

Numerical and Experimental Investigation of the Seismic Performance of Beam-to-Circular CFST Column Connections Using a Steel Box

Ary Shehab Jamil¹, Mehrzad TahamouliRoudsari^{2*}, AllahReza Moradi Garoosi³, Javad Esfandiari²

1- Ph.D. Student Department of Civil Engineering, Ker.C., Islamic Azad University, Kermanshah, Iran.

2- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Ker.C., Islamic Azad University, Kermanshah, Iran.

3- Assistant professor, Department of Civil Engineering, Sa.C., Islamic Azad University, Sanandaj, Iran.

ABSTRACT

In this study, the details of a new connection based on a steel box and an optimized arrangement of internal and external stiffeners were presented. This configuration enhances the flexural and shear performance of the connection by providing appropriate force-transfer paths and improving stress distribution, while eliminating the need for continuity and doubler plates and simplifying the fabrication process. In the first step, three superior specimens were selected based on preliminary numerical analyses and evaluated under laboratory cyclic loading. The outputs included elastic stiffness, ultimate moment, energy dissipation capacity, panel-zone rotation, and strain in the main components. Based on the experimental results, the best specimen was identified, and after validating the numerical model accordingly, a parametric study was conducted to examine the effect of the steel-box thickness on the connection behavior. The objective was to analyze the sensitivity of the results to variations in the box thickness and assess its role in improving connection rigidity. Experimental results showed that the model equipped with internal stiffeners aligned with the beam flange increased stiffness and strength by factors of 9 and 5.2, respectively, compared with the baseline model. Moreover, adding external stiffeners improved the ultimate moment and stiffness by factors of 3.8 and 6.2, respectively. Numerical results indicated that when the steel-box thickness is selected at least 2 mm greater than the beam-flange thickness, the strength and stiffness reach a stable condition, and further increases in thickness have negligible effects. Numerical findings also showed that for thicknesses greater than or equal to 8 mm, the connection achieves ductility of about 7.4, and its equivalent damping ratio increases by up to 40%.

ARTICLE INFO

Receive Date: 16 September 2025

Revise Date: 28 November 2025

Accept Date: 28 December 2025

Keywords:

Circular column
Rigid connection
Experimental study
External stiffener
Steel box

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2025.547520.3818>

*Corresponding author: Mehrzad TahamouliRoudsari

Email address: tahamouli@iau.ac.ir

مطالعات عددی و آزمایشگاهی عملکرد لرزه‌ای اتصال تیر به ستون دایره‌ای پر شده با بتن با استفاده از جعبه فولادی

ناری شهاب جمیل^۱، مهرزاد تحمیلی‌رودسری^{۲*}، الله رضا مرادی گروسی^۳، جواد اسفندیاری^۲

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران

۲- دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران

۳- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، واحد سنندج، دانشگاه آزاد اسلامی، سنندج، ایران.

چکیده

در این پژوهش، جزئیات یک اتصال جدید بر پایه جعبه فولادی و آرایش بهینه‌شده سخت‌کننده‌های داخلی و خارجی ارائه شد. این پیکربندی با ایجاد مسیرهای مناسب برای انتقال نیرو و بهبود توزیع تنش، عملکرد خمشی و برشی اتصال را ارتقا می‌دهد و در عین حال، نیاز به ورق‌های پیوستگی و مضاعف را حذف کرده و فرآیند ساخت را ساده‌تر می‌سازد. در گام نخست، سه نمونه با عملکرد برتر بر پایه تحلیل‌های عددی اولیه انتخاب و تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایشگاهی ارزیابی شدند. خروجی‌های این مرحله شامل سختی الاستیک، لنگر نهایی، ظرفیت جذب انرژی، دوران چشمه اتصال و کرنش در اجزای اصلی بود. بر اساس نتایج آزمایشگاهی، بهترین نمونه شناسایی شد و پس از صحت‌سنجی مدل عددی بر مبنای آن، مطالعات پارامتریک برای بررسی اثر ضخامت جعبه فولادی بر رفتار اتصال انجام شد. هدف این بخش، تحلیل حساسیت نتایج نسبت به تغییر ضخامت جعبه فولادی و ارزیابی نقش آن در ارتقای صلبیت اتصال بود. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که مدل دارای سخت‌کننده‌های داخلی هم‌راستا با بال تیر، سختی و مقاومت را به ترتیب ۹ و ۵/۲ برابر نسبت به مدل مینا افزایش داد. همچنین افزودن سخت‌کننده‌های خارجی، لنگر نهایی و سختی را به ترتیب ۳/۸ و ۶/۲ برابر مدل مینا بهبود بخشید. علاوه بر این، نتایج عددی حاکی از آن است که با انتخاب ضخامت جعبه فولادی حداقل ۲ میلی‌متر بیشتر از ضخامت بال تیر، مقاومت و سختی اتصال به وضعیت پایدار رسیده و افزایش بیشتر ضخامت اثر ناچیزی بر نتایج دارد. همچنین نتایج عددی نشان داد که در محدوده ضخامت‌های بزرگ‌تر یا مساوی ۸ میلی‌متر، اتصال به شکل‌پذیری ۷/۴ رسیده و نسبت میرایی معادل آن تا حدود ۴۰ درصد افزایش می‌یابد.

کلمات کلیدی: ستون دایره‌ای، اتصال صلب، مطالعه آزمایشگاهی، سخت‌کننده خارجی، جعبه فولادی

سابقه مقاله:					شناسه دیجیتال:	
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	doi:	
۱۴۰۴/۰۶/۲۵	۱۴۰۴/۰۹/۰۷	۱۴۰۴/۱۰/۰۷	۱۴۰۴/۱۰/۰۷	۱۴۰۵/۰۷/۳۰	https://doi.org/10.22065/jsce.2025.547520.3818	
*نویسنده مسئول:					مهرزاد تحمیلی‌رودسری	
پست الکترونیکی:					tahamouli@iau.ac.ir	

۱- مقدمه

در سال‌های اخیر، اتصالات در سازه‌های فولادی، به ویژه در قاب‌های خمشی، نقش حیاتی در تعیین عملکرد کلی سیستم ایفا می‌کنند. زیرا با ورود سازه به محدوده رفتاری غیرخطی و تحمل تغییر شکل‌های بزرگ، ظرفیت جذب و استهلاک انرژی آن افزایش می‌یابد. [۱، ۲]. از این رو، طراحی مناسب این اتصالات برای انتقال نیروهای لرزه‌ای و حفظ یکپارچگی سازه تحت بارهای شدید اهمیت ویژه‌ای دارد. تجربه زلزله ۱۹۹۴ نورتریج آسیب‌پذیری اتصالات متداول تیر به ستون را نمایان ساخت و ضرورت توجه به عملکرد آن‌ها را دوچندان کرد. با این حال، در ستون‌های فولادی با مقاطع دایره‌ای، اجرای اتصالات صلب به روش‌های مرسوم به دلیل ویژگی‌های هندسی خاص این مقاطع با چالش‌های جدی همراه است [۳].

رفتار لرزه‌ای اتصالات میان تیرهای فولادی و ستون‌های فولادی پر شده با بتن، از موضوعات کلیدی در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله محسوب می‌شود. پژوهش‌ها نشان داده‌اند که نوع اتصال و اجزای ترکیبی مانند دال بتن مسلح بر ظرفیت شکل‌پذیری سازه اثر گذارند. همچنین جزئیات اجرایی نظیر دیافراگم یا سخت‌کننده‌ها می‌توانند میزان جذب انرژی را تحت تأثیر قرار دهند. استفاده از اتصالات درون‌قاب با جزئیات متفاوت در ستون‌های پر شده با بتن، عملکرد لرزه‌ای مطلوبی ایجاد کرده است [۴]. اتصالات عبوری میان ستون‌های مربعی فولادی و تیرهای بتن‌آرمه با استفاده از قفسه فولادی چندلایه و خاموت‌های شعاعی آزمایش شده‌اند. این اتصالات رفتار لرزه‌ای مطلوبی مانند شکل‌پذیری بالا و ظرفیت مناسب جذب انرژی ارائه کرده‌اند [۵]. تحلیل‌های عددی نیز نشان می‌دهند که افزودن دال بتن مسلح به اتصالات، عملکرد آن‌ها را در برابر نیروهای لرزه‌ای ارتقا می‌دهد [۶]. در آزمایش‌های تجربی، اتصال میان تیر فولادی و ستون دایره‌ای پر شده با بتن نیز رفتار هیستریزس مناسبی داشته است [۷]. بررسی تجربی اتصالات میان ستون‌های دوقلو پر شده با بتن و تیر فولادی نیز بهبود شکل‌پذیری سازه را به اثبات رسانده است [۸]. همچنین، پیشنهاد استفاده از اتصالات بولت‌شده برای ستون‌های دولایه پر شده با بتن، منجر به ارتقای پایداری اتصالات در شرایط زلزله شده است [۹]. در مطالعه‌ای دیگر، اتصال ستون پر شده با بتن به تیر بتن‌آرمه با استفاده از اتصالات عبوری، تحت بارگذاری چرخه‌ای، رفتار لرزه‌ای مناسبی نشان داد [۱۰].

ژو و همکاران (۲۰۲۰) یک سیستم اتصال نوین برای ستون‌های پر شده با بتن و تیر I شکل ارائه کردند [۱۱]. در این سیستم اتصال، از دیافراگم‌های متقاطع برای تحمل لنگر در انتهای تیرها و دیافراگم‌های داخلی برای تحمل برش در فصل مشترک تیر و چشمه اتصال استفاده می‌شود. همچنین یک لوله فولادی در ناحیه چشمه اتصال برای بهبود مقاومت به کار رفته است. به منظور ارزیابی این اتصال، پنج نمونه در مقیاس یک‌سوم تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیکی مورد آزمایش قرار گرفتند. نتایج آزمایش‌ها دو مد شکست اصلی را نشان داد: شکست چشمه اتصال و شکست تیر. در حالت شکست اتصال، کمانش لوله اتصال و خردشدگی بتن هسته رخ داد که رفتاری شکل‌پذیر را به همراه داشت. در نهایت، محققان کارایی سیستم اتصال پیشنهادی را تأیید کردند و یک مدل تحلیلی المان محدود برای پیش‌بینی دقیق بار حداکثر و یک مدل تئوریک برای تخمین مقاومت برشی اتصال ارائه دادند. دینگ و همکاران (۲۰۱۹) یک سیستم اتصال پیش‌ساخته نوین بین تیرهای فولادی و ستون‌های با مقطع فولادی پر شده با بتن را پیشنهاد و بررسی کردند [۱۲]. این اتصال، از سخت‌کننده‌های داخلی عمودی در یک جهت و میلگردهای رزوه شده فولادی عبوری از ستون در جهت دیگر برای تقویت چشمه اتصال استفاده می‌کند. این روش نیاز به دیافراگم‌های افقی مرسوم را حذف کرده و از نظر معماری مطلوب است. برای ارزیابی عملکرد این سیستم، چهار نمونه اتصال داخلی و خارجی در دو جهت اصلی تحت بارگذاری مونوتونیک آزمایش شدند. نتایج نشان داد که اتصالات در هر دو جهت سختی خمشی بالایی دارند. اتصالات تقویت‌شده با سخت‌کننده داخلی (در جهت محور ضعیف ستون) به عنوان اتصال صلب طبقه‌بندی شدند، در حالی که اتصالات با میلگردهای رزوه شده (در جهت محور قوی) نیمه‌صلب بودند. مد شکست در اتصالات با میلگرد رزوه شده، ترک در جوش‌های گوشه بود، در حالی که در اتصالات با سخت‌کننده داخلی، مفصل پلاستیک به صورت شکل‌پذیر در تیر تشکیل شد. نتایج نشان داد که سیستم اتصال پیشنهادی در جهت تقویت‌شده با سخت‌کننده داخلی، سختی و مقاومت مناسبی ارائه می‌دهد. همچنین این پیکربندی شکل‌پذیری مطلوبی داشته و برای سازه‌های پیش‌ساخته گزینه‌ای مناسب است. سان و همکاران (۲۰۲۳) به بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات صلیبی تیر I شکل به ستون با استفاده از نوع جدیدی از پیچ‌های یک‌طرفه پرداختند [۱۳]. در این تحقیق، دو نمونه اتصال در مقیاس کامل تحت بارگذاری چرخه‌ای

آزمایش شدند. نتایج آزمایشگاهی تفاوت چشمگیری در مدهای شکست دو نمونه را نشان داد. نمونه بدون سخت کننده دچار شکست ناشی از بیرون کشیدگی پیچ ها، برش پانچ دیواره ستون و خردشدگی بتن هسته شد. در مقابل، نمونه تقویت شده با سخت کننده H شکل دچار شکست شکل پذیرتر ناشی از گسیختگی ورق اتصال انتهایی و تغییر شکل برشی سخت کننده داخلی گردید. سخت کننده داخلی به طور مؤثری از شکست بیرون کشیدگی پیچ جلوگیری کرد. لین و همکاران (۲۰۲۳) یک پژوهش آزمایشگاهی و عددی بر روی اتصال تیر فولادی H شکل به ستون قوطی فولادی انجام دادند [۱۴]. در این تحقیق، از یک سیستم اتصال نوین با استفاده از مقاطع T شکل و پیچ های یک طرفه برای ایجاد یک اتصال پیش ساخته و کارآمد استفاده شده است. آن ها یک نمونه اتصال میانی (صلیبی) در مقیاس ۱:۲ را تحت یک آزمایش شبه استاتیکی قرار دادند. نتایج آزمایش نشان داد که اتصال عملکرد شکل پذیر مناسبی دارد. پدیده شکست به صورت مرحله ای رخ داد که در آن، مقاطع T شکل به عنوان فیوزهای سازه ای عمل کرده و با جذب انرژی، از آسیب به اعضای اصلی یعنی تیر و ستون جلوگیری می کنند. تحلیل منحنی های هیستریزس، پدیده پینچینگ مشخصی را نشان داد که از ویژگی های اتصالات نیمه صلب است. دینگ و همکاران (۲۰۲۱) در ادامه پژوهش پیشین خود، به بررسی رفتار چرخه ای و عملکرد لرزه ای سیستم اتصال پیش ساخته نوآورانه بین تیر فولادی و ستون با مقطع فولادی پر شده با بتن پرداختند [۱۵]. آن ها چهار نمونه اتصال در مقیاس کامل را تحت بارگذاری چرخه ای معکوس قرار دادند. نتایج آزمایشگاهی مدهای شکست متفاوتی را برای دو نوع تقویت کننده نشان داد. اتصالات تقویت شده با میلگرد رزوه شده دچار شکست ناشی از ترک در جوش های گوشه شدند، در حالی که در اتصالات با سخت کننده داخلی، مفصل پلاستیک به صورت شکل پذیر در تیرها و با فاصله از بر ستون تشکیل شد. اندو^۱ و فوجیناگا^۲ (۲۰۲۵) در بررسی خود نشان دادند که در سازه های بتن پر شده درون مقطع فولادی، پیوستگی تیر می تواند رفتار مطلوبی در برابر زلزله ایجاد کند؛ با این حال، زمانی که تیر در راستای عمود بر تیر اصلی بریده می شود، کارایی اتصال کاهش می یابد. آنان با معرفی جزئیات تازه برای اتصال تیر جدا شده و آزمون نمونه ها دریافتند که افزایش عمق تیر پیوسته و نفوذ کافی بال تیر در صفحه اتصال، سختی و مقاومت لرزه ای را پایدار نگه می دهد [۱۶]. محسنی و همکاران (۲۰۲۵) پژوهشی را در اتصالات سازه های فولادی ارائه کردند که در آن رفتار اتصالات تیرهای مقطع I به ستون های فولادی توخالی پر شده با بتن و دارای دیافراگم بیرونی همراه با صفحه جانبی بررسی شد. آزمایش چرخه ای و مدل سازی عددی نشان داد که تمرکز تغییر شکل ها در تیر، به دور از سطح ستون، ایجاد می شود و ضخامت اجزای اتصال و بار محوری ستون نقش مهمی در کنترل سختی و مقاومت لرزه ای دارند [۱۷]. سیوراج^۳ و همکاران (۲۰۲۳) نیز با تحلیل کمی رفتار برشی ناحیه پانل در اتصالات دایره ای دارای دیافراگم بیرونی، به ناکافی بودن روابط موجود در پیش بینی ظرفیت برشی اشاره کردند [۱۸]. در ادامه، داس و همکاران (۲۰۲۳) با توسعه و صحت سنجی مدل های اجزای محدود برای اتصالات عبوری، کارایی این پیکربندی ها در کاهش آسیب موضعی ستون و ارتقای عملکرد لرزه ای را مورد بررسی قرار دادند [۱۹]. آسکریان و همکاران (۲۰۲۴) یک پیوند خمشی فولادی با توانایی اتصال چندطرفه را برای سازه های فولادی معرفی نمودند که امکان وصل کردن بیش از چهار عضو افقی را با هر زاویه مورد نظر به ستون فراهم می کند. این جزء سازه ای در برابر بارهای دوره ای زلزله به روش تجربی و شبیه سازی رایانه ای بررسی شد. دقت مدل اجزای محدود با میانگین تفاوت تقریباً دوازده درصد تأیید گردید. نتایج نشانگر انطباق عالی عملکرد وصله با الزامات لرزه ای قاب های خمشی ویژه بود و تحلیل حساسیت، تأثیر چشمگیر صفحه برشی و تغییرات بار محوری را اثبات کرد [۲۰].

نتایج آزمایشگاهی احمدی و همکاران (۲۰۲۲) نشان دادند که اتصال ورق عبوری می تواند مسیر باربری مستقیم و صلبی میان تیر و ستون فراهم آورد، به گونه ای که تمام تغییر شکل های غیرالاستیک در تیر متمرکز شده و ستون بدون آسیب باقی بماند [۲۱]. اهمیت این پژوهش در آن است که علاوه بر اثبات قابلیت شکل پذیری بالا، نقش بتن پرکننده در حفظ رفتار الاستیک چشمه اتصال نیز به خوبی آشکار شد. این یافته ها با مطالعه ی سادات و همکاران (۲۰۲۴) تکمیل می شود که نشان دادند کیفیت بتن هسته تأثیر مستقیم بر اثربخشی محصورکنندگی و ظرفیت باربری نهایی دارد [۲۲]. احمدی و همکاران تأکید داشتند که پرشدگی ستون ظرفیت برشی را تضمین می کند. در مقابل، سادات و همکاران یادآور شدند که نوع بتن (معمولی یا ماسه بادی) می تواند این مکانیزم را تقویت یا تضعیف کند. بنابراین، ترکیب دو پژوهش نشان می دهد که موفقیت اتصال عبوری نه تنها به هندسه، بلکه به خواص مکانیکی هسته بتنی نیز وابسته است. با وجود کارایی

¹ Ando

² Fujinaga

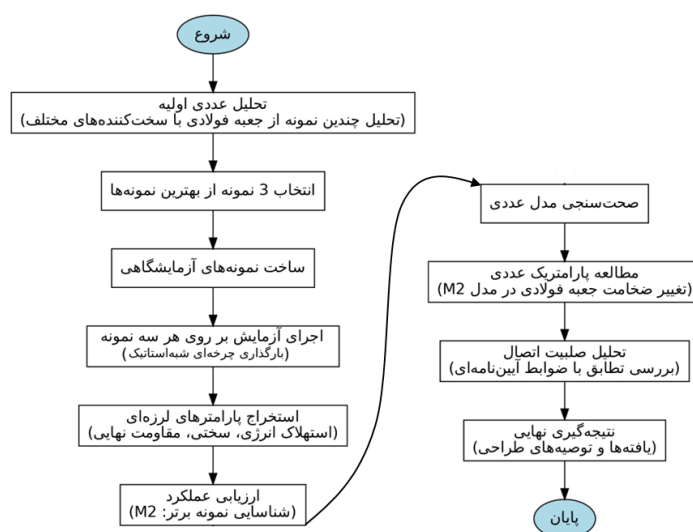
³ Sivraj

روش‌های جوشی، نگرانی از شکست ترد و پیچیدگی اجرا باعث شد رویکردهای خشک مورد توجه قرار گیرند. در این راستا، پن و همکاران (۲۰۲۴) با تمرکز بر اتصالات پیچ‌ومهره‌ای با حلقه‌های تقویتی خارجی نشان دادند که می‌توان عملکردی معادل و حتی بهتر از اتصالات جوشی به دست آورد [۲۳]. مقایسه‌ی نتایج پن و همکاران با یافته‌های احمدی نشان می‌دهد که اگرچه هر دو سیستم قادر به ایجاد صلبیت دورانی هستند، اولی بر صنعتی‌سازی و حذف ریسک جوشکاری تأکید دارد و دومی بر انتقال مطمئن مفصل پلاستیک. این تفاوت بیانگر تنوع راهبردها برای حل یک مسئله مشترک است. از منظر مصالح، دونگ و ساساکی (۲۰۱۹) به بررسی عملکرد اتصالات دیافراگم داخلی در ستون‌های جعبه‌ای پرداختند و نشان دادند که دیافراگم‌ها نقش کلیدی در بهبود سختی و مقاومت این اتصالات دارند [۲۴]. این یافته با نتایج سادات و همکاران [۲۲] پیوند می‌خورد و نشان می‌دهد که علاوه بر ویژگی‌های بتن، جزئیات دیافراگمی نیز در مکانیزم سخت‌شوندگی و دوام لرزه‌ای نقش تعیین‌کننده دارند. به بیان دیگر، انتخاب جزئیات اتصال (مانند نوع دیافراگم) می‌تواند به اندازه‌ی انتخاب مصالح بر عملکرد لرزه‌ای سیستم اثرگذار باشد. در حوزه‌ی جزئیات اجرایی، تحملی‌رودسری و همکاران (۲۰۲۰) استفاده از رابط ناودانی را به‌عنوان راهکار عملی برای رفع مشکل دسترسی به فضای داخلی ستون‌های دایره‌ای پیشنهاد کردند [۲۵]. آن‌ها نشان دادند که افزودن سخت‌کننده در امتداد بال تیر، مکانیزم شکست را از حالت ترد به شکست شکل‌پذیر در تیر تغییر می‌دهد. این خط پژوهشی توسط سهائی و همکاران (۲۰۲۳) ادامه یافت و به تدوین ضوابط طراحی عددی برای تضمین صلبیت یا نیمه‌صلبیت اتصال منجر شد [۲۶]. مو^۴ و بای^۵ (۲۰۱۸) با مطالعه‌ی اتصالات دارای چشمه اتصال نامنظم نشان دادند که تغییر در نسبت ارتفاع تیرها، الگوی توزیع برش و مکانیزم شکست را به‌شدت تحت تأثیر قرار می‌دهد [۲۷]. ارتباط این یافته با پژوهش‌های پیشین روشن است: همان‌گونه که نوع بتن یا جنس فولاد می‌تواند اثربخشی محصورکنندگی را تغییر دهد، هندسه‌ی تیر نیز قادر است مکانیزم انتقال نیرو در چشمه اتصال را دگرگون سازد. بنابراین، مجموعه‌ی این مطالعات تأکید می‌کنند که دستیابی به یک اتصال صلب و شکل‌پذیر در ستون‌های CFT نه تنها نیازمند جزئیات نوین اتصال، بلکه مستلزم توجه هم‌زمان به جنس مصالح و قیود هندسی است. حسینی و همکاران (۲۰۲۵) رفتار اتصالات تیر آبی شکل به ستون لوله‌ای را در شرایط دمای بالا بررسی کردند و نشان دادند که تغییرات حرارتی می‌تواند شکل‌پذیری، سختی و ظرفیت خمشی این اتصالات را تحت تأثیر قرار دهد. آنان با توسعه یک چارچوب تحلیلی، تغییرات لنگر و دوران را پیش‌بینی کرده و پاسخ سازه را با نتایج عددی و آزمایشگاهی مقایسه کردند [۲۸]. رازوی و همکاران (۲۰۲۵) رفتار لرزه‌ای اتصالات دارای دیافراگم خارجی در ستون‌های فولادی پر شده با بتن را در مقیاس واقعی بررسی کردند. نتایج آزمایش چرخه‌ای نشان داد که ضخامت دیافراگم، نوع اجرای اتصال و ابعاد ستون و تیر بر ظرفیت دوران، نحوه شکل‌گیری مفصل پلاستیک و جذب انرژی اتصال ارتباط مستقیم دارند [۲۹]. کوشا و همکاران (۲۰۲۵) به صورت احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه با سیستم قاب هسته و دیوارهای برشی کوپل را تحت اثر زمین‌لرزه‌های با دوره تناوب طولانی ارزیابی کردند. آن‌ها با به‌کارگیری تحلیل دینامیکی افزایشی و منحنی‌های شکنندگی، احتمال رسیدن سازه به سطوح مختلف آسیب شدید و فروپاشی، آسیب‌پذیری سازه به‌طور محسوسی افزایش می‌یابد [۳۰]. کوشا و نقی‌پور (۲۰۲۲) رفتار لرزه‌ای اتصال کناری با ورق جانبی در قاب‌های مرکب فولادی - بتنی را با تحلیل عددی بررسی کردند. مدل‌های ساخته‌شده نشان دادند که تغییر ابعاد ورق جانبی و ویژگی‌های مقطع ستون و بتن، نقش مهمی در ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و سختی دارند. این پژوهش بر اهمیت بهینه‌سازی جزئیات اتصال برای بهبود عملکرد سازه تحت اثر زلزله تأکید می‌کند و می‌تواند مبنایی برای مطالعات مرتبط باشد [۳۱].

با وجود تحقیقات گسترده در زمینه اتصالات، همچنان چالش‌هایی در اجرای اتصالات صلب در ستون‌های دایره‌ای وجود دارد. برای نمونه، برقراری اتصال مستقیم بین تیر [شکل و ستون دایره‌ای نیازمند برش دقیق بال‌های تیر با انحنا] ستون است. همچنین، به دلیل فضای محدود و دسترسی دشوار، نصب ورق‌های پیوستگی و ورق‌های مضاعف در این مقاطع امکان‌پذیر نیست. در پژوهش‌های پیشین، برخی از جزئیات پیشنهادی برای حل این مشکل، یا مستلزم قطع ستون بوده‌اند و یا فرآیند ساخت را پیچیده‌تر کرده‌اند. در همین راستا، نوآوری اصلی این تحقیق در ارائه رویکردی نوین برای بهبود اتصال تیر به ستون‌های دایره‌ای بتن‌پر شده نهفته است. به این ترتیب در این مطالعه، ابتدا تحلیل‌های عددی اولیه برای انتخاب بهینه‌ترین آرایش سخت‌کننده‌ها انجام شد و سه نمونه با عملکرد مطلوب برای بررسی‌های آزمایشگاهی

⁴ Mou⁵ Bai

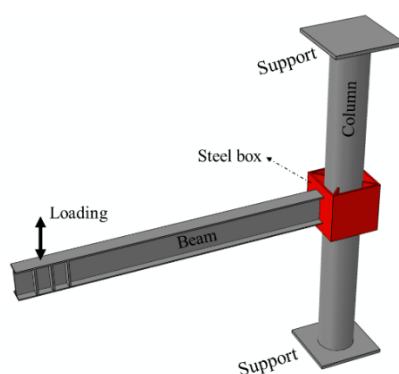
انتخاب گردیدند. پس از ارزیابی کامل رفتار لرزه‌ای این نمونه‌ها، بهترین نمونه مشخص شد و تحلیل‌های عددی تکمیلی بر روی آن به انجام رسید. روند کلی این تحقیق به صورت فلوچارت در شکل ۱ نمایش داده شده است.



شکل ۱ فلوچارت روند تحقیق

۲- جزئیات اتصال پیشنهادی

در این پژوهش، یک جزئیات نوین برای اتصال تیر آشکل به ستون دایره‌ای پر شده با بتن شده معرفی می‌شود. این مدل بر پایه یک جعبه فولادی طراحی شده است که امکان اتصال به ستون دایره‌ای را فراهم می‌آورد. همان‌طور که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، این جعبه با آرایش خاصی از سخت‌کننده‌های داخلی و خارجی، امکان انتقال مؤثر نیروهای برشی و خمشی از تیر به ستون را فراهم می‌کند. این رویکرد، نیاز به ورق‌های پیوستگی و ورق‌های مضاعف را که نصب آن‌ها در ستون‌های دایره‌ای دشوار است، از بین می‌برد. یکی از مزیت‌های مهم این نوع اتصال آن است که نیروهای وارده از تیر، به‌جای تمرکز در یک ناحیه محدود، از طریق جعبه فولادی و سخت‌کننده‌ها به صورت توزیع‌شده و از چهار جهت به ستون منتقل می‌شوند. این ویژگی سبب می‌شود تنش‌ها در سطح وسیع‌تری پخش شده و از بروز تمرکز شدید نیرو و آسیب موضعی در پوسته ستون جلوگیری گردد.



شکل ۲ شماتیک جعبه فولادی پیشنهادی برای اتصال تیر آشکل به ستون دایروی

۳- مدل سازی عددی اولیه برای طراحی نمونه های آزمایشگاهی

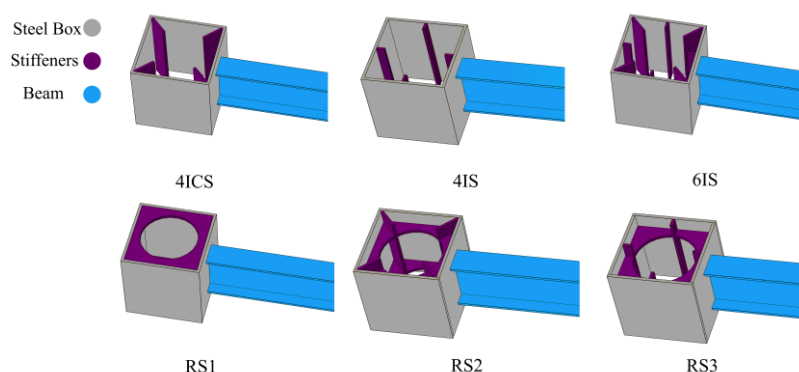
در این مطالعه، برای طراحی و ارزیابی اولیه مدل ها، از تحلیل عددی استفاده شد. همان طور که در شکل ۲ مشاهده می شود، یک جعبه فولادی در محل اتصال تیر به ستون دایره ای، پیشنهاد گردید. این جعبه با استفاده از سخت کننده های داخلی به ستون متصل می شود تا انتقال نیرو از تیر به ستون به طور مناسبی انجام گیرد و از تسلیم یا کمانش موضعی در ستون جلوگیری شود. به این ترتیب، شش آرایش اولیه برای سخت کننده های داخلی و دو آرایش برای سخت کننده های خارجی به عنوان طرح های اولیه در نظر گرفته شدند. این طرح ها به صورت عددی با نرم افزار آباکوس تحلیل شدند تا مدلی با بهترین عملکرد لرزه ای شناسایی شود. مدل سازی عددی با استفاده از المان های پوسته ای چهار گرهی (S4R) انجام شد. تحلیل مدل ها تحت بارگذاری یک جهته (مونوتونیک) و با روش کنترل جابه جایی صورت گرفت. در طول تحلیل، رفتار غیرخطی مصالح و تغییر شکل های بزرگ نیز لحاظ شد و اتصالات با تکنیک Tie شبیه سازی شدند. ابعاد بهینه مش بندی با انجام آنالیز حساسیت، ۲۰ میلی متر تعیین گردید. تمامی مدل ها به صورت استاتیکی غیر خطی تحلیل شدند. مقایسه مدل های طراحی شده در این بخش بر اساس توزیع تنش در مدل و مقادیر لنگر نهایی و سختی الاستیک آن ها انجام شد.

برای تضمین دقت مدل سازی اولیه، از مدل عددی صحت سنجی شده سوهائی و همکاران [۳۲] که یکی از نویسندگان این مقاله در آن مشارکت است، استفاده شد. مدل مذکور دارای مشخصات تکیه گاهی، بارگذاری و هندسه ستون دایره ای مشابه بود، و فرآیند صحت سنجی آن در برابر نتایج آزمایشگاهی که در همین آزمایشگاه و با مشخصات مصالح تقریباً یکسان انجام شده بود، به تفصیل در مرجع [۳۲] ارائه شده است. صحت سنجی مدل پایه بر اساس تطابق مناسب منحنی های لنگر-دوران عددی با آزمایشگاهی و همچنین انطباق الگوی توزیع تنش با رفتار مشاهده شده در نمونه های واقعی انجام شد. از آنجا که تمرکز این بخش بر طراحی آرایش های پیشنهادی و تحلیل رفتار لرزه ای آن ها بود، ارائه مجدد فرآیند مدل سازی و نتایج صحت سنجی متن تکرار نشده و به طور کامل در مرجع مذکور ارائه شده است.

۳-۱ سخت کننده های داخلی

در گام نخست، شش طرح اولیه برای سخت کننده های داخلی جعبه فولادی در نظر گرفته شد. مدل های 4ICS و 4IS دارای تعداد سخت کننده های یکسان بودند، اما راستای آن ها متفاوت بود. سخت کننده مدل 6IS ترکیبی از دو حالت اول است. مدل RS1 شامل دو حلقه فولادی در ابتدا و انتهای جعبه بود. در نهایت، سخت کننده های RS2 و RS3 ترکیبی از سخت کننده های 4ICS و 4IS به همراه یک حلقه فولادی بودند. این مدل ها به صورت عددی تحلیل شدند تا نمونه هایی با بهترین عملکرد لرزه ای برای آزمایش شناسایی شوند. شماتیک این سخت کننده ها در شکل ۳ نشان داده شده است.

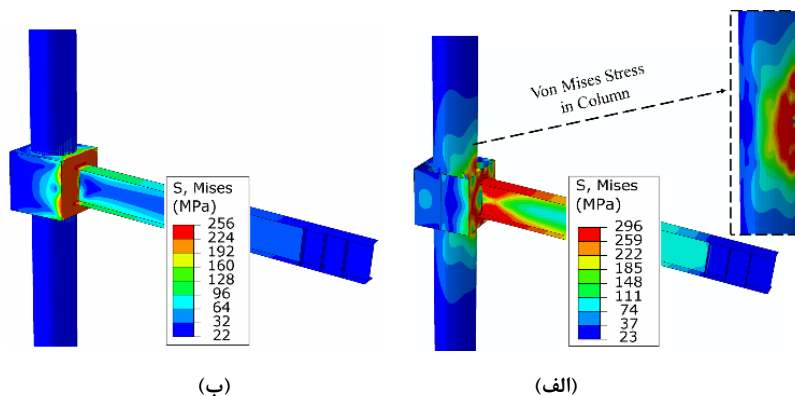
نتایج تحلیل ها نشان داد مدل های 4IS و 6IS به دلیل داشتن یک سخت کننده داخلی در راستای جان تیر، نیروی قابل توجهی به ستون وارد می کردند. به طوری که ستون در این مدل ها مستعد کمانش موضعی بود. مدل های مجهز به سخت کننده های 4ICS و RS1 نتایج ضعیفی داشتند ولی آسیب وارد شده در ستون در این مدل ها حداقل بود. علت اصلی این ضعف، تمرکز تغییر شکل و تنش در یکی از ورق های جعبه بود که مانع از فعال شدن کامل ظرفیت خمشی تیر شده و به افت کلی عملکرد اتصال انجامید. برای فهم عمیق تر این رفتار و بررسی دقیق تر سازوکار انتقال نیرو در این آرایش ها، مدل 4ICS به عنوان نمونه شاهد در میان نمونه های آزمایشگاهی انتخاب شد.



شکل ۳ طرح‌های اولیه سخت‌کننده‌های داخلی

نتایج تحلیل‌ها نشان داد که در میان سخت‌کننده‌های نوع RS، بهترین عملکرد به مدل‌های RS2 و RS3 تعلق داشت. این دو مدل به سبب وجود ورق حلقوی درون جعبه که کارکردی مشابه ورق پیوستگی دارد، نسبت به سایر طرح‌ها رفتار برتری نشان دادند. این مزیت عمدتاً ناشی از توزیع گسترده‌تر مسیرهای انتقال نیرو و کاهش تمرکز تنش در ناحیه اتصال بود. در مقایسه مستقیم این دو، RS2 تنش کمتری در ستون ایجاد کرد؛ از این رو به عنوان یکی از نمونه‌های آزمایشگاهی انتخاب شد.

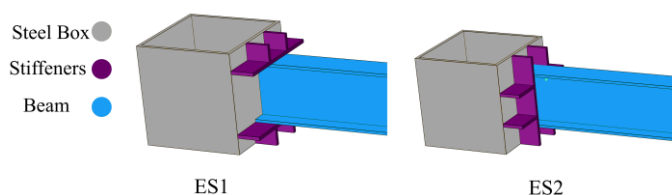
به عنوان نمونه، توزیع تنش فون میزس در دریافت حداکثر دو مدل در شکل ۴ ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در مدل دارای سخت‌کننده‌های IS6 هر چند بخش قابل توجهی از ظرفیت تیر فعال شده، اما تنش چشمگیری در ستون ایجاد گردیده که می‌تواند آن را مستعد آسیب‌های جدی کند. در مدل RS1، تنش ستون قابل ملاحظه نبود و بیشترین تنش در ورق باکس متصل به تیر رخ داد. در این مدل، به دلیل ضعف عضو اتصال، تنها بخش اندکی از ظرفیت خمشی تیر مورد استفاده قرار گرفت. اگرچه افزایش ضخامت ورق جعبه فولادی می‌تواند عملکرد را بهبود دهد، اما در این مرحله ابعاد تمامی مدل‌ها ثابت در نظر گرفته شده بود.



شکل ۴ نتایج توزیع تنش در دریافت حداکثر (الف) سخت‌کننده 6IS و (ب) RS1

۲-۳ سخت‌کننده‌های خارجی

علاوه بر سخت‌کننده‌های داخلی، دو پیکربندی اولیه برای سخت‌کننده‌های خارجی مطابق شکل ۵، که وظیفه اتصال تیر به جعبه را بر عهده داشتند، ارزیابی شدند. مقایسه این دو مدل نشان داد که مدل ES1 با توزیع یکنواخت‌تر نیروهای وارد بر ورق جعبه، مقاومت بیشتری نسبت به مدل ES2 فراهم می‌کند. بر این اساس، پیکربندی ترکیبی شامل سخت‌کننده داخلی 4ICS و سخت‌کننده خارجی ES1 به عنوان یکی از نمونه‌های منتخب برای آزمایش‌های تجربی برگزیده شد تا میزان اثرگذاری این سخت‌کننده خارجی نیز به طور دقیق مشخص شود.



شکل ۵ طرح‌های اولیه سخت‌کننده‌های خارجی (اتصال تیر و جعبه فولادی)

نتایج تحلیل‌های عددی اولیه نشان داد که عملکرد مدل‌ها با توجه به آرایش سخت‌کننده تفاوت چشمگیری دارد. جزئیات مقایسه‌ای این مدل‌ها در جدول ۱ ارائه شده است. در جمع‌بندی، سه پیکربندی منتخب برای ساخت و آزمایش شامل 4ICS و RS2 به عنوان سخت‌کننده‌های داخلی و همچنین مدل ترکیبی 4ICS+ES1 به منظور بررسی اثر سخت‌کننده خارجی انتخاب شدند. همچنین، استفاده از سخت‌کننده RS1 به همراه سخت‌کننده‌های خارجی موجب شد که نیرو به سطح گسترده‌تری از جعبه فولادی منتقل شده و از تمرکز تنش در ناحیه اتصال جلوگیری شود. علاوه بر این، میزان نیروهای منتقل‌شده به ستون نیز ناچیز بوده و قابل توجه نیست. با وجود این مزایا، لنگر نهایی و سختی الاستیک این مدل کمتر از مدل‌هایی است که در آن‌ها حلقه فولادی در راستای بال‌های تیر قرار گرفته است.

جدول ۱ نتایج مقایسه‌ای عملکرد سخت‌کننده‌های اولیه داخلی و خارجی

نوع سخت‌کننده	نام سخت‌کننده	ویژگی اصلی	عملکرد لرزه‌ای	توضیح نقاط ضعف/قوت
داخلی	4ICS	ورق‌های عمودی بدون حلقه	ضعیف	تمرکز تغییرشکل در یک ورق؛ ظرفیت خمشی تیر به‌طور کامل فعال نشد
داخلی	4IS / 6IS	داری سخت‌کننده در راستای جان تیر	متوسط	لنگر نهایی خوب ولی ستون مستعد تسلیم و کماتش موضعی بود
داخلی - ترکیبی	RS2	ترکیب ورق‌های عمودی + حلقه داخلی	بسیار خوب	توزیع گسترده تنش در ستون
داخلی - ترکیبی	RS3	ترکیب ورق‌های عمودی + حلقه داخلی	متوسط	لنگر نهایی خوب ولی ستون مستعد تمرکز تنش بود
داخلی - ترکیبی	RS1	دو حلقه انتهایی بدون ورق‌های میانی	ضعیف	تمرکز تغییرشکل در یک ورق جعبه فولادی، کاهش مقاومت نهایی
داخلی و خارجی	RS1+ES1 RS1+ES2	دو حلقه انتهایی + سخت‌کننده خارجی	خوب	توزیع بهتر نیرو از تیر به جعبه فولادی. مقاومت و سختی کمتر نسبت به RS2
خارجی	ES1	انتقال نیرو در سطح وسیع‌تر ورق	خوب	افزایش مقاومت نسبت به ES2، گزینه منتخب برای ترکیب با 4ICS
خارجی	ES2	انتقال نیرو در سطح محدودتر	ضعیف	مقاومت و سختی کمتر نسبت به ES1

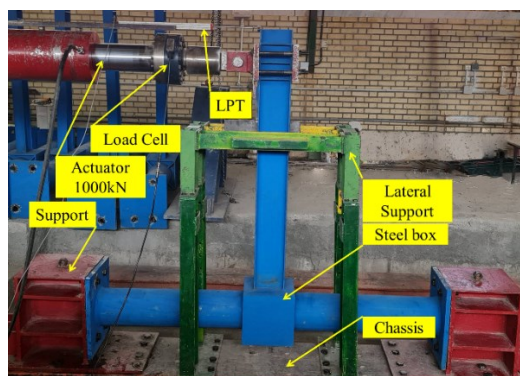
۴ برنامه آزمایشگاهی

۴-۱ جزئیات نمونه‌ها و طراحی آن‌ها

بر اساس نتایج تحلیل‌های عددی اولیه، سه نمونه آزمایشگاهی با عملکرد برتر برای ساخت انتخاب شدند. ابعاد تیر و ستون در این نمونه‌ها مطابق شیوه‌های رایج طراحی سازه‌ها و با در نظر گرفتن محدودیت‌های آزمایشگاهی تعیین گردید تا امکان تعمیم نتایج به مقیاس‌های بزرگ‌تر فراهم شود. در تمامی مدل‌ها، طول تیر ۱۵۰۰ میلی‌متر و طول ستون ۲۰۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد. مقطع تیر از نوع IPE180 انتخاب گردید و ستون‌ها با قطر متوسط ۲۲۰ میلی‌متر و ضخامت ۸ میلی‌متر با بتن پر شدند.

به‌منظور تسهیل فرآیند بارگذاری در شرایط آزمایشگاهی، نمونه‌ها به‌گونه‌ای آرایش یافتند که ستون در وضعیت افقی و تیر در وضعیت عمودی قرار گیرد؛ این آرایشی که پیش‌تر نیز در مطالعات مشابه به کار رفته و صحت داده‌های حاصل از آن مورد تأیید قرار گرفته است [۳۳]. نمونه‌ها با استفاده از دو ورق انتهایی و هشت پیچ با گرید ۱۰/۹ و قطر ۲۴ میلی‌متر (بر اساس استاندارد ISO [۳۴]) به تکیه‌گاه‌ها مهار شدند. همچنین، برای جلوگیری از جابه‌جایی‌ها و تغییرشکل‌های خارج از صفحه، تکیه‌گاه‌های جانبی در اطراف نمونه‌ها تعبیه گردید.

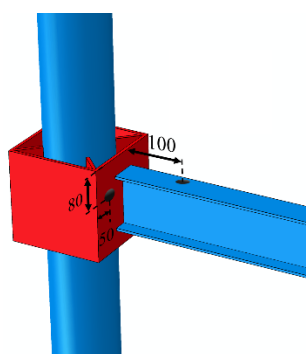
آزمایش‌ها در آزمایشگاه سازه دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمانشاه انجام گرفت. نیروی اعمالی توسط یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۱۰۰۰ کیلو نیوتن و دقت اندازه‌گیری ± 0.2 کیلو نیوتن ثبت گردید و جابه‌جایی‌ها نیز به کمک یک سنسور جابه‌جایی خطی (LPT⁶) با دقت ± 0.05 میلی‌متر اندازه‌گیری شد. آرایش تجهیزات آزمایشگاهی در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶ چیدمان تجهیزات آزمایشگاهی

برای اندازه‌گیری دوران در ناحیه چشمه اتصال، دو سنسور جابه‌جایی خطی در دو انتهای جعبه و با فاصله ۱۸۰ میلی‌متر مطابق شکل ۷ الف از یکدیگر نصب شدند. دوران چشمه اتصال (R_b) با استفاده از جابه‌جایی‌های ثبت‌شده توسط این دو سنسور ($D1$ و $D2$) و بر اساس رابطه (۱) محاسبه گردید. برای شناسایی تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، یک کرنش‌سنج بر روی بال تیر نزدیک به اتصال نصب شد. همچنین برای ارزیابی توزیع کرنش در جعبه فولادی و ستون، کرنش‌سنج‌ها در محل‌های مربوطه مطابق شکل ۷ ب قرار گرفتند. به این ترتیب یک کرنش‌سنج بر روی بال تیر در فاصله ۱۰۰ میلی‌متری از بر جعبه فولادی نصب شد. این نقطه به عنوان ناحیه بحرانی و مستعد مفصل پلاستیک انتخاب شد تا تسلیم تیر و شروع پدیده کمانش موضعی در نزدیکی اتصال به‌طور دقیق شناسایی شود. همچنین، کرنش‌سنج‌هایی در میانه طول ستون (در فاصله ۱۵۰ میلی‌متری از لبه جعبه) و در ورق جعبه فولادی متصل به تیر (در فاصله ۵۰ میلی‌متری از لبه) نصب شدند.

$$R_b = \frac{D1(mm) + D2(mm)}{180} \quad (1)$$



(ب)



(الف)

شکل ۷ الف) پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه دوران چشمه اتصال (ب) محل دقیق قرارگیری کرنش‌سنج‌ها در بر روی تیر، ستون و جعبه فولادی

⁶ Linear Potentiometer Transducers

۴-۲ خواص مصالح و فرآیند ساخت

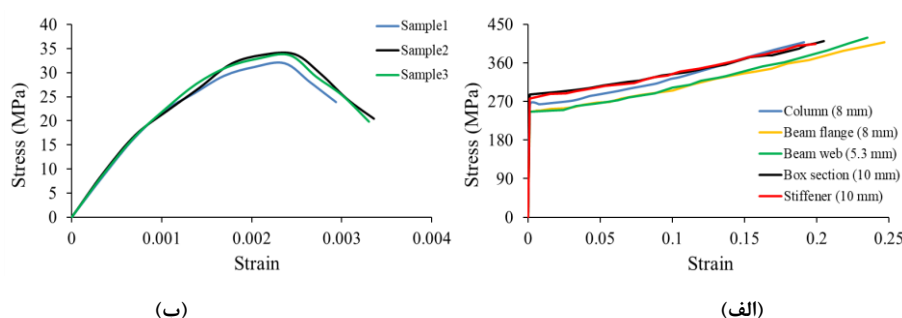
به منظور اطمینان از یکسان بودن شرایط آزمایش و مقایسه پذیری دقیق نمونه‌ها، تمامی آن‌ها با استفاده از مصالحی تا حد یکسان ساخته شدند. برای تعیین خواص مکانیکی فولادهای مصرفی، آزمون کشش مطابق استاندارد ASTM A370 [۳۵] بر روی نمونه‌های مصالح انجام شد. نتایج این آزمون‌ها در جدول ۲ ارائه شده است. این جدول مقادیر مدول الاستیسیته، تنش تسلیم، تنش نهایی و افزایش طول نسبی را برای اجزای مختلف شامل ستون، بال و جان تیر، جعبه فولادی و سخت‌کننده‌ها نشان می‌دهد. به عنوان مثال، تنش تسلیم جعبه فولادی ۲۸۹/۱۲ مگاپاسکال و تنش تسلیم بال تیر ۲۴۸/۰۹ مگاپاسکال به دست آمد. نمودار تنش کرنش تمامی مصالح فولادی تا لحظه نهایی در شکل ۸ الف نشان داده شده است.

علاوه بر این، قبل از اعمال بار، تمامی جوش‌های انجام شده بر روی اجزای مختلف اتصال، از جمله ستون، جعبه فولادی و سخت‌کننده‌ها، تحت آزمون‌های غیرمخرب دقیق برای اطمینان از کیفیت و یکپارچگی آن‌ها قرار گرفتند. این اقدام، هرگونه نقص احتمالی در جوش‌ها را که می‌توانست بر نتایج آزمایش تأثیر بگذارد، از بین برد و دقت مطالعه را افزایش داد.

همچنین، بتن مورد استفاده برای پر کردن ستون‌ها با یک طرح اختلاط یکنواخت و کنترل شده تولید شد تا رفتار بتن در تمام نمونه‌ها یکسان باشد. ترکیب بتن بر اساس درصد‌های وزنی شامل ۱۷/۶٪ سیمان، ۹/۷٪ آب، ۲۶/۹٪ سنگدانه ریز و ۴۵/۸٪ سنگدانه درشت با حداکثر اندازه ۱۰ میلی‌متر بود. این طرح اختلاط با نسبت آب به سیمان حدود ۰/۵۵ کارایی مناسب برای پر کردن مقطع جعبه‌ای فولادی را فراهم کرد. برای تعیین خواص مکانیکی بتن، سه نمونه استوانه‌ای همزمان با بتن‌ریزی تهیه شد و در سن ۴۸ روز تحت آزمایش فشار محوری قرار گرفتند. مقادیر مقاومت فشاری این نمونه‌ها به ترتیب برابر ۳۱/۹، ۳۳/۸ و ۳۳/۶ (مطابق شکل ۸ ب) مگاپاسکال ثبت شد که میانگین آن‌ها ۳۳/۱ مگاپاسکال به دست آمد.

جدول ۲ خواص مکانیکی اجزای فولادی مورد استفاده در نمونه‌های آزمایشگاهی

جزء	مدول الاستیسیته (GPa)	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	تغییر طول نسبی (%)
ستون (۸ میلی‌متر)	۱۹۲/۱	۲۶۲/۶	۴۱۲/۷	۱۹/۱
بال تیر (۸ میلی‌متر)	۱۸۲/۶	۲۴۸/۰۹	۴۱۶/۸۱	۲۴/۷
جان تیر (۵/۳ میلی‌متر)	۱۹۳/۲	۲۴۶/۰۱	۴۱۸/۶۹	۲۳/۵۱
جعبه (۱۰ میلی‌متر)	۱۹۸/۹	۲۸۹/۱۲	۴۱۰/۶۳	۲۰/۵
سخت‌کننده (۱۰ میلی‌متر)	۱۹۷/۲	۲۸۱/۳۲	۴۱۱/۸۳	۱۹/۹

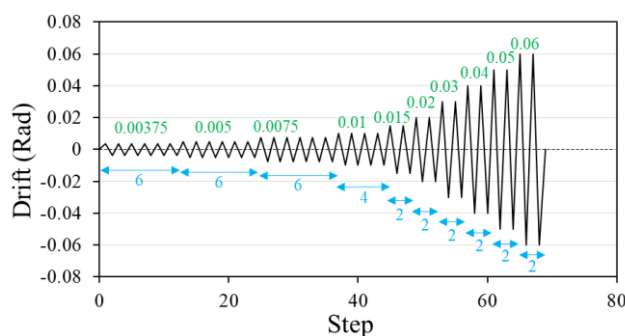


شکل ۸ نمودار تنش کرنش (الف) مصالح فولادی (ب) نمونه‌های استوانه‌ای بتنی

۴-۳ پروتکل بارگذاری

بارگذاری چرخه‌ای به صورت شبه‌استاتیک و با کنترل جابه‌جایی انجام شد تا از بروز اثرات دینامیکی جلوگیری شود. الگوی بارگذاری مطابق با پروتکل پیشنهادی در ضوابط لرزه‌ای FEMA-350 [۳۶] اعمال گردید. بر اساس این پروتکل، نمونه‌ها ابتدا در سطوح دریافت

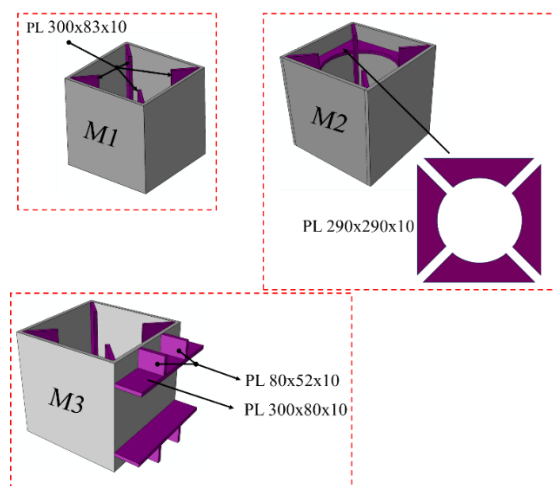
۰/۰۰۳۷۵، ۰/۰۰۵، ۰/۰۰۷۵ رادیان به مدت شش سیکل بارگذاری شدند. سپس دریفت‌های ۰/۰۱ رادیان (چهار سیکل) و ۰/۰۱۵ رادیان (دو سیکل) اعمال شد. در ادامه، بارگذاری با افزایش‌های تدریجی یک‌درصدی دریفت و در هر مرحله طی دو سیکل ادامه یافت. آرایش بارگذاری در شکل ۹ نشان داده شده است. آزمایش در صورت مشاهده افت محسوس مقاومت، وقوع کمانش موضعی یا گسیختگی هر یک از اجزای اتصال متوقف می‌شد.



شکل ۹ الگوی بارگذاری مطابق FEMA-350 [۳۶]

۴-۴ ابعاد نمونه‌های آزمایشگاهی

تمامی سه نمونه آزمایشگاهی این پژوهش با ابعاد کلی یکسان طراحی و ساخته شدند. تنها تفاوت میان این نمونه‌ها در پیکربندی و جزئیات سخت‌کننده‌های داخلی و خارجی در جعبه فولادی اتصال بود. این رویکرد این امکان را داد تا تأثیر مستقیم هر آرایش سخت‌کننده بر عملکرد لرزه‌ای اتصال به صورت مجزا بررسی شود. به این ترتیب، نمونه اول (M1) با سخت‌کننده داخلی 4ICS، نمونه دوم (M2) با سخت‌کننده داخلی RS2، و نمونه سوم (M3) با ترکیبی از سخت‌کننده‌های 4ICS و ES1 ساخته شدند. در شکل ۱۰، تمامی ابعاد مقاطع این مدل‌ها به تفصیل نشان داده شده است.



شکل ۱۰ ابعاد و جزئیات سخت‌کننده‌های مدل‌های آزمایشگاهی (M1، M2، M3)

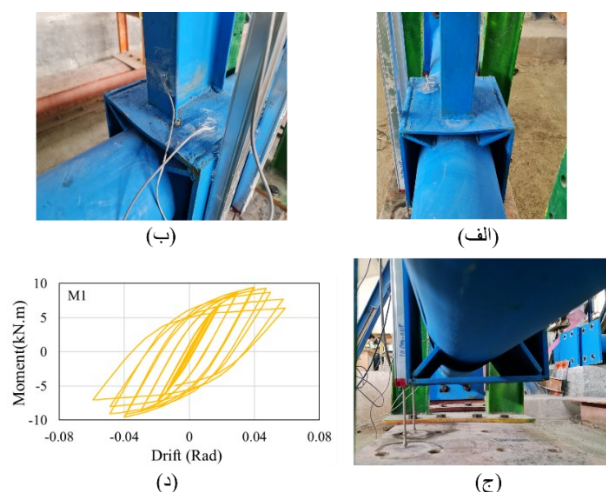
۵- نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی

در این بخش، نتایج آزمایشگاهی هر سه نمونه (M1، M2، و M3) به صورت جداگانه و با جزئیات کامل بررسی شده است.

۵-۱ تحلیل نمونه M1

در این بخش، رفتار مدل اول آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار گرفت. با شروع بارگذاری تا دریفت ۰/۰۱۵ رادیان (شکل ۱۱ الف)، پاسخ مدل تقریباً خطی بود و رابطه‌ای خطی بین لنگر و دوران مشاهده شد. با ادامه بارگذاری و تغییر شکل‌های ایجاد شده در جعبه فولادی (شکل ۱۱ ب)، منحنی هیستریزس وارد ناحیه غیرخطی گردید. این روند تا دوران ۰/۰۴ رادیان ادامه یافت، بدون آنکه افتی در منحنی هیستریزس مشاهده شود. در این مرحله، تغییر شکل‌ها عمدتاً در یکی از ورق‌های جعبه متصل به تیر متمرکز شدند، در حالی که سایر بخش‌های جعبه تقریباً بدون تغییر باقی ماندند (شکل ۱۱ ج). در این مدل، تا پایان بارگذاری هیچ‌گونه آسیبی به سخت‌کننده‌های داخلی و ستون وارد نشد و تغییر شکل‌ها تنها در ورق اتصال تیر به جعبه رخ داد. این تمرکز تغییر شکل در یک بخش خاص نشان‌دهنده توزیع نامناسب تنش و استفاده ناکافی از ظرفیت باربری سایر اجزاست.

به دلیل خمش زود هنگام و تسلیم ورق تغییر شکل یافته، تنها بخش اندکی از ظرفیت خمشی تیر فعال شد. مقطع IPE180 استفاده شده، با اساس مقطع پلاستیک و الاستیک به ترتیب برابر با 166000 m^3 و 146000 m^3 و تنش تسلیم میانگین بال و جان تیر 247 MPa (مطابق جدول ۲)، قادر است لنگر پلاستیک و تسلیم را به ترتیب حدود 41 kN.m و 36 kN.m تأمین کند. با وجود این، بیشینه لنگر ثبت شده در مدل M1 تنها $9/3 \text{ kN.m}$ بود که اختلاف زیادی با مقادیر نظری دارد و نشان‌دهنده بهره‌برداری بسیار پایین‌تر از ظرفیت تیر است. در این مدل حتی تیر به حد تسلیم نیز نرسید. علاوه بر این، بررسی نمودار هیستریزس (شکل ۱۱ د) نشان می‌دهد که حلقه‌های پسماند باریک بوده و ظرفیت جذب انرژی مدل کم است.

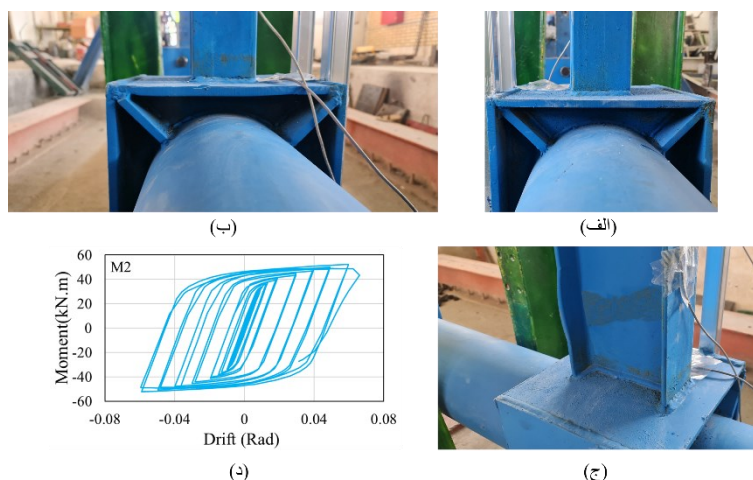


شکل ۱۱ تغییر شکل‌های نمونه M1: (الف) در دریفت ۰/۰۱۵ رادیان؛ (ب) در دریفت ۰/۰۴ رادیان؛ (ج) تغییر شکل سایر قسمت‌های جعبه فولادی در انتهای بارگذاری (د) منحنی هیستریزس نتایج

۵-۲ تحلیل نمونه M2

در مدل دوم، تا دریفت ۰/۰۱ رفتار نمونه به‌طور کامل الاستیک بود و نمودار لنگر-دوران روندی خطی نشان داد. شکل ۱۲ الف وضعیت مدل را در انتهای ناحیه الاستیک نشان می‌دهد. با افزایش دریفت، تغییر شکل‌های موضعی در بال تیر ایجاد شد، در حالی که باکس فولادی و سخت‌کننده‌ها بدون تغییر باقی ماندند (شکل ۱۲ ب). در دریفت ۰/۰۶، ابتدا کمانش در جان تیر نزدیک ناحیه اتصال و سپس در همان سطح دریفت، و سیکل دوم کمانش در بال تیر رخ داد (شکل ۱۲ ج) و بارگذاری با این دو نوع کمانش پایان یافت. تمرکز تغییر شکل‌ها در تیر باعث شد که مقاومت مدل تا دریفت ۰/۰۶ بدون افت محسوس حفظ گردد. مقایسه با مدل اول نشان داد که نمونه دوم هم دریفت نهایی بیشتری و هم ظرفیت خمشی بالاتری داشت، ضمن آنکه هیچ‌گونه آسیبی به ستون، باکس یا سخت‌کننده‌های اتصال مشاهده نشد. سخت‌کننده‌های داخلی باکس عملکردی مشابه ورق‌های پیوستگی داشتند و نقش تعیین‌کننده‌ای در تقویت اتصال ایفا کردند.

رفتار این نوع اتصالات تحت تأثیر سه بخش اصلی ستون، اتصال و تیر است؛ به گونه‌ای که با افزایش بارگذاری، یا ستون دچار تسلیم می‌شود، یا اتصال ضعف نشان می‌دهد، و یا مفصل پلاستیک در تیر شکل می‌گیرد. بر اساس ضوابط لرزه‌ای و همچنین شواهد زلزله نورث‌ریج، تشکیل مفصل پلاستیک در تیر الگویی مطلوب از شکست تلقی می‌شود. در مدل M2 این انتظار به‌طور کامل برآورده شد و خرابی نهایی در تیر و در مجاورت ناحیه اتصال رخ داد. مطابق نمودار لنگر-دریفت ارائه‌شده در شکل ۱۲، حداکثر لنگر قابل تحمل این مدل برابر با ۴۸/۵ kN.m به دست آمد که نشان می‌دهد ظرفیت خمشی تیر به‌طور کامل مورد بهره‌برداری قرار گرفته است.



شکل ۱۲ تغییر شکل مدل M2 در مراحل مختلف بارگذاری: (الف) رفتار الاستیک اولیه در دریفت ۰/۰۱، (ب) ایجاد تغییر شکل موضعی در بال تیر، (ج) بروز کمانش در جان و بال تیر در دریفت ۰/۰۶، (د) منحنی هیستریزس نتایج

۳-۵ تحلیل نمونه M3

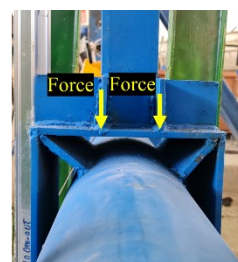
در مدل سوم، با افزایش بارگذاری تا دوران ۰/۰۱، رفتار نمونه تقریباً الاستیکی بود و تغییرات لنگر نسبت به دوران روندی خطی داشت. پس از این مرحله، پاسخ سیستم وارد فاز غیرخطی شد (شکل ۱۳ الف). حضور سخت‌کننده بین تیر و باکس سبب شد دوران الاستیک نسبت به مدل M1 کاهش یابد، زیرا سهم بیشتری از نیروها به ورق باکس منتقل گردید. مطابق شکل ۱۳ الف، نیروهای وارده از سوی تیر و سخت‌کننده آن موجب تغییر شکل در ورق باکس شدند. همچنین، توزیع نیرو در این مدل در سطح وسیع‌تری از ورق باکس پخش شد و همین امر موجب افزایش مقاومت کلی نسبت به مدل اول شد. شکل ۱۳ ب تغییرات ایجاد شده در ورق جعبه فولادی در دریفت ۰/۰۴ را نشان می‌دهد. روند بارگذاری تا جابجایی ۰/۰۵ رادیان ادامه داشت و نمودار بدون افت مقاومت باقی ماند. در دریفت ۰/۰۵، به دلیل شکست ناگهانی جوش بین سخت‌کننده خارجی و داخلی با ورق باکس، مطابق شکل ۱۳ ج، نمودار در سیکل دوم دچار افت شد. با وجود این، هیچ آسیبی به سخت‌کننده‌های بین باکس و ستون و همچنین خود ستون وارد نشد و تنها گسیختگی جوش‌ها پایان بارگذاری را رقم زد.

مقایسه نتایج نشان داد که مدل M3 نسبت به M1 مقاوم‌تر بوده و اضافه شدن سخت‌کننده میان تیر و باکس باعث شد بخش بیشتری از ظرفیت تیر در باربری به کار گرفته شود و تغییر شکل ورق باکس محدود گردد. با این حال، این مدل نسبت به M2 عملکرد ضعیف‌تری داشت، زیرا توان انتقال کامل نیرو به باکس وجود نداشت و مفصل پلاستیک در تیر تشکیل نشد. نمودار لنگر-دریفت مدل M3 (شکل ۱۳ د) نیز این یافته‌ها را تأیید می‌کند؛ به‌طوری‌که منحنی حاصل مساحت حلقه‌های پسماند بیشتری نسبت به مدل M1 اما کمتر از مدل M2 داشته و افت مقاومت در دریفت ۰/۰۵ آشکار شده است.

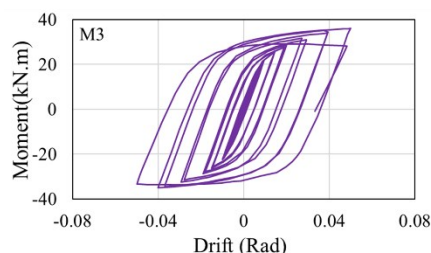
برای جمع‌بندی و مقایسه رفتار لرزه‌ای نمونه‌های آزمایشگاهی، نتایج کلیدی هر سه مدل M1، M2 و M3 در جدول ۳ ارائه شده است. این جدول با تمرکز بر رفتار الاستیک اولیه، محل تمرکز تغییر شکل‌ها، مقادیر دریفت و لنگر حداکثر، وضعیت اجزای اصلی و الگوی شکست، امکان ارزیابی دقیق‌تر نقاط ضعف و قوت هر نمونه را فراهم می‌کند.



(ب)



(الف)



(د)



(ج)

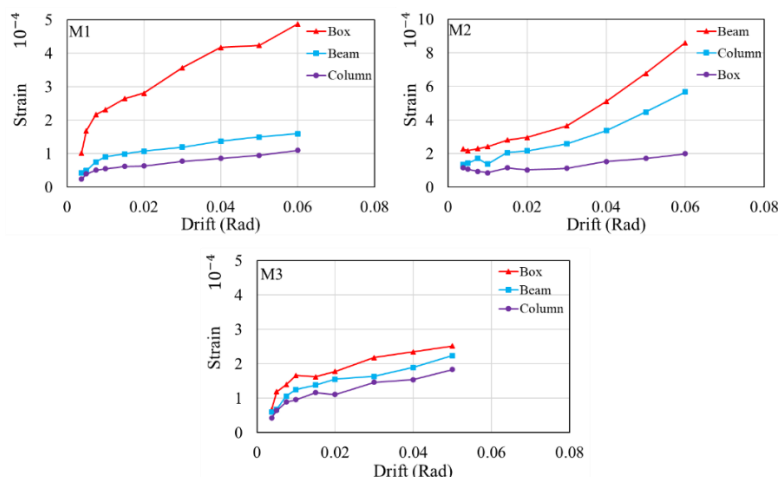
شکل ۱۳ رفتار مدل M3 در مراحل مختلف بارگذاری: (الف) شروع رفتار غیرخطی، (ب) تغییر شکل ورق باکس تحت اثر نیروهای تیر، (ج) گسیختگی جوش در دررفت ۰/۰۵، (د) نمودار لنگر-دررفت نمونه M3.

جدول ۳ خلاصه نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های M1، M2 و M3

نمونه رفتار الاستیک	محل تمرکز تغییر شکل	دررفت افت مقاومت (rad)	لنگر نهایی (kN.m)	الگوی شکست غالب	جمع‌بندی عملکرد
M1 تا ۰/۰۱۵	تمرکز در ورق اتصال باکس	۰/۰۴	۹/۳	خمش و تسلیم زودهنگام ورق اتصال	بهره‌برداری اندک از تیر، ظرفیت و جذب انرژی بسیار پایین
M2 تا ۰/۰۱	تغییر شکل در تیر	۰/۰۶	۴۸/۵	تشکیل مفصل پلاستیک در تیر نزدیک اتصال	بهترین عملکرد لرزه‌ای؛ استفاده کامل از ظرفیت تیر
M3 تا ۰/۰۱	تغییر شکل در ورق جعبه	۰/۰۵	۳۵/۳	گسیختگی جوش سخت‌کننده‌ها؛ مفصل پلاستیک در تیر شکل نگرفت	عملکرد بهتر از M1 ولی ضعیف‌تر از M2

۵-۴ توزیع کرنش و دوران چشمه اتصال

بر اساس نتایج ارائه شده در شکل ۱۴، مقایسه تاریخچه کرنش سه نمونه نشان می‌دهد که بیشترین تمرکز تغییر شکل در نمونه M1 بر روی جعبه فولادی بوده است؛ به طوری که کرنش جعبه در این نمونه به حدود ۰/۰۰۰۵ رسید، در حالی که کرنش تیر و ستون به ترتیب نزدیک به ۰/۰۰۰۲ و ۰/۰۰۰۱ باقی ماند. در نمونه M2، الگوی متفاوتی مشاهده شد و تیر بیشترین سهم از تغییر شکل را بر عهده داشت؛ کرنش تیر در این مدل تا حدود ۰/۰۰۰۸۴ افزایش یافت، در حالی که کرنش جعبه به حداکثر حدود ۰/۰۰۰۲ و ستون به حدود ۰/۰۰۰۵۶ محدود شد. در نمونه M3، توزیع کرنش میان تیر، جعبه و ستون متعادل‌تر بود و اختلاف مقادیر آن‌ها کمتر از دو نمونه دیگر گزارش شد؛ به گونه‌ای که بیشینه کرنش تیر و جعبه در حدود ۰/۰۰۰۲۵ و ستون نزدیک به ۰/۰۰۰۱۸ ثبت گردید. بنابراین، بیشترین کرنش تیر مربوط به نمونه M2، بیشترین کرنش جعبه مربوط به نمونه M1 و بیشترین کرنش ستون متعلق به نمونه M3 بوده است.



شکل ۱۴ مقایسه تاریخچه کرنش در تیر، باکس فولادی و ستون برای سه نمونه آزمایشگاهی M1، M2 و M3.

در این بخش، نتایج مربوط به دوران چشمه اتصال برای سه نمونه M1، M2 و M3 بررسی شد. محاسبات با استفاده از داده‌های LPT و رابطه (۱) انجام گرفت و مقادیر حداکثر دوران در جدول ۴ ارائه شده است. همان‌طور که از جدول مشاهده می‌شود، بیشترین دوران مربوط به مدل M2 بوده و کمترین آن در مدل M1 است. این نتایج نشان می‌دهد این پارامتر ارتباط مستقیم با لنگر نهایی اتصال دارد. به‌گونه‌ای که با افزایش لنگر اتصال، دوران چشمه اتصال نیز افزایش یافته است. این یافته‌ها نشان می‌دهد که اگرچه در مدل M2 دوران بیشتری در چشمه اتصال ایجاد شد، اما این امر به معنای عملکرد ضعیف اتصال نبوده است، چرا که هیچ‌گونه پدیده تسلیم یا کماتش در ستون رخ نداد. نتایج آزمایشگاهی نیز این موضوع را تأیید کرده و نشان می‌دهد که افزایش دوران در این مدل آسیبی به ستون وارد نکرده است.

جدول ۴ مقایسه حداکثر دوران چشمه اتصال در نمونه‌ها

مدل	حداکثر دوران چشمه اتصال (Rad)
M1	۰/۰۰۰۲۵
M2	۰/۰۰۰۴۱۵
M3	۰/۰۰۰۳۱۲

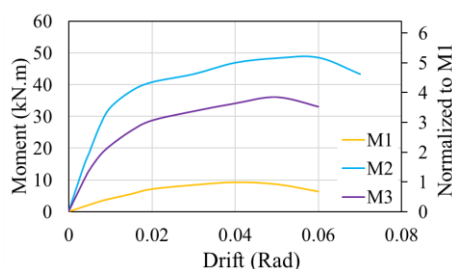
۶- نتایج و تحلیل پارامترهای لرزه‌ای

۶-۱ پوش منحنی‌های هیستریزیس و نتایج آن

در این بخش، پوش منحنی‌های هیستریزیس نمونه‌های آزمایشگاهی M1، M2 و M3 استخراج و مورد مقایسه قرار گرفت. این منحنی‌ها بیانگر روند کلی رابطه لنگر و دوران در بارگذاری چرخه‌ای هستند و به عنوان معیاری برای ارزیابی ظرفیت خمشی و رفتار غیرخطی اتصال‌ها به کار می‌روند. در شکل ۱۵ این نتایج نشان داده شده است. محور عمودی سمت راست در این نمودار نشان دهنده نتایج نرمال شده به مدل M1 است. نتایج نشان داد که نمونه M1 کمترین ظرفیت خمشی را داشته و منحنی آن در حدود دریفت ۰/۰۴ رادیان دچار افت محسوس شد. در این حالت، تمرکز تغییر شکل‌ها در ورق باکس موجب شد تنها بخشی اندک از ظرفیت خمشی تیر به کار گرفته شود و لنگر نهایی نمونه برابر با ۹/۳ kN.m ثبت گردد. در مقابل، نمونه M2 عملکرد به مراتب مطلوب‌تری ارائه داد؛ این مدل توانست تا دریفت ۰/۰۶ رادیان بدون افت مقاومت ادامه دهد و حداکثر لنگر آن برابر با ۴۸/۵ kN.m به دست آمد. چنین رفتاری نشان می‌دهد که اتصال موفق به انتقال کامل نیرو شده و تیر به مرحله تشکیل مفصل پلاستیک رسیده است. نمونه M3 نیز ظرفیتی بینابین از خود نشان داد؛ به‌گونه‌ای که مقاومت نهایی آن معادل ۳۵/۳ kN.m بوده و افت مقاومت در دریفت ۰/۰۵ رادیان رخ داد. اگرچه اضافه شدن سخت‌کننده خارجی موجب

افزایش مقاومت نسبت به M1 گردید، اما ضعف در انتقال کامل نیرو به باکس و شکست موضعی جوش مانع از دستیابی به عملکرد مشابه M2 شد. حداکثر مقاومت مدل M2 و M3 به ترتیب ۵/۲ و ۳/۸ برابر مدل M1 حاصل شده است.

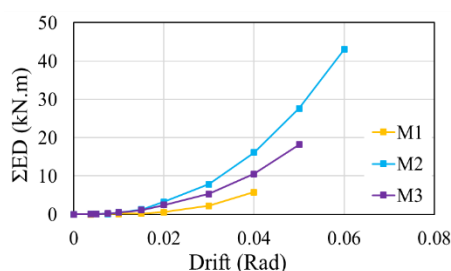
سختی الاستیک اتصال به عنوان شیب اولیه منحنی پوش لنگر-دریفت تعریف می‌شود. مقایسه نتایج نشان می‌دهد که بیشترین سختی الاستیک مربوط به مدل M2 با مقدار حدود ۳۹۲۰ kN.m است، در حالی که مدل M1 با سختی ۴۳۳ kN.m کمترین مقدار را دارد و مدل M3 نیز با مقدار میانی ۲۶۷۹ kN.m بین این دو قرار می‌گیرد.



شکل ۱۵ پوش منحنی‌های هیستریزیس و ظرفیت خمشی نمونه‌های M1، M2 و M3.

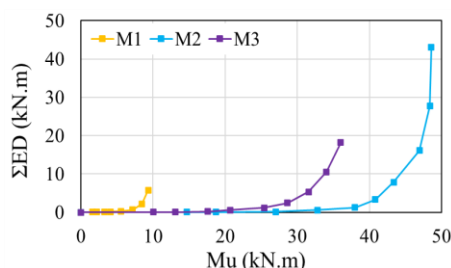
۶-۲ نتایج جذب انرژی

بر اساس نمودار ارائه شده در شکل ۱۶، روند تغییرات جذب انرژی تجمعی (ΣED) برای سه نمونه M1، M2 و M3 قابل مشاهده است. نتایج نشان می‌دهد که نمونه M2 در تمامی مقادیر دریفت، بیشترین ظرفیت جذب انرژی را داشته و در پایان بارگذاری مقدار آن به ۴۳/۰۶ kN.m رسیده است. این موضوع بیانگر آن است که در مدل M2 بیشترین میزان انرژی ورودی ناشی از بارگذاری چرخه‌ای توسط اتصال مستهلک شده و این نمونه از نظر عملکرد لرزه‌ای نسبت به دو مدل دیگر برتری آشکاری دارد. در مقابل، مدل M1 با جذب انرژی ۵/۸ kN.m، ضعیف‌ترین عملکرد را نشان داد که ناشی از تمرکز تغییرشکل در یک ورق محدود و بهره‌برداری پایین از ظرفیت تیر بوده است. مدل M3 نیز با مقدار جذب انرژی ۱۸/۸۷ kN.m در جایگاهی بین دو مدل دیگر قرار گرفت و نشان داد که افزودن سخت‌کننده بین تیر و باکس باعث بهبود رفتار چرخه‌ای نسبت به M1 می‌شود، هرچند این بهبود به سطح M2 نرسیده است. به طور کلی، مقایسه نتایج بیانگر آن است که استفاده از سخت‌کننده‌های داخلی در باکس فولادی و تمرکز تغییرشکل در تیر (مانند مدل M2)، نقش کلیدی در افزایش ظرفیت جذب انرژی و بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصال دارد.



شکل ۱۶ تغییرات جذب انرژی تجمعی نسبت به دریفت در نمونه‌های M1، M2 و M3.

تغییرات انرژی تجمعی بر حسب لنگر نهایی (M_u) در شکل ۱۷ ارائه شده است. این نمودار امکان بررسی هم‌زمان روند افزایش انرژی جذب شده و ظرفیت خمشی اتصال را فراهم می‌کند و نشان می‌دهد که عمده‌ی انرژی پسماند در چه محدوده‌ای از لنگر نهایی تأمین شده است. بر اساس نتایج، در نمونه M1 حدود ۹۵٪ از کل انرژی تجمعی در شرایطی حاصل شد که لنگر نهایی به بیش از ۹۰٪ ظرفیت نهایی خود رسیده بود. در نمونه M3 نیز روند مشابهی مشاهده شد و بیشترین سهم انرژی در بازه‌ای بیش از ۹۵٪ لنگر نهایی به دست آمد. در نمونه M2، بخش اصلی جذب انرژی عمدتاً هم‌زمان با دستیابی به بیش از ۹۵٪ ظرفیت خمشی تیر اتفاق افتاد. این یافته‌ها نشان می‌دهد که در تمامی مدل‌ها، سهم غالب انرژی تجمعی تنها در مراحل نهایی بارگذاری و نزدیک به مقاومت نهایی اتصال می‌باشد.



شکل ۱۷ تغییرات انرژی تجمعی بر حسب لنگر نهایی در نمونه‌های آزمایشگاهی

جدول ۵ مقادیر سختی الاستیک و جذب انرژی تجمعی را برای سه نمونه M1، M2 و M3 نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مدل M2 به‌طور چشمگیری بالاترین سختی الاستیک و بیشترین انرژی تجمعی را داشته و در نتیجه بهترین عملکرد لرزه‌ای را ارائه کرده است. در مقابل، مدل M1 ضعیف‌ترین نتایج را ثبت کرد، در حالی که مدل M3 عملکردی بینابین از خود نشان داد. این مقایسه تأکید می‌کند که حضور سخت‌کننده‌های داخلی در باکس فولادی و تمرکز تغییرشکل در تیر، عامل اصلی ارتقای عملکرد لرزه‌ای اتصال محسوب می‌شود.

جدول ۵ مقایسه سختی الاستیک و ظرفیت جذب انرژی تجمعی در سه نمونه آزمایشگاهی.

مدل	سختی الاستیک (kN.m)	جذب انرژی تجمعی (ΣED (kN.m)
M1	۴۳۳	۵/۸
M2	۳۹۲۰	۴۳/۰۶
M3	۲۶۸۰	۱۸/۸۷

۷- تحلیل عددی

پس از آنکه نمونه M2 در مرحله آزمایشگاهی به‌عنوان بهترین نمونه از نظر عملکرد لرزه‌ای شناخته شد، ادامه مطالعات عددی به‌صورت متمرکز بر این مدل انجام گرفت. هدف اصلی این بخش، اجرای تحلیل پارامتریک برای بررسی رفتار اتصال در شرایطی فراتر از محدودیت‌های آزمایشگاهی بود. در این راستا، ضخامت جعبه فولادی به‌عنوان متغیر انتخاب شد، زیرا این پارامتر نقش تعیین‌کننده‌ای در نحوه توزیع تنش، محل تشکیل مفصل پلاستیک، رفتار لرزه‌ای مدل و در نهایت صلبیت اتصال دارد. هدف آن بود که حداقل ضخامت موردنیاز برای جعبه تعیین شود؛ به‌گونه‌ای که پس از رسیدن به این مقدار، افزایش بیشتر ضخامت تأثیر محسوسی بر ظرفیت خمشی، سختی الاستیک و شاخص‌های لرزه‌ای اتصال نداشته باشد. علاوه بر این، تأثیر ضخامت بر صلبیت اتصال نیز مورد توجه قرار گرفت تا امکان دسته‌بندی اتصال در گروه صلب یا نیمه‌صلب مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌ای فراهم شود.

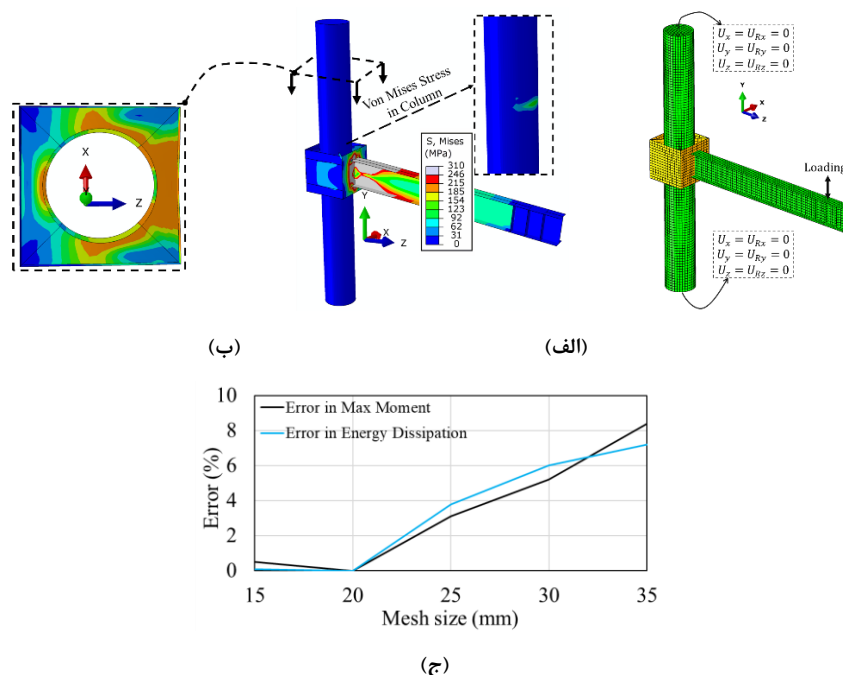
۷-۱ صحت‌سنجی مدل عددی

در این بخش، صحت‌سنجی مدل عددی انجام شد. برای شبیه‌سازی تمام اجزای فولادی مدل، از المان‌های پوسته‌ای با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته (S4R) استفاده شد که هر گره دارای سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی است. بتن درون ستون نیز با استفاده از المان‌های حجمی^۷ از نوع (C3D8R) و بر مبنای تئوری پلاستیسیته آسیب بتن^۸ در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شد. پارامترهای کلیدی این مدل، جهت اطمینان از مدل‌سازی دقیق رفتار بتن محصورشده، شامل زاویه اتساع (۳۶ درجه)، پارامتر خروج از مرکزیت (۰/۱) و نسبت مقاومت تسلیم فشاری دو محوره به مقاومت تسلیم فشاری تک محوره (۱/۱۶) در نظر گرفته شدند. همچنین، برای مدل‌سازی رفتار پس از تسلیم فولاد، منحنی تنش-کرنش واقعی حاصل از آزمون‌های کشش (مطابق جدول ۲) با استفاده از قانون سخت‌شوندگی ترکیبی بهره گرفته

⁷ Solid

⁸ Concrete Damaged Plasticity

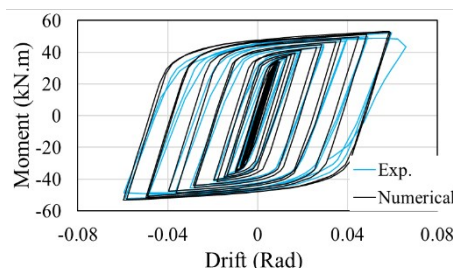
شد. تمامی اتصالات میان اجزای مختلف مدل با استفاده از قید Tie شبیه سازی شدند. ابعاد بهینه مش بندی مدل با انجام یک تحلیل حساسیت، ۲۰ میلی متر تعیین گردید. این ابعاد بر اساس ۵ تحلیل عددی با ابعاد مش بندی متفاوت و مطابق شکل ۱۸ انجام گرفت. در این شکل میزان خطای نتایج مربوط به جذب انرژی و لنگر نهایی نسبت به مدل با مش بهینه (۲۰ میلی متر) نمایش داده شده است. همان گونه که مشاهده می شود، با کاهش ابعاد مش، تغییرات بسیار ناچیز باقی مانده است. همچنین در تمام شبیه سازی های عددی از تحلیل استاتیکی غیرخطی با کنترل جابه جایی استفاده شده است. در طول تحلیل، هر دو رفتار غیرخطی هندسی و مصالح در نظر گرفته شدند. تحلیل مدل تا دریافت ۰/۰۶ رادیان ادامه یافت، که مطابق با حداکثر دریافت در فاز آزمایشگاهی بود. اعتبارسنجی مدل عددی با مقایسه منحنی های هیستریزس مدل شبیه سازی شده و نمونه آزمایشگاهی صورت گرفت. شرایط مرزی مطابق با نمونه آزمایشگاهی در شکل ۱۸ الف تعریف شد. به طوری که درجات آزادی دو انتهای ستون کاملاً محدود شد. پس از بارگذاری مدل نتایج توزیع تنش در مدل و همچنین در محل بحرانی ستون نشان داده شده است. در این شکل نتایج تنش فراتر از ۲۴۶ مگاپاسکال یعنی تنش تسلیم جان تیر (مطابق جدول ۲) با رنگ خاکستری نشان داده شده است. در این شکل می توان مشاهده کرد که مشابه نمونه آزمایشگاهی در تیر و در نزدیکی اتصال مفصل پلاستیک تشکیل شده است. همچنین مشاهده می شود که تنش ایجاد شده در سخت کننده های داخلی جعبه فولادی در بازه ۱۸۵ تا ۲۱۵ مگاپاسکال قرار دارد و نشان می دهد ضخامت انتخاب شده از بروز کماتش موضعی و وقوع تسلیم جلوگیری کرده است. این وضعیت در مدل آزمایشگاهی نیز مشاهده شد و هیچ گونه کماتش موضعی در نواحی سخت کننده های داخلی رخ نداد. در شکل ۱۹، نتایج هیستریزس عددی و آزمایشگاهی با یکدیگر مقایسه شده اند. همان گونه که دیده می شود، تطابق بین دو مجموعه داده بسیار رضایت بخش است؛ به طوری که اختلاف لنگر نهایی و سختی الاستیک به ترتیب ۲/۱٪ و ۳/۹٪ محاسبه شد. برای ارزیابی دقیق تر پیک های منحنی پوش (لنگر نهایی)، خطای ریشه میانگین مربعات^۹ نیز محاسبه گردید که مقدار ۲/۴٪ را نشان می دهد و بیانگر انطباق قابل قبول مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی است. این شاخص بر اساس معادله ۳ تعیین شد.



شکل ۱۸ الف) شرایط مرزی مدل مش بندی شده اجزا محدود (ب) نتایج تنش فون میزس^{۱۰} در دریافت حداکثر (ج) نتایج آنالیز حساسیت

⁹ RMSE

¹⁰ von Mises



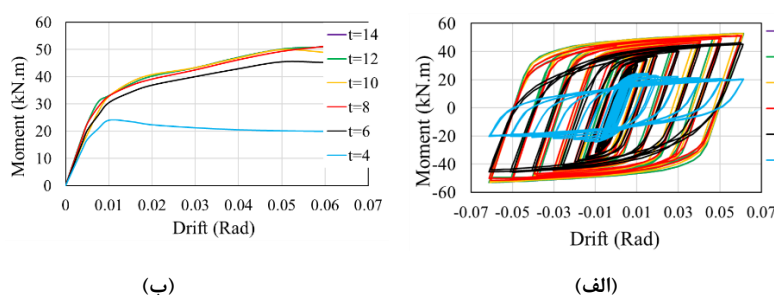
شکل ۱۹ مقایسه نتایج هیستریزس عددی و آزمایشگاهی

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{10} \sum_{i=1}^{10} (M_{Num.} - M_{Exp.})^2} \quad (2)$$

۲-۷ مطالعات پارامتریک

پس از صحت‌سنجی مدل عددی بر اساس نتایج آزمایشگاهی، گام بعدی تحقیق به انجام یک مطالعه پارامتریک اختصاص یافت تا تأثیر ضخامت باکس فولادی بر شاخص‌های لرزه‌ای اتصال مورد ارزیابی قرار گیرد. هدف اصلی این بخش، تعیین حداقل ضخامت لازم برای باکس فولادی است به گونه‌ای که پس از آن، افزایش بیشتر ضخامت تأثیر معناداری بر ظرفیت خمشی، سختی الاستیک و سایر پارامترهای کلیدی اتصال نداشته باشد. از آنجا که ورق جعبه فولادی متصل به تیر، تحت بارگذاری خارجی (نیروی برشی و خمشی تیر)، مانند یک تیر با تکیه‌گاه‌های فراهم شده توسط سخت‌کننده‌ها و ورق‌های کناری عمل می‌کند، لذا ارتفاع این جعبه (ضخامت ورق) نقش تعیین‌کننده‌ای در رفتار لرزه‌ای و مکانیزم انتقال نیرو ایفا می‌نماید و به همین دلیل این ضخامت به عنوان متغیر کلیدی در بخش عددی انتخاب شد. این ورق یکی از اعضای اصلی است که در مسیر انتقال مستقیم نیروهای برشی و خمشی از تیر به ستون نقش محوری دارد. در این مطالعات، مدل صحت‌سنجی شده M2 به عنوان مبنا در نظر گرفته شد و ضخامت باکس فولادی به صورت متغیر در بازه ۴ تا ۱۴ میلی‌متر انتخاب گردید. برای هر ضخامت، تحلیل‌های عددی تحت بارگذاری چرخه‌ای مشابه پروتکل آزمایشگاهی انجام شد. کلیه فرضیات مدل‌سازی از جمله نوع المان‌ها، شرایط مرزی، نحوه تعریف مصالح و قیدهای Tie مشابه بخش صحت‌سنجی باقی ماند تا اثرگذاری تنها به تغییر ضخامت محدود گردد.

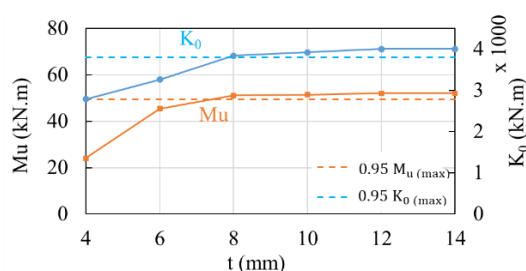
شکل ۲۰ رفتار هیستریزس مدل‌ها همراه با پوش منحنی برای ضخامت‌های مختلف جعبه فولادی ارائه شده است. در مدل با ضخامت ۴ میلی‌متر، به علت ضعف جعبه فولادی، عملکرد آن در مقایسه با سایر مدل‌ها پایین‌تر بوده است. همچنین با افزایش ضخامت جعبه فولادی، نتایج به تدریج به روندی پایدار و همگرا نزدیک می‌شوند. برای بررسی دقیق‌تر اثر ضخامت جعبه فولادی، لنگر نهایی و سختی الاستیک مدل‌ها استخراج شد که در ادامه بررسی شده است.



شکل ۲۰ نتایج (الف) هیستریزس و (ب) پوش منحنی مدل‌های عددی

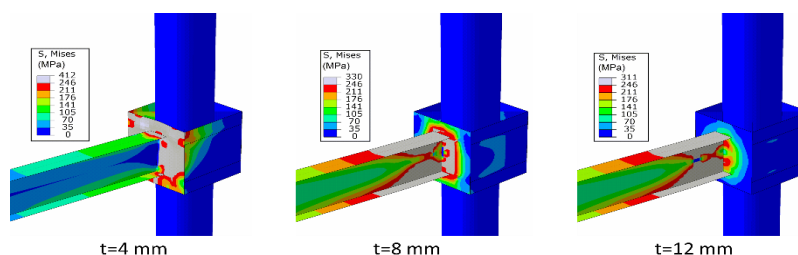
شکل ۲۱ روند تغییرات لنگر نهایی (M_u) و سختی الاستیک (K_0) اتصال را بر حسب ضخامت جعبه فولادی نشان می‌دهد. در این شکل، نمودار ۹۵٪ حداکثر سختی الاستیک و لنگر نهایی نیز نشان داده شده است. نتایج حاکی از آن است که با افزایش ضخامت، هر دو پارامتر به سمت همگرایی حرکت کرده‌اند. بررسی خطوط مرجع نشان می‌دهد که لنگر نهایی از ضخامت ۸ میلی‌متر به بعد بیش از ۹۵٪

مقدار لنگر نهایی و سختی الاستیک خود را تأمین کرده است. این نتایج بیانگر آن است که از این ضخامت‌ها به بعد، افزایش بیشتر جعبه فولادی تأثیر معناداری بر این دو پارامتر اتصال نخواهد داشت.



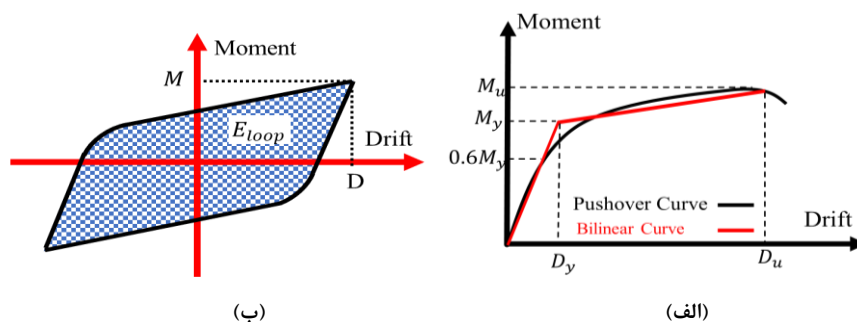
شکل ۲۱ تأثیر ضخامت سختی الاستیک و لنگر نهایی

در این بخش، توزیع تنش فون میزس در سه نمونه از مدل‌های عددی با ضخامت‌های متفاوت جعبه فولادی بررسی شده است. شکل ۲۲ نتایج مربوط به ضخامت‌های ۴، ۸ و ۱۲ میلی‌متر را نمایش می‌دهد. همان‌طور که دیده می‌شود، در مدل با ضخامت ۴ میلی‌متر، تنش‌ها عمدتاً در ورق جعبه فولادی متمرکز شده و منجر به تسلیم آن گردیده است، به‌طوری‌که تنها بخش اندکی از ظرفیت خمشی تیر مورد استفاده قرار گرفته است. در مقابل، در مدل‌های با ضخامت بالاتر (۸ و ۱۲ میلی‌متر)، تمرکز تنش به تدریج به تیر منتقل شده و در این شرایط مفصل پلاستیک در تیر شکل گرفته است. شایان ذکر است این دو مدل در زمره نمونه‌هایی قرار دارند که مقاومت و سختی الاستیک آن‌ها بیش از ۹۵٪ حداکثر مقدار حاصل شده بود. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت در مدل‌هایی که مقاومت و سختی آن‌ها از ۹۵٪ مقدار نهایی فراتر می‌رود، مفصل پلاستیک در تیر تشکیل خواهد شد.



شکل ۲۲ توزیع تنش فون میزس مدل‌های عددی دارای ضخامت جعبه فولادی به ترتیب ۴، ۸ و ۱۲ میلی‌متر در دررفت حداکثر

این بخش به منظور محاسبه شکل‌پذیری و نسبت میرایی چرخه‌ای مدل‌ها ارائه شد. به این ترتیب نمودارهای دو خطی آن‌ها بر اساس آیین‌نامه FEMA [۳۷] و بر اساس نمودارهای پوش منحنی ترسیم شد. این نمودارهای دوخطی طوری ترسیم شدند که مساحت زیر دو منحنی یکسان باشد و در ۱/۶ لنگر تسلیم همدیگر را قطع کنند. در شکل ۲۳ الف نمودار شماتیک آن نشان داده شده است. شکل ۲۳ ب نتایج یک حلقه هیستریزس مدل‌ها را به صورت شماتیک نشان می‌دهد. در این شکل E_{loop} معرف مساحت داخلی حلقه هیستریزس است. به این ترتیب شکل‌پذیری و نسبت میرایی معادل به صورت معادلات ۳ و ۴ قابل محاسبه هستند [۳۸، ۳۹].

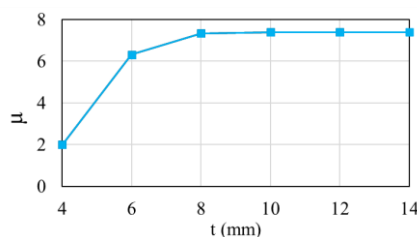


شکل ۲۳ شماتیک (الف) منحنی غیرخطی و دو خطی ساده‌شده پوش منحنی و (ب) یک حلقه هیستریزس

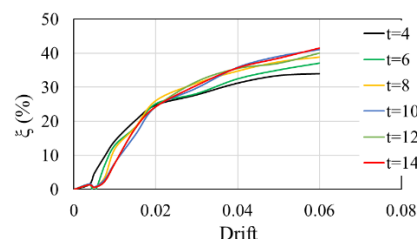
$$\mu = \frac{D_u}{D_y} \quad (3)$$

$$\xi = \frac{E_{loop}}{2\pi M \times D} \quad (4)$$

پس از استخراج نمودار دوخطی در شکل ۲۰، مقادیر شکل پذیری بر اساس معادله ۲ محاسبه گردید. بدین ترتیب، تغییرات شکل پذیری نسبت به ضخامت جعبه فولادی در شکل ۲۴ الف ارائه شده است. همان گونه که مشاهده می شود، زمانی که ضخامت جعبه فولادی حدوداً برابر یا بزرگ تر از ۸ میلی متر بوده است، مقادیر به شکل پذیری حداکثر یعنی ۷/۴ همگرا شده اند. شکل ۲۴ ب تغییرات نسبت میرایی معادل را نسبت به دریافت اتصال نشان می دهد.



(الف)



(ب)

شکل ۲۴ نتایج (الف) شکل پذیری و (ب) نسبت میرایی معادل

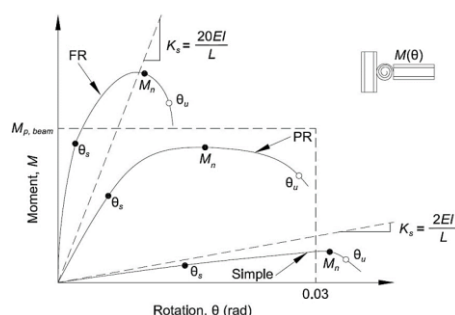
در مطالعه پیشین [۴۰] که از ناودانی برای اتصال تیر I به ستون دایره ای استفاده شد، شکل پذیری حدود ۵/۰۶ گزارش گردید. همچنین در پژوهش کوشا و نقی پور [۳۱] که مدل اتصال کناری با ورق جانبی در تیر U-شکل به ستون پر شده با بتن بررسی شد، بیشترین شکل پذیری به مقدار ۶/۱۱ دست یافت. در مطالعه آزمایشگاهی احمدی و همکاران [۲۱] نیز سیستم اتصال ورق عبوری ارزیابی شد و شکل پذیری نمونه ها حدود ۶/۵ گزارش شد. در مقایسه با این مطالعات، مدل پیشنهادی حاضر با شکل پذیری ۷/۴ ظرفیت تغییر شکل بالاتر و رفتار لرزه ای شکل پذیرتری ارائه می دهد.

از آنجا که هدف اصلی این مطالعه، ارزیابی رفتار اجزای اتصال و بررسی مکانیزم های انتقال نیرو در سیستم جعبه فولادی بود، بار محوری ستون در مدل سازی لحاظ نشد. همچنین در نمونه های آزمایشگاهی نیز بار قائم ثقلی اعمال نشده بود و افزودن آن در تحلیل عددی بدون داده تجربی متناظر می تواند موجب ترک خوردگی زود هنگام بتن و ایجاد عدم قطعیت در نتایج شود. از این رو، بار محوری در هر دو بخش آزمایشگاهی و عددی حذف گردید.

۸- ارزیابی صلبیت اتصال و تطبیق با ضوابط آیین نامه

مطابق ضوابط آیین نامه AISC [۴۱]، اتصالات تیر به ستون بر اساس رفتار سختی آن ها به سه گروه صلب، نیمه صلب و ساده طبقه بندی می شوند. برای تعیین نوع اتصال، لنگر-دریافت رسم شده و رفتار اتصال بر اساس مقدار سختی آن در محدوده سرویس ارزیابی می شود. طبق رابطه (۵) و شکل ۲۵، صلبیت اتصال را می توان به صورت نسبت گشتاور سرویس (Ms) به دوران لنگر (θs) تعریف کرد.

$$k_s = \frac{M_s}{\theta_s} \quad (5)$$

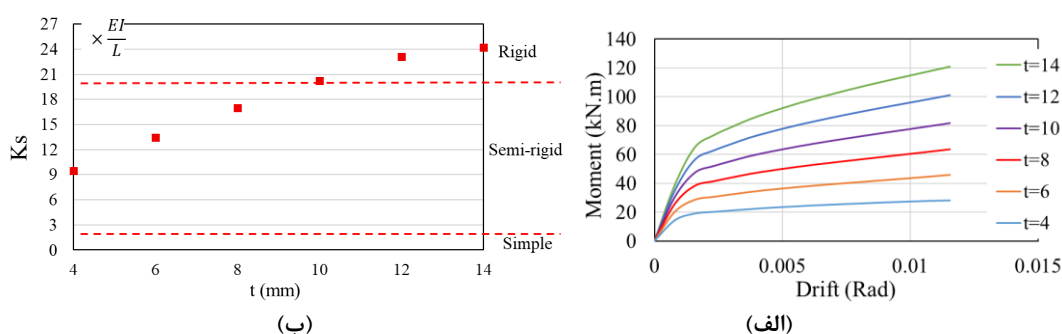


شکل ۲۵ کلاس‌بندی اتصال برای اتصال صلب و نیمه صلب و ساده [۴۱]

شکل ۲۵ چارچوب کلاس‌بندی اتصالات صلب، نیمه‌صلب و ساده را نیز نمایش می‌دهد. در این ارزیابی، شیب اولیه در گستره سرویس مبنای محاسبه K_s قرار می‌گیرد. در این رابطه، M_s و θ_s به ترتیب بیانگر گشتاور و دوران المان‌های اتصال تحت بارگذاری سرویس هستند. طبقه‌بندی عملکرد اتصال با مقایسه سختی سرویس (K_s) و نسبت EI/L انجام می‌شود؛ که در آن E مدول الاستیسیته، I ممان اینرسی و L طول تیر است. اگر سختی اتصال کمتر از $2EI/L$ باشد اتصال ساده، و اگر بزرگ‌تر از $20EI/L$ باشد در گروه صلب قرار می‌گیرد؛ مقادیر بین این دو آستانه به عنوان اتصال نیمه‌صلب طبقه‌بندی می‌شوند.

برای مدل‌های عددی بررسی‌شده در این مطالعه، نتایج لنگر-دوران در محدوده سرویس محاسبه شده و در شکل ۲۶ الف ارائه گردیده است. در این بخش، کلیه مدل‌ها تحت بارگذاری یک‌جهته تحلیل شدند. برای تعیین سختی سرویس K_s ، بخش خطی منحنی لنگر-دوران در محدوده بهره‌برداری به عنوان محدوده سرویس در نظر گرفته شد. در این تحلیل، دوران سرویس برابر با دریافت 0.0005 رادیان انتخاب و مقدار گشتاور متناظر با آن به عنوان M_s برداشت شد. سپس شیب خط واصل بین مبدأ و نقطه (θ_s, M_s) به عنوان سختی سرویس محاسبه گردید تا امکان مقایسه مستقیم آن با $2EI/L$ و $20EI/L$ مطابق ضوابط AISC فراهم شود.

نتایج مربوط به صلبیت اتصال در نشان داده شده است. این نمودار تغییرات سختی سرویس را بر اساس ضخامت جعبه فولادی نشان می‌دهد. همان‌طور که دیده می‌شود، در ضخامت‌های کمتر (۴، ۶ و ۸ میلی‌متر) سختی اتصال در محدوده نیمه‌صلب قرار داشته و به دلیل ضعف جعبه فولادی، صلبیت کامل تأمین نمی‌شود. با افزایش ضخامت به بازه ۱۰ تا ۱۲ میلی‌متر، مقدار K_s از مرز $20EI/L$ عبور کرده و اتصال در دسته صلب قرار می‌گیرد. در نتیجه می‌توان گفت افزایش ضخامت جعبه فولادی تأثیر مستقیم بر ارتقای صلبیت داشته و از ضخامت ۱۰ میلی‌متر و بالاتر، اتصال به طور کامل در گروه اتصالات صلب طبقه‌بندی می‌شود.



شکل ۲۶ (الف) نتایج عددی لنگر-دوران (ب) اثر ضخامت جعبه فولادی بر صلبیت اتصال در مدل عددی

تحلیل توزیع تنش فون میزس نشان داد که ضخامت جعبه فولادی، مستقیماً مکان تشکیل مفصل پلاستیک را کنترل می‌کند. نقطه ضعف اصلی ضخامت‌های پایین‌تر، تمرکز تنش در جعبه و تسلیم موضعی است که مانع از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر می‌شود. در ضخامت‌های ناکافی (مانند $t=4\text{mm}$)، جعبه فولادی نقش فیوز سازه‌ای را ایفا کرده، زودتر از تیر تسلیم می‌شود و با تمرکز تنش و تغییر شکل در ورق‌های خود، از انتقال کامل نیرو به تیر جلوگیری می‌کند. این رفتار نامطلوب منجر به بهره‌برداری ضعیف از ظرفیت خمشی تیر و عملکرد غیرصلب می‌شود. تنها زمانی که ضخامت جعبه به حد مناسب (حدود $t=8\text{mm}$) یا بالاتر می‌رسد، صلبیت جعبه فولادی تأمین شده، توزیع

تنش به ناحیه تیر منتقل می‌گردد و مفصل پلاستیک به صورت مطلوب در تیر، دور از سطح ستون، تشکیل می‌شود. بر اساس نتایج عددی تحقیق، می‌توان بیان کرد که با انتخاب ضخامت جعبه فولادی حداقل ۲ میلی‌متر بیشتر از ضخامت بال تیر، مقاومت و سختی اتصال به بیش از ۹۵٪ مقادیر نهایی خود دست می‌یابد و این معیار، شرایط لازم برای طبقه‌بندی اتصال در محدوده اتصالات صلب را فراهم می‌آورد.

۹- نتیجه‌گیری

هدف اصلی این پژوهش، توسعه و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای یک سیستم اتصال نوین (جعبه فولادی با سخت‌کننده‌های داخلی و خارجی) برای اتصال تیر I شکل به ستون‌های دایره‌ای پر شده با بتن بود. نوآوری این سیستم در حذف نیاز به ورق‌های پیوستگی مرسوم و تسهیل ساخت و اجرا نهفته است. در فاز طراحی، شش آرایش سخت‌کننده داخلی و دو آرایش سخت‌کننده خارجی به صورت عددی تحلیل شدند و سه پیکربندی منتخب برای نمونه‌های آزمایشگاهی انتخاب گردید. هر سه نمونه آزمایشگاهی با تیر IPE180 و ستون فولادی دایره‌ای تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه‌استاتیک آزمایش شدند. در طول آزمایش، کرنش‌های تیر، ستون و جعبه فولادی و همچنین دوران چشمه اتصال نیز اندازه‌گیری شد. در ادامه، مدل منتخب آزمایشگاهی (M2) که در آن سخت‌کننده‌های حلقه‌ای در راستای بال‌های تیر قرار داشتند، به عنوان پایه انتخاب شد. سپس تحلیل‌های پارامتریک بر روی این مدل برای بررسی تأثیر ضخامت جعبه فولادی بر رفتار اتصال انجام گرفت. در این تحلیل، ضخامت جعبه در محدوده ۴ تا ۱۴ میلی‌متر تغییر داده شد. برای هر ضخامت، بارگذاری چرخه‌ای اعمال شد و منحنی‌های هیستریزس و پارامترهای خروجی از آن مورد بررسی قرار گرفت. در نهایت صلبیت اتصال نیز بررسی شد. خلاصه نتایج این تحقیق در بندهای زیر بیان شده است:

۱. در نمونه‌های آزمایشگاهی، آرایش سخت‌کننده‌ها مستقیماً الگوی شکست را تحت تأثیر قرار داد. تنها در مدلی که سخت‌کننده‌های حلقوی در امتداد بال‌های تیر قرار داشتند، مفصل پلاستیک به صورت شکل‌پذیر در تیر و دور از ناحیه اتصال تشکیل شد؛ الگویی که مطابق با رفتار مطلوب لرزه‌ای و ضوابط طراحی است.
۲. از نظر مقاومت، سختی و جذب انرژی، داده‌های آزمایشگاهی نشان دادند که نمونه M1 کمترین ظرفیت خمشی را با لنگر نهایی حدود $9/3 \text{ kN.m}$ ارائه داد. در مقابل، نمونه M2 به بیشترین ظرفیت با مقدار $48/5 \text{ kN.m}$ دست یافت و سختی الاستیک و ظرفیت جذب انرژی آن نیز نسبت به دو نمونه دیگر برتری چشمگیری داشت (جذب انرژی برابر $43/06 \text{ kN.m}$). نمونه M3 با لنگر نهایی $35/3 \text{ kN.m}$ و انرژی تجمعی $18/9 \text{ kN.m}$ عملکردی بینابین داشت.
۳. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که در نمونه M1 کرنش‌ها عمدتاً در جعبه فولادی متمرکز شد، در نمونه M2 بیشترین کرنش به تیر منتقل گردید و نمونه M3 توزیع متعادلی میان اجزا داشت. همچنین بیشترین دوران چشمه اتصال در نمونه M2 و کمترین مقدار در نمونه M1 ثبت شد.
۴. نتایج عددی بیان کرد که ضخامت جعبه فولادی عامل اصلی در کنترل مکانیزم شکست اتصال است؛ به گونه‌ای که ضخامت‌های کم موجب تسلیم موضعی جعبه می‌شود و از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر جلوگیری می‌کند، اما با افزایش ضخامت، توزیع تنش به تیر منتقل می‌شود.
۵. از نظر ظرفیت کمی، نتایج عددی نشان داد که با افزایش ضخامت جعبه تا حدود ۸ میلی‌متر، ظرفیت خمشی و سختی الاستیک به بیش از ۹۵٪ مقدار نهایی خود رسید. در ضخامت‌های بالاتر (۸ تا ۱۴ میلی‌متر)، افزایش مقاومت و سختی ناچیز بود و رفتار سیستم به یک روند پایدار و همگرا نزدیک شد.
۶. نتایج عددی نشان داد که ضخامت جعبه فولادی مستقیماً صلبیت اتصال را کنترل می‌کند؛ به طوری که در ضخامت‌های کم، اتصال در محدوده نیمه‌صلب قرار می‌گیرد، اما با افزایش ضخامت و عبور از حدود ۱۰ میلی‌متر، اتصال در گروه صلب طبقه‌بندی می‌شود.
۷. نتایج عددی نشان داد که شکل‌پذیری اتصال با رسیدن به مقدار $7/4$ در ضخامت‌های بزرگ‌تر یا برابر با ۸ میلی‌متر همگرا شده و نسبت میرایی معادل نیز تا ۴۰ درصد در همین بازه ضخامت تأمین می‌گردد.

۸. با توجه به اینکه این مطالعه آزمایشگاهی و عددی صرفاً بر پایه اتصال یک طرفه تیر به ستون انجام شده است، انجام مطالعات تکمیلی برای توسعه کاربردی سیستم اتصال پیشنهاد می‌گردد. بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات دوطرفه و چندجهته ضروری است. این حالت‌ها در سازه‌های واقعی متداول هستند. همچنین، ارزیابی تعمیم‌پذیری اتصال با استفاده از انواع دیگر مقاطع تیر و ستون باید انجام شود. مطالعه پاسخ اتصال تحت تأثیر همزمان بارهای ترکیبی (مانند بار محوری متغیر در ستون و بار چرخه‌ای در تیر) نیز می‌تواند تصویر کامل‌تری از عملکرد سیستم ارائه دهد.

۹. با توجه به اینکه ترکیب سخت‌کننده داخلی RS1 با سخت‌کننده‌های خارجی موجب بهبود توزیع تنش در جعبه فولادی و کاهش نیروهای منتقل شده به ستون می‌شود، پیشنهاد می‌شود عملکرد این پیکربندی—علی‌رغم سختی و مقاومت کمتر نسبت به آرایش‌های حلقه‌ای—در مطالعات آینده به صورت جامع‌تر و با اصلاحات هندسی مختلف ارزیابی شود.

مراجع

- [1] Emamzadeh, s.s. (2021). Numerical Analysis of shear block in tension gusset plate connections. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 8(9), pp. 238-253. <https://doi.org/10.22065/jsce.2020.241918.2203>.
- [2] Mirshekar, H., Mousavi, S.R. (2019). Investigation on using stiffness in Slotted web connection under cyclic load. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 6(Special Issue 3), pp. 95-106. <https://doi.org/10.22065/jsce.2018.108469.1392>.
- [3] Sohaei, S., TahamouliRoudsari, M., Memarzadeh, P. (2023). Numerical investigation of the beam-to-circular column connection using a new external stiffener. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 10(3), pp. 127-149. <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.339870.2801>.
- [4] Li, W., Xu, L.-F., Qian, W.-W. (2020). Seismic performance of concrete-encased CFST column to steel beam joints with different connection details. *Engineering Structures*. 204, pp. 109875. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109875>.
- [5] Tang, X.-L., Cai, J., Chen, Q.-J., Liu, X., He, A. (2016). Seismic behaviour of through-beam connection between square CFST columns and RC beams. *Journal of Constructional Steel Research*. 122, pp. 151-166. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.03.010>.
- [6] Li, W., Han, L.-H. (2011). Seismic performance of CFST column to steel beam joints with RC slab: Analysis. *Journal of Constructional Steel Research*. 67(1), pp. 127-139. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.07.002>.
- [7] Han, L.-H., Li, W. (2010). Seismic performance of CFST column to steel beam joint with RC slab: Experiments. *Journal of Constructional Steel Research*. 66(11), pp. 1374-1386. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.05.003>.
- [8] Zhang, Y.F., and Zhang, D.F. (2015). Experimental study on the seismic behaviour of the connection between concrete-filled twin steel tubes column and steel beam. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 19(3), pp. 347-365. <https://doi.org/10.1080/19648189.2014.960099>.
- [9] Wang, J., Guo, L., Guo, X., Ding, Z. (2019). Seismic response investigation on CFDST column to steel beam blind-bolted connections. *Journal of Constructional Steel Research*. 161, pp. 137-153. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.04.030>.
- [10] Chen, Q.-J., Cai, J., Bradford, M.A., Liu, X., Zuo, Z.-L. (2014). Seismic behaviour of a through-beam connection between concrete-filled steel tubular columns and reinforced concrete beams. *Engineering Structures*. 80, pp. 24-39. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.08.036>.
- [11] Zhou, X., Liu, J., Cheng, G., Gan, D., Chen, Y.F. (2020). New connection system for circular tubed reinforced concrete columns and steel beams. *Engineering Structures*. 214, pp. 110666. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110666>.
- [12] Ding, C., Pan, X., Bai, Y., Shi, G. (2019). Prefabricated connection for steel beam and concrete-filled steel tube column. *Journal of Constructional Steel Research*. 162, pp. 105751. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.105751>.
- [13] Sun, L., Liang, Z., Cai, M., Liu, L., Bai, Y., Geng, Z., Cheng, Y., Wang, P., Liu, M. (2023). Seismic behaviour of I-beams bolted CFST column connection using extended TSOBs. *Structures*. 48, pp. 882-900. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.01.003>.
- [14] Lin, Y., Wang, X., Gong, J., Wang, S., Sun, H., Liu, H. (2023). Seismic Performance of an Exterior Joint between a Square Steel Tube Column and an H-Shape Steel Beam. *Sustainability*. 15(4), pp. 3856. <https://doi.org/10.3390/su15043856>.
- [15] Ding, C., Bai, Y., Yang, K., Zhang, J. (2021). Cyclic behaviour of prefabricated connections for steel beam to concrete filled steel tube column. *Journal of Constructional Steel Research*. 176, pp. 106422. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106422>.

- [16] Ando, N., Fujinaga, T. (2025). Structural performance of split orthogonal beam joints in continuous beam-type circular concrete-filled steel tubular beam-to-column connections. *JAPAN ARCHITECTURAL REVIEW*. 8(1), pp. e70006. <https://doi.org/10.1002/2475-8876.70006>.
- [17] Mohseni, M., Ghassemieh, M., Mirghaderi, R. (2025). I-beam to concrete-filled SHS column using external diaphragm-side plate connections. *Journal of Constructional Steel Research*. 234, pp. 109706. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2025.109706>.
- [18] Sivraj, S., Yadav, D., Sahoo, D.R., Gupta, A. Numerical Investigation of Joint Shear Strength of Circular CFST Column Connected to Steel I-Beam with External Diaphragm.
- [19] Das, R., Kanyilmaz, A., Degee, H. *Experimental Validation of Finite Element Models for Open-to-CHS Column Connections*. Modelling, 2023. 4, 454-469 DOI: <https://doi.org/10.3390/modelling4040026>.
- [20] Askarian, H., Sohrabi, M.R., Kazemi, S.M. (2024). Experimental and Numerical Analysis of Omnidirectional Steel Moment Connection With Through-Plate Panel Zone Under Cyclic Loading. *Shock and Vibration*. 2024(1), pp. 7814019. <https://doi.org/10.1155/vib/7814019>.
- [21] Ahmadi, M.M., Mirghaderi, S.R., Bakhshayesh Eghbali, N. (2022). Cyclic testing of through-plate moment connection for beam to concrete filled and unfilled circular column. *Engineering Structures*. 267, pp. 114695. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114695>.
- [22] Sadat, S.I., Ding, F.-X., Wang, M., Lyu, F., Akhunzada, K., Xu, H., Hui, B. (2024). Behavior and Reliable Design Methods of Axial Compressed Dune Sand Concrete-Filled Circular Steel Tube Columns. *Applied Sciences*. 14(16), pp. 6939. <https://doi.org/10.3390/app14166939>.
- [23] Pan, Z., Ma, F., Cao, B., Mo, Z., Liu, J., Shi, R., He, Z. (2024). Optimization of the Mechanical Properties of Bolted Connections between Concrete-Filled Tubular Columns and Steel Beam with Reinforcing Rings. *Buildings*. 14(3), pp. 782. <https://doi.org/10.3390/buildings14030782>.
- [24] Doung, P., Sasaki, E. (2019). Load-deformation characteristics and performance of internal diaphragm connections to box columns. *Thin-Walled Structures*. 143, pp. 106221. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.106221>.
- [25] Tahamouli Roudsari, M., Sohaei, S., Torkaman, M., Safaei, S.A., Tahmasebi, S., Mohammadi, S., Ghiasvand, M.M. (2020). Presenting a New Detail for the Rigid Connection Between I-Shaped Beam and Concrete-Filled Steel Tube Column with Stiffened Channel Link. *International Journal of Steel Structures*. 20(2), pp. 655-667. <https://doi.org/10.1007/s13296-020-00312-w>.
- [26] Sohaei, S., TahamouliRoudsari, M., Memarzadeh, P. (2021). Numerical Investigation of I-Shaped Beam to Concrete Filled Tube Column Connection Without Continuity Plate. *International Journal of Steel Structures*. 21(6), pp. 2071-2087. <https://doi.org/10.1007/s13296-021-00554-2>.
- [27] Mou, B., Bai, Y. (2018). Experimental investigation on shear behavior of steel beam-to-CFST column connections with irregular panel zone. *Engineering Structures*. 168, pp. 487-504. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.029>.
- [28] Hosseini, S.A., zeinodini, m., amin taheri, t. (2025). Analytical solution of the response of the I-shaped beam to the tubular column connections. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*. 57(1), pp. 89-112. <https://doi.org/10.22060/ceej.2025.22797.8052>.
- [29] Razavi, A., Tahouni, S., Tehrani, P. (2025). Seismic behavior of external diaphragm connections to concrete-filled steel tube (CFST) columns: A full-scale experimental study. *Journal of Building Engineering*. 112, pp. 113833. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2025.113833>.
- [30] Koosha, A., Pahlavan, H., Amiri, Mohammad S. (2025). Probabilistic Seismic Performance Assessment of Tall RC Frame-Core Buildings Having Hybrid Coupled Shear Walls Considering Long-Period Earthquakes. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 34(11), pp. e70053. <https://doi.org/10.1002/tal.70053>.
- [31] Koosha, A., Naghipour, M. (2022). Numerical study of the behavior of side connections with side plate in composite steel and concrete frames. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 9(7), pp. 226-246. <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.326910.2711>.
- [32] Sohaei, S., TahamouliRoudsari, M., Memarzadeh, P. (2024). Numerical evaluating for the rigid and semi-rigid connection of I-Shaped beams to tubular columns. *Steel and Composite Structures*. 51(3), pp. 305-323. <https://doi.org/10.12989/scs.2024.51.3.305>.
- [33] Rasoulitabar, M., TahamoliRoudsari, M., Memarzadeh, P., Fathi, F. (2025). Experimental investigation of the cyclic behavior of bolted T-stub steel connections. *Steel and Composite Structures*. 55(5), pp. 397. <https://doi.org/10.12989/scs.2025.55.5.397>.
- [34] Iso, B., Standard, B. (2009). Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel. *Bolts, screws and stud*.
- [35] ASTM, I. (2017). ASTM A370– 17: Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products. *West Conshohocken, PA, USA: ASTM International*.
- [36] Federal Emergency Management, A., Venture, S.A.C.J., *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, in *FEMA 350*. 2000, Federal Emergency Management Agency (FEMA): Washington, DC.

- [37] FEMA 440, A. (2005). 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. *FEMA-440, Redwood City*. 7(9), pp. 11
- [38] Cheraghi, K., TahamouliRoudsari, M. (2025). Parametric study of the innovative model of angled U-shape damper with multiphase yielding mechanism. *International Journal of Non-Linear Mechanics*. 170, pp. 104998. <https://doi.org/10.1016/j.ijnonlinmec.2024.104998>.
- [39] Moradi, Y., Cheraghi, K., Tavana, M.H. (2025). Numerical and Analytical Study of the Seismic Behavior of NSD Dampers with Flexural Performance. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s40996-025-01840-3>.
- [40] Tahamouli Roudsari, M., Shohreh, S., Morteza, T., Aliashraf, A., Seyedamir, S., Alishah, H., and MohammadiMajd, M. (2021). Experimental Investigation of I-Shaped Beam to Circular Column Rigid Connection with Stiffened and Non-Stiffened Channel Link. *Journal of Earthquake Engineering*. 25(13), pp. 2605-2627. <https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1628129>.
- [41] AISC, *Specification for Structural Steel Buildings*. 2016, American Institute of Steel Construction, Inc: Chicago, Illinois.