

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مهاربند واگرا بدون اعضا قطری

فرید محمودی صاحبی^۱، علیرضا رهایی^۲، فرزاد حاتمی برق^{۳*}

۱- دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

۲- دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

۳- پژوهشکده سازه و زلزله، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران، hatami@aut.ac.ir

چکیده

سیستم‌های مهاربند واگرا به واسطه شکل‌پذیری قابل قبول و سختی متناسبی که از خود نشان می‌دهند به عنوان یکی از سیستم‌های باربر در برابر بار جانبی در نظر گرفته می‌شوند. علی‌رغم محاسن این نوع سیستم‌ها آنها دارای معایبی نیز می‌باشند که نیاز به بهبود رفتار آنها را ضروری می‌سازد. یکی از این محدودیت‌ها عدم ایجاد فضای معماری کافی به خصوص در دهانه‌های کوتاه است. همین امر باعث استفاده از لینک‌های با طول بلند در دهانه‌های کوتاه می‌شود که از لحاظ عملکردی نسبت به لینک‌های با طول کوتاه جذب انرژی ضعیف‌تری دارند. محدودیت دیگر مهاربندهای واگرا، تعویض هزینه‌زا و زمان‌بر آن‌ها است. ایده استفاده از لینک‌های قابل تعویض می‌تواند زمان و هزینه تعمیر و بازسازی سیستم را کاهش دهد. در این پژوهش ایده حذف المان مورب در مهاربندهای واگرا و افزایش عمق تیر خارج از لینک پیشنهاد می‌شود تا علاوه بر دست‌یابی به سختی متناسب، فضای معماری ارتقا یافته نیز برای طراحان فراهم گردد. همچنین با استفاده از اتصال قابل تعویض لینک به تیر اصلی، امکان تعمیر کم‌هزینه‌تر سازه پس از وقوع حادثه وجود خواهد داشت. در این تحقیق علاوه بر مطالعات آزمایشگاهی، ایده پیش‌گفته با استفاده از مدل‌های عددی نیز مورد بررسی قرار می‌گیرد. در همین راستا، برای یافتن نسبت بین افزایش ابعاد تیر خارج از لینک و سختی قاب، اقدام به مدل‌سازی عددی ۵۷۲ نمونه با افزایش تدریجی ابعاد تیر قاب بدون مهاربند می‌گردد. در نهایت با استفاده از یادگیری ماشین رابطه‌ای بین افزایش ابعاد تیر و افزایش سختی قاب متناظر به منظور ارتقای میزان جذب انرژی و شکل‌پذیری سیستم پیشنهاد می‌گردد.

واژگان کلیدی: مهاربند واگرا، لینک برشی، دهانه کوتاه، مطالعه آزمایشگاهی، مدل‌سازی عددی.

تحقیقات اولیه برای استفاده از مهاربندهای واگرا به عنوان یک سیستم باربر جانبی در دهه ۷۰ میلادی انجام گرفت. این نوع از سیستم‌ها دارای شکل‌پذیری قابل قبول و سختی متناسبی هستند. سختی مهاربندهای واگرا از قاب‌های خمشی و شکل‌پذیری آنها از مهاربندهای هم‌محور بیشتر است. این سیستم‌ها به واسطه شکل‌پذیری و جذب انرژی مناسب و همچنین سختی کافی که از خود برای کنترل جابه‌جایی‌ها نشان می‌دهند، به عنوان یکی از سیستم‌ها در برابر بارهای جانبی محسوب می‌شوند و می‌توان آن‌ها را به عنوان جایگزین مناسبی برای دیگر سیستم‌ها معرفی نماید. در مهاربندهای واگرا لینک ضعیف‌ترین عضو است و در هنگام وقوع بار جانبی همچون زلزله باعث جذب انرژی می‌گردد. تحت اثر بارهای جانبی، لینک در قاب‌های مهاربند واگرا، با توجه به طول آن، دچار یکی از انواع تسلیم برشی، برشی-خمشی و یا خمشی می‌شود و دیگر اعضای این سیستم، شامل تیر، ستون، اعضا مهاربندی و ... در محدوده عملکرد خطی باقی می‌مانند. مهم‌ترین عامل در طراحی چنین سازه‌هایی طول لینک آنها است. لینک با طول کوتاه باعث غلبه رفتار برشی نسبت به رفتار خمشی در لینک مذکور می‌گردد. همان‌طور که بیان شد رفتار لینک در قاب‌های مهاربندی واگرا تحت اثر طول آن‌ها است. مطابق با AISC 341-16 چنانچه طول لینک کمتر از $1.6M_p/V_p$ باشد، رفتار تیر برشی، چنانچه طول تیر بین $1.6M_p/V_p$ و $2.6M_p/V_p$ باشد رفتار تیر به صورت توانان خمشی و برشی و اگر طول لینک بیش از $2.6M_p/V_p$ باشد رفتار لینک به صورت کامل خمشی خواهد بود. به ترتیب به طول لینکی که در محدوده‌های پیش‌گفته قرار بگیرد طول کوتاه، متوسط و بلند گفته می‌شود. در روابط فوق‌الذکر V_p و M_p به ترتیب ظرفیت برشی و خمشی پلاستیک مقطع لینک می‌باشند [9-1].

به صورت گسترده، سختی مهاربندهای واگرا توسط مشخصات لینک کنترل می‌گردد. تحقیقات انگل‌هارت نشان داده است که لینک‌های کوتاه به واسطه رفتار برشی پایدارتر و سختی بیشتر به لینک‌های بلند برتری دارند [10-12]. همچنین لینک‌های برشی ظرفیت چرخش بیشتری را از خود نسبت به لینک‌های خمشی نشان می‌دهند [13] و [14]. لکن جایگذاری مهاربندهای واگرا در دهانه‌های مختلف با توجه به محدودیت‌های معماری صورت می‌گیرد. این محدودیت‌ها ممکن است طراحان را مجبور کند که یک بازشو در دهانه مهاربندی شده مذکور قرار داده و الزاماً طول لینک، تحت الشعاع ابعاد دهانه قرار گیرد. در این مواقع افزایش طول لینک، فضای بیشتری را در اختیار طراح برای جای‌گذاری بازشو مهیا می‌نماید. به عبارت دیگر لینک‌های بلند و متوسط از لحاظ معماری پرکاربردتر از لینک‌های کوتاه هستند [15].

در طول سالیان اخیر فعالیت زیادی برای بهبود رفتار مهاربندهای واگرا صورت گرفته است. به عنوان مثال قبراه و رمدان [16] نشان دادند با افزایش ضخامت بال لینک می‌توان عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای واگرا را ارتقا بخشید. چگینی و محب‌خواه [17] دو روش را برای افزایش ظرفیت چرخش الاستیک لینک‌های بلند با استفاده از سخت‌کننده‌های میانی و همچنین قطری پیشنهاد دادند. همچنین ابراهیم و همکاران [18] ایده استفاده از سخت‌کننده‌های موازی جان را در انتهای لینک پیشنهاد نمودند. همچنین بعضی از محققین ایده استفاده از مقاطع کاهش یافته را در دو انتهای لینک پیشنهاد دادند. نتایج تحلیل عددی برمن و همکاران [19] نشان داد که این روش می‌تواند به طور موثر کرنش پلاستیک بال را در دو انتهای لینک‌های متوسط و بلند کاهش دهد. مطالعات اخیر بر روی مهاربندهای واگرا نشان می‌دهد که لینک برشی می‌تواند باعث ارتقا عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی که دارای مهاربند جانبی هستند، شوند [20].

محدودیت دیگر مهاربندهای واگرا که در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته‌اند، هزینه بالای تعمیر آن‌ها است. اگر چه مهاربندهای واگرا ایمنی جانی مناسبی را در زلزله‌های اخیر از خود نشان دادند، اما نشان دادند که تعمیر آنها غیر اقتصادی و هزینه‌زا است. عدم وجود یک المان قابل تعویض در مهاربندهای واگرای متداول باعث شده است که امکان تعمیر و به‌بهره‌برداری رساندن مجدد آنها به پس از وقوع حادثه

حداقل برسد. لذا وجود یک المان قابل تعویض علاوه بر کاهش هزینه تعمیر این قاب‌ها، ظرفیت تاب آوری این سازه‌ها را افزایش می‌دهد [21] و [22]. توانایی یک سیستم در کاستن احتمال اتفاقات خسارت‌بار، رفع اثرات ناشی از کاهش ناگهانی کارایی و بازیافتن عملکرد در کمترین زمان را تاب‌آوری لرزه‌ای گویند [23] و [24].

در آئین‌نامه‌های فعلی طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی [9] و [25] لینک عضو جدایی ناپذیر از تیر اصلی است. در نتیجه تیر اصلی نه تنها باید برای تسلیم در محدوده لینک طراحی شود بلکه باید برای تحمل نیروی ناشی از کرنش سختی لینک نیز طراحی شود. در نظر گرفتن این جزئیات باعث نیاز بیشتر در تمام اعضا مهاربندهای واگرا می‌شود. در نهایت این موضوع باعث افزایش هزینه‌های ساخت و اجرا می‌گردد. علاوه بر این، با توجه به این موضوع که لینک عضو جدایی ناپذیر تیر اصلی است، امکان تعمیر مجدد سازه و به بهره‌برداری رساندن آن پس از وقوع حادثه بسیار پر هزینه و زمان‌بر خواهد شد [26]. برای حل این مشکل در مهاربندهای واگرا، سیستم مهاربندهای واگرا با استفاده از المان قائم پیشنهاد گردید. در این سیستم، مهاربندهای مورب به وسیله یک پتل برشی به تیر طبقه متصل می‌گردند. تغییر شکل‌های غیرخطی در این پتل متمرکز شده و جذب انرژی از طریق این المان قائم صورت می‌گیرد [27-29]. علاوه بر این، استراتان و دوبینا نیز ایده جایگذاری لینک قابل تعویض در مهاربندهای واگرا را معرفی کردند. در این پیشنهاد، از لینک‌های قابل تعویض به جای لینک‌های متداول در سیستم‌های مهاربندها و اگر استفاده گردید. با انجام این آزمایش در مقیاس کامل، عملی بودن ایده جایگزین‌پذیری لینک‌ها روشن گردید [30-33].

۲ روش و اهداف تحقیق

همانطور که در بخش پیشین بیان شد، علی‌رغم تاب آوری که مهاربندهای واگرا دارا می‌باشند، دارای محدودیت‌هایی نیز هستند که این محدودیت‌ها نیاز به اصلاح و ارتقای رفتار مهاربندهای واگرا را ضروری می‌سازد. مهاربندهای واگرا با لینک کوتاه عملکرد بهتری را نسبت به مهاربندهای واگرا با لینک متوسط و بلند دارند. اما کوتاهی لینک و بالتبع زاویه‌ی المان‌های مورب باعث کاهش فضای خالی جهت جانمایی بازشوها می‌گردد. لذا تعبیه المان‌های مورب در دهانه‌های کوتاه موجب از بین رفتن فضای معماری جهت قراردادن بازشو می‌گردد.

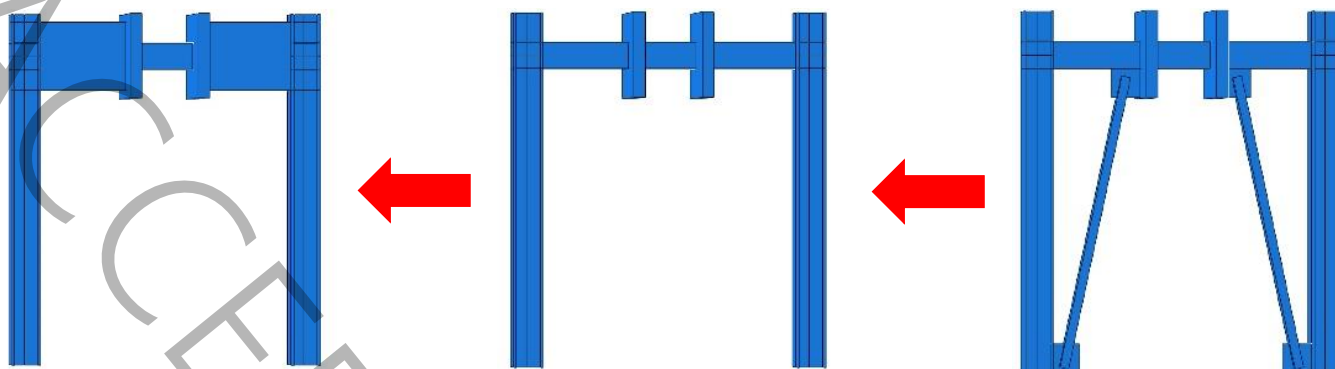
در این مواقع طراحان برای حل این مشکل ایده استفاده از لینک با طول بلندتر را لحاظ می‌کنند. طول بلند لینک موجب کاهش سختی، مقاومت و همچنین جذب انرژی در مهاربندهای واگرا می‌گردد. لذا پیشنهاد یک سیستم باربر جانبی جدید که علاوه بر حفظ سختی مهاربندهای واگرا، دسترسی فضایی مناسب را به طراحان معمار بدهد ضروری به نظر می‌رسد. همان‌طور که بیان شد به طور معمول لینک برشی دارای ظرفیت کمتری نسبت به باقی اعضا مهاربندهای واگرا است تا آنها را از شکست و خرابی محافظت کند. عموماً جذب انرژی در این سازه‌ها از طریق تشکیل مفاصل پلاستیک در لینک‌های برشی به وجود می‌آید. مطالعات گذشته نشان داده است که مهاربندهای واگرا تحت بارهای جانبی همچون زلزله می‌توانند به جذب انرژی مناسب و سختی الاستیک بالایی برسند. اگرچه قاب اصلی تحت بار زلزله عموماً در محدوده خطی باقی می‌ماند، اما تمرکز تغییرشکل‌های پلاستیک در لینک برشی به همراه تغییر شکل‌های باقی‌مانده باعث مشکلاتی برای تعمیر سازه و بهره‌برداری مجدد آن می‌گردد.

هرچند در برخی تحقیقات پیشین مهاربند با لینک‌های قابل تعویض پیشنهاد شده است اما وجود المان‌های مورب باعث مشکل در تعویض این لینک‌ها شده است. طراحی مهاربندهای واگرا با لینک‌های قابل تعویض این محدودیت را کمتر نموده و باعث بهینه شدن طراحی با جدا کردن لینک از تیر اصلی می‌گردد. استفاده از لینک‌های قابل تعویض، انعطاف بیشتری را در اختیار معماران قرار می‌دهد تا بدون تغییر در مشخصات تیر اصلی، از ظرفیت تسلیم لینک برشی با مقطع متفاوت استفاده کنند. با این روش از آنجایی که تغییرشکل‌های غیرخطی صرفاً در لینک متمرکز

می‌گردد، می‌توان لینک آسیب‌دیده را پس از وقوع حادثه با لینک جدید تعویض نمود که این موضوع به خوبی زمان تعمیر سازه را کاهش و هزینه‌های آن را نیز کم می‌کند.

با توجه موارد پیش‌گفته، ایده تقویت تیرهای بیرونی و حذف المان‌های مورب می‌تواند جایگزین مناسبی برای مهاربندهای واگرای متداول باشد. شایان ذکر است ایده استفاده از لینک برشی در قاب‌های خمشی توسط نویسندگان [34] و [35] پیش از این به صورت آزمایشگاهی انجام شده است. در ایده استفاده از لینک برشی در قاب خمشی، علاوه بر لینک برشی، دو انتهای تیر نیز دچار تسلیم می‌شوند که در پژوهش پیش‌رو مدنظر نبوده است.

در راستای ارتقای عملکرد مهاربندهای واگرا در پژوهش پیش‌رو با در نظر گرفتن محدودیت‌های مهاربندهای واگرا اقدام به معرفی یک سیستم مشابه می‌گردد که بتواند سختی مشابه با سختی مهاربندهای واگرا را در دهانه‌های کوتاه ایفا کند، اما محدودیت‌های معماری این سازه‌ها را نداشته باشد. علاوه بر این موضوع سعی می‌شود با در نظر گرفتن لینک قابل تعویض، امکان به بهره‌برداری رساندن مجدد سازه پس از وقوع بار جانبی همچون وقوع بار جانبی همچون زلزله افزایش و به نوعی تاب‌آوری ارتقا یابد. برای این منظور با حذف المان‌های مورب مهاربندهای واگرا و افزایش ارتفاع تیرهای خارج از محدوده لینک اقدام به حفظ سختی حداقل مورد انتظار به همراه بهبود عملکرد و تاب‌آوری کلی قاب می‌گردد. همچنین با تعبیه اتصالات صفحه انتهایی که لینک را به تیر اصلی متصل می‌کنند امکان تعمیر مجدد و سریع سازه پس از حادثه فراهم می‌گردد. دلیل اصلی تعبیه مهاربند در قاب‌ها، ایجاد سختی مضاعف برای قاب است، حال آنکه در دهانه‌های کوتاه به علت شیب زیاد مهاربند، سختی اضافه شده به قاب چندان زیاد نخواهد بود. از طرفی افزایش ارتفاع تیرها باعث افزایش سختی آن‌ها و به تبع آن افزایش سختی قاب خواهد شد. در واقع افزایش عمق تیر می‌تواند جبران‌کننده کاهش سختی ناشی از حذف مهاربندها گردد. برای صحت سنجی کارایی این ایده در ابتدا دو قاب با لینک برشی کوتاه به صورت آزمایشگاهی تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفت. پس از آن با استفاده از مطالعات عددی مقدار افزایش ابعاد تیر اصلی جهت همانند سازی سختی مهاربند واگرا به صورت عددی به دست آمد. در این پژوهش با استفاده الگوریتم یادگیری ماشین و با تولید ۵۷۲ مدل عددی، اقدام به تولید رابطه‌ای بین سختی مهاربند واگرا بدون المان مورب و همین سیستم با افزایش ابعاد تیر شد. روند حذف و افزایش ابعاد تیر در سیستم‌های مهاربند واگرا همانند شکل ۱ است. در این روند ابتدا مهاربندها از قاب حذف و پس از آن ابعاد تیر افزایش می‌یابد تا بخشی از سختی کاهش یافته را جبران کند. در واقع این مقاله ایده جایگزینی قاب با لینک برشی با قاب مهاربندی را پیشنهاد می‌کند به این ترتیب که در زمان‌هایی که امکان استفاده از قاب مهاربندی به علت فضای معماری و ... وجود ندارد مهاربندها حذف و کاهش سختی آنها از طریق افزایش ابعاد تیر خارج از لینک جبران گردد.



شکل ۱: روند حذف مهاربندها و افزایش عمق تیر خارج از لینک.

Fig1. The shear link frame system.

۳ طراحی

همانطور که بیان شد در راستای بهبود عملکرد مهاربندهای واگرا در مطالعه حاضر ایده حذف المان مورب و افزایش عمق و ضخامت تیر خارج از لینک مورد بررسی واقع می‌شود. با این رویکرد می‌توان سختی مهاربندهای واگرا در دهانه‌های کوتاه را تا مقدار مورد نیاز حفظ نمود و علاوه بر آن محدودیت معماری مهاربندهای واگرا را نیز کمتر نمود. همچنین با تعبیه اتصالات صفحه انتهایی که لینک را به تیر اصلی متصل می‌کنند امکان تعمیر مجدد و سریع سازه را پس از وقوع حادثه فراهم نمود.

یکی از مهم‌ترین بخش‌های طراحی سیستم مهاربند واگرا، طراحی لینک برشی است. طراحی لینک در این مطالعه دقیقاً مشابه با طراحی لینک برشی در مهاربندهای واگرا است. در واقع سعی بر این است که با تعبیه یک فیوز برشی در میانه تیر بخش عمده خرابی‌های قاب را به فیوز مذکور منتقل نماید. با توجه به اهمیت لینک قابل تعویض، استفاده از اتصالی با چنین کارایی جهت بهبود عملکرد سازه ضروری به نظر می‌رسد. با استفاده از اتصال صفحه انتهایی می‌توان پس از تسلیم و یا خرابی لینک، با تعویض آن، سازه را به بهره‌برداری مجدد رساند. در واقع با به‌کارگیری اتصال صفحه انتهایی و تضعیف قسمتی از تیر، می‌توان به هدف تشکیل یک فیوز برشی در قاب دست یافت.

برای طراحی تیر خارج از لینک فرض می‌شود تسلیم کاملاً در لینک برشی متمرکز گردد و سایر بخش‌های تیر کاملاً سالم بماند. طبق این فرض مقاومت طراحی تیر خارج از لینک V_{pb} به وسیله معادله شماره ۱ مشخص می‌شود، بر این اساس که تمام تغییرمکان غیرخطی به جای دو طرف تیر در لینک متمرکز می‌شود. در واقع V_{pb} برابر است با نیروی برشی که در اثر تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر ایجاد می‌شود:

$$V_L / \phi_{pb} \quad (1)$$

$$V_{pb} = \frac{2M_{pb}}{L} \quad (2)$$

که در این معادله V_L برابر با ظرفیت برشی لینک، L طول لینک و M_{pb} ظرفیت خمشی تیر است [36]. همچنین برای طراحی ستون‌ها و باقی اعضا مطابق با نحوه طراحی قاب‌های مهاربند واگرا عمل می‌شود که در ادامه به تفصیل اشاره خواهد شد. شایان ذکر است همانطور که پیش از

این ذکر شد در طراحی قاب با لینک برشی جذب انرژی صرفاً از طریق لینک صورت می‌گیرد لذا علاوه بر رعایت رابطه‌های پیش گفته باید در نظر داشت که ضابطه تیر ضعیف ستون قوی نیز در طراحی این قاب باید رعایت گردد.

جهت بررسی ایده حذف مهاربند و همچنین تقویت تیر خارج از لینک در این پژوهش دو نمونه آزمایشگاهی ساخته و آزمایش گردیدند. این قاب‌ها با نسبت یک به سو برای قاب اصلی با ارتفاع $3/6$ متر و همچنین دهانه $3/3$ متر؛ ساخته شدند. دلیل انتخاب این نسبت محدودیتهای آزمایشگاهی می‌باشد. این امر منتج به ارتفاع $1/2$ متری ستون و $1/1$ متری تیر برای هر یک از دو قاب می‌شود. شایان ذکر است با توجه به اینکه بارگذاری از نوع استاتیکی است، نتایج برای نمونه‌ها در مقیاس کامل نیز معتبر است [۳۷]. همچنین به جهت کاهش مقدار نیروی محوری در تیرها و کاهش ارتفاع نمونه، تنها قسمت فوقانی و تحتانی ستون‌ها تا آنجایی که در آن ممان برابر صفر است ساخته شد [۳۸]، که مقداری برابر $1/2$ متر می‌باشد.

با توجه به محدودیت آزمایشگاهی، طول خالص تیر برابر با $0/8$ متر به دست آمد. تیر خارج از لینک و همچنین ستون بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ای طراحی می‌گردند. مقاطع به دست آمده در جدول ۱ ذکر شده‌اند. طول لینک هر دو قاب کوتاه و برابر $0/2$ متر است.

جدول ۱: مشخصات مقاطع نمونه آزمایشگاهی (ابعاد به میلی‌متر می‌باشند).

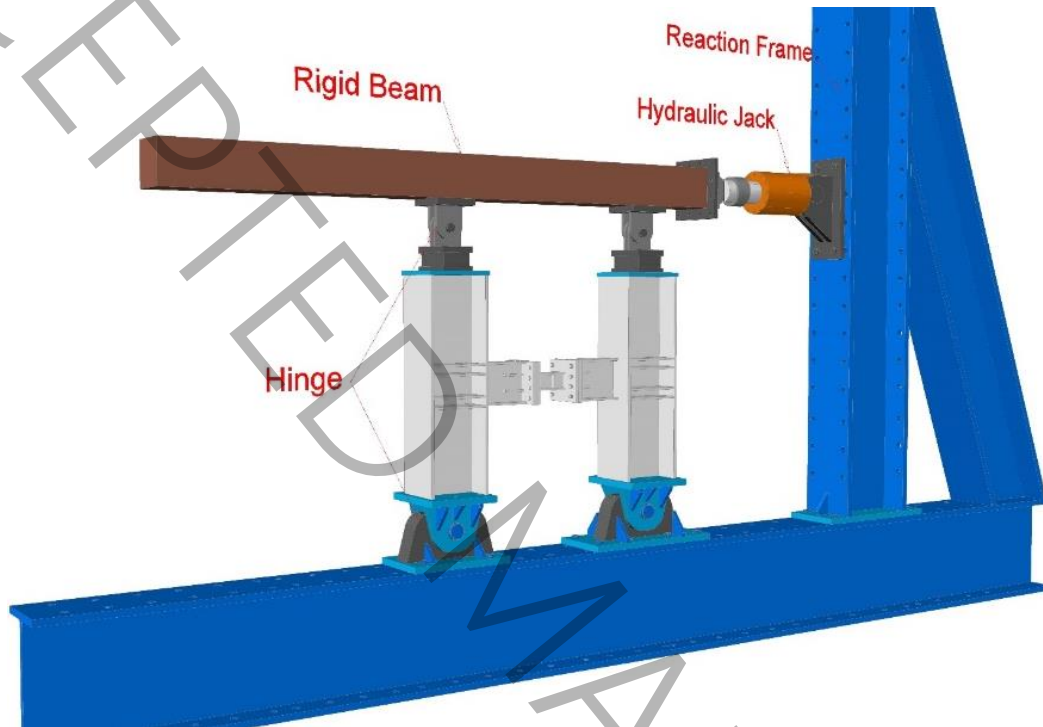
Table 1: Specifications of laboratory test samples.

	h	b	t_w	t_f
لینک اول	۸۴	۵۰	۵	۱۰
لینک دوم	۷۶	۸۰	۷	۸
تیر	۲۰۰	۱۰۰	۶	۱۰
ستون	۳۰۰	۲۵۰	۱۰	۱۵

جهت عدم کمناش موضعی، فشردگی لرزه‌ای مقاطع بررسی گردید. همچنین یک اتصال صفحه انتهایی مطابق فصل ششم آیین‌نامه ۳۵۸-۱۰ ANSI/AISC [۳۹] طراحی و استفاده می‌شود تا تمام ظرفیت مقطع لینک را به تیر خارجی منتقل نماید. سخت‌کننده‌های مثلی هم‌تراز با بال‌های فوقانی و تحتانی لینک استفاده شده‌اند تا نیروی فشار و کشش ایجاد شده در بال‌های لینک را به تیر بیرونی توزیع نمایند. همچنین این سخت‌کننده‌ها جان تیر خارجی را سخت نموده تا از خمیدگی موضعی آن در برابر نیروی بال لینک جلوگیری نمایند. علاوه بر این، این سخت‌کننده‌ها تمرکز تنش را که امکان دارد در محل اتصال بین بال تیر و صفحات انتهایی به وجود بیاید را کاهش می‌دهند. در نتیجه امکان به وجود آمدن برش قالبی تحت اثر نیروی محوری بال لینک در جان تیر به طور کامل از بین می‌رود. شایان ذکر است که ضخامت این سخت‌کننده‌ها برابر با بال لینک، 10 میلی‌متر، است. جهت اطمینان از عملکرد مطلوب چشمه اتصال، دو ورق پیوستگی با ضخامت 10 میلی‌متر، عمود بر جان ستون در سطح بالا و پایین تیرها به کار گرفته شده است. همچنین جهت تقویت جان ستون در محل چشمه اتصال، ورق‌های مضاعف با همین ضخامت به جان چشمه اتصال متصل گردیده است.

۴ فرآیند انجام آزمایش

آزمایش‌های مرتبط با این پژوهش در آزمایشگاه کف قوی انجام می‌گیرد. همانطور که مشخص است سازه جهت اعمال بار در میان قاب‌های قوی قرار می‌گیرد. برای اعمال نیرو از جک هیدرولیکی استفاده می‌گردد که به قاب قوی متصل شده است. همان‌طور که در بخش‌های قبلی بیان شد، این پروژه متشکل از دو آزمایش بر روی دو قاب با لینک برشی است. این دو قاب صرفاً در طول و مشخصات لینک با یکدیگر متفاوت هستند. شکل ۲ نمای کلی از نحوه استقرار نمونه‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۲: نمای کلی از نحوه استقرار نمونه‌ها.

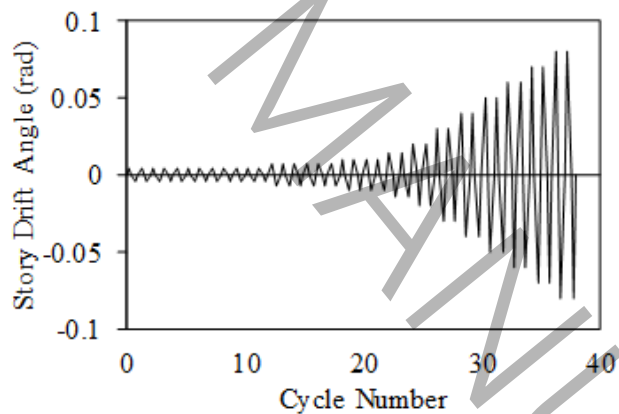
Fig2. Test setup.

ستون‌های نمونه مورد آزمایش نمایانگر نیمه بالایی و پایینی ستون از محل ممان صفر در یک قاب واقعی هستند، بنابراین به منظور ایجاد لنگر صفر در پایین و بالای هر ستون از مفصل استفاده شده است. همچنین برای کاهش نیروی محوری در تیرها، از یک تیر قوی استفاده شده است که از بالا به مفاصل ستون‌ها متصل شده است و نیرو را تقریباً به صورت یکنواخت بین تیرها توزیع می‌کند. ایده استفاده از تیر صلب برای انتقال نیرو پیش از این نیز توسط برمن و همکاران استفاده شده است [38].

جهت مشخص شدن زمان و مکان ایجاد تسلیم در نمونه‌ها اقدام به رنگ کردن آن‌ها با محلول آب و آهک می‌شود. هنگامی که در فولاد کرنش پلاستیک به وجود می‌آید، آهک پورته پورته و جدا می‌شود. از این رو می‌توان پدیدگی آهک را معیار خوبی برای تعیین محل تغییر رفتار نمونه و احیاناً ورود آن به مرحله غیرخطی در نظر گرفت.

پس از انجام آزمایش، جهت تخمین مشخصات مصالح بر روی نمونه‌ها آزمایش کشش انجام می‌گیرد. بر این اساس که از مناطقی از تیر که هنوز دچار تسلیم نشده و خطی باقی مانده‌اند قطعاتی با اندازه مشخص انتخاب می‌گردد. بر روی این قطعات آزمایش کشش انجام می‌گیرد که مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی فولاد به ترتیب ۴۰۲ و ۵۱۱ مگاپاسکال به دست آمده است.

در آیین‌نامه [9] ANSI/AISC 341-10 پروتکل بارگذاری برای اتصال تیر به ستون پیشنهاد شده است که از همان پروتکل در این آزمایش‌ها نیز استفاده گردیده است. طبق این آیین‌نامه ۶ چرخه اولیه این پروتکل دامنه 0.0375 رادیان را شامل می‌شود و در ادامه ۶ چرخه با دامنه 0.05 رادیان، ۶ چرخه با دامنه 0.075 رادیان، ۴ چرخه با دامنه 0.1 رادیان و متعاقباً چرخه‌های بعدی با 0.15 ، 0.2 ، 0.3 رادیان و ... ادامه می‌یابد. این پروتکل در شکل ۳ نشان داده شده است.

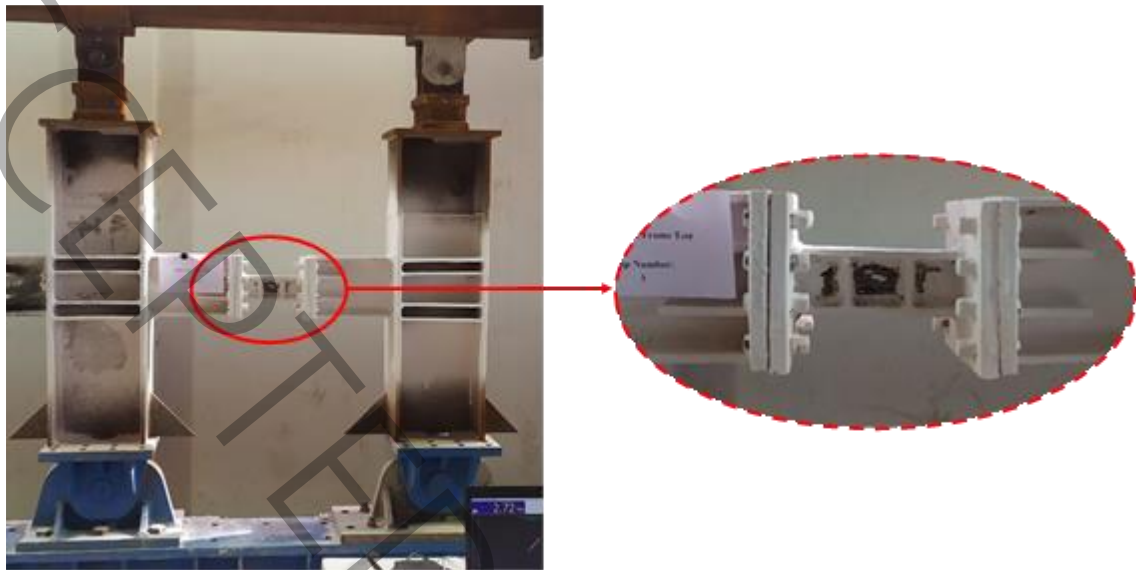


شکل ۳: پروتکل بارگذاری.
Fig 3: Loading protocol.

۵ نتایج آزمایش

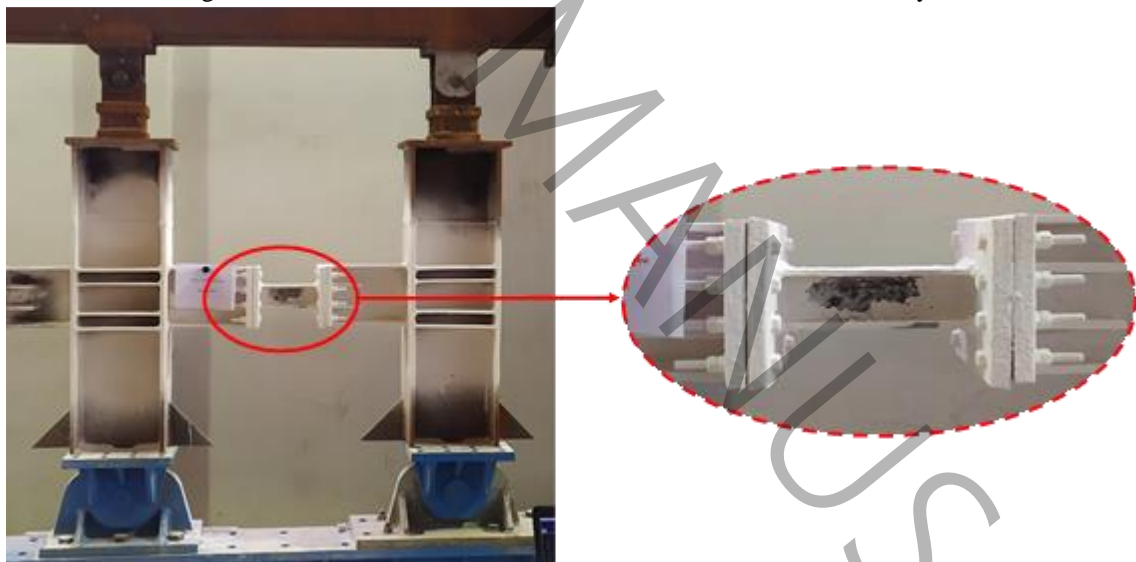
در این قسمت نتایج آزمایش بر روی دو قاب با لینک برشی ارائه خواهد شد. برای مقایسه‌ی بهتر، نتایج وضعیت دو قاب پس از بارگذاری به ترتیب ارائه خواهد شد. همانطور که بیان شد هدف از آزمایش دوم بررسی امکان تعویض‌پذیری لینک پس از آسیب است. مطابق با شکل ۴ و شکل ۵، در قاب اول در نسبت جابجایی 0.075 آهک‌های جان لینک دچار پدیدگی می‌شود و این اتفاق در قاب دوم در نسبت جابجایی 0.35 رخ می‌دهد. این اتفاق بیانگر آن است که تسلیم در ابتدا تنها در لینک برشی اتفاق می‌افتد. این امر دقیقاً مطابق با مبانی طراحی قاب با لینک برشی مینی بر ورود لینک به مرحله غیرخطی است. این دو شکل به ترتیب نشان‌دهنده ورود لینک اول و دوم به مرحله غیرخطی و در گام سوم و اول

می‌باشند. دلیل ورود زودتر لینک دوم به مرحله غیرخطی عدم استفاده از سخت کننده در آن است حال آنکه ابعاد جان لینک دوم از لینک اول بزرگتر است.



شکل ۴: وضعیت قاب با لینک برشی اول در چرخه سوم.

Fig 4: The condition of the frame with the first shear link in the 3rd cycle.

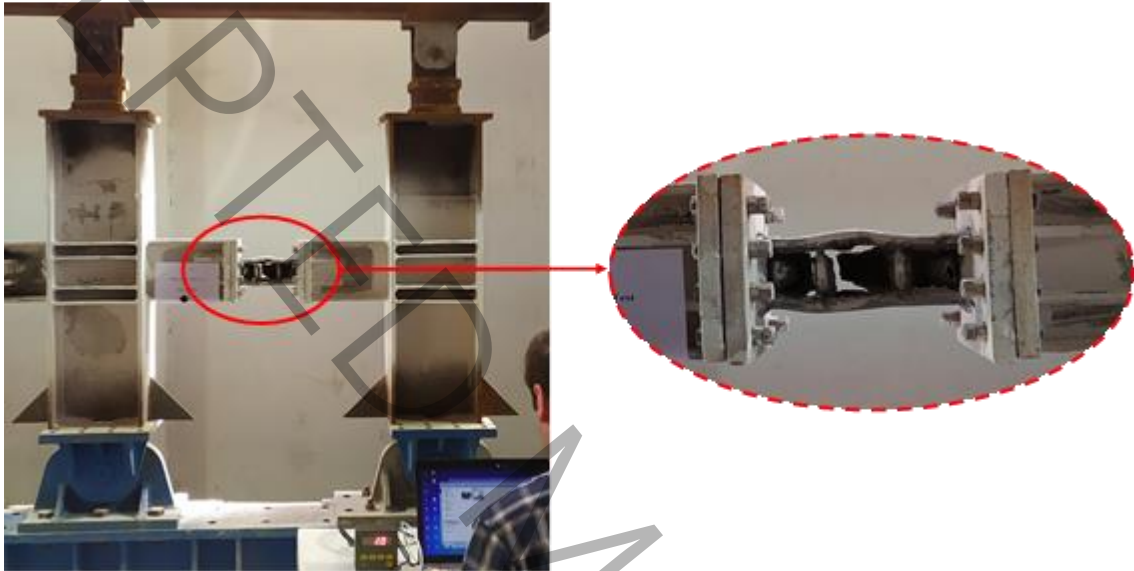


شکل ۵: وضعیت قاب با لینک برشی دوم در چرخه اول.

Fig 5: The condition of the frame with the second shear link in the 1st cycle.

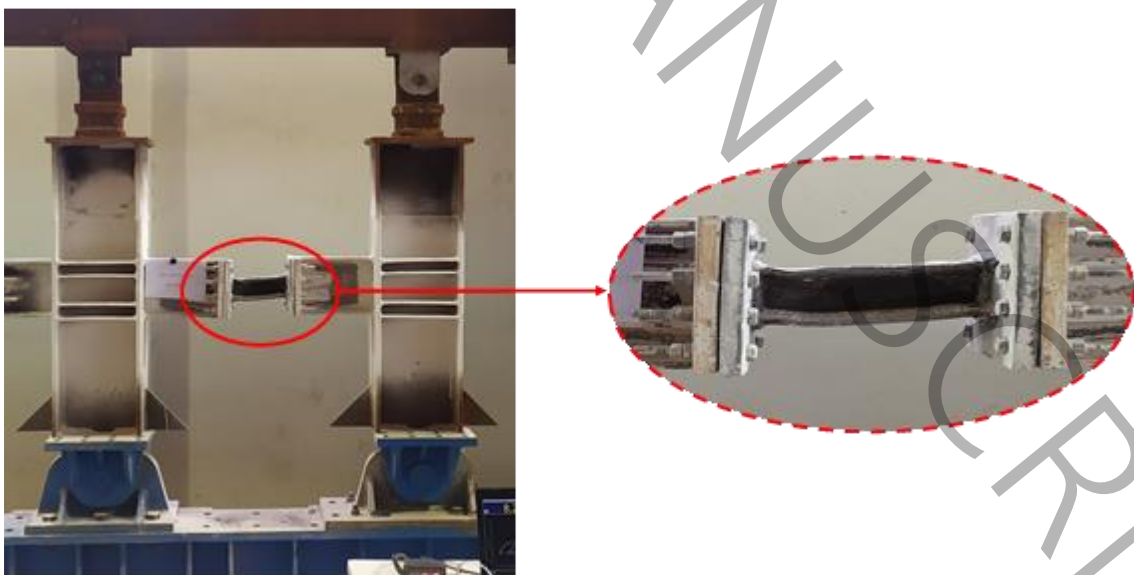
با افزایش بارگذاری لینک به تدریج در تمام طول خود دچار تسلیم می‌شود. تا این مرحله باقی مقاطع همچنان وارد مرحله غیرخطی نمی‌شوند و همان‌طور که در اشکال فوق‌الذکر مشخص است، آهک‌های روی این مقاطع دچار پدیدگی نشده است. در واقع رفتار غیرخطی صرفاً در لینک متمرکز شده است و باقی اعضا سازه از جمله مقاطع تیر، خلی مانده‌اند. اما با توجه به اینکه لینک قاب اول تقریباً به صورت کامل تسلیم

شده است در گام هشتم دچار پارگی می‌شود و سازه به شکست می‌رسد. شکل ۶ وضعیت لینک برشی و تغییر شکل قاب اول را در نسبت جابجایی ۴٪ نشان می‌دهد. در این نقطه افت مقاومت ۲۰٪ سازه بر اثر تسلیم کامل جان لینک رخ می‌دهد. شکل ۷ نیز وضعیت لینک برشی دوم و قاب دوم را در جابجایی ۵ درصد نشان می‌دهد. با توجه به اینکه لینک تقریباً به صورت کامل تسلیم شده است در گام نهم دچار پارگی شده و سازه به شکست می‌رسد. در این نقطه افت مقاومت سازه بر اثر تسلیم کامل جان مقطع لینک رخ می‌دهد. دلیل افزایش مقاومت قاب دوم نسبت به قاب اول به دلیل افزایش ابعاد جان لینک دوم است.



شکل ۶: وضعیت قاب با لینک برشی اول در چرخه هشتم.

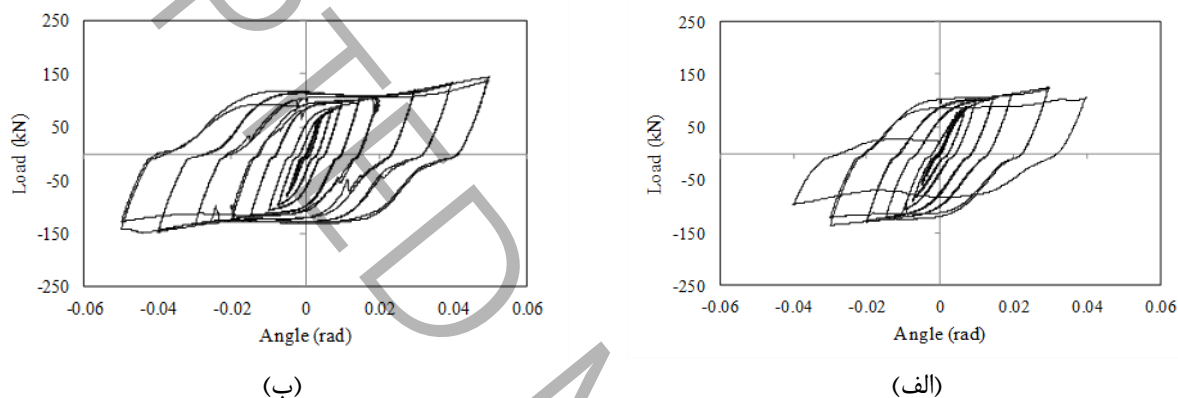
Fig 6: The condition of the frame with the first shear link in the 8th cycle.



شکل ۷: وضعیت قاب با لینک برشی دوم در چرخه نهم.

Fig 7: The condition of the frame with the second shear link in the 9th cycle.

شکل ۸ الف و ب به ترتیب نشانگر نمودار بار-نسبت جابجایی در سیستم قاب اول و دوم است. همانطور که در این شکل مشخص است قاب دوم نمودار چرخه‌ای پایداری را از خود نشان می‌دهد. مطابق با این اشکال در این سیستم‌ها کاهش سختی مشاهده نمی‌شود. شایان ذکر است سختی قاب اول و دوم به ترتیب برابر با ۹/۹۴ و ۱۱/۳۸ کیلونیوتن بر میلی‌متر تخمین زده شده است. البته دلیل افزایش سختی در لینک برشی دوم به علت افزایش جان این لینک نسبت به لینک برشی اول است. همچنین این افزایش باعث پایداری شدن منحنی جذب انرژی قاب دوم گردیده است که نتایج آن در شکل ۸ دیده می‌شود.



شکل ۸: نمودار چرخه‌ای سیستم‌ها با لینک برشی (الف) اول و (ب) دوم.

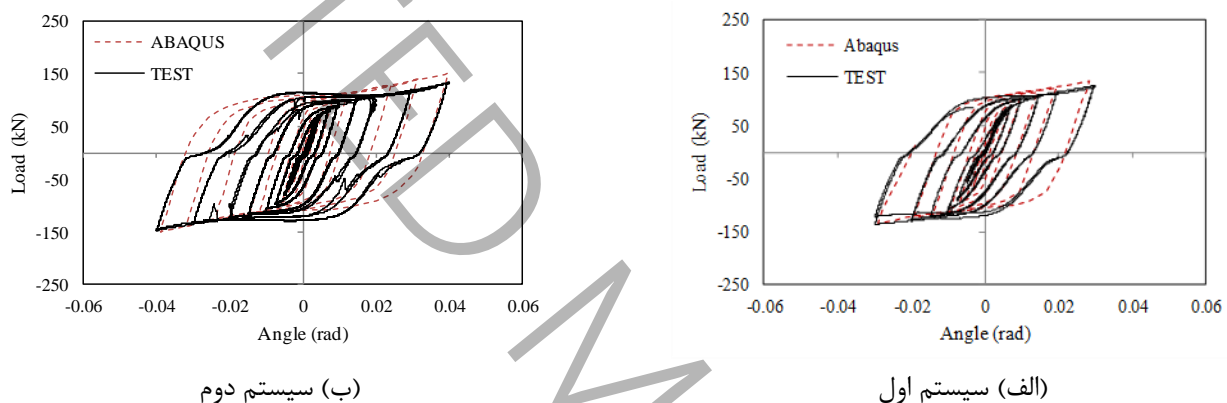
Fig 8: The cyclic diagram of systems.

۶ تحلیل عددی

در این پژوهش از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس [40] جهت مطالعات عددی و مدل‌سازی غیرخطی استفاده می‌گردد. فولاد با مقاومت تسلیم ۴۰۲ مگاپاسکال برای تیرها، ستون‌ها، لینک‌ها، سخت‌کننده‌ها، ورق‌های پیوستگی و صفحات انتهایی استفاده می‌شود. مدل‌ها با تعریف کردن عیوبی برای سازه قادر به پیش‌بینی کاهش مقاومت که نتیجه‌ای از تسلیم سخت‌کننده‌ها، جان‌ها و بال‌ها است، می‌باشند. جهت در نظر گرفتن تاثیرات ضخامت صفحات انتهایی، در مدل‌سازی آن‌ها از المان‌های هشت‌گره‌ای جامد پیوسته (C3D8R) استفاده می‌شود. سایر اعضا با المان‌های ایزوپارامتریک پوسته‌ای چهارگره‌ای (S4R) ساخته می‌شوند. المان‌های پوسته‌ای قادر به در نظر گرفتن تاثیرات کمانش موضعی هستند. جزئیات ورق‌های مضاعف، سخت‌کننده‌ها و ورق‌های پیوستگی در مدل‌سازی در نظر گرفته نمی‌شود و همچنین پیچ‌ها و جوش‌ها به صورت دقیق مدل‌سازی نمی‌شوند. لازم به ذکر است جهت بهبود نتایج و بالابردن دقت به خصوص در مکان‌های اتصال آنالیز مش انجام می‌گیرد. برای به دست آوردن عدد اندازه مش، اندازه مش‌های ۲۵، ۲۰، ۱۵، ۱۰ و ۵ میلی‌متر در نظر گرفته شد. بر همین اساس و با توجه به همگرایی نتایج و همچنین بالابردن زمان محاسبات اندازه مش برابر با ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

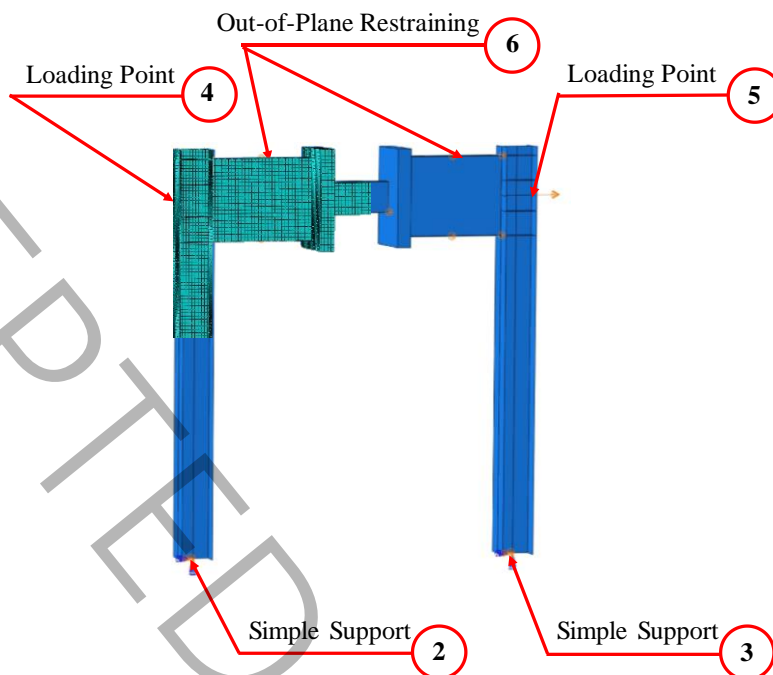
برای مدل‌کردن پلاستیسته نمونه‌ها از معیار گسیختگی ون میسز و قوانین آن استفاده می‌گردد. همچنین برای مدل‌کردن سخت‌شدگی از کرنش‌سختی ایزوتروپیک استفاده می‌گردد. نمودار تنش-کرنش با توجه به تست کششی که بر روی اعضا صورت گرفته و همچنین مقاله‌ی کافمن و همکاران [41] پیش‌بینی می‌گردد. ضریب پواسون برابر با ۰/۳ و مدول الاستیسته نیز برابر با ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته می‌شود. جهت

ساده نمودن تحلیل عددی، بار و شرایط مرزی با اندکی تغییرات نسبت به آزمایش اعمال می‌شوند. به عنوان مثال تیر قوی که در آزمایشگاه، به آن نیرو وارد می‌شود حذف گردیده و نیرو به قسمت فوقانی ستون‌ها وارد می‌گردد. همچنین مفاصل بالا و پایین ستون‌ها مدل‌سازی نمی‌شوند، بلکه به اندازه ارتفاع آن‌ها ستون با مشخصات ستون اصلی مدل‌سازی می‌شود. همچنین هندسه غیرخطی در نرم افزار اباکوس فعال شده است تا تاثیرات جابجایی‌های بزرگ اعمال گردد. به این ترتیب تسلیم موضعی در نظر گرفته خواهد شد و رفتار پساکمانشی اجزا شبیه‌سازی می‌شوند. جهت صحت سنجی تحلیل عددی با نمونه آزمایشگاهی، قاب‌ها در نرم‌افزار اباکوس مدل گردیدند. جهت مقایسه بهتر رفتار چرخه‌ای به دست آمده از نمونه آزمایشگاهی و روش عددی، هر دو منحنی در یک نمودار ترسیم می‌شوند. شکل ۹ نشان دهنده مقایسه منحنی‌های جذب انرژی قاب‌ها با لینک برشی در دو حالت عددی و آزمایشگاهی است. همانطور که در این شکل مشخص است، مشابهت خوبی در رفتار مدل عددی و آزمایشگاهی وجود دارد. شایان ذکر است درصد خطای تحلیل عددی نسبت به کار آزمایشگاهی در حداکثر مقاومت به ترتیب برای سیستم اول و سیستم دوم ۶ و ۴ درصد است. همچنین این خطا برای سختی اولیه نیز به ترتیب ۱۱ و ۱۰ درصد می‌باشد.



شکل ۹: صحت سنجی مدل عددی و آزمایشگاهی.
Fig 9: Verification of experimental model.

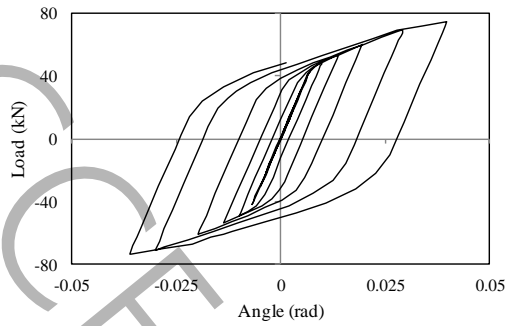
برای بررسی تأثیر حذف مهاربند بر سختی قاب‌های مهاربند و اگر، قاب‌هایی با طول لینک کوتاه طراحی و مدل‌سازی شدند. ابعاد تیرها برای به دست آوردن یک رابطه عددی بین سختی سیستم و ابعاد تیر قبل و بعد از حذف مهاربند مورب تغییر یافت. همچنین برای اطمینان از مقایسه منصفانه، از ستون‌ها و صفحات انتهایی یکسان در تمام قاب‌ها استفاده شد. این قاب‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیکی با تکیه‌گاه‌های مفصلی در پایین ستون‌ها قرار می‌گیرند. برای جلوگیری از جابجایی خارج از صفحه نمونه‌ها، تیرها در صفحه‌های بالا و پایین در جهت عمود بر صفحه بار جانبی محدود می‌شوند. علاوه بر این، بارگذاری به بال‌های بیرونی ستون‌ها در وسط دهانه تیرها اعمال می‌شود، همانطور که در شکل ۱۰ نشان داده شده است. شایان ذکر است تمام فرضیاتی که برای قسمت صحت سنجی در نظر گرفته شده بود، در این قسمت نیز مدنظر قرار گرفت. به عنوان مثال اعضا با المان‌های ایزوپارامتیک پوسته‌ای چهار گره‌ای ساخته می‌شوند و جهت در نظر گرفتن تاثیرات ضخامت صفحات انتهایی، در مدل‌سازی آن‌ها از المان‌های هشت گره‌ای جامد پیوسته استفاده می‌شود. همانند قسمت صحت سنجی مدول الاستیسته برابر با ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون برابر با ۰/۳ در نظر گرفته می‌شود. همچنین اندازه مش‌بندی در مدل‌های عددی برابر با ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود که علاوه بر دقت بالا، زمان محاسبات را نیز کاهش می‌دهد. اندازه این مش‌بندی در قسمت سمت چپ قاب مدل عددی شکل ۱۰ مشخص است.



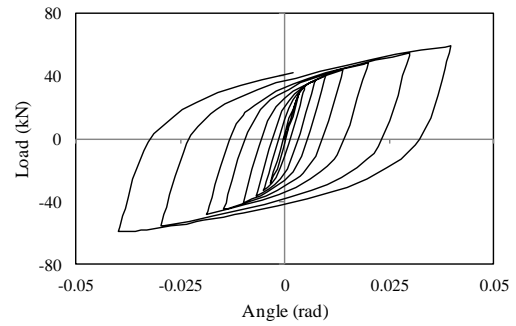
شکل ۱۰: شرایط مرزی قاب‌ها در مدل عددی.

Fig 10: Boundary conditions.

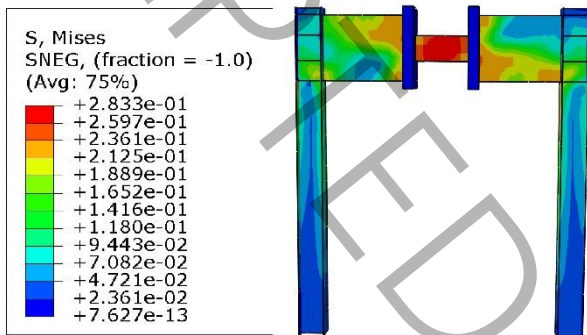
در این فرآیند، همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، ابتدا مهاربندها از قاب برداشته می‌شوند و سپس ابعاد تیر برای جبران کاهش سختی افزایش می‌یابد. در نمونه‌های تولید شده حذف اولیه مهاربندها منجر به کاهش شدید سختی سیستم می‌شود. در واقع، سختی سیستم بدون مهاربند تقریباً ۳۰ درصد از سازه با مهاربند است. با این حال، با افزایش ابعاد تیر، سختی قاب نیز افزایش می‌یابد. به عنوان مثال، زمانی که عمق تیر تقریباً $2/5$ برابر حالت اولیه باشد، سختی قاب بدون مهاربند به ۷۲ درصد قاب با مهاربند می‌رسد. برای نمونه، نمودار چرخه‌ای سیستم با مهاربند و سیستم بدون مهاربند و با افزایش $2/5$ برابری ارتفاع تیر در شکل ۱۱ نشان داده شده است. سختی این سیستم‌ها به ترتیب $7/80$ و $5/62$ کیلونیوتن بر میلی‌متر می‌باشد. همچنین برای مقایسه‌ی بهتر این دو قاب تنش (بر اساس معیار ون میسز) و همچنین کرنش معادل تجمعی این دو قاب در یک جابجایی یکسان در شکل ۱۱ نشان داده شده است. همانطور که از نمودار سمت چپ این اشکال مشخص است، مقدار تنش و کرنش به ترتیب ۲۲ و ۲۷ درصد در سیستم مهاربند و اگر بیشتر از سیستم قاب با لینک برشی است. البته باید توجه داشت که قاب با لینکهای برشی امکان جذب تنش و کرنش متفاوتی را دارند و این قاب صرفاً یک نمونه با افزایش $2/5$ برابری ارتفاع تیر است.



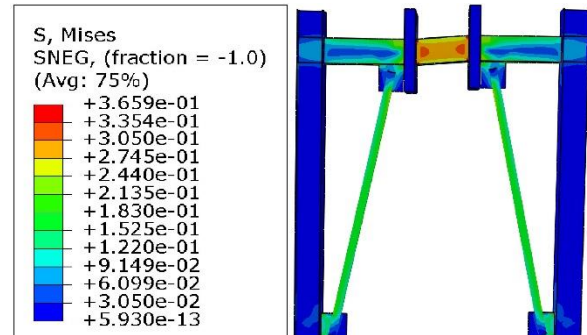
(ب) نمودار چرخه‌ای قاب بدون مهاربند



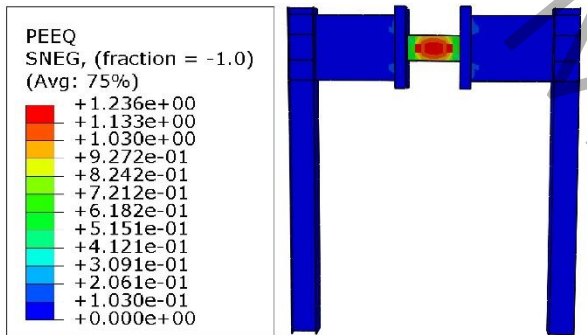
(الف) نمودار چرخه‌ای قاب با مهاربند



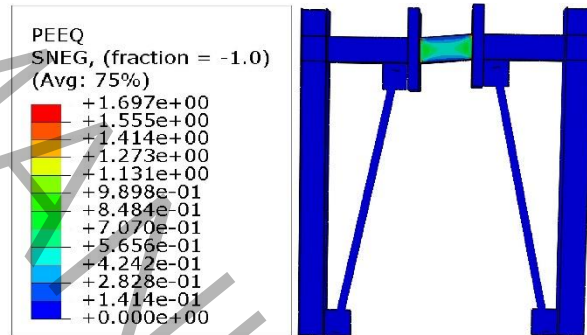
(د) تنش قاب بدون مهاربند



(ج) تنش قاب با مهاربند



(و) کرنش قاب بدون مهاربند



(ه) کرنش قاب با مهاربند

شکل ۱۱: مقایسه قاب با مهاربند و قاب بدون مهاربند و افزایش ابعاد تیر.

Fig 11: Comparison of structure with bracing and frame without bracing and increase in beam dimensions.

پس از تأیید صحت روش پیشنهادی، مطالعات پارامتری برای ارزیابی تأثیر ابعاد تیر بر سختی انجام می‌شود. در مجموع ۵۷۲ مدل با ضخامت های بال متفاوت (۶-۱۱ میلی متر)، عمق جان (۴-۹ میلی متر)، عرض بال (۶۰-۹۰ میلی متر) و ارتفاع تیر (۹۴-۲۴۴ میلی متر) ساخته شده اند. خواص مقطعی سیستم در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۲: مشخصات مقاطع.

Table 2: Cross-sectional specifications.

	h (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)
Link	94	60	6	4
Beam	94-244	60-90	6-11	4-9
Column	100	100	15	25

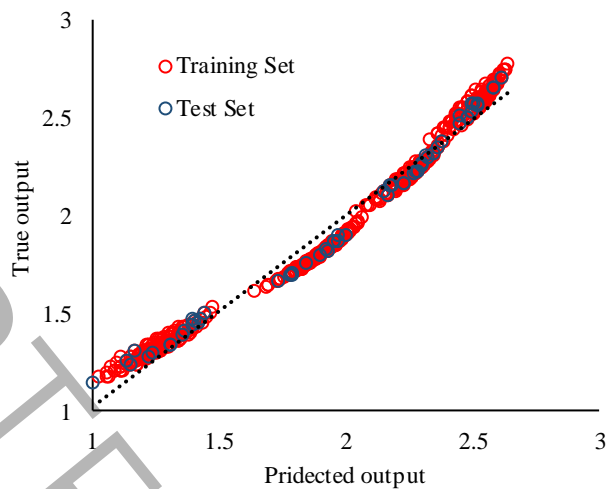
پس از تحلیل مدل‌های پیش‌گفته الگوریتم‌های یادگیری ماشین روی داده‌ها اعمال می‌شوند تا یک فرمول ساده برای پیش‌بینی سختی قاب تولید گردد. در واقع، این مقاله یک رویکرد یادگیری ماشین برای پیش‌بینی سختی قاب‌ها با لینک‌های برشی نسبت به قاب مهاربندی متناظر ارائه می‌کند. در این پژوهش نرم‌افزار Python 3.8 برای مدل‌سازی و آموزش الگوریتم‌های یادگیری ماشین استفاده می‌شود. در یادگیری ماشین، داده‌ها به دو زیرمجموعه تقسیم می‌شوند: آموزش و آزمایش. زیرمجموعه آموزش برای آموزش الگوریتم یادگیری ماشین استفاده و زیرمجموعه آزمایش برای ارزیابی عملکرد مدل آموزش داده شده استفاده می‌شود. داده‌های آزمایش به عنوان معیاری برای مقایسه عملکرد مدل‌های پیش‌بینی کننده مختلف عمل می‌کنند. در این مطالعه، ۹۰ درصد از داده‌ها به طور تصادفی برای آموزش و ۱۰ درصد برای آزمایش اختصاص داده شده است. در این مقاله از عملکرد رگرسیون خطی برای به دست آوردن رابطه سختی استفاده شده است.

عملکرد رگرسیون خطی را می‌توان با استفاده از دو معیار ارزیابی کرد: RMSE و R^2 . میانگین بزرگی خطا بین مقادیر پیش‌بینی شده و واقعی را اندازه‌گیری می‌کند و R^2 نسبت واریانس در مقادیر واقعی را که توسط مقادیر پیش‌بینی شده توضیح داده می‌شود، اندازه‌گیری می‌کند. مقدار R^2 بالاتر نشان‌دهنده تناسب بهتر مدل با داده‌ها است. مقادیر RMSE و R^2 برای نمونه‌های آموزش و اعتبارسنجی در جدول ۳ ارائه شده است. مقادیر RMSE نزدیک به صفر و مقادیر R^2 نزدیک به ۱ هستند که نشان‌دهنده تناسب خوب مدل با داده‌ها است. نمودارهای پراکندگی مقادیر سختی پیش‌بینی شده و واقعی برای نمونه‌های آموزش و اعتبارسنجی در شکل ۱۲ نشان داده شده است. نقاط داده در اطراف خط برابری ($x=y$) خوشه‌ای می‌شوند، که این امر عملکرد خوب مدل یادگیری ماشین را بیشتر تأیید می‌کند.

جدول ۳: مقادیر RMSE و R^2 برای نمونه‌های آزمایشی و اعتبارسنجی.

Table 3: The RMSE and R2 values

Model	Sets	RMSE	R^2
Linear Regression	Training	0.0046	0.9789
Linear Regression	Testing	0.0053	0.9763



شکل ۱۲: دیاگرام پراکنش نمونه‌ها.
Fig 12: Sample dispersion diagram.

با توجه به نتایج به دست آمده یک مدل رگرسیون خطی برای پیش‌بینی نسبت سختی قاب ثانویه به قاب اولیه، بر اساس ابعاد تیرها تولید گردید. این مدل دارای چهار متغیر مستقل است: نسبت ارتفاع تیر، نسبت عرض بال، نسبت ضخامت بال و نسبت ضخامت جان. مدل در معادله زیر ارائه شده است:

$$K_s / K_p = 0.779h_s / h_p + 0.190b_s / b_p + 0.102t_f^s / t_f^p + 0.193t_w^s / t_f^p - 0.121 \quad (3)$$

در این معادله، K_s سختی قاب ثانویه (قاب پس از حذف مهاربند و افزایش ابعاد تیر)، K_p سختی قاب اولیه (قاب مهاربندی اولیه)، h_s ارتفاع تیر قاب ثانویه، h_p ارتفاع تیر قاب اولیه، b_s عرض بال تیر قاب ثانویه، b_p عرض بال تیر قاب اولیه، t_f^p ضخامت بال تیر قاب ثانویه، t_w^p ضخامت جان تیر اولیه، t_f^s ضخامت جان تیر ثانویه است. منظور از قاب اولیه قاب مهاربندی بدون المان‌های قطری و منظور از قاب ثانویه، همین قاب پس از افزایش ابعاد تیر خارج از لینک می‌باشد. ضرایب پارامترهای مستقل در مدل رگرسیون خطی نشان می‌دهد که ارتفاع تیر، ضخامت بال تیر، عرض تیر و ضخامت جان تیر به ترتیب بیشترین تأثیر را بر سختی قاب دارند. این فرمول همچنین نشان می‌دهد برای رسیدن به سختی سیستم مهاربند و اگر باید ارتفاع تیر را $3/8$ برابر کرد یا باید پهنای بال را 12 برابر نمود. طبیعتاً به صورت ترکیبی نیز می‌توان ابعاد تیر را برای رسیدن به سختی اولیه افزایش داد. به عنوان مثال اگر هر چهار پارامتر ارتفاع، ضخامت بال، پهنای بال و ضخامت جان تیر $2/8$ برابر شوند، مجدداً سختی قاب بدون مهاربند با سختی قاب با مهاربند یکسان می‌گردد. شایان ذکر است لزوماً نیاز به رسیدن به تمام سختی قاب با مهاربند نیست و می‌توان صرفاً با $2/5$ برابر کردن ارتفاع تیر به حدود 70 درصد سختی قاب با مهاربند رسید که سختی قابل قبولی نسبت به قاب‌های خمشی است. البته باید دقت داشت که این پیشنهادها برای دهانه‌های کوتاه صادق است و اساساً برای دهانه‌های بلند جایگزینی مهاربندهای واگرا با سیستم‌های بدون مهاربند لزوماً کارگر نیست.

همانطور که مشخص گردید امکان جبران کمبود سختی قاب بعد از حذف مهاربند، با افزایش ابعاد تیر ممکن است. علاوه بر این موضوع محمودی و همکاران [35] نشان دادند که افت مقاومت ۲۰ درصدی قاب با لینک برشی در دهانه‌های کوتاه حدوداً دو برابر افت مقاومت متناظر آن در قاب‌های خمشی است که این امر نشان‌دهنده شکل‌پذیری بالای این قاب‌ها در دهانه‌های کوتاه است. با توجه به عملکرد رضایت‌بخش قاب دارای لینک برش و افزایش سختی آن، می‌توان نتیجه گرفت که ایده حذف مهاربندها و افزایش عمق یا ضخامت تیر اصلی، پیشنهاد عملی برای بهبود عملکرد این سیستم‌ها است. همانطور که اشاره شد، این ایده در دهانه‌های کوتاه استفاده می‌شود زیرا به دلیل الزامات حداقل نسبت دهانه به عمق، نمی‌توان از قاب‌های خمشی در دهانه‌های کوتاه استفاده کرد.

۷ نتیجه‌گیری

این مطالعه امکان حذف مهاربندها در سیستم‌های مهاربند واگرا و جایگزینی آن‌ها با افزایش ابعاد تیر اصلی خارج از لینک را بررسی می‌کند. مهاربندهای واگرا به دلیل مزایای معماری و همچنین سختی بالای خود در ساختمان‌ها استفاده می‌شوند. با این حال، آنها می‌توانند محدودیت‌هایی نظیر نیاز به لینک‌های بلند داشته باشند که می‌تواند سختی آن‌ها را کاهش دهد. برای غلبه بر این محدودیت، این مطالعه سیستم جدیدی را پیشنهاد می‌کند که در آن مهاربندها حذف شده و در عوض ابعاد تیر خارج از لینک افزایش می‌یابند. سیستم جدید به صورت تجربی و عددی مورد بررسی قرار گرفته است. در کار تجربی، دو قاب با لینک‌های برشی کوتاه تحت بارگذاری چرخه‌ای استاتیک قرار می‌گیرند. در مطالعه عددی، ۵۷۲ مدل عددی قاب با لینک‌های برشی در نرم‌افزار آباکوس ایجاد و بارگذاری شده است. همچنین یک الگوریتم یادگیری ماشین برای ایجاد یک رابطه عددی بین افزایش نسبت سختی قاب و افزایش ابعاد تیر خارج از لینک تولید می‌شود.

نتایج این پژوهش نشان می‌دهد حذف عناصر مورب سیستم از قاب مهاربند واگرا، سختی آن را حدود ۷۰ درصد کاهش داده است. با این حال، افزایش ابعاد تیر خارج از لینک می‌تواند این کاهش سختی را جبران کند. به عنوان مثال، افزایش عمق تیر به $2/5$ برابر عمق اولیه آن، حدود ۷۲ درصد از سختی سیستم با مهاربند را بازیابی می‌کند. نتایج همچنین نشان داد که افزایش بیشتر ابعاد تیر، سختی سیستم را بیشتر افزایش می‌دهد. یک الگوریتم یادگیری ماشین برای ایجاد رابطه بین افزایش سختی قاب ثانویه نسبت به سیستم قاب واگرا بدون مهاربند و افزایش ابعاد تیر استفاده می‌شود. این رابطه نشان می‌دهد که با افزایش ابعاد تیر، می‌توان با قاب با لینک برشی همان سختی را به دست آورد که با یک سیستم مهاربند واگرا به دست می‌آید. به عنوان مثال اگر هر چهار پارامتر عمق جان، پهنای جان، ضخامت جان و بال تیر خارج از لینک $2/8$ برابر شود، سختی قاب با لینک برشی دقیقاً برابر با سختی قاب مهاربندی خواهد شد، هر چند لزوماً نیاز به دستیابی به تمام سختی قاب مهاربندی نیست و رسیدن به بخش اعظم آن نیز طراحان را به مقصود خود خواهد رساند. در مجموع، نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که سیستم پیشنهادی یک جایگزین مناسب برای سیستم‌های مهاربند واگرا است، به ویژه برای دهانه‌های کوتاه که به دلیل الزامات حداقل نسبت دهانه به عمق نمی‌توان از قاب‌های خمشی استفاده کرد.

قدردانی

از شرکت فولاد ماشین و جناب آقای مهندس لطیفی که جهت ارتقا فعالیت‌های علمی و پیشرفت صنعت ساخت در کشور، اقدام به ساخت و آزمایش نمونه‌های این تحقیق نمودند، تقدیر می‌شود.

- [1] Roeder, C. W., & Popov, E. P. (1977). Inelastic behavior of eccentrically braced steel frames under cyclic loadings. *NASA STI/recon technical report N, 78, 20375*.
- [2] Roeder, C. W., & Popov, E. P. (1978). Eccentrically braced steel frames for earthquakes. *Journal of the Structural Division, 104*(3), 391–412.
- [3] Popov, E. P., & Bertero, V. V. (1980). Seismic analysis of some steel building frames. *Journal of the Engineering Mechanics Division, 106*(1), 75–92.
- [4] Hjelmstad, K. D., & Popov, E. P. (1983). Cyclic behavior and design of link beams. *Journal of Structural Engineering, 109*(10), 2387–2403.
- [5] Malley, J. O., & Popov, E. P. (1984). Shear links in eccentrically braced frames. *Journal of structural engineering, 110*(9), 2275–2295.
- [6] Kasai, K., & Popov, E. P. (1986). General behavior of WF steel shear link beams. *Journal of Structural Engineering, 112*(2), 362–382.
- [7] Ricles, J. M., & Popov, E. P. (1987). *Dynamic analysis of seismically resistant eccentrically braced frames*. University of California, Earthquake Engineering Research Center.
- [8] Engelhardt, M. D., & Popov, E. P. (1992). Experimental performance of long links in eccentrically braced frames. *Structural Engineering, 118*(11), 3067–3088.
- [9] AISC (American Institute of Steel Construction). (2016). “*Seismic provisions for structural steel buildings*.” *AISC/ANSI 341-16*. Chicago.
- [10] Engelhardt, M., & Popov, E. (1989). On design of eccentrically braced frames. *Earthquake Spectra, 5*(3), 495–511.
- [11] Mata, R., Nuñez, E., Calo, B., & Herrera, R. (2023). Seismic performance of eccentrically braced frames with short-links: IDA approach using chilean earthquakes. *Journal of Building Engineering, 76*, 107186. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.job.2023.107186>
- [12] Li, S., Xu, T., Li, X., Liang, G., & Xi, H. (2023). Elastic stiffness and bearing mechanism of eccentrically braced steel frames. *Structures, 55*, 818–833. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.06.065>
- [13] Daneshmand, A., & Hashemi, B. H. (2012). Performance of intermediate and long links in eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research, 70*, 167–176.
- [14] Azad, S. K., & Topkaya, C. (2017). A review of research on steel eccentrically braced frames. *Journal of constructional steel research, 128*, 53–73.
- [15] Mansouri, A. (2021). Development of a novel haunched link for eccentrically braced frames. *Engineering structures, 245*, 112870.
- [16] Ghobarah, A., & Ramadan, T. (1991). Seismic analysis of links of various lengths in eccentrically braced frames. *Canadian Journal of Civil Engineering, 18*(1), 140–148.
- [17] Chegeni, B., & Mohebkhah, A. (2014). Rotation capacity improvement of long link beams in eccentrically braced frames. *Scientia Iranica, 21*(3), 516–524.
- [18] Musbar. (2019). The Behavior of Modified Long Links with Supplemental Double Stiffeners on Eccentrically Braced Frames. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 536, p. 12095).
- [19] Berman, J. W., Okazaki, T., & Hauksdottir, H. O. (2010). Reduced link sections for improving the ductility of eccentrically braced frame link-to-column connections. *Structural Engineering, 136*(5), 543–553.

- [20] Keivan, A., & Zhang, Y. (2019). Seismic performance evaluation of self-centering K-type and D-type eccentrically braced frame systems. *Engineering Structures*, 184, 301–317.
- [21] Shen, Y., Christopoulos, C., Mansour, N., & Tremblay, R. (2011). Seismic Design and Performance of Steel Moment-Resisting Frames with Nonlinear Replaceable Links. *Journal of Structural Engineering*, 137(10), 1107–1117. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000359](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000359)
- [22] Mansour, N., Christopoulos, C., & Tremblay, R. (2011). Experimental Validation of Replaceable Shear Links for Eccentrically Braced Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*, 137(10), 1141–1152. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000350](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000350)
- [23] Bruneau, M., Chang, S. E., Eguchi, R. T., Lee, G. C., O'Rourke, T. D., Reinhorn, A. M., ... Von Winterfeldt, D. (2003). A Framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities. *Earthquake Spectra*, 19(4), 733–752. <https://doi.org/10.1193/1.1623497>
- [24] Bruneau, M., & Reinhorn, A. M. (2006). Overview of the resilience concept. In *8th US National Conference on Earthquake Engineering*. San Francisco.
- [25] Csa, C. (2009). CSA-S16-09: design of steel structures. *Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada*.
- [26] Vetr, M. G., Ghamari, A., & Bouwkamp, J. (2017). Investigating the nonlinear behavior of Eccentrically Braced Frame with vertical shear links (V-EBF). *Journal of Building Engineering*, 10, 47–59.
- [27] Baradaran, M. R., Hamzezarghani, F., Ghiri, M. R., & Mirsanjari, Z. (2015). The effect of vertical shear-link in improving the seismic performance of structures with eccentrically bracing systems. *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 9(8), 1086–1090.
- [28] Zhuang, L., Wang, J., Nie, X., & Wu, Z. (2022). Experimental study on seismic behaviour of eccentrically braced composite frame with vertical LYP steel shear link. *Engineering Structures*, 255, 113957. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.113957>
- [29] Nejati, F., Pouraminian, M., Zhian, M., & Ashkevary, M. (2022). Seismic performance of vertical link beam equipped with absorbing plates for creating rocking motion and directing damage. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, 8(1), 7. <https://doi.org/10.1007/s41024-022-00249-z>
- [30] Stratan, A., & Dubina, D. (2004). Bolted links for eccentrically braced steel frames. *Connections in Steel Structures V*, 223–232.
- [31] Stratan, A., Dinu, F., & Dubina, D. (2010). Replacement of bolted links in dual eccentrically braced frames. In *14th European Conference on Earthquake Engineering*.
- [32] Dubina, D., Stratan, A., & Chesoi, A. (2017). I. 11.20: Design recommendations for dual moment-eccentric braced frames with replaceable links. *ce/papers*, 1(2–3), 3414–3423.
- [33] Mortazavi, P., Lee, E., Binder, J., Kwon, O.-S., & Christopoulos, C. (2023). Large-scale experimental validation of optimized cast steel replaceable modular yielding links for eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 149(7), 4023071.
- [34] Mahmoudi, F., Dolatshahi, K. M., Mahsuli, M., Shahmohammadi, A., & Nikoukalam, M. T. (2016). Experimental Evaluation of Steel Moment Resisting Frames with a Nonlinear Shear Fuse. In *Geotechnical and Structural Engineering Congress 2016* (pp. 624–634). Reston, VA: American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784479742.052>
- [35] Mahmoudi, F., Dolatshahi, K. M., Mahsuli, M., Nikoukalam, M. T., & Shahmohammadi, A. (2019). Experimental study of steel moment resisting frames with shear link. *Journal of Constructional Steel Research*, 154, 197–208. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.11.027>
- [36] Nikoukalam, M. T., & Dolatshahi, K. M. (2015). Development of structural shear fuse in moment

- resisting frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 114, 349–361. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.08.008>
- [37] Harris, H. G., & Sabnis, G. (1999). *Structural modeling and experimental techniques*. CRC press.
- [38] Berman, J. W., & Bruneau, M. (2007). Experimental and analytical investigation of tubular links for eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, 29(8), 1929–1938. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.10.012>
- [39] AISC (American Institute of Steel Construction). (2016). “*Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications.*” ANSI/AISC 358-16. Chicago.
- [40] SIMULIA. (2014). Abaqus analysis user’s manual. *The Dassault Systèmes, Realistic Simulation*. USA.
- [41] Kaufmann, E., Metrovich, B., & Pense, A. (2001). *Characterization of cyclic inelastic strain behavior on properties of A572 Gr. 50 and A913 Gr. 50 rolled sections*. Retrieved from <http://preserve.lehigh.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1013&context=enr-civil-environmental-atlss-reports>