

Comparison of the Seismic behavior of Eccentrically Braced Frames Consisting of Middle and Side Shear Link Beams

Milad Azin¹ , Arash Azin² 

1. Corresponding Author, Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran. E-mail: miladazin20@yahoo.com

2. Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Malayer, Iran. E-mail: arashazin2009@yahoo.com

Article Info

Article type:
Research Article

Article history:
Received
2024-02-14
Received in revised form
2024-04-19
Accepted
2024-06-13
Available online
2024-06-23

Keywords:

Eccentrically braced frames,
Middle link beam,
Side link beam,
Finite element method

ABSTRACT

In the seismic design of structures, important indicators such as stiffness, ductility, as well as the capability of high energy dissipation, have always been considered by designers. Extensive studies by researchers showed that these frames have the desired characteristics. In this type of bracing, the link beam as a fuse keeps the ductility and seismic behavior of the structure. The philosophy of designing systems with eccentric bracing is to limit inelastic deformations only in the connection beam. In Iran, the using of EBFs consisting of middle and side shear link beams is much more common than other eccentrically braced frames. In this research, at first, a laboratory frame sample was verified by ABAQUS finite element software. In the following, the seismic performance of a frame sample consisting of a middle shear link beam was evaluated in comparison with a frame consisting of a side link beam. The results of the research showed that under the cyclic load, the frame equipped with the middle link beam has a better energy dissipation capability compared to the frame equipped with the side link beam. So, the final capacity and lateral elastic stiffness of the frame consisting of the middle link beam was 240% and 300% higher than the frame consisting of the side link beam, respectively. Also, in the frame equipped with side link, the maximum values of Von-Misses stress and equivalent plastic strain were 14% and 131% higher, respectively, than the frame equipped with middle link. On the other hand, in the frame equipped with lateral link, the maximum values of stress and strain were concentrated at the end of the link member and in the vicinity of the column. In other words, the index of occurrence of damage and as a result failure in the frame consisting of the side link is more than the frame consisting of the middle link. Based on the obtained results, it can be said that the frame consisting of the middle link beam has better seismic performance compared to the frame consisting of the side link beam.

Cite this article: Azin, Milad., & Azin, Arash. (2024). Comparison of the Seismic behavior of Eccentrically Braced Frames Consisting of Middle and Side Shear Link Beam. *Advanced Modeling in Civil Engineering*, 1(1), 38-50.

DOI: 10.22126/amcen.2024.3292



© The Author(s).

DOI: 10.22126/amcen.2024.3292

Publisher: Razi University

Introduction

The history of eccentrically braced systems (EBF) dates back to the 60s and 70s. At that time, the only systems resistant to lateral loads were steel structures with bending-resistant frames and axial bracing frames. Frames with axial bracing had relatively high stiffness. Their main weakness was the ability to absorb less energy in the inelastic range. Also, in some cases, they conflicted with the architectural needs of the plan. The bending-resistant frame systems had good plasticity. Their main weakness was their low level of stiffness. Design engineers were always looking for a suitable system that would provide two seismic design indicators (suitable stiffness and high ductility for proper energy consumption). Frames with eccentric bracing were proposed as a suitable alternative to frames with axial bracing. These systems were introduced in 1972 by Fujimoto in Japan. Most of the studies conducted by researchers have been conducted separately on each type of system with eccentric bracing. In the meantime, the use of eccentric frames consisting of double and single braces is much more common than other eccentric frames. So far, the seismic performance of these two types of frames has not been compared. The use of a frame with shear link beam is preferable due to more suitable performance in terms of energy consumption, stiffness, and formability compared to bending link beams. Based on this, this study aims to investigate the seismic performance of systems with single eccentric braces compared to systems with double eccentric braces. ABAQUS nonlinear finite element software was used for this purpose.

Method

Two one-story single-span frames consisting of middle and side shear link beam were considered. In both systems, the length of the link beam was considered equal to 75 cm and with shear performance. The specifications of the frames were exactly in accordance with the test sample of Malik et.al. 2011. Based on this, at first, in order to validate the software, the frame was modeled in the ABAQUS software. Shell element was used in the modeling of all the parts except the bases.

Results

From the comparison of the results, it can be seen that the distress index of the indicators considered in the frame with single brace is more than the frame with a double brace. In other words, the probability of failure in a frame with a single brace is higher than a frame with a double brace. Based on this, it can be said that the extent of damage in the frame with a single brace, due to the proximity of the beam to the column, can be much more than the frame with a double brace.

Conclusions

The area under the hysteresis curve of the shear force- lateral displacement in the eccentrically frame with middle link beam was much higher than the frame with side shear link beam. This indicates the ability to absorb and dissipation more energy of the frame consisting of middle

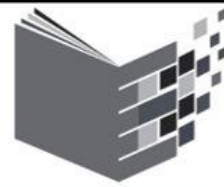
shear link beam compared to the frame consisting of a side shear link beam in cyclic loads. The final capacity and lateral elastic stiffness investigated in this research in the eccentrically frame with middle link beam were 240% and 300% higher than the frame with side link beam, respectively. The values of the maximum Fan-Mises stress index and the maximum equivalent plastic strain index investigated in this study in the frame with a side link beam were 14% and 131% higher than the frame with middle link beam, respectively. In other words, the probability of damage and failure in the frame with a side link beam (especially due to the proximity of the beam to the column) is much higher than in the frame with middle link beam.

Author Contributions

All authors participated in writing and revising the article.

Conflict of Interest

Authors declared no conflict of interest.



مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌های با مهاربندی واگرای متشکل از تیر پیوند برشی میانی و کناری

میلاد آذین^۱✉، آرش آذین^۲

۱. نویسنده مسئول، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران. رایانامه: miladazin20@yahoo.com

۲. گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، ملایر، ایران. رایانامه: arashazin2009@yahoo.com

چکیده	اطلاعات مقاله
در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها شاخص‌های مهمی مانند سختی، شکل‌پذیری و همچنین قابلیت جذب انرژی بالا، همواره مدنظر طراحان قرار داشته است. مطالعات گسترده‌ی محققان نشان داد که این قاب‌های با مهاربندی واگرا شاخصه‌های مدنظر را دارا هستند. در این نوع مهاربندی تیر پیوند به عنوان یک فیوز، میزان شکل‌پذیری و رفتار لرزه‌ای سازه را تحت کنترل خود نگه می‌دارد. فلسفه طراحی این سیستم‌ها، محدود کردن تغییرشکل غیرالاستیک تنها در تیر پیوند است. در کشور ما کاربرد قاب‌های واگرا متشکل از تیر پیوند برشی میانی و کناری بسیار رایج‌تر از سایر قاب‌های واگرا است. در این تحقیق، در ابتدا یک نمونه قاب آزمایشگاهی توسط نرم افزار المان محدود آباکوس صحت‌سنجی شد. در ادامه، عملکرد لرزه‌ای یک نمونه قاب متشکل از تیر پیوند برشی میانی در مقایسه با قاب متشکل از تیر پیوند کناری مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج تحقیق نشان داد که قاب مجهز به تیر پیوند میانی از قابلیت جذب انرژی بیشتری در مقایسه با قاب مجهز به تیر پیوند کناری برخوردار است. به طوری که، ظرفیت نهایی و سختی قاب متشکل از تیر پیوند میانی به ترتیب به میزان ۲۴۰٪ و ۳۰۰٪ بیشتر از قاب متشکل از تیر پیوند کناری بود. همچنین، در قاب مجهز به پیوند کناری، حداکثر مقادیر تنش و کرنش پلاستیک معادل به ترتیب به میزان ۱۴٪ و ۱۳۱٪ بیشتر از قاب مجهز به پیوند میانی بود. از سوی دیگر، در قاب مجهز به پیوند کناری، حداکثر مقادیر تنش و کرنش در انتهای عضو پیوند و در مجاورت ستون متمرکز شد. به عبارت دیگر، شاخص بروز خسارت و در نتیجه خرابی در قاب متشکل از پیوند کناری بیشتر از قاب متشکل از پیوند میانی است. بر اساس نتایج بدست آمده در نتیجه مجموع می‌توان گفت که قاب متشکل از تیر پیوند میانی از عملکرد لرزه‌ای مطلوب‌تری در مقایسه با قاب متشکل از تیر پیوند کناری برخوردار است.	نوع مقاله: مقاله پژوهشی تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۱۱/۲۵ تاریخ بازنگری: ۱۴۰۳/۰۱/۳۱ تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۰۳/۲۴ تاریخ انتشار: ۱۴۰۳/۰۴/۰۳
	کلیدواژه‌ها: قاب با مهاربند واگرا، تیر پیوند میانی، تیر پیوند کناری، روش المان محدود

استناد: آذین، میلاد؛ آذین، آرش. (۱۴۰۳). مقایسه رفتار لرزه‌ای قاب‌های با مهاربندی واگرای متشکل از تیر پیوند برشی میانی و کناری. مجله

مدلسازی پیشرفته در مهندسی عمران، ۱۰(۱)، ۵۰-۳۸. DOI: 10.22126/amcen.2024.3292



© نویسندگان.

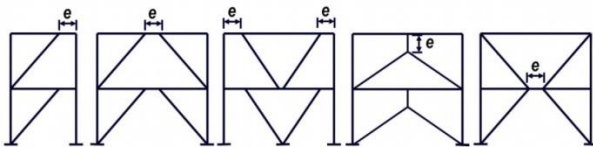
ناشر: دانشگاه رازی.

۱. مقدمه

در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در برابر بارهای جانبی از سیستم‌های مختلفی استفاده شده است. سیستم‌های قاب مقاوم خمشی از شکل‌پذیری مناسب برخوردار هستند. ضعف عمده این سیستم‌ها در میزان سختی پایین آن‌هاست. قاب‌های با مهاربندی هم محور از سختی نسبتاً بالایی برخوردار هستند. نقطه ضعف آن‌ها در قابلیت جذب انرژی کمتر در محدوده غیرارتجاعی است. هم‌چنین، سیستم‌های با مهاربندی هم محور در برخی موارد با نیازهای معماری نیز مغایرت دارند. مهندسان طراح همواره در پی یک سیستم مناسب بودند که دو شاخصه مهم طراحی لرزه‌ای یعنی سختی و شکل‌پذیری بالا را تامین کنند. سیستم‌های با مهاربندی واگرا (EBF)^۱ برای نخستین بار در سال ۱۹۷۲ میلادی توسط شخصی به نام فوجیموتو^۲ [۱] و در سال ۱۹۷۴ میلادی توسط شخص دیگری به نام تاناباشی^۳ در کشور ژاپن معرفی شد [۲]. فلسفه‌ی اولیه‌ی این قاب‌ها در ابتدا، تامین نیازهای معماری بود. به مرور زمان مشخص شد که این نوع از مهاربندی، از سختی و شکل‌پذیری مناسبی برخوردار است. به عبارت دیگر، بطور همزمان هر دو ویژگی لرزه‌ای مثبت قاب‌های مقاوم خمشی و قاب‌های با مهاربندی هم محور را دارا هستند.

در این سیستم، مهاربندی‌ها در هر دهانه با فاصله کمی از یکدیگر بر روی محور طولی تیر یا با فاصله کمی از گره اتصال تیر به ستون، به تیر متصل می‌شوند. به ناحیه‌ای که ما بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربندی روی تیر یا بین نقاط تلاقی محور عضو مهاربندی تا گره اتصال تیر به ستون قرار دارد، تیر پیوند (رابط)^۴ گفته می‌شود. همانطور که ذکر گردید، فلسفه اولیه ارائه این نوع مهاربندی در ابتدا به دلیل تامین نیازهای معماری بود. به تدریج با بررسی بیشتر رفتار آن‌ها مشخص شد که تیر پیوند به عنوان یک فیوز، میزان شکل‌پذیری و رفتار سازه را تحت کنترل خود نگه می‌دارد. انواع متداول این قاب‌ها در شکل (۱)، ارائه شده است.

در کشور ایالات متحده این سیستم برای اولین بار در سال ۱۹۷۸ میلادی توسط پوپوف^۵ و رودر^۶ مورد مطالعه قرار گرفت [۳]. در این زمینه آزمایش‌های فراوانی نیز انجام شده که می‌توان به آزمایش یک ساختمان اداری ۶ طبقه در مقیاس واقعی در ژاپن در سال ۱۹۸۸ میلادی اشاره کرد [۴]. پس از آن ساختمان‌های متعددی با این سیستم ساخته شدند که رفتار مناسبی نیز در زلزله‌های شدید از خود ارائه کردند. از آن جمله می‌توان به ساختمان ۱۹ طبقه بانک آمریکا در سان دیگو در سال ۱۹۸۰ میلادی و ساختمان ۴۴ طبقه‌ی امبارکادرو در سانفرانسیسکو اشاره کرد [۴]. این نوع از قاب‌های مهاربندی، در سال ۱۹۸۶ میلادی توسط انجمن مهندسان ساختمان کالیفرنیا (SEAOC) و متعاقباً در سال ۱۹۸۸ میلادی در آیین‌نامه UBC و در سال ۱۹۸۹ میلادی در آیین‌نامه AISC به رسمیت شناخته شد.



شکل ۱. انواع متداول قاب‌های با مهاربندی واگرا

دستورالعمل AISC روابط (۱) و (۲) را به ترتیب برای محاسبه‌ی ظرفیت برش پلاستیک کامل تیر پیوند (V_p) و ظرفیت خمشی پلاستیک کامل تیر پیوند (M_p) ارائه کرده است [۵]. در روابط ارائه شده d ، t_f و t_w به ترتیب معرف ارتفاع، ضخامت بال، ضخامت جان و اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند می‌باشند.

$$V_p = 0.6 F_y (d - 2 t_f) t_w \quad (1)$$

$$M_p = (Z) (F_y) \quad (2)$$

در این نوع مهاربندی، طول تیر پیوند (e)، عاملی مهم در مکانیزم رفتار قاب به شمار می‌آید. در قاب‌های متشکل از تیر پیوند خمشی یا بلند ($e > \frac{2.6 M_p}{V_p}$)، تحت اثر لنگر خمشی ماکزیمم که در

1. Eccentrically Braced Frame

2. Fujimoto

3. Tanabashi

4. Link beam

5. Popov

6. Roeder

دوران کرده که حدودا دو برابر مقدار معین شده آیین نامه در مقاطع I شکل بود [۱۲]. بوسکو^{۱۴} و روسی^{۱۵} در سال ۲۰۰۸ مطالعاتی تحلیلی را در رابطه با پاسخ لرزه‌ای قاب‌های واگرا انجام دادند [۱۳]. منصور^{۱۶} در سال ۲۰۱۱ با استفاده از تحقیقات آزمایشگاهی و عددی به بررسی چندین نمونه از تیرهای پیوند برشی با اتصالات پیچی با هدف قابلیت تعویض از خرابی پرداخت و به نتایج مطلوبی در مورد عملکرد آن‌ها دست یافت [۱۴]. مالک و همکاران^{۱۷} در سال ۲۰۱۱ کاربرد پروفیل‌های IPE به عنوان تیر پیوند در قاب‌های با مهاربندی واگرا را مورد مطالعه آزمایشگاهی قرار دادند. آن‌ها دریافتند که مشروط به تامین سخت کننده‌های جان و مهار جانبی کافی می‌توان از این پروفیل‌ها به منظور رسیدن به عملکرد مورد انتظار تیر پیوند استفاده کرد [۱۵]. اهساکی^{۱۸} و ناکاجیما^{۱۹} در سال ۲۰۱۲ مطالعاتی را در خصوص محل قرار گیری سخت کننده‌های تیر پیوند انجام دادند. آن‌ها راهکارهایی جهت بهبود سختی و بهینه سازی حداکثر استهلاک انرژی پیش از گسیختگی در تیر پیوند ارائه نمودند [۱۶]. مونتوری و همکاران^{۲۰} در سال ۲۰۱۵ به ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مقاوم خمشی در مقایسه با قاب‌های واگرا دارای مهاربندی Y شکل برعکس پرداختند. آن‌ها نتیجه گرفتند که عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مذکور از نقطه نظر پارامترهایی مانند مکانیزم تسلیم، دریافت حداکثر، دوران پلاستیک تیر پیوند و توزیع برش پایه مناسب‌تر از قاب‌های مقاوم خمشی است [۱۷]. لی‌ژنگ و همکاران^{۲۱} در سال ۲۰۱۷ به ارزیابی آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای قاب‌های واگرا با مهاربند K شکل با طول تیر پیوند مختلف پرداختند و نتیجه گرفتند که قاب با تیر پیوند برشی دارای عملکرد مناسب‌تری در خصوص جذب انرژی و شکل‌پذیری در مقایسه با قاب با تیر پیوند خمشی خواهد بود [۱۸]. بزکورت^{۲۲} و تاپکایا^{۲۳} در سال ۲۰۱۷ با استفاده از روش

تیر ایجاد می‌شود، دو انتهای عضو پیوند تحت اثر تنش ناشی از خمش گسیخته می‌شود. این امر منجر به عملکرد نامناسب تیرهای پیوند خمشی در رابطه با جذب انرژی می‌گردد. در تیرهای پیوند برشی یا کوتاه ($e < \frac{1.6 M_p}{V_p}$)، پیش از آن که لنگرهای خمشی در دو انتهای تیر به مقدار حداکثر خود برسند، جان تیر در اثر نیروی برشی ماکزیمم به تسلیم می‌رسد. آزمایش‌های انجام شده بر روی تیرهای پیوند برشی نشان داده که مقاومت نهایی برشی تیر پیوند به مقدار قابل توجهی بیشتر از مقاومت پلاستیک آن است.

در سالیان اخیر مطالعات گسترده‌ای در این زمینه انجام شده است. ایتانی و همکاران^۷ در سال ۲۰۰۳ با استفاده از اجزای محدود غیرخطی و بر اساس آیین نامه AISC، بر روی امکان استفاده از مقاطع مرکب با ضخامت جان نسبتا کم و ضخامت بال تقریبا زیاد به عنوان تیر پیوند برشی تحقیق کردند [۶]. در سال ۲۰۰۴ گالوز^۸ راهکارهایی برای به تاخیر انداختن شکست جان و بهبود رفتار شکل‌پذیر تیر پیوند با بررسی عوامل موثر بر شکست جان ارائه کرد [۷]. اکازاکی و همکاران^۹ از سال ۲۰۰۵ تا ۲۰۰۹ با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی و عددی، ابعاد مختلف قاب‌های مهاربندی شده‌ی واگرا، مشخصات تیر پیوند، اتصال تیر به ستون، علت شکست انواع تیر پیوند و عملکرد لرزه‌ای کلی این سیستم‌ها را مورد بررسی قرار دادند. نتایج مطالعات آن‌ها در آیین نامه‌های مختلف از جمله AISC مورد استفاده قرار گرفت [۱۰-۸]. ریچاردز^{۱۰} و یانگ^{۱۱} در سال ۲۰۰۵ به ارزیابی نسبت‌های عرض به ضخامت بال بر روی ظرفیت دورانی تیر پیوند با طول‌های مختلف در آیین نامه AISC پرداختند [۱۱]. اکازاکی و آرسه در سال ۲۰۰۵ به بررسی اثر لاغری بال و شکل بارگذاری در تیرهای پیوند برشی پرداختند [۸]. در سال ۲۰۰۷ برمن^{۱۲} و برونو^{۱۳} کاربرد مقاطع عرضی مستطیلی تو خالی ساخته شده از ورق به عنوان تیر پیوند برشی در یک نمونه قاب واگرا را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها مشاهده کردند که پیوند بدون ایجاد شکست در بال، تا ۰/۱۵ رادیان

¹⁴. Bosco

¹⁵. Rossi

¹⁶. Mansour

¹⁷. Maalek et al.

¹⁸. Ohsaki

¹⁹. Nakajima

²⁰. Montouri et al.

²¹. Lee Zheng et al.

²². Bozkurt

²³. Topkaya

⁷. Itani et al.

⁸. Galvez

⁹. Okazaki et al.

¹⁰. Richards

¹¹. Uang

¹². Berman

¹³. Bruneau

است. استفاده از قاب با تیرهای پیوند برشی به دلیل عملکرد مناسب‌تر در خصوص استهلاک انرژی، سختی و شکل پذیری نسبت به تیرهای پیوند خمشی، ارجحیت دارد. بر این اساس، هدف از این مطالعه، مقایسه‌ی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های با مهاربند واگرای متشکل از تیر پیوند کناری در مقایسه با سیستم‌های با مهاربند واگرای متشکل از تیر پیوند میانی می‌باشد. بدین منظور از نرم‌افزار المان محدود غیرخطی آباکوس استفاده شد.

۲. مدل‌سازی قاب‌ها و صحت‌سنجی نرم‌افزار

دو قاب یک طبقه‌ی تک دهانه با مهاربندی واگرا متشکل از تیر پیوند میانی (شکل ۲- الف) و تیر پیوند کناری (شکل ۲- ب) مد نظر قرار گرفت. در هر دو سیستم، طول تیر پیوند بطور یکسان برابر ۷۵ سانتی‌متر و با عملکرد برشی در نظر گرفته شد. مشخصات قاب شکل (۲- الف) عیناً مطابق با نمونه آزمایش بود [۱۵]. بر این اساس در ابتدا به منظور اعتبارسنجی نرم افزار، قاب شکل (۲- الف) در محیط آباکوس مدل‌سازی گردید [۲۴]. در مدل‌سازی کلیه‌ی پارت‌ها به جز پایه‌ها، از المان Shell استفاده شد. تنها در مدل‌سازی پایه و شفت در زیر صفحه ستون‌ها از المان Solid استفاده شد. رفتار مصالح اجزای قاب با بکارگیری رابطه غیرخطی تنش- کرنش با مدل سخت شدگی Combine مطابق جدول (۱) به نرم افزار معرفی گردید. نوع تحلیل Static-General انتخاب شد. رفتار نهایی به دلیل پلاستیسیته‌ی گسترده در تیر پیوند به روش تغییرشکل بزرگ در ناحیه غیرخطی بررسی شد. اندرکنش ما بین پایه و شفت، از نوع تماس سخت^{۳۰} انتخاب شد. به منظور مدل‌سازی مهارهای جانبی، تغییرمکان در راستای عمود بر صفحه قاب در مواضع مشخصی از آن صفر در نظر گرفته شد. در کلیه‌ی اتصالات از مدل سازی جوش‌ها صرف‌نظر شد و با اتصال ورق‌های مربوطه به یکدیگر به وسیله دستور Tie پیوستگی لازم تامین گردید. جهت اتصال تیر خارج از ناحیه‌ی پیوند به ستون (شکل ۲- الف)، تنها جان تیر متصل گردید. تا بدین ترتیب عملکرد مفصلی در این موقعیت تا حدودی تامین شود. همچنین، جهت اتصال گیردار تیر پیوند به ستون (شکل ۲- ب)، کلیه‌ی مقطع تیر شامل بال‌ها و جان به

تجربی، بر روی تیرهای پیوند قابل تعویض در قاب‌های با مهاربندی واگرا مطالعه کردند. آن‌ها نسبت طول پیوند، سخت شدن پیوند، نحوه بارگذاری، نوع اتصال، فشار پیچ‌ها، اندازه شکاف اتصالات و نسبت تقاضا به ظرفیت اعضا را به عنوان متغیرهای اصلی مطالعه خویش در نظر گرفتند [۱۹]. چاکن و همکاران^{۲۴} در سال ۲۰۱۹ با استفاده از روش عددی بر روی تیرهای پیوند I شکل ساخته شده از فولاد زنگ نزن مطالعه کردند. آن‌ها پارامترهایی مانند لاغری جان، سختی جانبی و مشخصات مصالح تیر پیوند، سخت شدگی کرنش و میزان استهلاک انرژی در تیر پیوند را مورد بررسی قرار دادند [۲۰]. فتحعلی^{۲۵} و حسینی^{۲۶} در سال ۲۰۲۰ بر روی طراحی مبتنی بر عملکرد بهینه قاب‌های با مهاربندی واگرا تحقیق کردند. هدف اصلی آن‌ها، بررسی امکان بهینه سازی وزن سازه بود. آن‌ها بر این اساس روش جدیدی برای مدل‌سازی تیر ارائه کردند [۲۱]. رضاییان و همکاران^{۲۷} در سال ۲۰۲۲ کاربرد استفاده از تیرهای پیوند قائم را برای قاب‌های مهاربندی شده واگرا پیشنهاد کردند. نتایج بررسی آن‌ها نشان از رفتار لرزه‌ای مناسب و شکل‌پذیری بالا در قاب‌های مذکور داشت [۲۲]. قدمی^{۲۸} و پورموسوی^{۲۹} در سال ۲۰۲۲ میزان سهم بال‌ها بر مقاومت نهایی تیرهای پیوند برشی I شکل را مورد بررسی قرار دادند. برای این منظور، ۱۴۷ نمونه تیر پیوند I شکل ساخته شده از دو فولاد با تنش تسلیم ۱۰۰ و ۲۲۵ مگاپاسکال مورد استفاده قرار گرفت. آن‌ها نتیجه گرفتند که سهم بال‌ها بر مقاومت نهایی برای پیوندهای ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم ۱۰۰ و ۲۲۵ مگاپاسکال به ترتیب حدوداً برابر ۳۶٪ و ۴۳٪ می‌باشد [۲۳].

بیشتر مطالعات انجام شده توسط محققان، بصورت مجزا بر روی هر یک از انواع سیستم‌های با مهاربندی واگرا انجام شده است. در این بین، استفاده از قاب‌های واگرا متشکل از تیر پیوند میانی و تیر پیوند کناری بسیار متداول‌تر از سایر قاب‌های واگرا می‌باشد. تاکنون عملکرد لرزه‌ای این دو نوع قاب با یکدیگر مقایسه نشده

²⁴. Chacon et al.

²⁵. Fathali

²⁶. Hosseini

²⁷. Rezaeian et al.

²⁸. Ghadami

²⁹. Pourmoosavi

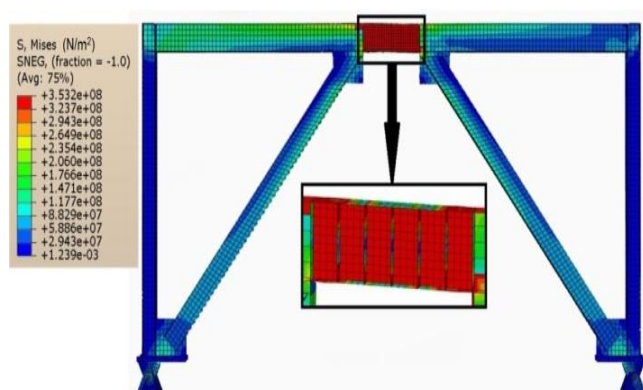
³⁰. Hard Contact

جدول ۱. مشخصات تنش- کرنش مصالح اجزای قاب [۱۵]

عضو	مقادیر						
تیر	تنش (MPa)	۳۵۲	۳۵۲	۳۵۹	۳۶۶	۴۴۶	۴۵۹
	کرنش (m/m)	۰	۰/۰۰۲	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۷	۰/۱۴
ستون	تنش (MPa)	۳۳۲	۳۳۲	۳۳۹	۴۱۲	۴۵۸	۴۶۳
	کرنش (m/m)	۰	۰/۰۰۳	۰/۰۱۷	۰/۰۵	۰/۱۲	۰/۱۷
بادبند	تنش (MPa)	۳۲۵	۳۲۵	۳۲۹	۴۳۷	۴۸۱	۴۸۷
	کرنش (m/m)	۰	۰/۰۰۳	۰/۰۱۶	۰/۰۶	۰/۱۲	۰/۱۷



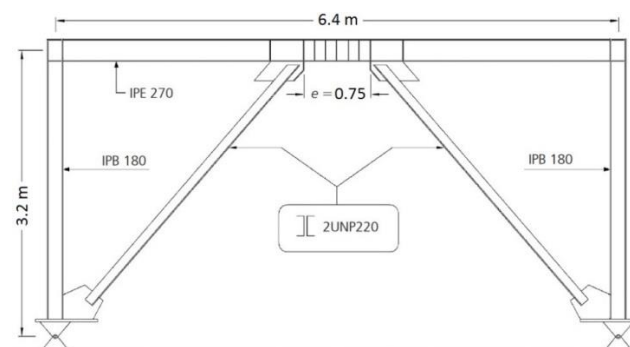
(الف)



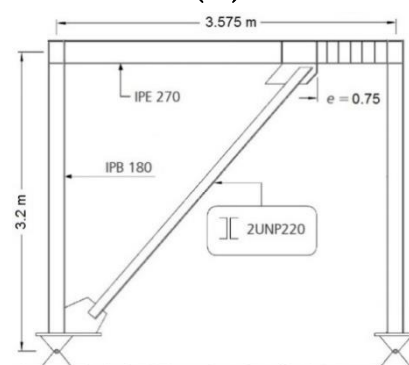
(ب)

شکل ۳. قاب با مهاربندی واگرا متشکل از بادبند دویل: (الف) نمونه آزمایش [۱۵]، (ب) مدل المان محدود به ازای سیکل نهایی بارگذاری در شکل ۴

ستون متصل گردید. نمونه قاب‌های آزمایش شده و مدل المان محدود متشکل از تیر پیوند میانی در شکل (۳) ارائه شده است.



(الف)



(ب)

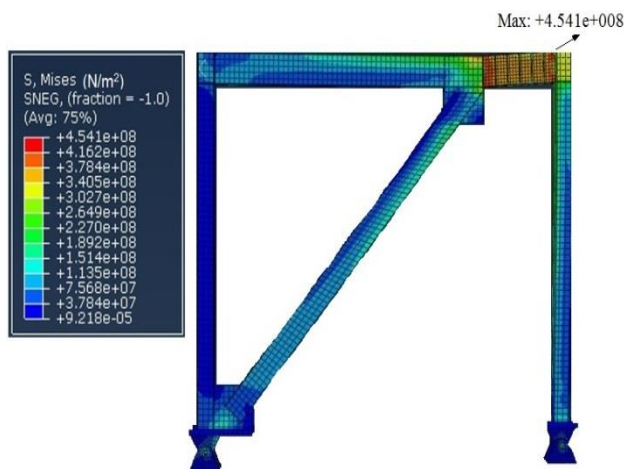
شکل ۲. هندسه قاب با مهاربندی واگرا و تیر پیوند برشی متشکل از: (الف) بادبند دویل ، (ب) بادبند تک

موقعیت مهارهای جانبی در نمونه‌ی آزمایش به کمک دایره‌های زرد رنگ در شکل (۳-الف) مشخص شده است. جهت جلوگیری از ایجاد تمرکز تنش در اثر اعمال بارگذاری به قاب، دو صفحه صلب در دو انتهای قاب قرار داده شد. بارگذاری سیکلیک^{۳۱} (چرخه‌ای) به صورت کنترل تغییر مکان^{۳۲} به نقاط مرجع^{۳۳} در صفحات صلب اعمال گردید (شکل ۴). به منظور یافتن اندازه مش مناسب، آنالیز حساسیت مش (میزان ریزی و درشتی آن) انجام شد و مناسب‌ترین اندازه المان‌ها انتخاب گردید.

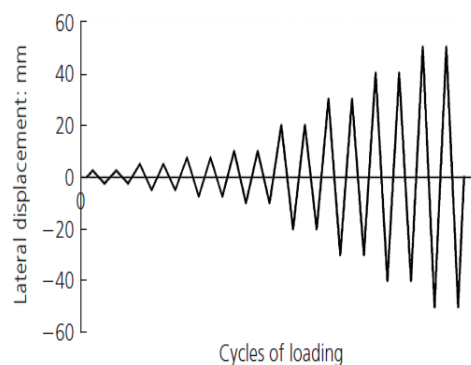
³¹. Cyclic

³². Displacement-Control

³³. Refrence Point



شکل ۶. مدل المان محدود قاب با مهاربندی واگرا متشکل از بادبند تک



شکل ۴. الگوی بارگذاری سیکلیک (چرخه‌ای) قاب [۱۵]

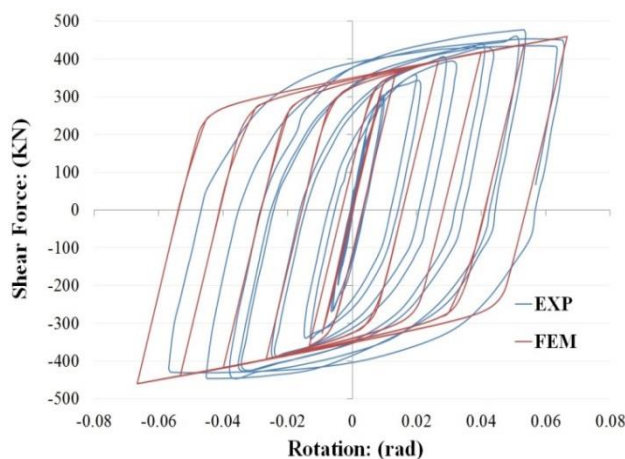
۳. مقایسه پارامتریک قاب‌ها

به منظور ارزیابی جامع‌تر، رفتار لرزه‌ای دو قاب از نقطه نظر پارامترهای تاثیرگذار میزان جذب انرژی، حداکثر ظرفیت (باربری) جانبی، سختی الاستیک جانبی و شاخص‌های خسارت شامل (تنش von misses و کرنش پلاستیک معادل) مورد مقایسه قرار گرفت.

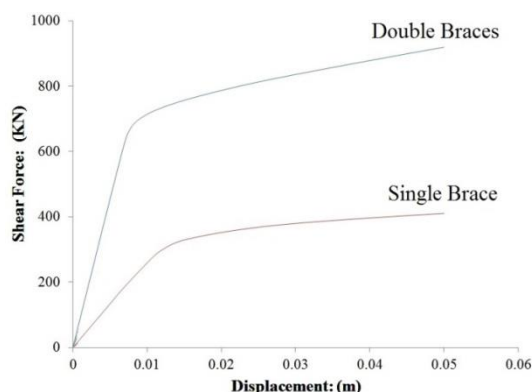
۱-۳. منحنی‌های ظرفیت مهاربندها

نتایج حاصل از اعمال بارگذاری سیکلیک در قالب منحنی هیستریزیس برش- تغییرمکان در دو قاب در شکل (۷) ارائه شده است. مطابق نتایج بدست آمده، میزان سطح تحت پوشش منحنی در قاب واگرا متشکل از عضو پیوند میانی (شکل ۷- الف) بسیار بیشتر از قاب متشکل از عضو پیوند کناری (شکل ۷- ب) است. به عبارت دیگر، قاب مجهز به پیوند میانی از قابلیت جذب انرژی مناسب‌تری در مقایسه با قاب مجهز به پیوند کناری برخوردار است.

مطابق نتایج بدست آمده، حداکثر تنش‌ها و عملکرد غیرالاستیک در جان تیر پیوند متمرکز گردید. سایر اجزای قاب در ناحیه الاستیک قرار داشتند. این امر در کانتور تنش ارائه شده در شکل (۳- الف) قابل ملاحظه است. از هماهنگی نسبتا مناسب منحنی هیستریزیس نیروی برشی- دوران نمونه آزمایش و مدل المان محدود، می‌توان به کالیبره نمودن مدل استناد کرد (شکل ۵). هم چنین، مدل المان محدود قاب متشکل از عضو پیوند کناری در شکل (۶) قابل ملاحظه است.

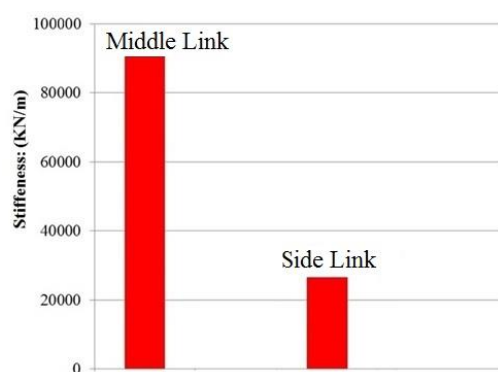


شکل ۵. مقایسه منحنی هیستریزیس نیروی برشی- دوران تیر پیوند در نمونه آزمایش (EXP) و مدل المان محدود (FEM)



شکل ۸. مقایسه منحنی حداکثر ظرفیت - تغییر مکان جانبی در دو قاب

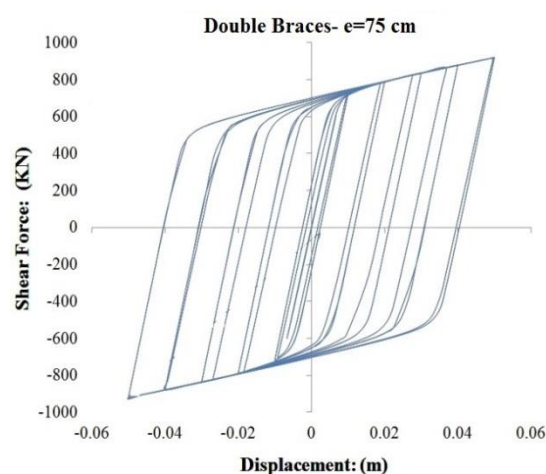
مقادیر سختی الاستیک جانبی دو مدل قاب در نمودار میله‌ای شکل (۹) ارائه شده است. بطور مشابه با نتایج ظرفیت، سختی الاستیک جانبی قاب واگرا متشکل از تیر پیوند میانی بسیار فراتر از قاب متشکل از تیر پیوند کناری می‌باشد.



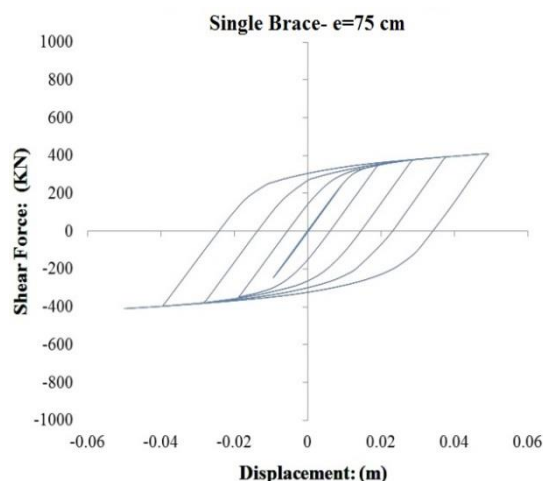
شکل ۹. مقایسه سختی الاستیک جانبی دو نمونه قاب

۲-۳. شاخص‌های خسارت

الطویل و همکاران^{۳۴} شاخص‌هایی را به عنوان معیاری از پتانسیل خسارت و گسیختگی در یک مقطع پیشنهاد کردند [۲۵]. در این تحقیق شاخص تنش von misses (MI) و شاخص کرنش پلاستیک معادل (PEEQI) به عنوان دو نمونه از شاخص‌های خسارت در قاب‌های مورد مطالعه محاسبه شدند. برای تعیین



(الف)

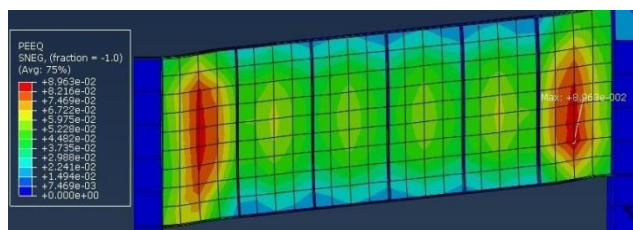


(ب)

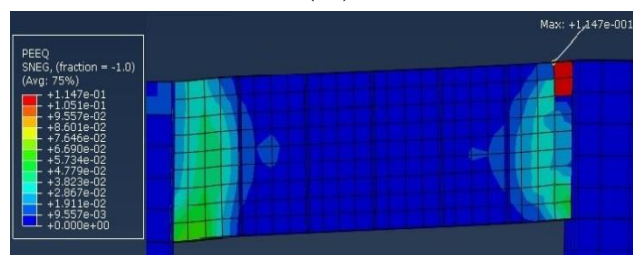
شکل ۷. منحنی هیستریزس نیروی برشی - تغییر مکان جانبی قاب با مهاربندی واگرا متشکل از : (الف) بادبند دویل ، (ب) بادبند تک

نتایج حاصل از مقایسه اعمال بار بصورت منوتونیک در دو قاب در شکل (۸) ارائه شده است. مطابق نتایج بدست آمده، مقدار ظرفیت جانبی در قاب واگرا متشکل از تیر پیوند میانی بیشتر از قاب متشکل از تیر پیوند کناری است.

³⁴. El-Tawil et al.

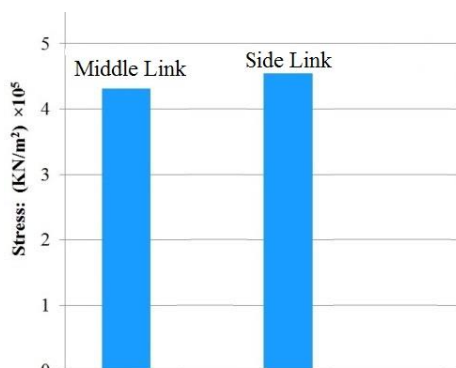


(الف)

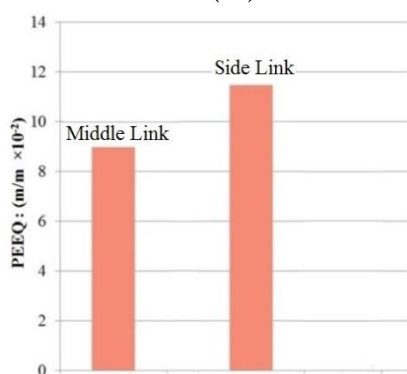


(ب)

شکل ۱۱. کانتور کرنش پلاستیک معادل تیر پیوند تحت سیکل نهایی بارگذاری در قاب متشکل از: (الف) تیر پیوند میانی، (ب) تیر پیوند کناری



(الف)



(ب)

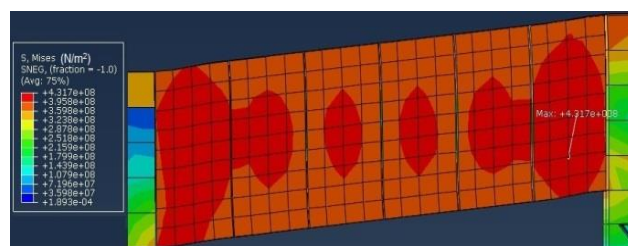
شکل ۱۲. مقایسه شاخص‌های خسارت در دو نمونه قاب: (الف) تنش (MI)، (ب) کرنش پلاستیک معادل (PEEQI)

شاخص‌های تنش فن میسز و کرنش پلاستیک معادل به ترتیب از روابط (۳) و (۴) استفاده شد [۲۵]. در روابط ارائه شده σ_v ، σ_y و ϵ_y و PEEQ به ترتیب معرف تنش تسلیم، تنش فن میسز، کرنش تسلیم و کرنش پلاستیک معادل بودند.

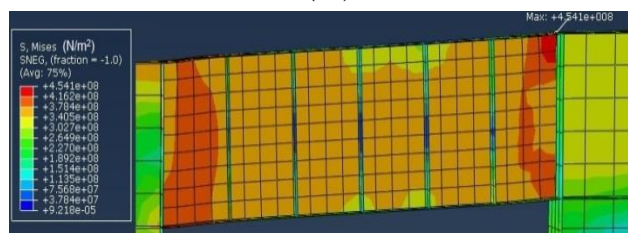
$$MI = \frac{\sigma_v}{\sigma_y} \quad (۳)$$

$$PEEQI = \frac{PEEQ}{\epsilon_y} \quad (۴)$$

کانتور تنش von mises و کانتور کرنش پلاستیک معادل تیر پیوند در دو نمونه قاب به ترتیب در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) ارائه شده است. مطابق نتایج بدست آمده، در تیر پیوند قاب مجهز به عضو پیوند میانی، حداکثر تنش (شکل ۱۰-الف) و حداکثر کرنش (شکل ۱۱-الف) در جان تیر پیوند متمرکز شده است. در تیر پیوند قاب مجهز به عضو پیوند، حداکثر تنش (شکل ۱۰-ب) و حداکثر کرنش (شکل ۱۱-ب) در محل اتصال تیر پیوند به ستون متمرکز شده است. به منظور ارزیابی جامع‌تر، مقادیر شاخص تنش و شاخص کرنش پلاستیک معادل قاب‌ها مطابق با نمودار میله‌ای شکل (۱۲) ارائه شد.



(الف)



(ب)

شکل ۱۰. کانتور تنش von mises تیر پیوند تحت سیکل نهایی بارگذاری در قاب متشکل از: (الف) تیر پیوند میانی، (ب) تیر پیوند کناری

References

- [1] Fujimoto, M., Aoyagi, T., Ukai, K., Wada, A., Saito, K., "Structural Characteristics of Eccentric k-Braced Frames", Trans. Arch. Inst. Japan, Vol. 195, PP: 39-49, (1972).
- [2] Tanabashi, R., Naneta, K., Ishida, T., "On the Rigidity and Ductility of Steel Bracing Assemblage", Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, IAEE, Rome, PP: 834-840, 1974.
- [3] Roeder, C., W., Popov, E., P., "Eccentrically Braced Frames for Earthquakes", Journal of Structural Diviosion, ASCE, Vol. 104, No. 3., PP: 391-412, (1978).
- [4] Naeim, F., "The Seismic Design Handbook", 2nd ed, Boston, Kluwer, Academic Publishers, (2001).
- [5] AISC, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, (2020).
- [6] Itani, A., M., Elfass, S., Douglas, B., M., "Behavior of built-up shear links under large cyclic displacement", Engineering Journal, AISC, 40(4), 221-234, (2003).
- [7] Galvez, P., "Investigation of Factors Affecting Web Fractures in Shear Links", M., Sc., Thesis, Univ., of Texas at Austin, Tex., USA, (2004).
- [8] Okazaki, T., Arce, G., "Experimental Study of Local Buckling Overstrength and Fracture of Links in EBFs", Journal of Structural of Engineering. ASCE, (2005).
- [9] Okazaki, T., Engelhardt, M., D., "Cyclic Loading Behavior of EBF Links Constructed of ASTM A992 Steel", Constructional Steel Research, Vol. 63, P751-765, (2007).
- [10] Okazaki, T., Engelhardt, M., D., "Experimental Performance of Link-to-Column Connections in Eccentrically Braced Frames", ASCE, ISSN 0733-9445/2006/8, 1201-1211, (2009).
- [11] Richards, P., W., Uang, C., M., "Development of testing protocol for short links in eccentrically braced frames", Rep., No. SSRP-2003/08, Dept., of Structure University Texas California, (2005).
- [12] Berman, J., W., Bruneau, M., "Experimental and Analytical Investigation of Tubular Links for Eccentrically Braced Frames", Engineering Structures, Vol. 29, No.8, pp: 1929-1938, (2007).
- [13] Bosco, M., Rossi, P., R., "Seismic Behaviour of Eccentrically Braced Frames. Engineering Structure", pp: 664-674, (2008).
- [14] Mansour, N., Christopoulos, C., Tremblay, R.,

از مقایسه نتایج می توان دریافت که مقدار شاخص های مدنظر در قاب مجهز به تیر پیوند کناری بیشتر از قاب مجهز به تیر پیوند میانی است. به عبارت دیگر، احتمال بروز خسارت و در نتیجه خرابی در قاب متشکل از عضو پیوند کناری، بیشتر از قاب متشکل از عضو پیوند میانی بود. این امر به دلیل مجاورت تیر پیوند به ستون در قاب متشکل از عضو پیوند کناری می تواند حائز اهمیت قرار گیرد. بر اساس نتایج بدست آمده در این تحقیق در مجموع می توان گفت که قاب متشکل از تیر پیوند برشی میانی از عملکرد لرزه ای مطلوب تری در مقایسه با قاب متشکل از تیر پیوند برشی کناری برخوردار است.

۴. نتیجه گیری

در این تحقیق عملکرد لرزه ای دو نمونه قاب با مهاربندی واگرا، متشکل از تیر پیوند میانی و تیر پیوند کناری مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفت و نتایج زیر حاصل شد:

- ۱- سطح زیر منحنی هیستریزیس نیروی برشی- تغییر مکان در قاب واگرا متشکل از عضو پیوند میانی بسیار بیشتر از قاب متشکل از عضو پیوند کناری بود. به عبارت دیگر، قاب متشکل از تیر پیوند میانی از قابلیت جذب انرژی بیشتری در مقایسه با قاب متشکل از تیر پیوند کناری برخوردار بود.
- ۲- میزان ظرفیت نهایی و سختی الاستیک جانبی در قاب مجهز به تیر پیوند میانی به ترتیب به میزان ۲۴۰٪ و ۳۰۰٪ بیشتر از قاب مجهز به تیر پیوند کناری بود.
- ۳- مقادیر حداکثر تنش von misses و حداکثر کرنش پلاستیک معادل در قاب مجهز به تیر پیوند کناری به ترتیب به مقدار ۱۴٪ و ۱۳۱٪ بیشتر از قاب مجهز به تیر پیوند میانی بود. به عبارت دیگر، شاخص بروز خسارت و در نتیجه خرابی در قاب متشکل از عضو پیوند کناری بسیار بیشتر از قاب با بادبند دابل است. این امر به دلیل اتصال تیر پیوند به ستون در قاب متشکل از عضو پیوند کناری می تواند حائز اهمیت قرار گیرد.

- “Experimental Validation of Replaceable Shear Links for EBFs”, ASCE, ISSN 0733-9445, pp: 1141-1152,(2011).
- [15] Maalek, Sh., Adibrad, Moslehi, “An Experimental Investigation of the Behaviour of EBFs”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, pp: 1-20,(2011).
- [16] Ohsaki, M., Nakajima, T., “Optimization of Link Member of Eccentrically Braced Frames for Maximum Energy Dissipation”, Journal of Construction Steel Research, pp:38-44,(2012).
- [17] Montouri, R., Nastri, E., Piliso, V., “Seismic Response of EB-Frames with Inverted Y-Scheme: TPMC Versus Eurocode Provisions”, Earthquake and Structures, Techno Press, Vol. 8, Issue 5, PP: 1191-1214,(2015).
- [18] Lee Zheng, S., “Elasto-Plastic Story Shear Distribution of Y-Type High Strength Steel Composite Eccentrically Braced Frame”, Eng. Struct., Vol. 223, PP: 321-330, (2017).
- [19] Bozkurt, M., B., Topkaya, C., “Replaceable Links with Direct Braces Attachments for Eccentrically Braced Frames. Earthquake Engineering & Structural Dynamics”, Vol. 46, Issue 13, PP: 2121-2139,(2017).
- [20] Chacon, R., Miramble, E., Vega, A., “Numerical Study on Stainless Steel I-Shaped Links on Eccentrically Braced Frames”, Journal of Constructional Steel Research, August, Vol. 459, PP: 67-80,(2019).
- [21] Fathali. M. A. Hosseini Vaez. S. R. “Optimum Performance-Based Design of Eccentrically Braced Frames. Engineering Structures”, Vol. 202, January, (2020).
- [22] Rezaeian. A.R. Shayanfar. M.A. Jelokhani. P. “The experimental study of eccentrically braced frames with double vertical links”, Journal of Constructional Steel Research, December, Volume 199,(2022).
- [23] Ghadami. A. Pourmoosavi. GH. “Numerical investigation on the flange contribution in the shear strength of short LYP I-shaped links without intermediate stiffeners”, Structures, June, Volume 40, PP: 485-497,(2022).
- [24] ABAQUS. Hibbit, Karlsson, Sorensen, Theory and Command Reference, Ver . 6.16,(2016).
- [25] El-Tawil. S. Mikesell. T. Vidarsson. E. Kunnath. K. “Strength and Ductility of FR Welded-Bolted Connections”, Report No., SAC/BD-98/01, SAC Joint Venture, 1998.