

# ارائه مدل عددی تعمیم‌پذیر برای رفتار غیرخطی اتصالات صلب فولادی

یاشار حجازی<sup>۱</sup>، ابوذر میرزاخانی<sup>۲\*</sup>، احسان کاشی<sup>۳</sup>، عبدالرضا سروقد مقدم<sup>۴</sup>

- ۱- دانشجوی دکترا گروه عمران، واحد شاهرود، دانشگاه آزاد اسلامی، شاهرود، ایران
- ۲- استادیار گروه عمران، واحد شاهرود، دانشگاه آزاد اسلامی، شاهرود، ایران
- ۳- استادیار گروه عمران، واحد شاهرود، دانشگاه آزاد اسلامی، شاهرود، ایران
- ۴- دانشیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران.

aboozar.mirzakhani@iau-shahrood.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۱/۰۷/۲۷

تاریخ دریافت: ۱۴۰۱/۰۷/۲۷

## چکیده

میزان گیرداری اتصالات در رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی تأثیر به‌سزایی دارد. اما عدم دسترسی به شیوه‌های صحیح مدل‌سازی و یا لحاظ نکردن درجه گیرداری اتصال در طراحی سازه‌ها، باعث ایجاد خطا و برآورد غلط از عملکرد سازه می‌شود. در این مقاله سعی شده است با استفاده از رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی معتبر، تخمین دقیقی از رفتار لرزه‌ای این اتصالات و مدهای آسیب در آن‌ها به دست آید تا در مدل‌سازی‌های عددی ملاک عمل قرار گیرد. بدین منظور چهار اتصال صلب فولادی که نمونه‌هایی از رایج‌ترین اتصالات فولادی هستند، مورد بررسی قرار گرفته و مدل عددی پیشنهادی برای لحاظ کردن رفتار غیرخطی اتصالات یاد شده در نرم‌افزار Opensees ارائه شده است. برای کالیبره کردن مشخصات مدل عددی پیشنهادی از رفتار چرخه‌ای نمونه‌های آزمایشگاهی مشابه استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد که با روش پیشنهادی، پارامترهای رفتار لرزه‌ای اتصالات مورد بررسی، همچون محدوده باربری، سختی اتصال و ظرفیت شکل‌پذیری در مدل آزمایشگاهی و عددی با یکدیگر تطابق خوبی دارند و می‌توان حین تحلیل و طراحی سازه‌ها، از نتایج مدل غیرخطی عددی برای مدل‌سازی دقیق‌تر اتصالات در قاب‌های فولادی استفاده کرد و تخمین درستی از عملکرد اتصالات و درجه گیرداری آن‌ها را در طرح‌های منجر به عملیات اجرایی به دست آورد. مقایسه ظرفیت شکل‌پذیری، بیشینه ظرفیت باربری و سختی اولیه در اتصالات مورد بررسی نسبت به مدل‌های عددی ساخته شده متناظر آن‌ها و اختلاف بین ۰/۲۹٪ تا ۸/۴۲٪ در حالات مختلف مؤید این مهم است.

**واژگان کلیدی:** رفتار چرخه‌ای، گیرداری اتصالات، مدل عددی، ظرفیت شکل‌پذیری.

## ۱- مقدمه

گیرداری را در اتصالات مفصلی رایج نشان می‌دهند. بنابراین برای تحلیل و طراحی دقیق و اقتصادی قاب‌های فولادی، در نظر گرفتن میزان گیرداری اتصالات ضرورت دارد. بررسی رفتار اسکلت‌های فولادی در زلزله‌های سال‌های ۱۹۹۴ نورتریج و ۱۹۹۵ کوبه و بسیاری از وقایع مشابه نیز نشان داده است که خرابی‌هایی در محل اتصالات تیر به ستون ایجاد

در روش‌های مرسوم برای تحلیل و طراحی قاب‌های فولادی، رفتار اتصالات تیر به ستون، مفصلی و یا گیردار کامل فرض می‌شود. با این فرضیات تحلیل و طراحی قاب‌های فولادی ساده‌تر می‌شود. اما نتایج آزمایش‌ها، وجود درجه‌ای از انعطاف‌پذیری را در اتصالات گیردار فرضی و درجه‌ای از

شده است. یکی از علل اصلی این خرابی‌ها عدم مدل‌سازی صحیح اتصالات گیردار جوشی و شکل‌پذیری متفاوت این نوع اتصالات بوده است [1]. روش‌های مختلفی برای مدل‌سازی عددی و کالیبراسیون رفتار آزمایشگاهی و غیرخطی سازه‌ها وجود دارد، از این میان می‌توان به روش مدل‌سازی به کمک فنرهای غیرخطی، مدل‌های مفصل پلاستیک، مدل‌های فایبر و مدل‌سازی اجزای محدود اشاره کرد. از مزایای مدل‌سازی به کمک فنرهای غیرخطی و مفصل پلاستیک، مدل‌سازی غیرخطی ناحیه خرابی با حداقل درجات آزادی می‌باشد. این روش بسیار کاربردی است، زیرا می‌توان از آن برای انواع مختلف اتصالات مانند: پیچ و مهره و یا جوش استفاده کرد، علاوه بر این می‌توان اثرات خاص مانند پیش‌تندگی پیچ‌ها، آثار سخت‌شوندگی و ... را لحاظ کرد. در این روش از توابع کالیبره شده برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی سازه استفاده می‌شود. از معایب روش مدل‌سازی فایبر نیز می‌توان به عدم وجود آثار برشی و پیچشی، لغزش بین اجزاء و ترک خوردگی و خرد شدن مصالح اشاره نمود. مدل‌سازی اجزای محدود نیز توانایی رفتار سه بعدی از جمله هندسه‌های پیچیده و حالت تنش و کرنش چند محوره را فراهم می‌کند. اما در روش مدل‌سازی اجزای محدود تعیین اندازه المان‌ها نیاز به آزمون همگرایی دارد و به دلیل حجم بالای محاسبات و زمان بر بودن آن این روش در مدل‌های دقیق، برای مدل‌سازی بخشی از سازه کاربرد دارد. در این بین مرسوم‌ترین روش مدل‌سازی اتصالات تیر به ستون، صلب فرض نمودن چشمه اتصال و اختصاص دادن المان‌های غیرخطی به تیر و ستون است (شکل ۱-الف). گیلبرسون در سال ۱۹۶۹، برای مدل‌سازی اتصالات از اختصاص دادن فنرهای غیرخطی به انتهای تیر و ستون و همچنین اختصاص المان‌های با رفتار خطی به تیر و ستون بهره برد [2]. المتوالی و چن در سال ۱۹۸۸، برای مدل‌سازی قاب از اختصاص دادن المان‌های غیرخطی به تیر و ستون و همچنین مدل‌سازی چشمه اتصال با استفاده از یک فنر دورانی غیرخطی انجام شده است (شکل ۱-ب) [3]. آلتس و کاناتس در سال ۱۹۹۵، علاوه بر استفاده از یک فنر دورانی، با تعریف یک المان غیرخطی با رفتار

صلب در چشمه اتصال به توسعه مدل‌های قبلی پرداختند (شکل ۱-ج) [4]. ادیبی و همکاران نیز در سال ۲۰۱۸، از المان‌های خطی برای مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها استفاده کرده‌اند، چشمه اتصال نیز صلب مدل شده است. رفتار غیرخطی سازه به کمک یک فنر دورانی غیرخطی در انتهای تیر در محل اتصال تیر به ستون در نظر گرفته شده است که رفتار غیرخطی اتصالات را مدل می‌کند (شکل ۱-د) [5].

در مورد مدل‌سازی غیرخطی اتصالات فولادی به کمک فنرهای غیرخطی تحقیقات اندکی صورت گرفته است و بیشتر این مطالعات نیز در مورد مدل‌سازی اتصالات با استفاده از روش المان محدود است. این امر لزوم پرداختن به مدل‌سازی صحیح و کاربردی اتصالات را نمایان می‌سازد. والز و روسو [6] جزء نخستین افرادی بودند که از روش مدل‌سازی به کمک فنر برای شبیه‌سازی رفتار اتصال پیچی به کمک نبشی جان استفاده نمود. در مدل یاد شده، اتصال با استفاده از دو المان صلب متصل شده به فنرهای غیرخطی مدل‌سازی شده است. مهمترین مزیت اتصال در نظر گرفتن اثرات بار محوری در مدل‌سازی بوده است. کندی و حافظ [7] از این روش برای مدل‌سازی اتصالات فلنجی استفاده نمودند. چمیلوویک و ریچارد [8] به تعمیم مدل مذکور برای انواع اتصالات فولادی پرداختند همچنین اثرات همزمان خمش و برش در اتصالات فولادی لحاظ گردید. فائلا و همکاران [9] به ارائه مدل برای ارزیابی منحنی لنگر-دوران برای اتصالات جوشی، اتصالات فلنجی و اتصال پیچی به کمک نبشی جان پرداختند. پچینوتی [10] مدلی برای محاسبه سختی در اتصالات فولادی تیر به ستون با ورق فوقانی و تحتانی بر اساس ساده سازی مدل یورکد ۳ پیشنهاد کرد. تران و کیم در [11] با استفاده از مدل‌سازی به کمک فنرهای غیرخطی و بر مبنای شبکه عصبی مصنوعی و یادگیری ماشینی اقدام به توسعه یک برنامه با رابط کاربری گرافیکی (GUI) جهت پیشبینی دقیق و سریع منحنی-های لنگر-دوران اتصالات فلنجی نمودند. در پژوهش هوانگ و همکاران در سال ۲۰۲۲ نیز نوع جدیدی از اتصال تیر به ستون فولادی در سازه بتنی پیش‌ساخته پیشنهاد شده است و نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفته‌اند.

شکل ۱. روش‌های متفاوت مدل‌سازی اتصالات (الف) مدل‌سازی با المان صلب (ب) مدل‌سازی با المان صلب و چن [3] (ج) مدل آتس و کاناتس [4] (د) مدل ادیبی و همکاران [5]

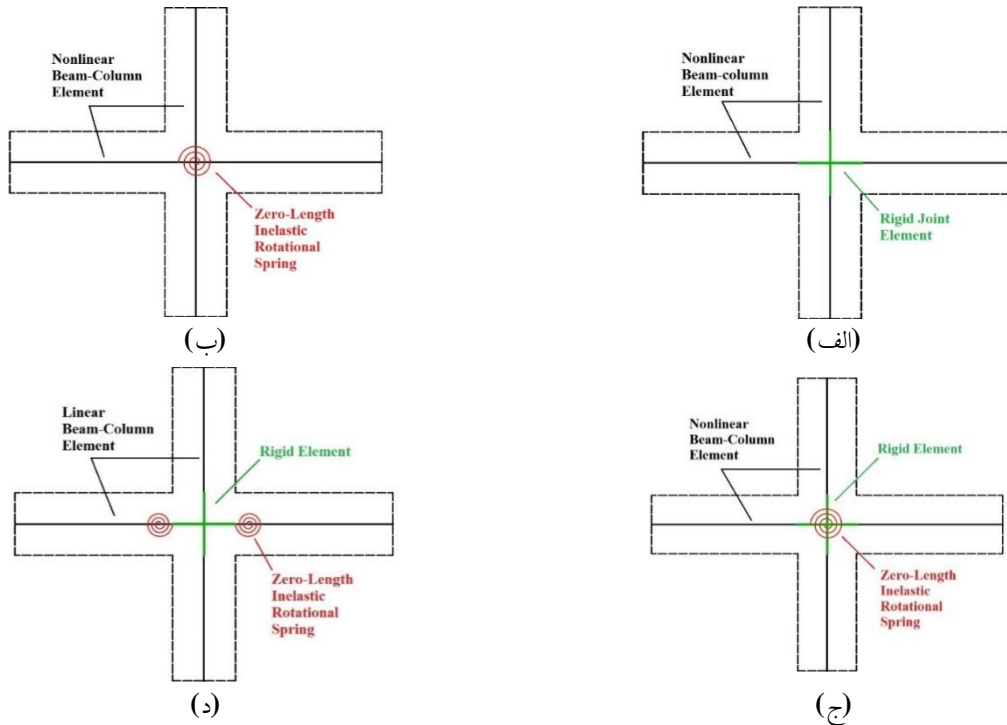


Fig. 1. Different methods of connection modeling (a) Rigid element modeling (b) El-Metwally and Chen model [3] (c) Kunnath et al. model [4] (d) Adibi et al. model [5]

سرعت تحلیل بالاتر در مقایسه با سایر روش‌های مدل‌سازی است.

## ۲- اتصالات فولادی مورد بررسی

همان‌طور که پیش‌تر توضیح داده شد، درجه‌ای از انعطاف‌پذیری در اتصالات گیردار و همچنین درجه‌ای از گیرداری در اتصالات مفصلی وجود دارد. از این‌رو فرضیات اتصالات تیر به ستون مفصل یا گیردار کامل، فرضی غیرواقعی است. در این تحقیق ابتدا به چهار نوع اتصال رایج قاب‌های فولادی با درجات گیرداری متفاوت خواهیم پرداخت.

### ۲-۱- اتصال مستقیم جوشی

در مطالعه آزمایشگاهی مورداستفاده اول، سو یانگ کیم و همکاران در سال ۲۰۱۶ به بررسی آزمایشگاهی اتصالات صلب فولادی که تیر و ستون به صورت مستقیم و به کمک جوش به هم اتصال داده شده پرداختند. در اتصال مستقیم جوشی<sup>۱</sup>، بال فوقانی به شکل مستقیم و بدون هیچ واسطه‌ای با

از نظر حالت شکست، مقاومت، سختی اولیه، عملکرد رفت و برگشتی، اتلاف انرژی و ظرفیت تغییرشکل نتایج آزمایش نشان می‌دهد که عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر به ستون معرفی شده نسبت به سایر اتصالات برتری دارد [12]. شیوه این پژوهش در مقوله رفتارسنجی و کارایی اتصالات در مقاله حاضر نیز به کار گرفته شده است. در این تحقیقات نمودار لنگر-دوران می‌تواند انعکاس خوبی از سختی، مقاومت و شکل‌پذیری اتصال باشد. از این‌رو در این مقاله سعی شده است با استفاده از رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی اتصالات رایج فولادی، تخمین دقیق‌تر از رفتار لرزه‌ای این اتصالات و مدهای آسیب در آن‌ها بدست آید. در نهایت، یک مدل عددی ماکرو برای لحاظ کردن رفتار غیرخطی این نوع اتصالات در محیط نرم‌افزار Opensees ارائه می‌شود و برای کالیبره نمودن مشخصات این مدل عددی از رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی استفاده شده است. مهمترین مزیت این روش مدل‌سازی، در نظر گرفتن درجات گیرداری واقعی برای مدل‌سازی و بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات فولادی رایج با بیشترین دقت و

1 . Welded Direct Connection

### ۲-۳- اتصال با ورق فوقانی و تحتانی

در مطالعه آزمایشگاهی سوم، غلامی و تهرانی‌زاده در سال ۲۰۱۳ به بررسی آزمایشگاهی اتصالات فولادی به کمک ورق فوقانی و تحتانی تیر و ورق اتصال جان با استفاده از جوش پرداختند.

در این اتصال، تیر باید روی ورق نشیمن نشسته و ابعاد ورق نشیمن باید از عرض تیر بیشتر باشد تا بعد جوش لازم برای جوشکاری فراهم شود. (شکل ۴)

شکل ۴. جزئیات اتصال با ورق فوقانی و تحتانی [13]

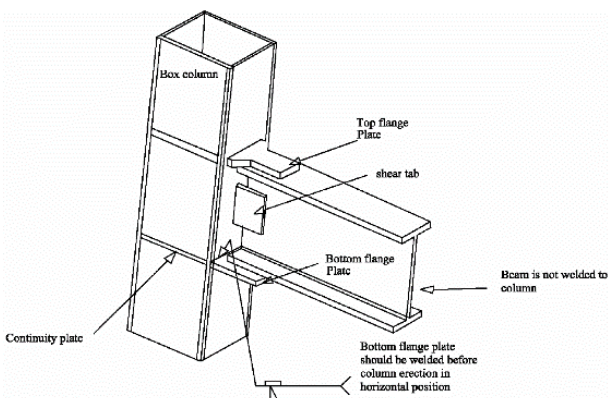


Fig. 4. Connection details with upper and lower plates [13]

همچنین در بخش فوقانی تیر از ورق روسری استفاده می‌شود. برای اینکه عملیات جوشکاری ورق روسری با تیر کامل صورت گرفته باشد، عرض ورق در تماس با تیر کاهش می‌یابد تا هم بعد جوش مناسب تأمین شود و هم طول جوش لازم ایجاد شود. در این نوع اتصال تیر به صورت مستقیم به ستون متصل نمی‌شود. در نمونه‌های آزمایشگاهی از پروفیل BOX با طول ۴۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۲۰ میلی‌متر به عنوان المان ستون و از پروفیل H شکل با طول بال ۲۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۱۲ میلی‌متر و همچنین ارتفاع جان ۳۸۰ میلی‌متر و ضخامت جان ۸ میلی‌متر برای المان تیر استفاده شده است. در شکل (۴) اتصال با ورق فوقانی و تحتانی مورد بررسی نشان داده شده است [13].

### ۲-۴- اتصال با مقطع کاهش یافته (RBS)

در مطالعه آزمایشگاهی چهارم، دیلمی و مصلحی تبار در سال ۲۰۰۸ به بررسی آزمایشگاهی اتصالات فولادی با مقطع

استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل به ستون جوش می‌شود. در شکل (۲) اتصال مستقیم جوشی نشان داده شده است [1].

شکل ۲. جزئیات اتصال مستقیم جوشی [1]

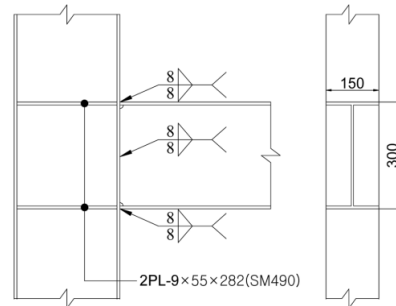


Fig. 2. Details of direct welded connection [1]

### ۲-۲- اتصال فلنجی

در مطالعه آزمایشگاهی مورد استفاده دوم، اتصال فولادی که در آن تیر و ستون به کمک پیچ و مهره به هم متصل شده، مورد بررسی قرار گرفته است. این اتصال که اتصال فلنجی نام‌گذاری شده، گونه‌ای از اتصال فولادی با بهره‌گیری از ورق‌های اتصال در انتهای تیر است. در این روش، اتصال تیرها به یکدیگر با استفاده از پیچ‌های با مقاومت بالا و به حالت اصطکاکی است.

در نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال مستقیم جوشی و اتصال فلنجی از پروفیل H شکل با طول بال ۱۵۰ میلی‌متر و ضخامت ۹ میلی‌متر و همچنین ارتفاع جان ۳۰۰ میلی‌متر و ضخامت جان ۶/۵ میلی‌متر برای مقاطع تیر و ستون استفاده شده است. در شکل (۳) جزئیات اتصال فلنجی مورد بررسی نشان داده شده است [1].

شکل ۳. جزئیات اتصال فلنجی [1]

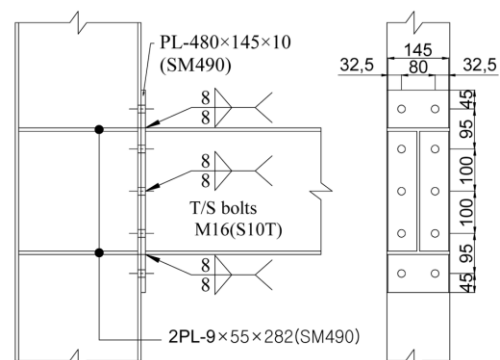


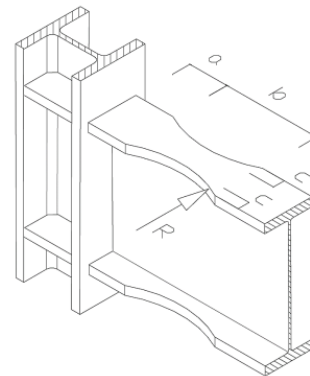
Fig. 3. Flange connection details [1]

است. در شکل (۶-ب) نیز می‌توان مد گسیختگی این نمونه را مشاهده نمود. با توجه به این شکل می‌توان نتیجه گرفت محل تشکیل مفصل پلاستیک در بر اتصال تیر به ستون است [1].

رفتار چرخه‌ای نیرو-تغییرمکان نمونه دوم مطالعاتی (اتصال فلنجی) بررسی شده در این تحقیق تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی در شکل (۷-الف) ارائه شده است. ترک‌های اولیه در دورانی معادل با ۰/۰۳ رادیان در ورق‌های انتهایی رخ داده است. مد خرابی نهایی ترک در ورق انتهایی، لهیدگی ورق اتصال به بال ستون و گسیختگی پیچ‌ها در ناحیه اتصال است. در شکل (۷-ب) نیز می‌توان مد گسیختگی این نمونه را مشاهده نمود. با توجه به این شکل می‌توان نتیجه گرفت محل تشکیل مفصل پلاستیک در بر اتصال تیر به ستون است [1].

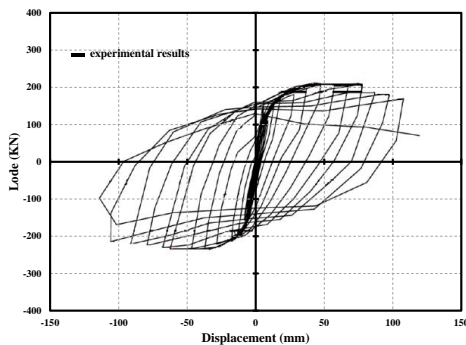
کاهش یافته (RBS) پرداختند. حذف مصالح تیر در یک فاصله مشخص از بال ستون یک ناحیه ضعیف در تیر ایجاد کرده که یک محل قابل‌اعتماد برای کرنش‌های غیرالاستیک به اندازه کافی دور از جوش ترد است. برای ساختن یک ناحیه ضعیف قابل پیش‌بینی، قسمتی از بال تیر انتخابی در نزدیکی اتصال تیر به ستون بریده می‌شود. بخش بریده شده از بال تیر سطح مقطع را کاهش داده و ظرفیت خمشی تیر نیز کاهش می‌یابد. به دلیل مشخصه گرادیان خمشی در رفتار قاب‌های خمشی، مفصل پلاستیک تیر در محل مقطع کاهش یافته شکل می‌گیرد. در نمونه‌های آزمایشگاهی از پروفیل IPB 300 به عنوان مقطع ستون و از IPE 450 به عنوان مقطع تیر استفاده شده است. در شکل (۵) اتصال RBS مورد بررسی نشان داده شده است [14].

شکل ۵. جزئیات اجرایی اتصال RBS [14]



شکل ۶. نمودار چرخه‌ای نیرو - تغییرمکان و مود خرابی نمونه اتصال

مستقیم جوشی [1]



الف) منحنی چرخه‌ای نیرو - تغییرمکان



ب) مود خرابی

Fig. 6. Cyclic diagram of force-displacement and failure mode of direct welded connection sample [1]

مشخصات مصالح به‌کاررفته در چهار نمونه اتصال مورد بررسی در جدول (۱) آورده شده است.

### ۳- رفتار لرزه‌ای اتصالات

رفتار چرخه‌ای نیرو - تغییرمکان نمونه اول مطالعاتی (اتصال مستقیم جوشی) بررسی شده در این تحقیق تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی در شکل (۶-الف) ارائه شده است. خرابی اولیه در چشمه اتصال در دورانی معادل با ۰/۰۵ رادیان اتفاق افتاده است. در دورانی معادل با ۰/۱ رادیان ترک‌هایی در نزدیک ناحیه جوش مشاهده گردید و مد خرابی نهایی تسلیم چشمه اتصال و گسیختگی در ناحیه جوش داده شده

جدول ۱: مشخصات مصالح به‌کاررفته در اتصالات [1]، [13] و [14]

Experimental connection	Beam yield stress (Mpa)				column yield stress (Mpa)			
	Yield stress		Ultimate stress		Yield stress		Ultimate stress	
	wing	web	wing	web	wing	web	wing	web
Direct welded connection	448.38	447.51	570.90	597.21	448.38	447.51	570.90	597.21
Flange connection	448.38	447.51	570.90	597.21	448.38	447.51	570.90	597.21
Connection with upper and lower plate	300	300	420	420	300	300	420	420
RBS connection	314	314	420.1	420.1	314	314	420.1	420.1

Table 1. Specifications of materials used in connections [1], [13] and [14]

شکل ۷. نمودار چرخه‌ای نیرو - تغییرمکان و مود خرابی نمونه اتصال فلنجی [1]

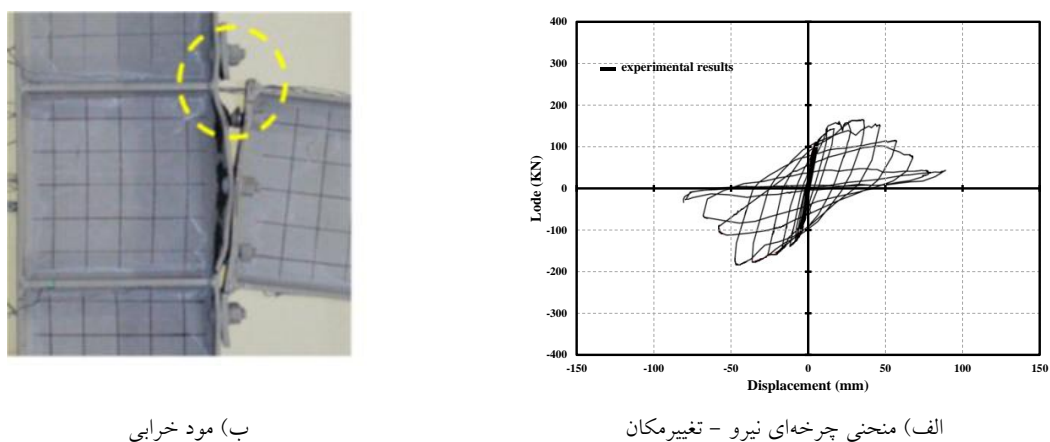


Fig. 7. Cyclic diagram of force-displacement and failure mode of flange connection sample [1]

شکل ۸. نمودار چرخه‌ای نیرو - تغییرمکان و مود خرابی نمونه اتصال با ورق فوقانی و تحتانی [13]

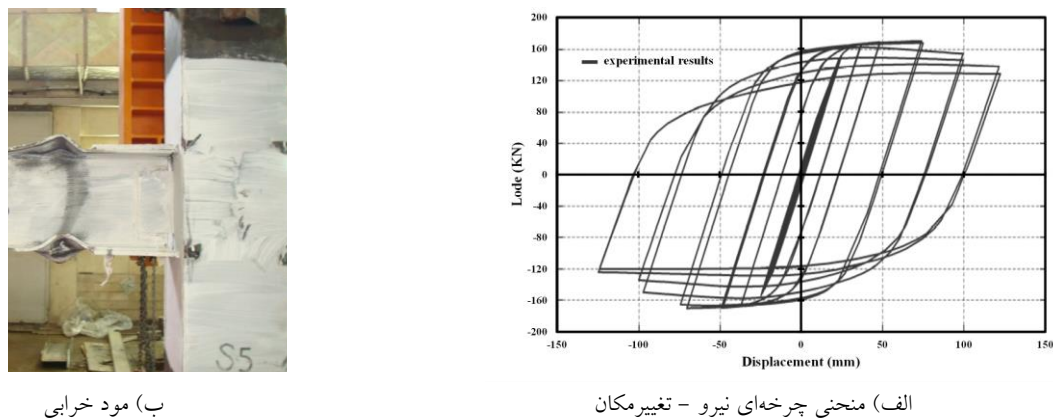


Fig. 8. Cyclic diagram of force-displacement and failure mode of connection sample with upper and lower plate [13]

مشاهده نشد، به جز ترکی ناچیز که در محل جوش اتصال بال به جان تحتانی تیر رخ داده است. در شکل (۸-ب) نیز می‌توان مد خرابی این نمونه را مشاهده نمود. با توجه به این شکل می‌توان نتیجه گرفت محل تشکیل مفصل پلاستیک دورتر از محل اتصال تیر به ستون است [13].

رفتار چرخه‌ای نیرو-تغییرمکان نمونه سوم مطالعاتی (اتصال با ورق فوقانی و تحتانی) بررسی شده و تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی در شکل (۸-الف) ارائه شده است. تسلیم اولیه بال تیر در دوران ۱/۵٪ اتفاق افتاده و در دوران ۳٪ تسلیم جان تیر نیز رخ داده است. کماتش بال تیر در دوران ۵٪ قابل ملاحظه است. در پایان آزمایش هیچ‌گونه گسیختگی

#### ۴- مدل پیشنهادی برای رفتار اتصالات

در این قسمت با استفاده از نتایج آزمایشگاهی و مدهای خرابی به ارائه مدل غیرخطی برای اتصالات فولادی مذکور پرداخته شده است. نتایج آزمایشگاهی ارائه شده در قسمت قبل حاکی از آن است که مقاومت خمشی تیر در ناحیه اتصال تیر به ستون، رفتار سازه را کنترل می‌نماید. به همین دلیل از ظرفیت پلاستیک، خمشی تیر ( $M_y$ ) برای مدل‌سازی و کالیبره کردن ظرفیت خمشی اتصال تیر به ستون استفاده شده است. مقادیر اختصاص داده شده به فنر دورانی (منحنی لنگر-دوران اتصال)، در مرحله اول از کالیبره نمودن رفتار مدل ارائه شده در این تحقیق با رفتار آزمایشگاهی نمونه‌های مورد بررسی به دست آمده است و در مرحله بعد به صورت پارامتریک و بر اساس مشخصات سازه‌ای المان تیر ارائه شده است.

رفتار چرخه‌ای نیرو-تغییر مکان نمونه چهارم مطالعاتی (اتصال RBS) بررسی شده در این تحقیق تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی در شکل (۹-الف) ارائه شده است. نتایج آزمایشگاهی حاکی از آن است که تا دوران حدود  $0/03$  رادیان خرابی در نمونه مشاهده نشده و پاسخ‌های چرخه‌ای پایدار و فزاینده است و بیشینه لنگر قابل تحمل تیر به حدود  $485$  کیلونیوتن متر می‌رسد. با افزایش دوران به  $0/05$  رادیان ظرفیت لنگر قابل تحمل تیر به  $325$  کیلونیوتن متر کاهش می‌یابد. مد خرابی نهایی گسیختگی بال تیر به دلیل کماتش موضعی می‌باشد. در شکل (۹-ب) نیز می‌توان مد گسیختگی این نمونه را مشاهده نمود. با توجه به این شکل می‌توان نتیجه گرفت محل تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه کاهش یافته تیر است [14,15].

شکل ۹. نمودار چرخه‌ای نیرو - تغییر مکان و مود خرابی نمونه اتصال RBS [14,15]

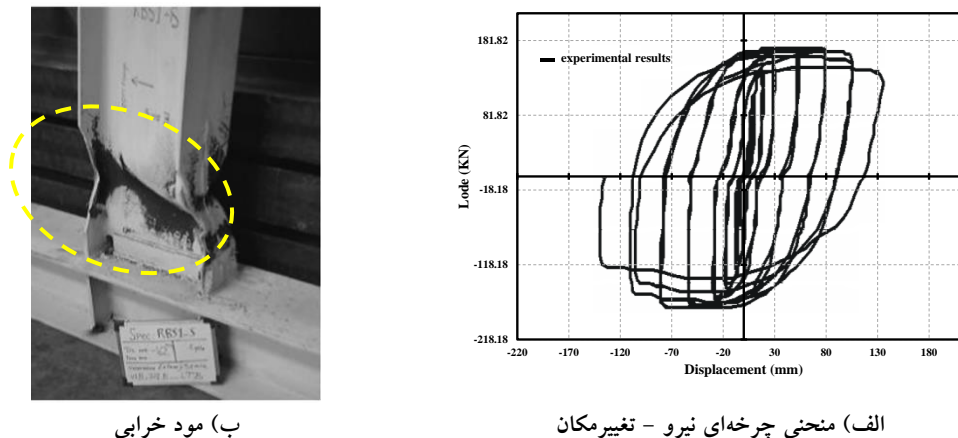


Fig. 9. Cyclic diagram of force-displacement and failure mode of RBS connection sample [14, 15]

شکل ۱۰- مدل استفاده شده برای اتصالات تیر به ستون (الف) اتصال جوشی مستقیم و اتصال فلنجی (ب) اتصال با ورق فوقانی و تحتانی (ج) اتصال RBS

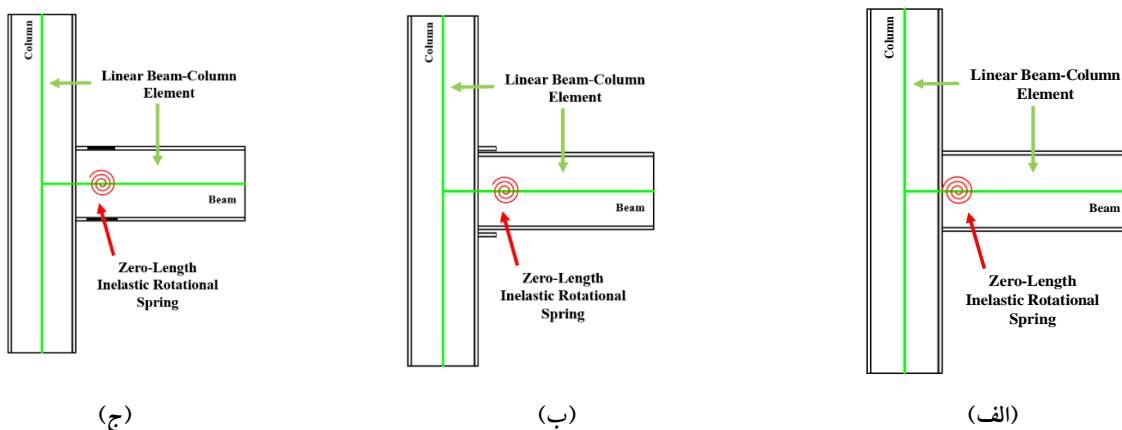


Fig. 10. The model used for beam to column connections (a) direct welded connection and flange connection (b) connection with upper and lower plate (c) RBS connection

اختصاص منحنی لنگر دوران به کمک ماده hysteretic به فنر لحاظ شده است.

تغییر شکل الاستیک فنر غیرخطی فوق نیز برابر با دوران الاستیک تیر در نظر گرفته می‌شود و از دوران ستون صرف‌نظر شده و مطابق با رابطه زیر محاسبه می‌شود [5].

$$\theta = \frac{M \times L_b}{E \times I_b} \quad (1)$$

در رابطه بالا  $M$ ,  $L_b$ ,  $E$  و  $I_b$  به ترتیب لنگر خمشی، طول تیر، مدول الاستیسیته و ممان اینرسی مقطع تیر است.

در مدل پیشنهادی برای برآورد عملکرد اتصال از یک فنر دورانی استفاده شده است. مدل‌سازی اتصال در نرم‌افزار Opensees انجام شده است [16]. در این تحقیق از المان Linear beam-column element که دارای رفتار خطی می‌باشد، برای مدل‌سازی رفتار تیر و ستون استفاده شده است. محل قرار گیری فنر پیچشی اتصالات مورد بررسی در محل تشکیل مفصل پلاستیک بوده و در شکل (۱۰) آمده است. پارامترهای نهایی اختصاص داده شده به فنر دورانی (Zero-length element) ایجاد شده در بر اتصال را که مهم‌ترین ویژگی مدل ارائه شده است، می‌توان در شکل (۱۱) و جدول (۲) مشاهده نمود.

جدول ۲. پارامترهای اختصاص داده شده به فنرهای غیرخطی

Connection	a	b	a'	b'
Direct welded connection	0.07	0.09	0.07	0.09
Flange connection	0.045	0.06	0.045	0.06
Connection with upper and lower plate	0.02	0.04	0.02	0.04
RBS connection	0.03	0.045	0.03	0.045

Table 2. Parameters assigned to nonlinear springs

شکل ۱۱. مشخصات فنر ارائه شده در اتصال تیر به ستون

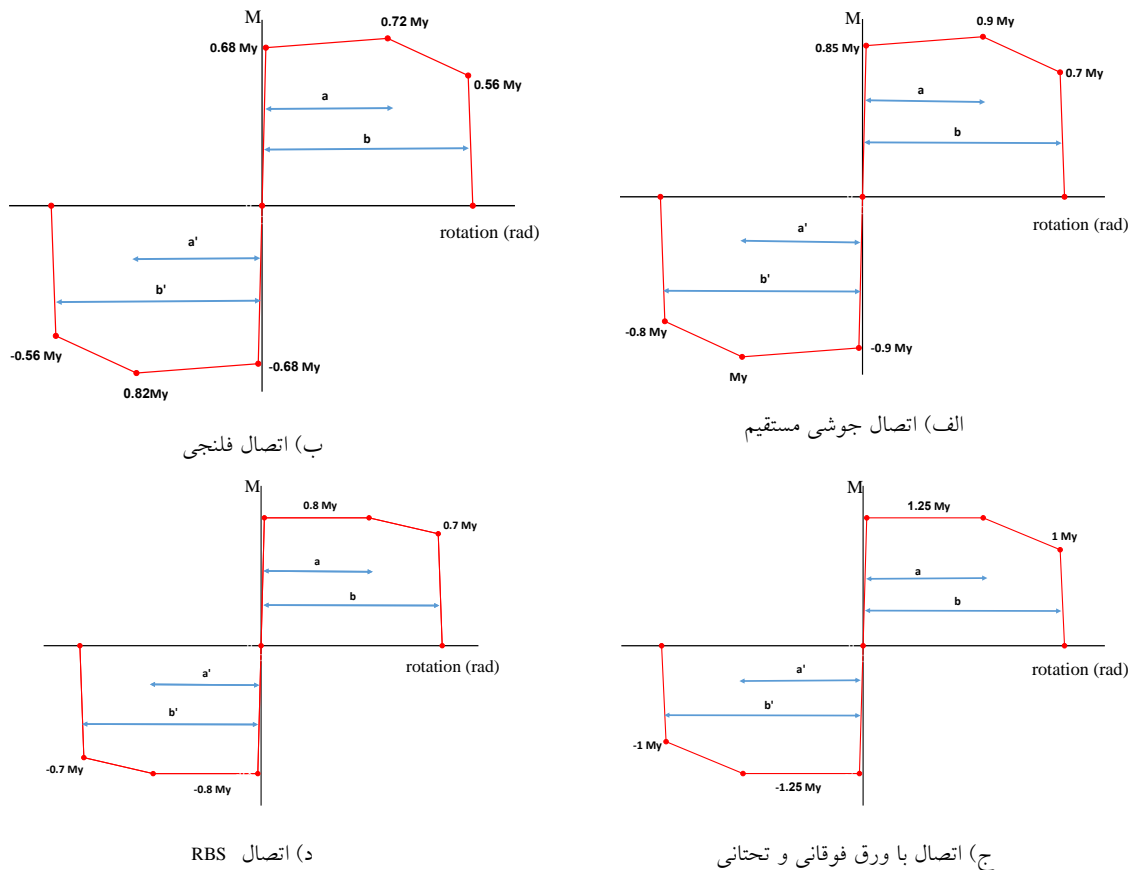


Fig. 11. Specification of the spring provided in the beam-to-column connection



هماهنگی بسیار مناسب نتایج آزمایشگاهی و مدل غیرخطی پیشنهادی برای اتصالات مورد بررسی را مشاهده نمود.

### ۵-۱- ظرفیت شکل پذیری

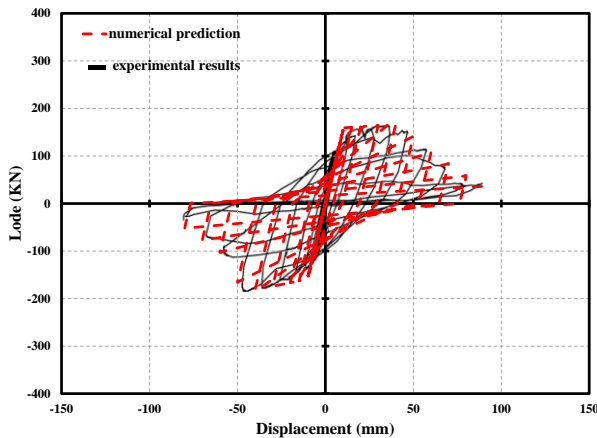
میزان شکل پذیری می تواند نشان دهنده قابلیت جذب و اتلاف انرژی در محدوده رفتار غیرخطی آن باشد و از این رو یک پارامتر لرزه ای مهم در بررسی رفتار سازه ها است که از نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان تسلیم منحنی نیرو - تغییر مکان سازه و یا اجزای سازه ای (شکل ۱۳) به دست می آید [17,18]. تغییر مکان نهایی نیز، تغییر مکانی است که در آن بیشینه ظرفیت نیرویی آن ۲۰٪ کاهش می یابد [19].

### ۵- مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی

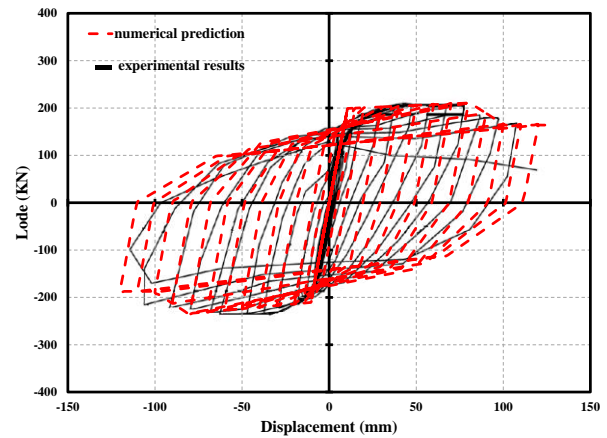
در این بخش در ابتدا نتایج حاصل از مدل سازی نمونه مطالعاتی اتصالات مورد بررسی، با استفاده از روش پیشنهادی ارائه می شود و پارامترهای رفتار چرخه ای آن از جمله ظرفیت شکل پذیری، بیشینه ظرفیت باربری و سختی اتصال محاسبه می شود و در گام بعد این نتایج با پارامترهای به دست آمده از رفتار واقعی اتصال پیش ساخته آزمایش شده مورد مقایسه قرار می گیرد. الگوی بارگذاری چرخه ای نمونه های عددی مشابه با الگوی بارگذاری نمونه های آزمایشگاهی و برگرفته از منابع [1, 13 و 14] است.

در شکل (۱۲) با مقایسه بین منحنی چرخه ای نیرو-تغییر مکان نمونه های آزمایشگاهی و مدل عددی پیشنهادی می توان

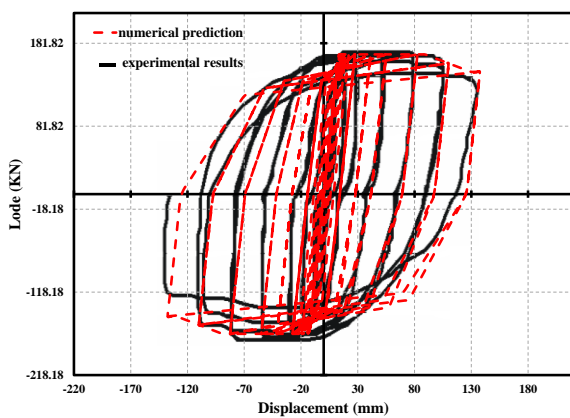
شکل ۱۲. مقایسه نتایج چرخه ای نیرو - تغییر مکان اتصالات



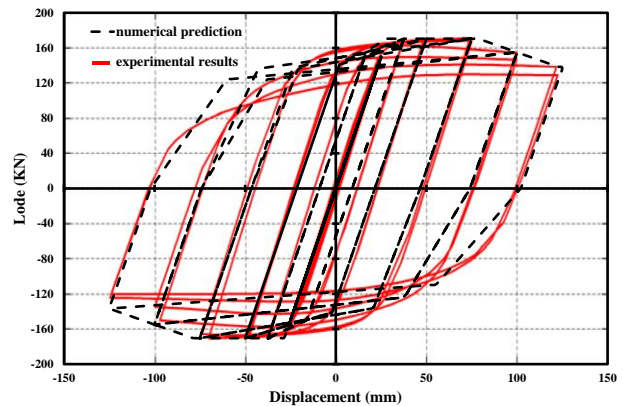
ب) اتصال فلنجی



الف) اتصال جوشی مستقیم



د) اتصال RBS



ج) اتصال با ورق فوقانی و تحتانی

Fig. 12. Comparison of cyclic force-displacement results of connections

تحتانی و نمونه عددی متناظر آن ۲ درصد است. در حالی که برای نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال RBS و نمونه عددی متناظر آن این تفاوت به ۴/۲ درصد می‌رسد. به‌طورکلی می‌توان به این مهم اشاره نمود که نتایج ظرفیت شکل‌پذیری اتصال مدل شده با المان پیشنهادی همانگی بسیار مناسبی را با نتایج آزمایشگاهی دارد.

شکل ۱۴. مقایسه متوسط ظرفیت شکل‌پذیری نمونه‌های عددی و نمونه‌های آزمایشگاهی

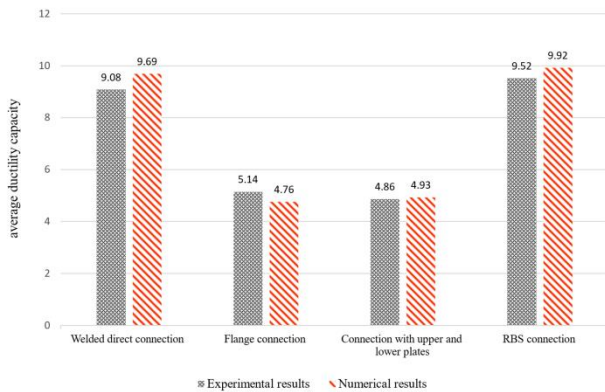


Fig. 14. Comparison of average ductility capacity of numerical samples and Experimental samples

شکل ۱۳. نقاط مشخصه برای تغییر مکان تسلیم و نهایی در منحنی دوخطی نیرو - تغییر مکان [5]

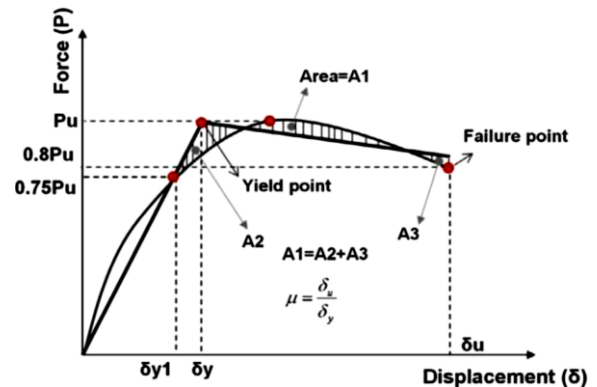


Fig. 13. Specified points for changing the ultimate and yield location in the bilinear force-displacement curve [5]

در جدول (۳) و شکل (۱۴) نتایج ظرفیت شکل‌پذیری در جهت مثبت و منفی و همچنین میانگین ظرفیت شکل‌پذیری در هر دو جهت برای نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی ساخته شده به کمک المان پیشنهادی به تفکیک ارائه شده است. نتایج نشان‌دهنده اختلاف ۶/۷۱ درصدی در متوسط ظرفیت شکل‌پذیری نمونه آزمایشگاهی اتصال جوشی مستقیم نسبت به مدل عددی متناظر آن است. این اختلاف برای نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال فلنجی و نمونه عددی متناظر آن به ۸ درصد می‌رسد. همچنین این اختلاف برای نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال با ورق فوقانی و

جدول ۳: مقایسه ظرفیت شکل‌پذیری نمونه‌های عددی و نمونه‌های آزمایشگاهی

Steel beam-to-column connection		Yield displacement (mm)		Final displacement (mm)		ductility capacity		Average ductility capacity
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	
Direct welded connection	Experimental results	11.01	12.03	105.9	102.3	9.63	8.53	9.08
	Numerical results	11.05	11.60	120.1	98.90	10.86	8.52	9.69
Flange connection	Experimental results	10.12	10.09	52.93	51.13	5.23	5.06	5.14
	Numerical results	10.87	10.57	51.12	51.05	4.70	4.82	4.76
Connection with upper and lower plate	Experimental results	24.56	26.41	122.8	124.9	4.99	4.73	4.86
	Numerical results	25.18	25.49	124.3	125.5	4.93	4.92	4.93
connection RBS	Experimental results	13.65	14.90	135.9	135.4	9.95	9.08	9.52
	Numerical results	13.58	14.02	137.1	136.7	10.09	79.75	9.92

Table 3. Comparison of plasticity capacity of numerical samples and Experimental samples

## ۲-۵- ظرفیت باربری و سختی

نتایج بیشینه ظرفیت باربری و سختی اتصال در جدول (۴)، اشکال (۱۵، ۱۶) ارائه شده است. در نمونه بررسی شده اتصال جوشی مستقیم، اختلاف نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی متناظر برای بیشینه ظرفیت باربری در جهت مثبت و منفی به ترتیب ۱٪ و ۰/۹۹٪ است. در نمونه اتصال فلنجی این اختلاف در جهت مثبت و منفی به ترتیب به ۲/۱٪ و ۸/۹۵٪ می‌رسد. همچنین در نمونه اتصال با ورق فوقانی و تحتانی این اختلاف در جهت مثبت و منفی به ترتیب به ۱/۰۶٪ و ۰/۴۶٪ می‌رسد. در حالی که در نمونه اتصال RBS این اختلاف در جهت مثبت و منفی به ترتیب ۲/۳۳٪ و ۲/۵۹٪ است.

سختی نمونه‌ها نیز با استفاده از منحنی چرخه‌ای نیرو - تغییرمکان محاسبه شده است. تغییرات در سختی اعضا بر رفتار آن در اثر تحریک لرزه‌ای بسیار تأثیرگذار است، اختلاف میانگین سختی اولیه نمونه آزمایشگاهی اتصال جوشی مستقیم و مدل عددی متناظر در جهت مثبت و منفی به ۸/۴۲٪ می‌رسد. برای نمونه اتصال فلنجی این اختلاف به ۶/۱۵٪ می‌رسد. همچنین برای نمونه اتصال با ورق فوقانی و تحتانی این اختلاف ۰/۴۱٪ است. در حالی که برای نمونه اتصال RBS این اختلاف به ۱/۸۹٪ می‌رسد. چنان‌که مشاهده می‌شود میزان ظرفیت باربری و سختی سازه هر دو اتصال که با استفاده از روش پیشنهادی مدل‌سازی شده‌اند، تا حد مناسبی با نتایج رفتار سازه اتصال واقعی هماهنگی دارند.

جدول ۴: مقایسه بیشینه ظرفیت باربری و سختی اولیه نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی متناظر

Steel beam-to-column connection		Maximum load capacity (kN)		Initial stiffness (kN/mm)	
		(+)	(-)	(+)	(-)
Direct welded connection	Experimental results	206.78	237.50	16.05	19.82
	Numerical results	207.69	235.16	17.89	21.28
Flange connection	Experimental results	166.0	182.0	15.65	15.58
	Numerical results	162.5	167.04	14.46	14.97
Connection with upper and lower plate	Experimental results	168.6	171.1	6.12	6.09
	Numerical results	170.4	170.3	6.02	6.14
RBS connection	Experimental results	171.2	174.2	12.15	11.63
	Numerical results	167.3	169.8	12.31	11.93

Table 4. Comparison of maximum loading capacity and initial stiffness of Experimental samples and its numerical models

شکل ۱۵. مقایسه نتایج بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی متناظر

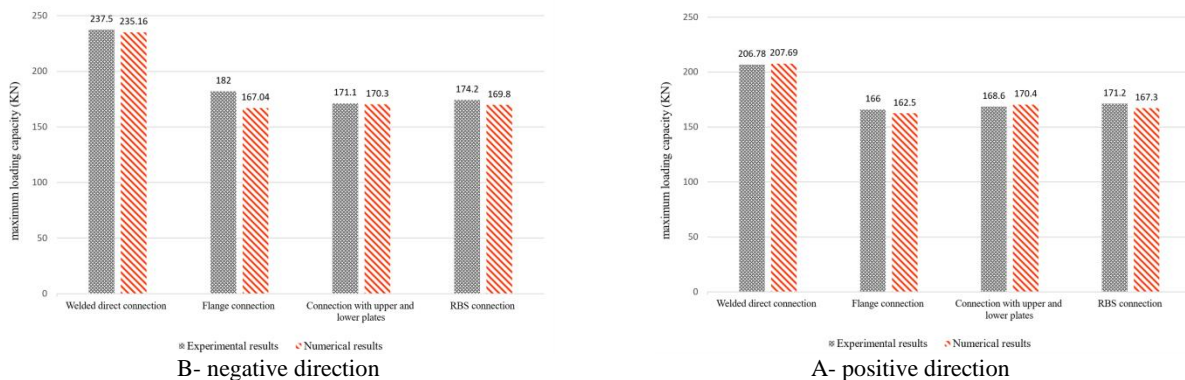


Fig. 15. Comparing the results of the maximum loading capacity of Experimental samples and its Numerical models

شکل ۱۶. مقایسه نتایج سختی اولیه نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی متناظر

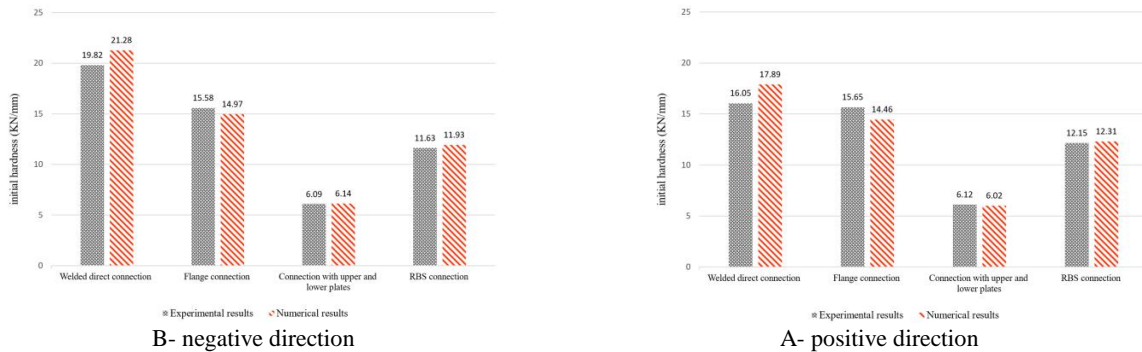
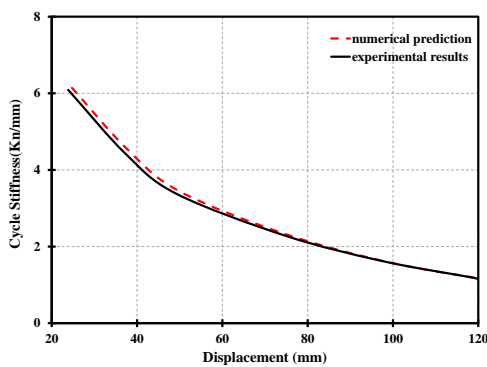
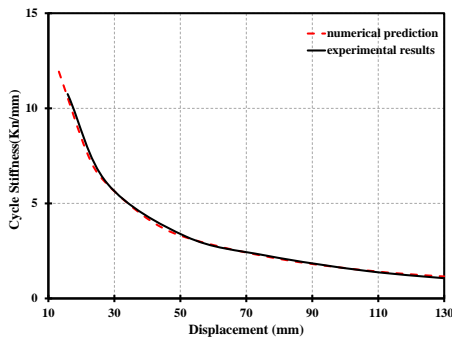


Fig. 16. Comparison of initial hardness results of Experimental samples and corresponding numerical models



C- Connection with upper and lower plates



D- RBS connection

Fig. 18. Comparison of cyclic tangential stiffness results with respect to displacement between numerical and Experimental samples in the positive direction

یکی دیگر از پارامترهای نمایش دهنده چگونگی رفتار لرزه‌ای اجزای سازه‌ای، سختی مماسی سیکلی است که در شکل (۱۷) چگونگی محاسبه آن نمایش داده شده است. نتایج مقایسه بین سختی مماسی سیکلی در نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی متناظر در شکل (۱۸) نمایش داده شده است که هماهنگی خوبی نیز با یکدیگر نشان می‌دهند. همان‌طور که در شکل (۱۸-الف) مشاهده می‌شود، میزان سختی اولیه در نمونه

شکل ۱۷- محاسبه سختی در هر سیکل [۵]

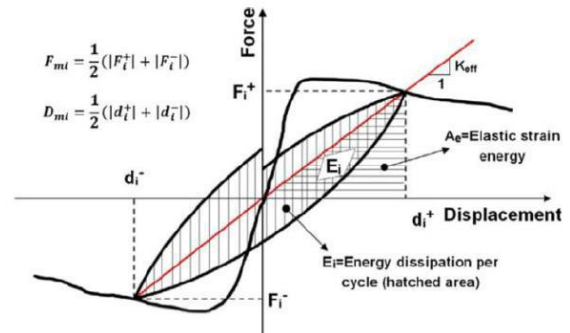
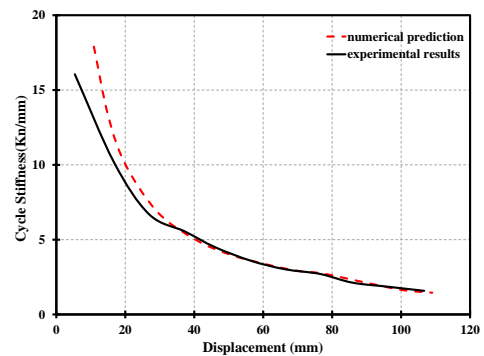
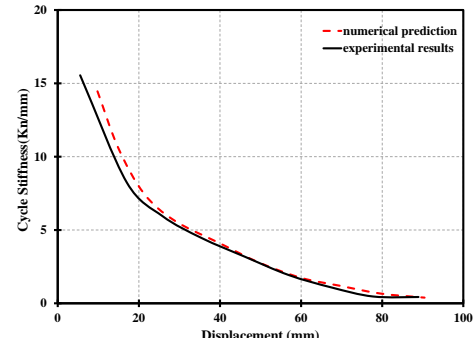


Fig. 17. stiffness calculation in each cycle [5]

شکل ۱۸. مقایسه نتایج سختی مماسی سیکلی نسبت به تغییر مکان بین نمونه‌های عددی و آزمایشگاهی در جهت مثبت



A- Welded direct connection



B- Flange connection

تحتانی و اتصال RBS نسبت به مدل‌های عددی ساخته شده متناظر آن‌ها در جهت مثبت و منفی به ترتیب اختلافی برابر با  $6/71\%$ ،  $7/98\%$ ،  $1/44\%$  و  $4/2\%$  را نشان می‌دهند.

• متوسط سختی اولیه نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال مستقیم جوشی، اتصال فلنجی، اتصال با ورق فوقانی و تحتانی و اتصال RBS نسبت به مدل‌های عددی ساخته شده متناظر آن‌ها در جهت مثبت و منفی به ترتیب اختلافی برابر با  $8/42\%$ ،  $6/15\%$ ،  $0/41\%$  و  $1/89\%$  را نشان می‌دهند.

چنان‌که مشاهده می‌شود، نتایج حاصل از مقایسه رفتار آزمایشگاهی با مدل‌های عددی پیشنهادی، هماهنگی خوبی دارند و این امر بیانگر آن است که می‌توان برای مدل‌سازی رفتار اتصالات در قاب‌های فولادی باهدف به کارگیری درجه گیرداری واقعی، با دقت بالایی از مدل عددی پیشنهادی این تحقیق استفاده کرد.

## مراجع

- [1] Kim, S.Y., et al., 2016, "Experimental investigation of beam-to-column connection with SHN490 steel under cyclic loading". International Journal of Steel Structures. 16(4): 1299-1307.
- [2] Giberson, M.F., 1969, "Two nonlinear beams with definitions of ductility", Journal of the Structural Division. 95, 137-57.
- [3] El-Metwally, S. and Chen, W. 1988, "Moment-rotation modeling of reinforced concrete beam-column connections. Structural Journal ", 85(4), 384-394.
- [4] Sailaja, A. and S.k., Kunnath, 1995, "Modeling inelastic shear deformation in reinforced concrete beam-column joints", Engineering mechanics proceedings of 10th conference, ASCE, University of Colorado at Boulder, Boulder, Colorado, 822-825.
- [5] Adibi, M., M.S. Marefat, and R., Allahvirdizadeh, 2018, "Nonlinear modeling of cyclic response of RC beam-column joints reinforced by plain bars", Bulletin of Earthquake Engineering, 16(11): 5529-5556.
- [6] Wales, M.W. and Rossow, E.C., 1983. Coupled moment-axial force behavior in bolted joints. Journal of Structural Engineering, 109(5), pp.1250-1266.
- [7] Kennedy DJR, Hafez M., 1984, "A study of end-plate connections for steel beams." Canadian Journal of Civil Engineering; 11(2):139-49.

آزمایشگاهی اتصال جوشی مستقیم نسبت به سختی مماسی آن در تغییرمکان ۱۱۰ میلی‌متر،  $90\%$  کاهش می‌یابد درحالی‌که این کاهش سختی در مدل عددی متناظر به  $93\%$  می‌رسد. در نمونه اتصال فلنجی چنان‌که در شکل (۱۸-ب) مشاهده می‌شود، میزان سختی اولیه نسبت به سختی مماسی آن در تغییرمکان ۹۰ میلی‌متر،  $98\%$  کاهش می‌یابد در حالی‌که این کاهش سختی در مدل عددی متناظر به  $97\%$  می‌رسد. در اتصال با ورق فوقانی و تحتانی نیز چنان‌که در شکل (۱۸-ج) مشاهده می‌شود، میزان سختی اولیه نسبت به سختی مماسی آن در تغییرمکان ۱۲۰ میلی‌متر،  $69\%$  کاهش می‌یابد و این کاهش سختی در مدل عددی متناظر  $71\%$  است. برای نمونه اتصال RBS چنان‌که در شکل (۱۸-د) مشاهده می‌شود، میزان سختی اولیه نسبت به سختی مماسی آن در تغییرمکان ۱۳۰ میلی‌متر،  $90\%$  کاهش می‌یابد درحالی‌که این کاهش سختی در مدل عددی متناظر به  $92\%$  می‌رسد.

## ۶- نتایج

در این پژوهش مدل‌های عددی کاربردی برای بررسی رفتار غیرخطی اتصالات صلب فولادی پیشنهاد شده است. برای ارائه این مدل‌ها از رفتار چهار نمونه آزمایشگاهی اتصال فولادی رایج کمک گرفته شده است. درستی‌آزمایی شیوه مدل‌سازی عددی پیشنهادی، با مقایسه‌ای که بین پارامترهای رفتار لرزه‌ای نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی صورت گرفته است. پارامترهای مقایسه شده شامل ظرفیت شکل‌پذیری، بیشینه ظرفیت باربری و سختی اولیه در سازه بوده و خلاصه نتایج به شرح زیر است:

- متوسط بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال مستقیم جوشی، اتصال فلنجی، اتصال با ورق فوقانی و تحتانی و اتصال RBS نسبت به مدل‌های عددی ساخته شده متناظر آن‌ها در جهت مثبت و منفی به ترتیب اختلافی برابر با  $32/0\%$ ،  $52/5\%$ ،  $29/0\%$  و  $46/2\%$  را نشان می‌دهند.
- متوسط ظرفیت شکل‌پذیری نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال مستقیم جوشی، اتصال فلنجی، اتصال با ورق فوقانی و

- [15] Deylami, A. and A. Moslehi Tabar, 2008, "Experimental study on the key issues affecting cyclic behaviour of reduced beam section moment connections", in Proc. Of 14th World Conference on Earthquake Engineering (14 WCCE), Beijing, China.
- [16] Deylami, A. and A.M. Tabar, 2013 "Promotion of cyclic behavior of reduced beam section connections restraining beam web to local buckling. *Thin-Walled Structures*". 73, 112-120.
- [17] Opensees, 2016 Open system for earthquake engineering simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley Ca, <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [18] Park, R., 1989, "Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing", *Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering*, 22(3), 155-166.
- [19] Priestley, M. and R. Park, 1987. "Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading", *Structural Journal*, 84(1), 61-76.
- [20] Paulay, T. and M.N., 1992 "Priestley, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley & Sons, Inc, New York, NY, USA.
- [21]
- [8] Chmielowiec, M., 1987. "Moment rotation curves for partially restrained steel connections." The University of Arizona.
- [9] Faella, C., Piluso, V. and Rizzano, G., 1999. "Structural steel semirigid connections: theory, design, and software" (Vol. 21). CRC press.
- [10] Pucinotti, R., 2001. "Top-and-seat and web angle connections: prediction via mechanical model." *Journal of Constructional Steel Research*, 57(6), pp.663-696.
- [11]
- [12] Tran, V.L. and Kim, J.K., 2022. "Revealing the nonlinear behavior of steel flush endplate connections using ANN-based hybrid models." *Journal of Building Engineering*, 57, p.104878.
- [13] Huang, W., Hu, G. , Zhang, J. 2022, "Experimental study on the seismic performance of new precast concrete beam-column joints with replaceable connection", *Structures*, Volume 35, January, 856-872
- [14] Gholami, M., M. Tehranizadeh, and A., Deylami, 2013, "Evaluation of welded flange plate connections between steel beams and box columns", *Advanced Steel Construction*, 9(1), 59-76.

# Presenting a generalizable numerical model for the nonlinear behavior of rigid steel connections

Y. Hejazi<sup>1</sup>, A. Mirzakhani<sup>2</sup>, E. Kashi<sup>3</sup>, A. Sarvghad Moghadam<sup>4</sup>

1. PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Shahrood Branch, Islamic Azad University, Shahrood, Iran
2. Assistant professor, Department of Civil Engineering, Shahrood Branch, Islamic Azad University, Shahrood, Iran
3. Assistant professor, Department of Civil Engineering, Shahrood Branch, Islamic Azad University, Shahrood, Iran
4. Associate Professor, Structural Research Institute, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering

aboozar.mirzakhani@iau-shahrood.ac.ir

## ABSTRACT:

The degree of connection rigidity has a significant effect on the seismic behavior of steel frames. However, the lack of proper modeling methods or not considering the degree of rigidity of the connection in the design of structures, destroys the accuracy of the design. In conventional methods for the analysis and design of steel frames, the behavior of beam-to-column connections is assumed to be joint or fully braced. With these assumptions, the analysis and design of steel frames becomes easier. But the results of the tests show the existence of a degree of flexibility in the hypothetical clamp joints and a degree of stiffness in the common joint joints. Therefore, for accurate and economic analysis and design of steel frames, it is necessary to consider the tightness of the connections. Few researches have been done on the nonlinear modeling of steel connections with nonlinear shock absorbers, and most of these studies are also on the modeling of connections using the finite element method. This shows the need to deal with the correct and practical modeling of connections. There are various methods for numerical modeling and calibration of experimental and nonlinear behavior of structures, among them, the modeling method with nonlinear springs, plastic joint models, fiber models, and models can be used. Designing finite elements pointed out. One of the advantages of modeling with non-linear springs and plastic joints is the non-linear modeling of the failure zone with minimal degrees of freedom. In this method, calibrated functions are used to model the nonlinear behavior of the structure. But in the method of fiber models and finite elements, the nonlinear behavior of the structure is determined by assigning the nonlinear behavior of the materials. Disadvantages of the fiber modeling method include the absence of shearing and twisting effects, sliding between components, and cracking and crushing of materials. Finite element modeling also provides the ability of three-dimensional behavior, including complex geometries and multiaxial stress and strain states. In the finite element modeling method, determining the size of the elements requires a convergence test. Also, due to the high volume of calculations and its time-consuming nature, this method is used in detailed models to model a part of the structure. In this paper an accurate estimate of the seismic behavior of these joints and damage modes in them is obtained, using the behavior of valid Experimental samples, to be used as a criterion in numerical modeling. For this purpose, four common steel connections, have been investigated and numerical models are presented to consider the nonlinear behavior of the mentioned connections in the Opensees software. Cyclic behavior of experimental samples has been used to calibrate the characteristics of the proposed numerical model. The results show that with the proposed method, the seismic behavior parameters of the studied connections such as load bearing stiffness and ductility capacity in the experimental and numerical model are well matched and can be used to more accurately model in analyzing and applied designing to obtain an accurate estimate of the behavior of the connections and the degree of rigidity in the designs leading to the operation. It is important to compare the plasticity capacity, maximum bearing capacity and initial stiffness in the examined connections compared to their corresponding numerical models, and the difference between 0.29% and 8.42% in different situations confirms this.

**Key words:** Cyclic behavior, Connection rigidity, Numerical model, Ductility capacity