

مطالعه تحلیلی تأثیر ورق‌های تقویتی در بهبود عملکرد لرزه‌ای غیرخطی اتصال خمشی تیر پیوند به ستون در قاب‌های مهاربندی واگرا

حامد صفاری^۱، عباس سیوندی پور^{۲*}، الناز مولایی^۳

۱-استاد، دانشکده فنی مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر، کرمان، ایران

۲-استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه‌برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۳-دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران و نقشه‌برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

چکیده

در سیستم قابهای مهاربندی شده واگرا، شکل پذیری مورد نیاز و نیز بخش عمده‌ای از جذب و استهلاک انرژی سیستم، توسط تیر پیوند صورت می‌پذیرد. توانایی تیر پیوند در جذب و استهلاک انرژی بستگی به مشخصات و جزئیات هندسی آن دارد. بسیاری از آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های طراحی سازه‌های فولادی از جمله مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، پیشنهادی برای اتصال گیردار تیر پیوند متصل به ستون در قاب‌های با مهاربند واگرا مطرح نکرده‌اند. لذا طراحی اتصالات پیوند به ستون در قاب‌های مقاوم در برابر زمین لرزه، با مهاربندی واگرا به صورت یک مشکل حل نشده باقی مانده است. در مقاله حاضر به مطالعه تحلیلی تأثیر افزودن ورق‌های تقویتی در بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصال گیردار تقویت نشده تیر پیوند و برآورده کردن نیاز شکل‌پذیری اتصال با استفاده از روش اجزای محدود پرداخته شده است. در این تحقیق معیار تشخیص شکست نمونه‌ها از تطبیق نتایج آزمایش‌ها با معیار کرنش پلاستیک حداکثر، معرفی گردیده است. اتصالات جوشی تیر پیوند به ستون، قبل از دوران لازم تیر پیوند، مستعد شکست در بال تیر پیوند می‌باشند لذا سه تیپ ورق تقویتی جهت به تأخیر انداختن شکست در اتصال بررسی شده است. رفتار اتصالات تقویت شده نشان داد که ورق تقویت‌کننده مثلثی شکل بهترین عملکرد را دارد.

کلمات کلیدی: قاب مهاربندی واگرا، تیر پیوند، مدل‌سازی اجزای محدود، بهبود عملکرد، دوران پلاستیک

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/JSCE.2017.93094.1270	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/JSCE.2017.93094.1270	۱۳۹۸/۰۴/۰۱	۱۳۹۶/۰۹/۲۶	۱۳۹۶/۰۹/۲۶	۱۳۹۶/۰۹/۱۴	۱۳۹۶/۰۴/۳۰
			عباس سیوندی پور		*نویسنده مسئول:
			sivandi@kgut.ac.ir		پست الکترونیکی:

Analytical Assessment of Effects of Cover Plates on Improvement the Seismic Nonlinear Behavior of Moment Link to Column Connections in Eccentrically Braced Frames

Hamed Saffari¹, Abbas Sivandipour^{2*}, Elnaz Molaei³

1- Professor, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Shahid Bahonar University, Kerman, Iran

2- Assistant Professor, Faculty of Civil and Geomatics Engineering, Kerman Graduate University of Advanced Technology, Kerman, Iran

3- M.Sc. Student in Structural Engineering, Faculty of Civil and Geomatics Engineering, Kerman Graduate University of Advanced Technology, Kerman, Iran

ABSTRACT

Many codes and regulations for designing of steel structures the same as 10th part of Iranian national buildings code don't offer any solution link-to-column connection in eccentric braced frames. In eccentrically braced frames (EBF), required ductility and a major part of absorption and energy depreciation is done by link to column connection. The ability of link in absorb and depreciate energy is depended on specification and geometric details. So design of link-to-column connection in resistant frames to earthquake with eccentrically braced frames remains an unsolved problem. This paper is discussing about the effect of adding cover plates on improving the seismic behavior of not reinforced moment connection of the link beam and preparing the ductility demand of connection by finite elements method. In this paper the model fracture recognition is introduced with adopting the experimental results with the maximum plastic strain index. Welded link-to-column connections have the potential to fracture in the wing of link beam, before adequate rotation. So three types of cover plates are assessed to delay the fracture of connection. The result was that the triangular cover plates have the best performance. The result was that the triangular cover plates have the best performance. The result was that the triangular cover plates have the best performance.

ARTICLE INFO

Received: 21/07/2017

Revised: 05/12/2017

Accepted: 17/12/2017

Keywords:

Eccentrically braced frames, Link-to column connections, Finite element analysis, Plastic rotation.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2017.93094.1270

*Corresponding author: Abbas Sivandipour
Email address: sivandi@kgut.ac.ir

۱- مقدمه

در زلزله‌های ۱۹۹۴ نورتریج و ۱۹۹۵ کوبه، اتصالات خمشی آسیب‌های بسیار گسترده‌ای دیدند، این مسئله باعث ایجاد نگرانی‌های زیادی در مورد رفتار این اتصالات هنگام وقوع زلزله‌های شدید گردید. در نتیجه رفتار ضعیف اتصالات خمشی، تحقیقات گسترده‌ای در رابطه با عملکرد این اتصالات صورت گرفت و باعث تغییرات عمده در روش‌های طراحی ارائه شده در آیین‌نامه‌های ساختمانی گردید. با وجود این در مورد اتصالات گیردار تیر پیوند به ستون تحقیقات کمی صورت پذیرفته است. پوپوف و همکارانش بیان کردند که قاب‌های مهاربندی واگرا (EBF) در مقایسه با دیگر سیستم‌های باربر جانبی، نیازهای طراحی لرزه‌ای، یعنی سختی و شکل‌پذیری، را به خوبی تأمین می‌نمایند [۱-۳]. این قاب‌ها تحت زلزله‌های خفیف و متوسط، سختی زیاد و در برابر زلزله‌های شدید، شکل‌پذیری مناسبی از خود بروز می‌دهند. آیین‌نامه AISC 2016 [۴] ضوابطی را برای حصول اطمینان از عملکرد شکل‌پذیر سیستم EBF و اینکه تغییر شکل پلاستیک، ابتدا در تیرهای پیوند اتفاق بیفتد، ارائه کرده است. طبق این ضوابط باید امکان دستیابی به دوران پلاستیک تعیین شده توسط آیین‌نامه در تیر پیوند قبل از شکست در اتصال فراهم آید. انگلهارت و پوپوف دو نمونه تیر پیوند با طول‌های متفاوت که به جان ستون متصل بودند را آزمایش کردند. این نمونه‌ها به صورت زود هنگام و در اثر شکستن جوش‌های نفوذی متصل‌کننده‌ی بال تیر پیوند به صفحه پیوستگی خراب شدند. نتایج متناقض و رفتار سؤال‌برانگیز اتصالات تیر به جان ستون در قاب‌های خمشی باعث شد تا انگلهارت و پوپوف توصیه کنند که نباید از اتصال تیر پیوند به جان ستون استفاده شود [۵ و ۶]. آرک، شانزده تیر پیوند جداگانه را با ۴ مقطع بال پهن مختلف و طول‌های متفاوت آزمایش کرد. آرک در آزمایش‌های خود وقوع شکست جان که از انتهای جوش اتصال‌دهنده‌ی سخت‌کننده به جان آغاز می‌شد را مشاهده نمود [۷]. پرینز و ریچاردز تأثیر کاهش مقطع جان در کاهش نیروهایی که می‌تواند در بال تیر پیوند در بر اتصال ایجاد شود را بررسی کردند. آن‌ها نوزده مدل اجزای محدود از تیرهای پیوند برشی با درصد‌های مختلف کاهش جان و الگوهای مختلف سوراخ گذاری در جان و هم‌چنین اندازه سوراخ‌های مختلف ساختند و تحت بار چرخه‌ای تحلیل نمودند. ایجاد سوراخ در جان تیر پیوند مقادیر تنش و کرنش بال تیر پیوند در محل اتصال را کاهش داد اما کرنش‌های پلاستیک و تنش سه محوری در جان به خصوص در لبه سوراخ‌ها را افزایش داد. آن‌ها پیش‌بینی کردند که تیرهای پیوند با جان کاهش‌یافته، ظرفیت دورانی مساوی و یا کمتر از تیرهای پیوند بدون کاهش جان دارند. این تحقیق نشان داد که کاهش مقطع جان روش مطمئنی برای حل مشکل اتصالات تیر پیوند به ستون نیست [۸]. برمن و همکاران، ایده‌ی مقطع کاهش‌یافته (RBS) را بر تیرهای پیوند در قاب‌های مهاربندی واگرا اعمال کردند و تأثیر آن را در افزایش شکل‌پذیری اتصالات تیر پیوند متصل به ستون بررسی نمودند. نتایج مطالعات پارامتریک ایشان به کمک اجزای محدود روی تیرهای پیوند نشان داد که اعمال کاهش مقطع می‌تواند کرنش‌های پلاستیک در انتهای تیر پیوند را به مقدار زیادی کاهش دهد. مقدار کاهش کرنش پلاستیک در انتهای تیرهای پیوند خمشی و متوسط بیشتر از تیرهای پیوند برشی بود [۹]. حسینی و قدرتی به بررسی پتانسیل خرابی پیش‌رونده در قاب‌های با مهار واگرا و قاب‌های با مهاربند‌های کمانش‌ناپذیر پرداختند. مطابق با نتایج این محققین میزان آسیب‌پذیری قاب‌های با مهاربند کمانش‌ناپذیر در خرابی پیش‌رونده بیشتر از قاب‌های با مهاربند واگرا است [۱۰]. مونتری و همکاران به بررسی تأثیر شکل‌های مختلف مهاربندی در رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی دوگانه با مهاربندی واگرا پرداختند. این محققین، رفتار لرزه‌ای ۱۲ نوع سیستم مهاربندی را با تحلیل دینامیکی افزایشنده ارزیابی کردند [۱۱]. باسکو و همکاران در تحقیقات خود تأثیر طول تیر پیوند و ارتفاع سازه در عملکرد قاب‌های مهاربندی واگرا را ارزیابی کردند [۱۲].

عملکرد مناسب قاب‌های مهاربندی واگرای فولادی در بسیاری از تحقیقات اثبات شده است، با این حال اگر تیر پیوند به ستون متصل باشد جزئیات از پیش تأیید شده‌ای برای اتصال آن بخصوص در پیوند خمشی در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران ارائه نشده است [۱۳]. آزمایش‌ها نشان داده‌اند که اتصالات جوشی تیر پیوند به ستون، قبل از رسیدن تیر پیوند به دوران لازم، مستعد شکست در بال تیر پیوند می‌باشند. در این تحقیق ابتدا دو نمونه از مدل‌های آزمایشگاهی ارائه شده توسط اوکاواکی [۱۴] توسط نرم‌افزار ABAQUS [۱۵] مدل‌سازی و صحت مدل‌سازی به اثبات رسیده است. سپس برای جلوگیری از افزایش حجم محاسبات لحظه شکست نمونه‌های آزمایشگاهی با معیار کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) تخمین زده شده است. شکست ده نمونه آزمایشگاهی دیگر، با معیار PEEQ به دست آمده در مرحله قبل توسط تحلیل اجزا محدود تخمین زده شده و مقایسه آن‌ها با نتایج آزمایش‌ها تأیید شده است. در پایان جهت افزایش ظرفیت

دورانی تیرها به حدود موردنیاز آیین‌نامه‌ها سه نمونه ورق تقویتی انتخاب و به اتصال اضافه شده است. نتایج نشان داد که ورق تقویتی مثلثی عملکرد مناسب‌تری نسبت به سایر ورق‌های تقویتی در به تأخیر انداختن شکست تا رسیدن به دوران موردنیاز را دارد.

۲- رفتار تیر پیوند

آیین‌نامه (2016) AISC [۴] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [۱۳] با توجه به طول تیر پیوند سه رفتار غیر الاستیک مختلف تعریف کرده‌اند. در صورتی که M_p ممان پلاستیک تیر پیوند و V_p برش پلاستیک تیر پیوند رفتار تیرهای پیوند با طول (e) کمتر از $1.6M_p/V_p$ با برش کنترل می‌شود، این گروه از تیرهای پیوند "تیر پیوند برشی" خوانده می‌شوند. رفتار غیر الاستیک تیر پیوند با طول بزرگ‌تر از $2.6M_p/V_p$ با خمش کنترل می‌شود، لذا این تیرها "تیر پیوند خمشی" نامیده می‌شوند. تیرهای پیوند با طول بین این دو مقدار که تحت ترکیب خمش و برش کنترل می‌شوند "تیر پیوند متوسط" نامیده می‌شوند. حداکثر زاویه دوران غیر الاستیک تیر پیوند برای تیر پیوند برشی ۰/۰۸ رادیان، برای تیر پیوند خمشی ۰/۰۲ رادیان و برای تیر پیوند متوسط با درون‌یابی خطی بین ۰/۰۲ و ۰/۰۸ بر اساس طول تیر پیوند محاسبه می‌شود [۱۶ و ۱۳ و ۴].

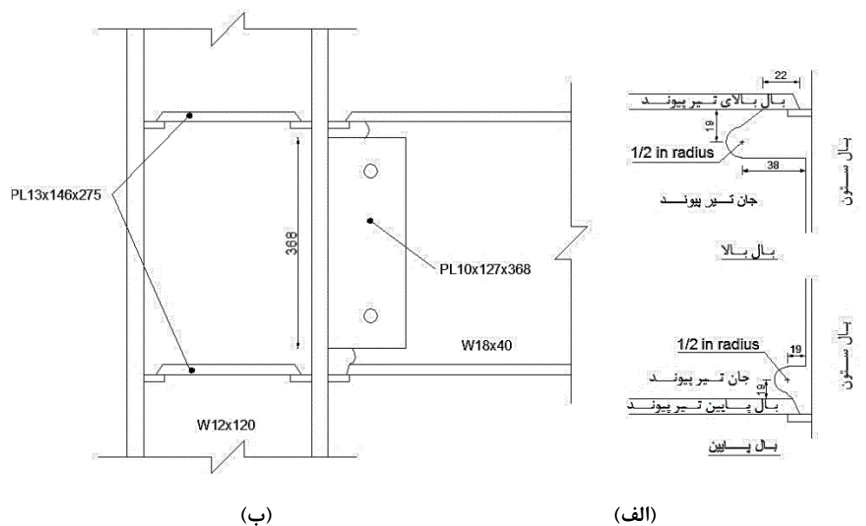
۳- مدل سازی

برای مدل‌سازی نمونه پایه در این مقاله از نمونه‌های آزمایش‌شده توسط اوکازاکی [۱۴] استفاده شده است. دوازده نمونه تیر پیوند متصل به ستون در برنامه تحقیقاتی اوکازاکی مورد آزمایش قرار گرفتند که از مقطع W18x40 برای تیر پیوند همگی نمونه‌ها و مقطع W12x120 برای ستون‌های همگی نمونه‌ها و مقطع W18x76 برای تیرهای خارج از پیوند همگی نمونه‌ها استفاده شده است. متغیرهای اصلی نمونه‌ها شامل نوع اتصال و طول تیر پیوند است. نام نمونه‌ها سه مشخصه اصلی آن‌ها را بازگو می‌کند، دو حرف اول با علائم اختصاری (FF, MW, PN یا NA) نشان‌دهنده نوع اتصال و حرف بعدی با علائم اختصاری (S, I یا M) نشان‌دهنده طول تیر پیوند است که به ترتیب نشان‌دهنده طول بی‌بعد (M_p/V_p) برابر با ۱/۱۱، ۲/۲۲ و ۳/۳۴ است. طول تیر پیوند در پیوند برشی برابر ۶۳۵ میلی‌متر در پیوند متوسط برابر ۱۲۷۰ میلی‌متر و در پیوند خمشی برابر ۱۹۰۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. طول تیر خارج از پیوند برای پیوند برشی و متوسط ۸۰۵۰ میلی‌متر و برای پیوند خمشی ۳۸۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است و طول ستون برای تمام پیوندها ۲۴۴۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

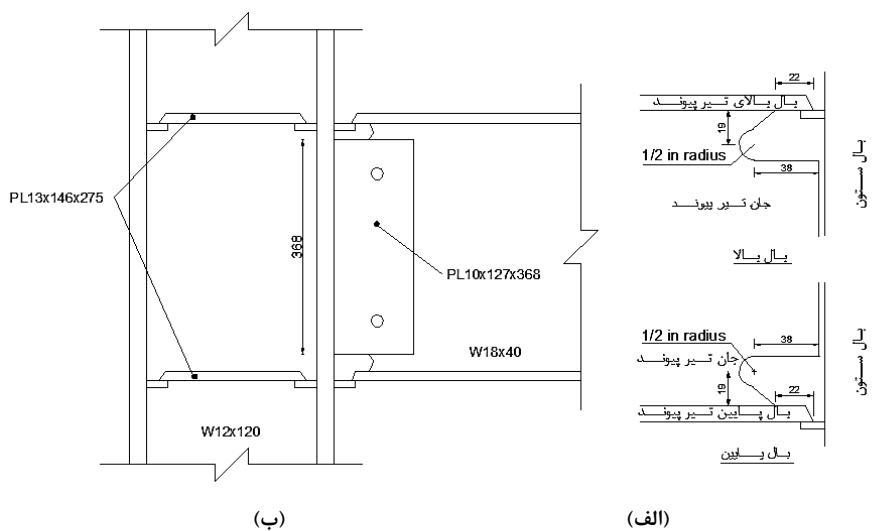
۳-۱- جزئیات اتصالات

چهار نوع اتصال با جزئیات اجرایی متفاوت و با علائم اختصاری PN، MW، FF و NA انتخاب شده‌اند. جزئیات اتصال PN (شکل ۱) نماینده روش‌های طراحی و اجرای اتصالات تیر پیوند به ستون قبل از زلزله نورث‌ریج است. اتصال PN تقریباً شبیه اتصالات در قاب‌های خمشی، قبل از زلزله نورث‌ریج می‌باشد، تنها تفاوت عمده این است که در اتصال تیر پیوند به ستون از جان جوشی به جای جان پیچ شده استفاده شده است. جزئیات اتصال در نمونه‌ی MW (شکل ۲) همان جزئیاتی است که قبل از زلزله نورث‌ریج در اتصالات تیر پیوند به ستون به کار می‌رفت. با این تفاوت که اصلاحاتی در سوراخ دسترسی جوش و اصلاحات دیگری در روند جوشکاری اعمال شده است. اتصال FF (شکل ۳) نوعی اتصال بال آزاد است که در اصل توسط چویی و همکاران [۱۲] برای اتصالات قاب‌های خمشی پیشنهاد گردید. یک سوراخ دسترسی جوش گسترده و یک ورق اتصال ضخیم که به جان تیر پیوند جوش داده شده است، از خصوصیات اصلی اتصال FF است. هدف اصلی طراحی در اتصال FF این است که مقدار عمده‌ای از برش تیر پیوند به برش گیر انتقال داده شود تا از طریق کرنش‌های موضعی وارد به جوش‌های بحرانی بال کاسته شود. جزئیات این اتصال برای هر کدام از طول پیوندها متفاوت در نظر گرفته شده است. اتصال NA (شکل ۴) بر اساس جزئیات یک اتصال بدون سوراخ دسترسی جوش و با جوش کارخانه‌ای است که در ژاپن متداول است. بر اساس تحقیقات انجام‌گرفته در ژاپن این اتصالات برای کاربرد به‌عنوان اتصالات خمشی رفتار بسیار خوبی دارند. جوش‌های نفوذی بال بالا و پایین، بدون

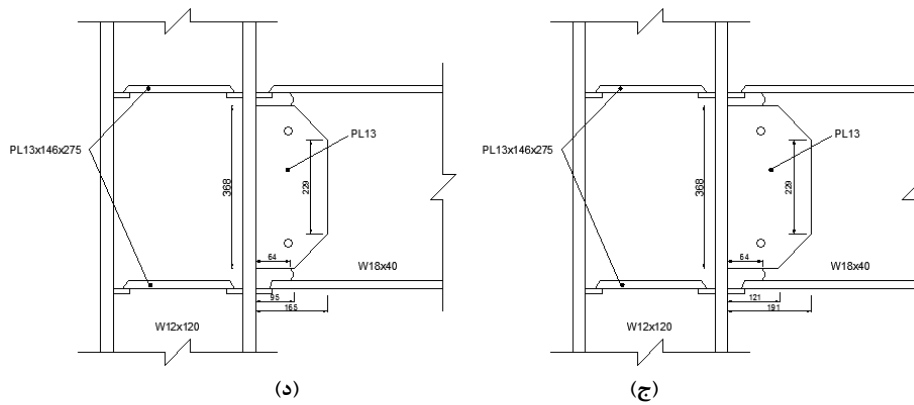
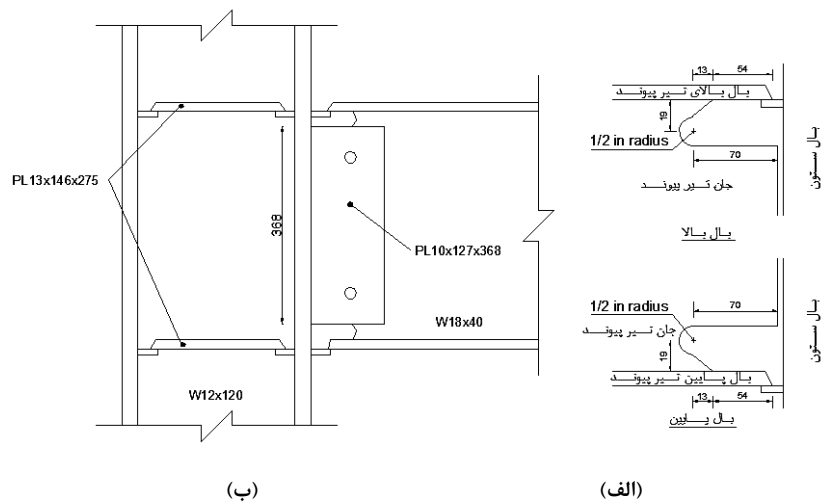
هیچ مزاحمتی توسط جان اجرا می شوند. این جزئیات، ناپیوستگی هایی که توسط سوراخ دسترسی جوش به وجود می آید را از بین می برد و احتمال وجود عیوب جوش در ریشه جوش نفوذی بال پایین را کاهش می دهد. خصوصیت دیگر این جزئیات، ورق اتصال برشی جان حذف شده است. وجود این ورق، اتصال جان تیر پیوند به ستون را دشوار می کند.



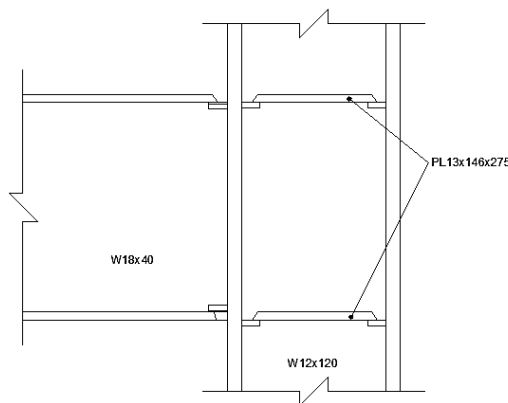
شکل ۱: جزئیات اتصال PN الف) سوراخ دسترسی جوش ب) جزئیات اتصال [۱۴]



شکل ۲: جزئیات اتصال MW الف) سوراخ دسترسی جوش ب) جزئیات اتصال [۱۴]



شکل ۳: جزئیات اتصال FF (الف) سوراخ دسترسی جوش (ب) جزئیات اتصال ج (جزئیات اتصال FFI (د) جزئیات اتصال FFM [۱۴]



شکل ۴: جزئیات اتصال NA [۱۴]

فاصله سخت کننده‌ها در نمونه‌ها بر اساس AISC 2016 انتخاب شده است. سخت کننده‌های تمام عمق با ضخامت ۸ میلی‌متر به یک طرف تیر پیوند متصل شده است. طول تیر پیوند، تعداد و فاصله سخت کننده‌ها مطابق نمونه‌های آزمایشگاهی اوکازاکی در جدول ۱ نشان داده شده است.

برای تمامی مقاطع از فولاد A992 استفاده شده است. مشخصات مکانیکی مصالح در جدول ۲ آورده شده است. ضریب پواسون ۰/۳ و مدول الاستیسیته ۲۱۰ مگاپاسگال در نظر گرفته شده است.

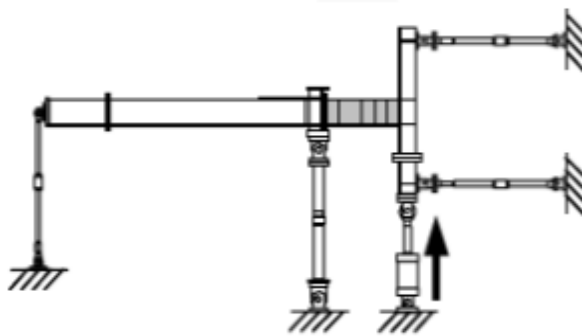
جدول ۱: نمونه‌های مدل‌سازی شده [۱۴]

نمونه	طول تیر پیوند e(mm)	طول بی بعد e/(mp/vp)	فاصله سخت کننده‌ها
PNS	635	1.11	4@127mm
PNI	1270	2.22	5@191mm
PNM	1905	3.34	2@1447mm
MWS	635	1.11	4@127mm
MWI	1270	2.22	5@191mm
MWM	1905	3.34	2@1447mm
FFS	635	1.11	3@127mm
FFI	1270	2.22	4@184mm
FFM	1905	3.34	2@1447mm
NAS	635	1.11	4@127mm
NAI	1270	2.22	5@191mm
NAM	1905	3.34	2@1447mm

جدول ۲: مشخصات مکانیکی نمونه‌ها

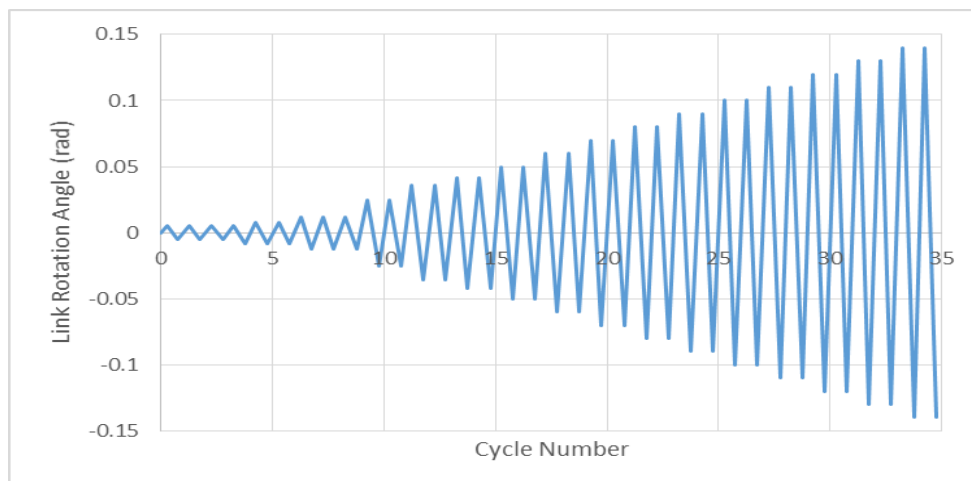
اجزای نمونه	تنش تسلیم (Mpa)	تنش نهایی (Mpa)
بال تیر پیوند	352	499
جان تیر پیوند	393	527
بال ستون	323	455
جان ستون	353	485
بال تیر خارج پیوند	352	499
جان تیر خارج پیوند	393	527
ورق برشی	365	496
ورق پیوستگی	353	485
سخت کننده	365	496

دستگاه بارگذاری نمونه‌هایی که توسط اوکاژاکی و همکاران برای آزمایش نمونه‌های تیر پیوند-ستون استفاده شده در شکل ۵ نشان داده شده است. دستگاه طوری طراحی شده است که محیط نیرو و تغییر شکل در یک پیکربندی EBF که در آن یک انتهای تیر پیوند به ستون و انتهای دیگر آن به تیر خارج پیوند و مهاربند متصل است را شبیه‌سازی کند. برای شبیه‌سازی دقیق شرایط آزمایشگاهی، این دستگاه عیناً مدل‌سازی شده است، به این معنا که مدل اجزای محدود، قیود در برابر جابجایی، شرایط مرزی و بارگذاری موجود در دستگاه آزمایش نمونه را شبیه‌سازی می‌کنند. تکیه‌گاه‌های غلتکی که در بالا و پایین ستون قرار داده شده‌اند از دوران کلی ستون جلوگیری می‌کنند. همچنین دو تکیه‌گاه غلتکی دیگر از جابجایی قائم تیر پیوند و تیر خارج پیوند جلوگیری می‌کنند. جابجایی اعمال شده در پایین ستون، جک هیدرولیکی بارگذاری را شبیه‌سازی می‌کند. بارگذاری به صورت یکنواخت استاتیکی افزایش یافته به پایین ستون اعمال می‌شود. بر اساس اصول استاتیک، برش در تیر پیوند برابر باری است که به پایین ستون وارد می‌شود.



شکل ۵: نمونه مورد آزمایش [۱۴]

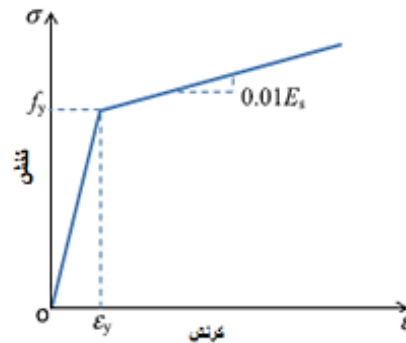
بارگذاری با اعمال مقادیر تغییرمان چرخه‌ای زیاد شونده انجام شده است. دوران تیر پیوند، γ با تقسیم جابجایی نسبی دو انتهای تیر پیوند بر طول آن محاسبه گردیده است. پروتکل بارگذاری اعمال شده به پایین ستون مطابق آیین‌نامه AISC انتخاب شده است که در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶: پروتکل بارگذاری

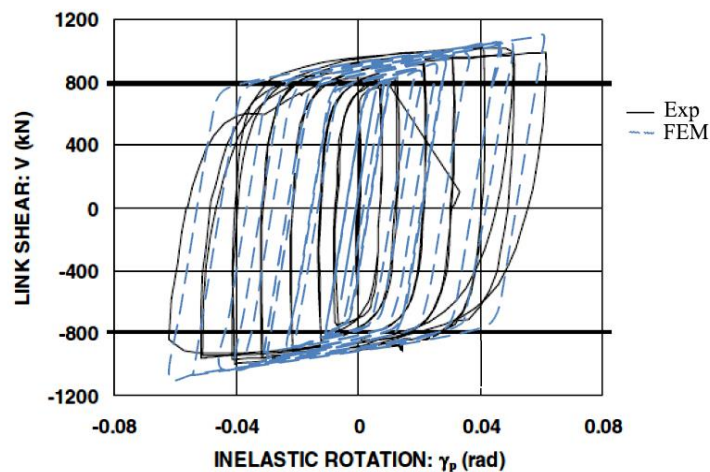
۴- صحت سنجی مدل

برای ارزیابی روش مدل سازی، مدل PNS کاملاً مشابه نمونه آزمایشگاهی اوکازاکی و همکاران شبیه سازی شده و تحت بارگذاری چرخه ای قرار گرفته است. مدل اجزا محدود نمونه با در نظر گرفتن تمامی جزئیات به وسیله نرم افزار اجزا محدود ABAQUS ساخته شده است. مشخصات مصالح فولاد مصرفی در مدل سازی مطابق با مشخصات مصالح نمونه آزمایشگاهی در نظر گرفته شده است. همان طور که در شکل ۷ نشان داده شده است برای تیرها و ستون های فولادی یک رابطه ی تنش- کرنش دوخطی ارائه شده است.



شکل ۷: نمودار تنش- کرنش مصالح مورد استفاده

شرایط تکیه گاهی به گونه ای اختصاص داده شده تا بهترین تطابق را با شرایط آزمایشگاهی داشته باشد. در ساخت این مدل از المان shell استفاده شده است. جهت اتصال مقاطع و نیز شبیه سازی جوش، از قید tie استفاده شده است. تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی مدل ساخته شده انجام گرفته و نتایج حاصل از آزمایش و مدل اجزا محدود باهم مقایسه شدند. در شکل ۸ نمودار هیستریزس مدل اجزا محدود و نمونه آزمایشگاهی نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می گردد نتایج از تطابق قابل قبولی برخوردار هستند.



شکل ۸: نمودار هیستریزس مدل اجزای محدود و مدل آزمایشگاهی

۵- تعیین معیار شکست

مهم‌ترین عامل قضاوت در مورد عملکرد تیرهای پیوند و اتصالات تیر پیوند به ستون، ظرفیت دورانی غیر الاستیک آن‌ها است. در این پژوهش، با استفاده از نتایج آزمایشگاهی و گزارش‌های مراجع از آزمایش‌ها و هم‌چنین معیارهایی که برای هر حالت خرابی تعریف شده است، ظرفیت دورانی مدل‌ها پیش‌بینی شده است. ظرفیت دورانی غیر الاستیک که برای هر مدل ارائه می‌شود می‌تواند به‌عنوان یک پایه برای مقایسه‌ی عملکرد مدل‌ها استفاده گردد. مقادیر ظرفیت دورانی که بر اساس اجزا محدود و معیار خرابی به دست می‌آیند ممکن است کاملاً دقیق نباشند. بدیهی است که مقادیر دقیق بایستی توسط آزمایش به دست آیند. دو حالت خرابی اصلی مشاهده‌شده در تیرهای پیوند و اتصالات تیر پیوند به ستون عبارت‌اند از: خرابی بال تیر پیوند در اتصال و شکست جان تیر پیوند در محل سخت‌کننده‌ها. جهت جلوگیری از محاسبات پیچیده و طولانی، برای تخمین شکست نمونه‌ها از معیار کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) استفاده شده است. روش کار به این صورت بوده که دو نمونه آزمایشگاهی که شکست‌های متفاوتی داشته‌اند انتخاب‌شده و مقادیر نیرو، تغییر شکل و سیکل بارگذاری لحظه شکست آن‌ها از نتایج آزمایش استخراج شده است. سپس در نیرو، تغییر کرنش و سیکل بارگذاری مشابه از مدل نرم‌افزاری مقدار PEEQ استخراج گردیده است. و این مقدار PEEQ که در هر یک از دو نوع شکست به دست آمده به‌عنوان معیار شکست در مدل نرم‌افزاری معرفی گردیده است. نمونه اول نمونه PNS بوده است که نتایج آزمایشگاهی محل شکست را در بال‌های بالا و پایین و در دوران ۰/۰۴۴ گزارش کرده است. با مقایسه نتایج مدل نرم‌افزار و مدل آزمایشگاهی کرنش PEEQ معادل در نمونه PNS، ۰/۰۰۹ پیشنهاد گردیده است. نمونه دوم نمونه FFS بوده است که نتایج آزمایشگاهی محل شکست را در جان تیر پیوند و در دوران ۰/۰۵۶ گزارش کرده است. از مقایسه نتایج مدل اجزا محدود و آزمایشگاهی نمونه FFS، کرنش PEEQ معادل، ۰/۳ پیشنهاد گردیده است. برای کنترل صحت این معیارهای کرنش شکست در ۱۰ نمونه آزمایشگاهی دیگر مقایسه شده است و در جدول ۳ درج شده است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد کرنش پلاستیک معادل برای شکست در نواحی مجاور جوش نفوذی بال تیر به بال ستون که در ۸ نمونه PNS، PNI، PNM، MWS، MWI، MWM، NAI و NAM مشاهده شده با عدد ۰،۰۰۹ مقایسه گردیده و برای ۴ نمونه FFS، FFI، FFM و NAS که شکست در سایر نواحی مشاهده شده با عدد ۰/۳ مقایسه شده است. همان‌طور که در جدول ۳ مشاهده می‌گردد تخمین شکست با کرنش پلاستیک معادل پیشنهادی از تطابق مناسبی برخوردار است. در شکل ۹ کانتورهای کرنش پلاستیک معادل نمونه‌ها در لحظه شکست مشاهده می‌گردد.

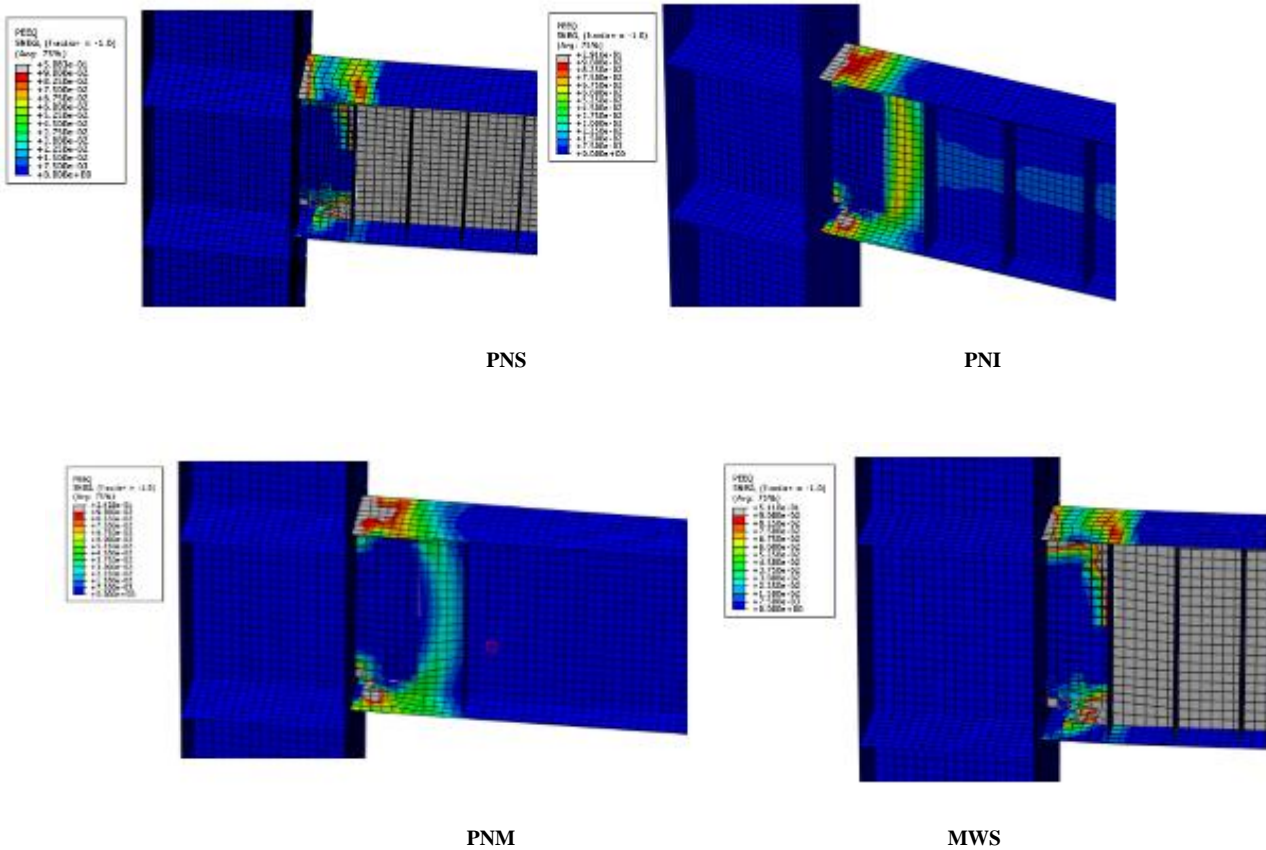
جدول ۳: مقایسه نمونه‌های آزمایشگاهی و نرم‌افزاری

نمونه	معیار PEEQ	دوران شکست		مود خرابی کنترل‌کننده
		با توجه به مدل آزمایشگاهی	با توجه به مدل نرم‌افزار	
PNS	0.009	0.041	0.044	شکست بال بالا و پایین تیر پیوند در جوش نفوذی اتصال
PNI	0.009	0.018	0.016	شکست بال بالای تیر پیوند در جوش نفوذی اتصال
PNM	0.009	0.008	0.009	شکست بال بالا و پایین تیر پیوند در جوش نفوذی اتصال
MWS	0.009	0.05	0.047	شکست بال بالا و پایین تیر پیوند در جوش نفوذی اتصال
MWI	0.009	0.018	0.019	شکست بال بالای تیر پیوند در جوش نفوذی اتصال
MWM	0.009	0.007	0.009	شکست بال بالا و پایین تیر پیوند در جوش نفوذی اتصال

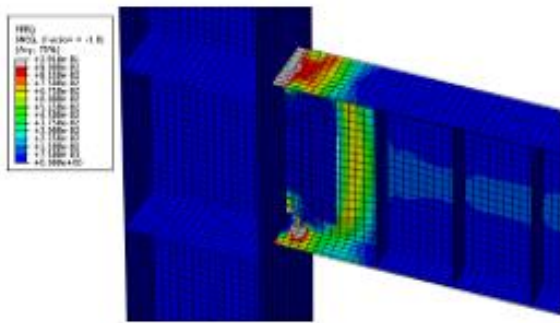
ادامه جدول ۳:

FFS	0.3	0.06	0.056	شکست جان تیر پیوند در اطراف ورق برشی
FFI	0.3	0.046	0.042	شکست بال بالای تیر پیوند در جوش نفوذی اتصال، ورق برشی و جان تیر پیوند
FFM	0.3	0.017	0.018	شکست بال بالا و پایین تیر پیوند در جوش نفوذی اتصال، ورق برشی و جان تیر پیوند
NAS	0.3	0.07	0.045	شکست جان تیر پیوند در نزدیکی جوش سخت کننده‌ها
NAI	0.009	0.027	0.027	شکست بال بالای تیر پیوند در جوش نفوذی اتصال
NAM	0.009	0.017	0.019	شکست بال بالای تیر پیوند در جوش نفوذی اتصال

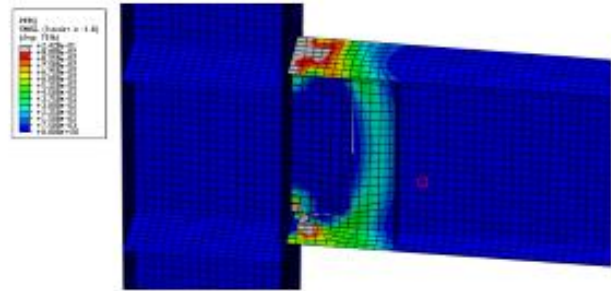
همان‌طور که در جدول ۳ مشاهده می‌گردد تخمین شکست با کرنش پلاستیک معادل پیشنهادی از تطابق مناسبی برخوردار است. در شکل ۹ کانتور شکست نمونه‌ها آورده شده است.



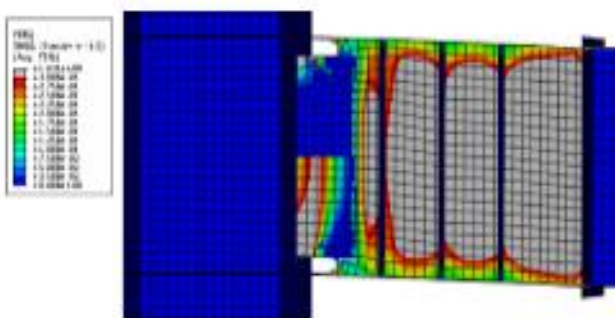
شکل ۹: کانتور ها کرنش پلاستیک معادل در لحظه شکست نمونه‌ها



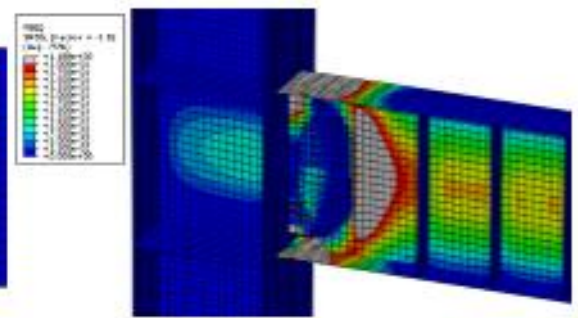
MWI



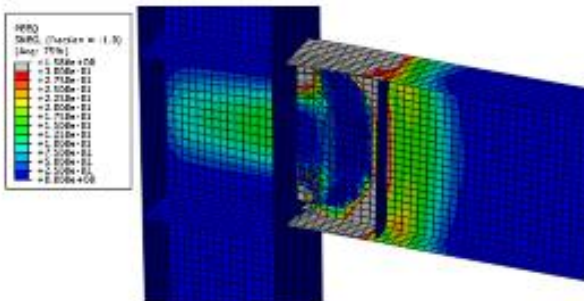
MWM



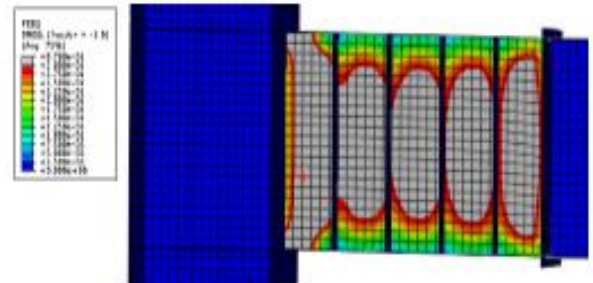
FFS



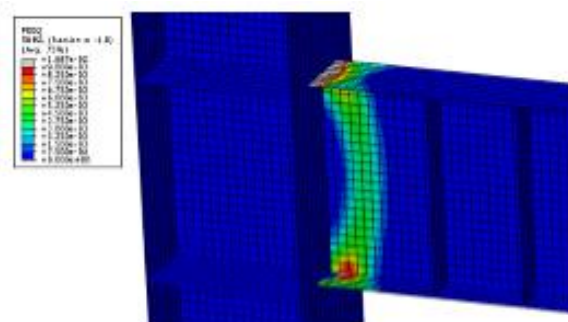
FFI



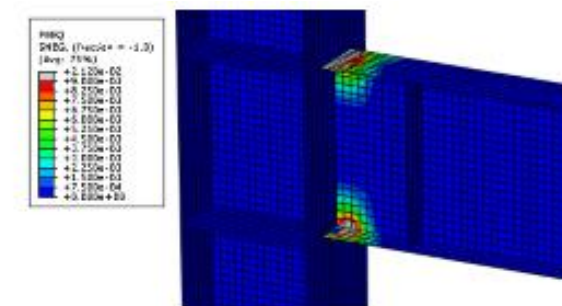
FFM



NAS



NAI

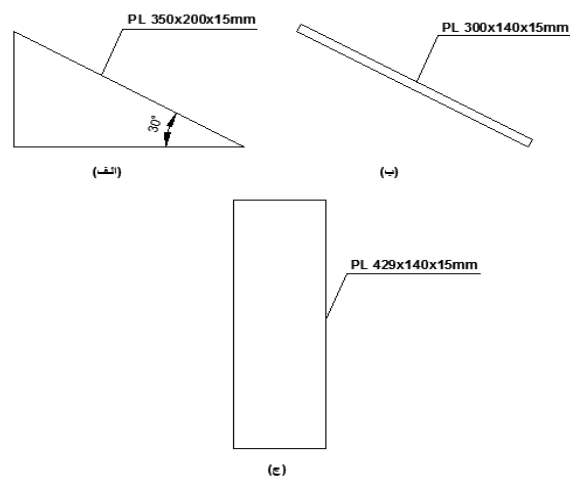


NAM

ادامه شکل ۹:

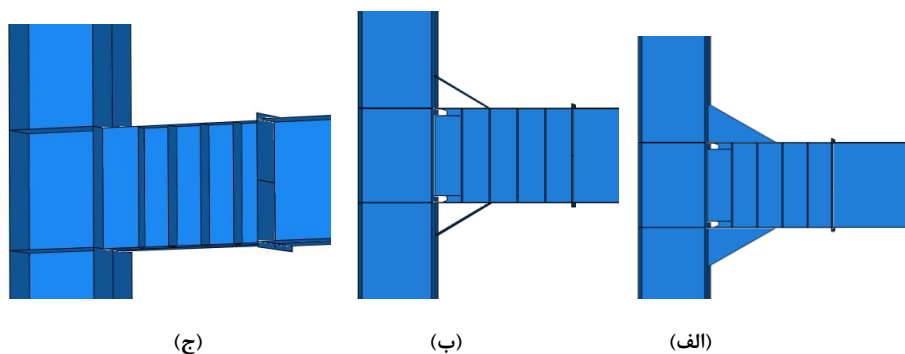
۶- بررسی تأثیر افزودن ورق‌های تقویتی در بهبود عملکرد اتصال خمشی

قبل از زلزله نورثریج تصور بر این بود که نیازهای لرزه‌ای اتصال گیردار تیر پیوند به ستون شبیه نیاز لرزه‌ای اتصالات قاب خمشی شکل پذیر (SMF) باشد. تحقیقات انجام شده توسط محققین نشان داد بسیاری از این اتصالات امکان تأمین نیاز شکل پذیری این اتصالات را ندارند. بر اساس پیشنهادهای محققین و آیین‌نامه‌های طراحی فقط اتصالات تقویت شده برای تیر پیوند برشی به ستون بدون نیاز به آزمایش‌های تأیید شده است. در این مقاله جهت بهبود عملکرد تیر پیوند متصل به ستون به هدف به تأخیر انداختن شکست و تأمین شکل پذیری مورد نیاز، سه نوع ورق تقویتی پیشنهاد شده است که جزئیات هر کدام در شکل ۱۰ آورده شده است.



شکل ۱۰: جزئیات ورق تقویتی

سه ورق پیشنهاد شده مطابق شکل ۱۱ به نمونه PNS اضافه شده است و پس از تحلیل مشاهده گردید به افزودن ورق تقویتی (الف) دوران لحظه شکست نسبت به دو نمونه ورق تقویتی بیشتر افزایش میابد. ورق (ج) ماهیت برشی دارد اگرچه این نوع تقویت باعث دور شدن شکست از محل جوش می‌گردد اما شکست آن نسبت به ورق حالت (الف) در دوران کمتری رخ داد. ورق (ب) نیز شکست را از محل جوش دور کرد اما قبل از رسیدن به دوران پیشنهادی آیین‌نامه شکست. ورق مثلی حالت (الف) با دور کردن شکست از محل جوش باعث گردید اتصال بتواند دورانی بالاتر از دوران پیشنهادی آیین‌نامه را تجربه کند.



شکل ۱۱: محل قرارگیری ورق تقویتی

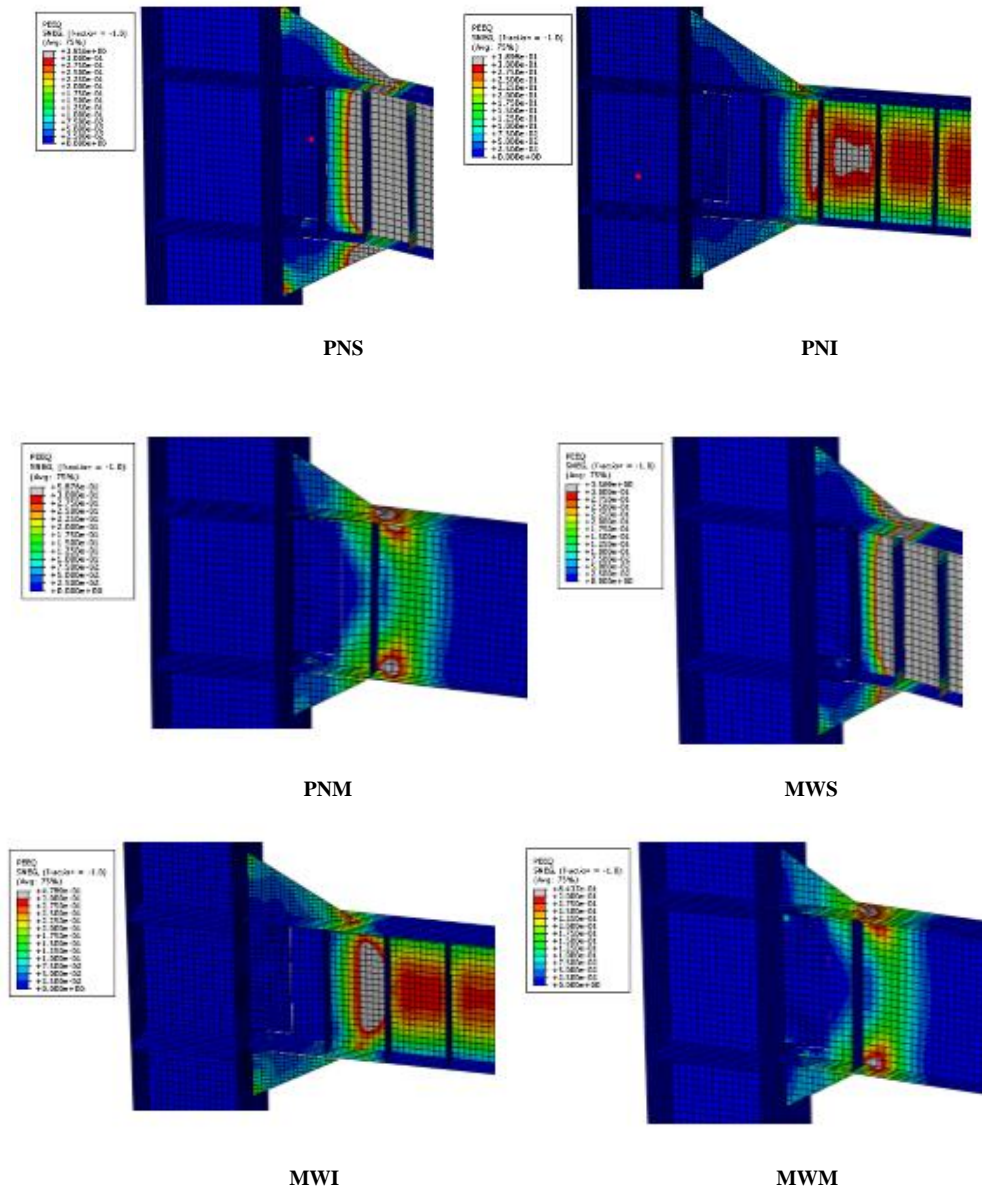
برای بررسی تأثیر ورق مثلثی، بر عملکرد اتصال این ورق به تمامی مدل‌های دیگر اضافه شده است و دوران لحظه شکست بررسی شده‌اند. برای تیرهای پیوند برشی و متوسط از ورق مثلثی نشان داده شده در شکل ۱۱ (الف) به ابعاد ۳۵۰×۲۰۰×۱۵mm استفاده شده است. اما برای پیوند خمشی به دلیل اینکه عملکرد بهتری نسبت به دو پیوند دیگر داشته است و توان تحمل دورانی نزدیک‌تر به حداقل دوران مجاز آیین‌نامه را داشته است از ورق با ابعاد کوچک‌تری به ابعاد ۲۵۰×۱۵۰×۱۰mm استفاده شده است. با قرار دادن صفحات مثلثی در نمونه‌ها شکست از محل جوش اتصالات دور شد. پس از قرار دادن صفحات مثلثی در نمونه‌ها و آنالیز، نمونه‌ها مورد بررسی قرار گرفتند تا دورانی لحظه شکست تعیین گردد.

جدول ۴ نتایج حاصل از تحلیل اجزا محدود، شامل دوران لحظه شکست و دوران مجاز طبق توصیه مرجع ۱۷، به تفکیک برای تک‌تک نمونه‌ها آمده است.

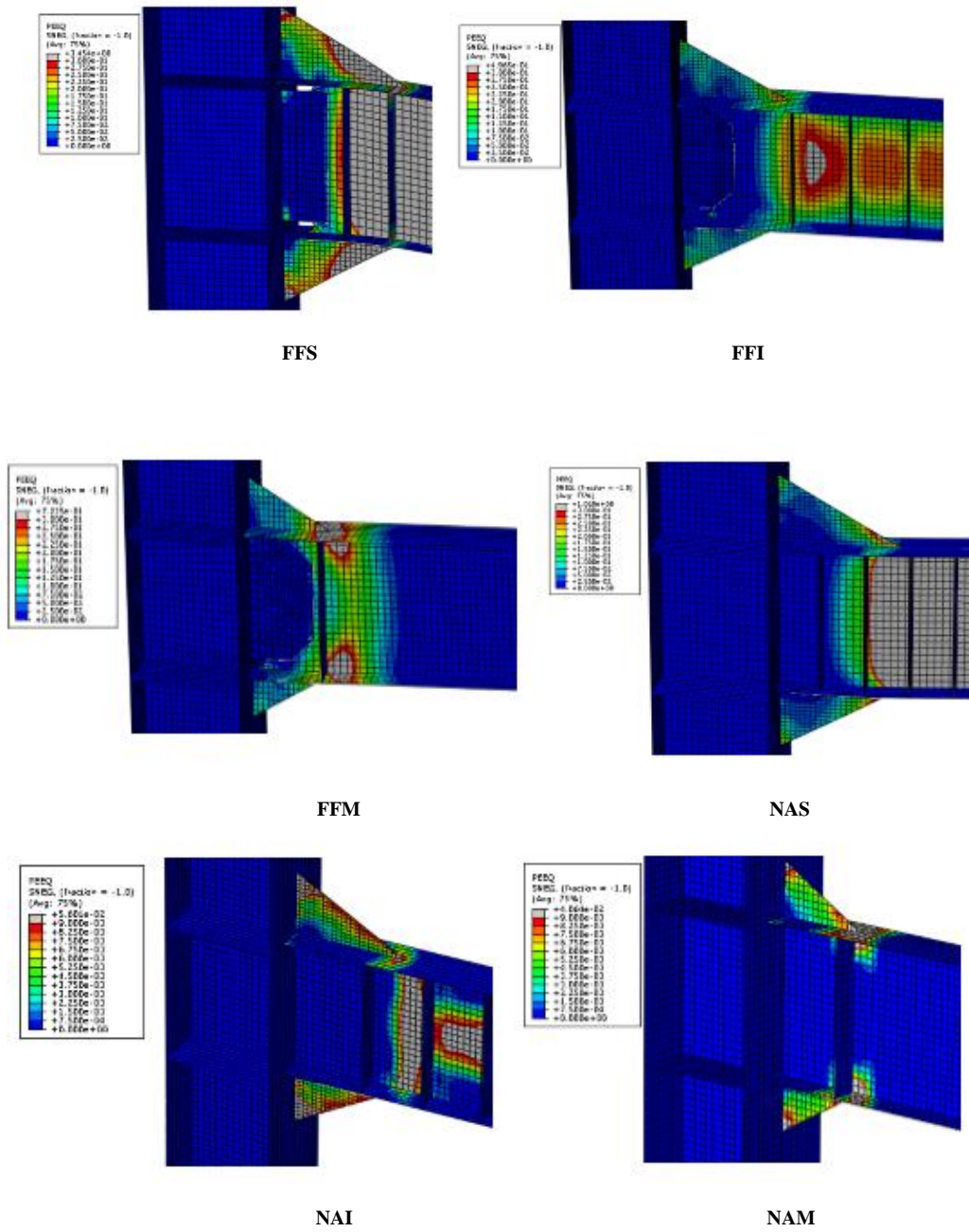
جدول ۴: نتایج تحلیل اجزای محدود پس برای اتصال تقویت شده با ورق مثلثی

نمونه	دوران پلاستیک	دوران پلاستیک
	لازم	مدل‌سازی
PNS	0.08	0.096
PNI	0.043	0.048
PNM	0.02	0.048
MWS	0.08	0.094
MWI	0.043	0.047
MWM	0.02	0.037
FFS	0.08	0.09
FFI	0.043	0.049
FFM	0.02	0.038
NAS	0.08	0.094
NAI	0.043	0.05
NAM	0.02	0.038

همچنین در شکل ۱۲ خطوط هم‌تراز کرنش پلاستیک معادل برای تک تک نمونه‌ها آمده است. است پس می‌توان نتیجه گرفت که تمامی نمونه‌ها دوران مورد نیاز آیین‌نامه را به دست آورده‌اند. پس قرار دادن ورق تقویتی توانست شکست نمونه‌ها را تا رسیدن به دوران مورد نیاز آیین‌نامه به تأخیر بیندازد.



شکل ۱۲: کانتور کرنش در لحظه شکست نمونه‌ها



ادامه شکل ۱۲:

همان‌طور که در شکل ۱۲ نشان داده شده است با قرار دادن ورق تقویتی مثلثی شکست در تمامی نمونه‌ها در دورانی بالاتر از دوران آیین‌نامه افتاد و قرار ورق مثلثی باعث افزایش ظرفیت دورانی نمونه‌ها گردید. همچنین قرارگیری ورق مثلثی باعث شد تا محل شکست در تمامی نمونه‌ها از نواحی نزدیک جوش دور شود.

۵- نتیجه‌گیری

- بررسی عملکرد اتصالات تیر پیوند به ستون سیستم‌های مهاربندی واگرا با استفاده از سه نوع ورق تقویتی موضوع اصلی این مقاله بوده است. که نتایج زیر حاصل گردید.
- از مقایسه عملکرد نمونه‌ها با اتصالات PN و MW مشخص گردید نمونه MWS زاویه دوران کمتری نسبت به نمونه PNS تحمل می‌کند. اما نمونه‌های MWI و MWM نسبت به نمونه‌های PNI و PNM قادر به تحمل دوران بیشتری هستند.
 - در نمونه‌های FF مقاومتی که توسط ورق اتصال برشی جوش داده شده به جان تیر پیوند فراهم شده است اثر مهمی روی رفتار نمونه‌های FF گذاشت. یک اثر مستقیم ورق اتصال برشی این است که تسلیم در ناحیه‌ای که جان به برش گیر جوش شده است، محدود گردد، بنابراین نمونه‌های FF در مقایسه با نمونه‌های PN و MW با طول پیوندهای یکسان دوران پلاستیک بیشتری تحمل کردند.
 - در اتصالات NA سوراخ دسترسی جوش حذف شده است و روند ساخت به شکلی است که جوش نفوذی بال تیر پیوند به صورت پیوسته انجام شود. نمونه‌های NA نسبت به نمونه‌های PN و MW در طول پیوندهای یکسان دوران بیشتری تحمل کردند.
 - با بررسی نمونه‌ها مشاهده شد که هیچ‌کدام از نمونه‌ها نتوانستند دوران مورد نیاز آیین‌نامه را برآورده کنند. برای بهبود عملکرد تیر پیوند متصل به ستون سه نوع ورق تقویتی پیشنهاد گردید و پس از مدل‌سازی و آنالیز، ورق مثلثی که عملکرد بهتری داشت انتخاب گردید و در تمامی نمونه‌ها مورد بررسی قرار گرفت.
 - پس از قرارگیری ورق تقویتی در تمامی نمونه‌ها مشاهده شد که شکست در دورانی ۲۰٪ بالاتر از دوران آیین‌نامه اتفاق افتاده است، پس می‌توان نتیجه گرفت که تمامی نمونه‌های پیشنهادی قادر به تحمل دوران مورد نیاز آیین‌نامه می‌باشند.

مراجع

- [1] Stefani, L.D., Scotta, R., Lazzari, M. (2015). Optimal design of seismic retrofitting of RC frames with eccentric steel bracing. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(2), 613-633.
- [2] Sullivan, T.J., O'Reilly, G.J. (2016). Direct Displacement-Based Seismic Design of Eccentrically Braced Steel Frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 20 (2), 243-278.
- [3] Singhal, A., Singh, Y. (2015) Seismic Performance of Eccentrically Braced Frame (EBF) Buildings. *Advances in Structural Engineering*, 921-932.
- [4] AISC (2016), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, JUL 12.
- [5] Engelhardt, M.D., Popov, E.P. (1989). *Behavior of Long Links in Eccentrically Braced Frames*. Report No. UCB/EERC-89/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [6] Engelhardt, M.D., Popov, E.P. Experimental Performance of Long Links in Eccentrically Braced Frames. *Journal of structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, 118(11), 3067-3088.
- [7] Arce, G. (2002). *Impact of Higher Strength Steel on Local Buckling and Over strength of Links in Eccentrically Braced Frames*. Masters Thesis, The University of Texas at Austin, Austin, Tx.
- [8] Prinz, G.S, Richards, P.W. (2009). Eccentrically Braced Frame Links With Reduced Web Sections. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(7), 1971-1978.
- [9] Berman, J.W., Okazaki, T., and Hauksdottir, H.O. (2010). Reduced Link Sections for Improving The Ductility of Eccentrically Braced Frame Link-to-Column Connections, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 135(5), 543-55.

- [10] Hosseini, M., Ghodrati Amiri, G. (2017). Successive collapse potential of eccentric braced frames in comparison with buckling-restrained braces in eccentric configurations. *International Journal of Steel Structures*, 17(2), 481–489.
- [11] Montuori, R., Nastri, E., Piluso, V. (2017), Influence of the bracing scheme on seismic performances of MRF-EBF dual systems, *Journal of Constructional Steel Research*, 132(2), 179-190.
- [12] Bosco, M., Marino, E.M., Rossi, P.P., (2017), Influence of modelling of steel link beams on the seismic response of EBFs, *Engineering Structures*, 127(3), 459-474.
- [13] Iranian National Building Code (2012). Steel structure (part 10), Ministry of Housing and Urban Development, Tehran. (in Persian)
- [14] Okazaki, T., Engelhardt, M.D., Drolias, A., Schell, E., Hong, J.K., and Uang, C.M. (2009). Experimental Investigation of Link-to-Column Connections in Eccentrically Braced Frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(3), 1401-1412.
- [15] SIMULIA, ABAQUS 6.16, Analysis User's Manual; 2016.
- [16] Gerami, M, Sivandi-Pour, A. (2014), Performance-based seismic rehabilitation of existing steel eccentric braced buildings in near fault ground motions. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23(12), 881-96.