

## بهسازی لرزه‌ای اتصال خمشی تیر به ستون مزدوج I شکل با استفاده از سخت‌کننده‌های جانبی تی شکل

محمد رضا ایوبی<sup>۱</sup>، محمد سهیل قبادی<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین

\* قزوین، صندوق پستی ۹۶۸۱۸-۳۴۱۴۸، [msglobal@eng.ikiu.ac.ir](mailto:msglobal@eng.ikiu.ac.ir)

### چکیده

در مقاله پیش‌رو به مقاوم‌سازی اتصالات خمشی WFP در ستون‌های مزدوج با ورق پوشش سراسری از طریق ارائه روش طراحی و دیتیل مقاوم‌سازی پرداخته شده است. از مشکلات اتصال مذکور، کیفیت نامطلوب جوش شیار با نفوذ کامل در محل اتصال ورق روسری به ورق پوشش ستون و یا استفاده از جوش گوشه یک طرفه با مقاومت ناکافی، کماتش خارج از صفحه ورق پوشش ستون در تراز اتصال تیر به ستون و در نتیجه عملکرد لرزه‌ای نامناسب و رفتار نیمه صلب آن می‌باشد. از این رو سعی شد با استفاده از مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی مزایای مقاوم‌سازی این اتصال معیوب به کمک سخت‌کننده‌های جانبی تی شکل مورد ارزیابی قرار گیرد. به همین منظور نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود بر مبنای روش طراحی پیشنهادی ساخته شد و رفتار چرخه‌ای آن، پتانسیل گسیختگی جوش اتصال و حالت شکست آن تحت بار چرخه‌ای با نمونه معیوب مقایسه شد. نتایج نشان داد که طرح پیشنهادی ضمن آنکه در گروه اتصالات کاملاً صلب طبقه‌بندی می‌شود مقاومت و شکل‌پذیری لازم برای پذیرش شرایط قاب خمشی ویژه مطابق با آیین‌نامه AISC را دارد. با انجام آنالیز حساسیت بر روی سخت‌کننده تی شکل از طریق تغییر ابعاد آن و بررسی شاخص‌های خسارت صحت روش طراحی پیشنهادی اثبات گردید. بررسی‌ها نشان داد روش مقاوم‌سازی مذکور روشی مناسب برای اتصال معیوب معرفی شده می‌باشد.

### واژگان کلیدی

ستون دوبل، سخت‌کننده‌های تی شکل، رفتار لرزه‌ای، شکست جوش، منحنی هیستریزس

## The seismic retrofitting of moment connection beam to double-I column by T-stiffeners

M.R. Ayoubi, M.S. Ghobadi

### Abstract

In the present paper, the retrofitting of welded moment connections with welded flange plate (WFP) in Double-I built-up columns with overall cover plate is discussed by presenting the design method and retrofitting details. The problems of above-mentioned connection include the unfavorable quality of groove weld with full penetration at the connection of the flange plate and the column cover plate, or in worse conditions, using one-sided fillet weld with insufficient strength, the out-of-plane buckle of the column cover plate at the level of the beam-to-column connection, and as a result, its inappropriate seismic performance and its partially restrained behavior. Thus, it was tried to evaluate the advantages of strengthening this defective connection with the help of T-stiffeners using analytical and experimental studies. For this purpose, the experimental test and the finite elements model were made based on the proposed design method, and its cyclical behavior, rupture potential of weld connection, and failure mode under cyclical load were compared with the defective sample. The results indicated that the proposed design, while being classified in the group of fully restrained connections, has the necessary strength and ductility to accept the conditions of the special moment-resisting frame according to the AISC. By performing a sensitivity analysis on the T-stiffener by changing its dimensions and examining the damage indices, the accuracy of the proposed design method was proved. The examinations indicated that the aforementioned retrofitting method is a proper method for the introduced defective connection.

### Keywords

Double-I column, T-stiffeners, Seismic performance improvement, Fracture of weld, Hysteresis curve

اتصالات جوشی تیر به ستون در سازه‌های فلزی با قاب خمشی در طول زلزله نورتیرج<sup>۱</sup> دچار خرابی‌هایی شدند که رفتار لرزه‌ای اتصالات خمشی استفاده شده را زیر سؤال برد. مشاهدات حاکی از خرابی‌های گسترده اتصالات جوشی در طیف وسیعی از سازه‌ها از جمله ساختمان‌های جدید و قدیمی، سازه‌های کوتاه و بلندمرتبه می‌شد [۱]. عوامل متعددی در جهت تعیین رفتار مناسب اتصالات جوشی دخیل هستند؛ برخی از متغیرها همچون قدرت حرکات زمین، مفروضات و جزئیات طراحی، خصوصیات مصالح، ساز و کار عملکرد اتصال و شیوه‌های بازرسی جوش به عنوان مؤثرترین عوامل بیان شدند [۲]. اما در بین این عوامل، مفروضات و جزئیات طراحی، به عنوان مهم‌ترین معیار نقص آیین‌نامه‌ها، به ویژه در مورد شکل‌پذیری در نظر گرفته شده بود. علاوه بر این تشکیل مفصل پلاستیک در وجه ستون و ضعف جوش شیاری با نفوذ کامل (CJP)<sup>۲</sup> سبب شکست ترد در ناحیه جوش اتصال تیر به ستون شده بود. از این رو تحقیقات گسترده‌ای در مورد مقاوم‌سازی اتصالات خمشی پیش از زلزله نورتیرج با سخت‌کننده جانبی جهت غلبه بر مشکلات آنها انجام شد.

**Ting** و همکارانش [۳] به تحلیل انواع مختلف سخت‌کننده خارجی از طریق مطالعات عددی پرداختند و به این نتیجه رسیدند که سخت‌کننده تی روشی کارآمد برای مقاوم‌سازی است که می‌تواند از تمرکز تنش جلوگیری کند و صلبیت اتصال را بهبود بخشد. آنها سعی کردند بیشتر بر روی رفتار این روش از مقاوم‌سازی تمرکز کنند، بنابراین در مقاله‌ای دیگر [۴]، نمونه‌های آزمایشگاهی سخت‌کننده داخلی و خارجی را با تأکید بر سخت‌کننده تی آزمایش کردند. شکل‌پذیری اتصالات با سخت‌کننده تی قابل توجه بود. علاوه بر این ارائه روش طراحی به منظور تعیین ابعاد سخت‌کننده تی ضروری بود. بنابراین انطباق مناسبی بین رفتار چرخه‌ای نمونه‌های آزمایشگاهی و اجزاء محدود حاصل شد [۵]. علاوه بر این برخی نتایج قابل توجه از مدل‌های عددی سخت‌کننده تی همچون الگوی بازتوزیع تنش‌ها از بال‌های تیر و ستون به جان‌های ستون به دست آمد [۶]. لازم به ذکر است که همه این تحقیقات در حضور ستون جعبه‌ای انجام شده است. **Shin** و همکارانش [۷] سخت‌کننده تی و تیر **RBS**<sup>۳</sup> را در برنامه آزمایشگاهی خود با ساخت هفت اتصال **CFT**<sup>۴</sup> تیر به ستون ترکیب کردند و مورد مطالعه قرار دادند. هدف اصلی استفاده از **RBS** کاهش پتانسیل ترک در نوک قسمت افقی سخت‌کننده تی و بهبود شکل‌پذیری

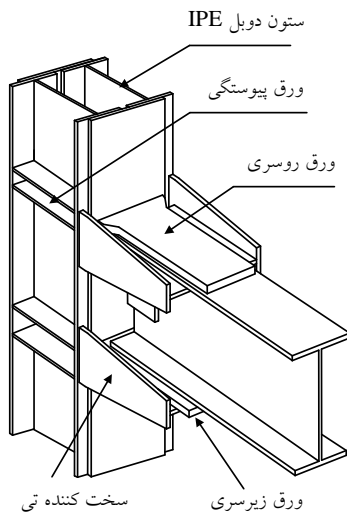
اتصال بود. با آنکه توزیع ترک در برخی نمونه‌ها رخ داد، اما با این وجود صلاحیت پذیرش شرایط قاب خمشی ویژه بر اساس آیین‌نامه **AISC** [۸] در آن اتصالات ارضا شد. لازم به ذکر است که برخی از مطالعات اخیر [۹ و ۱۰] بر روی اتصالات **WFP**<sup>۵</sup> به منظور ارتقاء رفتار این اتصالات انجام شده است. **Ghobadi** و همکارانش [۱۱] تلاش کردند با مقایسه جوش‌های شیاری با نفوذ کامل (**CJP**) و جوش‌های گوشه، مشکلات مربوط به جوش سخت‌کننده تی به تیر را برطرف کنند. آنها با مقایسه شاخص‌های گسیختگی و کرنش پلاستیک معادل در دو اتصال با جوش گوشه و شیاری با نفوذ کامل به این نتیجه رسیدند که جوش گوشه می‌تواند سبب کاهش پتانسیل شروع ترک در نزدیکی منطقه متأثر از حرارت (**HAZ**)<sup>۶</sup> شود. علاوه بر این به منظور کاهش مقاومت برشی در المان افقی سخت‌کننده، محدودیت‌های معیار طراحی معرفی شد. در نهایت **Shiravand** و **Deylami** [۱۲] رفتار ساز و کار انتقال نیرو در اتصال خمشی دو طرفه، با سخت‌کننده تی را مورد مطالعه قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که استفاده از ورق مضاعف در چشمه اتصال می‌تواند به مقاومت تیر کمک کند تا افت مقاومت و اتلاف انرژی زیاد را تجربه نکند.

گسیختگی مصالح فولادی بر اثر تمرکز تنش و کرنش، شکست ترد و یا شکل‌پذیر در نقاط بحرانی اتصالات، از پدیده‌های مهم می‌باشد که می‌تواند بر عملکرد کلی اتصال تأثیر منفی بگذارد. به منظور ارزیابی دقیق رفتار مصالح در نقاط بحرانی اجزای اتصال از شاخص‌های تنش و کرنش و یا ترکیبی از آنها تحت عنوان شاخص گسیختگی استفاده می‌شود. به همین منظور شاخص گسیختگی در یک پژوهش با موضوع خواص مصالح فولادی مطرح [۱۳] و پس از آن محققان دیگر [۱۴] از این شاخص برای بررسی پتانسیل شکست نقاط بحرانی اتصالات بهره بردند. **Faroughi** و **Ghobadi** [۱۵] با بررسی شاخص‌های کرنش پلاستیک معادل و گسیختگی در مطالعات پارامتریک خود به تأثیر تعداد و ضخامت سخت‌کننده‌ها بر بال ستون پرداختند. **Mirzaie** و همکارانش [۱۶] نیز در مطالعه جدید خود با مقایسه شاخص‌های گسیختگی و کرنش پلاستیک معادل در خطوط بحرانی مشخص به ارزیابی پاسخ رفتار اتصال برای بررسی کارایی روش طراحی پیشنهادی پرداختند.

از ستون‌های دابل ساخته شده از پروفیل‌های **IPE** به عنوان ستون فولادی در کشور ایران برای ساختمان‌های کوتاه بسیار استفاده می‌شود. این نوع ستون فولادی معمولاً شامل دو مقطع **IPE** و دو ورق پوشش در بالا و پایین مقطع ستون ساخته شده



قاب‌های خمشی ویژه برای کنترل نتایج استفاده می‌شود. علاوه بر این بررسی جزئیات روش طراحی سخت‌کننده تی و تأثیر ابعاد قسمت‌های مختلف آن بر رفتار اتصال به منظور پیشنهاد ابعاد بهینه آن و اثبات صحت روش طراحی بررسی می‌شود؛ به منظور اعتبارسنجی مطالعات عددی به روش اجزاء محدود، منحنی‌های هیستریزس و توزیع تنش هر دو نمونه تحلیلی و آزمایشگاهی با هم مقایسه می‌شوند. در این مطالعات پتانسیل شکست جوش اتصال ورق روسری به ورق پوشش ستون و کنترل الزامات آیین‌نامه AISC [۲۲] در مورد پذیرش اتصال در قاب خمشی ویژه از معیارهای اصلی کنترل نتایج هستند. در نهایت بررسی‌های پارامتریک به منظور انتخاب محدوده قابل قبول پارامترهای طراحی سخت‌کننده تی شکل با استفاده از شاخص‌های خسارت جوش اتصال سخت‌کننده به بال تیر و ستون استفاده گردید.

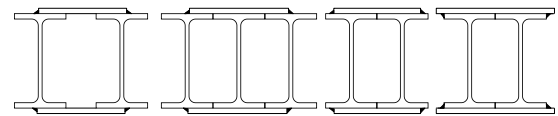


شکل ۲- جزئیات شماتیک اتصال WFP مقاوم‌سازی شده

## ۲- روش طراحی سخت‌کننده جانبی تی شکل

اتصالات خمشی WFP از جمله اتصالات پیش‌تأیید شده پس از زلزله نورتریج می‌باشد که مراحل طراحی آن در دستورالعمل FEMA-355D بیان شده است [۲۳]. طول و ضخامت ورق‌های روسری و زیرسری بر اساس زوج نیروی ناشی از لنگر خمشی مورد انتظار تیر محاسبه می‌شود. به منظور انتقال صحیح نیروها، از جوش شیاری با نفوذ کامل (CJP) برای اتصال این ورق‌ها به ستون استفاده می‌شود. بنابراین کیفیت مناسب جوش نقش مؤثری در رفتار صحیح اتصال به عنوان حساس‌ترین بخش در انتقال نیروها دارد. بر همین اساس، یک نمونه معیوب آزمایش

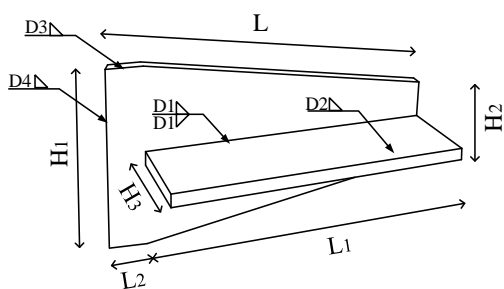
می‌باشد که در شکل (۱) نشان داده شده است. مطالعات کمی بر اساس اتصالات صلب به این نوع ستون موجود است. با توجه به اینکه ستون‌های ساخته شده به این روش تشکیل مقطع جدار نازک بسته می‌دهند، همانند ستون‌های جعبه‌ای رفتار می‌کنند. چالش‌های اصلی اتصالات خمشی فولادی با این ستون، هندسه اتصال صلب انتخابی و دیتیل مورد نیاز برای مقاوم‌سازی این اتصالات می‌باشد. در صورت اجرای معیوب جوش شیاری با نفوذ کامل اتصال صلب، شکست ترد جوش ورق روسری اتفاق می‌افتد که نیاز به مقاوم‌سازی دارد ولی هندسه خاص ستون دیتیل خاصی نیاز دارد تا بتواند صلبیت اتصال را تأمین کند. رفتار انعطاف‌پذیر ورق پوشش ستون در انتقال نیروهای بال تیر به ستون نیز به پیچیدگی دیتیل مورد نیاز می‌افزاید. این در حالیست که در طراحی نیاز به صلبیت کامل برای استفاده در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه دارد. در این زمینه تحقیقی توسط Mazroi و همکارانش [۱۷] صورت گرفت که عملکرد نیمه صلب اتصالات تیر I به ستون دابل به سبب تغییر شکل بیش از اندازه ورق پوشش ستون حاصل شد. سپس Yakhchalian و Deylami [۱۸ و ۱۹] رفتار چرخه‌ای اتصال دو طرفه تیر I به ستون دابل را مورد ارزیابی قرار دادند و سعی کردند جزئیات جدیدی را با استفاده از صفحات جانبی با عمق کامل به شکل مستطیل برای جلوگیری از تغییر شکل زیاد ورق‌های پوششی و شکست ترد جوش‌ها پیشنهاد دهند.



شکل ۱- ستون‌های دابل I ساخته شده با صفحات پوششی

برخی تحقیقات دیگر [۲۰ و ۲۱] برای مدل‌سازی رفتار چشمه اتصال در ستون‌های ساخته شده دابل و با استفاده از ماهیچه برای بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی انجام شده است.

هدف اصلی این تحقیق ارائه جزئیات مقاوم‌سازی و روش طراحی عناصر سخت‌کننده تی شکل در یک اتصال خمشی WFP معیوب متصل شده به ستون‌های دابل ساخته شده با ورق‌های پوشش است (شکل (۲)). در این راستا ابتدا روش طراحی سخت‌کننده تی شکل برای مقاوم‌سازی اتصال ارائه شده، تشریح و سپس نمونه آزمایشگاهی به عنوان مرجع بررسی برنامه ریزی می‌گردد که از الزامات آیین‌نامه AISC [۲۲] برای اتصالات



شکل ۴- هندسه سخت‌کننده تی شکل

خرابی حالت سوم منجر به اتلاف انرژی شکل‌پذیر تیر می‌شود و سایر حالت‌های خرابی نباید در اتصالات خمشی رخ دهد. ضلع افقی سخت‌کننده تی شکل دارای تنش‌های برشی و خمشی است و ضلع عمودی نیروها را به صورت کششی به ستون منتقل می‌کند. بنابراین برای جلوگیری از گسیختگی‌های برشی و کششی در ضلع عمودی و افقی باید معیارهای طراحی سخت‌کننده به گونه‌ای باشد که حاشیه ایمنی را برای رفتار مطلوب اضلاع افقی و عمودی فراهم کند. از این رو لازم است تا کنترل‌های لازم برای جلوگیری از گسیختگی هر قسمت از سخت‌کننده و جوش‌های مرتبط با آن بر اساس رابطه (۱) تا (۶) انجام پذیرد.

$$\tau_{max} = 1.5 \frac{T}{t_h L_1} \leq 0.9 \times 0.6 F_y \times C_v \quad (1)$$

کنترل ضلع افقی سخت‌کننده برای تنش برشی

$$\sigma_{max} = \frac{6TH_3}{t_h L_1^2} \leq 0.9 \times F_y \quad (2)$$

کنترل ضلع افقی سخت‌کننده در خمش

$$f = \sqrt{3\tau_{max}^2 + \sigma_{max}^2} = \frac{T}{t_h L_1} \sqrt{\frac{36H_3^2}{L_1^2} + 6.75} \leq F_y \quad (3)$$

کنترل تنش صفحه‌ای

$$\left(\frac{T}{2}\right) \leq 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707 \times L_1 \times D_2 \quad (4)$$

کنترل جوش گوشه اتصال ضلع افقی سخت‌کننده به بال تیر

$$\left(\frac{T}{2}\right) \leq 2 \times 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707 \times L_1 \times D_1 \quad (5)$$

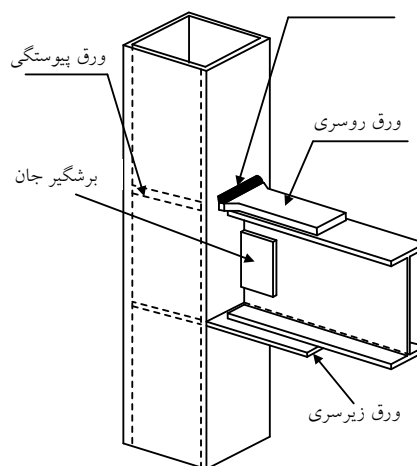
کنترل جوش گوشه دو طرفه

$$\left(\frac{T}{2}\right) \leq 0.9 \times F_y t_v H_1 \quad (6)$$

کنترل ضلع عمودی سخت‌کننده در کشش

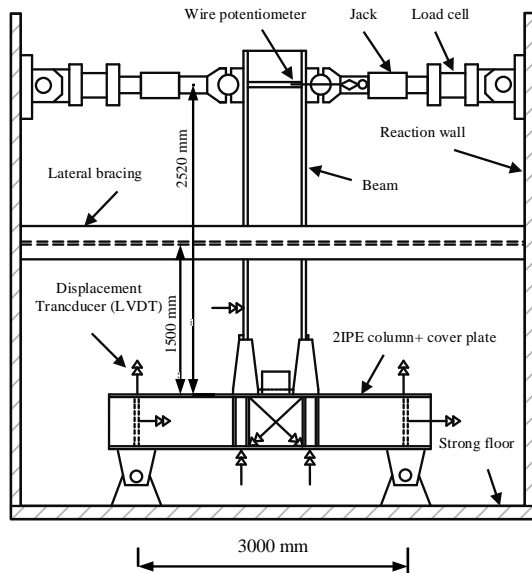
شده توسط Ghobadi و همکارانش [۲۴] مبنای مقاوم‌سازی برای اتصال معیوب قرار گرفت. مطابق با شکل (۳) نمونه ساخته شده یک اتصال WFP با جوش معیوب در حضور ستون جعبه‌ای بود و این موضوع به عنوان نقصی که رفتار لرزه‌ای اتصال را به عنوان یک اتصال خمشی با شکل‌پذیری ویژه تحت الشعاع قرار می‌دهد در نظر گرفته شد.

جوش گوشه یک طرفه با مقاومت کم یا شیاری با نفوذ ناقص



شکل ۳- جزئیات شماتیک اتصال WFP با جوش معیوب

استفاده از سخت‌کننده‌های جانبی تی شکل می‌تواند مشکلات عملکرد غیرقابل قبول لرزه‌ای و کمانش‌های خارج از صفحه ورق پوشش در ستون‌های دوپل را برطرف نماید. عضو مذکور نیروها را به صورت مستقیم به بال ستون منتقل می‌کند و بدین ترتیب سبب خروج جوش CJP بی‌کیفیت و ورق پوشش ستون از چرخه باربری می‌شود. با توجه به اینکه اساس پژوهش پیش رو مطابق با تحقیقات Ghobadi و همکارانش [۱۱] می‌باشد، بنابراین سخت‌کننده‌ها نیز مشابه با تحقیقات آن‌ها طراحی شده‌اند. شکل (۴) ساختار تشکیل سخت‌کننده تی‌شکل را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که این قطعه از دو ضلع افقی و عمودی تشکیل شده است. اتصال ضلع افقی به بال تیر از طریق جوش گوشه یک طرفه و اتصال آن به ضلع عمودی سخت‌کننده از طریق جوش گوشه دو طرفه صورت می‌گیرد. همچنین اتصال ضلع عمودی به بال ستون توسط جوش شیاری برقرار می‌شود. در حالت کلی سه نوع مد خرابی برای اتصالات مقاوم شده در نظر گرفته شده است؛ حالت اول شکست برشی ضلع افقی سخت‌کننده است. حالت دوم گسیختگی کششی ضلع عمودی سخت‌کننده و حالت سوم گسیختگی خمشی تیر می‌باشد که تنها



شکل ۵- ابزاربندی نمونه آزمایشگاهی

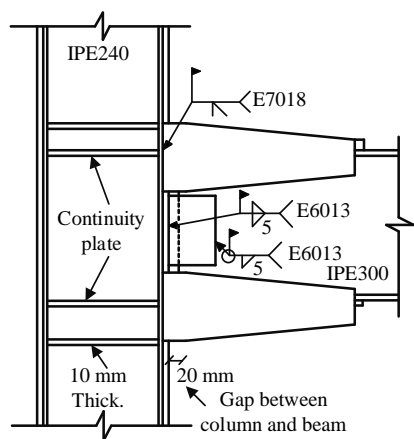
توجه به ویرایش سال ۱۳۹۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، صد در صد جوش شیاری ورق روسری و زیرسری در اتصال صلب تیر به ستون باید آزمایش غیر مخرب پرتونگاری یا فراصوت شوند و در صورت عدم تأیید جوش‌ها، عملیات جوشکاری باید مجدد انجام گردد. لذا با توجه به آن و روابط طراحی اتصال صلب، فلسفه افزایش پهنای ورق روسری در محل اتصال آن به ستون از بین می‌رود و مانند ورق زیرسری با یک پهنای ثابت خواهد بود. لیکن روش مذکور در این پژوهش برای تقویت اتصال صلب با ورق‌های روسری و زیرسری مربوط به اتصالات صلبی است که قبلاً با ویرایش‌های ۱۳۷۰، ۱۳۸۴ یا ۱۳۸۷ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده‌اند که به صورت رایج در ساخت و سازها استفاده می‌شود. در فرآیند طراحی، مطابق با آیین‌نامه‌های AISC [۲۲] و جوش آمریکا [۲۷] مقاومت جوش‌های گوشه عرضی ۱/۵ برابر مقاومت جوش گوشه طولی در نظر گرفته شد. نکته قابل ذکر در

در این روابط  $T$  کوپل نیروی حاصل از لنگر مورد انتظار تیر،  $H_1$  ضلع بزرگتر سخت‌کننده عمودی،  $t_w$  ضخامت ضلع عمودی سخت‌کننده،  $L_1$  طول ضلع افقی سخت‌کننده،  $t_f$  ضخامت ضلع افقی سخت‌کننده،  $H_3$  عرض ضلع افقی سخت‌کننده،  $D_2$  بعد جوش گوشه یک طرفه،  $D_1$  بعد جوش گوشه دو طرفه،  $F_{EXX}$  تنش کشش نهایی الکتروود،  $\sigma_{max}$  تنش ناشی از خمش در ضلع افقی سخت‌کننده و  $\tau_{max}$  تنش برشی حداکثر در ضلع افقی سخت‌کننده می‌باشد. به منظور کنترل ضلع افقی سخت‌کننده برای تنش برشی، مقدار حداکثر برای آن در نظر گرفته شده است لذا استفاده از ضریب ۱/۵ در جهت اطمینان می‌باشد.

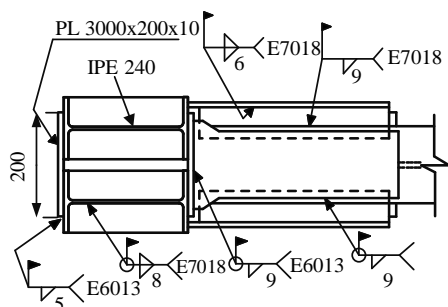
### ۳- مطالعات آزمایشگاهی و طراحی مرجع آزمایشگاهی

به منظور ارزیابی عملکرد طرح پیشنهادی، نمونه آزمایشگاهی (RC9) در آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ساخته شد [۲۵] که ابزار بندی آزمایشگاهی تست نمونه طبق شکل (۵) ملاحظه می‌شود. ساخت این نمونه با توجه به شرایط رایج کارگاهی ایران صورت گرفت. در ساخت المان‌ها از فولاد S235JR (مشابه با فلز A36) استفاده شد و مقاطع تیر و ستون به ترتیب از پروفیل‌های IPE300 و 2IPE240 می‌باشند. طول دهانه تیر و ارتفاع ستون به ترتیب ۵ و ۳ متر در نظر گرفته شد. با توجه به محل عطف تغییر شکل‌ها در قاب خمشی، نصف طول تیر ۲/۵ و ستون ۳ متر انتخاب شد. به منظور جلوگیری از کماتش پیچشی- جانبی در طول فرایند انجام آزمایش، مهار جانبی در فاصله ۱/۵ متری از بر ستون به کار رفته است. همچنین به منظور پیشگیری از شکست موضعی در محل اعمال بار (انتهای تیر) از سخت‌کننده در مقابل نیروی متمرکز استفاده شده است. با توجه به توزیع تنش زیاد در ورق‌های پیوستگی موجود در امتداد ورق‌های پوششی و همچنین تمرکز تنش در نقاط گوشه محل اتصال قسمت عمودی سخت‌کننده‌ها به بال ستون، به منظور توزیع یکنواخت تنش و در جهت اطمینان از عدم خرابی زود هنگام، در ناحیه چشمه اتصال ستون از یک ورق افقی اضافه به موازات هر ورق پیوستگی در پشت هر سخت‌کننده عمودی استفاده شده است.

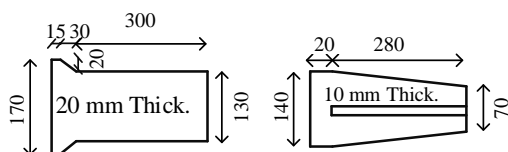
خواص مکانیکی تمام قطعات مورد استفاده توسط آزمایش کشش مشخص شد که در جدول (۱) نشان داده شده است. طراحی مدل آزمایشگاهی مرجع بر اساس مفاهیم طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی و به روش LRFD مطابق با مبحث دهم که منطبق با آیین‌نامه‌های آمریکا [۸، ۲۲ و ۲۶] می‌باشد، برای قاب خمشی ویژه صورت گرفت (شکل (۶)). لازم به ذکر است با



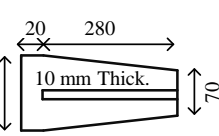
نمای جانبی از اتصال



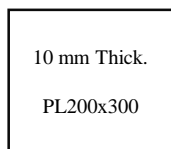
نمای فوقانی از اتصال



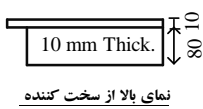
ورق روسری



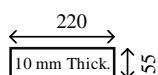
نمای جانبی از سخت کننده



ورق زیرسری



نمای پالا از سخت کننده



ورق پیوستگی

شکل ۶- جزئیات مدل آزمایشگاهی (RC9)

بودن تنش‌های ناشی از خمش در ضلع افقی سخت‌کننده از آن صرف نظر شده است. در جدول (۲)،  $M_E$  لنگر پلاستیک مورد انتظار تیر،  $C_{pr}$  ضریبی برای در نظر گرفتن حداکثر مقاومت اتصال،  $Z$  اساس مقطع پلاستیک عضو،  $F_{yE}$  تنش تسلیم مورد انتظار،  $V_{pr}$  نیروی برشی مورد تقاضا،  $\Delta_n$  فاصله بین وجه ستون و انتهای ورق روسری،  $d$  ارتفاع مقطع تیر،  $\varphi$  ضریب اطمینان،  $F_y$  تنش تسلیم،  $b_1$  عرض ورق روسری در وجه ستون،  $t_{T,pl}$

این پژوهش استفاده از الکتروود E7018 به عنوان الکتروود با طاق‌ت بالا برای جوش‌های نقاط حساس همچون اتصال ضلع افقی سخت‌کننده به بال تیر و ضلع عمودی سخت‌کننده به بال ستون و الکتروود E6013 تحت عنوان الکتروود با طاق‌ت معمولی برای قسمت‌هایی که قبل از مقاوم‌سازی در اتصال وجود داشتند می‌باشد. همچنین در فرایند محاسبات طرح مدل آزمایشگاهی مقاومت اسمی الکتروودها ملاک عمل قرار گرفت.

جدول ۱- مشخصات مصالح به کار رفته در آزمایش

اعضا	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)	$F_y/F_u$ (%)	کشیدگی (%)
جان و بال تیر IPE300	۲۵۰	۳۴۳	۷۲	۳۰
بال ستون IPE240	۳۴۷	۴۸۳	۷۲	۲۶
جان ستون IPE240	۳۲۴	۴۵۶	۷۱	۲۶
ورق روسری (۲۵ mm ضخامت)	۲۶۷	۴۲۴	۶۳	۲۷
ورق زیرسری (۱۵ mm ضخامت)	۳۲۰	۴۶۰	۰/۶۹	۲۷
ورق سخت‌کننده تی‌شکل (۱۰ mm)	۲۸۰	۳۸۰	۷۳	۳۰
الکتروود E6013- قطر ۴ mm	۴۶۰	۵۲۲	۸۸	۴
الکتروود E7018- قطر ۴ mm	۵۴۰	۶۲۷	۸۶	۱۶

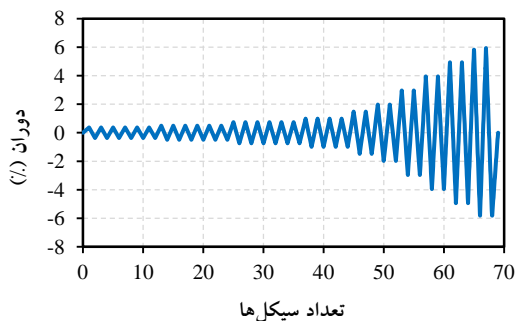
در جدول (۲) مراحل طراحی اتصال و سخت‌کننده تی به صورت خلاصه ارائه شده است. با توجه به نیرو-کنترل بودن ورق‌های پوششی و سخت‌کننده‌های تی شکل و نیاز به در نظر گرفتن حاشیه اطمینان بالا در طراحی این اجزاء، در محاسبات یک بار فرض شده است که ورق پوششی همه نیروی بال تیر را به بال ستون منتقل می‌کند و بار دیگر با فرض این که به دلیل معیوب بودن جوش اتصال، ورق پوششی هیچ نقشی در انتقال نیرو ندارد، سخت‌کننده‌های تی شکل چپ و راست هر کدام نیمی از نیروی بال تیر را انتقال می‌دهند. این در حالیست که ورق پوششی بال تیر، سخت‌کننده‌های تی شکل سمت راست و چپ بال تیر مانند فنرهای موازی عمل می‌کنند و نیرو باید به نسبت مساحت، بین آن‌ها توزیع شود. همچنین به دلیل ناچیز

مؤثر جوش،  $V_n$  مقاومت برشی اسمی،  $L_1$  طول ضلع افقی سخت‌کننده،  $t_{sh}$  ضخامت ضلع افقی سخت‌کننده،  $D_2$  بعد جوش گوشه اتصال بین بال تیر و ضلع افقی سخت‌کننده،  $D_1$  بعد جوش گوشه دو طرفه،  $H_1$  طول ضلع عمودی سخت‌کننده در وجه ستون،  $t_{vs}$  ضخامت ضلع عمودی سخت‌کننده می‌باشد.

ضخامت ورق روسری،  $b_2$  عرض مقطع در انتهای ورق روسری،  $b$  عرض ورق زیرسری،  $t_{B,pl}$  ضخامت ورق زیرسری،  $T$  کوپل نیروی ناشی از لنگر پلاستیک مورد انتظار تیر،  $F_{ca}$  نیروی منتقل شده توسط جوش گوشه عرضی قسمت باریک ورق روسری،  $F_{EXX}$  مقاومت اسمی الکتروود،  $A_w$  سطح مقطع

جدول ۲- طراحی پیشنهادی نمونه آزمایشگاهی (RC9)

محاسبات (واحد: mm و N)	مراحل طراحی اعضا	اعضا
$M_E = C_{pr}ZF_{ye} + V_{pr}S_h = (1.186 \times 628000 \times 250) + (86404.64 \times 345) = 216011600.8$		۱- لنگر مورد انتظار تیر جهت طراحی
$T = \frac{M_E}{d + \frac{(t_{T,pl} + t_{B,pl})}{2}} < \phi F_y b_1 t_{T,pl} = 0.9 \times 267 \times 170 \times 25 = 1021275 > 675036.25 \rightarrow OK$	۱-۲- قسمت پهن ورق	۲- طراحی ورق روسری
$T = \frac{M_E}{d + \frac{(t_{T,pl} + t_{B,pl})}{2}} < \phi F_y b_2 t_{T,pl} = 0.9 \times 267 \times 130 \times 25 = 780975 > 675036.25 \rightarrow OK$	۲-۲- قسمت باریک ورق	
$T = \frac{M_E}{d + \frac{(t_{T,pl} + t_{B,pl})}{2}} < \phi F_y b t_{B,pl} = 0.9 \times 320 \times 200 \times 15 = 864000 > 675036.25 \rightarrow OK$		۳- طراحی ورق زیرسری
$F_{ca} = 1.5 \times 0.75 \times 0.6 F_{EXX} A_w = 1.5 \times 0.75 \times 0.6 \times 430 \times 0.707 \times 9 \times 130 = 240091.89$	۱-۴- جوش گوشه عرضی قسمت باریک	۴- طراحی جوش
$T - F_{ca} \leq 2 \times 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times A_w = 2 \times 0.75 \times 0.6 \times 430 \times 0.707 \times 9 \times 300 = 738744.3 > 434944.36 \rightarrow OK$	۲-۴- جوش گوشه طولی ورق روسری	
$T \leq 2 \times 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times A_w = 2 \times 0.75 \times 0.6 \times 430 \times 0.707 \times 280 \times 9 = 689494.68 > 675036.25 \rightarrow OK$	۳-۴- جوش گوشه ورق زیرسری	
$T/2 = 337518.12 \leq \phi V_n = 0.9 \times 0.6 F_y L_1 t_{sh} = 0.54 \times 280 \times 280 \times 10 = 423360 \rightarrow OK$		۵- کنترل طول ضلع افقی سخت‌کننده برای برش
$T/2 = 337518.12 \leq 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707 \times L_1 D_2 = 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 0.707 \times 9 \times 270 = 378821.2 \rightarrow OK$		۶- طراحی جوش اتصال بین بال تیر و ضلع افقی سخت‌کننده
$T/2 = 337518.12 \leq 2 \times 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707 \times L_1 D_1 = 2 \times 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 0.707 \times 6 \times 270 = 505095 \rightarrow OK$		۷- طراحی جوش گوشه دو طرفه بین اضلاع افقی و قائم سخت‌کننده
$T/2 = 337518.12 \leq 0.9 \times F_y t_{vs} H_1 = 0.9 \times 280 \times 140 \times 10 = 352800 \rightarrow OK$		۸- کنترل عرض ورق ضلع عمودی سخت‌کننده برای تنش کششی

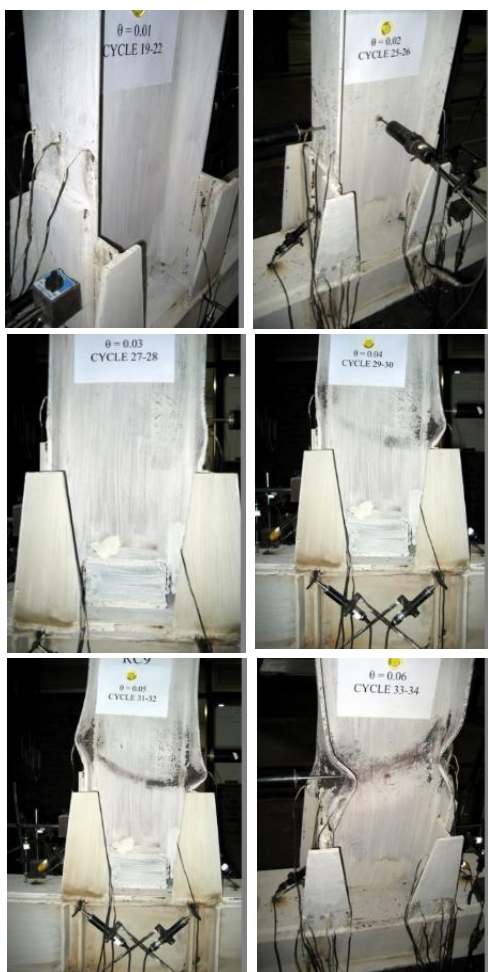


شکل ۷- تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای

به منظور شبیه سازی شرایط بارگذاری زلزله در اتصال خمشی تیر به ستون، از پروتکل بارگذاری شبه استاتیکی و چرخه‌ای چند مرحله‌ای مطابق آیین‌نامه لرزه‌ای آمریکا [۸] استفاده شد که با نرخ کرنش بسیار کم و نزدیک به صفر به نمونه اعمال گردید (شکل (۷)).

#### ۴- نتایج مشاهدات آزمایشگاهی

منحنی‌های هیستریزیس مدل‌های آزمایشگاهی قبل و پس از مقاوم‌سازی در شکل (۸) نشان داده شده است. نتایج حاصل از



شکل ۹- رفتار نمونه آزمایشگاهی (RC9) در طول آزمایش

## ۵- مطالعات عددی

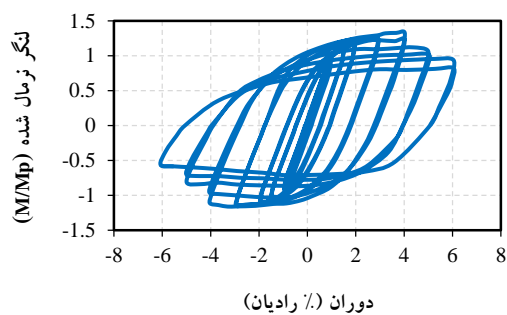
استفاده از مدل‌های عددی که با رفتار نمونه آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده باشد نکات بیشتری از یک تحقیق را فاش می‌سازد. در مطالعات عددی می‌توان نقاط با تمرکز تنش و تقاضای کرنش بالا را بررسی نموده و با استفاده از انجام مطالعات پارامتریک، پارامترهای مؤثر بر رفتار نمونه را ارزیابی کرد و تأثیر آن‌ها بر رفتار اتصال را مشاهده نمود. از این رو در قسمت مطالعات تحلیلی ابتدا صحت‌سنجی رفتار نمونه عددی با آزمایشگاهی و سپس تأثیر ابعاد اضلاع سخت‌کننده در عملکرد لرزه‌ای اتصال انجام می‌شود. در همین راستا ۱۰ نمونه عددی در مقیاس کامل در محیط ABAQUS مدل‌سازی و تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد تحلیل قرار گرفت.

۵-۱- مدل‌سازی اجزاء محدود و صحت‌سنجی آن با نتایج

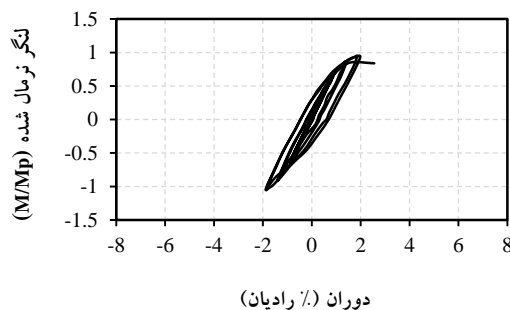
### نمونه آزمایشگاهی

در راستای معتبرسازی تحلیل‌های عددی، مدل عددی نمونه

آن نشان می‌دهد که اتصال مقاوم‌سازی شده توانسته است شرایط پذیرش قاب‌های خمشی ویژه بر اساس AISC [۸] که تحمل زاویه دوران ۰/۰۴ رادیان و حفظ مقاومت بیش از ۸۰٪ لنگر پلاستیک تیر در زاویه دوران مذکور می‌باشد را ارضا کند. این در حالیست که اتصال معیوب مرجع در تحقیقات Ghobadi و همکارانش [۲۴] قادر به تحمل زاویه دوران ۰/۰۲ رادیان در لحظه گسیختگی می‌باشد. رفتار اتصال در مراحل مختلف بارگذاری در شکل (۹) نشان داده شده است. رفتار نمونه تا دوران ۰/۰۱ رادیان الاستیک بود و پس از آن رفتار پلاستیک به ترتیب در بال و جان به وجود آمد. به سبب استفاده از تیر نسبتاً عمیق کمانش‌های بال و جان تیر به ترتیب از دوران ۰/۰۳ و ۰/۰۴ رادیان شروع شده و در دوران ۰/۰۵ رادیان به دلیل گسترش کمانش‌های موضعی بال و جان مقاومت اتصال کاهش ملموسی یافت و در نهایت در دوران ۰/۰۶ رادیان آزمایش متوقف شد. مفصل پلاستیک در ناحیه خارج از محدوده اتصال و در تیر تشکیل گردید که سبب شکل‌پذیر شدن ساز و کار گسیختگی اتصال گردید. همچنین هیچگونه ترکی در نواحی با تمرکز تنش مشاهده نشد. بنابراین بر اساس مفاهیم طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه، اتصال به عنوان عضو نیرو-کنترل و تیر به عنوان عضو تغییر مکان-کنترل رفتار می‌کند [۲۸].

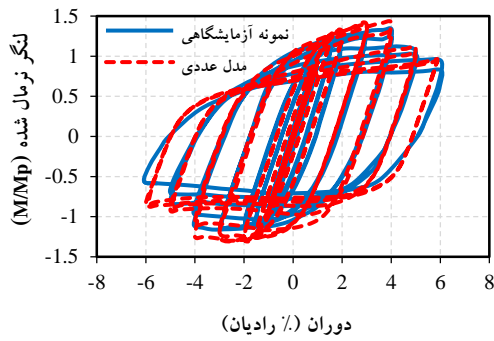


الف) مدل آزمایشگاهی



ب) نمونه معیوب [۲۴]

شکل ۸- منحنی هیستریزس



شکل ۱۱- مقایسه منحنی هیستریزیس بین نتایج نمونه آزمایشگاهی و مدل تحلیلی

شاخص‌ها پرداخته شده است. هرچه میزان شاخص گسیختگی کمتر باشد بیانگر پتانسیل رفتار شکل‌پذیر می‌باشد. شاخص مذکور از رابطه (۷) محاسبه می‌شود.

$$RI = \frac{PEEQ\ Index}{\exp(-1.5 \frac{\sigma_m}{\sigma_{eff}})} \quad (7)$$

در رابطه (۷)،  $\sigma_m$ ،  $\sigma_{eff}$  و PEEQ Index به ترتیب تنش میسر، تنش هیدرواستاتیک و شاخص کرنش پلاستیک معادل می‌باشند. این شاخص معیاری برای سنجش میزان تقاضای کرنش پلاستیک موضعی می‌باشد که از رابطه (۸) محاسبه می‌شود.

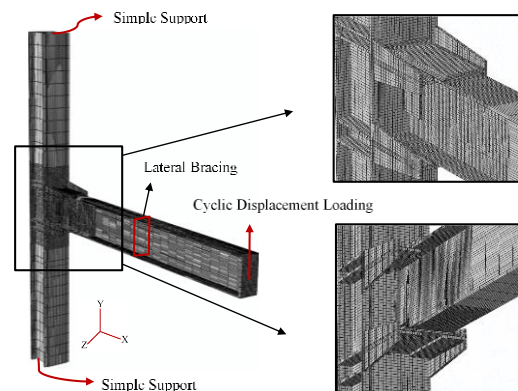
$$PEEQ\ Index = \frac{\sqrt{\frac{2}{3} \epsilon_{ij}^p \epsilon_{ij}^p}}{\epsilon_y} = \frac{\epsilon_p}{\epsilon_y} \quad (8)$$

در این رابطه  $\epsilon_{ij}^p$  کرنش پلاستیک عضو در امتداد  $i$  و  $j$  یا مقدار تانسور کرنش پلاستیک را مطرح می‌کند.

در مخرج رابطه (۷)، نسبت تنش هیدرواستاتیک به تنش میسر به عنوان نسبت تنش سه محوره معرفی می‌گردد. این شاخص برای گسیختگی شکل‌پذیر مصالحی همچون فولاد بسیار حائز اهمیت است. اگر مقدار  $\frac{\sigma_m}{\sigma_{eff}} < 1/5$  باشد سبب کاهش شدید در کرنش گسیختگی مصالح می‌شود. در صورتیکه این مقدار از  $1/5$  تجاوز کند، رفتار ترد به همراه خواهد داشت [۱۴].

مد گسیختگی اتصال، سختی مورد نیاز اتصال صلب و تقاضای کرنش پلاستیک در محدوده‌های بحرانی اتصال، معیارهای اصلی ارزیابی اتصالات خمشی هستند. به منظور بررسی جامع و دقیق‌تر عملکرد سخت‌کننده تی شکل در بهبود رفتار این نوع اتصال و همچنین وضعیت جوش اتصال ورق

آزمایشگاهی در نرم‌افزار ABAQUS ساخته شد [۲۹]. برای ساخت اجزاء این نمونه از المان سالیید هشت گرهی (C3D8) و با تکنیک انتگرال‌گیری کامل<sup>۷</sup> استفاده گردید. برای شبکه بندی از المان‌های شش وجهی (Hex) با تکنیک Structural Method انتخاب گردید. به منظور همگرا شدن پاسخ‌ها، ابعاد بهینه‌ها با سعی و خطا حاصل شد؛ بطوریکه با کوچک‌تر کردن ابعاد مش‌ها از یک حدی به بعد، پاسخ‌های مسأله تغییرات قابل توجهی نداشتند. در این راستا قسمت‌های تحت تنش بالا همچون جوش‌ها از مش‌های ریز و برای قسمت‌های با تنش کوچک که از محدوده اتصال دورتر هستند از مش‌های بزرگتر استفاده شد (شکل (۱۰)). صفحات اتصال اجزاء به یکدیگر دارای تماس سخت می‌باشند. مشخصات مصالح مورد استفاده نمونه عددی از جدول نتایج مربوط به آزمایش کشش قطعات فولادی اقتباس شده است. لذا نمودار تنش-کرنش به صورت دو خطی و با لحاظ کردن سخت‌شوندگی جنبشی (کینماتیکی) در مدل‌سازی استفاده گردید. چگالی فولاد ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب، مدول الاستیسیته شیب خط ناحیه الاستیک برابر با  $2 \times 10^5$  MPa و نسبت پواسون  $\nu = 0.3$  و جهت تعیین سطح تسلیم معیار فون میسز در نظر گرفته شد.

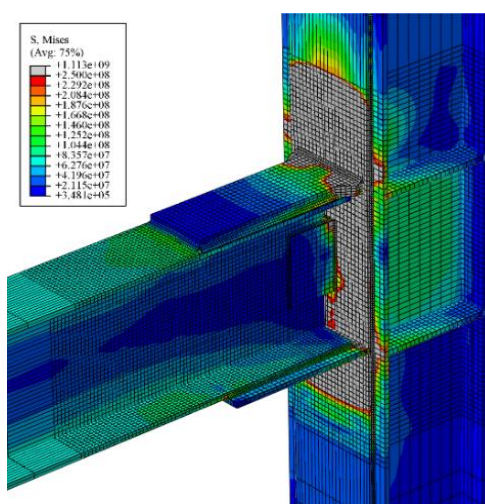


شکل ۱۰- الگوی مش‌بندی مدل عددی

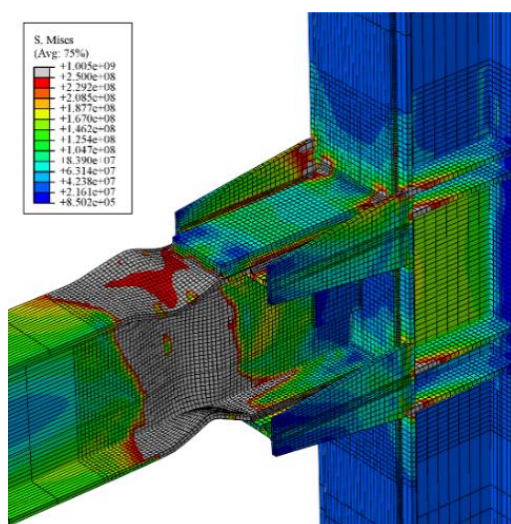
میزان انطباق منحنی هیستریزیس مدل تحلیلی و نمونه آزمایشگاهی در شکل (۱۱) مقایسه شده است. با تقریب مناسب می‌توان هیستریزیس‌های هر دو نمونه را منطبق دانست؛ بنابراین مدل عددی قادر به تخمین رفتار واقعی اتصال می‌باشد.

با توجه به اینکه شاخص‌های تنش، کرنش و گسیختگی به ارزیابی دلایل خرابی اتصال در روش اجزاء محدود کمک می‌کنند و تفسیر نتایج تحلیل مدل‌های اجزاء محدود را معنادار می‌نمایند، علاوه بر پاسخ‌کلی هیستریزیس اتصال به بررسی این

ارزیابی توزیع تنش فونمیسز در اتصال معیوب نشان می‌دهد که تنش‌های بر اتصال فراتر از تنش تسلیم رفته و از حد الاستیک خارج شده‌اند که سبب تشکیل مفصل پلاستیک در این ناحیه شده است. در نتیجه تمرکز تنش در گوشه‌های ورق روسری افزایش یافته و احتمال گسیختگی زود هنگام جوش این ناحیه انتظار می‌رود؛ در حالیکه استفاده از سخت‌کننده تی شکل سبب تسلیم بال و جان تیر، کماتش‌های موضعی آن در مفصل پلاستیک و در نتیجه باعث کاهش مقاومت در مفصل پلاستیک می‌شود؛ همان‌طور که این کاهش مقاومت در نمودار هیستریزس نیز مشهود است و رفتار شکل‌پذیر اتصال از این موضوع نشأت می‌گیرد (شکل (۱۳)).



الف) اتصال معیوب

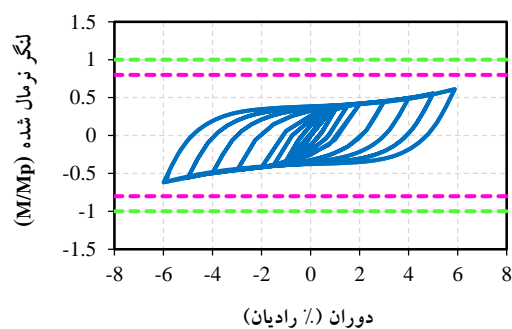


ب) اتصال مقاوم شده

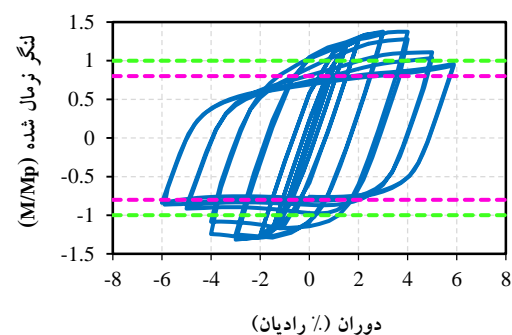
شکل ۱۳- توزیع تنش فونمیسز و نمای تغییر شکل یافته در پایان چرخه بارگذاری اجزاء محدود

روسری به ستون در دو حالت قبل و پس از مقاوم‌سازی، یک نمونه اتصال معیوب با ستون دویل ساخته و با استفاده از شاخص‌های خسارت به ارزیابی وضعیت پتانسیل گسیختگی جوش اتصال ورق روسری به ستون و معیارهای پذیرش آیین‌نامه [۲۲] پرداخته شد.

نتایج منحنی هیستریزس نمونه‌های معیوب و مقاوم‌شده تحت بارگذاری چرخه‌ای در شکل (۱۲) نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که بر اساس منحنی هیستریزس اتصال معیوب، ماکزیمم لنگر قابل تحمل کمتر از ظرفیت پلاستیک تیر می‌باشد که به معنای قرارگیری آن در گروه اتصالات نیمه صلب می‌باشد. در حالیکه پس از مقاوم‌سازی حداکثر لنگر مقاوم بیش از ظرفیت پلاستیک تیر می‌باشد که به معنای قرارگیری اتصال در گروه اتصالات مقاوم خمشی می‌باشد. علاوه بر این هر دو اتصال زاویه دوران  $0.4/0$  رادیان را تجربه کرده‌اند؛ با این تفاوت که در اتصال معیوب، میزان مقاومت اتصال کمتر از  $80\%$  ظرفیت لنگر پلاستیک تیر می‌باشد. در حالیکه پس از مقاوم‌سازی مقدار لنگر قابل تحمل در دوران مذکور بیش از مقدار یاد شده می‌باشد. در نتیجه شرایط پذیرش ضوابط آیین‌نامه [۲۲] جهت استفاده در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه را دارد.



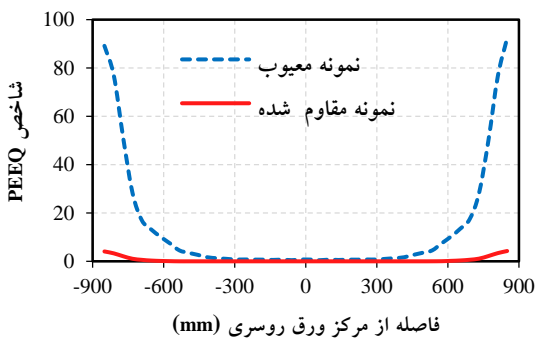
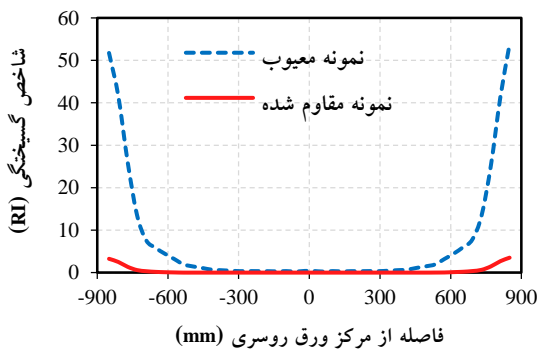
الف) اتصال معیوب



ب) اتصال مقاوم شده

شکل ۱۲- مقایسه منحنی‌های هیستریزس

با توجه به شکل (۱۵) مشاهده می‌شود که تقویت اتصال به کمک سخت‌کننده جانبی تی‌شکل سبب کاهش قابل ملاحظه شاخص گسیختگی در جوش اتصال ورق روسری به ستون مخصوصاً در قسمت‌های کناری جوش گردید. شاخص کرنش پلاستیک معادل نیز نشان داد که بیشترین تقاضای کرنش در نقاط کناری جوش اتصال معیوب و کمترین تقاضای کرنش در اتصال مقاوم شده رخ داده است بنابراین مقاوم‌سازی اتصال به روش پیشنهادی، سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای آن می‌شود و نقطه ضعف اتصال معیوب را حل می‌کند.

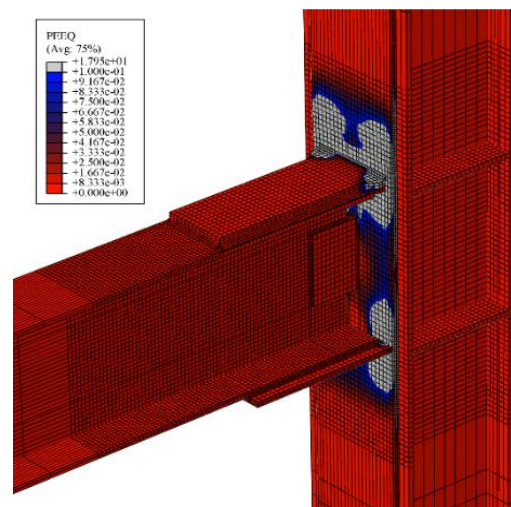


شکل ۱۵- مقایسه شاخص‌های گسیختگی و کرنش پلاستیک معادل در جوش ورق روسری مدل‌های معیوب و تقویت شده متناظر با دوران ۰/۰۴ رادیان

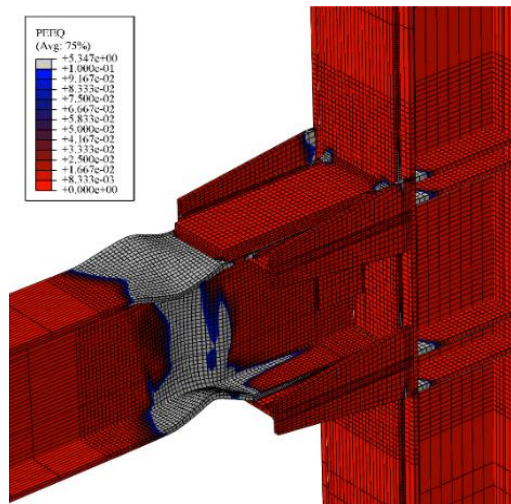
## ۲-۵- تعیین میزان صلبیت اتصال

آیین‌نامه [۲۲] سختی اتصال را بر اساس نمودار لنگر- دوران گره اتصال به سه دسته صلب، نیمه صلب و ساده طبقه‌بندی می‌کند. چنانچه  $K_S \geq 20 \frac{EI}{L}$  باشد اتصال از نوع صلب، چنانچه  $K_S \leq 2 \frac{EI}{L}$  باشد اتصال از نوع ساده و در صورتیکه  $2 \frac{EI}{L} \leq K_S \leq 20 \frac{EI}{L}$  باشد، اتصال نیمه صلب خواهد بود. مقایسه پوش منحنی لنگر- دوران گره اتصال در دو نمونه معیوب و مقاوم شده در شکل (۱۶) نشان می‌دهد که اتصال معیوب در گروه نیمه صلب طبقه‌بندی می‌شود؛ در حالیکه مقاوم‌سازی به

شکل (۱۴) توزیع شاخص PEEQ را در اتصالات معیوب و مقاوم شده نشان می‌دهد. نتایج حاکی از تقاضای بسیار زیاد کرنش پلاستیک در ناحیه اتصال نمونه معیوب از جمله ورق پوشش ستون و جوش اتصال ورق روسری به ستون می‌باشد در حالیکه در نمونه مقاوم شده، تقاضای کرنش ناچیزی در محدوده اتصال از جمله سخت‌کننده‌ها و جوش‌های اتصال بود و در مناطق بسیار محدود مشاهده شد. همچنین تقاضای کرنش پلاستیک در چشمه اتصال و ستون مشاهده نشد. بنابراین آسیب ناحیه اتصال و ناحیه چشمه اتصال حداقل بوده و مفصل پلاستیک ایجاد شده در تیر از آسیب به ناحیه اتصال و ناحیه چشمه اتصال ستون جلوگیری می‌کند.



الف) اتصال معیوب

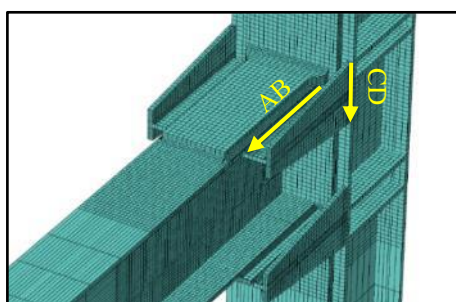


ب) اتصال مقاوم شده

شکل ۱۴- تقاضای کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) در پایان چرخه بارگذاری اجزاء محدود

جدول ۳- مشخصات هندسی سخت‌کننده‌ها به منظور آنالیز حساسیت

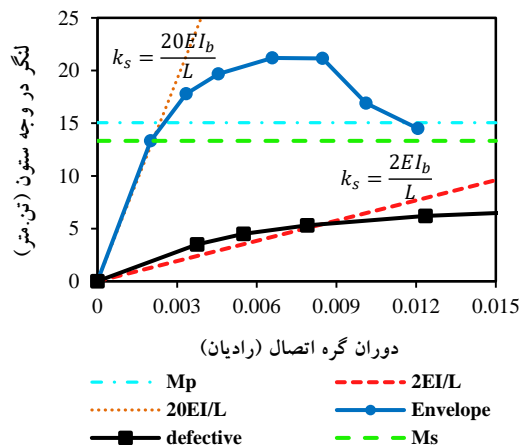
مشخصات مدل		مشخصات مدل	
نام مدل	المان قائم	نام مدل	المان قائم
RC-H-1	$0.7L_1$	RC-L-1	$L_1$
RC-H-2	$0.8L_1$	RC-L-2	$L_1$
RC-H-3	$0.9L_1$	RC-L-3	$L_1$
RC-H-4	$1.1L_1$	RC-L-4	$L_1$



شکل ۱۷- خطوط بحرانی مدل‌های مختلف

با توجه به شکل (۱۸) که بیانگر تغییرات شاخص‌های خسارت در نمونه‌های با طول اضلاع متغیر سخت‌کننده و در محل جوش نفوذی اتصال ضلع عمودی سخت‌کننده به بال ستون می‌باشد، میزان بیشینه شاخص تنش سه محوره در ابتدای خط بحرانی حاکی از بالا بودن میزان تنش‌های اصلی این ناحیه و در نتیجه پتانسیل شکست ترد این قسمت نسبت به سایر قسمت‌ها می‌باشد. مقایسه منحنی‌های شاخص تنش سه محوره نمونه‌ها نشان می‌دهد که افزایش طول سخت‌کننده افقی از  $0.7H_1$  تا مقدار طراحی شده  $H_1$  سبب کاهش تنش‌های سه محوره شده و پس از آن مجدداً افزایش یافته است. بنابراین افزایش طول تا یک حد مشخص باعث بهبود رفتار اتصال شده و پس از آن اثر سوء بر رفتار اتصال می‌گذارد. منحنی توزیع شاخص کرنش پلاستیک معادل و گسیختگی نشان داد که در همه نمونه‌ها، به دلیل تمرکز تنش که در گوشه‌های جوش بخصوص گوشه بالایی ضلع عمودی سخت‌کننده رخ داده است، مقادیر کرنش پلاستیک معادل و گسیختگی بیشتر از سایر نقاط این قسمت از اتصال می‌باشد. مشاهده می‌شود که با افزایش

روش پیشنهادی، سبب افزایش سختی اتصال شده و در گروه اتصالات با صلبیت کامل قرار می‌گیرد.



شکل ۱۶- مقایسه پوش منحنی لنگر-دوران گره اتصال برای نمونه معیوب و مقاوم شده

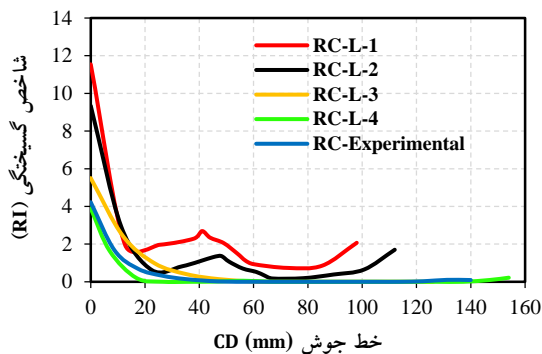
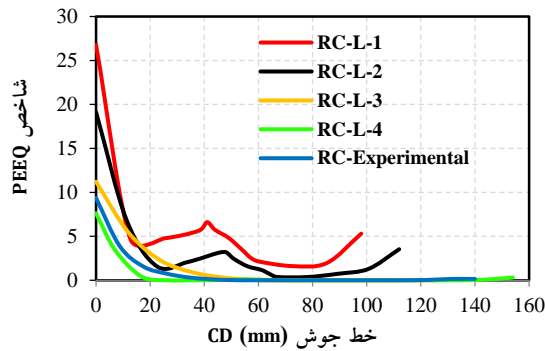
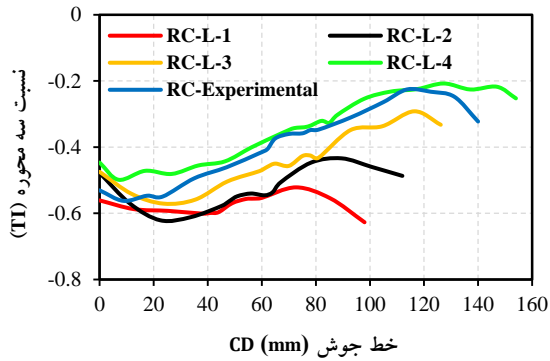
### ۳-۵- مطالعه پارامتریک بر روی ابعاد سخت‌کننده‌های تی شکل

به منظور کنترل دقت و صحت روش طراحی پیشنهاد شده مطالعات تحلیلی بر روی ابعاد سخت‌کننده انجام شد. به همین دلیل، دو گروه نمونه مدل‌سازی شدند. در گروه اول اندازه ضلع عمودی سخت‌کننده ثابت و ضلع افقی آن با درصد‌های گوناگون از اندازه طراحی شده در نظر گرفته شد. ضمن آنکه گروه دوم برعکس گروه اول می‌باشد (جدول (۳)). ابعاد سایر ادوات اتصال همانند نمونه آزمایشگاهی در نظر گرفته شد. همه نمونه‌های پارامتریک تحت بارگذاری چرخه‌ای [۸] قرار گرفتند تا امکان بررسی دقیق اثرات کمانش، تسلیم، تمرکز تنش و تغییرات سختی چرخه‌ای وجود داشته باشد. در مجموع هشت مدل عددی به منظور مطالعه و آنالیز حساسیت در نظر گرفته شده است.

### ۳-۵-۱- بررسی پاسخ شاخص‌های خسارت در مقاطع بحرانی اتصال

شاخص‌های بررسی شده این قسمت در زاویه دوران  $0.04$  رادیان و در خطوط بحرانی نشان داده شده مطابق شکل (۱۷) صورت گرفته است. این خطوط در مکان‌هایی با تقاضای مقدار تنش و کرنش پلاستیک بالا که پتانسیل زیادی برای آسیب رساندن به قطعه وجود دارد، مورد توجه قرار گرفته‌اند.

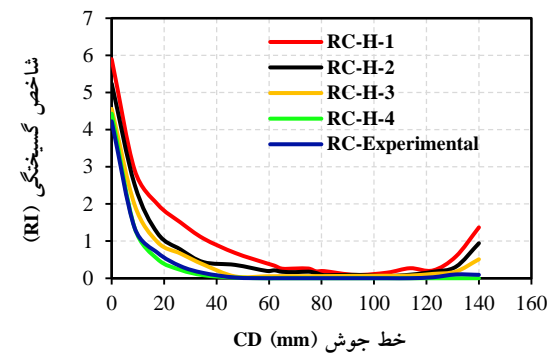
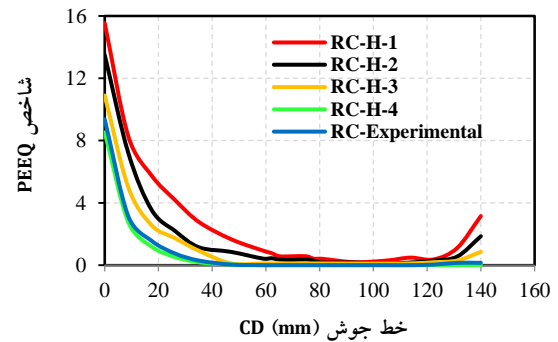
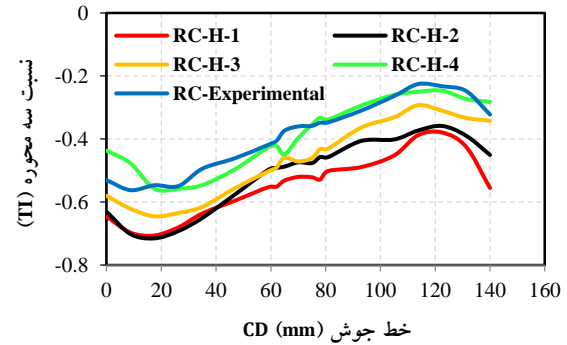
در ابتدای خط بحرانی است که حاکی از بالا بودن میزان تنش‌های این ناحیه می‌باشد. بنابراین پتانسیل شکست ترد در ابتدا بیشتر از سایر نقاط می‌باشد. همچنین افزایش ابعاد ضلع عمودی سخت‌کننده سبب کاهش آهنگ تغییرات شاخص‌ها می‌شود به طوریکه اختلاف بین نتایج نمونه طراحی شده (RC-Experimental) و RC-L-4 به کمتر از ۰.۵٪ می‌رسد.



شکل ۱۹- مقایسه شاخص‌های خسارت در محل جوش اتصال ضلع عمودی سخت‌کننده به بال ستون در اثر تغییر ارتفاع ضلع عمودی سخت‌کننده

منحنی‌های توزیع تنش فون میسر نرمال شده در محل اتصال ضلع افقی سخت‌کننده به بال ستون در همه مدل‌ها نقاط انتهایی محدوده غیرالاستیک را تجربه کرده‌اند. نشان می‌دهد که افزایش طول ضلع افقی سخت‌کننده به دلیل

طول ضلع افقی سخت‌کننده ضمن شدن از مقدار کرنش‌ها که به معنای کاهش پتانسیل شکست در ناحیه مورد بررسی می‌باشد، از آهنگ تغییرات آن نیز کاسته می‌شود. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که نمونه آزمایشگاهی در وضعیت مطلوبی از نظر ابعاد قرار دارد.



شکل ۱۸- مقایسه شاخص‌های خسارت در محل جوش اتصال سخت‌کننده قائم به بال ستون در اثر تغییر طول ضلع افقی سخت‌کننده

شاخص‌های خسارت در محل جوش اتصال ضلع عمودی سخت‌کننده به بال ستون در شکل (۱۹) نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که افزایش ابعاد ضلع بزرگ‌تر سخت‌کننده عمودی سبب کاهش شاخص‌ها و در نتیجه کاهش پتانسیل گسیختگی محل بررسی می‌شود. میزان بیشینه این شاخص‌ها

ارزیابی قرار گرفت. نتایج زیر از این تحقیق حاصل گردید:

۱- امکان اجرای قطعه تقویتی سخت‌کننده تی‌شکل در کارگاه و سهل بودن فرآیند جوشکاری آن می‌باشد.

۲- مقایسه منحنی‌های هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی بیانگر صحت روش مدل‌سازی نمونه‌های تحلیلی می‌باشد.

۳- مقایسه نتایج حاصل از توزیع تنش نمونه‌های اتصال معیوب و مقاوم شده نشان داد که با تقویت اتصال، مفصل پلاستیک از بر ستون فاصله گرفته است که به معنای تبدیل ساز و کار شکست ترد جوش اتصال به گسیختگی شکل‌پذیر تسلیم فولاد در قسمت مفصل پلاستیک می‌باشد که بیانگر بهبود رفتار اتصال و کاهش تقاضای تنش می‌باشد.

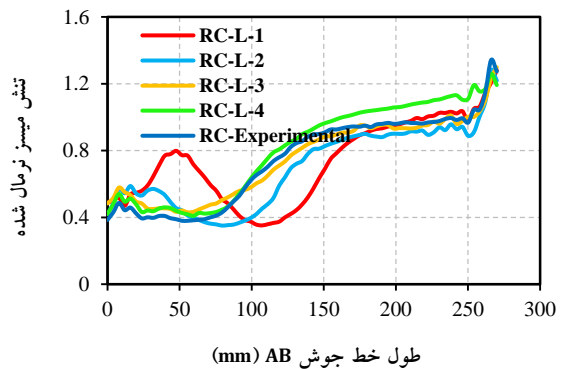
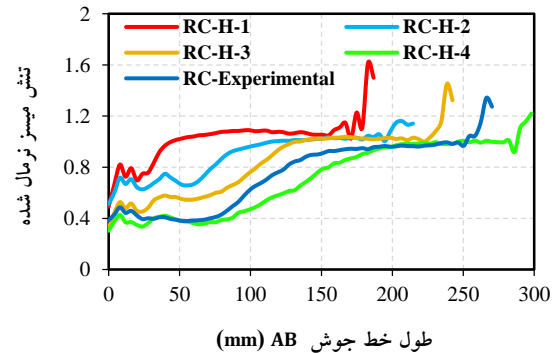
۴- نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی و تحلیلی بیانگر رفتار لرزه‌ای قابل قبول روش مقاوم‌سازی و پذیرش الزامات قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه بر اساس آیین‌نامه‌های آمریکا و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان می‌باشد؛ در حالیکه اتصال معیوب دارای رفتار ناپایدار و با شکست ترد بود.

۵- مقاوم‌سازی به روش پیشنهادی سبب خروج و یا کاهش باربری جوش معیوب اتصال ورق روسری به ستون از چرخه باربری شد که پتانسیل گسیختگی آن از مدهای گسیختگی حذف شد.

۶- با توجه به پوش منحنی لنگر- دوران گره اتصال، نمونه مقاوم شده جزء اتصالات کاملاً مقاوم و صلب تلقی می‌شود؛ در حالیکه اتصال معیوب دارای عملکرد نیمه صلب و در آستانه مفصلی می‌باشد.

۷- آنالیز حساسیت ابعادی نشان داد که با افزایش ضلع افقی سخت‌کننده، شاخص‌های کرنش پلاستیک معادل و گسیختگی در محل اتصال سخت‌کننده قائم به ستون کاهش می‌یابد. اما شاخص تنش سه محوره تا حد مشخصی کاهش یافته و پس از آن مجدداً زیاد می‌شود. در حالیکه با افزایش مقادیر ارتفاع ضلع عمودی سخت‌کننده، شاخص‌های کرنش پلاستیک معادل، گسیختگی و تنش سه محوره کاهش می‌یابد. همچنین میزان تنش در محل اتصال قسمت افقی سخت‌کننده به بال تیر با افزایش طول کاهش می‌یابد. در حالیکه میزان تنش در محل اتصال قسمت افقی سخت‌کننده به بال تیر با افزایش ارتفاع، به دلیل افزایش سختی، زیاد می‌شود. بنابراین تا یک سختی مشخصی تنش‌ها در حد الاستیک باقی می‌مانند. در نتیجه نمونه طراحی شده در وضعیت مطلوبی قرار دارد.

افزایش سطح مقطع، سبب کاهش تنش شده است؛ این درحالیست که با افزایش ارتفاع ضلع عمودی سخت‌کننده، مقادیر تنش‌های این ناحیه به سبب افزایش سختی اتصال و جذب انرژی بیشتر، افزایش یافته است. بنابراین افزایش ابعاد ضلع افقی سخت‌کننده تا مقدار طراحی شده باعث می‌شود که جوش در محدوده الاستیک باقی بماند و ابعاد بزرگتر از آن سبب جذب انرژی بیشتر و در نتیجه تسلیم شدگی بیشتر محدوده مورد بررسی می‌شود (شکل ۲۰).



شکل ۲۰- توزیع تنش فون میسر در محل جوش اتصال ضلع افقی سخت‌کننده به بال تیر

## ۶- نتیجه‌گیری

در پژوهش صورت گرفته یک دیتیل اجرایی برای مقاوم‌سازی اتصالات خمشی WFP متصل شده به ستون‌های مزدوج I ارائه شد و به صورت عددی و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت. در واقع با وجود ستون مزدوج I شکل، استفاده از سخت‌کننده‌های جانبی تی‌شکل توانست رفتار لرزه‌ای این اتصال را بهبود دهد و این جزئیات خاص نتوانست مانع استفاده از این روش مقاوم‌سازی شود. همچنین روش طراحی سخت‌کننده تی شکل ارائه شد و با مطالعات پارامتریک کیفیت نتایج آن مورد

- [15] Farooghi Mehr, S.M.R. and Ghobadi, M.S. (2017), "Seismic performance of retrofitted WFP connections joined to box column using ribs", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 137, pp. 297-310.
- [16] Mirzaie Abar, B., Ghobadi, M.S. and Ahmady Jazany, R. (2020), "Double shear bolted bracket moment connections, part 2: Four-bolt configuration response evaluation", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 174, pp. 106281.
- [17] Mazroee, A., Simonian, W. and Eshghi, M.N. (1999), "Experimental evaluation of rigid welded connections used in Iran", *Building and Housing Research Center (BHRC)*.
- [18] Deylami, A. and Yakhchalian, M. (2008), "Behavior of Two-way Steel Moment Connections with Side Plates and Double-I Built-up Columns under Cyclic Loading", In the 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [19] Deylami, A. and Yakhchalian, M. (2008), "Comparison between "Common Moment Connection" and Moment Connection with Side Plates for Double-I Built-up Columns", In the 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [20] Rajabi, M.J.H., Karimi, M.S. and Kafi, M.A. (2016), "A new model for beam rigid connection to double I-shaped column's web", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 127, pp. 204-220.
- [21] Sazmand, E. and Aghakouchak, A.A. (2012), "Modeling the panel zone in steel MR frames composed of built-up columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 77, pp. 54-68.
- [22] ANSI/AISC 360-16, (2016), Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois, USA.
- [23] FEMA-355D, (2000), State of the Art Report on connection performance, Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management agency, California.
- [24] Ghobadi, M.S., Mazroi, A. and Ghassemieh, M. (2009), "Cyclic response characteristics of retrofitted moment resisting connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 586-598.
- [25] قبادی، م.س. (۱۳۸۷). "بررسی رفتار چرخه‌ای اتصالات خمشی تقویت شده با ورق"، رساله دکتری دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران.
- [26] Iran's building national code, (2013), The tenth section, design and construction of steel structures, Collecting and Promoting Office of Building National Codes.
- [27] AWS D1.1/D1.1M., Structural welding code-ateel, (2015), American Welding Society.
- [28] ASCE/SEI 41-13, (2014), Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, American Society of Civil Engineers.
- [29] Hibbitt H.D, Karlsson B.I, Sorensen E.P, ABAQUS user's manual, Version 6.14.
- [1] Mahin, S.A. (1998), "Lessons from damage to steel buildings during the Northridge earthquake", *Engineering structures*, Vol. 20, pp. 261-270.
- [2] Miller, D.K. (1998), "Lessons learned from the Northridge earthquake", *Engineering structures*, Vol. 20, pp. 249-260.
- [3] Ting, L.C., Shanmugam, N.E. and Lee, S.L. (1991), "Box-Column to I-Beam Connections with External Stiffeners", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 18, pp. 209-26.
- [4] Shanmugam, N.E., Ting, L.C. and Lee, S.L. (1991), "Behavior of I Beam to Box Column Connections Stiffened Externally and Subjected to Fluctuating Loads", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 20, pp. 129-48.
- [5] Lee, S.L., Ting, L.C. and Shanmugam, N.E. (1993), "Use of External T-Stiffeners in Box Column to I-Beam Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 26, pp. 77-98.
- [6] Shanmugam, N.E., Ting, L.C. and Lee S.L. (1994), "Non-linear analysis of I-beam to box-column connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 28, pp. 257-78.
- [7] Shin, K.J., Kim, Y.J. and Oh, Y.S. (2008), "Seismic behavior of composite concrete-filled tube column-to-beam moment connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, pp. 118-27.
- [8] ANSI/AISC 341-16, (2016), Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction (AISC).
- [9] Ahmady Jazany, R. and Ghobadi, M.S. (2018), "Seismic evaluation and upgrading details of plate-reinforced moment-resisting connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 150, pp. 230-48.
- [10] Ghobadi, M.S. and Ahmady Jazany, R. (2019), "Seismic demand assessment of code-designed continuity plate in panel zone", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 17, pp. 891-926.
- [11] Ghobadi, M.S., Ghassemieh, M., Mazroi, A. and Abolmaali, A. (2009), "Seismic performance of ductile welded connections using T-stiffener", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 766-75.
- [12] Shiravand, M.R. and Deylami, A. (2016), "Experimental study on steel built-up column moment connections with top and bottom trapezoidal side plates", *Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 25, pp. 1073-88.
- [13] Hancock, J.W. and Mackenzie, A.C. (1976), "On the mechanisms of ductile failure in high-strength steels subjected to multi-axial stress-states", *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 24, pp. 147-69.
- [14] El-Tawil, S., Mikesell, T., Vidarsson, E. and Kunnath, S. (1998), "Strength and ductility of FR welded-bolted connections", *SAC Report*, Vol. 1998, pp. 98-101.

بی نوشت

- <sup>1</sup> Northridge  
<sup>2</sup> Complete joint penetration  
<sup>3</sup> Reduced beam section  
<sup>4</sup> Concrete-filled tube  
<sup>5</sup> Welded flange plate  
<sup>6</sup> Heat affected zone  
<sup>7</sup> Full integration

