

# ارزیابی عملکرد سیستم‌های ترکیبی با قاب خمشی و قاب با لینک برشی

فرید محمودی صاحبی (دانشجوی دکتری)

علیرضا رهایی (استاد)

دانشکده‌ی هندی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

فرزاد حاتم‌ی برق\* (استادیار)

مرکز تحقیقات سازه و زلزله، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)  
دوری ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۶۷-۷۶، (پژوهشی)

قاب‌های خمشی در عین عملکرد مطلوب شکل‌پذیری، مشکلاتی مانند سختی پایین دارند، لذا طراحان سعی می‌کنند با کاهش طول دهانه‌ی قاب‌های خمشی، مقدار سختی را افزایش دهند. از طرفی آیین‌نامه‌ها، محدودیت کمینه‌ی برای نسبت طول دهانه به عمق آن برای قاب‌های خمشی در نظر گرفته‌اند. در نوشتار حاضر، با انجام مطالعات عددی، یک سیستم فولادی ترکیبی جذب‌کننده‌ی انرژی پیشنهاد شده است که در آن، علاوه بر دهانه‌ی با اتصال‌های صلب خمشی، از دهانه‌ی با لینک برشی در میانه‌ی تیر استفاده شده است. لینک برشی مذکور، محل تشکیل مفصل‌های خمیری را از دو انتهای تیر به میانه‌ی آن تغییر می‌دهد. در نتیجه، محدودیت آیین‌نامه‌ی پیش‌گفته را غیرضروری می‌سازد. پس از انجام صحت‌سنجی، چند سیستم لرزه‌برجانبی در حالت‌های مختلف در نظر گرفته شده و با استفاده از روش اجزاء محدود ارزیابی شده‌اند. طبق نتایج به‌دست آمده، سیستمی که شامل دو دهانه با اتصال‌های صلب خمشی و رعایت ضوابط آیین‌نامه‌ی است، سختی کمینه و سیستمی که شامل دو دهانه با اتصال‌های صلب خمشی بدون رعایت ضوابط آیین‌نامه‌ی است، سختی بیشینه را در بین سیستم‌های ترکیبی نشان می‌دهند. علاوه بر مورد اخیر، طبق تحلیل عددی، کرنش در سیستم قاب دو دهانه‌ی با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی چهار، حدوداً ۵۰٪ بیش از سیستم ترکیبی شامل دهانه‌ی با لینک برشی و دهانه‌ی با اتصال‌های صلب خمشی است. نتایج به‌دست آمده، برتری عملکردی سیستم ترکیبی پیشنهادی را بر سیستم‌های متعارف نشان می‌دهند.

واژگان کلیدی: قاب خمشی، سیستم ترکیبی، لینک برشی، نسبت کم طول دهانه به عمق.

## ۱. مقدمه

با توجه به محدودیت‌ها و معایب قاب‌های خمشی، شامل قاب‌های خمشی ویژه و متوسط، پیشنهاد یک سیستم جدید که مشکلات قاب‌های پیشین را به میزان کمینه برساند، ضروری است. قاب‌های خمشی متداول به دلیل عملکرد مناسب و همچنین انعطاف‌پذیری، برای طراحان معمار در کارهای مهندسی به‌طور گسترده استفاده می‌شوند. سیستم قاب‌های خمشی متداول با رفتار شکل‌پذیر، برای جذب انرژی در برابر بارهای لرزه‌ی هستند.<sup>[۱]</sup> نکته‌ی کلیدی در رفتار شکل‌پذیر، تشکیل مفصل خمیری در دو انتهای سازه است. اما طراحی قاب‌های خمشی متداول با رفتار شکل‌پذیر، برای رسیدن به عملکرد مناسب موانعی دارد که باعث شده است

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۲۰، اصلاحیه ۱۴۰۰/۱۰/۰۴، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۱۵

DOI:10.24200/J30.2022.58422.2979

جدید را برای رفع معایب اشاره شده روشن می‌سازد. تشکیل مفصل خمیری در دو انتهای تیر، معمول‌ترین مکانیزم جذب انرژی در قاب‌های خمشی است.<sup>[۲]</sup> براساس یک محدودیت آیین‌نامه‌ی، نسبت دهانه‌ی تیر به عمق آن باید در قاب‌های خمشی ویژه بیش از ۷ و در قاب‌های خمشی متوسط بیشتر از ۵ باشد.<sup>[۳]</sup> دلیل اصلی تأکید آیین‌نامه‌ها بر رعایت اندازه‌ی کمینه‌ی طول دهانه‌ی تیر به عمق آن، تشکیل مفصل خمیری با طول کافی در دو انتهای تیر است.<sup>[۴]</sup> ضابطه‌ی آیین‌نامه‌ی اخیر، یکی از مهم‌ترین محدودیت طراحی قاب‌های خمشی است. با توجه به طول دهانه‌ی موردنیاز که از طراحی معماری

faridmahmoudi@aut.ac.ir  
rahai@aut.ac.ir  
hatami@aut.ac.ir

مشخص می‌شود، برای تأمین کمینه‌ی نسبت طول دهانه به عمق آن، طراح باید عمق تیر را کاهش دهد. در نتیجه، معمولاً ضابطه‌ی آیین‌نامه‌ی پیش‌گفته‌ی طول دهانه به عمق آن برای سازه‌هایی که با مشکل مذکور روبرو هستند، مانند سیستم‌های سازه‌ی لوله‌یی، نادیده گرفته می‌شود.<sup>[۵]</sup> بنابراین سازه‌های ذکر شده در برابر بار زلزله، به علت عدم تشکیل مفاصل خمیری به طول کافی در طول تیر و متعاقباً جذب انرژی پایین، عملکرد مطلوبی از خود نشان نمی‌دهند. همچنین در برخی مواقع، طراحان با هدف افزایش سختی سازه، نسبت دهانه به عمق را کاهش می‌دهند و به این ترتیب محدودیت آیین‌نامه‌یی را نقض می‌کنند. هدف از انجام نوشتار حاضر، ارائه‌ی سیستم‌های ترکیبی لرزه‌بر با فیوز در میانه‌ی آن‌هاست که به صورت بهینه باعث افزایش شکل‌پذیری و سختی می‌شود. سیستم اخیر، شامل قاب‌های خمشی و قاب با عملکرد غیرخطی در میانه‌ی آن است.

پیش از دهه‌ی ۹۰ میلادی، قاب خمشی متداول به عنوان یکی از ایمن‌ترین سیستم‌ها به منظور مقاومت در برابر زلزله در نظر گرفته می‌شد. اما این اعتماد پس از زلزله‌ی ۱۹۹۴ نورتریج<sup>۱</sup> به‌طور جدی مورد تردید واقع شد. در زمین‌لرزه‌ی نورتریج، بیش از ۱۵۰ قاب خمشی متداول به صورت جدی آسیب دیدند، به طوری که در محل جوش اتصال بین تیر به ستون، گسیختگی‌های زیادی ایجاد شده بود. آسیب‌های سازه‌یی و فروریزش قاب‌های خمشی طی زلزله‌ی ۱۹۹۵ کوه‌به<sup>۲</sup>، اهمیت مشکل مذکور را بیش از پیش روشن ساخته است.<sup>[۶]</sup> در سال‌های بعد، نظریات متعددی جهت حل مشکل اخیر مطرح شد که در ادامه، به بعضی از آن‌ها اشاره شده است.

در بخشی از مطالعات انجام گرفته، معضل اخیر با جابه‌جا کردن نقطه‌ی شکست با تضعیف قسمتی از تیر، در مکانی به دور از محل اتصال رفع شده است. تضعیف تیر در فاصله‌ی مناسب از بر ستون، در طراحی سازه‌ها معمول است. یک روش متعارف، تراشیدن بال فوقانی و تحتانی تیر در دو طرف سازه است که با عنوان مقاطع کاهش‌یافته شهرت یافته است.<sup>[۷]</sup> این امر این اطمینان را می‌دهد که مفاصل خمیری در مقاطع کاهش‌یافته و نه محل اتصال تشکیل می‌شوند. در سال‌های اخیر، روش‌های اجرای مختلف مقاطع کاهش‌یافته ارائه شده است. به عنوان نمونه، مرشدی و همکاران (۲۰۱۷)<sup>[۸]</sup> از ایده‌ی دو مقطع کاهش‌یافته در دو انتهای تیر استفاده کرده‌اند. برای مثال‌های بیشتر به نوشتارهای میرقادری و همکاران (۲۰۱۰)<sup>[۹]</sup> و صالح و همکاران (۲۰۱۶)<sup>[۱۰]</sup> رجوع شود. پژوهشگران دیگری این نقص عملکرد را با تقویت کافی اتصال به نحوی که تقریباً هیچ تغییرشکل غیرخطی تحمل نکنند و در نتیجه در محل اتصال هیچ‌گونه خرابی رخ ندهد، رفع کردند. برای مثال سامنر<sup>۳</sup> (۲۰۰۳)<sup>[۱۱]</sup> اتصال صفحه‌ی انتهایی با پیچ را طراحی کرد که در آن یک صفحه‌ی فولادی با جوش به تیر و با اتصال پیچی به ستون متصل می‌شود. در نتیجه، تسلیم اولیه و تشکیل مفاصل خمیری در تیر و نه در اتصال اتفاق می‌افتد. به عنوان مثالی دیگر، اشنايدر و تیرپررونک<sup>۴</sup> (۲۰۰۲)<sup>[۱۲]</sup> اتصال پیچی صفحه‌ی بال را پیشنهاد کردند که در آن اتصال تیر به ستون از طریق بال تیر صورت گرفته بود.

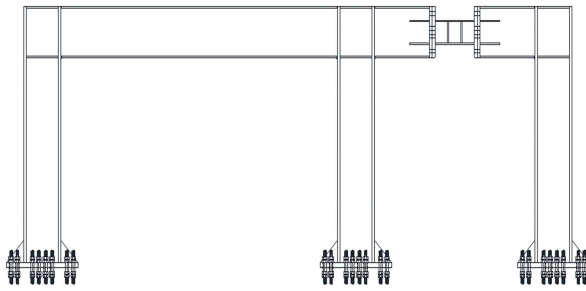
در مطالعات دیگری، با افزایش شکل‌پذیری اتصال، از بروز شکست ترد در آن‌ها جلوگیری شده است. باترورث و کلیفتون<sup>۵</sup> (۲۰۰۰)<sup>[۱۳]</sup> اتصال‌های تیر به ستون براساس مقاومت اصطکاکی<sup>۶</sup> را طراحی کردند که تحت چرخه‌های زیاد بارگذاری مقاومت مناسبی دارند. همچنین ریسل<sup>۷</sup> و همکاران (۲۰۰۱)<sup>[۱۴]</sup> اتصال‌های تیرهای پس‌کشیده به ستون<sup>۸</sup> را با استفاده از کابل‌ها و مفتول‌های پر مقاومت طراحی کردند که خرابی را محدود به گوشه‌های اتصال می‌کند که قابل تعویض هستند. در پژوهش حاضر نیز به منظور مرتفع ساختن مشکلات ذکر شده، ایده‌ی استفاده از یک تیر پیوند برشی به عنوان یک فیوز شکل‌پذیر برای

قاب‌های خمشی بررسی شده است. برای نیل به هدف مذکور، فیوز با ظرفیت برشی کمتر نسبت به سایر اعضا تیر در میانه‌ی آن طراحی شده است، تا همانند مکانیزم جذب انرژی مهاربندهای واگرا باعث اتلاف انرژی شود. مهاربندهای واگرا به واسطه‌ی وجود تیر پیوند در برابر تغییرشکل‌های غیرخطی عملکرد مطلوبی از خود نشان داده‌اند.<sup>[۱۵]</sup> در سیستم ذکر شده، بقیه‌ی اجزا از قبیل اعضاء مهاربندی مورب، ستون‌ها و آن بخشی که خارج از تیر پیوند قرار دارد، باید به گونه‌یی طراحی شوند که با وجود تسلیم شدن، تیر پیوند همچنان در دامنه‌ی خطی باقی بماند.<sup>[۱۶]</sup> در مهاربندهای واگرا، لینک برشی ظرفیت جذب انرژی و همچنین نمودار جذب انرژی، پایداری تحت تأثیر بارهای رفت و برگشتی از خود نشان می‌دهند.<sup>[۱۷-۱۹]</sup>

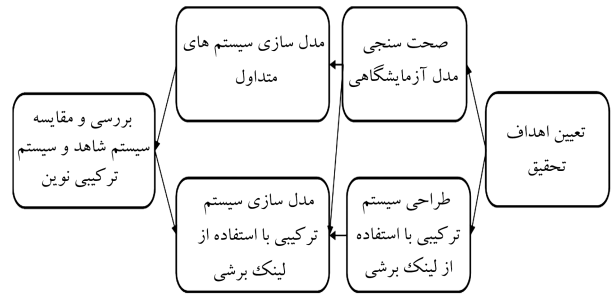
طی سال‌های اخیر، مطالعات دیگری بر روی بازیافتن سریع عملکرد پس از زلزله با استفاده از دیوارهای گهواره‌یی،<sup>[۲۰]</sup> قاب‌های گهواره‌یی،<sup>[۲۱]</sup> سازه‌های مرکزگرا،<sup>[۲۲]</sup> و اعضاء قابل تعویض،<sup>[۲۳]</sup> انجام شده است. برای مثال، جهت ارتقاء عملکرد مهاربندهای واگرا، یکی از ابتدایی‌ترین اقدامات توسط استرانتان و دویینا<sup>۹</sup> (۲۰۰۴)<sup>[۲۴]</sup> انجام شده است. آن‌ها از ایده‌ی جایگذاری لینک قابل تعویض در مهاربندهای واگرا بهره برده‌اند. پس از آن، استفاده از اجزاء قابل تعویض سازه‌یی در مهاربندهای واگرا،<sup>[۲۵]</sup> قاب‌های خمشی،<sup>[۲۶]</sup> قاب‌های ستون پیوند<sup>[۲۷]</sup>، قاب‌های خمشی ویژه‌ی خرابی (STMF)<sup>[۲۸]</sup> و دیوار برشی بتنی به هم بسته شده (CCSW)<sup>[۲۹]</sup> نیز پیشنهاد شده است. رضایی و همکاران (۲۰۲۰)<sup>[۳۰]</sup> ایده‌ی استفاده از ستون‌های اتلاف‌کننده به عنوان نوع جدیدی از میراگرهای فولادی تسلیم‌شونده را مطرح کرده‌اند که در آن‌ها، دو ستون در کنار یکدیگر قرار می‌گرفتند و با ورق‌های شکل تسلیم‌شونده به یکدیگر متصل می‌شدند. بدین ترتیب از تغییرشکل‌های غیرخطی در تیرها و ستون‌ها جلوگیری و باعث رفتار چرخه‌یی مناسب‌تر و همچنین افزایش تاب‌آوری سیستم‌های سازه‌یی شده است. پاچیده و همکاران<sup>[۳۱]</sup> یک سیستم نوین مهاربندی پیشنهاد کردند که از یک عضو مهاربند لوزی‌شکل به همراه میراگر تسلیم‌شونده‌ی حلقوی تشکیل شده بود. سیستم اخیر، سبب ایجاد ظرفیت باربری در مهاربند تا حدود ۹ برابر ظرفیت حلقه و باعث افزایش ۴۵ درصدی ظرفیت جذب انرژی سیستم مذکور نسبت به مهاربند هم‌محور شده است. همچنین قله‌یکی و همکاران (۲۰۱۹)<sup>[۳۲]</sup> ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار دیوارهای برشی را بررسی کردند و دریافتند که ضریب رفتار دیوارهای برشی در حالت حدی برای سازه‌های بلند مساوی ۸ و برای سازه‌های کوتاه و میان‌مرتبه در حدود ۹ است.

## ۲. روش پژوهش

در ابتدا جهت سهولت، در شکل ۱، فلوجارتی از روند انجام کار و اهداف نوشتار حاضر ارائه شده است. نوشتار حاضر، یک ایده‌ی جدید برای طراحی قاب‌های خمشی و سیستم‌های ترکیبی ارائه داده است که در آن بر محدودیت نسبت دهانه به عمق و همچنین هزینه‌ی بالای تعمیر چنین سیستم‌هایی، فائق آید. ایده‌ی استفاده از لینک برشی در قاب خمشی، ابتدا برای یک قاب خمشی توسط نیکوکلام و دولت‌شاهی (۲۰۱۴)<sup>[۴]</sup> مطرح و سپس توسط محمودی و همکاران (۲۰۱۹)<sup>[۳۴]</sup> به صورت تجربی آزمایش شد که نشان از عملکرد مطلوب قاب با لینک برشی در برابر بار جانبی داشت. همچنین غروی و همکاران (۲۰۱۸)<sup>[۳۵]</sup> ایده‌ی تضعیف میانه‌ی تیر را با استفاده از شکاف‌دار کردن تیر و میرقادری و همکاران (۲۰۲۱)<sup>[۳۶]</sup> تضعیف میانه‌ی تیر را با استفاده از سوراخ کردن میانه‌ی تیر انجام دادند و نتیجه‌ی



شکل ۳. سیستم ترکیبی شامل دهانه‌ی با لینک برشی و دهانه‌ی با اتصالات صلب خمشی.



شکل ۱. فلوچارت روند انجام کار.

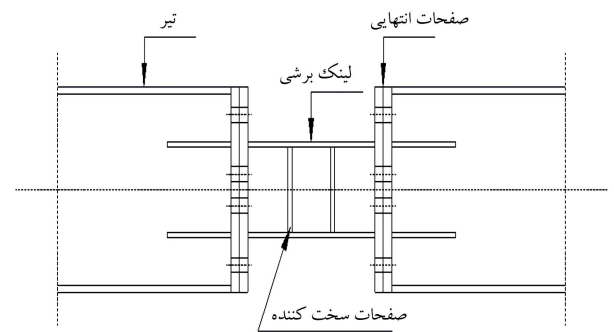
کاهش می‌دهد و در نتیجه باعث طراحی یک سیستم با تاب‌آوری لرزه‌ی بیشتر می‌شود. [۲۸]

### ۳. نوآوری

در پژوهش حاضر، برای حل محدودیت‌های بیان شده، از جمله محدودیت آیین‌نامه‌ی پیش‌گفته، ایده‌ی استفاده از قاب خمشی و قاب با لینک برشی به صورت توأمان پیشنهاد شده است. منظور از سیستم ترکیبی، سیستمی است که به‌طور همزمان در آن از قاب با لینک برشی و قاب خمشی استفاده شده باشد. بدین ترتیب در قاب‌هایی که برای کنترل جابه‌جایی و افزایش سختی، نسبت طول به عمق کم داشته باشند، می‌توان از ایده‌ی قاب با لینک برشی استفاده و عملکرد قاب‌های مذکور را با قاب ساختمان فوقانی مقایسه کرد. با توجه به اینکه سختی دهانه‌ی لینک برشی کمتر از دهانه با اتصال‌های صلب خمشی است، نیروی بیشتری را تحمل می‌کند و در نتیجه مفاصل خمیری زودتر در آن ایجاد می‌شود و سپس مفاصل خمیری در دو انتهای تیر دهانه‌ی خمشی به وجود می‌آیند. در واقع، با توجه به اینکه تسلیم لینک برشی پیش از تسلیم خمشی رخ می‌دهد، در زلزله‌های متوسط فقط با جابه‌جایی لینک می‌توان سازه را به بهره‌برداری مجدد رساند. نحوه‌ی قرارگیری دهانه‌ها در کنار هم در شکل ۳ نشان داده شده است.

در واقع، با استفاده از یک سیستم ترکیبی شامل دهانه‌ی با اتصال‌های صلب خمشی و دهانه‌ی با لینک برشی می‌توان مشکلات سیستم‌های قاب خمشی در کنترل جابه‌جایی را مرتفع ساخت. چنانچه مساحت برشی فیوز به مقدار قابل ملاحظه‌ی کمتر از مقدار تیر اصلی باشد، فقط تسلیم برشی در تیر حاکم خواهد بود. از این پس، قاب با چنین فیوزی، قاب با لینک برشی (SLF) نامیده می‌شود. از آنجا که تمامی جذب انرژی توسط لینک برشی انجام می‌گیرد، مفصل خمیری در دو انتهای تیر شکل نمی‌گیرد و ظرفیت دو انتهای تیر، دست‌نخورده باقی می‌ماند. اما در بین دو مقطع اشاره شده، در زنجیره‌ی پیوسته، ترکیبی از دو عملکرد خمشی و برشی صورت می‌گیرد، که از این پس قاب ترکیبی (HF) نامیده می‌شود. در واقع نحوه‌ی عملکرد قاب ترکیبی به این ترتیب است که ابتدا لینک دچار تسلیم برشی می‌شود و بقیه‌ی اجزاء سازه، سالم باقی می‌مانند. سپس، هنگامی که لینک به ظرفیت بیشینه‌ی خود می‌رسد، مقاطع دو انتهای تیر نیز دچار تسلیم می‌شوند و با ایجاد مفصل خمشی، باعث جذب انرژی می‌شوند. این قابلیت، راه را برای بهینه‌سازی طراحی، جهت بهینه‌سازی جذب انرژی و شکل‌پذیری سیستم هموار می‌سازد.

یکی دیگر از مشکل‌های قاب‌های خمشی در سیستم‌های لرزه‌برجانبی، کمبود



شکل ۲. نحوه‌ی استقرار لینک برشی در تیر. [۲۴]

مطالعات اخیر، مؤید ایده‌ی استفاده از تسلیم برشی به جای تسلیم خمشی بوده است.

نوشتار حاضر، ایده‌ی استفاده از لینک برشی را در سیستم‌های ترکیبی به همراه مدل‌سازی‌های نرم‌افزاری ارتقاء بخشیده است که مطابق ایده‌ی مذکور، به جای آنکه مفاصل خمشی خمیری در دو انتهای تیر، جابه‌جایی قاب را کنترل کنند، تمام یا بخشی از کنترل انجام شده با شکل‌گیری یک مفصل برشی و یا خمشی در میانه تیر انجام می‌شود. بنابراین، یک فیوز<sup>۱۲</sup> برشی و یا خمشی در وسط تیر قرار داده شد تا انرژی ورودی را جذب کند. فیوز بخشی از تیر است که با پذیرش تغییرمکان‌های غیرخطی مانع ورود بقیه‌ی اعضا به محدوده‌ی مذکور می‌شود. [۲۷] محمودی و همکاران (۲۰۱۹)، ایده‌ی استفاده از لینک برشی را در یک قاب به صورت‌های عددی و آزمایشگاهی تحت بار جانبی بررسی کردند که مطابق آن در قاب‌های با نسبت پایین طول خالص دهانه به عمق تیر، قاب با لینک برشی عملکرد مطلوبی از خود نشان داده است. [۲۴] در واقع، سیستم ترکیبی اخیر با تضعیف قسمتی از میانه‌ی تیر و قرار دادن لینک برشی در آن، علاوه بر مکانیزم تسلیم خمشی، از تسلیم برشی نیز برای جذب انرژی بهره‌برده است. لینک برشی در شکل ۲ نشان می‌دهد که لینک برشی مذکور از طریق صفحات انتهایی به تیر وصل شده است. اتصال اخیر در قاب‌های خمشی به عنوان مفصل خمشی قابل تعویض توسط شن<sup>۱۳</sup> و همکاران (۲۰۱۱)، [۲۶] و همچنین در مهاربندهای واگرا به عنوان لینک برشی توسط منصور<sup>۱۴</sup> و همکاران (۲۰۱۱)، [۲۵] استفاده شده است. در قاب با لینک برشی، مانند مهاربندهای واگرا، نیروی برشی در تیر به‌عنوان یک عامل کنترل‌کننده‌ی جابه‌جایی عمل می‌کند و انرژی سازه از طریق تسلیم برشی در میانه‌ی تیر از بین می‌رود. برای نیل به این هدف، لینک با ظرفیت برشی کمتر از تیر اصلی طراحی می‌شود، بدین معنا که میانه‌ی تیر تضعیف شود. استقرار لینک برشی در میانه‌ی تیر، محل تشکیل اولین مفصل خمیری را از دو انتهای تیر به میانه‌ی آن تغییر می‌دهد. قابلیت تعویض لینک برشی، زمان و هزینه تعمیر را

سختی قاب‌های مذکور است. یکی از روش‌های مرتفع ساختن مشکل مطرح شده، استفاده از سیستم‌های ترکیبی است؛ بدین صورت که سیستم لرزه‌بر جانبی متشکل از یک یا چند قاب خمشی به همراه یکی دیگر از سیستم‌های لرزه‌بر جانبی، به عنوان مثال مهاربندهای واگرا، خواهد بود. در پژوهش حاضر سعی شده است ایده‌ی پیشنهاد شود که مشکلات معماری و سختی سیستم‌های ترکیبی تعریف شده‌ی قبلی را مرتفع سازد.

اساس طراحی تیر پیوند در پژوهش حاضر براساس ایده‌ی جابه‌جایی مفاصل خمشی در دو انتهای تیر قاب خمشی با یک لینک برشی بوده است. در واقع، یک فیوز برشی در میانه‌ی تیر، تمام خرابی‌های سازه را تحمل می‌کند؛ در نتیجه، می‌توان پس از زلزله مجدداً سازه را به بهره‌برداری رساند. 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 صفحه‌ی انتهایی می‌توان پس از تسلیم و یا خرابی لینک، با جابه‌جایی آن، سازه را به بهره‌برداری مجدد رساند. در واقع، با به‌کارگیری اتصال اخیر و تضعیف قسمتی از تیر می‌توان به هدف تشکیل یک فیوز برشی در تیر دست یافت.

مقاومت طراحی لینک برشی  $V_L$  معادله‌ی ۱، بر این اساس است که تمام تغییرمکان غیرخطی به جای دو طرف تیر در لینک متمرکز می‌شود:

$$V_L \leq \phi V_{pb} \quad (1)$$

که در آن،  $V_{pb}$  معادل با نیروی برشی است که در اثر تشکیل مفاصل خمیری خمشی در دو انتهای تیر ایجاد می‌شود. با توجه به اینکه مقاومت طراحی لینک از رابطه‌ی  $V_L = 0.6 A_{WL} F_{yL}$  به دست می‌آید، مساحت برشی فیوز نیز مطابق رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود:

$$A_{WL} \leq \phi \left( \frac{Z_b}{0.3L} \frac{F_{yb}}{F_{yL}} \right) \quad (2)$$

که در آن،  $Z_b$  و  $L$  به ترتیب نشان‌دهنده‌ی اساس مقطع خمیری و طول تیر اصلی و  $F_{yL}$  و  $F_{yb}$  به ترتیب نشان‌دهنده‌ی تنش تسلیم تیر اصلی و لینک هستند. با توجه به اینکه لینک واقع شده در میانه‌ی قاب خمشی تحت اثر بار جانبی، برش ثابت و همچنین نیروی خمشی خطی را که در دو انتها بیشینه است، را تجربه می‌کند، می‌توان گفت عملکرد مشابهی با لینک‌های موجود در مهاربندهای واگرا دارد. در مهاربندهای واگرا نیز برش لینک ثابت و خمش آن، به صورت خطی تغییر می‌کند. در نوشتار حاضر سعی شده است رفتار لینک کاملاً به صورت برشی انجام شود و طول لینک مطابق ضوابط لینک مهاربندهای واگرا به دست آید. عملکرد برشی تیر در کار آزمایشگاهی و عددی نیز مشاهده شده است.

#### ۴. مطالعات عددی

مطالعات عددی براساس تحلیل اجزاء محدود غیرخطی، توسط نرم‌افزار آباکوس<sup>۱۷</sup> نسخه‌ی ۶.۱۴.۱<sup>[۲۹]</sup> با مدل‌سازی سه‌بعدی قاب انجام شده است. از فولاد ST۳۷ با تنش تسلیم حدود ۳۰۰ مگاپاسکال برای لینک، ستون‌ها، صفحه‌های انتهایی، سخت‌کننده‌ها و ورق‌های پیوستگی استفاده شده است. همچنین فولاد ST۵۲ با تنش تسلیم حدود ۳۷۰ مگاپاسکال برای تیرها انتخاب شده است. برای صحت‌سنجی مدل‌سازی از مطالعات آزمایشگاهی محمودی و همکاران (۲۰۱۹)<sup>[۲۹]</sup> استفاده شده است. در مطالعه‌ی حاضر، قاب با نسبت ۵/۰ برای

یک قاب اصلی با ارتفاع ۲/۸ متر و همچنین دهانه‌ی ۳ متری ساخته شده است. همچنین به‌منظور کاهش ارتفاع نمونه و کاهش مقدار نیروی محوری در تیرها، فقط قسمت بالایی ستون تا قسمتی که در آن لنگر صفر است، ساخته شده است. با توجه به محدودیت آزمایشگاهی، طول خالص تیر برابر با ۱۲۰ سانتی‌متر به دست آمده است. همچنین با انتخاب مقطع IPE۳۰۰ برای تیر، نسبت طول خالص دهانه به عمق آن حدوداً مساوی ۴ شده است. برای طراحی ستون، ضابطه‌ی ستون قوی و تیر ضعیف رعایت شده و با توجه به رابطه‌ی پیش‌گفته، مقطع لینک برشی نیز به دست آمده است. جهت عدم کماتش موضعی، مقاطع به دست آمده فشرده در نظر گرفته شدند، تا شرایط عدم کماتش موضعی که در آیین‌نامه وجود دارد، ارضا شود.

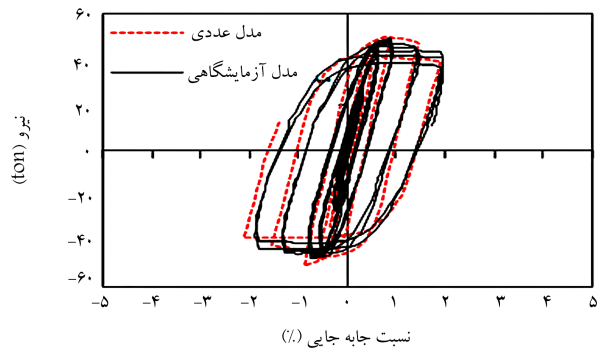
یک اتصال صفحه‌ی انتهایی مطابق آیین‌نامه‌ی ANSI/AISC۳۵۸-۱۰<sup>[۲]</sup> طراحی و استفاده شد، تا تمام ظرفیت مقطع لینک به تیر خارجی منتقل شود. با توجه به یکسان نبودن ارتفاع تیر و لینک در اتصال صفحه‌ی انتهایی، نیرویی که در بال لینک ایجاد می‌شود، به جان تیر متصل انتقال می‌یابد. در کار آزمایشگاهی برای انتقال نیرو از بال لینک به تیر اصلی، از ورق‌های مثلی جهت سخت ساختن جان و جلوگیری از تسلیم یا کماتش موضعی در نقاط اتصال استفاده شده است. همچنین ورق‌های مثلی باعث جلوگیری از برش قالبی در تیر شده‌اند. مقاطع کاهش یافته‌ی بال تیر اصلی مطابق با آیین‌نامه‌ی ANSI/AISC۳۵۸-۱۰<sup>[۲]</sup> طراحی و ساخته شدند. همچنین چشمه‌ی اتصال، ورق‌های پیوستگی و ورق‌های مضاعف مطابق با آیین‌نامه‌ی اخیر، طراحی و ساخته شده‌اند.

برونکل بارگذاری، که در قسمت K۲ آیین‌نامه‌ی ANSI/AISC۳۴۱-۱۰<sup>[۱۶]</sup> برای اتصال‌های تیر به ستون در قاب‌های خمشی تعیین شده است، برای آزمایش حاضر نیز استفاده شده است. طبق پروتکل بارگذاری، شش چرخه‌ی ابتدایی، دامنه‌ی جابه‌جایی طبقات ۰/۰۰۳۷۵/۰ رادیان را شامل شده و در ادامه، شش چرخه با دامنه‌ی ۰/۰۰۵/۰ رادیان، شش چرخه با دامنه‌ی ۰/۰۰۷۵/۰ رادیان، چهار چرخه با دامنه‌ی ۰/۰۱/۰ رادیان، و متعاقباً چرخه‌های بعدی با ۰/۰۱/۰، ۰/۰۲/۰، ۰/۰۳/۰ رادیان و ... ادامه یافته است.

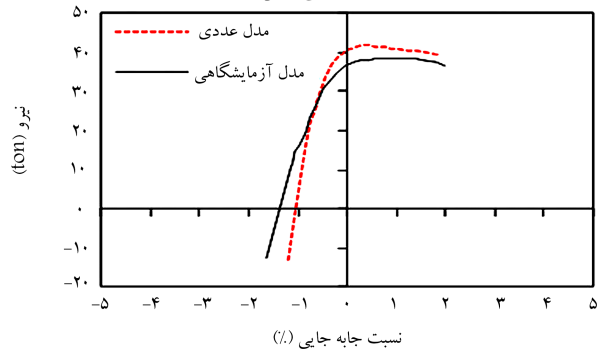
در نوشتار حاضر، مدل‌ها با تعریف کردن عیوبی برای سازه، قادر به پیش‌بینی کاهش مقاومت بودند که نتیجه‌ی آن، تسلیم بال‌ها، جان‌ها و سخت‌کننده‌ها بوده است. طبق مطالعات معمر و دولتشاهی (۲۰۱۷)<sup>[۱۴]</sup> اگر لینک ضوابط سختی و فشردگی موجود در آیین‌نامه‌ها را رعایت کند، پارگی آخرین دلیل افت مقاومت در نسبت جابه‌جایی‌های بالاست. با توجه به در نظر گرفتن ضوابط آیین‌نامه‌ی در طراحی اعضا و همچنین مشخص نبودن محل پارگی، شامل اعضا، اتصال‌ها و ... پارگی در پژوهش حاضر مدل‌سازی نشده و با توجه مقدار کرنش خمیری، در رابطه با گسیختگی اظهار نظر شده است.

برای کاهش زمان محاسبات، مدل قاب‌ها با المان‌های ایزوپارامتریک S۴R پوسته‌ی<sup>۱۸</sup> چهارگانه ساخته شدند. همچنین المان‌های پوسته‌ی قادر به در نظر گرفتن آثار کماتش موضعی<sup>۱۹</sup> هستند. در قاب ترکیبی، صفحات انتهایی متشکل از المان‌های هشت‌گره‌ی جامد پیوسته<sup>۲۰</sup> (C۳d۸R) جهت در نظر گرفتن آثار ضخامت صفحات مذکور بودند. جزئیات سخت‌کننده‌ها، ورق‌های پیوستگی و صفحات انتهایی در نظر گرفته نشده و همچنین جوش‌ها و پیچ‌ها به صورت دقیق مدل نشده بودند. آنالیز مش<sup>۲۱</sup> جهت بهبود نتایج و بالا بردن دقت انجام شده است.

از معیار گسیختگی ون میسر<sup>۲۲</sup> و قوانین آن برای مدل کردن حالت خمیری مدل استفاده شده است. همچنین از ترکیب کرنش سختی ایزوتروپیک و کینماتیک<sup>۲۳</sup> که به عنوان حالت ترکیبی<sup>۲۴</sup> در آباکوس تعریف شده است، برای مدل کردن سخت‌شدگی استفاده شده است. برای لینک و تیر به طور مجزا، نمودار تنش - کرنش با توجه به



الف) نمودار چرخه بی کامل؛

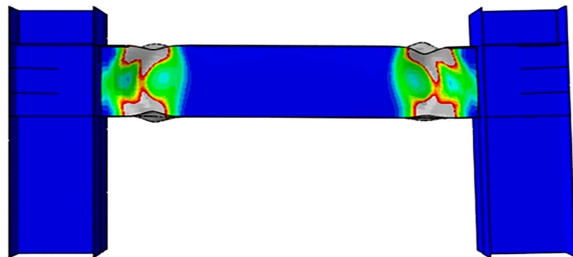


ب) نمودار نیم چرخه.

شکل ۴. نمودار جابه‌جایی - نیرو مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی.



الف) نمونه آزمایشگاهی؛



ب) قاب خمشی.

شکل ۵. نمونه‌ی تغییرشکل یافته و الگوی تسلیم قاب خمشی در جابه‌جایی ۲ درصد. [۳۴]

گزینه‌ی انتخاب هندسه‌ی غیرخطی  $3^\circ$  در نرم‌افزار آباکوس فعال شده است؛ که به این ترتیب با در نظر گرفتن تسلیم موضعی، رفتار پسا‌کمانشی  $3^\circ$  اجزا شبیه‌سازی شده‌اند. پروتکل بارگذاری که در قسمت K2 آیین‌نامه‌ی ۱-۳۴۱-ANSI/AISC [۱۴] برای اتصال‌های تیر به ستون در قاب‌های خمشی تعیین شده است، برای تحلیل‌ها استفاده شده است، که در بخش پیشین به تفصیل شرح داده شده است. برای

جدول ۱. نتایج آزمایش کشش بر روی مصالح.

مقطع	شماره نمونه	$F_y (MPa)$	$F_u (MPa)$
تیر	۱	۳۷۴	۴۸۱
تیر	۲	۳۷۰	۴۸۸
لینک	۱	۳۰۱	۴۰۳
لینک	۲	۳۰۲	۴۰۴

آزمایش کششی که بر روی آن‌ها صورت گرفته و نیز با استفاده از نوشتار کافمن  $25^\circ$  و همکاران (۲۰۰۱) [۴۱] پیش‌بینی صورت گرفته است. براساس آزمایش انجام شده‌ی کوبان  $26^\circ$ ، در جدول ۱ مقادیر تنش تسلیم و تنش نهایی مصالح گزارش شده است. کافمن و همکاران (۲۰۰۱) [۴۱] رابطه‌ی را برای نمودار تنش و کرنش فولادهایی با تنش تسلیم مشخص ارائه داده‌اند. بنابراین برای پیش‌بینی رفتار خمیری اجزاء سازه در آزمایش، از مصالحی با خصوصیات مشابه در نوشتار کافمن و همکارانش استفاده شده است. مصالح آزمایش حاضر مانند فولاد C در نوشتار کافمن و همکاران در نظر گرفته شده است که خصوصیات مشابهی با فولاد استفاده شده در آزمایش کنونی دارد. فولاد C دارای تنش تسلیم ۳۷۲ مگاپاسکال و تنش گسیختگی ۴۹۶ مگاپاسکال است. مدول کشسانی ۲۷ برابر با ۲۰۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون  $28^\circ$  نیز برابر با  $3/0^\circ$  در نظر گرفته شده است.

نمودار جابه‌جایی - نیرو نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی برای هر نمونه قاب خمشی در شکل ۴ الف مشاهده می‌شود. نتایج پیش‌بینی شده توسط مدل عددی با نتایج آزمون مطابقت خوبی نشان می‌دهد. سختی اولیه، مقاومت پیشینه، زوال مقاومت به صورت مطلوبی با نتایج آزمایشگاهی مطابقت دارد. مطابق شکل ۴ الف، مقاومت پیشینه و جابه‌جایی پیشینه برای مدل عددی قاب خمشی، دارای خطای نسبی ۲ و ۶ درصد با نتایج آزمایشگاهی بوده است. همچنین در شکل ۴ ب، نمودار جابه‌جایی - نیروی مدل‌های عددی و آزمایشگاهی در نیم‌چرخه‌ی نهایی که بیشترین اختلاف در آن نمایان شده است، مشاهده می‌شود. در شکل ۵، نتایج PEEQ در پایان آزمون برای نمونه‌ی قاب خمشی برشی مشاهده می‌شود که در آن، گسترش خمیری و همچنین کمانش جان و بال‌ها، به صورت مناسبی توسط مدل المان محدود نشان داده شده است.

در مدل‌سازی در آزمایشگاه، تیر فرعی که مفاصل و ستون بر روی آن واقع می‌شدند، حذف و انتهای ستون مفصل شده است. همان‌طور که ذکر شد، در نمونه‌ی آزمایشگاهی جهت کاهش ارتفاع ستون‌ها و همچنین عدم تمرکز تنش در پای ستون‌ها، فقط قسمت فوقانی ستون تا قسمتی که در آن لنگر صفر بوده است، ساخته شده و مطابق شکل ۵ الف، در انتهای هر ستون از مفاصل استفاده شده است. در واقع، در آزمایش حاضر، ارتفاع ستون ۲ برابر فاصله‌ی محور تیر تا محور مفاصل بوده است. لذا برای در نظر گرفتن ارتفاع حقیقی ستون و همچنین پرهیز از پیچیدگی، نمونه‌ی عددی مفاصل مدل‌سازی نشدند، اما به اندازه‌ی ارتفاع محور مفاصل تا پای ستون، ستون با مشخصات ستون اصلی در نظر گرفته شده است. مهارهای جانبی نیز که احتمالاً تأثیر ناچیزی در نحوه‌ی عملکرد مدل داشتند، مدل‌سازی نشدند. از طرفی برای اعمال تأثیر نیروی محوری زیاد موجود در تیرها، نحوه‌ی بارگذاری به این شکل بوده است که در هر چرخه‌ی بارگذاری، محل اعمال نیرو تغییر کرده و متناسب با شرایط آزمایش، نیرو به ترتیب در هر چرخه از سمت چپ و سپس از سمت راست به قاب وارد شده است. شایان ذکر است با توجه به آنالیز حساسیت، نیازی به تحلیل کمانشی  $29^\circ$  نبوده است. علاوه بر این، به منظور اعمال آثار جابه‌جایی‌های بزرگ،

جدول ۲. مشخصات مقاطع.

$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$b(mm)$	$h(mm)$	
۱۰	۶	۱۰۰	۲۰۰	تیر اول
۱۵	۱۰	۲۰۰	۲۰۰	ستون
۶	۴	۵۰	۸۰	لینک
۸	۶	۸۰	۱۱۰	تیر دوم

مقایسه‌ی عملکرد سیستم‌های ترکیبی با یک سیستم قاب خمشی به ترتیب این سیستم‌های ترکیبی، همانند بخش صحت‌سنجی، مدل‌سازی، بارگذاری، و ارزیابی شده‌اند:

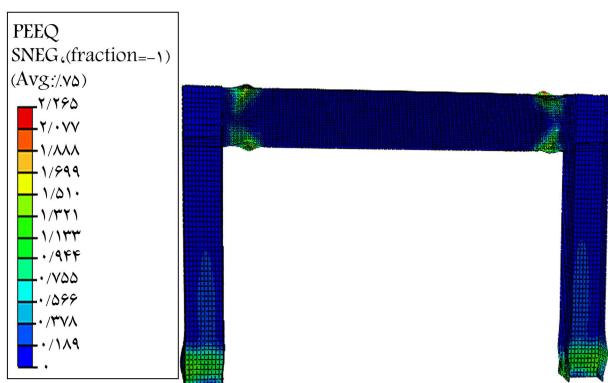
- سیستم اول: قاب یک دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی هفت؛
- سیستم دوم: قاب دو دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی هفت؛
- سیستم سوم: قاب دو دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی چهار؛
- سیستم چهارم: قاب دو دهانه‌یی با لینک برشی در هر دو دهانه؛
- سیستم پنجم: قاب دو دهانه‌یی با یک دهانه با لینک برشی و دهانه‌ی دیگر با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی هفت.

قاب‌های اخیر مطابق با آیین‌نامه‌های لرزه‌یی  $ANSI/AISC358-10$  [۳] و  $ANSI/AISC341$  [۱۶] همان‌طور که در بخش صحت‌سنجی به آن اشاره شده است، طراحی شدند و تحت بارگذاری استاتیکی رفت و برگشتی قرار گرفتند. برای اینکه مقایسه‌ی بهتری بین سیستم‌های مذکور صورت بگیرد، سعی شده است مقاطع آن‌ها حتی‌المقدور یکسان باشند. در مطالعه‌ی حاضر، قاب با نسبت  $3/33^\circ$  برای یک قاب اصلی با ارتفاع  $3/3$  متر و همچنین دهانه‌ی ۳ متری ساخته شده است. لذا طول دهانه برای سیستم‌های ترکیبی مساوی ۱ متر و طول ستون در تمامی سیستم‌های اخیر، برابر با  $1/1$  متر در نظر گرفته شده است. همچنین برای سیستم اول که فقط یک دهانه دارد، طول دهانه مساوی ۲ متر بوده است. ستون تمامی سیستم اول، یک مشخصه داشت و تیر سیستم‌هایی که نسبت خالص دهانه به عمق آن مساوی ۴ بوده است، از نوع تیر اول و سیستم‌هایی که نسبت خالص دهانه به عمق آن‌ها مساوی ۷ بوده است، از نوع تیر دوم بودند (جدول ۲).

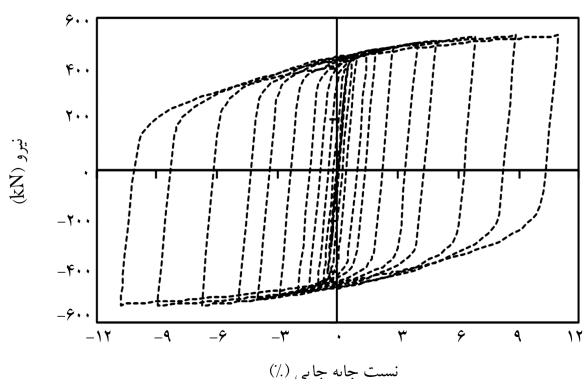
## ۵. نتایج و تفسیر

در شکل‌های ۶ و ۷، به ترتیب نحوه‌ی عملکرد تسلیم و نحوه‌ی عملکرد چرخه‌یی سیستم اول که فقط یک قاب خمشی داشته است، مشاهده می‌شود که مطابق آن، تسلیم در دو انتهای قاب خمشی رخ داده است. مقاومت بیشینه‌ی سیستم اول مساوی ۵۳۳ کیلونیوتن و سختی آن برابر با ۸۸۶ کیلونیوتن بر متر بوده است.

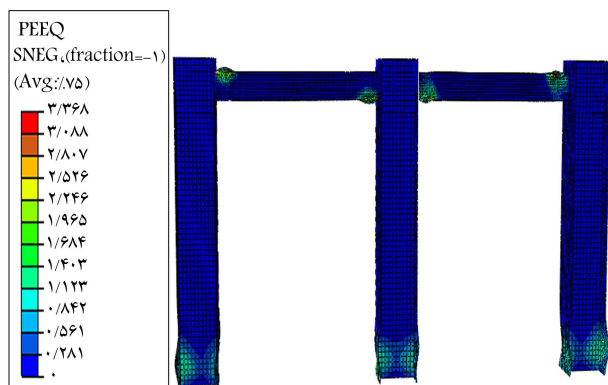
در شکل‌های ۸ و ۹، به ترتیب نحوه‌ی تسلیم و نحوه‌ی عملکرد چرخه‌یی سیستم دوم که یک قاب دو دهانه با اتصال‌های صلب خمشی با نسبت طول خالص دهانه به عمق ۷ بوده است، مشاهده می‌شود که مطابق آن، تسلیم در دو دهانه نیز مطابق تسلیم قاب‌های خمشی در دو انتهای تیر رخ داده است. مطابق شکل‌های اخیر، مقاومت بیشینه‌ی سیستم دوم برابر با ۶۰۸ کیلونیوتن و سختی آن برابر با ۹۵۳ کیلونیوتن بر متر بوده است.



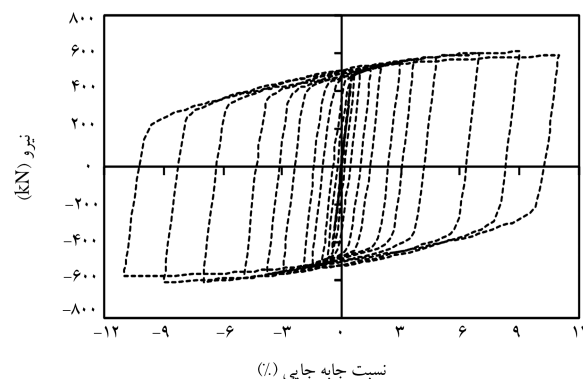
شکل ۶. نحوه‌ی تسلیم سیستم اول.



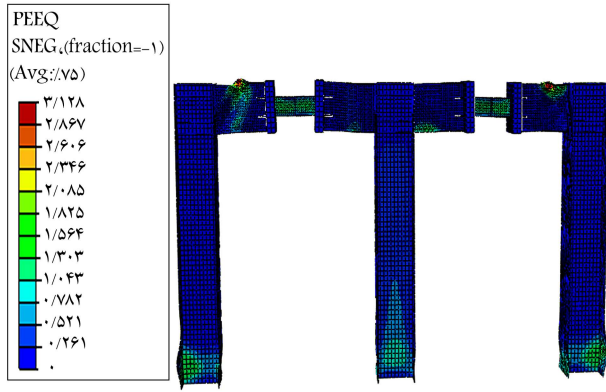
شکل ۷. نمودار چرخه‌یی سیستم اول.



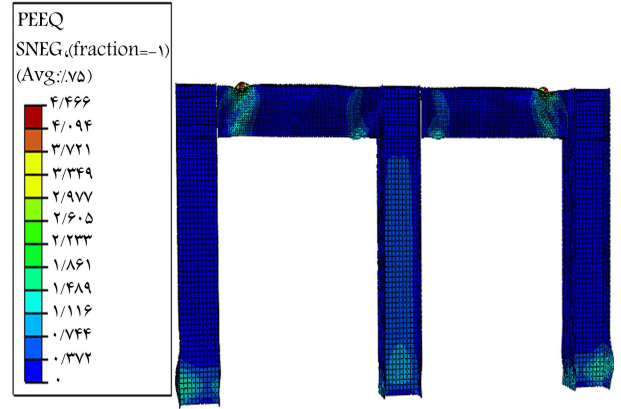
شکل ۸. نحوه‌ی تسلیم سیستم دوم.



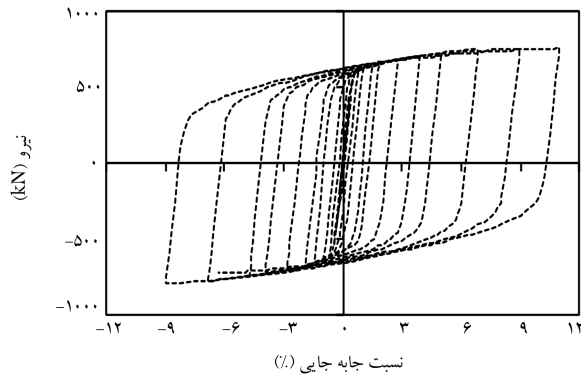
شکل ۹. نمودار چرخه‌یی سیستم دوم.



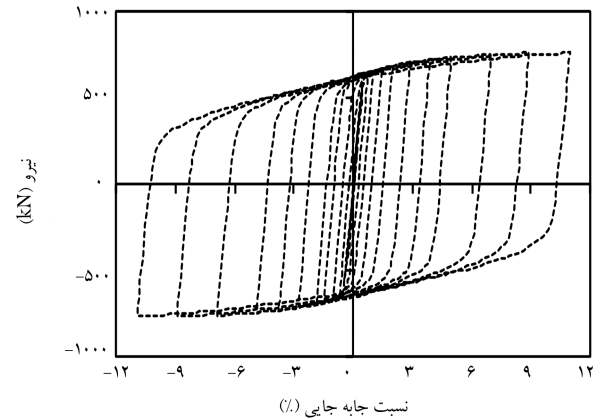
شکل ۱۲. نحوه تسلیم سیستم چهارم.



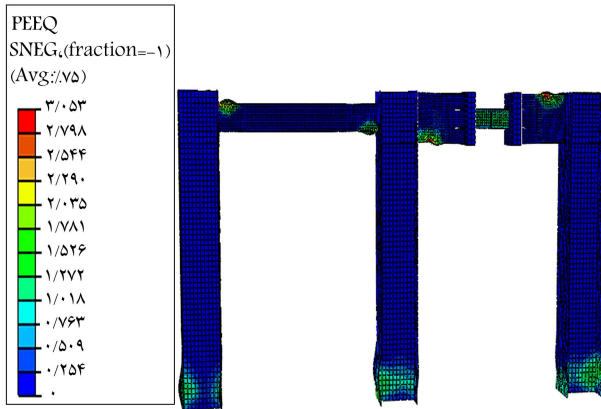
شکل ۱۰. نحوه تسلیم سیستم سوم.



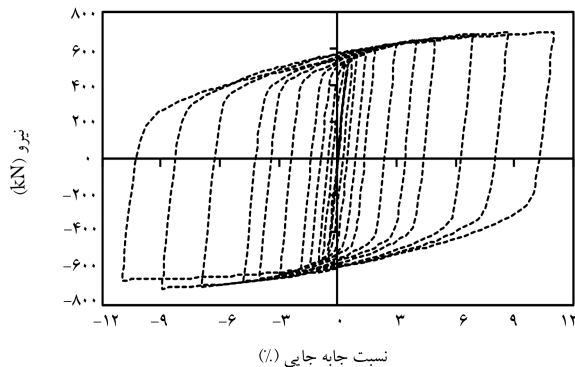
شکل ۱۳. نمودار چرخه‌یی سیستم چهارم.



شکل ۱۱. نمودار چرخه‌یی سیستم سوم.



شکل ۱۴. نمودار تسلیم سیستم پنجم.



شکل ۱۵. نمودار چرخه‌یی سیستم پنجم.

در شکل‌های ۱۰ و ۱۱، به ترتیب نحوه تسلیم و نحوه عملکرد چرخه‌یی سیستم سوم که قاب دو دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی با نسبت طول خالص دهانه به عمق ۴ بوده است، مشاهده می‌شود که مطابق آن، مقاومت بیشینه سیستم سوم، برابر با ۷۶۴ کیلونیوتن و سختی آن برابر با ۱۳۲۱ کیلونیوتن بر متر بوده است. در شکل‌های ۱۲ و ۱۳، به ترتیب نحوه تسلیم و نحوه عملکرد چرخه‌یی سیستم چهارم که قاب دو دهانه‌یی با لینک برشی بوده است، مشاهده می‌شود. در سیستم مذکور، ابتدا لینک برشی تسلیم شده و پس از تسلیم لینک برشی، دو انتهای تیر شروع به تسلیم شدن کرده‌اند. مطابق شکل‌های اخیر، مقاومت بیشینه سیستم چهارم، مساوی ۷۶۲ کیلونیوتن و سختی آن مساوی ۱۲۵۴ کیلونیوتن بر متر بوده است.

در شکل‌های ۱۴ و ۱۵، به ترتیب نحوه تسلیم و نحوه عملکرد چرخه‌یی سیستم پنجم، که قاب دو دهانه‌یی با یک دهانه دارای لینک برشی و یک دهانه با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی ۷ بوده است، مشاهده می‌شود. در سیستم اخیر، نیز مطابق با پیش‌بینی، ابتدا لینک برشی و پس از آن دو انتهای تیر با اتصال‌های صلب خمشی تسلیم شده‌اند. مطابق شکل‌های اخیر، مقاومت بیشینه سیستم پنجم، برابر با ۶۹۱ کیلونیوتن و سختی آن برابر با ۱۱۱۱ کیلونیوتن بر متر بوده است. شایان ذکر است در قاب با لینک برشی و همچنین در قاب خمشی از مقاطع کاهش‌یافته در دو انتهای تیر استفاده شده است. در شکل ۱۶، نمای پلان سیستم پنجم مشاهده می‌شود.

برای مقایسه سیستم‌های اشاره شده، مقاومت بیشینه و همچنین سختی آن‌ها

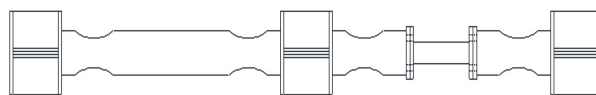
جدول ۳. مشخصات مقاطع.

PEEQ	مقاومت بیشینه (کیلو نیوتن)	سختی (کیلو نیوتن/متر)	
۲/۲۶	۵۵۳	۸۸۶	سیستم اول
۳/۳۶	۶۰۸	۹۵۳	سیستم دوم
۴/۴۶	۷۶۴	۱۳۲۱	سیستم سوم
۳/۱۳	۷۶۲	۱۲۵۴	سیستم چهارم
۳/۰۵	۶۹۱	۱۱۱۱	سیستم پنجم

خمشی رعایت شده است. طبق آیین‌نامه‌های لرزه‌یی، قاب‌های خمشی متوسط و ویژه باید به ترتیب مقادیر ۵ و ۷ را برای نسبت طول خالص دهانه به عمق رعایت کنند.

برای ارزیابی عملکرد جامع سیستم مذکور، پنج سیستم با چینش‌های گوناگون به صورت تحلیلی بررسی شده‌اند که عبارت‌اند از: فقط یک قاب خمشی؛ قاب دو دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی هفت؛ قاب دو دهانه با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی چهار؛ قاب دو دهانه با دهانه‌ی دارای لینک برشی؛ قاب دو دهانه با یک دهانه‌ی دارای لینک برشی و دیگری دارای اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی هفت.

سیستم‌های مذکور براساس آیین‌نامه و با نسبت ۰/۳۳ برای یک قاب اصلی با ارتفاع ۳/۳ متر و همچنین دهانه‌ی ۳ متری طراحی و در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شده‌اند. مدل‌های مذکور تحت بارگذاری رفت و برگشتی استاتیکی قرار گرفته و نیازهای مقاومت، سختی، و همچنین کرنش خمیری آن‌ها ارزیابی شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد، همان‌طور که انتظار می‌رفت، سیستمی که شامل دو دهانه با اتصال‌های صلب خمشی بوده و ضوابط آیین‌نامه‌یی را رعایت کرده است، سختی کمینه را در بین سیستم‌های ترکیبی و بیشینه‌ی سختی را در سیستمی که شامل دو دهانه با اتصال‌های صلب خمشی و بدون رعایت ضوابط آیین‌نامه‌یی بوده، نشان داده است. اما نکته‌ی حائز اهمیت آن است که در قاب‌های خمشی، یکی از عوامل گسیختگی پارگی است. طبق داده‌های تحلیلی، کرنش در سیستم قاب دو دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی و نسبت عمق به دهانه‌ی چهار، حدوداً ۵۰٪ بیش از سیستم ترکیبی شامل دهانه‌ی دارای لینک برشی و دهانه‌ی دارای اتصال‌های صلب خمشی بوده است. لذا می‌توان نتیجه گرفت استفاده از سیستمی که شامل یک دهانه با اتصال‌های صلب خمشی و یک دهانه با لینک برشی است، علاوه بر مرتفع ساختن معضل سختی، کرنش بسیاری کمتری نسبت به سیستم‌های دیگر داشته و ضوابط آیین‌نامه‌یی را نیز رعایت کرده است.



شکل ۱۶. نما از بالای قاب دو دهانه (با یک دهانه دارای لینک برشی و یک دهانه با اتصال‌های صلب خمشی).

بررسی شده است. در جدول ۳، اعداد مربوط به سختی و مقاومت بیشینه‌ی قاب‌های اخیر ارائه شده است که مطابق آن، سختی و مقاومت بیشینه‌ی سیستم‌های سوم و چهارم بیش از بقیه‌ی سیستم‌ها بوده است. از طرف دیگر، در قاب‌های خمشی، یکی از دلایل شکست، گسیختگی در نواحی بی‌بوته است که تسلیم رخ داده است. یکی از معیارها برای کمی‌سازی اتفاق اخیر، شاخص PEEQ یا همان کرنش خمیری معادل است که به عنوان معیاری برای نشان‌دادن مقدار تغییرات غیرکشسان مصالح استفاده می‌شود. PEEQ در سیستم سوم تقریباً ۱/۵ برابر سیستم پنجم بوده است. در قاب‌های خمشی، یکی از دلایل شکست، گسیختگی در نواحی است که تسلیم رخ می‌دهد؛ در نتیجه می‌توان گفت سیستم سوم دچار گسیختگی و پارگی در ناحیه‌یی بوده است که تنش بیشینه‌ی تسلیم رخ داده است. لذا می‌توان نتیجه گرفت در صورتی که طراحان مجبور به عدم رعایت ضوابط آیین‌نامه‌یی شوند، استفاده از قاب با لینک برشی و یا استفاده‌ی توأمان از قاب با لینک برشی و قاب خمشی می‌تواند یک گزینه‌ی جایگزین مناسب باشد.

## ۶. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، ایده‌ی استفاده از سیستم ترکیبی شامل دهانه‌یی با اتصال‌های صلب خمشی و دهانه‌یی با لینک برشی در میانه‌ی آن مطرح شده است. با استفاده از روش اخیر، علاوه بر حفظ سختی سیستم، محدودیت‌های آیین‌نامه‌یی قاب‌های

## پانویس‌ها

1. Northridge
2. Kobe
3. Sumner
4. Schneider & Teeraparbwong
5. Butterworth & Clifton
6. friction based resistance beam to column connections
7. Ricles
8. post tensioned beam to column connections
9. Stratan & Dubina
10. special truss moment frame (STMF)
11. coupled concrete shear walls (CCSW)
12. Fuse
13. Shen
14. Mansur
15. shear link frame (SLF)
16. Hybrid Frame (HF)
17. Abaqus



18. Isoparametric S4R Shell
19. local buckling
20. eight-node solid continuum elements
21. Mesh
22. Von Mises
23. kinematic
24. Combined
25. Kaufmann
26. Coupon
27. elastic modulus
28. Poisson's Ratio
29. buckling analysis
30. geometric nonlinearity
31. postbuckling

## منابع (References)

1. Schneider, S.P., Roeder, C.W. and Carpenter, J.E. "Seismic behavior of moment-resisting steel frames: Experimental study", *J. Struct. Eng.*, **119**(6), pp. 1885-1902 (1993).
2. Bruneau, M., Uang, C.M. and Sabelli, R. "Ductile design of steel structures", Boston: McGraw-Hill (2011).
3. AISC (American Institute of Steel Construction), "Pre-qualified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications", Chicago (2010).
4. Nikoukalam, M.T. and Dolatshahi, K.M. "Finite element investigation of moment resisting frames with a new shear structural fuse", *2<sup>ed</sup> European Conference on Earthquake Engineering and Seismology* (2014).
5. Taranath, B.S. "Structural analysis and design of tall buildings: Steel and composite construction", Boca Raton, CRC Press (2011).
6. Gupta, A. "Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures", Ph.D. Dissertation, Stanford University, Stanford, CA (1999).
7. Plumier, A. "The dogbone: Back to the future", *Eng. J.*, **34**(2), pp. 61-67 (1997).
8. Morshedi, M.A., Dolatshahi, K.M. and Maleki, S. "Double reduced beam section connection", *J. Constr. Steel Res.*, **138**, pp. 283-297 (2017).
9. Mirghaderi, S.R., Torabian, S. and Imanpour, A. "Seismic performance of the accordion-Web RBS connection", *J. Constr. Steel Res.*, **66**(2), pp. 277-288 (2010).
10. Saleh, A., Mirghaderi, S.R. and Zahrai, S.M. "Cyclic testing of tubular web RBS connections in deep beams", *J. Constr. Steel Res.*, **117**, pp. 214-226 (2016).
11. Sumner, E.A. "Unified design of extended end-plate moment connections subject to cyclic loading", Ph.D. Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia (2003).
12. Schneider, S.P. and Teeraparbong, I. "Inelastic behavior of bolted flange plate connections", *J. Struct. Eng.*, **128**(4), pp. 492-500 (2002).
13. Butterworth, J. and Clifton, C.G. "Performance of hierarchical friction dissipating joints in moment resisting steel frames", in *Proc., 12<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engineering* (2000).
14. Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao, C. "Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames", *J. Struct. Eng.*, **127**(2), pp. 113-121 (2001).
15. Popov, E.P., Kasai, K. and Engelhardt, M.D. "Advances in Design of Eccentrically Braced Frames", *Earthq. Spectra*, **3**(1), pp. 43-55 (1987).
16. AISC (American Institute of Steel Construction), "Seismic provisions for structural steel buildings' AISC/ANSI 341-10", Chicago (2010).
17. Lian, M. and Su, M. "Seismic performance of high-strength steel fabricated eccentrically braced frame with vertical shear link", *J. Constr. Steel Res.*, **137**, pp. 262-285 (2017).
18. Wang, F., Su, M., Hong, M. and et al. "Cyclic behaviour of Y-shaped eccentrically braced frames fabricated with high-strength steel composite", *J. Constr. Steel Res.*, **120**, pp. 176-187 (2016).
19. Rahnavard, R., Hassanipour, A., Suleiman, M. and et al. "Evaluation on eccentrically braced frame with single and double shear panels", *J. Build. Eng.*, **10**, pp. 13-25 (2017).
20. Wada, A., Qu, Z., Motoyui, S. and Sakata, H. "Seismic retrofit of existing SRC frames using rocking walls and steel dampers", *Front. Archit. Civ. Eng.*, **5**(3), p. 259, China (2011).
21. Eatherton, M.R., Ma, X., Krawinkler, H. and et al. "Quasi-static cyclic behavior of controlled rocking steel frames", *J. Struct. Eng.*, **140**(11), pp. 4014083-1 to 11 (2014).
22. Ricles, J.M., Sause, R., Peng, S.W. and et al. "Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections", *J. Struct. Eng.*, **128**(7), pp. 850-859 (2002).
23. Fortney, P.J., Shahrooz, B.M. and Rassati, G.A. "Large-scale testing of a replaceable 'Fuse' steel coupling beam", *J. Struct. Eng.*, **133**(12), pp. 1801-1807 (2007).
24. Stratan, A. and Dubina, D. "Bolted links for eccentrically braced steel frames", *Proc. of the fifth AISC/ECCS Int. workshop, Connection in Steel Structures V. Behaviour, Strength and Design*, June 3-5, Delft Uni., pp. 223-232 (2004).
25. Mansour, N., Christopoulos, C. and Tremblay, R. "Experimental validation of replaceable shear links for eccentrically braced steel frames", *J. Struct. Eng.*, **137**(10), pp. 1141-1152 (2011).
26. Shen, Y., Christopoulos, C., Asce, M. and et al. "Seismic design and performance of steel moment resisting frames with nonlinear replaceable links", *J. Struct. Eng.*, **137**(10), pp. 1107-1117 (2011).
27. Malakoutian, M., Berman, J.W. and Dusicka, P. "Seismic response evaluation of the linked column frame system", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **42**(6), pp. 795-814 (2013).
28. Goel, B.S.C., Itani, A.M. and Member, A. "Seismic resistant special truss moment frames", *Struct. Eng.*, **120**(6), pp. 1781-1797 (1994).
29. Goel, B.S.C., Itani, A.M. and Member, A. "Seismic behavior of open web truss moment frames", *Struct. Eng.*, **120**(6), pp. 1763-1780 (1994).

30. Rezaei, S., Hamed, A.A. and Basim, M.C. "Seismic performance evaluation of steel structures equipped with dissipative columns", *J. Build. Eng.*, **29**, pp. 1-16 (2020).
31. Pachideh, G., Kafi, M. and Gholhaki, M. "Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipater", *Structures*, **28**, pp. 467-481 (2020).
32. Pachideh, G., Gholhaki, M. and Kafi, M. "Experimental and numerical evaluation of an innovative diamond-scheme bracing system equipped with a yielding damper", *Steel Compos. Struct.*, **36**(2), pp. 197-211 (2020).
33. Gholhaki, M., Pachideh, G., Rezaeefar, O. and et al. "Specification of response modification factor for steel plate shear wall by incremental dynamic analysis method (IDA)", *J. of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, **6**(2), pp. 211-224 (2019).
34. Mahmoudi, F., Dolatshahi, K.M., Mahsuli, M. and et al. "Experimental study of steel moment resisting frames with shear link", *J. Constr. Steel Res.*, **154**, pp. 197-208 (2019).
35. Dolatshahi, K.M., Gharavi, A. and Mirghaderi, S.R. "Experimental investigation of slitted web steel moment resisting frame", *J. Constr. Steel Res.*, **145**(6), pp. 438-448 (2018).
36. Mirghaderi, S.R., Mahmoudi, B., Gharavi, A. and et al. "Experimental investigation of moment resisting frames with perforated shear link", in *Structures*, **32**, pp. 516-531 (2021).
37. Nikoukalam, M.T. and Dolatshahi, K.M. "Development of structural shear fuse in moment resisting frames", *J. Constr. Steel Res.*, **114**, pp. 349-361 (2015).
38. Bruneau, M.; Chang, S.E.; Eguchi, R.T. and et al. "A Framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities", *Earthq. Spectra*, **19**(4), pp. 733-752 (2003).
39. SIMULIA, "Abaqus analysis user's manual", The Dassault Systèmes, Realistic Simulation. USA (2014).
40. Moammer, O. and Dolatshahi, K.M. "Predictive equations for shear link modeling toward collapse", *Eng. Struct.*, **151**, pp. 599-612 (2017).
41. Kaufmann, E., Metrovich, B. and Pense, A. "Characterization of cyclic inelastic strain behavior on properties of A572 Gr. 50 and A913 Gr. 50 rolled sections", Lehigh University, Report Number: 3048 (2001).