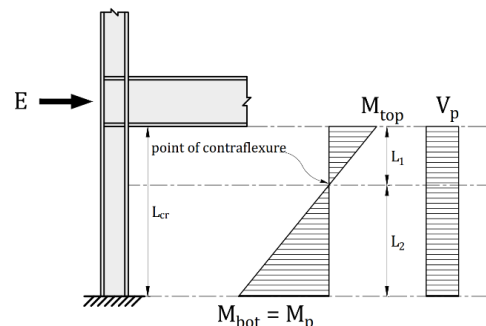
$$\frac{M_p + M_{top}}{L} = V \quad (3)$$

که (M_p) ظرفیت خمشی پلاستیک مقطع ستون، (M_{top}) لنگر خمشی اعمال شده به انتهای بالای ستون در لحظه تشکیل مفصل خمشی در پای ستون، (L) طول آزاد ستون و (V) نیروی برشی اعمال شده به ستون در لحظه تشکیل مفصل خمشی در پای ستون است. رابطه (3) را بر حسب محل نقطه عطف لنگر خمشی در ستون در لحظه تشکیل مفصل خمشی در پای ستون نیز می توان نوشت:

$$\frac{M_{top}}{M_p} = \frac{L_1}{L_2} = \frac{L - L_2}{L_2} = \frac{1 - \frac{L_2}{L}}{\frac{L_2}{L}} \xrightarrow{\alpha = \frac{L_2}{L}} \frac{M_{top}}{M_p} = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \rightarrow M_{top} &= M_p \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha}\right) \\ \frac{M_p + M_{top}}{L} = V &\rightarrow \frac{M_p + M_p \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha}\right)}{L} \\ &= V \rightarrow \frac{M_p \left(1 + \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha}\right)\right)}{L} \\ &= V \rightarrow \frac{M_p \left(\frac{\alpha + 1 - \alpha}{\alpha}\right)}{L} = V \rightarrow \frac{M_p \left(\frac{1}{\alpha}\right)}{L} \\ &= V \rightarrow \frac{M_p}{\alpha L} = V \end{aligned} \quad (5)$$

طول ستون ها برخلاف لینک های برشی در قاب های مهاربندی واگرای ویژه، به دلایل معماری قابل تغییر نیست، بنابراین کل طول آزاد ستون به عنوان طول بحرانی لینک برشی فرض می شود. در نتیجه با توجه به شکل (5):



شکل 5- دیاگرام لنگر خمشی و نیروی برشی ستون های قاب های خمشی در لحظه تشکیل مفصل پلاستیک خمشی-محوری در پای ستون

و در صورتی که $\frac{P}{P_{ye}} \geq 0.2$ باشد:

$$\begin{aligned} \frac{P_r}{P_c} + \frac{8 M_r}{9 M_c} &\leq 1.0 \rightarrow \frac{M_r}{M_c} \leq \frac{9}{8} \left(1 - \frac{P_r}{P_c}\right) \rightarrow \\ M_r &\leq \frac{9}{8} \left(1 - \frac{P_r}{P_c}\right) M_c \xrightarrow{M_r = \alpha L V_r} \alpha L V_r \leq \frac{9}{8} \left(1 - \frac{P_r}{P_c}\right) M_c \\ \rightarrow V_r &= \frac{\frac{9}{8} \left(1 - \frac{P_r}{P_c}\right) M_c}{\alpha L} \end{aligned}$$

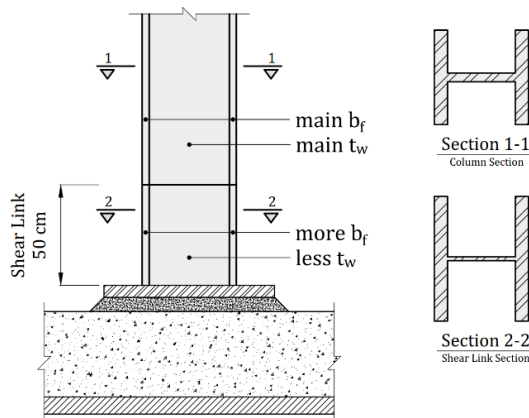
که (P_r) نیروی محوری مورد نیاز ستون، $(P_c = \varphi_c P_n)$ ظرفیت محوری موجود ستون، (M_r) لنگر خمشی مورد نیاز ستون و $(M_c = \varphi_b M_n)$ ظرفیت خمشی موجود ستون است.

با عنایت به موارد ذکر شده، پیش‌بینی می‌شود در صورتی که ظرفیت برشی پلاستیک مقطع ستون از V_p کم‌تر باشد، در ستون‌ها به جای مفصل خمشی-محوری در پای ستون، مفصل برشی در کل طول آزاد ستون تشکیل شود. البته با توجه به این که نمی‌توان کل طول آزاد ستون را به عنوان طول لینک برشی در نظر گرفت، در این پژوهش در تحلیل سازه‌ها فقط بخشی از طول ستون یعنی ۵۰ cm ابتدایی در ناحیه پای ستون به عنوان طول لینک برشی در نظر گرفته می‌شود. لازم به توضیح است که مقدار مذکور به عنوان یک مقدار اولیه و مبنای آغازین برای ارزیابی ایده پیشنهادی انتخاب شده است و در این مرحله به عنوان طول بهینه لینک برشی تلقی نمی‌شود. با توجه به نوآورانه بودن ایده ایجاد مفصل برشی کنترل شده در ناحیه پای ستون قاب‌های خمشی ویژه فولادی، تعیین طول بهینه لینک برشی مستلزم انجام مطالعات پارامتریک گسترده در دو مقیاس موضعی و کلی سازه است. طبیعتاً در صورتی که فقط در بخش خاصی از قسمت پایینی طول ستون، تضعیفی در جان ستون ایجاد شود به طوری که در آن ناحیه، ظرفیت برشی پلاستیک مقطع ستون از V_p کم‌تر باشد، به جای این که مفصل برشی در کل طول آزاد ستون ایجاد شود، این مفصل در ناحیه تضعیف شده تشکیل خواهد شد. همچنین، به منظور ارائه یک بازه کاربردی برای مقدار پارامتر α ، یک مطالعه تکمیلی انجام شد که نتایج آن به صورت خلاصه در مقاله ارائه شده است. در این مطالعه، موقعیت نقطه عطف لنگر خمشی در ۵۰ قاب خمشی ویژه فولادی بررسی شد. قاب‌های مورد بررسی از نظر تعداد طبقات، تعداد دهانه‌ها و طول ستون طبقه اول دارای ویژگی‌های متفاوتی بودند. نتایج این مطالعه پارامتریک نشان داد که در سازه‌های

متعارف، مقدار پارامتر α عموماً در بازه ۰/۵۷ تا ۱ قرار می‌گیرد و تنها در موارد محدودی از ۱ فراتر می‌رود.

۳- تعیین مقطع لینک برشی در پای ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه

در این پژوهش، مقطع لینک برشی در پای ستون به گونه‌ای اصلاح می‌شود که ظرفیت برشی لینک با مقدار مورد نیاز حاصل از رابطه (۷) منطبق شده و تشکیل مفصل پلاستیک برشی در پای ستون بر مفصل خمشی-محوری حاکم شود. با استفاده از دو راهبرد کاهش ضخامت جان برای کنترل ظرفیت برشی و افزایش عرض بال‌ها برای تقویت ظرفیت خمشی که به علت سخت‌شوندگی برشی محسوس در رفتار فراالرجاعی لینک و به منظور جلوگیری از تشکیل مفاصل خمشی-محوری پس از تشکیل مفصل برشی در لینک پای ستون انجام می‌شود (ارائه شده در بند ۳-۴-۵)، فرآیند تعیین و اصلاح مقطع لینک برشی انجام شده که به صورت شماتیک در شکل (۶) نشان داده شده است.

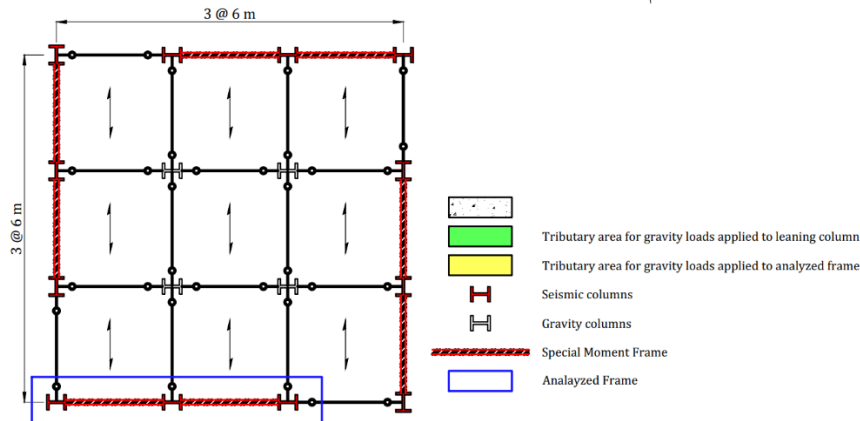


شکل ۶- جزئیات هندسی پای ستون و لینک برشی

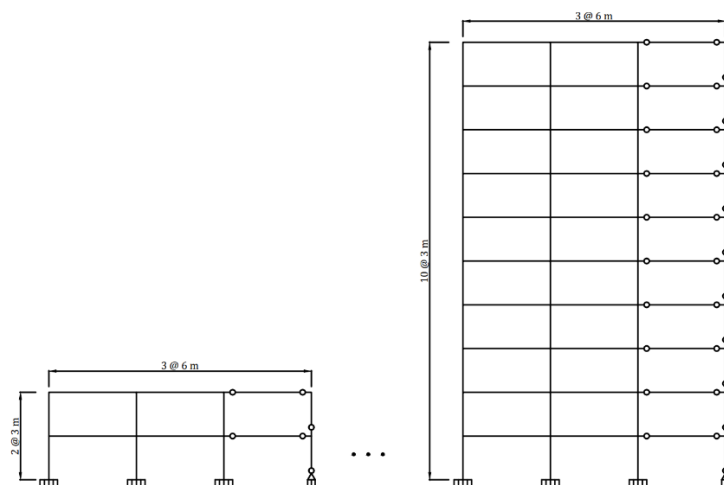
۴- مدل‌سازی

به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه فولادی دارای لینک برشی در پای ستون، پنج مدل سازه‌ای با سیستم باربر لرزه‌ای قاب خمشی فولادی ویژه شامل قاب‌های دودهانه در تعداد طبقات ۲، ۴، ۶، ۸ و ۱۰ با استفاده از آیین‌نامه‌های ASCE 7-22، AISC 360-22 و AISC 341-22 به روش ضرایب بار و مقاومت در نرم‌افزار Etabs طراحی و در محیط اجزای محدود نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی شدند [۳۴-۳۶]. اگرچه قاب خمشی ویژه برای سازه‌های بلند نیز مجاز است، اما در ارتفاع‌های زیاد معمولاً سیستم‌های دوگانه (قاب خمشی ویژه همراه با دیوار برشی یا مهاربند) ترجیح داده می‌شود؛ لذا دامنه مدل‌ها در این پژوهش تا ۱۰ طبقه محدود شد. این انتخاب با نتایج مطالعات اخیر بر روی

زلزله عمل می‌کنند و قاب‌های میانی به صورت قاب‌های ثقلی مدل شده‌اند. برای هر راستای اصلی، یک قاب دوبعدی نماینده، از مدل سه‌بعدی استخراج شد. مطابق شکل (۸)، در کنار قاب، ستونی قائم به عنوان ستون متکی تعریف شد. در نرم‌افزار تحلیل (Etabs و Opensees)، گره‌های متناظر ستون متکی و قاب اصلی در هر تراز با قیود هم‌رانشی به یکدیگر متصل شدند تا در هر طبقه جابه‌جایی جانبی یکسانی داشته باشند [۴۰]. برای جلوگیری از انتقال سختی جانبی از ستون متکی به قاب، اتصالات آن در جهت جانبی به صورت مفصلی مدل شد. بارهای ثقلی اعمال‌شده در دهانه‌های مدل‌سازی‌شده در محل واقعی خود و بارهای ثقلی سایر دهانه‌ها، به صورت بار متمرکز بر روی گره‌های ستون متکی اعمال شد.



شکل ۷- پلان تپ سازه، جانمایی قاب‌های خمشی ویژه در دو انتهای پلان و ناحیه‌های بارگیر ثقلی و لرزه‌ای در راستای مورد تحلیل



شکل ۸- قاب دوبعدی نماینده و ستون متکی استخراج‌شده از مدل سه‌بعدی

جدول ۲- نتایج طراحی و مقاطع سازه دوطبقه

تیر	ستون محیطی	ستون داخلی	طبقه
W21X50	W10X100	W12X152	1
W21X50	W10X100	W12X152	2

فرضیات مربوط به لرزه‌خیزی محل احداث یعنی شهر لس‌آنجلس و نوع خاک بر مبنای منطقه‌ای با نسبت شتاب مبنای طرح با خطر نسبی بسیار زیاد بر روی خاک نوع D است. این سازه‌ها تحت تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (تحلیل بارافزون)، تاریخچه‌زمانی و دینامیکی فزاینده مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج طراحی و مقاطع به‌دست‌آمده برای این سازه‌ها مطابق جدول‌های (۲) الی (۶) ارائه شده است.

۴-۱- روش مدل‌سازی در نرم‌افزار Opensees

در سطح ماکرو دو رویکرد مدل‌سازی پلاستیسیته گسترده (المان فیبری) و پلاستیسیته متمرکز متداول است. شایان‌ذکر است که FiberSection متداول در OpenseesPy، که مبتنی بر مصالح تک‌محوره است، عمدتاً توزیع تنش‌های محوری الیاف را برای محاسبه نیروی محوری و لنگر خمشی در نظر می‌گیرد و تنش‌های برشی را به صورت صریح بازنمایی نمی‌کند. از سوی دیگر، مدل پلاستیسیته متمرکز نیز توزیع موضعی تنش برشی در طول لینک را مستقیماً محاسبه نمی‌کند؛ بلکه پاسخ کلی لینک را از طریق رابطه نیرو-تغییر مکان برشی بازنمایی می‌کند. با توجه به کوتاه بودن طول لینک برشی مورد استفاده، برابر با ۵۰ سانتی‌متر و تمرکز این پژوهش بر پاسخ کلی سیستم در سطح سازه‌ای، اثر توزیع موضعی تنش برشی در طول لینک در مدل حاضر قابل اغماض فرض شده است. بر این اساس، رویکرد پلاستیسیته متمرکز انتخاب شد تا نیرو و تغییر شکل برشی، زوال سختی و مقاومت و شکل‌پذیری لینک برشی پای ستون با دقت کافی مدل شود.

بر این اساس، در قاب خمشی ویژه، اعضای تیر و ستون با استفاده از المان‌های تیر-ستون تیموشنکو الاستیک^۱ مدل‌سازی شدند. استفاده از این نوع المان به این دلیل انجام شد که علاوه بر سختی خمشی و محوری، امکان لحاظ نمودن اثر سختی برشی اعضا نیز فراهم شود. اگرچه در قاب‌های مورد بررسی سهم تغییر شکل‌های برشی اعضای اصلی نسبت به تغییر شکل‌های خمشی محدود است، استفاده از این المان موجب بازنمایی کامل‌تر سختی الاستیک اعضا در مدل عددی می‌شود.

همچنین مفاصل خمشی تیرها و خمشی-محوری ستون‌ها در قاب مجهز به لینک برشی، علاوه بر آن‌ها، مفاصل برشی پای ستون نیز با استفاده از فنرهای متمرکز (المان طول صفر یا لینک دونقطه‌ای) مدل‌سازی شده‌اند؛ به گونه‌ای که از مصالح آی‌بارا-کراوینکلر^۲ برای فنرهای خمشی و خمشی-محوری و از مصالح هیسترتیک^۳ برای فنرهای برشی استفاده و منحنی‌های پشت‌بند آن‌ها بر اساس منحنی‌های $M - \varphi$ و $V - \gamma$ معرفی شده در AISC 342-22 کالیبره شده‌اند [۳۳]. این چینی، امکان پیاده‌سازی دقیق معیارهای آیین‌نامه‌ای مرتبط با سختی، مقاومت، ظرفیت دورانی، شکل‌پذیری و اندرکنش‌های $P - M$ و $P - V$ را فراهم می‌کند؛ محل و نوع مفاصل در شکل (۹) نشان داده شده است.

جدول ۳- نتایج طراحی و مقاطع سازه چهار طبقه

طبقه	ستون داخلی	ستون محیطی	تیر
1	W12X136	W10X112	W21X50
2	W12X252	W12X170	W27X94
3	W12X279	W12X230	W27X94
4	W12X279	W12X230	W27X94

جدول ۴- نتایج طراحی و مقاطع سازه شش طبقه

طبقه	ستون داخلی	ستون محیطی	تیر
1	W12X230	W10X112	W21X50
2	W12X305	W12X152	W27X94
3	W14X500	W12X336	W27X94
4	W14X665	W14X500	W27X94
5	W14X665	W14X500	W27X94
6	W14X665	W14X500	W27X94

جدول ۵- نتایج طراحی و مقاطع سازه هشت طبقه

طبقه	ستون داخلی	ستون محیطی	تیر
1	W12X152	W10X112	W21X50
2	W12X252	W12X152	W27X94
3	W14X426	W12X279	W27X94
4	W14X550	W12X336	W27X94
5	W14X550	W12X336	W30X116
6	W14X550	W12X336	W30X116
7	W14X550	W14X370	W30X116
8	W14X550	W14X398	W30X116

جدول ۶- نتایج طراحی و مقاطع سازه ده طبقه

طبقه	ستون داخلی	ستون محیطی	تیر
1	W12X136	W10X112	W21X50
2	W12X252	W12X152	W27X94
3	W14X370	W12X152	W27X94
4	W14X370	W12X252	W30X116
5	W14X426	W12X279	W30X116
6	W14X426	W14X426	W30X116
7	W14X426	W14X550	W30X116
8	W14X426	W14X550	W30X116
9	W14X426	W14X550	W30X116
10	W14X426	W14X550	W30X116

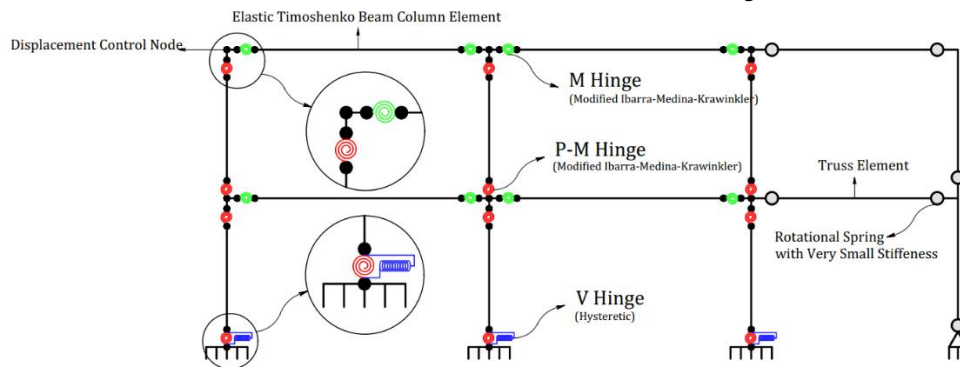
¹ Elastic Timoshenko Beam Column Element

² Ibarra-Krawinkler

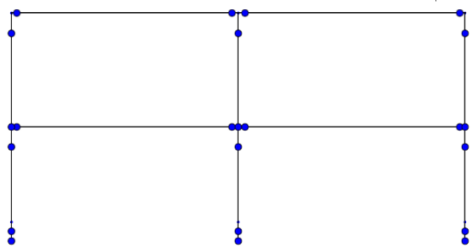
³ Hysteretic

نشده‌اند؛ از این‌رو، نتایج تحلیل تاریخیچه‌زمانی بر اساس پوش رفتاری مفصل تفسیر شده و عدم در نظر گرفتن کالیبراسیون مستقل زوال چرخه‌ای تجمعی، به‌عنوان یکی از محدودیت‌های مدل‌سازی حاضر در نظر گرفته شده است.

زوال سختی و مقاومت مفصل در مدل حاضر از طریق پوش منحنی‌های رفتاری معرفی‌شده در AISC 342-22، شامل شاخه پس از اوج، مقاومت باقی‌مانده و تغییر شکل نهایی، اعمال شده است. پارامترهای زوال چرخه‌ای مستقل، به‌طور جداگانه کالیبره



شکل ۹- محل و نوع مفصل تعریف‌شده در نرم‌افزار OpenSees



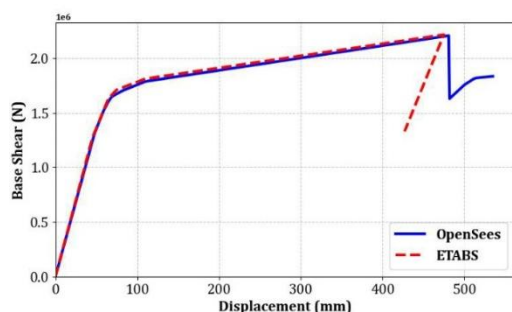
شکل ۱۱- نمایش گرافیکی محل و وضعیت مفصل پلاستیک بر اساس رنگ‌بندی تعریف‌شده در شکل (۱۰) با استفاده از کد توسعه‌یافته در نرم‌افزار OpenSees

* مفصل خمشی-محوری و برشی پای ستون در یک نقطه تعریف شده‌اند، اما برای تشخیص آسان‌تر، مفصل برشی به اندازه نصف طول لینک بالاتر نمایش داده شده است.

۳-۴- صحت‌سنجی مدل‌سازی در Etabs با OpenSees

۱-۳-۴- مقایسه منحنی رفتاری مدل OpenSees و Etabs

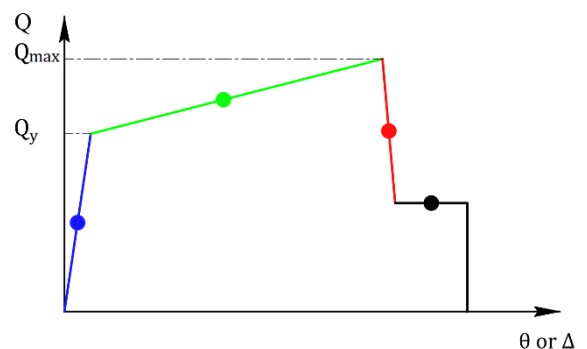
مقایسه منحنی‌های برش پایه-جابه‌جایی در شکل (۱۲) نشان می‌دهد که پاسخ سازه در دو نرم‌افزار در تمامی مراحل رفتاری، از جمله شاخه ارتجاعی، فرار ارتجاعی و زوال و ناپایداری، با دقت و انطباق بسیار خوبی بازتولید شده است.



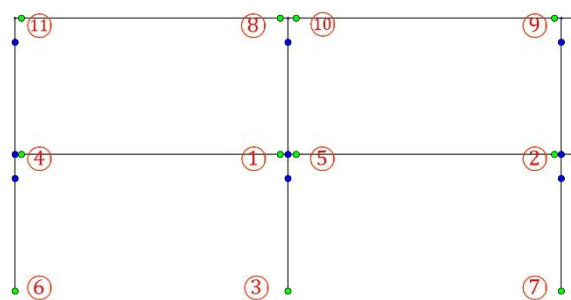
شکل ۱۲- مقایسه منحنی رفتاری سازه قاب خمشی ویژه دوطبقه مدل‌سازی‌شده در نرم‌افزار OpenSees و Etabs تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی

۲-۴- بررسی روند شکل‌گیری مفصل پلاستیک در سازه

برای پایش تقدم و تأخر تشکیل مفصل، به‌ویژه در پای سازه و رصد روند گسترش مفصل پلاستیک در کل سازه طی تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون)، یک کد پایتون در بستر OpenSeesPy توسعه داده شد که فنرهای خمشی تیرها، خمشی-محوری ستون‌ها و برشی پای ستون را با استفاده از شناسه‌های ازپیش‌تعیین‌شده در محل واقعی آن‌ها روی مدل نمایش می‌دهد. در هر گام تحلیل، تقاضای هر مفصل استخراج و با منحنی رفتاری متناظر مقایسه شده و بر اساس نسبت تقاضا به ظرفیت و محدوده رفتاری (الاستیک، پلاستیک، زوال، شکست)، رنگ مناسب به آن اختصاص یافته و به‌صورت برخط روی هندسه قاب ترسیم می‌شود. طرح رنگ‌ها طبق شکل (۱۰) تنظیم شده است تا تفسیر مهندسی نتایج برای خواننده بدیهی و قابل‌فهم باشد. همچنین شکل (۱۱) خروجی کد نمایش مفصل را که در بستر OpenSeesPy تعریف شده است، نشان می‌دهد.



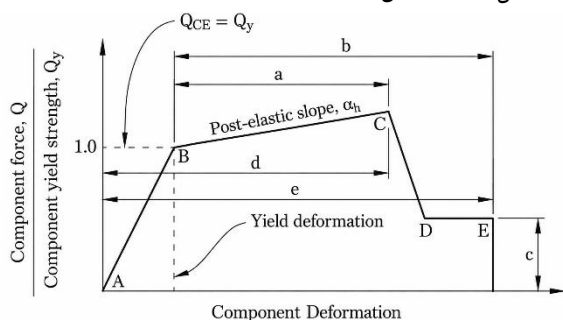
شکل ۱۰- رنگ مفصل پلاستیک بر اساس وضعیت مفصل در منحنی رفتاری



شکل ۱۴- روند تشکیل مفاصل پلاستیک در نرم‌افزار Opensees

۴-۴- پارامترهای رفتار فرار تجمعی مفاصل

شمای کلی منحنی رفتاری پنج‌خطه مفاصل خمشی دو انتهای تیرها و خمشی-محوری دو انتهای ستون‌ها و برشی پای ستون‌ها در شکل (۱۵) نمایش داده شده است.



شکل ۱۵- نمودار پنج‌خطه رفتار غیرخطی مفاصل پلاستیک تغییرشکل کنترل

پارامترهای a , b , c و همچنین Q_{CE} برای هر یک از مفاصل خمشی تیرها و خمشی-محوری ستون‌ها در AISC 341-22 به تفصیل بیان شده‌اند [۳۶].

با توجه به نبود مطالعات آزمایشگاهی و مستندات آیین‌نامه‌ای اختصاصی درباره لینک‌های برشی پای ستون با مقاطع I/H ، نزدیک‌ترین منبع معتبر برای تعیین پارامترهای رفتاری، بدنه پژوهش‌های گسترده پوپوف^۱ و انگلهارد^۲ روی لینک‌های برشی در قاب‌های مهاربندی واگرا است که عمدتاً با مقاطع I شکل آزموده و کالیبره شده‌اند [۴۱]. افزون بر این، در ضوابط AISC 342-22 پارامترهای مدل‌سازی غیرخطی لینک‌های برشی و حدود عملکردی آن‌ها برای تحلیل‌های غیرخطی توصیه شده است و به‌عنوان مرجع مناسبی برای تحلیل‌های ماکرو به کار می‌رود. بنابراین، در این پژوهش برای تعریف منحنی رفتاری و پارامترهای چرخه‌ای فنر برشی پای ستون از همان چارچوب و

۴-۳-۲- مقایسه پریود سازه‌ها در مدل Etabs و Opensees

به‌منظور کنترل صحت سختی کلی مدل‌ها، پریود مود اول قاب‌های خمشی ویژه در دو نرم‌افزار Opensees و Etabs استخراج و مقایسه شد. نتایج جدول (۷) نشان می‌دهد پریود مود اول در دو مدل عملاً منطبق است.

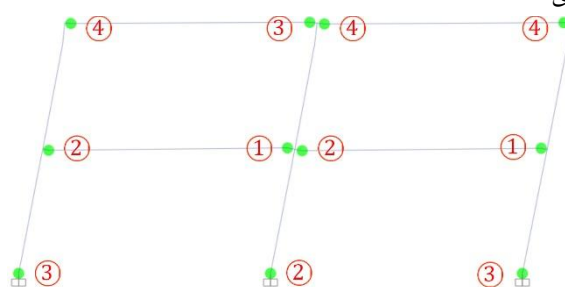
جدول ۷- مقایسه پریود سازه‌ها در نرم‌افزار ایتبس و اپنسیس

تعداد طبقه	پریود سازه حاصل از نرم‌افزار Etabs	پریود سازه حاصل از نرم‌افزار Opensees
2	0.58	0.58
4	0.69	0.69
6	0.86	0.85
8	1.09	1.07
10	1.34	1.30

۴-۳-۳- مقایسه روند تشکیل مفاصل پلاستیک در مدل

Etabs با Opensees

روند تشکیل مفاصل پلاستیک در دو نرم‌افزار مقایسه شد. الگوی توسعه مفاصل در Opensees و Etabs از نظر تشکیل، تطابق بسیار خوبی نشان می‌دهد. با این حال، مشاهده شد که کد نمایش مفاصل پلاستیک توسعه‌یافته در بستر OpenseesPy قابلیت نمایش دقیق‌تری از روند توزیع مفاصل را دارد. بنابراین، می‌توان گفت مدل Opensees ضمن حفظ تطابق رفتاری کلی با Etabs، در تشخیص و پایش جزئیات فرایند تسلیم موضعی، دقت بالاتری دارد. شکل‌های (۱۳) و (۱۴) به ترتیب روند تشکیل مفاصل پلاستیک را در نرم‌افزارهای Etabs و OpenseesPy نمایش می‌دهد.



شکل ۱۳- روند تشکیل مفاصل پلاستیک در نرم‌افزار Etabs

¹ Popov

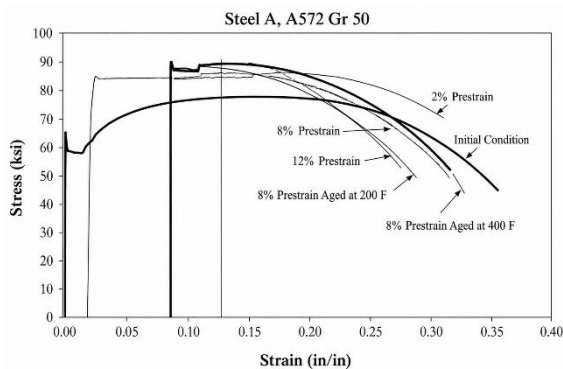
² Engelhardt

که (V_y) مقاومت تسلیم برشی لینک و (V_{max}) حداکثر مقاومت برشی مشاهده شده در منحنی رفتاری پاسخ چرخه‌ای است. شواهد آزمایشگاهی ریچاردز^۱ و اوآنگ روی لینک‌های برشی قاب‌های مهاربندی واگرا نشان می‌دهد که این ضریب می‌تواند دامنه‌ای نسبتاً وسیع، حدود ۱/۲ تا ۲ داشته باشد؛ تغییرات هندسه و نسبت‌های کمانشی به‌ویژه نسبت عرض به ضخامت بال در نمونه‌ها، از عوامل کلیدی این اختلاف گزارش شده‌اند [۴۳].

۴-۴-۲- انتخاب فولاد مینا و استخراج مشخصه

سخت‌شوندگی کرنش برای لینک برشی پای ستون

برای طرح و مدل‌سازی سازه‌های مورد بررسی و همچنین لینک برشی پای ستون به‌دست‌آمده بر اساس رابطه (۷)، فولاد A572 Gr.50 به‌عنوان مصالح سازه‌ای در نظر گرفته شد. به‌منظور کالیبراسیون رفتار مصالح، از منحنی‌های تنش-کرنش آزمایشگاهی ارائه‌شده برای مقاطع نوردشده با فولادهای A572 Gr.50 استفاده شد که در گزارش ATLSS مستند شده‌اند [۴۴]. این منحنی رفتاری تنش-کرنش آزمایشگاهی که در شکل (۱۶) نمایش داده شده است، در مدل اجزای محدود لینک برشی پیاده‌سازی شد.



شکل ۱۶- منحنی رفتاری تنش-کرنش آزمایشگاهی فولاد A572 Gr.50

مدل سه‌بعدی لینک در نرم‌افزار Abaqus با قیود مرزی، مهارهای جانبی، و تعبیه سخت‌کننده‌های لازم در طول لینک ساخته شد؛ بارگذاری شبه‌استاتیکی رفت‌وبرگشتی با افزایش مرحله‌ای دامنه دوران درون صفحه، برای استخراج منحنی رفتاری پاسخ V_y اعمال شد. بر مبنای پاسخ عددی، مقدار V_y از نقطه تسلیم برشی و V_{max} از قله منحنی رفتاری پاسخ استخراج شد و به این ترتیب ضریب سخت‌شوندگی کرنشی لینک برابر با $\alpha = 1.55$ به‌دست آمد. این مقدار در میانه دامنه گزارش شده برای لینک‌های برشی در قاب‌های مهاربندی واگرا قرار می‌گیرد و با ماهیت مصالح A572 Gr.50 و منحنی آزمایشگاهی مورد استفاده

مقادیر پیشنهادی لینک‌های برشی EBF در ضوابط AISC 342-22 استفاده شده است [۳۳].

تفاوت مهم میان لینک‌های برشی پای ستون و لینک‌های در قاب‌های مهاربندی واگرا به الگوی لنگر خمشی در دو انتهای لینک مربوط است. در لینک‌های در قاب‌های مهاربندی واگرای کلاسیک، به‌دلیل قیود مرزی مشابه در دو انتها، مقدار مطلق لنگرهای انتهایی برابر و علامت آن‌ها مخالف است؛ حال آن‌که در لینک‌های برشی پای ستون با توجه به قیود مرزی متفاوت در اتصال به فونداسیون و ستون لنگرهای انتهایی می‌توانند هم‌علامت و از نظر مقدار نامتقارن باشند. نمونه میانی نیز در در قاب‌های مهاربندی قطری دیده می‌شود که در آن نابرابری قیود سبب نابرابری مقدار لنگر در دو انتها اما با علامت‌های مخالف می‌شود. با وجود این تفاوت‌ها، شواهد آزمایشگاهی کلاسیک پوپوف و انگل‌هارد نشان می‌دهد که نابرابری اولیه لنگرهای انتهایی اثر ناچیزی بر ظرفیت چرخش پلاستیک و رفتار هیستریزس لینک برشی دارد [۴۱]؛ نتایج آزمون‌ها نشان دادند که رفتار لینک با لنگرهای انتهایی نامساوی اساساً مشابه نمونه‌های با لنگرهای انتهایی مساوی است. همچنین ضوابط AISC 342-22 در ارائه پارامترهای مدل‌سازی لینک‌های برشی، تفکیک مستقلاً میان آرایش‌های مختلف مهاربندی در قاب‌های مهاربندی واگرا قائل نشده و یک مجموعه یکپارچه از پارامترها را توصیه می‌کند [۳۳]. بر پایه این دو مبنای، به‌کارگیری پارامترهای رفتاری پیشنهادی برای لینک‌های در قاب‌های مهاربندی واگرا در مدل‌سازی لینک‌های برشی پای ستون، با دقت مهندسی قابل قبول همراه است.

۴-۴-۱- سخت‌شوندگی کرنش در لینک‌های برشی پای ستون

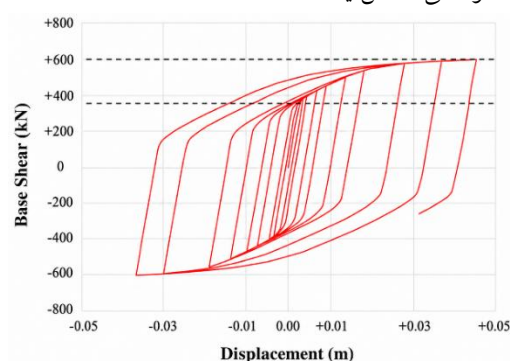
رفتار فرارترجایی لینک‌های برشی در تحلیل‌های چرخه‌ای، علاوه بر مقاومت تسلیم برشی و ظرفیت چرخش، به سخت‌شوندگی کرنشی نیز حساس است؛ سخت‌شوندگی کرنشی موجب رشد مقاومت در چرخه‌های بعدی و افزایش سطح حلقه‌های هیستریزس می‌شود و بر تقاضای نیرو در اتصالات مجاور اثر می‌گذارد. اهمیت این موضوع در مطالعات انرژی‌محور اخیر نیز تأکید شده است؛ زیرا افزایش یا کاهش سطح حلقه‌های هیستریزس مستقیماً بر سهم انرژی مستهلک‌شده در عضو فیوز و بر شاخص‌های آسیب اثر می‌گذارد [۴۲]. در این پژوهش، سخت‌شدن کرنشی لینک برشی به‌صورت ضریب افزایش مقاومت برشی ناشی از سخت‌شدن تعریف شده است:

$$\frac{V_{max}}{V_y} = \alpha_{sh} \quad (۸)$$

^۱ Richards

سازگار است [۴۴]. شکل (۱۷) منحنی رفتاری لینک برشی در پای ستون را نشان می‌دهد.

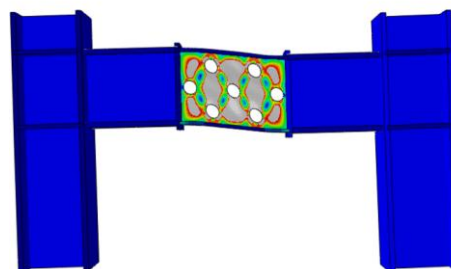
لازم به ذکر است که در مدل Abaqus نواقص هندسی اولیه و مدل زوال مصالح به صورت صریح اعمال نشده‌اند. از این رو، نتایج مدل عددی ممکن است در ارزیابی ظرفیت نهایی تا حدی دست‌بالا باشد. با این حال، در این پژوهش ضریب سخت‌شوندگی لینک برشی از شاخه پایدار پس از تسلیم و پیش از ورود به ناحیه زوال استخراج شده است؛ بنابراین انتظار می‌رود اثر نواقص هندسی و زوال مصالح بر مقدار این ضریب محدود باشد. همچنین با لحاظ مهار جانبی، کنترل محدودیت‌های فشردگی لرزه‌ای مقطع و استفاده از سخت‌کننده‌های مناسب، احتمال فعال‌شدن ناپایداری موضعی یا خارج از صفحه در محدوده استخراج ضریب سخت‌شوندگی کاهش یافته است.



شکل ۱۷- منحنی رفتاری لینک برشی با فولاد A572 Gr.50

۴-۳- صحت‌سنجی رفتار لینک برشی

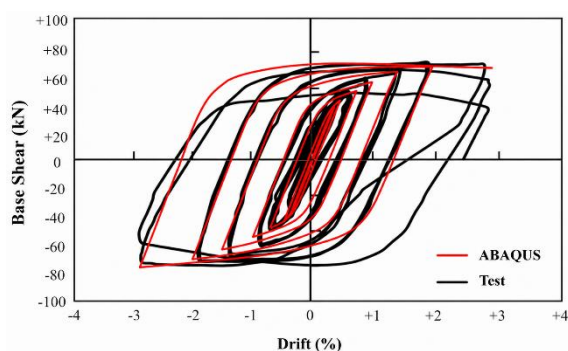
هدف از این بخش، راستی‌آزمایی مدل اجزای محدود لینک برشی پای ستون از حیث بازتولید ویژگی‌های مصالح A572 Gr.50 و منحنی رفتاری پاسخ و سخت‌شوندگی کرنش است. برای صحت‌سنجی از مدل محمودی و همکاران یعنی قاب خمشی فولادی با فیوز برشی حفره‌دار در میانه یک تیر کوتاه و عمیق که هندسه قاب در شکل (۱۸) نمایش داده شده است، در نرم‌افزار Abaqus استفاده شد [۴۵].



شکل ۱۸- هندسه قاب مورد بررسی در پژوهش

محمودی و همکاران [۴۵]

مطالعات عددی برای تحلیل غیرخطی اجزای محدود، با استفاده از نرم‌افزار Abaqus با مدل‌سازی غیرخطی و سه‌بعدی قاب انجام می‌شود. با توجه به مدل آزمایشگاهی، از فولاد ST-52 برای ستون‌ها، تیرها، ورق‌های پیوستگی، ورق‌های مضاعف، کف ستون، صفحات انتهایی و سخت‌کننده‌ها و از فولاد ST-37 برای فیوز برشی استفاده شد. برای مدل‌سازی اعضا از المان‌های سالیید استفاده شد. این المان‌ها قادر به در نظر گرفتن تأثیرات کماتش موضعی هستند. برای مش‌بندی از المان پیوسته سه‌بعدی هشت گرهی (C3D8R) برای تیرها و ستون‌های سرهم‌بندی‌شده و از المان پیوسته سه‌بعدی ۱۰ گرهی (C3D10) برای فیوز برشی سرهم‌بندی‌شده استفاده شد. به منظور ارزیابی دقیق‌تر فیوز برشی از المان‌های ریزتری برای آن استفاده شد. جوش‌ها و پیچ‌ها مدل نمی‌شوند. از معیار گسیختگی فون‌میسز^۱ و قوانین آن برای مدل‌سازی پلاستیسته استفاده شد. از حالت ترکیبی ایزوتروپیک و کینماتیک برای مدل‌سازی سخت‌شوندگی کرنش استفاده شد. انتخاب غیرخطی بودن هندسه به منظور اعمال تأثیرات جابه‌جایی‌های بزرگ فعال شده است که به این ترتیب تسلیم موضعی در نظر گرفته خواهد شد. با توجه به هدف این پژوهش که به دست‌آوردن نسبت سخت‌شوندگی مؤثر چرخه‌ای المان از مدل Abaqus بود، تعریف و کالیبره کردن مدل‌های زوال کلی و زوال درون‌سیکلی و همچنین اعمال نواقص اولیه هندسی ضروری تشخیص داده نشد. بنابراین، این مؤلفه‌ها در مدل‌سازی و به تبع آن در صحت‌سنجی حاضر اعمال نشدند. پروتکل بارگذاری که در قسمت K2 آیین‌نامه AISC 341-10 برای اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی تعیین شده است، استفاده شد [۴۶]. شکل (۱۹)، نتیجه صحت‌سنجی و مقایسه منحنی چرخه‌ای مدل عددی و مدل آزمایشگاهی محمودی و همکاران را نمایش می‌دهد [۴۵].



شکل ۱۹- مقایسه منحنی رفتاری لینک برشی پژوهش محمودی و

همکاران و مدل صحت‌سنجی‌شده در نرم‌افزار Abaqus [۴۵]

^۱ von-Mises

NIST، شیب الاستیک مفصل‌ها عمداً بسیار بزرگ انتخاب شده است (به اندازه $60EI/L$) تا سهم سختی الاستیک عملاً به المان‌های اصلی منتقل شود [۴۷]. نتیجه این انتخاب آن است که تغییر مکان و چرخش تسلیم مؤثر مفصل‌ها بسیار کوچک می‌شود و در نمودارهای نرمالیزه شده، قطعه اول منحنی تقریباً قائم دیده می‌شود.

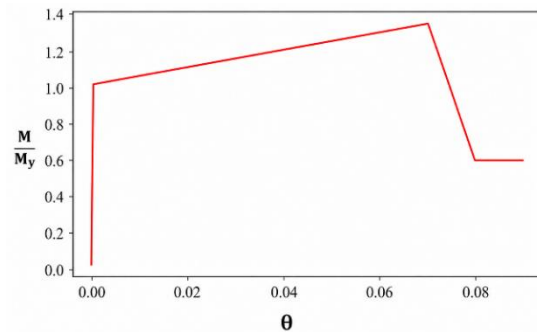
۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی

۵-۱- بررسی صحت رابطه تدوین شده برای تشکیل مفصل

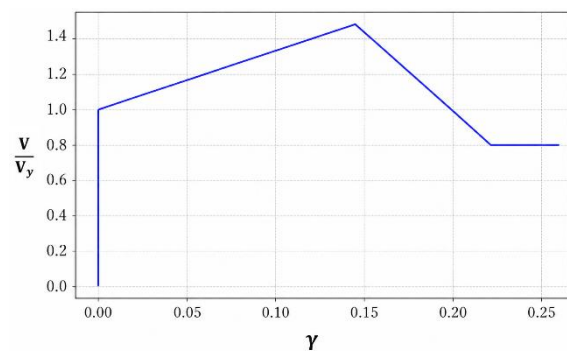
برشی در لینک پای ستون

برای تعیین مقطع لینک برشی پای ستون، از رابطه تحلیلی (۷) استفاده شد تا ظرفیت برشی لینک به گونه‌ای تنظیم شود که مفصل پلاستیک برشی در پای ستون‌ها به جای مفصل خمشی-محوری تشکیل شود. از آنجاکه در این مرحله تمرکز بر صحت سنجی رابطه تحلیلی (۷) و بررسی امکان انتقال مکانیزم پلاستیک از خمشی-محوری به برشی است، راهبرد طرح تنها به صورت کاهش کنترل شده ضخامت جان مقطع ستون در ناحیه لینک اتخاذ شد؛ به این ترتیب، ضمن حفظ ظرفیت خمشی مقطع (به واسطه عدم تغییر در عرض بال‌ها)، ظرفیت تسلیم برشی جان کاهش یافته و شرایط لازم برای حاکمیت مکانیزم برشی فراهم می‌شود. ضخامت جان کاهش داده شده برای هر سازه بر اساس رابطه تحلیلی (۶) محاسبه و در جدول (۸) گزارش شده است. بر همین مبنا، قاب‌های خمشی-برشی (خمشی در تیرها و برشی در پای ستون‌ها) با مقاطع حاصل از جدول (۹) در محیط اجزای محدود Opensees مدل سازی و تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفتند.

خروجی و نمودار رفتاری یک نمونه از مفاصل خمشی-محوری و برشی تعریف شده در سازه‌ها به ترتیب در شکل‌های (۲۰) و (۲۱) نمایش داده شده است.



شکل ۲۰- خروجی منحنی رفتاری یک نمونه مفصل خمشی-محوری در پای ستون



شکل ۲۱- خروجی منحنی رفتاری یک نمونه مفصل برشی در پای ستون

در این مدل، بخش الاستیک اعضا با المان‌های تیر-ستون الاستیک تیموشنکو مدل سازی شده و مفصل‌های متمرکز (خمشی با مدل آی بار-کراونکلر و برشی با مدل هیسترتیک) فقط برای شبیه سازی رفتار پس از تسلیم به کار رفته اند. برای تبعیت از توصیه

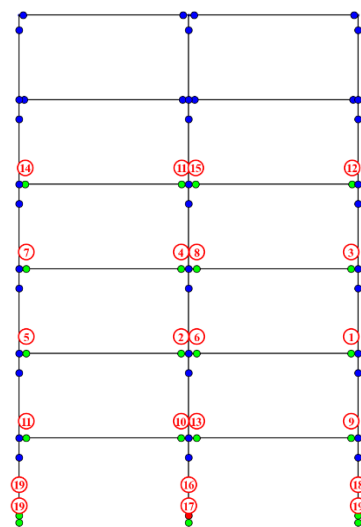
جدول ۸- مقایسه ضخامت جان ستون و ضخامت جان لینک برشی به دست آمده از رابطه (۷)

نام سازه	ستون کناری		ستون میانی	
	ضخامت جان ستون	ضخامت جان لینک	ضخامت جان ستون	ضخامت جان لینک
	mm	mm	mm	mm
SMF_S2	17.3	6	22.1	10
SMF_S4	32.8	11	38.9	16
SMF_S6	55.6	13	71.9	18
SMF_S8	45.0	14	60.5	20
SMF_S10	60.5	15	47.8	18

جدول ۹- ابعاد مقطع لینک برشی به دست آمده از رابطه (۷) (صرفاً با کاهش ضخامت جان ستون و بدون افزایش عرض بال آن)

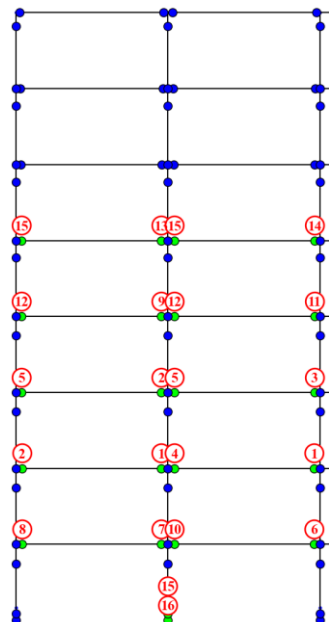
نام سازه	ستون کناری				ستون میانی			
	عمق مقطع	عرض بال	ضخامت جان	ضخامت بال	عمق مقطع	عرض بال	ضخامت جان	ضخامت بال
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
SMF_S2	281.9	261.6	28.4	6	348.0	317.5	35.6	10
SMF_S4	383.5	327.7	52.6	11	403.9	332.7	62.7	16
SMF_S6	497.8	431.8	88.9	13	548.6	449.6	114.8	18
SMF_S8	464.8	421.6	72.4	14	513.1	436.9	97	20
SMF_S10	513.1	436.9	97.0	15	475.0	424.2	77.2	18

نتایج نشان داد که رابطه پیشنهادی (۷)، با دقت بسیار خوب، تضمین‌کننده تشکیل مفصل پلاستیک برشی در پای ستون‌ها است؛ بدین معنا که در تمام مدل‌های بررسی شده، نخستین مفصل فعال در پای ستون از نوع برشی بود. شکل‌های (۲۲) الی (۲۶) به خوبی بیانگر عملکرد مناسب رابطه (۷) در تضمین تشکیل مفصل برشی در پای ستون است. روند توسعه مفصل پلاستیک نیز در شکل‌های (۲۲) الی (۲۶) نمایش داده شده است. بنابراین روش «کاهش ضخامت جان ستون» مبتنی بر رابطه تحلیلی (۷)، به طور سیستماتیک محل تسلیم را به لینک برشی پای ستون منتقل کرده و زمینه ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی-برشی را با اطمینان از مکانیسم هدف فراهم می‌سازد.



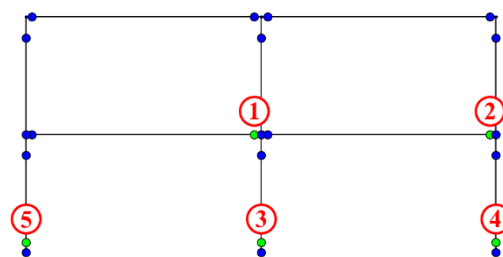
شکل ۲۴- روند توزیع مفصل پلاستیک در قاب شش طبقه و تشکیل

مفصل برشی در پای ستون



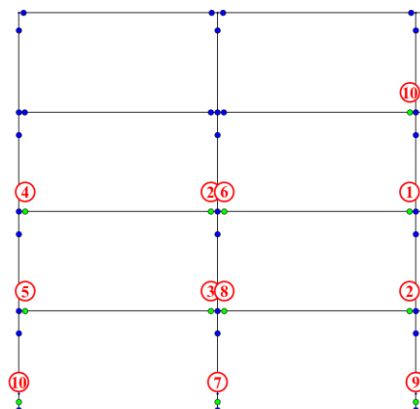
شکل ۲۵- روند توزیع مفصل پلاستیک در قاب ۸ طبقه و تشکیل

مفصلی برشی در پای ستون



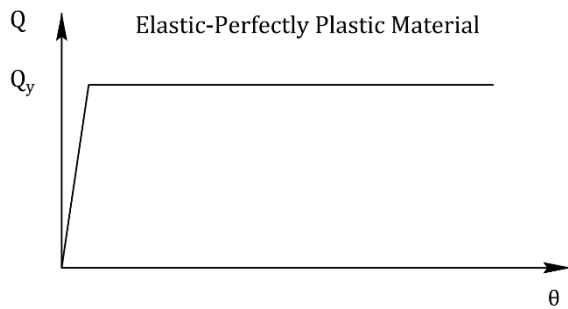
شکل ۲۲- روند توزیع مفصل پلاستیک در قاب دوطبقه و تشکیل

مفصل برشی در پای ستون



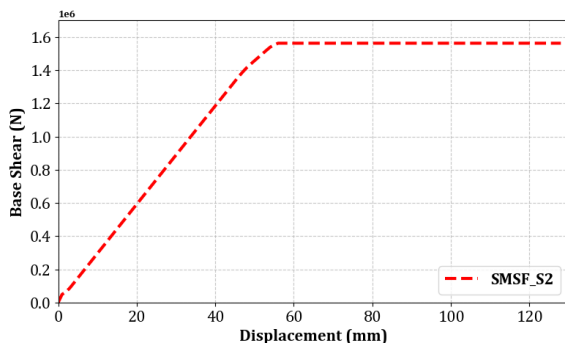
شکل ۲۳- روند توزیع مفصل پلاستیک در قاب چهارطبقه و تشکیل

مفصل برشی در پای ستون



شکل ۲۷- منحنی رفتاری مصالح با ماهیت الاستیک-پلاستیک کامل

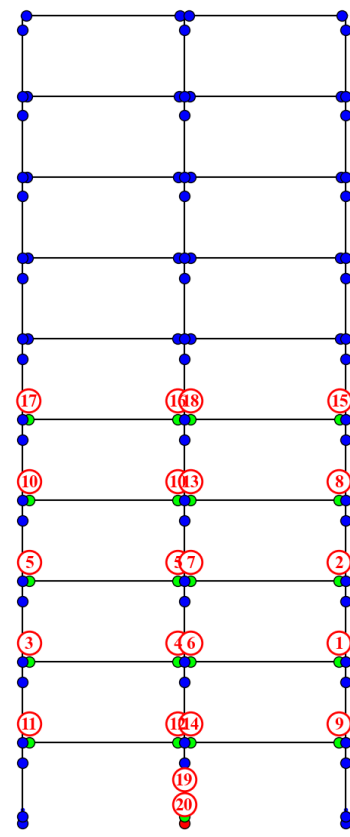
شکل (۲۸) که نمایانگر منحنی رفتاری سازه با مفاصل برشی در پای ستون با رفتار الاستیک-پلاستیک کامل تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی است، این موضوع را تأیید می‌کند؛ به‌طوری‌که منحنی برش پایه-جابه‌جایی پس از تسلیم لینک، شاخه افقی پیدا کرده و تنها جابه‌جایی پلاستیک افزایش می‌یابد.



شکل ۲۸- منحنی رفتاری سازه با مفاصل برشی تعریف‌شده با ماهیت الاستیک-پلاستیک کامل

با توجه به این که به‌علت سخت‌شوندگی کرنشی محسوس، نیروی برشی لینک در ادامه‌ی بارگذاری فراتر از مقدار نیروی تسلیم برشی رشد می‌کند، با افزایش تدریجی نیروی برشی و در گام‌های بعدی تحلیل استاتیکی غیرخطی، رشد هم‌زمان لنگرهای خمشی انتهایی در لینک و ظهور مفصل خمشی-محوری به‌موازات مفصل برشی از پیامدهای تشکیل مفصل برشی در پای ستون است. بنابراین، با توجه به این که مفاصل برشی در پای ستون الاستیک-پلاستیک کامل نیستند و به‌علت سخت‌شوندگی کرنشی محسوس با افزایش تدریجی نیروی برشی بیش از مقدار نیروی تسلیم برشی، در ادامه روند تحلیل، تشکیل مفصل خمشی-محوری در لینک اتفاق خواهد افتاد.

از آنجا که هدف پژوهش حاضر، ارزیابی قاب‌های خمشی ویژه با مکانیزم غالب برشی در پای ستون‌ها بوده، ضروری است ظرفیت خمشی مقطع لینک پای ستون افزایش یابد به‌طوری‌که تا پایان تحلیل استاتیکی غیرخطی از تشکیل مفصل خمشی در لینک جلوگیری شود و مکانیزم برشی همچنان حاکم باقی بماند.

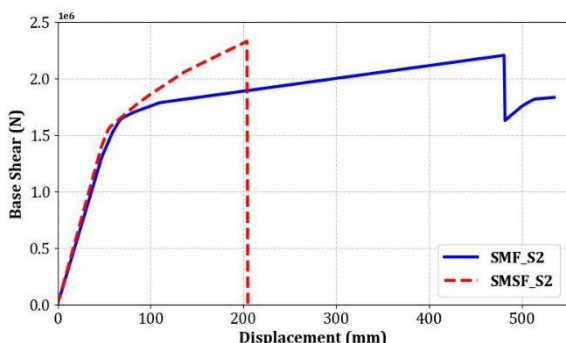


شکل ۲۹- روند توزیع مفاصل پلاستیک در قاب ده‌طبقه و تشکیل مفصل برشی در پای ستون

۲-۵- اثر سخت‌شوندگی کرنش بر تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی-محوری در لینک پای ستون

به‌منظور ارزیابی اثر سخت‌شوندگی کرنشی در رفتار برشی لینک بر پاسخ کلی سازه، یک مدل جایگزین نیز توسعه داده شد که در آن مفصل برشی پای ستون با رفتار الاستیک-پلاستیک کامل (بدون سخت‌شوندگی) تعریف شد. نکته بسیار مهم آن است که اگر رفتار مفصل برشی مانند رفتار مصالح در شکل (۲۷) به‌صورت الاستیک-پلاستیک کامل در نظر گرفته شود، پس از ورود به ناحیه فراررتجاعی، نیروی برشی مفصل افزایش نمی‌یابد؛ در نتیجه انتظار نمی‌رود لنگرهای خمشی بزرگ‌تر نیز در طول لینک برشی توسعه یابد و به تشکیل مفصل خمشی منجر شود. انتظار می‌رود در چنین حالتی، پاسخ سازه نیز ماهیت الاستیک-پلاستیک کامل پیدا کند؛ بدین معنا که با ثابت ماندن مقاومت برشی لینک پس از تسلیم، رشد لنگرهای انتهایی لینک محدود شده و هیچ مفصل خمشی در لینک برشی در طول تحلیل استاتیکی غیرخطی توسعه نیابد.

مشاهده نمی‌شود و شاخه پست‌تسلیم کوتاه‌تر یا با افت سختی و مقاومت سریع‌تری همراه است.



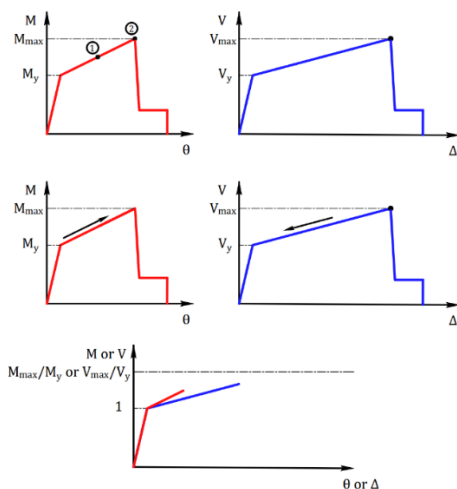
شکل ۲۹- مقایسه منحنی رفتاری سازه مجهز به لینک برشی با مقطع به‌دست‌آمده از رابطه (۷) با سازه مرجع

مقاطع لینک برشی به‌دست‌آمده از رابطه (۷) در جدول (۱۰) بیان شده است.

جدول ۱۰- ابعاد مقطع لینک برشی به‌دست‌آمده از رابطه (۷)

نام سازه	ستون کناری				ستون میانی			
	عمق مقطع	عرض بال	ضخامت بال	ضخامت جان	عمق مقطع	عرض بال	ضخامت بال	ضخامت جان
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
SMF_S2	281.9	555	28.4	6	348	705	35.6	10
SMF_S4	383.5	735	52.6	11	403.9	755	62.7	16
SMF_S6	497.8	860	88.9	13	548.6	885	114.8	18
SMF_S8	464.8	840	72.4	14	513.1	865	97	20
SMF_S10	513.1	865	97	15	475	835	77.2	18

حالت هدف ۲: مفصل خمشی در بیشینه منحنی رفتاری خود (نقطه ۲ در شکل (۳۰)) واقع و از ورود به ناحیه زوال خمشی جلوگیری شود.



شکل ۳۰- تأثیر توسعه مفصل خمشی و برشی بر یکدیگر

راهبرد عملی برای جلوگیری از مفصل خمشی در لینک برشی (بدون افزایش معنی‌دار ظرفیت برشی هدف)، افزایش ظرفیت خمشی مقطع لینک با تقویت بال‌ها از طریق افزایش عرض بال بود.

۳-۵- نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی

در گام نخست، سازه دوطبقه با مقطع لینک برشی تعیین شده از رابطه تحلیلی (۷) (روش «کاهش ضخامت جان» در ناحیه لینک) مدل‌سازی شد. برای پیشگیری از تشکیل مفصل خمشی-محوری در لینک، ظرفیت خمشی مقطع نیز با افزایش عرض بال‌های لینک به گونه‌ای تنظیم شد که تا انتهای تحلیل استاتیکی غیرخطی، مفصل خمشی در لینک برشی شکل نگیرد. نتایج پوش‌آور در شکل (۲۹) منحنی رفتاری قاب خمشی-برشی را با قاب خمشی مرجع مقایسه می‌کند. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، هرچند قاب خمشی-برشی مقاومت بیش‌تری نسبت به قاب خمشی فولادی ویژه تأمین می‌کند، اما شکل‌پذیری کافی به نسبت قاب خمشی

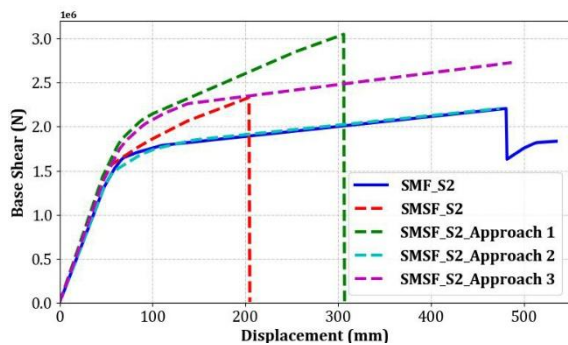
مطابق جدول (۱۰) مشاهده می‌شود که برای لینکی با ضخامت جان حاصل از رابطه (۷)، در حالتی که هدف صرفاً تشکیل مفصل برشی در پای ستون باشد، یعنی عرض بال لینک آن‌قدر افزایش یابد که تا پایان تحلیل استاتیکی غیرخطی مفصل خمشی-محوری در آن ایجاد نشود، مقدار عرض بال در برخی موارد به حدی بزرگ می‌شود که عملاً غیرعملی و خارج از محدوده اجرایی است.

در گام نخست، راهبرد طرح برای افزایش ظرفیت شکل‌پذیری سازه نسبت به حالتی با رفتار برشی در پای ستون که در شکل (۲۸) نیز نشان داده شده است و همچنین کاهش عرض بال لینک به منظور بهبود اقتصادی و اجرایی، بر این اساس تعریف شد که ظرفیت خمشی مقطع لینک چنان تعیین شود که در لحظه رسیدن مفصل برشی به بیشینه منحنی رفتاری خود و آستانه زوال مقاومت، شرایط زیر برقرار باشد:

حالت هدف ۱: مفصل خمشی لینک در میانه شاخه پست‌تسلیم منحنی رفتاری خود (نقطه ۱ در شکل (۳۰)) قرار گیرد؛

راهکار ۳- ترکیب دو راهبرد فوق؛ به این صورت که ابتدا ظرفیت برشی از طریق افزایش ضخامت جان افزایش یافته و سپس عرض بال نسبت به مقطع حاصل از راهکار (۱) کاهش داده شود تا ضمن حفظ تقدم تشکیل مفصل برشی، مشارکت کنترل شده مفصل خمشی-محوری نیز فراهم شود. در واقع کاهش عرض بال نسبت به لینک برشی به دست آمده از راهکار (۱) خواهد بود.

در شکل (۳۱) نتایج منحنی رفتاری سازه با لینک برشی به دست آمده از رابطه (۷) و راهکارهای (۱)، (۲) و (۳) با سازه مرجع مقایسه شدند.



شکل ۳۱- مقایسه منحنی رفتاری سازه مجهز به لینک برشی با مقطع به دست آمده از رابطه (۷) و راهکارهای (۱)، (۲) و (۳) با سازه مرجع ابعاد مقطع لینک برشی در پای ستون به دست آمده از راهکارهای (۱)، (۲) و (۳) به ترتیب در جدول‌های (۱۱) الی (۱۳) ارائه شده است.

راهکارهای (۲) و (۳) از نظر امکان اجرا وضعیت مناسب تری نسبت به حالتی دارند که مقطع لینک برشی بر اساس راهکار (۱) انتخاب شده باشد؛ چراکه در راهکار (۱)، وضعیت نامطلوب افزایش بیش از حد عرض بال لینک تشدید شده است. از سوی دیگر، مناسب است مطابق شکل‌های (۳۲) الی (۳۶) وضعیت نهایی مفاصل برشی و خمشی-محوری برای یک ستون مشخص در تحلیل استاتیکی غیرخطی در سازه قاب خمشی ویژه (سازه مرجع) و نیز در سازه‌های مجهز به لینک پای ستون حاصل از رابطه (۷) و راهکارهای (۱)، (۲) و (۳) در منحنی‌های رفتاری آن‌ها با یکدیگر مقایسه و ارزیابی شوند.

اما در روند یافتن مقطع مناسب و حتی تلاش برای استخراج یک رابطه تحلیلی مستقیم برای دستیابی به اهداف تعریف شده، مشخص شد که با تضعیف ظرفیت خمشی مقطع لینک برشی و در نتیجه افزایش توسعه مفصل خمشی به صورت هم‌زمان با مفصل برشی، میزان پیشروی مفصل برشی بر روی منحنی رفتاری خود کاهش می‌یابد و نمی‌توان مقطع مناسبی را برای نیل به هدف تعیین نمود و در حقیقت جذب نیرو و لنگر و انرژی القای ناشی از نیروی جانبی توسط هر دو مفصل به صورت هم‌زمان انجام می‌گیرد. از این رو، عرض بال مقطع لینک برشی به گونه‌ای اتخاذ شد که لینک برشی، کمینه ظرفیت خمشی عملی را داشته باشد، به شرط آن که تشکیل مفصل برشی همچنان مقدم بر تشکیل مفصل خمشی باشد.

با توجه با این که با افزایش توسعه مفصل خمشی، توسعه مفصل برشی در طول شاخه پساتسلیم منحنی رفتاری خود کاهش می‌یابد، از این رو در انتهای تحلیل، نه مفصل خمشی-محوری و نه مفصل برشی پای ستون‌ها به آستانه زوال و حتی نقطه حداکثر ظرفیت نمی‌رسد و ناپایداری سیستم عمدتاً به دلیل ورود مفاصل خمشی تیرها در طبقات به ناحیه زوال مقاومت رخ می‌دهد؛ در عمل پای ستون از ورود به ناحیه زوال مقاومت مصون می‌ماند. علاوه بر این، نسبت به حالتی که تنها بر مفصل برشی پای ستون تکیه می‌شود، عرض بال لینک کم‌تر و مقطع حاصل منطقی‌تر و اجرایی‌تر است.

به همین منظور برای ارتقای شکل‌پذیری و کنترل بهتر مکانیسم در پای ستون، سه راهکار زیر برای مقطع لینک برشی به دست آمده از رابطه (۷) پیشنهاد و بررسی شد:

راهکار ۱- تقویت ظرفیت برشی مقطع با افزایش ضخامت جان در حالی که مکانیزم غالب پای ستون همچنان از نوع برشی حفظ شود. بنابراین عرض بال لینک از لینک برشی اولیه با رفتار صرفاً برشی، نیز بیش‌تر خواهد بود.

راهکار ۲- تضعیف ظرفیت خمشی مقطع با کاهش کنترل شده عرض بال نسبت به لینک برشی اولیه به منظور فعال‌سازی بخشی از ظرفیت خمشی-محوری لینک و ایجاد اندرکنش میان دو مکانیزم برشی و خمشی-محوری، به گونه‌ای که تشکیل مفصل برشی همچنان مقدم بر مفصل خمشی باقی بماند.

جدول ۱۱- ابعاد مقطع لینک برشی در پای ستون به‌دست‌آمده از راهکار (۱)

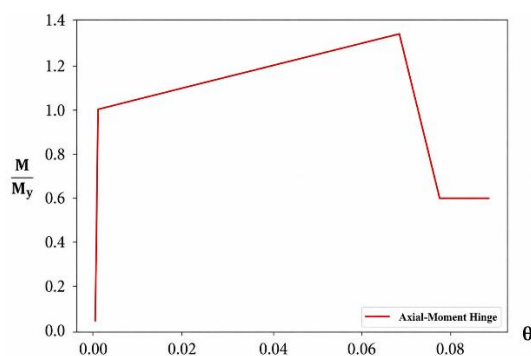
نام سازه	ستون کناری				ستون میانی			
	عمق مقطع	عرض بال	ضخامت بال	ضخامت جان	عمق مقطع	عرض بال	ضخامت بال	ضخامت جان
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
SMF_S2	281.9	910	28.4	9	348	1015	35.6	12
SMF_S4	383.5	810	52.6	14	403.9	780	62.7	19
SMF_S6	497.8	860	88.9	16	548.6	880	114.8	21
SMF_S8	464.8	875	72.4	17	513.1	845	97	23
SMF_S10	513.1	890	97	18	475	830	77.2	21

جدول ۱۲- ابعاد مقطع لینک پای ستون به‌دست‌آمده از راهکار (۲)

نام سازه	ستون کناری				ستون میانی			
	عمق مقطع	عرض بال	ضخامت بال	ضخامت جان	عمق مقطع	عرض بال	ضخامت بال	ضخامت جان
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
SMF_S2	281.9	311.6	28.4	6	348	367.5	35.6	10
SMF_S4	383.5	352.7	52.6	11	403.9	407.7	62.7	16
SMF_S6	497.8	481.8	88.9	13	548.6	499.6	114.8	18
SMF_S8	464.8	471.6	72.4	14	513.1	486.9	97	20
SMF_S10	513.1	486.9	97	15	475	474.2	77.2	18

جدول ۱۳- ابعاد مقطع لینک پای ستون به‌دست‌آمده از راهکار (۳)

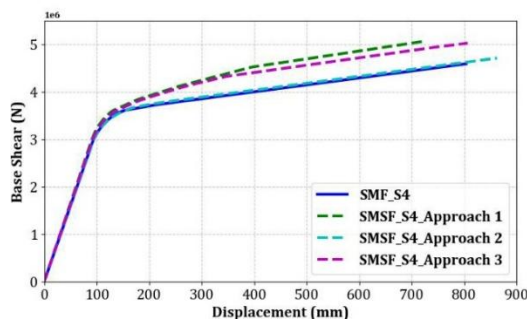
نام سازه	ستون کناری				ستون میانی			
	عمق مقطع	عرض بال	ضخامت بال	ضخامت جان	عمق مقطع	عرض بال	ضخامت بال	ضخامت جان
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
SMF_S2	281.9	505	28.4	9	348	605	35.6	12
SMF_S4	383.5	585	52.6	14	403.9	505	62.7	19
SMF_S6	497.8	660	88.9	16	548.6	635	114.8	21
SMF_S8	464.8	690	72.4	17	513.1	665	97	23
SMF_S10	513.1	715	97	18	475	635	77.2	21



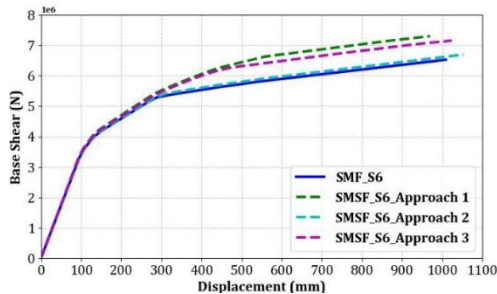
شکل ۳۲- منحنی رفتاری مفاصل خمشی-محوری در پای ستون در سازه مرجع

بر اساس نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، در سازه مرجع مفصل خمشی-محوری پای ستون به ناحیه زوال مقاومت وارد شده است. در سازه‌هایی با رفتار صرفاً برشی در پای ستون (راهکار (۱))، مفاصل برشی دچار زوال می‌شوند؛ درحالی‌که در راهکارهای (۲) و (۳) هیچ‌گونه زوال در مفاصل برشی یا خمشی-محوری پای ستون مشاهده نمی‌شود. این نتایج تأیید می‌کند که با افزایش توسعه مفصل خمشی، توسعه مفصل برشی در شاخه پست‌تسلیم محدود شده و در پایان تحلیل، پای ستون‌ها به آستانه زوال نمی‌رسند؛ ناپایداری سیستم عمدتاً ناشی از زوال مفاصل خمشی تیرها است و پای ستون از آسیب جدی مصون می‌ماند. این موضوع از آن جهت حائز اهمیت است که با به‌کارگیری لینک قابل جایگزین، مکانیزم بحرانی از مفصل خمشی-محوری آسیب‌زا به یک فیوز قابل کنترل منتقل می‌شود.

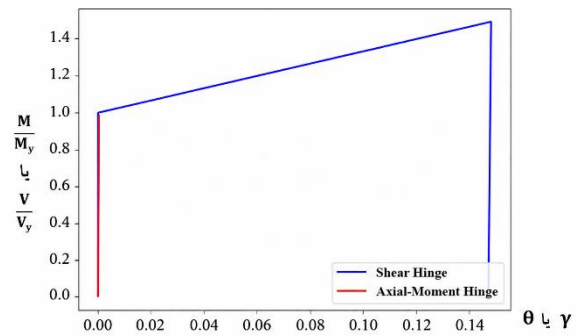
این روند در سازه‌های ۴، ۶، ۸ و ۱۰ طبقه نیز تکرار شد (شکل‌های (۳۷) الی (۴۰)). نتایج نشان می‌دهد هر سه راهکار سختی، مقاومت و شکل‌پذیری مناسبی ارائه می‌کنند، هرچند با افزایش تعداد طبقات، تفاوت عملکرد آن‌ها کاهش یافته و رفتار قاب خمشی-برشی به قاب خمشی مرجع نزدیک می‌شود. باین‌حال، در راهکار سوم، در تمام قاب‌ها و مستقل از تعداد طبقات، پای ستون‌ها همواره از زوال مقاومت مصون مانده و علاوه بر عملکرد مطلوب، مقطع لینک حاصل نیز منطقی‌تر و اجرایی‌تر است.



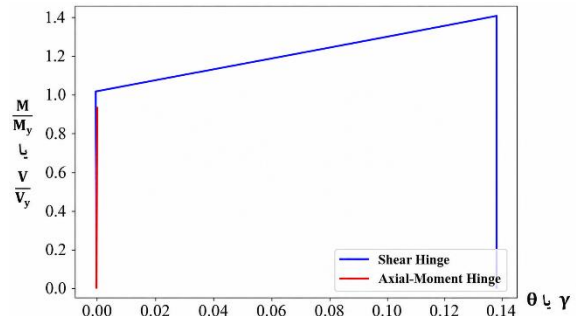
شکل ۳۷- مقایسه منحنی رفتاری سازه‌های چهارطبقه مجهز به لینک برشی با مقطع به‌دست‌آمده از رابطه (۷) و راهکارهای (۱)، (۲) و (۳) با سازه مرجع



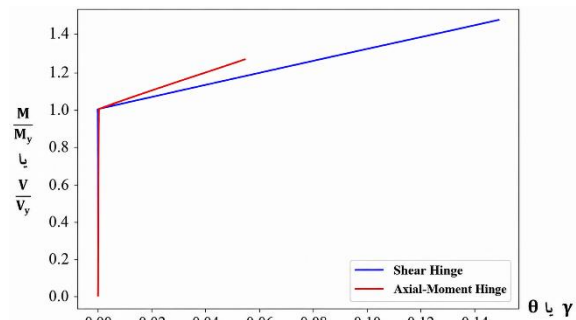
شکل ۳۸- مقایسه منحنی رفتاری سازه‌های شش‌طبقه مجهز به لینک برشی با مقطع به‌دست‌آمده از رابطه (۷) و راهکارهای (۱)، (۲) و (۳) با سازه مرجع



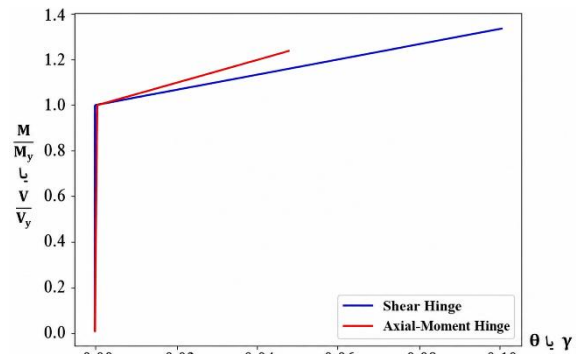
شکل ۳۳- مقایسه میزان توسعه مفصل خمشی-محوری و برشی لینک برشی با مقطع به‌دست‌آمده از رابطه (۷) در انتهای تحلیل



شکل ۳۴- مقایسه میزان توسعه مفصل خمشی-محوری و برشی لینک برشی با مقطع به‌دست‌آمده از راهکار (۱) در انتهای تحلیل



شکل ۳۵- مقایسه میزان توسعه مفصل خمشی-محوری و برشی لینک برشی با مقطع به‌دست‌آمده از راهکار (۲) در انتهای تحلیل



شکل ۳۶- مقایسه میزان توسعه مفصل خمشی-محوری و برشی لینک برشی با مقطع به‌دست‌آمده از راهکار (۳) در انتهای تحلیل

الف- هر زوج شتاب‌نگاشت به مقدار حداکثر خود مقیاس شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب در مؤلفه‌ای که دارای بیشینه بزرگ‌تری است، برابر با شتاب ثقل g شود.

ب- طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵٪ تعیین شود.

پ- طیف‌های پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شود.

ت- هر زوج شتاب‌نگاشت چنان مقیاس شود که برای هر پریود در محدوده $0.2T_1$ تا $1.5T_1$ ، مقدار متوسط طیف جذر مجموع مربعات مربوط به تمام زوج مؤلفه‌ها، بیش از ۱۰٪ از $T_1/3$ برابر مقدار متناظر طیف طرح استاندارد کم‌تر نشود. زمان تناوب اصلی ساختمان است.

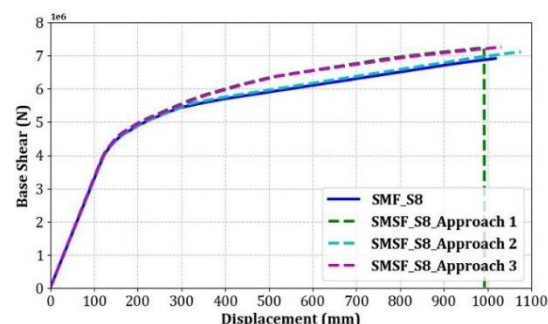
ث- ضریب مقیاس تعیین شده باید در شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده در بند (الف) ضرب شود و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد. اما با توجه به این که تحلیل سازه‌ها به صورت دویبعی انجام شد، طیف مؤلفه بزرگ‌تر شتاب‌نگاشت باید با طیف استاندارد مقایسه شود.

معیار مقیاس شدت بر اساس شتاب طیفی در دوره مود اول قاب، یعنی $S_a(T_1, 5\%)$ تعیین شد.

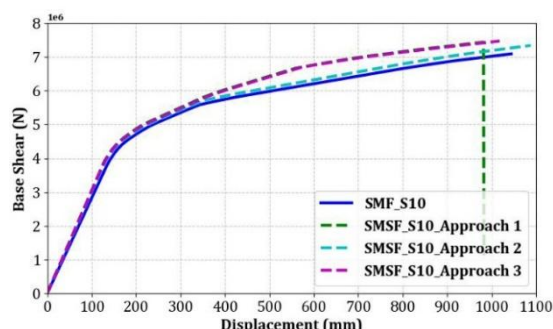
در انتها، منحنی‌های دررفت حداکثر طبقات برای هر رکورد و همچنین میانگین دررفت طبقات رسم و با حدود مجاز آیین‌نامه‌ای مقایسه شدند.

جدول ۱۴- نام و مشخصات رکوردهای حوزه دور FEMA P695 [۴۸]

ردیف	بزرگا	سال	نام رویداد	ایستگاه ثبت
1	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills
2	6.7	1994	Northridge	Canyon Country - WLC
3	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu
4	7.1	1999	Hector Mine	Hector
5	6.5	1979	Imperial	Delta
6	6.5	1979	Imperial	El Centro Array #11
7	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi
8	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka
9	7.5	1999	Kocaeli	Duzce
10	7.5	1999	Kocaeli	Arcelik
11	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station
12	7.3	1992	Landers	Coolwater
13	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola
14	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3
15	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar
16	6.5	1987	Superstition	El Centro Imp. Co
17	6.5	1987	Superstition	Poe Road (temp)
18	7	1992	Cape	Rio Dell Overpass
19	7.6	1999	Chi-Chi	CHY101
20	7.6	1999	Chi-Chi	TCU045
21	6.6	1971	San Fernando	LA - Hollywood Stor
22	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo



شکل ۳۹- مقایسه منحنی رفتاری سازه‌های هشت طبقه مجهز به لینک برشی با مقطع به دست آمده از رابطه (۷) و راهکارهای (۱)، (۲) و (۳) با سازه مرجع



شکل ۴۰- مقایسه منحنی رفتاری سازه‌های ده طبقه مجهز به لینک برشی با مقطع به دست آمده از رابطه (۷) و راهکارهای (۱)، (۲) و (۳) با سازه مرجع

۶- تحلیل تاریخیچه زمانی

به منظور ارزیابی واقع‌گرایانه پاسخ لرزه‌ای قاب‌های خمشی-برشی و سنجش پایداری آن‌ها در برابر توالی‌های بارگذاری چرخه‌ای نامنظم زلزله، از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی استفاده شد. برای این منظور، از ۲۲ زوج رکورد حوزه دور FEMA P695 (شامل دو مؤلفه افقی) که در جدول (۱۴) مشخص شده‌اند، بهره گرفته شد [۴۸]. انتخاب اولیه رکوردها بر اساس بیشینه شتاب هر زوج شتاب‌نگاشت انجام گرفت. در گام بعد، رکوردها برای هر قاب در دو سطح خطر لرزه‌ای مقیاس‌دهی شدند:

- ۱) زلزله مبنای طرح^۱ با احتمال فراگذشت ۱۰٪ در ۵۰ سال،
- ۲) زلزله بیشینه در نظر گرفته شده^۲ با احتمال فراگذشت ۲٪ در ۵۰ سال.

روش مقیاس‌سازی رکوردها مطابق با دستورالعمل استاندارد ۲۸۰۰ ایران انجام شده است [۴۹]. زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده برای تحلیل سه بعدی سازه‌ها باید به روش زیر به مقیاس درآورده شوند:

¹ Design Basis Earthquake (DBE)

² Maximum Considered Earthquake (MCE)

۱-۶- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی در سطح خطر DBE

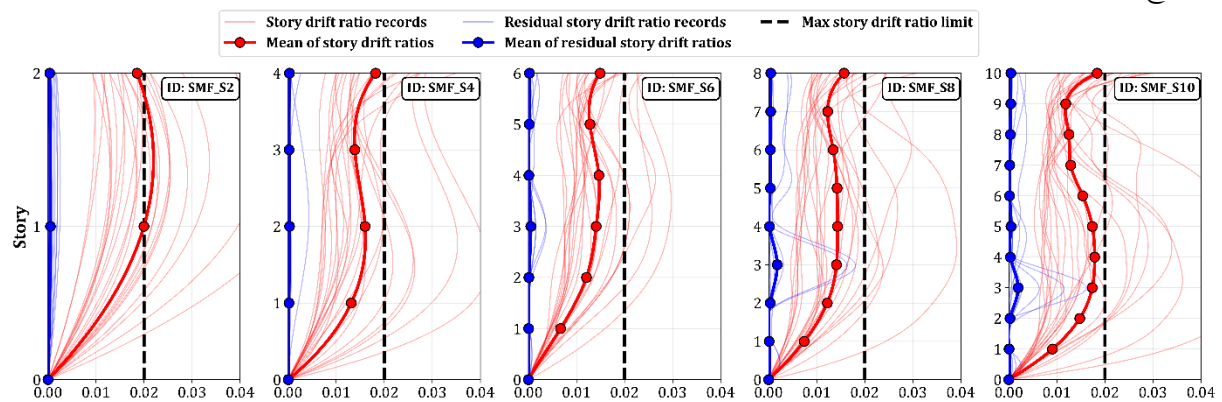
در شکل‌های (۴۱) الی (۴۴) به ترتیب نتایج منحنی‌های تحلیل تاریخچه زمانی قاب‌های خمشی ویژه مرجع و قاب‌های خمشی-برشی مجهز به لینک برشی با مقطع به دست آمده از راهکارهای (۱)، (۲) و (۳) در سطح خطر DBE نمایش داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که تمام راهکارها غیر از راهکار (۲) در سازه دوطبقه، معیار حداکثر دررفت مجاز در سطح خطر DBE (۲٪) را پاس می‌کنند ولی در راهکار (۲) در تمامی سازه‌ها دررفت طبقه اول نسبت به دررفت همان طبقه در سازه قاب خمشی ویژه بیش تر است. همچنین نتایج راهکارهای (۱) و (۳) بسیار به نتایج سازه قاب خمشی ویژه نزدیک است.

۲-۶- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی در سطح خطر MCE

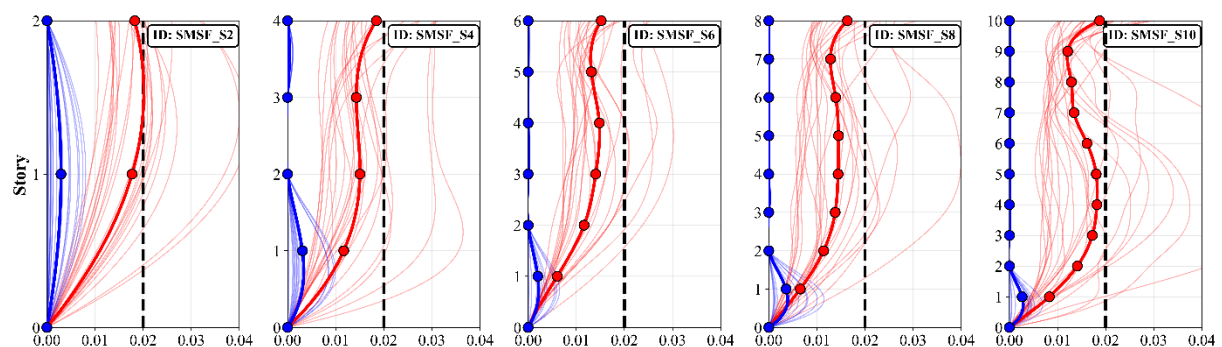
در شکل‌های (۴۵) الی (۴۸) به ترتیب نتایج منحنی‌های تحلیل تاریخچه زمانی قاب‌های خمشی مرجع و قاب‌های خمشی-برشی مجهز به لینک برشی با مقطع به دست آمده از راهکارهای (۱)، (۲) و (۳) در سطح خطر MCE نمایش داده شده است. در شکل‌های (۴۱) الی (۴۴) به ترتیب نتایج منحنی‌های تحلیل تاریخچه زمانی قاب‌های خمشی ویژه مرجع و قاب‌های خمشی-برشی مجهز به لینک برشی با مقطع به دست آمده از راهکارهای (۱)، (۲) و (۳) در سطح خطر DBE نمایش داده شده است.

نتایج نشان می‌دهد که تمام راهکارها معیار حداکثر دررفت مجاز (۲٪) را پاس می‌کنند ولی در راهکار (۲) در تمامی سازه‌ها و در راهکار (۱) و (۳) در سازه‌های دو، چهار و ۱۰ طبقه، دررفت طبقه اول نسبت به دررفت همان طبقه در سازه قاب خمشی ویژه بیش تر است و همچنین نتایج سازه‌های شش و هشت طبقه در راهکارهای (۱) و (۳) بسیار به نتایج سازه قاب خمشی ویژه نزدیک است. به منظور ارزیابی دقیق تر عملکرد پس از زلزله، دررفت‌های پسماند قاب خمشی ویژه مرجع و قاب‌های مجهز به لینک برشی در پای ستون، متناظر با راهکارهای (۱) الی (۳)، در دو سطح خطر DBE و MCE استخراج شد.

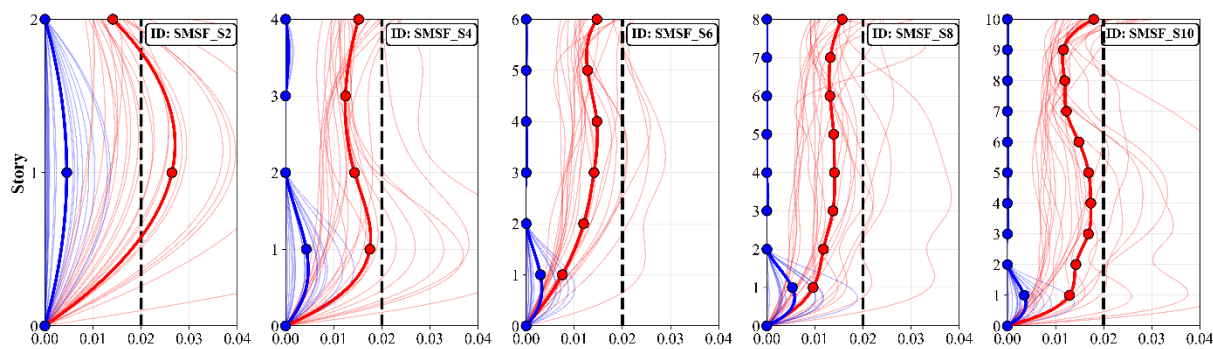
نتایج نشان می‌دهد که استفاده از لینک برشی در پای ستون در برخی طبقات موجب کاهش یا تغییر ناچیز دررفت پسماند می‌شود؛ باین حال، در تراز پای ستون، دررفت پسماند نسبت به قاب مرجع افزایش می‌یابد. این افزایش در هر دو سطح خطر DBE و MCE مشاهده شد. با وجود این، در قاب‌های طراحی شده بر اساس راهکارهای ۱ و ۳، مقدار دررفت پسماند پای ستون کمتر از ۰/۵ درصد باقی ماند. بنابراین، اگرچه راهکار پیشنهادی در جلوگیری از ورود مفاصل خمشی-محوری و برشی به ناحیه زوال مقاومت مؤثر است، اما از منظر کاهش دررفت پسماند پای ستون، الزاماً منجر به بهبود تعمیرپذیری سریع نسبت به قاب مرجع نمی‌شود.



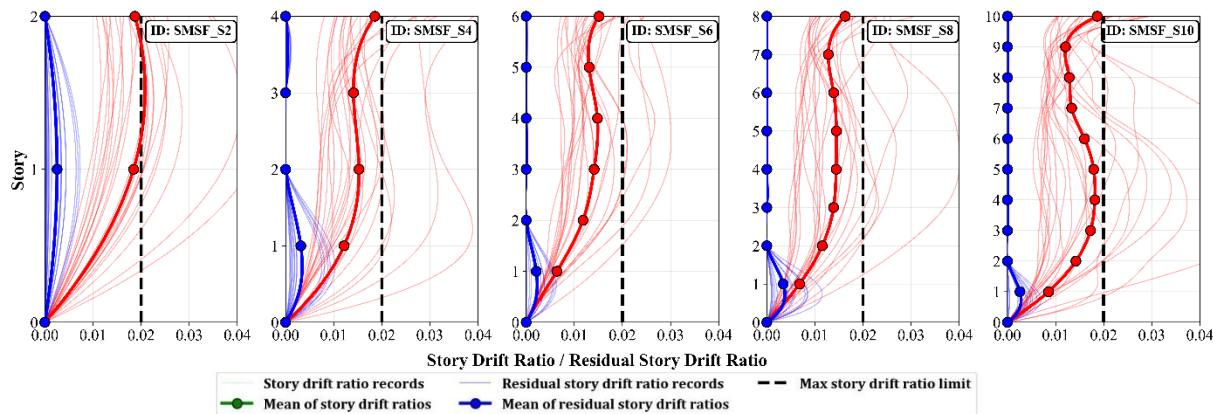
شکل ۴۱- نتایج منحنی‌های تحلیل تاریخچه زمانی قاب‌های خمشی مرجع



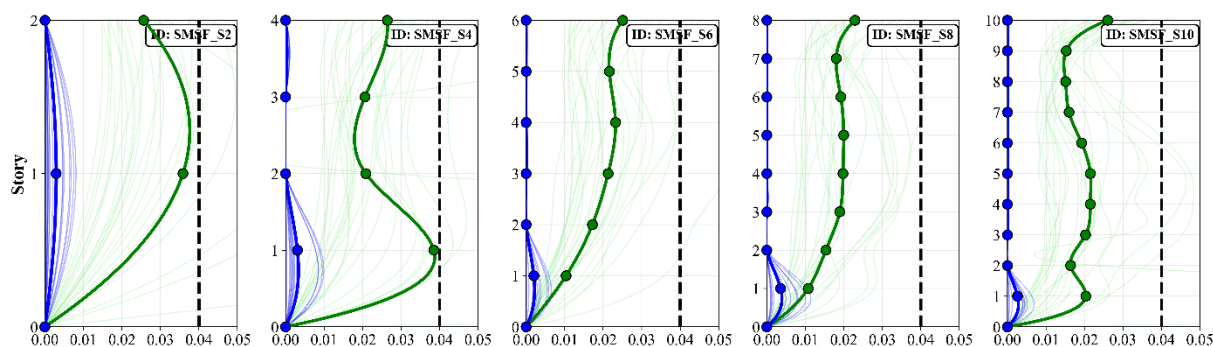
شکل ۴۲- نتایج منحنی‌های تحلیل تاریخچه زمانی قاب‌های خمشی-برشی مجهز به لینک برشی با مقطع به دست آمده از راهکار (۱)



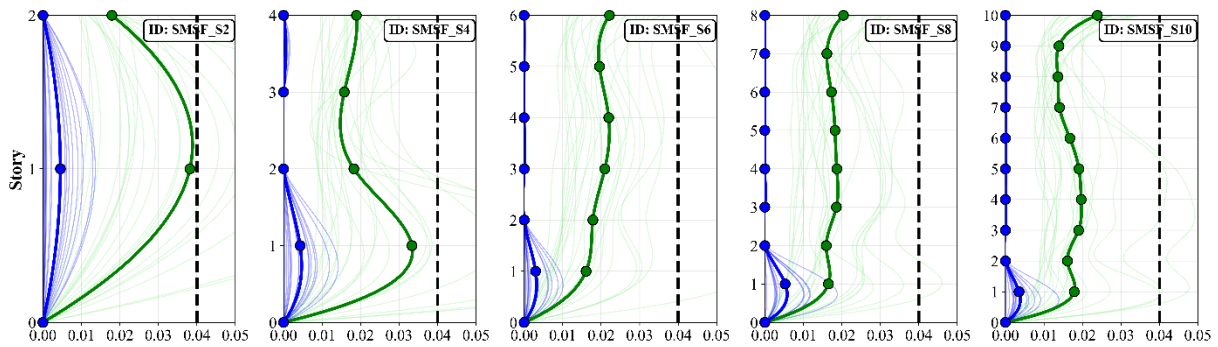
شکل ۴۳- نتایج منحنی‌های تحلیل تاریخچه زمانی قاب‌های خمشی-برشی مجهز به لینک برشی با مقطع به‌دست‌آمده از راهکار (۲)



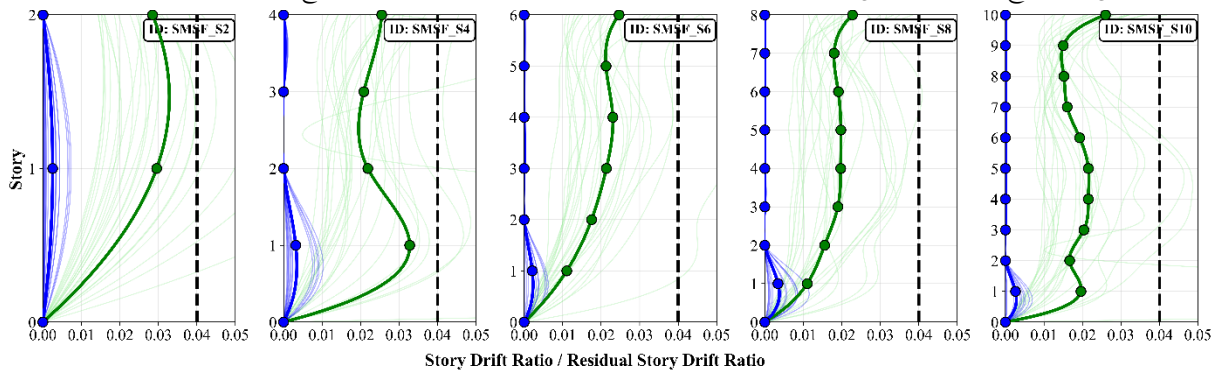
شکل ۴۵- نتایج منحنی‌های تحلیل تاریخچه زمانی قاب‌های خمشی مرجع



شکل ۴۶- نتایج منحنی‌های تحلیل تاریخچه زمانی قاب‌های خمشی-برشی مجهز به لینک برشی با مقطع به‌دست‌آمده از راهکار (۱)



شکل ۴۷- نتایج منحنی‌های تحلیل تاریخچه زمانی قاب‌های خمشی-برشی مجهز به لینک برشی با مقطع به دست آمده از راهکار (۲)



شکل ۴۸- نتایج منحنی‌های تحلیل تاریخچه زمانی قاب‌های خمشی-برشی مجهز به لینک برشی با مقطع به دست آمده از راهکار (۳)

۷- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

این پژوهش نشان داد که در پای‌ستون قاب‌های خمشی ویژه، تقاضای خمشی معمولاً طراحی مقطع فولادی را کنترل می‌کند و علی‌رغم کاربرد گسترده قاب‌های خمشی ویژه، سهم مؤثر جان ستون در اتلاف انرژی عملاً به‌کار گرفته نمی‌شود. درحالی‌که با بسیج شدن توأمان ظرفیت‌های خمشی-محوری و برشی از طریق لینک قابل جایگزین در پای ستون، می‌توان مکانیزم بحرانی را از مفصل خمشی-محوری آسیب‌زا به یک فیوز قابل کنترل انتقال داد. ۱- با مقایسه منحنی رفتاری قاب برشی با قاب خمشی ویژه مرجع دریافت شد که اگرچه قاب برشی، مقاومت بیش‌تری نسبت به قاب خمشی ویژه تأمین می‌کند، اما در سازه‌های کوتاه‌مرتبه، از شکل‌پذیری کافی برخوردار نیست. بنابراین سه رویکرد شامل (۱) تقویت ظرفیت برشی، (۲) تضعیف ظرفیت خمشی و (۳) ترکیب دو راهکار در مقطع لینک پای ستون بررسی شد. نتایج نشان داد:

۲- راهکار ترکیبی تقویت ظرفیت برشی و تضعیف ظرفیت خمشی (راهکار (۳)) مطلوب‌ترین راهکار از منظر تأمین سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی است.

۳- در تحلیل استاتیکی غیرخطی، در قاب خمشی ویژه، پای ستون‌ها به ناحیه زوال در منحنی رفتار خمشی-محوری وارد می‌شوند و در قاب برشی نیز لینک پای ستون به زوال برشی

می‌رسد. ناپایداری این سامانه‌ها عمدتاً از همین زوال پای ستون ناشی می‌شود. بااین‌حال، یافته پژوهش نشان می‌دهد که با افزایش توسعه مفصل خمشی، پیش‌روی مفصل برشی در شاخه پست‌تسلیم کاهش می‌یابد. از این‌رو در راهکار ترکیبی در پایان تحلیل استاتیکی غیرخطی نه مفصل خمشی-محوری و نه مفصل برشی پای ستون‌ها به آستانه زوال یا حتی نقطه حداکثر ظرفیت نمی‌رسند و ناپایداری سامانه از ورود مفاصل خمشی تیرها به ناحیه زوال ناشی می‌شود. بدین ترتیب، پای ستون در عمل از ورود به ناحیه زوال در منحنی رفتاری، چه خمشی-محوری و چه برشی، مصون می‌ماند.

۴- در راهکار ترکیبی با توجه به این که مفصل خمشی-محوری نیز تشکیل می‌شود، نسبت به حالتی که تنها بر مفصل برشی پای ستون تکیه شود، عرض بال لینک کم‌تر و مقطع حاصل سبک‌تر، از لحاظ ابعاد هندسی منطقی‌تر و اجرایی‌تر است. ۵- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی در سطح خطر DBE و MCE نشان داد راهکارهای (۱) و (۳) معیار حداکثر دریفت مجاز آیین‌نامه‌ای را به‌خوبی پاس می‌کنند.

۶- نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی نشان داد که به‌کارگیری لینک برشی در پای ستون، به‌ویژه در راهکار (۳)، می‌تواند از ورود مفاصل خمشی-محوری و برشی به ناحیه زوال مقاومت جلوگیری کند و خسارت را در ناحیه قابل کنترل‌تری متمرکز سازد.

باین‌حال، بررسی دررفت‌های پسماند نشان داد که این راهکار الزاماً موجب کاهش دررفت پسماند پای ستون نسبت به قاب خمشی ویژه مرجع نمی‌شود و گرچه کم‌تر از ۰/۵ درصد است ولی در برخی موارد افزایش آن را به همراه دارد. بنابراین، مزیت اصلی سامانه پیشنهادی در کنترل مکانیزم خرابی و جلوگیری از زوال مقاومت است، نه لزوماً بهبود تعمیرپذیری سریع از منظر دررفت پسماند؛ این موضوع می‌تواند در مطالعات آینده با هدف کاهش دررفت پسماند و بهبود تاب‌آوری لرزه‌ای توسعه یابد.

۸- محدودیت‌های پژوهش

در این پژوهش، رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه فولادی مجهز به لینک برشی در پای ستون با استفاده از مدل‌های دوبعدی مورد بررسی قرار گرفته است. برای کاهش حجم محاسبات و امکان انجام تحلیل‌های غیرخطی، از مدل قاب‌های پیرامونی به همراه ستون متکی استفاده شد تا اثر بارهای ثقلی و پدیده $P-\Delta$ در مدل لحاظ شود. باین‌حال، آثار کامل سه‌بعدی سازه از جمله پیچش در پلان، اندرکنش هم‌زمان دو راستای اصلی، رفتار دیافراگم‌ها و اثر قاب‌های متعامد در محدوده این پژوهش قرار نگرفته است.

همچنین، بررسی‌ها صرفاً بر قاب‌های خمشی ویژه فولادی در یک راستای باربر جانبی متمرکز بوده و قاب‌های خمشی دوطرفه ارزیابی نشده‌اند. مقاطع ستونی مورد استفاده نیز از نوع W Section بوده و رفتار ستون‌های جعبه‌ای یا Box Section در این مطالعه بررسی نشده است. علاوه بر این، جزئیات اجرایی واقعی اتصال پای ستون به صورت تفصیلی در مدل‌سازی عددی لحاظ نشده است.

از دیگر محدودیت‌های پژوهش می‌توان به عدم ارزیابی اثر نامنظمی‌های هندسی و جرمی و عدم انجام تحلیل اقتصادی و بهینه‌سازی مقاطع لینک برشی از نظر وزن فولاد، هزینه ساخت و سهولت اجرا اشاره نمود. بنابراین، توسعه مدل‌های سه‌بعدی، بررسی جزئیات اتصال، ارزیابی انواع مقاطع ستونی و انجام بررسی‌های اقتصادی می‌تواند در پژوهش‌های آینده مورد توجه قرار گیرد.

- Local-Global Interactive Buckling", Thin-Walled Structures, 181, pp.110013.
- [14] Newell, J.D., and Uang, C.M. (2008), "Cyclic Behavior of Steel WideF Columns Subjected to Large Drift", Journal of Structural Engineering, 134(8), pp.1334-1342.
- [15] Elkady, A., and Lignos, D.G. (2015), "Analytical Investigation of the Cyclic Behavior and Plastic Hinge Formation in Deep Wide-Flange Steel Beam-Columns", Bulletin of Earthquake Engineering, 13(4), pp.1097-1118.
- [16] Sattar, S., Ryan, K., Arendt, L., Bonowitz, D., Comerio, M., Davis, C., Deierlein, G., and Johnson, K.J. (2021), "Recommended Options for Improving the Built Environment for Post-Earthquake Reoccupancy and Functional Recovery Time", FEMA P-2090/NIST Special Publication 1254.
- [17] Grauvilardell, J.E., Lee, D., Hajjar, J.F., and Dexter, R.J. (2005), "Synthesis of Design, Testing and Analysis Research on Steel Column Base Plate Connections in High-Seismic Zones", Structural Engineering Report ST-04-02, Minneapolis (MN): Department of Civil Engineering, University of Minnesota.
- [18] Choi, J.H., and Choi, Y. (2013), "An Experimental Study on Inelastic Behavior for Exposed-Type Steel Column Bases under Three-Dimensional Loadings", Journal of Mechanical Science & Technology, 27(3), pp.747-759.
- [19] Myers, A.T., Kanvinde, A.M., Deierlein, G.G., and Fell, B.V. (2009), "Effect of Weld Details on the Ductility of Steel Column Baseplate Connections", Journal of Constructional Steel Research, 65(6), pp.1366-1373.
- [20] Hassan, A.S., Song, B., Galasso, C., and Kanvinde, A. (2022), "Seismic Performance of Exposed Column-Base Plate Connections with Ductile Anchor Rods", Journal of Structural Engineering, 148(5), pp.04022028.
- [21] Torres-Rodas, P., Medalla, M., Zareian, F., and Lopez-Garcia, D. (2022), "Cyclic Behavior and Design Methodology of Exposed Base Plates with Extended Anchor Bolts", Engineering Structures, 260, pp.114235.
- [22] Jaber, V., and Asghari, A. (2020), "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings by Linked Column System", Sharif Journal of Civil Engineering, 36(3.1), pp.55-65.
- [23] Li, Y.W., and Koetaka, Y. (2022), "Steel Rocking Column Bases with Replaceable Cover Plates: Cyclic Loading Behaviour and Practical Design", Engineering Structures, 264, pp.114467.
- [24] Freddi, F., Dimopoulos, C.A., and Karavasilis, T.L. (2020), "Experimental Evaluation of a Rocking Damage-Free Steel Column Base with Friction Devices" Journal of Structural Engineering, 146(10), pp.04020217.
- [25] Eatherton Research Group, "Controlled Rocking of Steel Braced Frames with Replaceable Energy Dissipating Fuses", Virginia Tech, Jul. 2011. [Online]. Available: <https://eatherton.cee.vt.edu/controlled-rocking-of-steel-braced-frames-with-replaceable-energy-dissipating-fuses/> (accessed Sep. 9, 2025).
- [1] Hamburger, R.O., and Malley, J.O. (2016), "Seismic Design of Steel Special Moment Frames", Maryland, USA: US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.
- [2] Asghari, A., and Azimi Zarnagh, B. (2017), "A New Study of Seismic Behavior of Perforated Coupled Shear Walls", International Journal of Civil Engineering, 15(5), pp.775-789.
- [3] Asghari, A., and Azimi, B. (2017), "Evaluation of Sensitivity of CBFs for Types of Bracing and Story Numbers", Scientia Iranica. Transaction A, Civil Engineering, 24(1), pp.40.
- [4] Jalilzadeh Afshari, M., Asghari, A., and Gholhaki, M. (2019), "Shear Strength and Stiffness Enhancement of Cross-Stiffened Steel Plate Shear Walls", International Journal of Advanced Structural Engineering, 11(2), pp.179-193.
- [5] Asghari, A., and Hosseini, S. (2025), "Seismic Behavior Assessment of Sspecial Concentrically X-Braced Frame with through Gusset Plate", Iranian Journal of Science & Technology, Transactions of Civil Engineering, 49(2), pp.1451-1463.
- [6] Guan, M., EERI, X., Burton, M., EERI, H., and Shokrabadi, M. (2021), "A Database of Seismic Designs, Nonlinear Models, and Seismic Responses for Steel Moment-Resisting Frame Buildings", Earthquake Spectra, 37(2), pp.1199-1222.
- [7] Falborski, T., Hassan, A.S., and Kanvinde, A.M. (2020), "Column Base Fixity in Steel Moment Frames: Observations from Instrumented Buildings", Journal of Constructional Steel Research, 168, pp.105993.
- [8] Chou, C.C., Xiong, H.C., Kumar, A., Lai, Y.C., and Uang, C.M. (2023), "Effects of Section Compactness and SCWB Condition on Moment Redistribution and Plastic Hinging in SMF Built-Up Box Columns", Journal of Structural Engineering, 149(11), pp.04023144.
- [9] Uang, C.M., Ozkula, G., and Harris, J. (2015), "Observations From Cyclic Tests on Deep, Sender Wide-Flange Structural Steel Beam-Column Members", In Proceedings of the SSRC annual stability conference.
- [10] Lignos, D. (2018), "Full-Scale Testing of Deep Wide-Flange Steel Columns under Multiaxial Cyclic Loading: Loading Sequence, Boundary Effects, and Lateral Stability Bracing Force Demands", Journal of Structural Engineering, 144(2), Article 04017189.
- [11] Newell, J.D., and Uang, C.M. (2006), "Cyclic Behavior of Steel Columns with Combined High Axial Load and Drift Demand", Department of Structural Engineering, University of California, San Diego.
- [12] Peng, B.H., MacRae, G.A., Walpole, W.R., Moss, P., Dhakal, R., and Clifton, C. (2008), "Plastic Hinge Location in Columns of Steel Frames Subjected to Seismic Actions", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 41(1), pp.1-9.
- [13] Zhou, Y., Ning, S., Huang, D., and Li, Y. (2022), "Refined Plastic Hinge Method for Steel Frames with

- [40] Computers and Structures, Inc., ETABS v19: Integrated Building Design Software—Analysis Reference Manual. Walnut Creek, CA, USA: CSI, 2020.
- [41] Popov, E.P., and Engelhardt, M.D. (1988), "Seismic Eccentrically Braced Frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 10, pp.321-354.
- [42] Hadinejad, A., Asghari, A., and Marefat, M.S. (2025), "Seismic Energy Distribution in Dual SCBF-SMF Structures: Enhanced Damage Assessment Analysis", *Journal of Constructional Steel Research*, 231, pp.109595.
- [43] Richards, P.W., and Uang, C.M. (2006), "Testing Protocol for Short Links in Eccentrically Braced Frames", *Journal of Structural Engineering*, 132(8), pp.1183-1191.
- [44] Kaufmann, E.J., Metrovich, B., and Pense, A.W. (2001), "Characterization of Cyclic Inelastic Strain Behavior on Properties of A572 Gr. 50 and A913 Gr. 50 Rolled Sections: Final Report to American Institute of Steel Construction", Lehigh University.
- [45] Mirghaderi, S.R., Mahmoudi, B., Gharavi, A., Dolatshahi, K.M., and Epackachi, S. (2021), "Experimental Investigation of Moment Resisting Frames with Perforated Shear Link", *In Structures*, 32, pp.516-531.
- [46] American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-10. Chicago, IL, USA: AISC, 2010.
- [47] Applied Technology Council, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part IIa—Steel Moment Frames, NIST GCR 17-917-46v2. Gaithersburg, MD, USA: National Institute of Standards and Technology, Apr. 2017. doi: 10.6028/NIST.GCR.17-917-46v2.
- [48] Federal Emergency Management Agency, Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695. Washington, DC, USA: FEMA, Jun. 2009. Prepared by Applied Technology Council. [Online]. Available: official FEMA/NEHRP PDF.
- [49] Standard 2800 (2015), "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (4th edition)", Road, Housing and Urban Development Research Center. (in Persian)
- [26] Liu, Y., Guo, Z., Liu, X., Chicchi, R., and Shahrooz, B. (2019), "An Innovative Resilient Rocking Column with Replaceable Steel Slit Dampers: Experimental Program on Seismic Performance", *Engineering Structures*, 183, pp.830-840.
- [27] Li, C.Y., Wang, F., and Zhu, A.Z. (2022), "Seismic Performance of H-Shaped Steel Column with Replaceable Slip Friction Joints", *Buildings*, 12(12), pp.2240.
- [28] Emami, M., Soltanabadi, R., Mamazizi, A., and Moradi, S. (2024), "Rocking Steel Column Base Connections Equipped with a Viscoplastic Damper for Seismic Resilience: Design, Modeling, and Response Assessment", *Journal of Structural Engineering*, 150(8), pp.04024091.
- [29] Fujii, K., and Kato, M. (2021), "Strength Balance of Steel Damper Columns and Surrounding Beams in Reinforced Concrete Frames", *In Proceedings of the 13th International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures*.
- [30] Rezaee, M., and Asghari, A. (2024), "Lateral-Torsional Buckling Investigation of Multi-Tiers Eccentrically Braced Frames with Shear Link Beam", *In Structures*, 68, pp.107063.
- [31] Alizadeh, E., and Asghari, A. (2025), "Seismic Behavior of off-Center Bilinear Braced Frames: Focus on Capacity-Limited Design and Energy Demand Parameters", *In Structures*, 80, pp.109988.
- [32] Alizadeh, E., and Asghari, A. (2026), "Quantitative Seismic Performance Assessment of off-Center Bilinear Special Concentrically Braced Frames (OB-SCBFs)", *Journal of Structural Integrity & Maintenance*, 11(2), pp.2631693.
- [33] American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 342-22. Chicago, IL, USA: AISC, 2022.
- [34] American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-22. Chicago, IL, USA: AISC, 2022.
- [35] American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-22. Reston, VA, USA: ASCE, 2022.
- [36] American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-22. Chicago, IL, USA: AISC, 2022.
- [37] Hadinejad, A., Asghari, A., and Marefat, M.S. (2025), "Evaluation of the FEMA P695 Methodology for Quantification of Seismic Performance Factors in Dual Steel SCBF-SMF Structures", *In Structures*, 71, pp.108172.
- [38] Hadinejad, A., and Asghari, A. (2026), "Seismic Performance Evaluation of SCBF Systems Designed under Iran's Seismic Design Provisions (Standard 2800) Using FEMA P695 Methodology", *Asian Journal of Civil Engineering*, pp.1-34.
- [39] Hadinejad, A., and Asghari, A. (2026), "Assessment of Global Seismic Performance of SMF-SCBF Systems Using Nonlinear Time-History Analysis and Acceptance Criteria Calibration", *A Comparative Study of Iranian Seismic Code Editions*. *In Structures*, 86, pp.111496.