

### چکیده

اتصال تیر با بال کاهش یافته، پس از زلزله نورث ریج ۱۹۹۴ پیشنهاد شد. این اتصال با تشکیل مفصل پلاستیک در خارج از ناحیه اتصال، خسارات ایجاد شده در چشمه اتصال<sup>۱</sup> را کاهش می دهد. البته به علت تمرکز خسارت در ناحیه کاهش یافته، پس از زلزله های متوسط باید کل تیر را تعویض نمود که عملاً ممکن نیست. هدف این مقاله بررسی آزمایشگاهی استفاده از مقطع کاهش یافته در یک فیوز قابل تعویض<sup>۲</sup> است. در این راستا سه اتصال صلب تیر با مقطع بال کاهش یافته (RBS)، اتصال دارای فیوز با مقطع کاهش یافته در بال (RBS-F) و اتصال دارای فیوز با مقطع کاهش یافته در جان (RWS-F) ارزیابی شدند. بارگذاری استاتیکی به صورت چرخه ای اعمال شد و نمودار هیستریزس<sup>۳</sup> لنگر-دریفت ترسیم شد. همه نمونه ها دریفت مورد نیاز برای اتصال صلب در قاب خمشی ویژه را بر آورده نمودند و استفاده از انواع اتصالات RBS خسارت در ستون و چشمه اتصال را کاهش می دهد. نتایج نشان داد نمونه های RBS-F و RWS-F علاوه بر اینکه شکل پذیری<sup>۴</sup> بسیار مناسبی دارند، با قابلیت تعویض پس از زلزله می توانند جایگزین بسیار خوبی برای اتصالات RBS متعارف باشند. **واژگان کلیدی:** قاب خمشی فولادی، اتصال صلب، فیوز قابل تعویض، تیر با مقطع کاهش یافته<sup>۵</sup> بال، تیر با مقطع کاهش یافته جان.

## ارزیابی آزمایشگاهی اتصال صلب فلنچی با مقطع کاهش یافته و فیوز قابل تعویض

الله رضا مرادی گروسی

دانشجوی دکتری، گروه عمران، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران

مهرداد تحمیلی رودسری (نویسنده مسئول)

استادیار، گروه عمران، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران  
 Tahamouli@iauksh.ac.ir

بهرخ حسینی هاشمی

دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

### ۱- مقدمه

مطابق توصیه آئین نامه های مختلف، استفاده از قاب خمشی متوسط و ویژه در مناطق لرزه خیز از اهمیت بسیاری برخوردار است. در زلزله نورث ریج ۱۹۹۴ به قاب های خمشی در ناحیه اتصال تیر به ستون، خسارات زیادی وارد شد. تا آن هنگام، تصور می شد که اتصالات صلب با جوش نفوذی کامل، تغییر شکل پلاستیک بالایی را تحمل می کنند؛ اما ترک ها و شکست های ترد ایجاد شده در اتصالات نشان داد که ممکن است شکل پذیری واقعی در این گونه اتصالات، کمتر از مقداری باشد که آیین نامه های طراحی پیش بینی می کنند.

برای ارتقاء عملکرد اتصالات صلب در قاب های خمشی ویژه تحت اثر زلزله های قوی، دو راه حل پیشنهاد شد: تقویت اتصال یا تضعیف تیر در نزدیکی محل اتصال. روش دوم که به اتصال RBS معروف است، سبب تشکیل مفصل پلاستیک در خارج از محل اتصال و کاهش نیرو و لنگر در محل اتصال

می شود و یکی از اتصالات صلب از پیش تأیید شده پس از زلزله نورث ریج ۱۹۹۴ می باشد [۱]. اتصال صلب از پیش تأیید شده<sup>۶</sup> دیگر، اتصال با ورق انتهایی و سخت کننده است. استفاده هم زمان از ورق های انتهایی و مقطع کاهش یافته می تواند باعث افزایش کارایی اتصال شود. در این اتصال علاوه بر اینکه جوش تیر به ورق انتهایی در کارخانه انجام می شود، مقطع کاهش یافته تیر، تمرکز خسارات را از ناحیه اتصال خارج می کند. تنها مشکل این نوع اتصال این است که خسارت در ناحیه کاهش یافته متمرکز شده و پس از زلزله های متوسط یا قوی، باید کل تیر را تعویض نمود که تقریباً غیر ممکن یا بسیار دشوار است.

مطالعات عددی و آزمایشگاهی فراوانی تحت اثر بار لرزه ای برای شناخت رفتار اتصالات RBS انجام شده است. از آن جمله می توان به تحقیق ژانگ و ریکلز [۲] در ارزیابی آزمایشگاهی اتصالات تیر با سطح مقطع کاهش یافته به ستون عمیق اشاره

به طور قابل ملاحظه‌ای سبب ارتقاء رفتار لرزه‌ای این گونه اتصالات در قاب‌های خمشی می‌شوند. رهنورد و همکاران [۹] در سال ۲۰۱۵ به مطالعه عددی هشت نمونه اتصال با شکل‌های هندسی مختلف جهت کاهش در سطح مقطع بال، با نرم‌افزار ABAQUS پرداختند. به جز نمونه شاهد که در محل اتصال آن تنش زیادی ایجاد شد، سایر نمونه‌ها تا دریافت ۰/۰۶ عملکرد خوبی داشتند.

موریسون و همکاران [۱۰] تکنیکی خلاقانه را برای ارتقاء عملکرد لرزه‌ای در اتصالات قاب‌های خمشی مقاوم در برابر زلزله ارائه دادند. آنها برای تضعیف مقاومت بال از روش عملیات حرارتی استفاده نمودند و نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی را مقایسه کردند. نتایج نشان داد اگر محل حرارت داده شده، مطابق استانداردهای ابعادی ارائه شده برای اتصال RBS در آیین‌نامه‌ها انتخاب شود، مناسب است. اوه و همکاران [۱۱] به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی ستون درختی حول محور ضعیف، و تیر با مقطع کاهش یافته پرداختند. آنها با بررسی سه نمونه آزمایشگاهی به این نتیجه رسیدند که جزئیات RBS در عملکرد اتصال مؤثر است.

تحمیلی رودسری و همکاران [۱۲] در سال ۲۰۱۶ به بررسی آزمایشگاهی و عددی مقطع کاهش یافته IPE همراه با سخت‌کننده‌های قطری جان پرداختند. آنها با اضافه نمودن سخت‌کننده‌های قطری در محل مقطع کاهش یافته، باعث تأخیر در کماتش جان تیر و افزایش قابل توجه شکل‌پذیری در اتصال شدند. بررسی چندین مدل آزمایشگاهی و عددی در این تحقیق نشان داد که استفاده از سخت‌کننده قطری باعث پایداری نمودار هیستریزس و همین‌طور تأخیر در کاهش آن می‌شود.

اتصالات RBS با تشکیل مفصل پلاستیک در خارج از ناحیه اتصال، خسارات ایجاد شده در چشمه اتصال را به حداقل می‌رسانند. ولی به علت تمرکز خسارت در ناحیه کاهش یافته، پس از زلزله‌های متوسط یا قوی باید کل تیر را تعویض نمود

نمود. آنها با بررسی شش نمونه نشان دادند که اثر ستون عمیق در کنار مهار جانبی ایجاد شده توسط دال سقف، مقاومت اتصال RBS را افزایش می‌دهد. پاچومیس و همکاران [۳] به بررسی آزمایشگاهی و عددی تیر با مقطع کاهش یافته تحت بار چرخه‌ای پرداختند. آنها دو نمونه آزمایشگاهی با شرایط کاملاً یکسان ساختند که تنها تفاوت، در عمق قسمت کاهش یافته نمونه‌ها بود. نتایج نشان داد که نمونه‌ای که کاهش عمق بیشتری دارد، دارای رفتار بهتری می‌باشد.

میرقادی و همکاران [۴] بر روی رفتار لرزه‌ای اتصالات کاهش یافته با جان آکاردئونی آزمایش‌هایی انجام دادند. آنها با نتایج حاصل از آزمایش و مدل‌سازی عددی نشان دادند که استفاده از جان آکاردئونی در تیر، کاهش محسوسی در مقاومت سازه ایجاد نمی‌کند و سبب افزایش شکل‌پذیری در چرخه‌های هیستریزس می‌شود. ملکی و طباطبایی [۵] مطالعه‌ای عددی روی تیر با بال کاهش یافته و جان شکاف‌دار با نرم‌افزار ANSYS انجام دادند. مدل پیشنهادی آنها نسبت به سایر نمونه‌ها عملکرد بهتری داشت. سوفیاس و همکاران [۶] در مطالعه آزمایشگاهی و المان محدود، اتصال تیر با ورق انتهایی و سطح مقطع کاهش یافته را تحت بارگذاری چرخه‌ای ارزیابی نمودند. آنها نشان دادند اتصال خمشی تیر به ستون در محل ورق انتهایی در حالت الاستیک باقی مانده و هیچ آسیبی به ورق انتهایی و مؤلفه‌های محل اتصال وارد نشده و خسارت در محل مقطع کاهش یافته متمرکز شده است. در سال ۲۰۱۴، مطالعاتی در مورد مقایسه رفتار تیر با سطح مقطع کاهش یافته و تیرهای معمول، به صورت آزمایشگاهی و عددی انجام شد [۷]. محققین با کالیبراسیون نرم‌افزار ANSYS طبق نتایج آزمایشگاه و انجام تحلیل عددی نشان دادند که عملکرد نمونه RBS مناسب است.

تحمیلی رودسری و همکاران [۸] مطالعات عددی را بر روی رفتار اتصالات RBS در قاب‌های خمشی با حالت‌های مختلف سخت‌کننده انجام دادند. آنها نشان دادند که وجود سخت‌کننده‌های جان در تیرهای IPE با مقطع کاهش یافته،

اسلامی واحد کرمانشاه انجام شدند. برای انجام این تحقیق از سه نمونه با مقیاس کامل و مقطع معادل IPB، ساخته شده از ورق های فولادی با رده اسمی ST37 استفاده شد. برای اتصالات ورق انتهایی تیر به ستون، از پیچ با قطر ۲۴ میلی متر و رده اسمی ۱۰/۹ استفاده شد [۱۳].

## ۲-۱- جزئیات نمونه‌ها و ساختار آزمایش

در هر سه نمونه طول ستون ۲۰۰۰ میلی متر و طول تیر ۱۴۴۵ میلی متر (از آکس ستون تا محل اعمال بار) انتخاب شد. رفتار اتصال قطعاً تابعی از مشخصات تیر، ستون و چشمه اتصال است. از آنجایی که هدف این تحقیق بررسی خرابی ایجاد شده در تیر می باشد، باید ابعاد مقطع ستون و مشخصات چشمه اتصال طوری انتخاب می شد که رفتار کلی اتصال را تحت تأثیر قرار ندهد. بدین منظور در نمونه‌ها، از ورق پیوستگی و ورق مضاعف برای تقویت چشمه اتصال استفاده شد و اساس مقطع ستون نیز حدود دو برابر تیر در نظر گرفته شد تا مفصل پلاستیک قطعاً در تیر تشکیل شود. ابعاد تیر و ستون در جدول (۱) ارائه شده‌اند.

جدول (۱): جزئیات ابعاد مقاطع ستون و تیر به میلی متر.

عضو	عرض بال	ضخامت بال	ارتفاع خالص جان	ضخامت جان
تیر	۱۸۰	۱۵	۱۵۰	۸
ستون	۲۴۰	۲۰	۲۰۰	۱۰

همان طور که در شکل (۱) مشاهده می شود، نمونه اول تیر با مقطع کاهش یافته، با ورق انتهایی و سخت کننده می باشد (RBS). ابعاد بخش کاهش یافته بال، مطابق ضوابط آئین نامه AISC و بر اساس معادلات (۱) تا (۳) و شکل (۲) انتخاب شدند [۱]. در نمونه های ۲ و ۳ از مقطع کاهش یافته در یک رابط کوتاه قابل تعویض، به عنوان فیوز استفاده شد تا مفصل پلاستیک در این قطعه تشکیل شود (شکل ۳). اتصال فیوز به ستون و تیر، توسط ورق

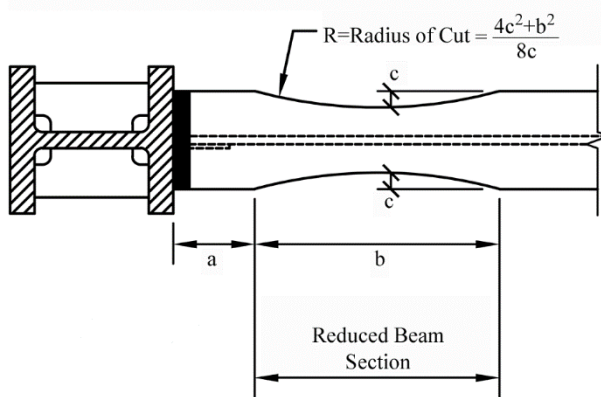
که بسیار دشوار است. هدف اصلی این مقاله بررسی آزمایشگاهی امکان استفاده از مقطع کاهش یافته در یک فیوز قابل تعویض است. بدین منظور سه نمونه آزمایشگاهی از اتصال، با ابعاد کامل ساخته شد. ستون و تیر از مقاطع بال پهن معادل IPB240 و IPB180 انتخاب شدند و بارگذاری به صورت شبه استاتیکی و چرخه ای، تا دریافت حدود ۹ درصد اعمال شد. نمونه اول، تیر با مقطع کاهش یافته و ورق انتهایی با سخت کننده بود (RBS).

این نمونه تحت اثر بارگذاری، ضوابط شکل پذیری ویژه را برآورده نمود؛ ولی به علت اینکه پس از زلزله متوسط یا قوی، خسارت در تیر متمرکز می گردد و تعویض آن پس از زلزله غیرممکن یا بسیار دشوار است، سعی شد در نمونه های دوم و سوم، از فیوز کوتاه قابل تعویض در انتهای تیر استفاده شود. نمونه دوم شامل فیوز با طول ۳۵/۵ سانتی متر و تیر با مقطع کاهش یافته معمول در بال بود (RBS-F). از آنجایی که نسبت عرض بال به ارتفاع تیر مستقیماً با مقاومت آن در برابر کماتش جانبی پیچشی مرتبط است، بریدن بال تیر در مقاطع RBS باعث وقوع سریع تر انواع کماتش می شود. برای حل این مشکل در نمونه سوم بدون تغییر در ابعاد بال، فقط ارتفاع تیر کاهش یافت. بنابراین نمونه سوم نیز، شامل فیوز با طول ۳۵/۵ سانتی متر و تیر با مقطع کاهش یافته در جان بود (RWS-F).

بر اساس نتایج آزمایشگاهی، نمودار هیستریزس، backbone و دوخطی معادل برای همه نمونه ها ترسیم و شکل پذیری، اتلاف انرژی<sup>۷</sup> و سختی معادل در نمونه ها ارزیابی و مقایسه شدند. نتایج نشان دادند که نمونه های RBS-F و RWS-F عملکرد قابل قبولی نسبت به اتصال RBS داشته و می توانند به عنوان یک فیوز قابل تعویض در قاب های خمشی فولادی مورد استفاده قرار گیرند. البته نمونه RWS-F از نمونه RBS-F عملکرد بهتری دارد.

## ۲- برنامهریزی آزمایش

قطعات با همکاری شرکت نوین سازه فیدر زاگرس ساخته شدند و آزمایش ها در آزمایشگاه تحقیقاتی سازه، دانشگاه آزاد

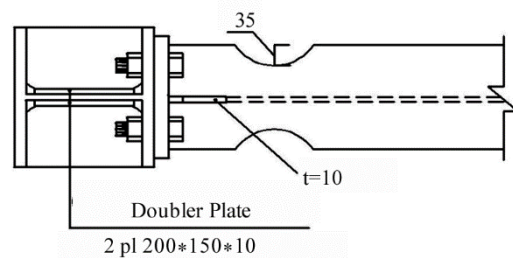
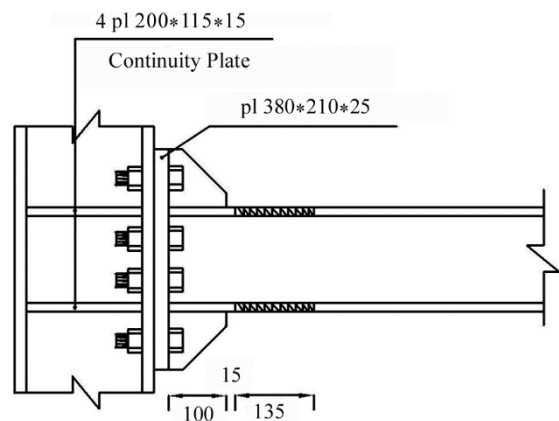


شکل (۲): جزئیات ابعاد مقطع کاهش یافته تیر [۱].

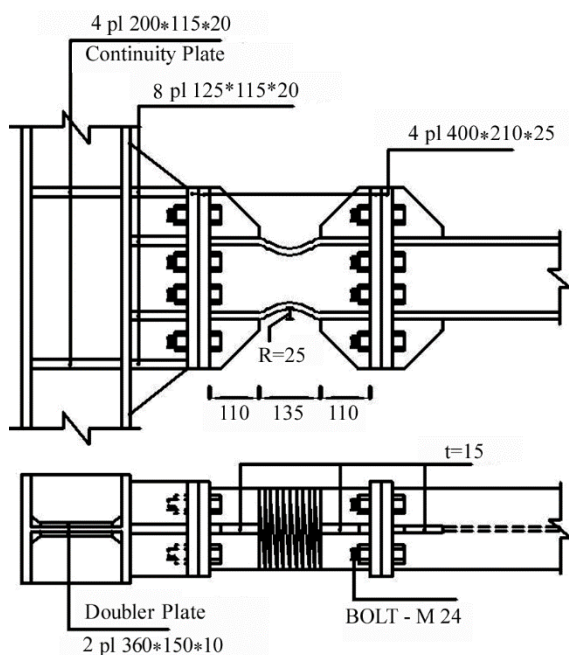
$$0.5b_f \leq a \leq 0.7b_f \quad (۱)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (۲)$$

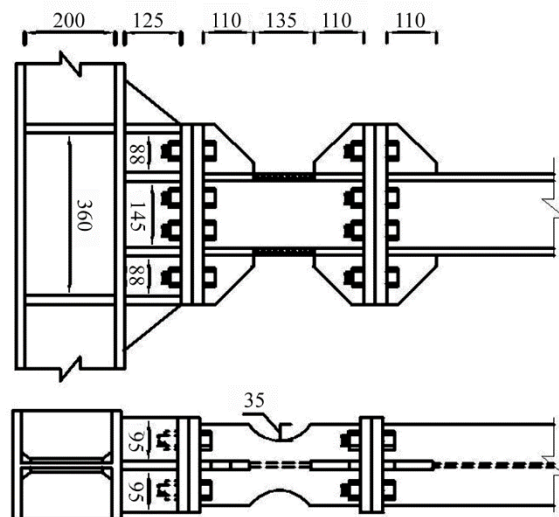
$$0.1b_f \leq c \leq 0.25b_f \quad (۳)$$



شکل (۱): نمونه RBS.



(ب)



(الف)

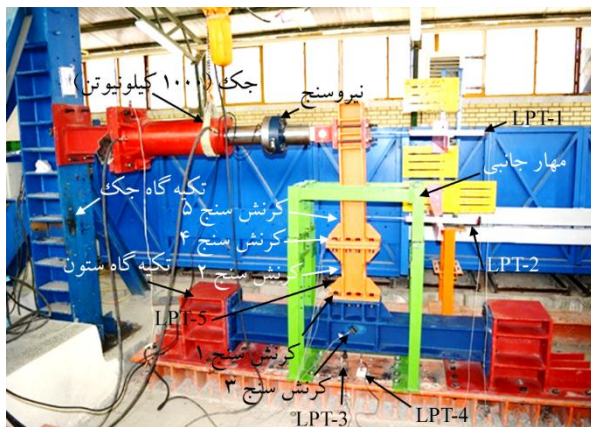
شکل (۳): (الف) نمونه RBS-F (ب) نمونه RWS-F.

معمول RBS به علت کاهش نسبت عرض بال به ارتفاع تیر، پتانسیل کماتش جانبی - پیچشی در تیر افزایش می‌یابد. در نمونه

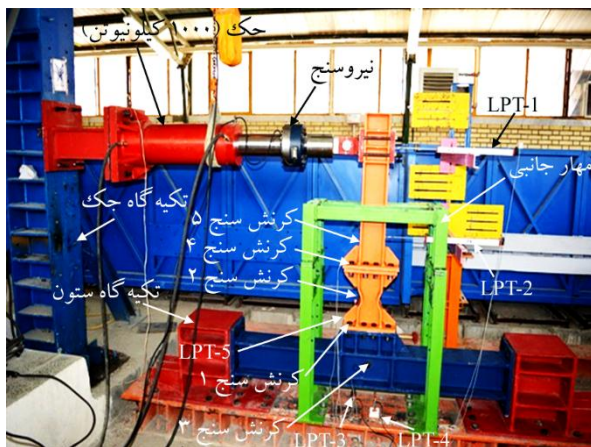
انتهایی و پیچ انجام شد. در نمونه دوم از مقطع با بال کاهش یافته متداول، مانند نمونه اول استفاده شد (RBS-F). در اتصالات



(الف)



(ب)



(ج)

شکل (۴): (الف) نمونه RBS-F (ب) نمونه RBS-F (ج) نمونه RWS-F.

جک به بالای تیر مفصل شد و سمت دیگر آن به قاب صلب متصل شد. کد ارتفاعی اتصال جک به تیر از روی ورق انتهایی، در نمونه اول ۱۳۰۰ میلی متر و در نمونه‌های دوم و سوم به علت

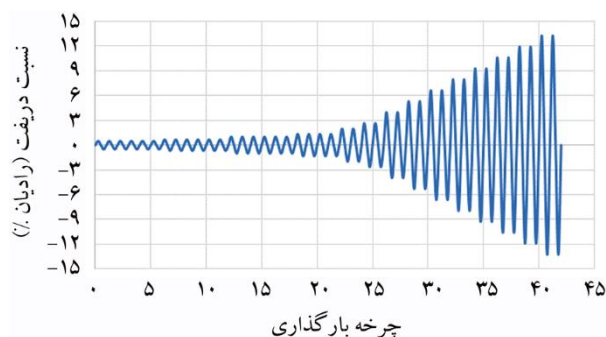
سوم با تغییر هندسه مقطع کاهش یافته، سعی شد با افزایش این نسبت، پتانسیل کماتش در تیر کمتر شود. بنابراین بدون تغییر در ابعاد بال تیر، ارتفاع تیر در بخش فیوز کاهش یافت و فیوز با مقطع کاهش یافته جان (RWS-F) ساخته شد.

کاهش ارتفاع طوری انجام شد که هلالی باشد و از تمرکز تنش جلوگیری شود. ضمناً در نمونه ۳، بال در بخش هلالی فیوز، به صورت نورد سرد ساخته شد، بنابراین تنش پسماند قابل توجهی در آن ایجاد شد. در نمونه‌های دو و سه، یک قطعه نشیمن بر روی ستون به عنوان محل اتصال تیر به ستون، برای امکان تعویض احتمالی فیوز و همین طور اطمینان از عدم وقوع خسارت در ستون تعبیه شد. در همه نمونه‌ها برای جلوگیری از بلندشدگی ورق انتهایی و عملکرد بهتر مقطع کاهش یافته، از سخت کننده کافی در اتصال تیر و ورق انتهایی استفاده شد.

برای اتصال تیر یا فیوزها به ورق انتهایی از جوش نفوذی کامل و برای بقیه موارد مانند اتصال بال به جان تیر، اتصال سخت کننده‌ها به تیر، اتصال ورق‌های مضاعف و پیوستگی به ستون از جوش گوشه استفاده شد. برای جوشکاری از روش SMAW استفاده شد و کیفیت جوش‌ها توسط آزمایش غیر مخرب، کنترل و تأیید شدند. برای اتصال ستون‌ها به شاسی قوی کف آزمایشگاه از دو تکیه‌گاه به ابعاد  $500 \times 400 \times 400$  میلی‌متر استفاده شد. اتصال تکیه‌گاه و شاسی به وسیله ورق انتهایی و پیچ انجام شد. در چیدمان آزمایش‌ها، ستون المانی افقی است که با اتصال ورق انتهایی به تکیه‌گاه‌ها، با هشت پیچ به قطر ۲۴ میلی‌متر و رده ۱۰/۹ متصل شده است. همچنین تیر با اتصال ورق انتهایی به صورت یک عنصر قائم، با هشت پیچ به قطر ۲۴ میلی‌متر و رده ۱۰/۹ به ستون وصل شده است. تمامی اتصالات پیچی از نوع اصطکاکی بودند و پیچ‌ها به‌طور کامل پیش‌تنیده شدند.

شکل (۴) ساختار آزمایش را برای هر سه نمونه نشان می‌دهد. از یک جک هیدرولیکی با حداقل ظرفیت ۱۰۰۰ KN و ظرفیت جابه‌جایی ۳۰۰ میلی‌متر در فشار و کشش استفاده شد. برای اعمال بارگذاری شبه استاتیکی چرخه‌ای، یک انتهای

وجود نشیمن، ۱۱۵۰ میلی‌متر بود. برای مهار جانبی تیر از یک سازه مناسب، ساخته شده از پروفیل IPE160 استفاده شد. برای اندازه‌گیری جابه‌جایی انتهایی تیر، وسط تیر، چرخش چشمه اتصال و بلندشدگی ورق انتهایی از تعدادی پتانسیومتر<sup>۸</sup> خطی (LPT) استفاده شد که دارای دقتی بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۴ میلی‌متر بودند. برای انتها و وسط تیر از دو LPT با کورس ۴۵۰ میلی‌متر، برای چشمه اتصال از دو LPT با کورس ۵۰ میلی‌متر و برای سنجش بلندشدگی ورق انتهایی، از LPT با کورس ۲۵ میلی‌متر استفاده شد. همچنین کرنش سنج TML-YEFLA-2 با مقاومت ۱۲۰ اهم و فاکتور اندازه‌گیری ۲/۱۴ در بال تیر، وسط چشمه اتصال و روی ورق انتهایی نصب شد. برای ثبت اطلاعات نیز از یک دیتالاگر ۳۲ کاناله استفاده شد.



شکل (۵): پروتکل بارگذاری.

### ۳- نتایج آزمایش

همه نمونه‌ها تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند و نمودار هیستریزس لنگر-دریفت برای آنها به دست آمد. هر سه نمونه شرایط حداقل دریفت مورد نیاز را، مطابق با مقررات AISC برای قاب‌های خمشی ویژه برآورده نمودند [۱]. در ادامه، مشاهدات آزمایشگاهی شامل مراحل شکل‌گیری کماتش در بال، کماتش در جان و نوع شکست برای هر یک از نمونه‌ها به‌طور مفصل ارائه می‌شوند.

#### ۳-۱- نمونه RBS

نمودار لنگر-دریفت نمونه RBS در شکل (۶) آمده است. به علت عملکرد مناسب اتصال، تا قبل از دریفت ۰/۰۸ هیچ اتفاق خاصی برای مؤلفه‌های اتصال و تیر رخ نداد. در دریفت ۰/۰۸ کماتش موضعی بال در محل برش هلالی آغاز شد و

وجود نشیمن، ۱۱۵۰ میلی‌متر بود. برای مهار جانبی تیر از یک سازه مناسب، ساخته شده از پروفیل IPE160 استفاده شد. برای اندازه‌گیری جابه‌جایی انتهایی تیر، وسط تیر، چرخش چشمه اتصال و بلندشدگی ورق انتهایی از تعدادی پتانسیومتر<sup>۸</sup> خطی (LPT) استفاده شد که دارای دقتی بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۴ میلی‌متر بودند. برای انتها و وسط تیر از دو LPT با کورس ۴۵۰ میلی‌متر، برای چشمه اتصال از دو LPT با کورس ۵۰ میلی‌متر و برای سنجش بلندشدگی ورق انتهایی، از LPT با کورس ۲۵ میلی‌متر استفاده شد. همچنین کرنش سنج TML-YEFLA-2 با مقاومت ۱۲۰ اهم و فاکتور اندازه‌گیری ۲/۱۴ در بال تیر، وسط چشمه اتصال و روی ورق انتهایی نصب شد. برای ثبت اطلاعات نیز از یک دیتالاگر ۳۲ کاناله استفاده شد.

#### ۲-۲- خصوصیات مصالح

برای تمام ورق‌های استفاده شده در تیر، ستون، ورق‌های انتهایی، سخت‌کننده‌ها و همچنین پیچ‌ها، بر اساس استاندارد ASTM آزمایش کشش انجام شد [۱۴]. مدول الاستیسیته، تنش تسلیم، تنش نهایی و کرنش شکست مصالح به دست آمدند. نتایج در جدول (۲) ارائه شده‌اند.

جدول (۲): نتایج آزمایش کشش نمونه‌ها.

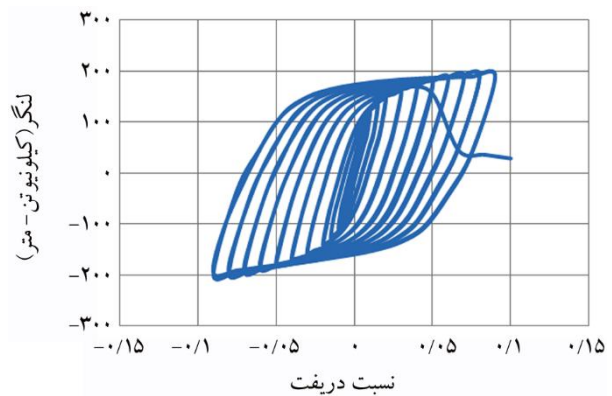
کرنش شکست (درصد)	تنش نهایی Mpa	تنش تسلیم Mpa	مدول الاستیسیته GPa	ضخامت ورق mm
۲۰/۴	۴۱۷/۷	۳۲۹	۱۹۳/۵	۲۵
۲۵/۸	۴۱۱/۹	۳۵۵/۱	۱۹۷/۲	۲۰
۱۸/۸	۴۵۱	۳۵۰/۲	۱۹۵/۶	۱۵
۲۶/۲	۴۳۰/۱	۲۶۸/۸	۱۸۹/۲	۱۰
۲۹/۸	۳۷۲/۱	۲۴۰/۱	۱۹۱/۷	۸
۱۳	۱۰۴۶/۶	۸۲۱/۶	۲۱۱/۱	پیچ

#### ۳-۲- پروتکل بارگذاری

برای بارگذاری چرخه‌ای از پروتکل ارائه شده در FEMA استفاده شد [۱۵]؛ بدین ترتیب که ابتدا دریفت‌های ۰/۰۰۳۷۵،

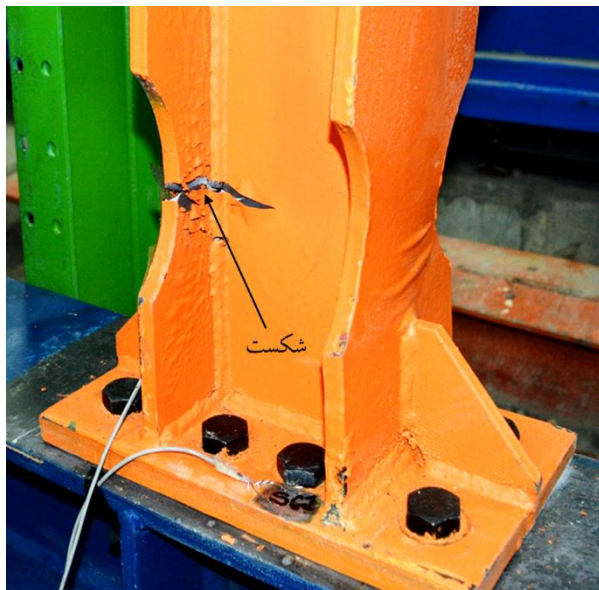


(الف)



شکل (۶): نمودار لنگر-دریفت نمونه RBS.

ترک‌هایی در محل اتصال جان به بال و همچنین در وسط برش هلالی بال مشاهده شد (شکل ۷-الف). در دریفت ۰/۰۹ ترک در بال تیر به سرعت توسعه یافت و به جان تیر سرایت نمود و در ادامه، باعث افت شدید نمودار لنگر-دریفت و تخریب اتصال گردید (شکل ۷-ب). مقدار ماکزیمم لنگر اتصال ۱۹۰/۵۴ KN-m در دریفت ۰/۰۸ ثبت شد. عملکرد اتصال بسیار مناسب است و افت قابل توجهی تا لحظه آخر بارگذاری مشاهده نمی‌شود. تضعیف مقاومت در تیر، باعث حفظ اتصال شد و خسارت در ناحیه کاهش یافته متمرکز شد. شاید تنها نقطه ضعف اتصال را بتوان عدم امکان تعویض تیر پس از زلزله متوسط یا شدید دانست.



(ب)

### ۲-۳- نمونه RBS-F

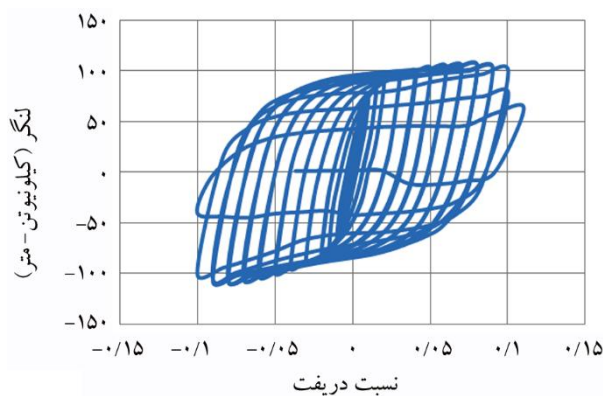
شکل (۸) نمودار لنگر-دریفت نمونه RBS-F را نشان می‌دهد. دقیقاً مشابه نمونه RBS، تا دریفت ۰/۰۷ خرابی خاصی در مؤلفه‌های اتصال و تیر رخ نداد و نمودار، سیر صعودی داشت. در چرخه دوم دریفت ۰/۰۷، افت جزئی در نمودار دیده شد که دلیل آن آغاز ترک خوردگی و کماتش موضعی در بال، در ناحیه کاهش کاهش یافته بود (شکل ۹-الف). در چرخه دوم دریفت ۰/۰۸ با توسعه سریع ترک و ایجاد پارگی در بال و بخشی از جان، نمودار لنگر-دریفت با افت شدیدی مواجه شد و اتصال گسیخته شد (شکل ۹-ب). مقدار ماکزیمم لنگر در اتصال ۱۸۵/۱۶ KN-m در دریفت ۰/۰۷ ثبت شد.

شکل (۷): (الف) شروع ترک، (ب) گسیختگی در بال و جان تیر.

عملکرد اتصال از نظر نوع شکست و نمودار هیستریزس بسیار مشابه نمونه RBS است. گرچه مشخصات لرزه‌ای نمونه‌ها در بخش بعد با هم مقایسه خواهند شد، برتری اولیه این نمونه را نسبت به نمونه RBS، می‌توان قابلیت تعویض آن دانست.

### ۳-۳- نمونه RWS-F

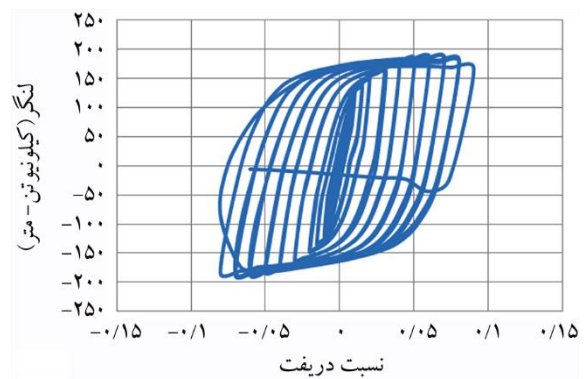
همان‌طور که در شکل (۱۰) دیده می‌شود نمودار لنگر-دریفت نمونه RWS-F بسیار منظم است و دریفت بیشتری را نسبت به سایر نمونه‌ها تحمل کرده است. تا قبل از دریفت ۰/۰۸ هیچ‌گونه خرابی در مؤلفه‌های اتصال و تیر رخ نداد. در چرخه دوم دریفت ۰/۰۸ در محل اتصال جان به بال، در ناحیه کاهش یافته، ترک در جوش مشاهده شد و نمودار با افت بسیار جزئی مواجه شد (شکل ۱۱-الف). در ادامه روند بارگذاری، در دریفت ۰/۰۹ در سمت مقابل ترک قبلی، جوش اتصال جان به بال ترک خورد و در چرخه دوم این دریفت، پارگی در جان آغاز شد و در عرض آن توسعه یافت (شکل ۱۱-ب). شکل (۱۱-ج) ترک در مرکز هلال بال را در چرخه اول از دریفت ۰/۱۰ نشان می‌دهد. با ادامه بارگذاری در دریفت ۰/۱۱ بال در وسط هلال، به‌طور کامل قطع شد و اتصال گسیخته شد (شکل ۱۱-د). لنگر ماکزیمم در اتصال ۱۰۴/۰۲ KN-m و در دریفت ۰/۰۸ ثبت شد. نه تنها این اتصال پس از زلزله قابل تعویض است بلکه ظرفیت دورانی اتصال نیز نسبت به بقیه نمونه‌ها بیشتر است. البته مقاومت اتصال نسبت به نمونه‌های دیگر کمتر است که در بخش بعدی به آن پرداخته خواهد شد.



شکل (۱۰): نمودار لنگر-دریفت نمونه RWS-F.

### ۴- بحث و بررسی

در این بخش نمودار backbone برای همه نمونه‌ها ترسیم شده و بر آن اساس، مقادیر سختی مؤثر، شکل‌پذیری، مقاومت تسلیم و نهایی برای نمونه‌ها محاسبه می‌شوند. ضمناً اتلاف انرژی، کرنش در



شکل (۸): نمودار لنگر-دریفت نمونه RBS-F.



(الف)



(ب)

شکل (۹): الف) کمانش موضعی در بال و شروع ترک خوردگی در آن، ب) گسیختگی در بال و جان تیر.



اتصال و دوران چشمه اتصال در نمونه‌ها ارزیابی و مقایسه می‌گردند. با در نظر داشتن تمامی پارامترهای فوق می‌توان مقایسه جامعی را انجام داد و نمونه‌ی دارای بهترین عملکرد را انتخاب نمود.



(د)



(الف)

شکل (۱۱): (الف) شروع ترک جوش بین جان و بال، (ب) ترک در جان، (ج) شروع ترک در بال، (د) گسیختگی در بال و جان تیر.



(ب)

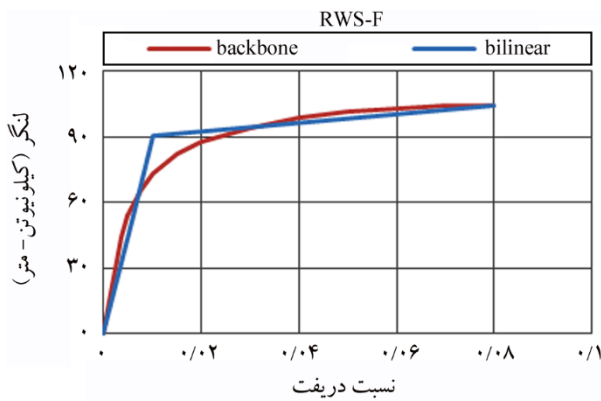
۴-۱- نمودار backbone و دو خطی معادل در نمونه‌ها  
 برای هر سه نمونه آزمایشگاهی، نمودار backbone برای ناحیه مثبت منحنی هیستریزیس لنگر-دریفت ترسیم شد و منحنی دو خطی معادل، طبق معیارهای مطرح شده در FEMA بر آن برازش داده شد [۱۶]. نمودار backbone در جهت اطمینان، تا نقطه اوج منحنی هیستریزیس در نظر گرفته شد و از بخش کاهش آن، صرف نظر شد. همان‌طور که در شکل (۱۲) ملاحظه می‌شود، ترسیم نمودار دو خطی معادل باید طوری انجام شود که سطح زیر منحنی آن، با نمودار backbone برابر شود (انرژی معادل). با ترسیم نمودار دوخطی معادل پارامترهای لنگر تسلیم ( $M_y$ )، دریفت تسلیم ( $\theta_y$ )، لنگر نهایی ( $M_u$ ) و دریفت نهایی ( $\theta_u$ ) مشخص می‌شوند و می‌توان سختی مؤثر ( $K_e$ ) و شکل‌پذیری ( $\mu$ ) را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\mu = \theta_u / \theta_y \quad (۴)$$

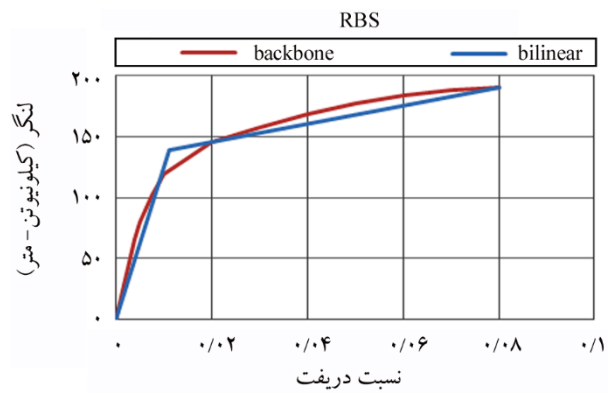
$$k_e = M_y / \theta_y \quad (۵)$$



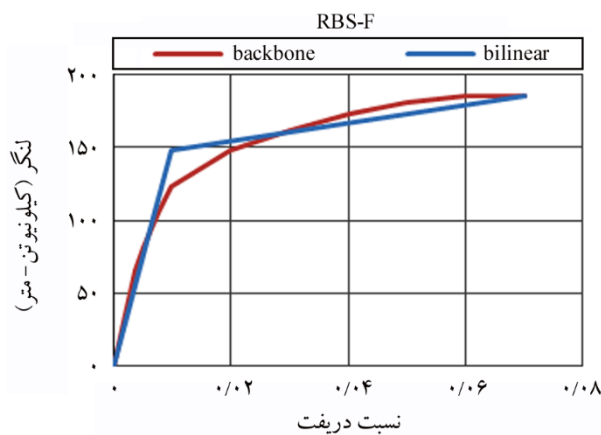
(ج)



(ب)



(الف)



(ج)

شکل (۱۲): نمودار backbone و دوخطی معادل در نمونه‌های الف (RBS)، ب (RWS-F) و ج (RBS-F).

مقاومت نهایی نمونه‌های RBS و RBS-F در یک حدود است. ولی مقاومت نهایی نمونه RWS-F نسبت به RBS-F بسیار کمتر است. دلیل اصلی آن را می‌توان هندسه نمونه RWS-F دانست. مورب بودن نیروهای کشش و فشار در بال‌ها، در ناحیه کاهش یافته باعث کاهش مقاومت نمونه شده است. البته همان‌طور که بیان شد بال نمونه RWS-F بر اساس نورد سرد ساخته شد و تنش پسماند زیادی در آن ایجاد شد (شکل ۱۳). تنش پسماند تأثیری در مقاومت خمشی تیر ندارد ولی ممکن است با تشدید اثر خستگی، باعث کاهش شکل‌پذیری آن شود.

حتی با وجود تنش پسماند، نمونه RWS-F به علت هندسه مناسب و افزایش نسبت عرض بال به ارتفاع مقطع، شکل‌پذیری بالاتری از نمونه‌های دیگر داشته است. بنابراین اگر بخش فیوز در

شکل‌پذیری یکی از پارامترهای مهم در طراحی سازه می‌باشد که توانایی آن را در قبول تغییر شکل‌هایی در محدوده پلاستیک، بدون تغییر قابل ملاحظه‌ای در مقاومت، نشان می‌دهد. مشخصات لرزه‌ای سه نمونه در جدول (۳) ارائه شده‌اند. از منظر شکل‌پذیری، هر سه نمونه وضعیت مناسبی دارند ولی نمونه RWS-F علاوه بر قابلیت تعویض، نسبت به نمونه RBS شکل‌پذیری بالاتری دارد.

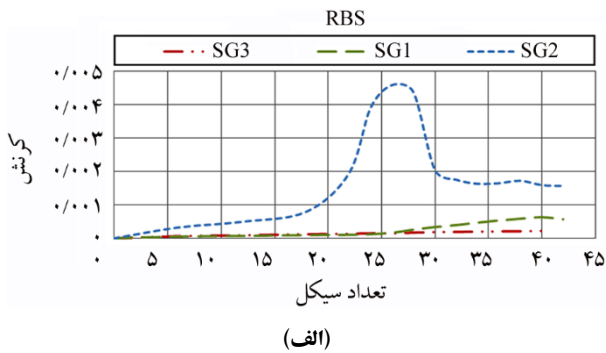
جدول (۳): مشخصات لرزه‌ای سه نمونه بر اساس نمودار دوخطی معادل.

نمونه	$\theta_y$ %	$\theta_u$ %	(KN-m) $M_y$	$M_u$ (KN-m)	(MN-m) $K_e$	$\mu$
RBS	۱/۱	۸	۱۳۸/۹۰	۱۹۰/۵۴	۱۲/۶۳	۷/۲۷
RBS-F	۰/۹۸	۷	۱۴۸/۷۳	۱۸۵/۱۶	۱۵/۱۲	۷/۱۲
RWS-F	۱/۰۲	۸	۹۰/۶۳	۱۰۴/۰۲	۸/۹۱	۷/۸۷

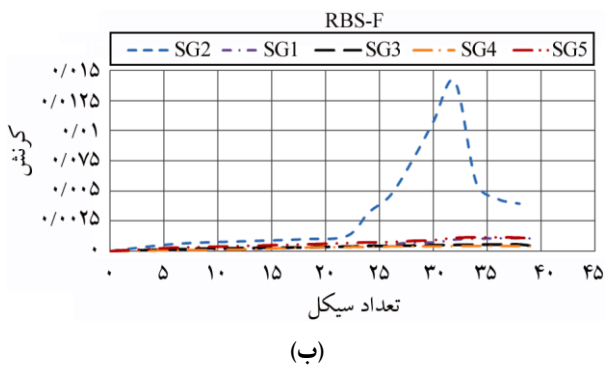
کرنش در SG2 که در روی بال تیر قرار گرفته بیشترین مقدار، و کرنش در SG3 واقع در چشمه اتصال، کمترین مقدار را دارد. کرنش در نمونه RWS-F نسبت به نمونه RBS-F کمتر است.



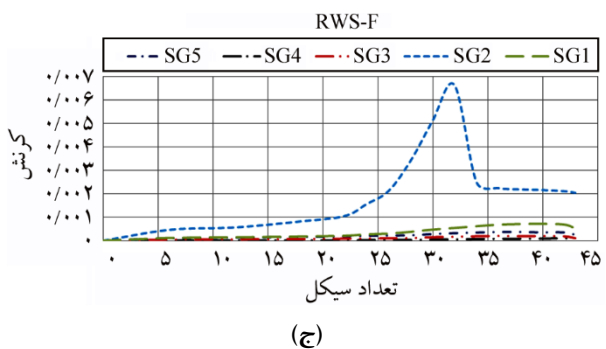
شکل (۱۳): ساخت بال نمونه RWS-F بر اساس نورد سرد.



(الف)



(ب)

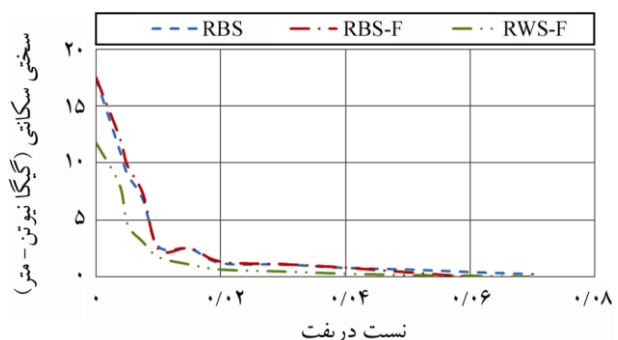


(ج)

شکل (۱۵): نمودار تغییرات کرنش در نمونه الف- RBS - ب- RBS-F - ج- RWS-F.

دوران چشمه اتصال را می توان بر اساس نتایج LPT3 و LPT4 محاسبه نمود. شکل (۱۶) حداکثر مقدار مطلق دوران را در چشمه اتصال، در طول بارگذاری در نمونه ها نشان می دهد. بیشترین دوران مربوط به نمونه RBS است. کمترین میزان دوران نیز مربوط به نمونه های RBS-F و RWS-F است که یکی از دلایل

نمونه RWS-F با فولاد مقاوم تر ساخته شود، نه تنها مقاومت نمونه افزایش چشمگیری دارد، بلکه می توان انتظار شکل پذیری بالاتری را نیز از آن داشت. سختی مؤثر نمونه RWS-F از بقیه نمونه ها کمتر است که می توان آن را به کاهش مقاومت نهایی نسبت داد. سختی مؤثر نمونه های RBS و RBS-F نیز با هم ۲۰ درصد اختلاف دارند. سختی مؤثر، شیب اولیه نمودار دو خطی معادل است؛ بنابراین فقط بیانگر سختی لحظه ای سازه نیست و به مقاومت نهایی نمونه ها، کیفیت کلی نمودار backbone و سطح زیر نمودار آن نیز بستگی دارد. سختی سکانتی سه نمونه بر اساس شیب لحظه ای نمودار backbone محاسبه و در شکل (۱۴) ارائه شده است. مشاهده می شود سختی سکانتی نمونه های RBS و RBS-F بسیار مشابهند، در حالی که سختی سکانتی نمونه RWS-F از آنها کمتر است.



شکل (۱۴): تغییرات سختی سکانتی نمونه ها نسبت به دریفت.

#### ۴-۲- کرنش و دوران در چشمه اتصال

شکل (۱۵) قدر مطلق حداکثر مقدار کرنش را در هر چرخه، در طول بارگذاری برای نمونه ها نشان می دهد. در تمامی نمونه ها

امکان استفاده از مقطع کاهش یافته در یک فیوز قابل تعویض، بر اساس سه نمونه آزمایشگاهی بررسی شد. بدین منظور یک نمونه اتصال تیر با مقطع کاهش یافته و ورق انتهایی (RBS)، دو نمونه دارای فیوز با مقطع کاهش یافته بال (RBS-F) و مقطع کاهش یافته جان (RWS-F) با مقیاس کامل ساخته شدند. بارگذاری به صورت شبه استاتیکی و چرخه‌ای تا دریافت حدود ۹ درصد اعمال شد. عملکرد هر سه نمونه در بسیاری از موارد مناسب بود و تا دریافت ۷ درصد هیچ افتی مشاهده نشد. یکی از برتری‌های عمده نمونه‌های RBS-F و RWS-F نسبت به نمونه RBS، قابلیت تعویض آنهاست. علاوه بر آن، این دو نمونه دارای شکل‌پذیری قابل توجه و دوران کمتر در چشمه اتصال بودند که عملکرد مثبت آنها را تکمیل می‌کند. به عبارتی شکل‌پذیری نمونه RWS-F نسبت به نمونه RBS حدود ۱۰ درصد بیشتر و دوران چشمه اتصال در آن ۳۰ درصد کمتر است. در اکثر موارد عملکرد نمونه RWS-F نسبت به RBS-F بهتر بود. از جمله می‌توان به شکل‌پذیری بیشتر و ظرفیت اتلاف انرژی بیشتر (نسبت به مقاومت نهایی مقطع) اشاره نمود.

مشکل اصلی نمونه RWS-F کاهش مقاومت آن بود که علت اصلی آن را می‌توان، هندسه خاص این نمونه دانست. در صورت استفاده از فولاد با مقاومت بالاتر در ناحیه فیوز در نمونه RWS-F، قطعاً می‌توان این نمونه را دارای بهترین عملکرد دانست و استفاده از آن در نواحی با خطر نسبی زیاد توصیه می‌شود. هنگام استفاده از مقطع RWS-F، باید به کاهش مقاومت آن توجه نمود یا از مقطع RBS-F به‌عنوان جایگزینی قابل قبول استفاده کرد.

### تقدیر و تشکر

بدین وسیله نویسندگان مقاله، نهایت تشکر و سپاس خود را از آزمایشگاه تحقیقاتی سازه دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمانشاه و شرکت «نوبن سازه فیدر زاگرس» اعلام می‌دارند.

### مراجع

1. American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC 358-05) (2006) *Prequalified Connections for*

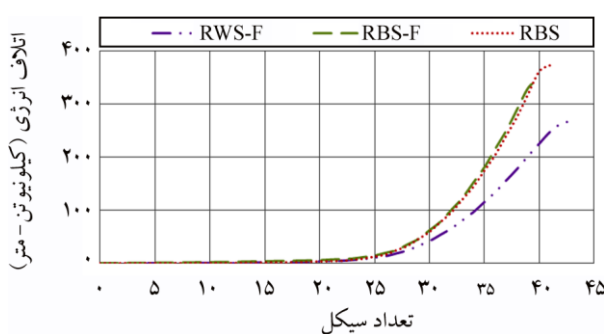
آن را می‌توان استفاده از نشیمن اتصال، در بر ستون در این نمونه‌ها دانست. بنابراین این دو نمونه‌ی قابل تعویض، بیشترین محافظت را نیز از چشمه اتصال دارند.



شکل (۱۶): مقایسه دوران چشمه اتصال در نمونه‌ها.

### ۴-۳- اتلاف انرژی

اتلاف انرژی یکی از خصوصیات مهم لرزه‌ای هر اتصال، تحت اثر بارهای رفت و برگشتی است که در هر چرخه، بر اساس سطح زیر نمودار لنگر-دریفت محاسبه می‌شود. شکل (۱۷) اتلاف انرژی تجمعی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. بیشترین اتلاف انرژی مربوط به نمونه RBS و RBS-F است. تقریباً تفاوتی بین اتلاف انرژی دو نمونه مشاهده نمی‌شود. اتلاف انرژی در RWS-F به علت وجود تنش پسماند و کاهش مقاومت، از بقیه نمونه‌ها کمتر است.



شکل (۱۷): نمودار اتلاف انرژی تجمعی در نمونه‌ها.

### ۵- نتیجه‌گیری

در تیر با اتصال کاهش یافته به علت تمرکز خسارت در این ناحیه، پس از زلزله‌های متوسط یا قوی باید کل تیر را تعویض نمود که اگر غیرممکن نباشد، بسیار دشوار است. در این مقاله

11. Oh, K., Lee, K., Chen, L., Hong, S.B., and Yang, Y. (2015) Seismic performance evaluation of weak axis column-tree moment connections with reduced beam section. *Journal of Constructional Steel Research*, **105**, 28-38.
12. Tahamouli Roudsari, M., Jamshidi K.H., and Mohebi Zangeneh, M. (2016) Experimental and Numerical Investigation of IPE Reduced Beam Sections with Diagonal Web Stiffeners. *Journal of Earthquake Engineering*, 1-20.
13. International Organization for Standardization (ISO) (2009) *ISO 898-1, Mechanical Properties of Fasteners Made of Carbon Steel and Alloy Steel — Part 1: Bolts, Screws and Studs with Pacificed Property Classes — Coarse Thread and Fine Pitch Thread*. Geneva, Switzerland.
14. American Society for Testing and Materials (ASTM) (2002) *Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products*. ASTM Standard A370-02, Philadelphia, PA.
15. FEMA (2000) *Recommended Seismic Design Provisions for New Moment Frame Buildings*. Report FEMA 350, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
16. FEMA (2005) *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. FEMA- 440, Federal Emergency Management Agency, Redwood City.
17. Zhang, X. and Ricles, J.M. (2006) Experimental evaluation of reduced beam section connections to deep columns. *Journal of Structural Engineering*, **132**(3), 346-357.
18. Pachoumis, D.T., Galoussis, E.G., Kalfas, C.N. and Christitsas, A.D. (2009) Reduced beam section moment connections subjected to cyclic loading: Experimental analysis and FEM simulation. *Engineering Structures*, **31**(1), 216-223.
19. Mirghaderi, S.R., Torabian, S., and Imanpour, A. (2010) Seismic performance of the Accordion-Web RBS connection. *Journal of Constructional Steel Research*, **66**(2), 277-288.
20. Maleki, S. and Tabbakhha, M. (2012) Numerical study of Slotted-Web-Reduced-Flange moment connection. *Journal of Constructional Steel Research*, **69**(1), 1-7.
21. Sofias, C.E., Kalfas, C.N., and Pachoumis D.T. (2014) Experimental and FEM analysis of reduced beam section moment endplate connections under cyclic loading. *Engineering Structures*, **59**, 320-329.
22. Ajay Kulkarni, S. and Vesmawala, G. (2014) Study of steel moment connection with and without reduced beam section. *Case Studies in Structural Engineering*, **1**, 26-31.
23. Tahamouli Roudsari, M., Abdollahi, F., Salimi, H., Azizi, S., and Khosravi, A. R. (2015) The effect of stiffener on behavior of reduced beam section connections in steel moment-resisting frames. *International Journal of Steel Structures*, **15**(4), 827-834.
24. Rahnavaard, R., Hassanipour, A., and Siahpolo, N. (2015) Analytical study on new types of reduced beam section moment connections affecting cyclic behavior. *Case Studies in Structural Engineering*, **3**, 33-51.
25. Morrison, M., Schweizer, D., and Tasnim, H. (2015) An innovative seismic performance enhancement technique for steel building moment resisting connections. *Journal of Constructional Steel Research*, **109**, 34-46.

### واژه‌نامه

Panel Zone	۱- چشمه اتصال
Replaceable Fuse	۲- فیوز قابل تعویض
Hysteretic Diagram	۳- نمودار هیستریسیس
Ductility	۴- شکل پذیری
Reduced Beam Section	۵- تیر با مقطع کاهش یافته
Prequalified Rigid Connection	۶- اتصال صلب از پیش تأیید شده
Energy Dissipation	۷- اتلاف انرژی
Linear Potentiometer Transducer	۸- پتانسیومتر خطی

## Experimental Evaluation of Rigid Connection with Reduced Section and Replaceable Fuse

Allah Reza Moradi Garoosi<sup>1</sup>, Mehrzad Tahamouli Roudsari<sup>2\*</sup> and Behrokh Hosseini Hashemi<sup>3</sup>

1. Ph. D. Student, Department of Civil Engineering, Kermanshah Branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran
2. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Kermanshah Branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran, \*Corresponding Author, email: tahamouli@iauksh.ac.ir
3. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran

The connection with reduced beam section was proposed after the 1994 Northridge earthquake. Until then, it was generally believed that connections with complete groove welding can withstand large plastic deformations. However, the cracks and brittle failures taken place in connections revealed that the actual ductility in these connections might be lower than what was predicted by design codes. By forming a plastic hinge outside the joint, this connection reduces the damage inflicted upon the panel zone. It has to be mentioned, however, that due to the concentration of damage in the reduced area, the entire beam has to be replaced after average earthquakes that is practically impossible. The aim of this study is to experimentally investigate the use of the reduced section in a replaceable fuse. The column and the beam were chosen to be made of sections equivalent to IPE 240 and IPB 180 wide flange profiles and the cyclic quasi-static load was applied until a drift of about 9 percent. The hysteresis moment-drift diagram was drawn. The first sample was a reduced beam section with end plate and stiffeners (RBS). Under loading, this sample satisfied the criteria for the ductility of special moment resisting frame. However, due to the fact that after an average or strong earthquake damage concentrates in the beam and replacing it after earthquake is either extremely difficult or not possible at all, it was tried to use a short replaceable fuse at the end of the beam in the second and third samples. The second sample incorporated a fuse with the length of 35.5 cm and a beam with a reduced flange (RBS-F). Since the ratio of the width of the flange to the height of the beam is directly correlated to its resistance against lateral-torsional buckling, cutting the beam in RBS connections causes different types of buckling to occur faster. To overcome this problem, in the third sample, only the height of the beam was decreased and the dimensions of the flange were not altered. Therefore, the third sample included a 35.5 cm long fuse and a beam with a reduced web (RWS-F). All of the samples satisfied the required drift for the rigid connection special moment resisting frames and using different types of RBS connections reduces the damage inflicted upon the column and the panel zone. The results showed that in addition to having very suitable ductility, the RBS-F and RWS-F samples can be very good post-earthquake replacements for conventional RBS connections.

**Keywords:** Steel Moment Resisting Frame, Rigid Connection, Replaceable Fuse, Beam with Reduced Flange, Beam with Reduced Web.