

3D numerical investigation of seismic performance of moment connection with the plate in in-plane of column web

Seyed Morteza Salimi¹, Sepideh Rahimi^{2*}, Mohamad Hosein Zadeh², Mehdi Ebadi Jamkhaneh³

1- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, School of Engineering, Islamic Azad University Nour Branch, Nour, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, School of Engineering, Islamic Azad University Nour Branch, Nour, Iran

3- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, School of Engineering, Damghan University, Damghan, Iran

ABSTRACT

Up to date, most of the bending moment connections are designed to follow a weak beam-strong column rule, which imposes extensive fabricated and material costs and welding applications at the project site. Therefore, in order to eliminate these shortcomings, a relatively new bending moment connection that connects steel beam and column to each other only by connecting a plate in the direction of the beam and column web are studied as the parametric studies. The design criterion for the connection sheet was such that its flexural bending capacity was less than the bending capacity of the beam so that the connection plate would act as a metallic yielding damper and other elements would remain in the elastic state. Parameters such as thickness, height, slope, and plate material were considered in nonlinear static analyzes and the simulation of 12 numerical models of finite element in the Abaqus program under cyclic loading. Initially, the numerical model was compared with the test sample, and the behavior of the two samples in terms of failure mode and the hysteresis curves of the bending moment-rotation were well matched. Numerous numerical models were then simulated to consider the effect of parameters on the overall behavior of the connection. The results of the analysis showed that the appropriate range for the thickness of the connection plate to act as a fuse and energy absorber must be between one and twice the thickness of the beam web. Also, the free distance should be between 4 and 6 times the thickness of the plate.

ARTICLE INFO

Receive Date: 01 July 2020

Revise Date: 19 July 2020

Accept Date: 27 July 2020

Keywords:

Moment connection
Connection plate
Moment-rotation curve
Elastic stiffness
Plastic moment capacity

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.237685.2180>

*Corresponding author: Sepideh Rahimi
Email address: s_rahimi@iaunour.ac.ir

بررسی عددی سه‌بعدی عملکرد لرزه‌ای اتصال خمشی با استفاده از ورق در صفحه‌ی جان ستون

سید مرتضی سلیمی^۱، سپیده رحیمی^{۲*}، محمد حسین زاده^۲، مهدی عبادی جامخانه^۳

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

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد نور، نور، ایران

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه دامغان، دامغان، ایران

چکیده

اکثر اتصالات خمشی تا به امروز با رعایت ضابطه‌ی تیر ضعیف-ستون قوی طراحی می‌شوند که این امر موجب تحمیل شدن هزینه‌های اجرایی و مصالح و جوش‌های نفوذی در محل پروژة می‌شود. از این‌رو در راستای برطرف نمودن این موارد، اتصال خمشی نسبتاً جدیدی که تنها با اتصال یک ورق در راستای صفحه‌ی جان تیر و ستون، این دو عضو را به یکدیگر متصل می‌نماید، در قالب مطالعات پارامتریک بررسی می‌شوند. معیار طراحی ورق اتصال به گونه‌ای بود که ظرفیت خمشی پلاستیک آن کمتر از ظرفیت خمشی تسلیم تیر باشد تا بدین ترتیب ورق اتصال همانند میراگر تسلیمی عمل کند و سایر المان‌ها در ناحیه‌ی الاستیک باقی بمانند. پارامترهایی از قبیل ضخامت، ارتفاع، شیب و جنس ورق در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و ساخت ۱۲ مدل عددی المان محدود در برنامه‌ی آباکوس تحت بارگذاری چرخه‌ای در نظر گرفته شدند. در ابتدا مدل عددی با نمونه‌ی آزمایشگاهی مقایسه شد و رفتار دو نمونه از جنبه‌های مود تسلیم و منحنی-های هیستریزس لنگر خمشی-دوران با یکدیگر انطباق خوبی داشت. سپس مدل‌های عددی متعددی برای در نظر گرفتن تاثیر پارامترها بر رفتار کلی اتصال شبیه‌سازی شدند. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که محدوده‌ی مناسب ضخامت ورق اتصال برای اینکه به عنوان فیوز و جاذب انرژی عمل کند باید بین یک تا دو برابر ضخامت جان تیر باشد. همچنین فاصله‌ی آزاد ورق اتصال باید بین ۴ تا ۶ برابر ضخامت ورق باشد.

کلمات کلیدی: اتصال خمشی، ورق اتصال، منحنی لنگر خمشی-دوران، سختی الاستیک، ظرفیت خمشی پلاستیک

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.237685.2180	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/jsce.2020.237685.2180	۱۴۰۰/۰۸/۳۰	۱۳۹۹/۰۵/۰۶	۱۳۹۹/۰۵/۰۶	۱۳۹۹/۰۴/۲۹	۱۳۹۹/۰۴/۱۱
سپیده رحیمی s_rahimi@iaunour.ac.ir			*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

قاب‌های خمشی فولادی به طور گسترده‌ای در ساختمان‌های در معرض بارهای جانبی نظیر باد و زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند. انواع گوناگون و جزئیات زیادی از اتصالات خمشی با توجه به نیروهای تحمیل شده به سیستم تا به امروز پیشنهاد و استفاده شده است. در اکثر کشورها نظیر آمریکا و ایران، اتصالات خمشی به دو گروه با کاربرد لرزه‌خیزی کم و در معرض باد و کاربرد لرزه‌خیزی زیاد طبقه‌بندی می‌شوند که دسته‌ی دوم، تقاضای شکل‌پذیری زیادی را می‌طلبد. زلزله‌ی سال ۱۹۹۴ نورث‌ریج موجب خسارت تعداد زیادی از اتصالات خمشی فولادی که در محل پروژه به صورت جوش انجام شده بودند، شد و از این تاریخ، تحقیقات گسترده‌ای [۱-۴] به منظور تغییرات در طراحی اتصالات خمشی فولادی شکل گرفت. خسارت در اتصالات خمشی فولادی رایج قبل از زلزله‌ی نورث‌ریج عمدتاً از نوع شکست و گسیختگی جوش‌های گوشه اتصال تیر به ستون یا در نواحی نزدیک به جوش تیر یا ستون بودند. در همین زمینه، بررسی توسط بونوویز و یوسف^۱ [۵] در سال ۱۹۹۴ بر روی ساختمان‌های قاب خمشی فولادی متأثر از زلزله‌ی نورث‌ریج صورت گرفت. این بررسی کاملاً تأیید می‌کرد که خسارت‌ها به طور کلی در اثر تمرکز تنش در جوش بال تیر بوجود می‌آمدند که این تمرکز تنش ناشی از سهم نامناسب اتصال جان تیر، تأثیر حفره‌ی دسترسی جوش، خمش بال ستون و سایر پارامترها بود. همچنین کیفیت جوش‌ها و فرایند جوشکاری مطابق با FEMA-355D [۶] نبودند.

در پایان یک دوره‌ی شش ساله تحقیقاتی توسط SAC، در سال ۲۰۰۰، یافته‌ها و پیشنهادهای در قالب مجموعه‌ای از اسناد و گزارش‌ها توسط SAC از جانب FEMA منتشر شد [۶]. این گزارش‌ها، موضوع عملکرد لرزه‌ای و طراحی سازه‌های قاب خمشی فولادی را هدف قرار داده بودند. با توجه به نتایج این تحقیق‌ها، یک سری از این پیشنهادهای به منظور بهبود عملکرد و طراحی اتصال در مناطق با خطر لرزه‌ای زیاد ارائه شدند. اطلاعات بیشتر روی رفتار و طراحی اتصالات خمشی فولادی را می‌توان در تحقیق ارائه شده توسط هامبرگر و مالی [۷] یافت.

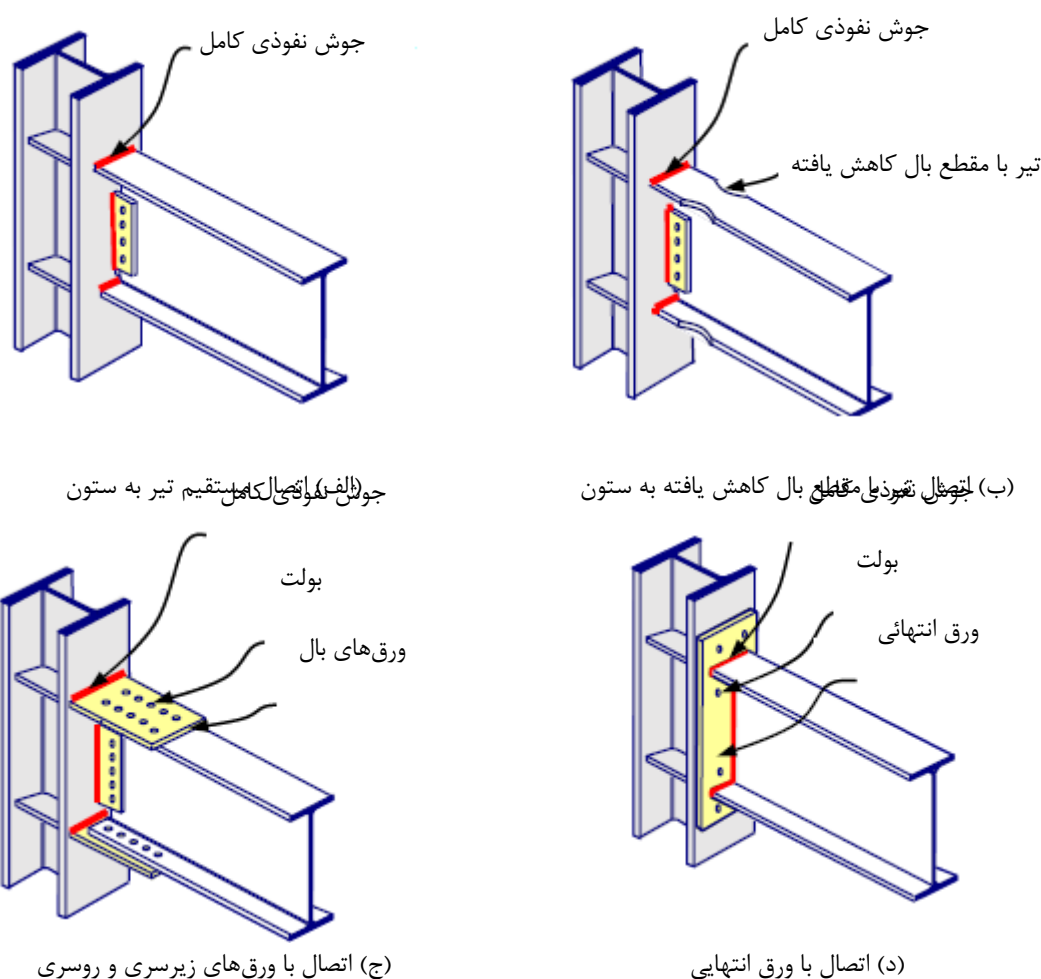
پروژه SAC پس از انجام تحقیق‌های آزمایشگاهی و عددی مختلفی برای اطمینان از مقاومت، سختی و بخصوص شکل‌پذیری کافی، اتصالات خمشی قبل از زلزله‌ی نورث‌ریج (شکل ۱-الف) را بهبود دادند که در اشکال (۱-ب) تا (۱-د) مشاهده می‌شود. این اتصالات توسعه داده شده پس از زلزله‌ی ۱۹۹۴ نورث‌ریج، در طراحی لرزه‌ای اکثر آئین‌نامه‌ها (ایران و آمریکا) در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد استفاده می‌شوند.

با توجه به گزارش ارائه شده توسط مهین^۲ [۸] در سال ۱۹۹۸، به منظور اصلاح اتصالات خمشی فولادی جوشی قبل از زلزله‌ی نورث‌ریج، تلاش‌هایی در جهت تشکیل دادن مفصل پلاستیک در ناحیه‌ای دور از وجه ستون (جایی که بال ستون توسط جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل می‌شود) انجام گرفت. شکل‌گیری مفصل پلاستیک در ناحیه‌ای دور از اتصال، دو رویکرد اصلی مقاوم کردن اتصال و ضعیف کردن مقطع تیر را به همراه داشت.

مقاوم کردن اتصال را می‌توان با اضافه نمودن ورق‌های پیرامونی و مضاعف، دستک‌های زانویی یا ورق انتهایی با سخت‌کننده ایجاد نمود. رویکرد ضعیف نمودن تیر بیشتر با تمرکز بریدن بخشی از عرض تیر یا ایجاد نمودن سوراخ‌هایی روی بال آن میسر است. مروری بر رویکردها و برنامه‌های آزمایشگاهی در راستای اصلاح اتصالات خمشی فولادی جوشی موجود را می‌توان در FEMA267 [۹]، FEMA289 [۱۰] و FEMA355D [۱۱] یافت. هدف اصلی از جابجایی مفصل پلاستیک در فاصله‌ای دور از وجه ستون، جلوگیری از شکست زودرس در وجه ستون بود که بنا به دلایلی نظیر نقص‌های ذاتی جوش، تمرکز تنش در اطراف چاله جوش، سطح بالای مفیدکنندگی و متعاقباً نیروی کششی ایجاد شده در سطح و تمرکز تنش به دلیل خمش بال ستون بود. با این وجود، قابل ذکر است که این روش - جابجایی مفصل پلاستیک بخش ناحیه‌ای دور از ستون و به سمت دهانه‌ی میانی تیر - تقاضای دورانی مفصل پلاستیک و لنگر خمشی اعمالی به وجه ستون را افزایش می‌دهد. این موضوع می‌تواند موجب تقاضای بیشتری در چشمه‌ی اتصال ستون بشود که مستلزم استفاده از ورق‌های پیوستگی افقی است که به نوبه‌ی خود باعث افزایش هزینه‌ی ساخت و فعالیت‌های اجرایی می‌شود.

¹ Bonowitz and Youssef

² Mahin



شکل ۱- اتصالات گیردار تیر به ستون رایج

در دهه های اخیر مطالعات گسترده ای بر روی اتصالات خمشی فولادی به صورت آزمایشگاهی و تحلیلی صورت گرفته است [۱۲-۱۵]. کیم و یو [۱۶] در سال ۲۰۱۹ قاب های خمشی فولادی با اتصالات درختی به ستون را تحت تحلیل لرزه ای مورد بررسی قرار دادند. آن ها نتیجه گرفتند که لغزش ورق اتصال درختی موجب افزایش ظرفیت دورانی مجموعه و کاهش تقاضای پلاستیک چشمه ای اتصال می شود. در سال ۲۰۲۰، نجفقلی پور و همکاران [۱۷] جزئیاتی از اتصال خمشی فولادی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج تحلیل های چرخه ای نشان داد که در صورت استفاده از سخت کننده قائم در اتصال می توان تا دریافت ۴ درصد و بدون افت مقاومت و شکست جوش، اتصال را حفظ نمود. ژانگ و همکاران [۱۸] در سال ۲۰۱۹، بررسی های آزمایشگاهی روی اتصال خمشی قبل از زلزله ی نورتریج انجام دادند. آن ها یک نوع اتصال رایج (مطابق با شکل ۱-الف) و سه نوع اتصال خمشی دیگر با تغییرات در اتصال نوع اول را به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دادند. تغییرات در قالب استفاده از ورق های پوششی بال بالا و پائین تیر و سوراخ نمودن جان تیر بود. نتایج نشان داد که در نمونه ی شامل ورق پوششی به همراه سوراخ در جان تیر، ضریب شکل پذیری و استهلاک انرژی به ترتیب ۲۰ درصد و ۲۷/۹ درصد نسبت به اتصال اولیه بیشتر شد.

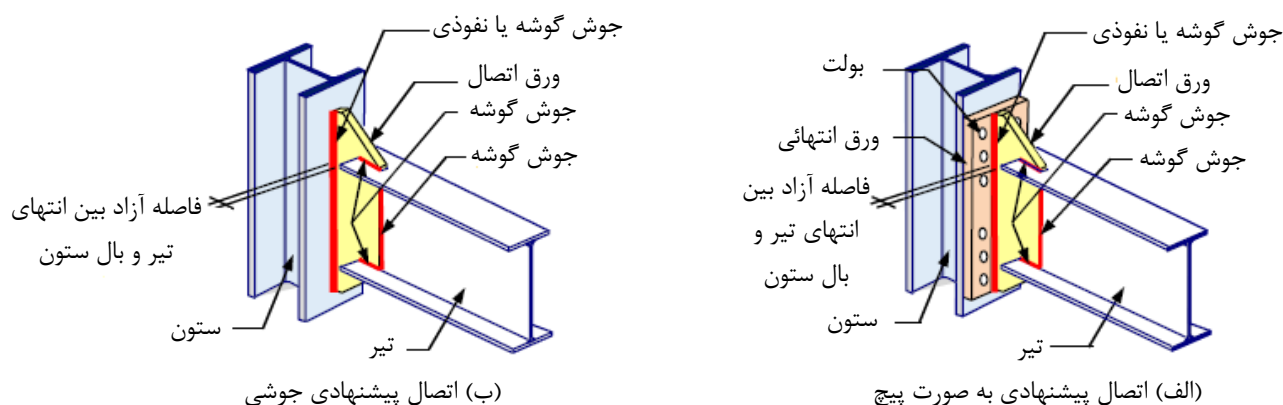
با توجه به بررسی های صورت گرفته مشخص می شود که اکثر پیشنهاد های ارائه شده در مورد اتصالات خمشی با رویکرد دور نمودن ناحیه ی پلاستیک از وجه ستون و تشکیل آن در ناحیه ی دور از چشمه ای اتصال و در دهانه ی تیر بودند. این امر منجر به لحاظ نمودن ضابطه ی تیر ضعیف-ستون قوی می شد که متعاقباً ابعاد ستون به ناچار بزرگ تر از ابعاد تیر بدست می آمد. برای برطرف نمودن این معضل، اتصال خمشی تیر به ستون با استفاده از ورق اتصال که در راستای صفحه ی جان تیر و ستون است مورد بررسی قرار می گیرد. جنبه ی نوآورانه ی این مطالعه را می توان در بررسی نوع جدیدی از اتصال دانست که به منزله ی یک عضو جاذب انرژی عمل می کند و سایر المان های اصلی سیستم باربر جانبی را از ورود به ناحیه ی پلاستیک باز می دارد.

در این مطالعه یک نوع اتصال خمشی خاص با استفاده از ورق مورد بررسی قرار می‌گیرد. این اتصال توسط آستانه اصل [۱۹] پیشنهاد شده است. هدف اصلی از این تحقیق، بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال خمشی است که نسبت به نمونه‌های رایج از مزیت اقتصادی و عملکرد بالا برخوردار است که با استفاده از تسلیم شدن ورق در اتصال به صورت منبع جذب انرژی اقدام می‌کند و سایر المان‌ها نظیر تیر و ستون در محدوده‌ی الاستیک باقی می‌مانند. مزیت دیگر این اتصال کاهش هزینه‌های ساخت نظیر جوش نفوذی کامل در محل پروژه و انجام آزمایش فراصوت و استفاده از ورق‌های مضاعف و پیوستگی در جان ستون است. به همین منظور، ۱۲ مدل عددی المان محدود در برنامه‌ی اجزاء محدود آباکوس [۲۰] تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار داده می‌شوند. پارامترهای مورد مطالعه در این تحقیق شامل ضخامت ورق، مشخصات مکانیکی ورق، فاصله‌ی آزاد وجه ستون تا ابتدای تیر و ارتفاع کلی ورق می‌باشد. پس از ساخت مدل عددی، مدل شبیه‌سازی شده با نمونه‌ی آزمایشگاهی اعتبارسنجی می‌شود و پس از اطمینان از رفتار و عملکرد مدل شبیه‌سازی شده، مدل‌های بیشتری توسعه داده می‌شوند. در پایان نتایج در قالب نمودارهای هیستریزیس، پوش لنگر خمشی-دوران، تغییرات سختی و جذب انرژی ارائه می‌شوند و پیشنهادهایی برای کارهای آتی داده می‌شوند.

۲- معرفی اتصال

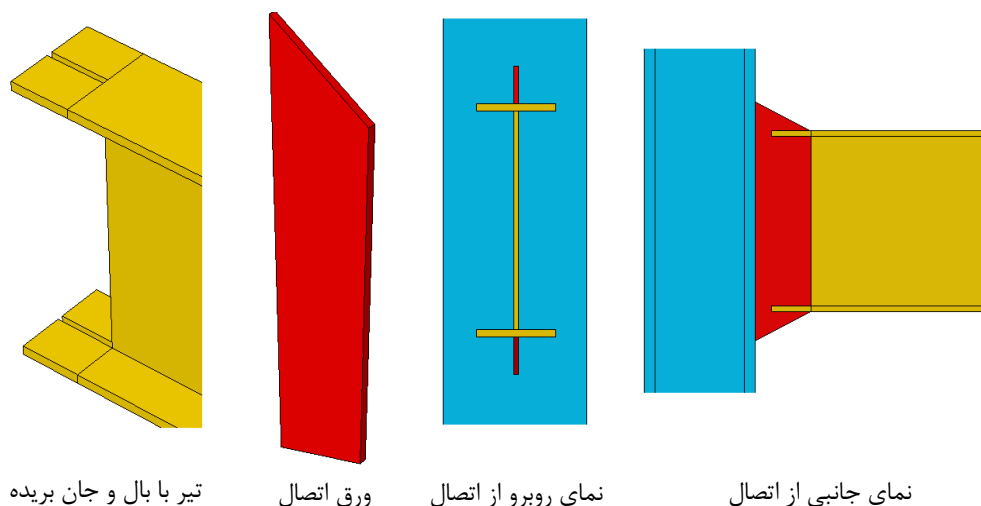
اتصالات خمشی رایج دارای معایبی از قبیل جوش نفوذی کامل پرهزینه و بعضاً اجرای اتصال در محل پروژه است که بر هزینه‌ی پایانی اجرا و زمان اجرا تاثیرگذار خواهد بود. همچنین، برای برآوردن ملزومات طرح لرزه‌ای اتصالات خمشی رایج، باید از فلسفه‌ی ستون قوی-تیر ضعیف تبعیت نمود که خود منجر به ایجاد ستون بزرگ و سنگین می‌شود. برای برطرف نمودن کاستی‌ها و نقص‌های اشاره شده در اتصالات خمشی رایج، نوع جدیدی از اتصال که توسط آستانه اصل و همکاران پیشنهاد شد و همانند اتصالات پیشین دارای رفتاری خمشی است و می‌تواند جایگزین مناسبی برای آن‌ها باشد، بررسی می‌شود.

در شکل (۲) اتصال ورق نوین نشان داده شده است. این اتصال در دو نوع پیچی و جوشی قابلیت کاربرد دارد. در حالت جوشی، ورق اتصال در محیط کارگاه به بال ستون جوش می‌شود و سپس در محیط پروژه تیر به ورق اتصال جوش می‌شود. نوع جوش در محیط پروژه می‌تواند از نوع جوش گوشه یا نفوذی نسبی باشد. برای برخی از تیرهای سنگین و بزرگ، این جوش‌ها پیشنهاد می‌شوند که از نوع نفوذی کامل باشند. در حالت اتصال با پیچ، اتصال ورق به شکل T-شکل می‌تواند هم در کارخانه با جوش دادن یک ورق بال به ورق اتصال ساخته شود و نیز می‌تواند به طور مستقیم از تیر آهن‌های W یا WT رایج در بازارهای تجاری آمریکا بریده شوند. ورق T-شکل پیشنهاد می‌شود که به تیر در محیط کارخانه جوش داده شود و ورق به بال ستون در محیط پروژه پیچ شود. هر دو نوع اتصال پیچی و جوشی دارای پنج مولفه‌ی جدا از هم هستند: (۱) ورق اتصال، (۲) تیر، (۳) ستون، (۴) اتصال ستون به ورق و (۵) اتصال تیر به ورق اتصال. این المان‌ها در ادامه توضیح داده می‌شوند.



(ب) اتصال پیشنهادی جوشی

(الف) اتصال پیشنهادی به صورت پیچ



تیر با بال و جان بریده

ورق اتصال

نمای روبرو از اتصال

نمای جانبی از اتصال

(ج) جزئیات و نمای روبرو و جانبی از اتصال

شکل ۲- اتصال ورق به تیر و ستون

الف) ورق اتصال: ورق به صورت یک ورق عمودی و در صفحه‌ی جان تیر و ستون است. عمدتاً تحت نیروهای برشی و خمشی و مقدار کمی نیروی محوری قرار می‌گیرد. تشکیل مفصل پلاستیک به دلیل تسلیم درون صفحه‌ای ورق اتصال ابتدا اتفاق می‌افتد. ورق اتصال به منظور تسلیم ناحیه‌ی بین وجه بال ستون و انتهای تیر طراحی می‌شود و این ناحیه تنها ناحیه‌ی غیرالاستیک اتصال است. ورق اتصال تنها المان اتصال است که تسلیم می‌شود و انرژی را جذب می‌کند و همانند یک فیوز عمل می‌کند و سایر المان‌ها را از ورود به ناحیه‌ی غیرالاستیک بازمی‌دارد.

این ورق باید ظرفیت خمشی کافی برای مقابله با لنگرهای ناشی از ترکیبات بارگذاری مختلف مندرج در آئین‌نامه‌ها را داشته باشد. ناحیه‌ی مفصل پلاستیک ورق اتصال باید طوری طراحی شود که شکل‌پذیری کافی داشته باشد تا جوابگوی دوران مورد نیاز اتصال باشد. ورق اتصال همچنین طوری طراحی می‌شود که سختی دورانی کافی برای نگهداشتن دریفت طبقات در محدوده‌ی مجاز را داشته باشد. پارامترهای اصلی در طراحی ورق‌های اتصال، عمق و ضخامت آن، شکاف بین انتهای تیر و روی ستون و مصالح ورق اتصال است. تاثیر این پارامترها روی مقاومت، سختی و شکل‌پذیری مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

ب) تیر: با اعمال ورق اتصال پیشنهادی در این اتصال به عنوان فیوز، انتظار می‌رود که تیر در اثر وقوع زلزله در ناحیه‌ی الاستیک رفتار کند که از مزایای اصلی این اتصال است. تیر در این اتصال باید طوری طراحی شود که نیازهای مقاومتی در برابر بارهای ثقلی و سختی بار جانبی را برآورده نماید.

ج) ستون: به دلیل استفاده از ورق اتصال به عنوان یک فیوز و موقعیت آن در نزدیکی وجه ستون، انتظار می‌رود که ستون در ناحیه‌ی الاستیک باقی بماند (با تنها محدود نمودن تسلیم شدن جان ستون). در این مورد، ستون تحت لنگر پلاستیک ورق اتصال بجای تیر قرار می‌گیرد. ظرفیت لنگر پلاستیک کوچک ورق اتصال در مقایسه با تیر (تقریباً ۶۰ تا ۸۰ درصد ظرفیت پلاستیک تیر است) اغلب موجب تسلیم حداقل جان ستون و کاهش نیاز به ورق‌های مضاعف برای بیشتر موارد می‌شود. همچنین در این نوع اتصال، هیچ اتصال مستقیمی توسط بال تیر به بال ستون ایجاد نمی‌شود. بنابراین، این امر موجب کمتر شدن تمرکز تنش، اعوجاج و تغییر شکل بال‌های ستون یا تسلیم موضعی جان ستون، کمانش موضعی بال ستون و کنده شدن جان می‌شود. در ضمن به ندرت در این سیستم نیاز به ورق پیوستگی خواهد بود. از این رو در این سیستم نیازی به رعایت نمودن ضابطه‌ی "تیر ضعیف-ستون قوی" نیست [۲۱]. از مزایای استفاده از ورق موردنظر در این طرح می‌توان به این مورد اشاره نمود که مفصل پلاستیک در ورق شکل می‌گیرد که مقاومت، سختی دورانی و شکل‌پذیری مناسبی را فراهم می‌کند. همچنین، نیازی به برآورده نمودن معیار "تیر ضعیف-ستون قوی" نیست. در عوض، معیار "قاب قوی-ورق ضعیف" باید ابقاء شود تا از شکل‌گیری مفصل پلاستیک در ورق اتصال اطمینان حاصل نمود. این در حالی است که ستون، تیر، تمام جوش‌ها، بولت‌ها و المان‌های اتصال در ناحیه‌ی الاستیک باقی می‌مانند. علاوه بر این، ورق‌های پیوستگی در ستون در اکثر موارد نیازی نیست و اتصال مستقیمی بین بال تیر و بال ستون وجود ندارد. این امر موجب کاهش احتمال تغییر شکل موضعی بال ستون و کمانش و مچالگی جان

ستون را به همراه خواهد داشت. در ضمن، تیر در این سیستم نیازی نیست که از نوع مقطع فشرده باشد. دلیل آن نیز این است که تیر طوری طراحی می‌شود که در ناحیه‌ی الاستیک بماند.

۳- مدل‌سازی عددی

۳-۱- مشخصات هندسی اعضاء و مکانیکی مصالح

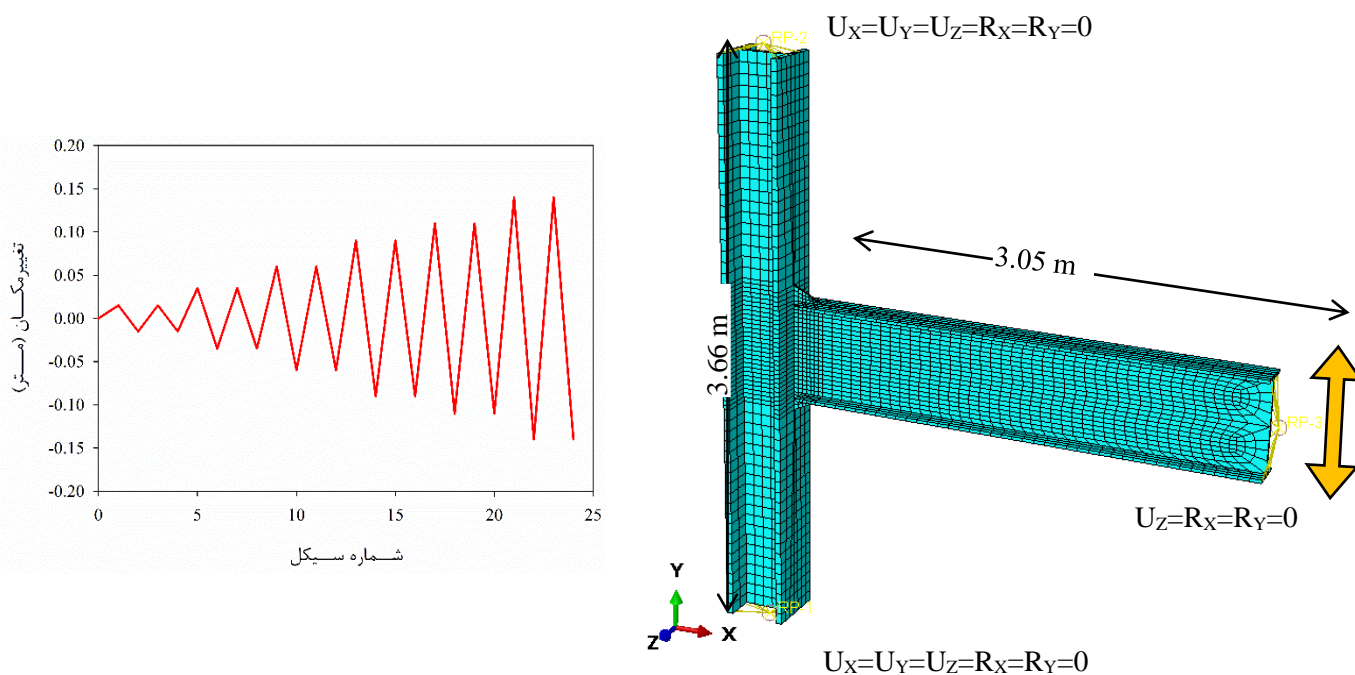
در این تحقیق، مقاطع تیر و ستونی که در پروژه SAC (FEMA-355D) لحاظ شده بودند، انتخاب شدند. یک اتصال تیر به ستون خارجی با ارتفاع کل سقف ۳/۶۶ متر و طول دهانه‌ی تیر ۶/۱ متر می‌باشد (در مدل‌های عددی وسط دهانه در نظر گرفته شده است که بدین ترتیب طول تیر مورد مطالعه برابر با ۳/۰۵ متر می‌شود). در تحلیل غیرالاستیک از ملزومات ذکر شده برای الگوی بارگذاری چرخه‌ای اتصالات خمشی AISC در بخش K از این آئین‌نامه [۲۲] استفاده شده است. مقطع تیر و ستون به ترتیب از مقاطع بال پهن آمریکایی $W14 \times 22$ و $W27 \times 94$ می‌باشند. همچنین برای تمام اعضای فولادی از یک مصالح با تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال استفاده شده است. برای انجام مطالعات پارامتریک، متغیرهایی نظیر فاصله‌ی آزاد ورق (FL)، ضخامت ورق (t_p)، ارتفاع کلی ورق (H_p) و جنس ورق در نظر گرفته شدند. برای متغیر فاصله‌ی آزاد ورق (FL) شش مقدار برابر با $2.5t_{bw}$ ، $4.0t_{bw}$ ، $4.5t_{bw}$ ، $6.0t_{bw}$ ، $8.0t_{bw}$ ، $11.5t_{bw}$ در نظر گرفته شدند. t_{bw} بیانگر ضخامت جان تیر است که برابر با ۱۳ میلی‌متر می‌باشد. همچنین سه مقدار برای ضخامت ورق برابر با ۶/۵، ۱۳ و ۲۶ میلی‌متر و نیز سه مقدار برای زاویه‌ی ورق برابر با ۳۰، ۴۵ و ۶۰ درجه انتخاب شدند. برای مشخصات مکانیکی مصالح فولادی ورق از سه مقدار متفاوت تنش تسلیم برابر با ۳۴۵، ۲۴۰ و ۱۳۰ مگاپاسکال استفاده شده است.

روش انجام تحقیق بدین ترتیب است که ابتدا با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی نمونه‌هایی که فقط متغیر FL در آن‌ها متفاوت است، مقدار مناسبی برای تعیین این پارامتر انتخاب می‌شود. در این حالت، تنش تسلیم برای تمام اعضای فولادی برابر با ۳۴۵ مگاپاسکال، ضخامت ورق برابر با ضخامت جان تیر (۱۳ میلی‌متر) و شیب ورق برابر با ۳۰ درجه می‌باشد. سپس تحلیل‌های دیگر با توجه به ثابت قرار دادن پارامتر FL انجام می‌شود.

۳-۲- معرفی المان‌های محدود، شرایط مرزی و مدل رفتاری مصالح فولادی

برای تمام المان‌های مدل (اعضای تیر، ستون و ورق‌ها) از المان C3D8R استفاده شده است. این المان‌های حجمی از نوع مرتبه-ی اول و شش وجهی می‌باشند. برای ساخت مدل مبنا از ۷۲۳۰ گره و ۴۰۱۶ المان استفاده شده است. لازم به ذکر است که برای رسیدن به این تعداد از المان سعی و خطای متعددی برای رسیدن به نتیجه‌ی مناسب با نمونه‌ی آزمایشگاهی اعتبارسنجی صورت گرفته است. همچنین در نواحی نزدیک به اتصال، ابعاد المان یک‌سوم ابعاد سایر بخش‌های مدل می‌باشد. در تعیین اندازه مناسب المان، چندین تکرار بر روی مدل اعتبارسنجی انجام گرفت که تاثیر اندازه المان در محل اتصال با لحاظ نمودن چهار مقدار ۱۰، ۲۰، ۳۰ و ۵۰ میلی‌متر و در سایر بخش‌ها برابر با ۴۰، ۷۰، ۱۰۰ و ۱۳۰ میلی‌متر بر رفتار نمونه‌ی اعتبارسنجی در شکل (۶-ب) مورد بررسی قرار گرفت. در این شکل، منظور از بعد المان، اندازه‌ی المان در ناحیه‌ی اتصال است. نتایج دو حالت استفاده از المان با بعد ۱۰ و ۲۰ میلی‌متر مشابه یکدیگر است، اما برای صرفه‌جویی در زمان تحلیل بدون کاهش دقت تحلیل، اندازه مناسب المان در ناحیه‌ی اتصال حداکثر ۲۰ میلی‌متر و سایر بخش‌ها تا ۷۰ میلی‌متر انتخاب شد.

الگوی بارگذاری به همراه شرایط مرزی در شکل (۳) نشان داده شده است [۲۳]. در ابتدا و انتهای ستون از تکیه‌گاه گیردار ثابت استفاده شده است (فقط درجه آزادی دورانی عمود بر صفحه‌ی قاب آزاد است). همچنین به بالای ستون یک نیروی محوری معادل ۱۰ درصد نیروی تسلیم ستون (نیروی تسلیم ستون تقریباً برابر با ۱۴۰۰۰ کیلونیوتن است) وارد شده است. ابتدای تیر نیز بارگذاری چرخه‌ای اعمال شده است که از حرکت عمود بر صفحه با اعمال قید ممانعت شده است.



[۲۳] (ب) الگوی بارگذاری

(الف) شرایط مرزی و المانها

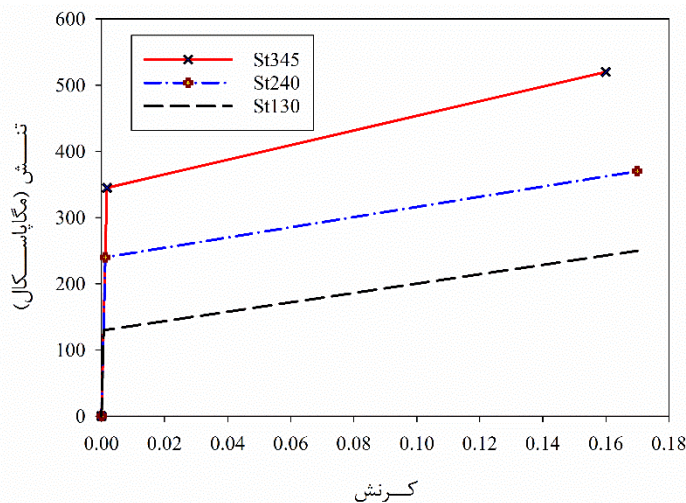
شکل ۳- شرایط مرزی و الگوی بارگذاری مدل عددی

برای بیان رفتار قابل پیش‌بینی فولاد در کشش و فشار از دو رابطه‌ی (۱) و (۲) استفاده می‌شود. داده‌های تنش و کرنش کسب شده از آزمایش کشش به تنش واقعی σ_{true} و کرنش پلاستیک لگاریتمی ϵ_{ln}^{pl} برای تحلیل المان محدود با استفاده از روابط ذیل قابل تبدیل هستند [۲۴].

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom} (1 + \epsilon_{nom}) \quad (1)$$

$$\epsilon_{ln}^{pl} = \ln(1 + \epsilon_{nom}) - (\sigma_{true} / E_s) \quad (2)$$

در این رابطه، E_s مدول الاستیسیته‌ی فولاد، σ_{nom} تنش مهندسی یا نرمال و ϵ_{nom} کرنش مهندسی یا نرمال می‌باشد. ضریب پواسون فولاد نیز در تحلیل‌ها برابر با 0.3 در نظر گرفته می‌شود. برای تعیین رفتار غیر خطی فولاد نیز از مدل پلاستیک کامل با رفتار دو خطی استفاده شده است (شکل ۴).



شکل ۴- منحنی تنش-کرنش فولادهای مورد استفاده در مدل‌های عددی

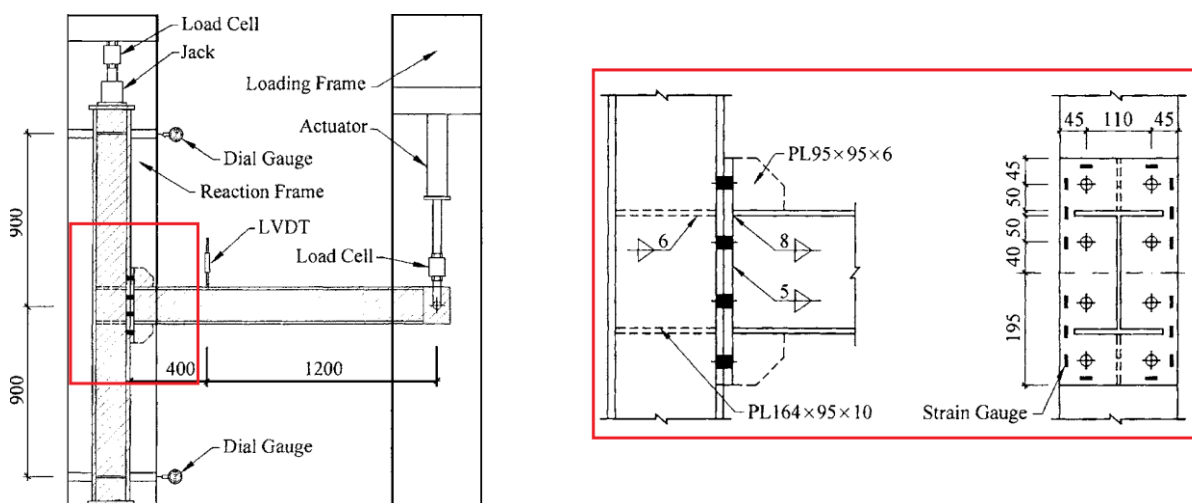
۳-۳- اندرکنش بین بخش‌های مختلف اتصال

از آنجائی که تمام بخش‌ها به کمک جوش به یکدیگر متصل شده‌اند و مطابق با نمونه‌ی آزمایشگاهی صحت‌سنجی، هیچ شکست و گسیختگی در ناحیه‌ی جوش اتفاق نیفتاده است، لذا از قید tie برای همبسته نمودن گره‌ها در بخش‌ها و فصل مشترک قطعات استفاده شده است. این قید همانند جوش در واقعیت عمل می‌کند و از حرکت نسبی دو بخش و دوران آن‌ها نسبت به یکدیگر جلوگیری می‌کند.

۴- اعتبارسنجی مدل عددی

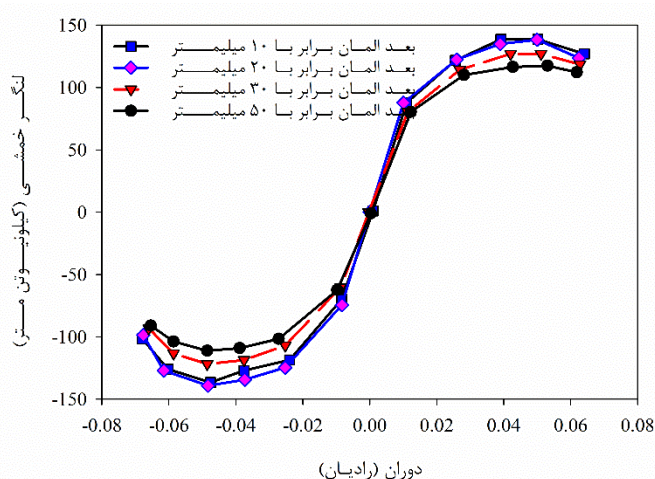
برای اعتبارسنجی مدل عددی از مدل آزمایشگاهی که توسط Guo و همکاران [۲۵] در سال ۲۰۰۶ صورت گرفت، استفاده می‌شود. آن‌ها ۶ نمونه‌ی آزمایشگاهی از اتصال خمشی تیر به ستون را با تغییر در پارامترهایی نظیر ضخامت ورق انتهایی اتصال، وجود سخت‌کننده برای ورق انتهایی و سخت‌کننده‌ی جان ستون را تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار دادند. در شکل (۵) مشخصات هندسی اتصال نشان داده شده است.

در بین نمونه‌ها، نمونه‌ی S-3 برای صحت‌سنجی انتخاب می‌شود. در این مدل هر دو سخت‌کننده برای ورق انتهایی و جان ستون وجود دارد. در مدل آزمایشگاهی برای اتصال ورق انتهایی به بال ستون از ۸ پیچ پرمقاومت با تنش تسلیم ۹۶۰ مگاپاسکال و تنش نهایی ۱۰۴۰ مگاپاسکال استفاده شد. از آنجائی که در گزارش ارائه شده توسط نویسندگان قید شد که هیچ‌گونه لغزش و تسلیم در پیچ‌ها ایجاد نشده است، لذا در مدل‌سازی عددی از مدل نمودن پیچ‌ها به دلیل افزایش در زمان تحلیل، افزایش در تعداد المان‌ها و تماس بین بخش‌ها صرف‌نظر شده است. برای اتصال تمام بخش‌ها به یکدیگر از قید tie استفاده شده است که مطابق با اتصال جوشی است. تمام اعضا از مصالح فولادی با تنش تسلیم ۳۱۰ مگاپاسکال و تنش نهایی ۴۸۰ مگاپاسکال می‌باشند. لازم به ذکر است که یک بار متمرکز ۵۰۰ کیلونیوتن در تمام طول بارگذاری به صورت ثابت به بالای ستون وارد شده است که تقریباً ۲۰ درصد نیروی تسلیم ستون می‌باشد.

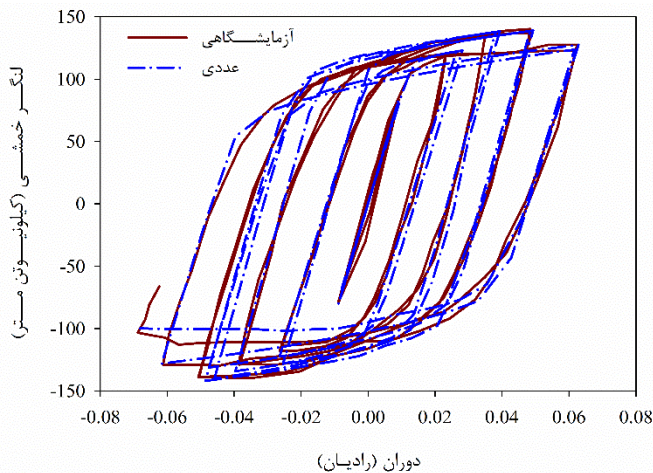


شکل ۵- مشخصات هندسی اتصال [۲۵]

در تعریف مدل رفتاری فولاد از مدل خسارت پلاستیک برای مصالح فلزی استفاده شده است. با انجام سعی و خطا برای تعیین پارامترهای این مدل خسارت، کرنش شکست برابر با ۰/۱۲ اختیار شد. در شکل (۶)، مقایسه‌ای بین منحنی‌های نیرو-تغییرمکان بین دو نمونه‌ی آزمایشگاهی و عددی صورت گرفته است. تغییرمکان از انتهای تیر قرائت شد و با توجه به فاصله‌ی ۱۷۶۵ میلیمتری بین این نقطه تا وسط جان ستون، دوران محاسبه شد. همچنین فاصله‌ی بین دو نقطه‌ی بالا و پائین دو تکیه‌گاه ستون ۱۹۰۰ میلیمتر است که عکس-العمل راستای X در یکی از این دو نقطه در این فاصله ضرب شده است تا لنگر خمشی حاصل شود. با توجه به شکل (۶-الف) مشاهده می‌شود که حداکثر لنگر خمشی قابل تحمل در نمونه‌ی آزمایشگاهی برابر با ۱۴۰/۲ کیلونیوتن متر است و این مقدار در نمونه‌ی عددی به ۱۳۹/۴ کیلونیوتن متر رسیده است (کاهش ۰/۶ درصدی). همچنین سختی الاستیک اولیه‌ی نمونه‌ی آزمایشگاهی برابر با ۹۴۱۰ کیلونیوتن-متر بر رادیان است که تقریباً ۰/۲ درصد نسبت به نمونه‌ی عددی (سختی الاستیک نمونه‌ی عددی برابر با ۹۳۹۳ کیلونیوتن-متر بر رادیان حاصل شده است) اختلاف دارد.



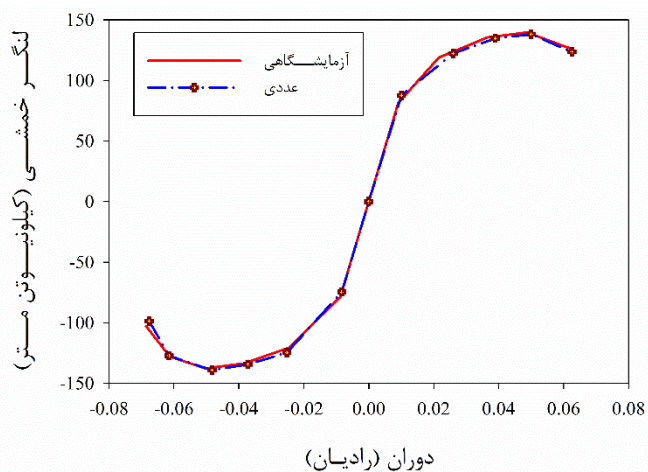
(ب) مقایسه اثرات اندازه المان بر منحنی لنگر خمشی-دوران



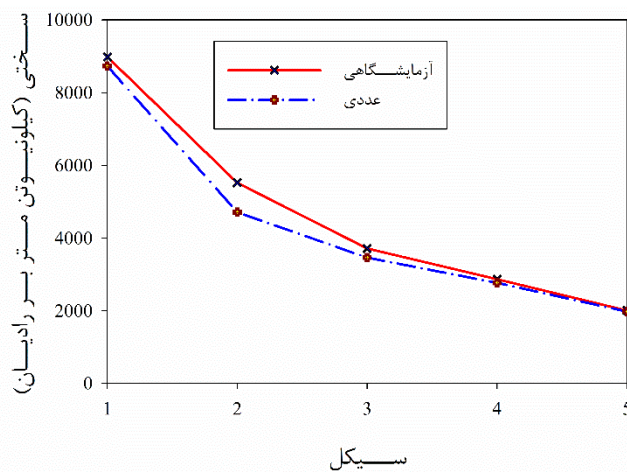
(الف) مقایسه منحنی لنگر خمشی-دوران دو نمونه عددی و آزمایشگاهی

شکل ۶- منحنی نیرو-تغییر مکان دو نمونه آزمایشگاهی و المان محدود

علاوه بر مقایسه‌ای که در شکل (۶) صورت گرفته است، مقایسه‌ای بین نتایج مدل آزمایشگاهی و عددی در قالب نمودارهای پوش و تغییر سختی در سیکل‌های متوالی در شکل (۷) صورت گرفته است. همچنین مطابق با گزارش ارائه شده، مود تسلیم هر دو نمونه آزمایشگاهی و عددی در یک وضعیت اتفاق افتادند. هر دو نمونه دارای مود تسلیم کمانش بال تیر می‌باشند که در شکل (۸) نشان داده شده است. مطابق با نتایج حاصل شده، می‌توان اینطور برداشت نمود که نمونه‌ی مورد نظر دارای رفتار مشابهی با نمونه‌ی تجربی است.

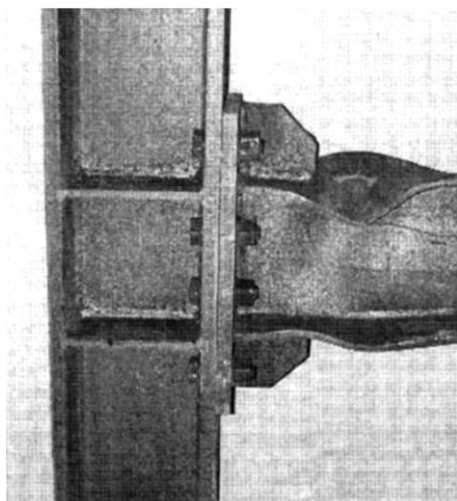


(الف) نمودار لنگر خمشی-دوران

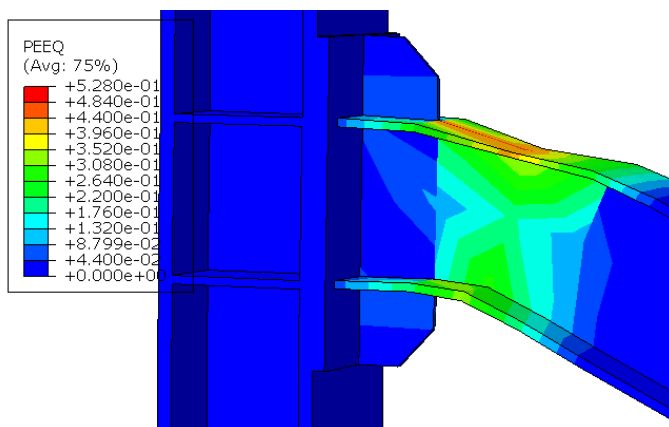


(ب) تغییرات سختی در سیکل‌های متوالی

شکل ۷- مقایسه منحنی پوش و تغییرات سختی دو نمونه آزمایشگاهی و عددی



(ب) کمانش بال تیر در مدل آزمایشگاهی



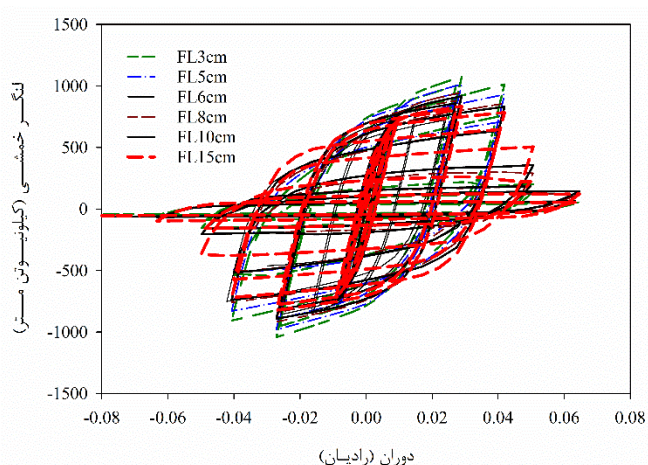
(الف) تصویر بزرگنمایی شده کمانش یافته‌ی بال تیر در مدل عددی

شکل ۸- مقایسه مود تسلیم دو نمونه‌ی آزمایشگاهی و عددی

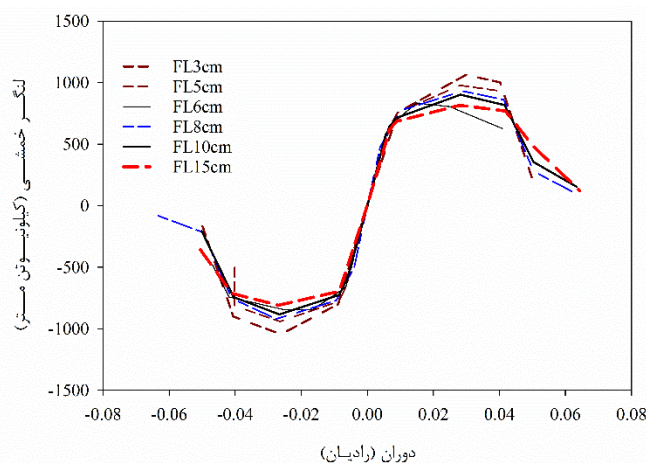
۵- نتایج و بحث

۵-۱- تاثیر فاصله‌ی آزاد ورق اتصال

به دلیل ماهیت و ذات نازک و لاغر بودن ورق اتصال که در راستای قائم قرار گرفته است، ناپایداری جانبی یکی از نگرانی‌های اصلی است که رفتار چرخه‌ای را تحت تاثیر قرار می‌دهد. پارامتر نسبت عرض به ضخامت رفتار کمانش موضعی ورق را می‌تواند کنترل کند که در این مطالعه نیز طول آزاد ورق (FL) به ضخامت ورق (t_g) تعیین کننده خواهد بود. با توجه به مطالعات پارامتریک اولیه، نسبت طول آزاد به ضخامت ورق اتصال بین ۴ تا ۶ می‌تواند باشد. با توجه به نتایج می‌توان دریافت که با کاهش فاصله‌ی آزاد ورق (فاصله‌ی بین انتهای بال‌های تیر تا سطح بال ستون) ظرفیت برشی کلی اتصال تیر به ستون افزایش می‌یابد و تغییرشکل برون صفحه‌ای کمتری در ورق اتصال اتفاق می‌افتد. با استفاده از مقادیر کمتر FL (نزدیک به حالت اتصال مستقیم تیر به ستون)، جان ستون متحمل نیروی برشی می‌شود که از طریق ورق‌های مثلی به آن انتقال می‌یابند. در شکل (۹)، مقایسه‌ای بین نمودارهای هیستریزیس لنگرخمشی-دوران اتصال با فواصل مختلف آزاد ورق اتصال نشان داده شده است. در این بخش تحلیل‌های صورت گرفته برای وضعیتی هستند که مصالح با تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال، ضخامت ورق اتصال برابر با ۱۳ میلیمتر و شیب ورق برابر با ۳۰ درجه باشد.



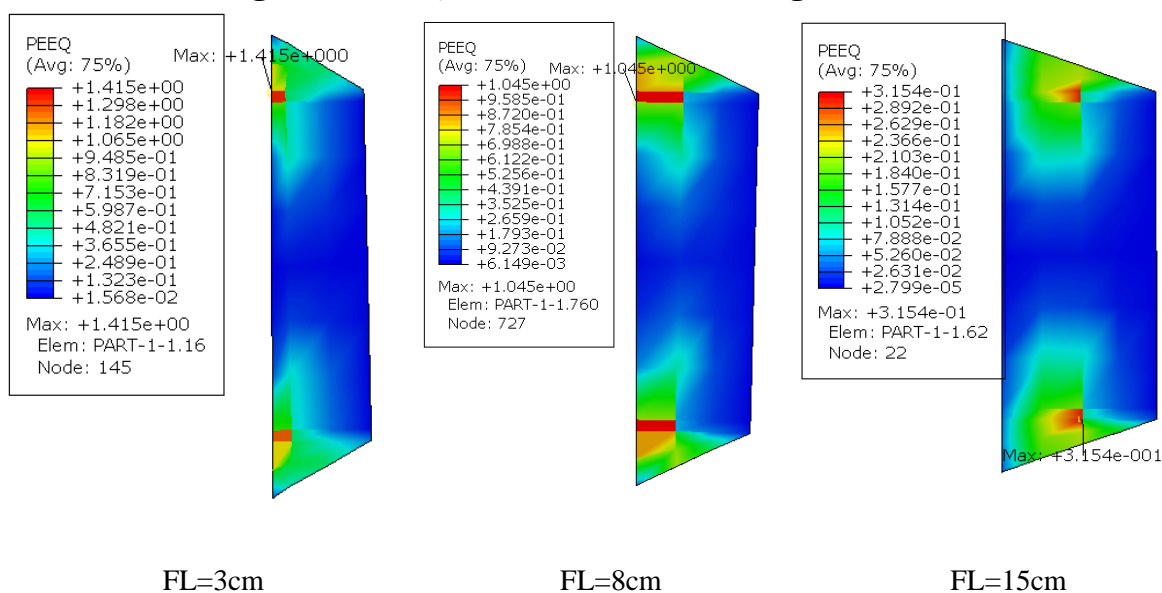
(الف) منحنی هیستریزیس لنگرخمشی-دوران اتصال



(ب) منحنی پوش لنگرخمشی-دوران اتصال

شکل ۹- منحنی هیستریزیس و پوش لنگرخمشی-دوران اتصال با تغییر در پارامتر فاصله‌ی آزاد ورق

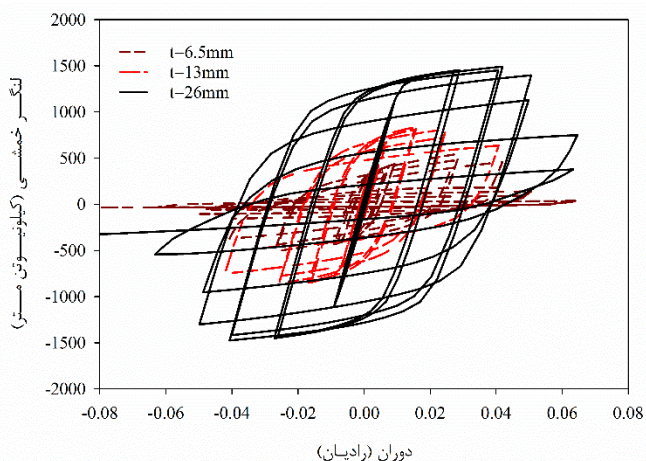
با توجه به آئین‌نامه‌ی AISC/ANSI 360-10، برای یک المان فشاری در یک اتصال تحت بارگذاری مونوتونیک، کماتش موضوع مهمی نمی‌تواند باشد، مگر اینکه نسبت لاغری کمتر از ۲۵ باشد. با فرض ضریب طول موثر ۰/۷۵، با یک ضریب ۰/۸ برای محدود نمودن نسبت لاغری (جهت لحاظ نمودن اثر بارگذاری چرخه‌ای)، این نسبت لاغری می‌تواند به ۲۶/۶۷ برسد که به طور خودکار بیشتر از محدوده‌ی طول آزاد ورق است. به طور کلی، مقدار کوچک FL منجر به تقاضای موضعی زیاد می‌شود. از آنجا که تمام مدل‌ها با یک فرض طراحی شدند، می‌توان مطابق با شکل (۹) آن‌ها را با یکدیگر مقایسه نمود. قابل ذکر است که FL به طور مستقیم روی طول مفصل پلاستیک تاثیر می‌گذارد. به عنوان نمونه، طول کوچک FL متناسب با طول کوچک مفصل پلاستیک است و می‌تواند منجر به تقاضای کرنشی قابل توجهی در گوشه‌ی ورق اتصال شود (شکل ۱۰). با همین توصیفات، کرنش موضعی در گوشه‌ی ورق‌های اتصال را می‌توان با زیادتر کردن طول آزاد ورق کمتر نمود (البته این امر باید تا جایی ادامه یابد که ناپایداری جانبی قابل توجهی ایجاد نکند). بنابراین، اگر بتوان برای بال پائین تیر مهار جانبی فراهم نمود، می‌توان با استفاده از مقدار بزرگتر FL که کمتر از ۸ برابر ضخامت ورق باشد، به نتیجه‌ی مطلوب دست یافت. برای انجام تحلیل در سایر نمونه‌ها از فاصله‌ی آزاد ۶ سانتی‌متر به صورت ثابت و تغییر در سایر پارمترها استفاده می‌شود.



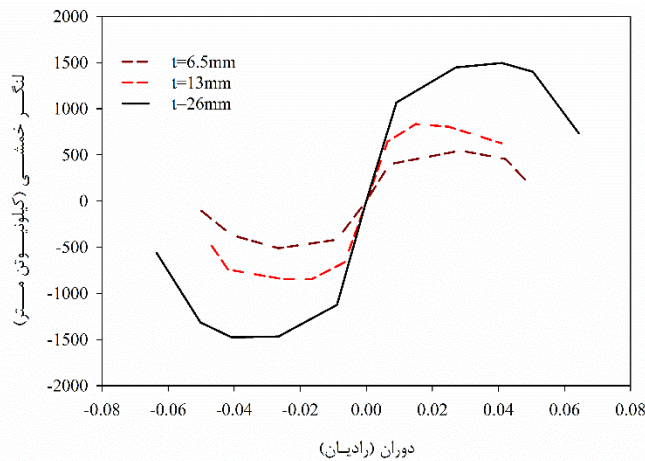
شکل ۱۰- مقایسه کرنش پلاستیک معادل بین نمونه‌ها با فواصل آزاد مختلف در گام آخر بارگذاری

۵-۲- تاثیر ضخامت ورق اتصال

به منظور بررسی این مطلب که ورق اتصال باید به صورت یک فیوز غیرالاستیک قابل اعتماد عمل کند، سه مقدار مختلف (۶/۵، ۱۳ و ۲۶ میلی‌متر) برای ضخامت ورق در نظر گرفته شد. دلیل انتخاب این مقادیر براساس معیار طراحی است که ظرفیت خمشی پلاستیک ورق اتصال از ظرفیت خمشی تسلیم تیر (برابر با ۱۳۷۴/۵ کیلونیوتن متر است) کمتر باشد. شکل (۱۱) رفتار هیستریزس اتصالات با سه ضخامت مختلف را نشان می‌دهد. در این تحلیل‌ها، طول فاصله‌ی آزاد برابر با ۶۰ میلی‌متر، تنش تسلیم ورق برابر با ۳۴۵ مگاپاسکال و شیب ورق اتصال برابر با ۳۰ درجه لحاظ شدند.



(الف) منحنی هیستریزس لنگر خمشی-دوران اتصال

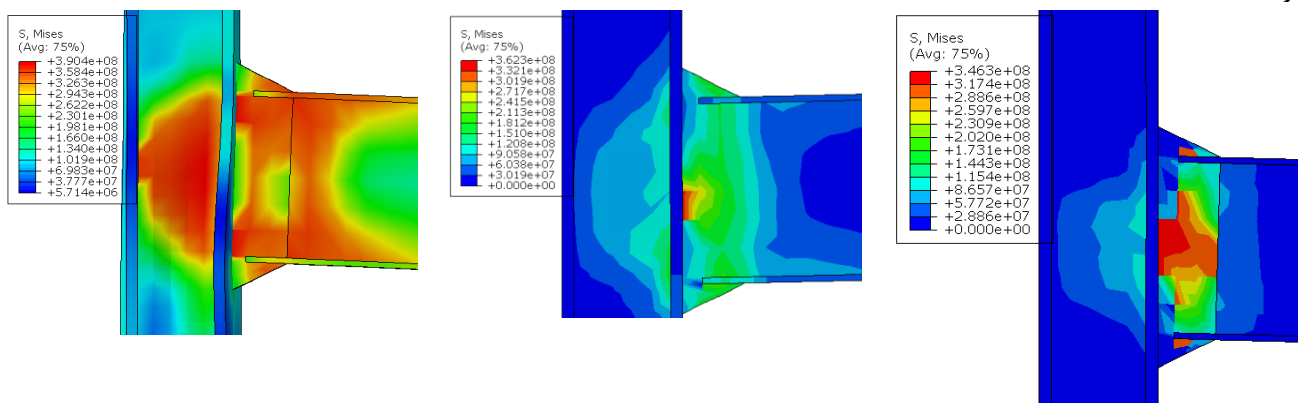


(ب) منحنی پوش لنگر خمشی-دوران اتصال

شکل ۱۱- منحنی هیستریزس و پوش اتصال با تغییر در ضخامت ورق اتصال

بدین ترتیب با تغییر در ضخامت ورق اتصال، سختی الاستیک اتصال در صورت استفاده از ورق با ضخامت ۱۳ میلیمتر نسبت به ورق با ضخامت ۶/۵ میلیمتر تقریباً ۳۹ درصد بیشتر و نسبت به ورق با ضخامت ۲۶ میلیمتر ۱۷ درصد کمتر است. همچنین حداکثر لنگر قابل تحمل در نمونه‌ی با ضخامت ۶/۵ میلیمتر برابر با ۵۵۰/۷ کیلونیوتن متر است که با دو برابر و چهار برابر نمودن ضخامت ورق اتصال می‌توان به ترتیب به ۱/۵ و ۲/۷ برابر ظرفیت خمشی دست یافت. با توجه به مطلب بیان شده در ارتباط با ظرفیت خمشی تسلیم تیر، می‌توان دریافت که حداکثر ضخامتی که برای ورق اتصال می‌توان در نظر گرفت تقریباً ۲ برابر ضخامت جان تیر است. حداکثر ظرفیت خمشی الاستیک برابر با ۱۳۷۴/۵ کیلونیوتن متر محاسبه شد، در حالی که، حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در اتصال با ورق با ضخامت ۲۶ میلیمتر (دو برابر ضخامت جان تیر است) برابر با ۱۴۹۱/۶ کیلونیوتن متر بدست آمده است. بر این اساس محدوده‌ی یک تا دو برابر ضخامت ورق اتصال نسبت به ضخامت جان تیر قابل استفاده است.

در شکل (۱۲) مقایسه‌ای بین توزیع تنش فون-میسز برای سه اتصال با سه مقدار ضخامت ورق اتصال انجام گرفته است. مطابق شکل می‌توان دریافت که ورق اتصال با ضخامت بیشتر می‌تواند منجر به تسلیم شدن تیر یا کمانش یا تغییر شکل پیچشی خروج از صفحه‌ی تیر بشود. همچنین ورق ضخیم‌تر می‌تواند موجب تسلیم موضعی در ستون نسبت به حالت استفاده از ورق با ضخامت کمتر یا نازک‌تر بشود. در شکل (۱۲-ج) مشاهده می‌شود که استفاده از ورق با ضخامت بیشتر علاوه بر تسلیم کردن جان ستون می‌تواند موجب کمانش بال ستون نیز بشود.



(ج) ورق با ضخامت ۲۶ میلیمتر

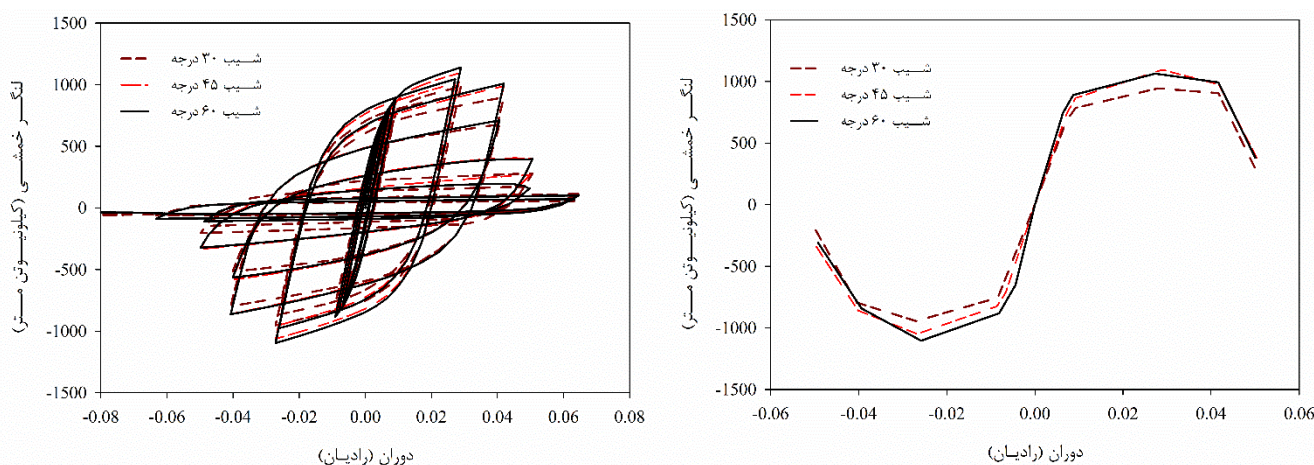
(ب) ورق با ضخامت ۱۳ میلیمتر

(الف) ورق با ضخامت ۶/۵ میلیمتر

شکل ۱۲- مقایسه توزیع تنش فون-میسز در نمونه‌ها با ضخامت‌های ورق متغیر

۵-۳- تاثیر شیب ورق اتصال

پارامتر شیب ورق، بیانگر ارتفاع کلی ورق اتصال در ناحیه‌ی متصل به بال ستون است. سه مقدار برای شیب ورق برابر با ۳۰، ۴۵ و ۶۰ درجه انتخاب شدند. با توجه به اینکه عمق تیر برابر با ۶۲۰ میلی‌متر می‌باشد، ارتفاع کلی ورق اتصال به ترتیب برابر با ۸۲۰، ۱۰۲۰ و ۱۳۲۰ میلی‌متر می‌شوند. مقایسه‌ای بین منحنی‌های لنگر خمشی-دوران اتصال در این سه وضعیت در شکل (۱۳) نشان داده شده است. در مدل‌های این بخش، ضخامت ورق برابر با ۱۳ میلی‌متر، فاصله‌ی آزاد برابر با ۶۰ میلی‌متر و تنش تسلیم ورق برابر با ۳۴۵ مگاپاسکال لحاظ شده است.

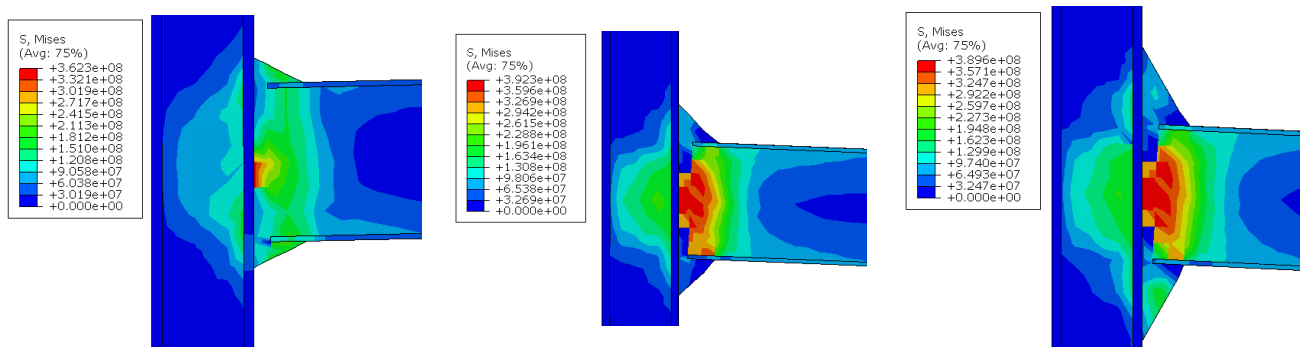


(الف) منحنی هیستریزس لنگر خمشی-دوران اتصال

(ب) منحنی پیش لنگر خمشی-دوران اتصال

شکل ۱۳- مقایسه‌ی منحنی‌های لنگر خمشی-دوران اتصال برای نمونه‌های با شیب مختلف ورق اتصال

با توجه به شکل (۱۳)، حداکثر لنگر خمشی قابل تحمل توسط نمونه با شیب ۳۰، ۴۵ و ۶۰ درجه به ترتیب برابر با ۹۸۶، ۱۰۹۸ و ۱۱۴۰ کیلونیوتن متر حاصل شده است. علاوه بر این، سختی الاستیک مدل با استفاده از ورق با شیب ۶۰ درجه نسبت به ورق با شیب ۳۰ درجه تقریباً ۲۰ درصد بیشتر شده است. بدین ترتیب ملاحظه می‌شود که چندان تفاوتی بین استفاده از شیب‌های مختلف ورق اتصال نمی‌باشد و لزومی به استفاده از ورق با ارتفاع کلی بیشتر نیست. به همین دلیل در تمام تحلیل‌ها از ورق با شیب ۳۰ درجه استفاده شده است (شکل ۱۴).



(ج) شیب ۳۰ درجه

(ب) شیب ۴۵ درجه

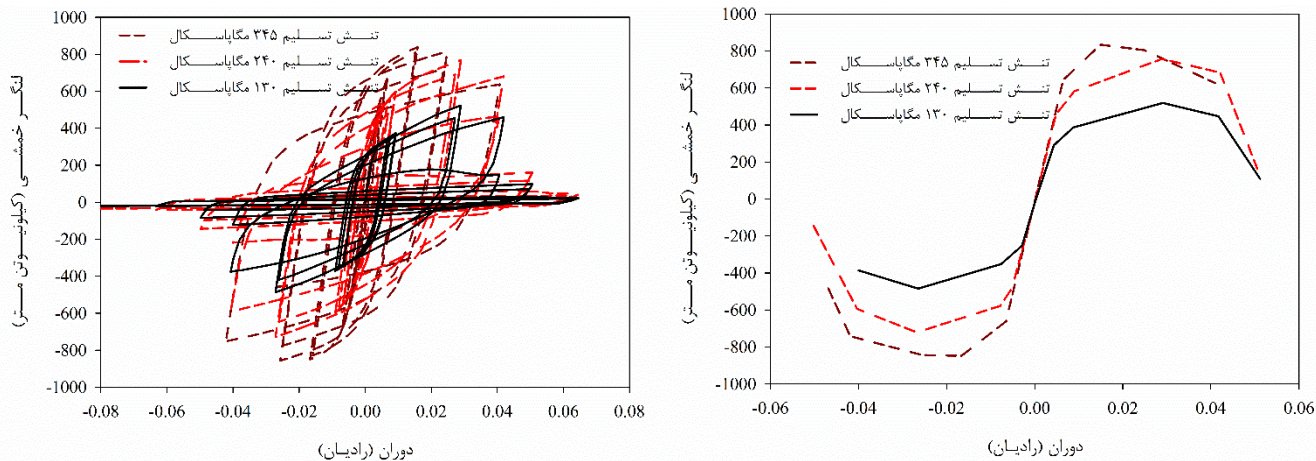
(الف) شیب ۶۰ درجه

شکل ۱۴- مقایسه توزیع تنش فون-میسز در اتصال با شیب‌های مختلف ورق اتصال

۵-۴- تاثیر مشخصات مکانیکی مصالح

با توجه به لحاظ نمودن این موضوع که ظرفیت خمشی ورق اتصال از ظرفیت خمشی تسلیم تیر کمتر است، استفاده از ورق اتصال با تنش تسلیم کمتر و استفاده از ورق بزرگ‌تر یا ضخیم‌تر می‌تواند مورد استفاده قرار بگیرد. یک ورق اتصال ضخیم‌تر می‌تواند مفید باشد، چرا که این امر می‌تواند توزیع بهتر تنش‌ها را از تیر به بلوک تنش مستطیلی شکل انجام دهد که نزدیک به توزیع تنش ایده‌آل شده

برای یک مقطع فولادی پلاستیک است. یک ورق اتصال ضخیم تر با مصالحی با تنش پائین می تواند مفیدتر در راستای جلوگیری از کمناش جانبی باشد. دلیل این امر نیز نسبت لاغری کوچک و آستانه‌ی کمناش زیاد است. در مدل‌های این بخش از ورق با ضخامت ۱۳ میلیمتر، فاصله‌ی آزاد ۶۰ میلیمتر و شیب ۳۰ درجه استفاده می‌شود. همچنین سه مقدار برای تنش تسلیم ورق (۳۴۵، ۲۴۰ و ۱۳۰ مگاپاسکال) استفاده شده است. در شکل (۱۵) منحنی‌های هیستریزیس لنگر خمشی-دوران اتصال نشان داده شده است.

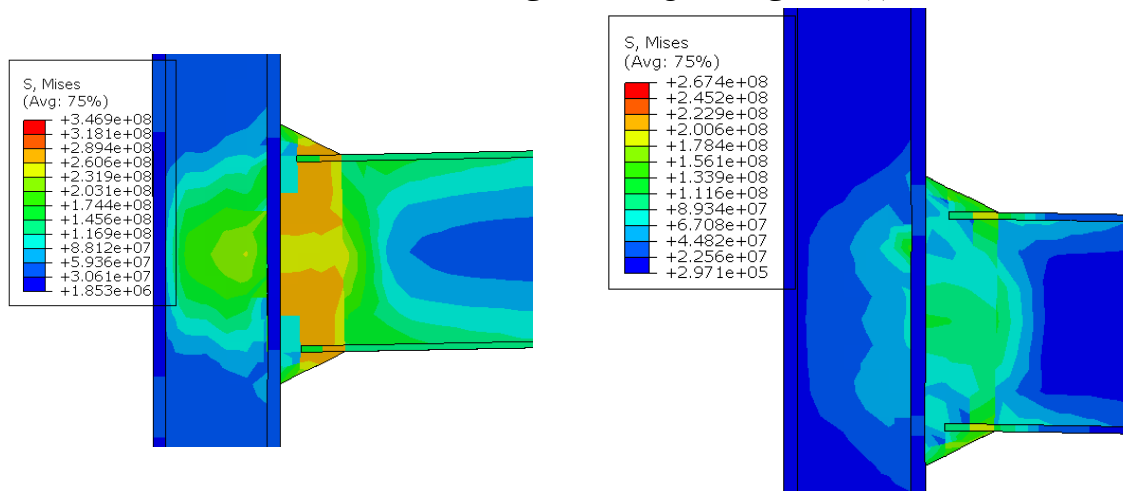


(الف) منحنی هیستریزیس لنگر خمشی-دوران اتصال

(ب) منحنی پوش لنگر خمشی-دوران اتصال

شکل ۱۵- مقایسه بین منحنی‌های لنگر خمشی-دوران اتصال و پوش منحنی‌ها در نمونه‌های با جنس مختلف مصالح

متابقی با شکل (۱۵)، حداکثر لنگر خمشی ایجاد شده در اتصال با تنش تسلیم ۱۳۰ مگاپاسکال برابر با ۵۲۳ کیلونیوتن متر است که با تغییر تنش تسلیم به ۳۴۵ مگاپاسکال این مقدار به ۸۳۸ کیلونیوتن متر می‌رسد. با توجه به شکل (۱۶) می‌توان اینطور برداشت نمود که استفاده از ورق اتصال با تنش تسلیم پائین تر می‌تواند توزیع مناسب تنشی بین المان‌ها برقرار کند.



(ب) ورق با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال

(الف) ورق با تنش تسلیم ۱۳۰ مگاپاسکال

شکل ۱۶- توزیع تنش فون-میسز در نمونه‌ها با تنش تسلیم مختلف ورق اتصال

۶- نتیجه گیری

در این تحقیق اتصال خمشی جدیدی با استفاده از ورق در قالب مدل المان محدود سه بعدی در برنامه‌ی آباکوس تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. پارامترهایی از قبیل، ضخامت ورق، شیب ورق، جنس ورق و فاصله‌ی آزاد ورق اتصال در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و ساخت ۱۲ مدل عددی لحاظ شدند. نتایج در قالب توزیع تنش و کرنش و منحنی‌های هیستریزیس لنگر خمشی-دوران اتصال ارائه شد که در ادامه مهم‌ترین یافته‌های تحقیق ارائه می‌شوند.

الف) استفاده از ورق اتصال به عنوان فیوز جاذب انرژی امکان محفوظ ماندن سایر اعضای سیستم را در ناحیه‌ی الاستیک بوجود می‌آورد. به طوری که در این سیستم نیازی به رعایت نمودن ضابطه‌ی طراحی ستون قوی-تیر ضعیف نیست و در عوض باید ضابطه‌ی قاب قوی-ورق اتصال ضعیف را در نظر گرفت.

ب) از آنجائی که محل تشکیل مفصل پلاستیک در ورق اتصال است و هیچ اتصال مستقیمی بین بال تیر و بال ستون وجود ندارد، نیازی به استفاده از ورق‌های پیوستگی و ورق‌های مضاعف در چشمه‌ی اتصال ستون نیست که این امر می‌تواند هزینه‌های ساخت را کاهش دهد. همچنین از هزینه‌ی جوش نفوذی کامل در محل پروژة می‌کاهد و تست فراصوت در محل کارخانه انجام می‌شود که می‌تواند بر کیفیت جوشکاری تاثیر بگذارد.

ج) مطابق با یافته مناسب‌ترین ضخامت ورق اتصال در محدوده‌ی یک تا دو برابر ضخامت جان تیر و فاصله‌ی آزاد بین ۴ تا ۶ برابر ضخامت ورق اتصال است.

د) استفاده از ورق اتصال با تنش تسلیم پائین می‌تواند توزیع مناسب تنش بین المان‌ها نسبت به سایر ورق‌ها با تنش‌های بالاتر ایجاد کند. این توزیع مناسب می‌تواند از تمرکز کرنش در گوشه‌های ورق جلوگیری نماید.

مراجع

- [1]. Wang, S., et al., *Seismic assessment of existing tall buildings: A case study of a 35-story steel building with pre-Northridge connection*. Engineering Structures, 2017. **141**: p. 624-633.
- [2]. Ghaderi, M., M. Gerami, and R. Vahdani, *Performance Assessment of Bolted Extended End-Plate Moment Connections Constructed from Grade St-37 Steel Subjected to Fatigue*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2020. **32**(5): p. 04020092.
- [3]. Wang, C.-H. and Y.-K. Wen, *Evaluation of pre-Northridge low-rise steel buildings. I: Modeling*. Journal of Structural Engineering, 2000. **126**(10): p. 1160-1168.
- [4]. Whittaker, A., A. Gilani, and V. Bertero, *Evaluation of pre-Northridge steel moment-resisting frame joints*. The Structural Design of Tall Buildings, 1998. **7**(4): p. 263-283.
- [5]. Youssef, N.F., D. Bonowitz, and J.L. Gross, *A survey of steel moment-resisting frame buildings affected by the 1994 Northridge earthquake*. 1995: US National Institute of Standards and Technology.
- [6]. FEMA-355D, *State of the Art Report on Connection Performance*. prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [7]. Hamburger, R.O. and J.O. Malley, *Seismic design of steel special moment frames*. NEHRP seismic design technical brief, 2009(2).
- [8]. Mahin, S.A., *Lessons from damage to steel buildings during the Northridge earthquake*. Engineering structures, 1998. **20**(4-6): p. 261-270.
- [9]. Venture, S.J., *Interim guidelines: evaluation, repair, modification and design of steel moment frames*. Rep. No. SAC, 1995. **95**: p. 2.
- [10]. Venture, S.J., *Connection Test Summaries*. Report FEMA, 1995. **289**: p. 96-02.
- [11]. Agency, F.E.M., *State of the art report on past performance of steel moment-frame buildings in earthquakes*. 2000.
- [12]. MacRae, G.A., et al., *The sliding hinge joint moment connection*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2010. **43**(3): p. 202-212.
- [13]. Engelhardt, M.D. and T.A. Sabol, *Seismic-resistant steel moment connections: developments since the 1994 Northridge earthquake*. Progress in structural engineering and materials, 1997. **1**(1): p. 68-77.
- [14]. Morrison, M.L., et al., *An Unstiffened Eight-Bolt Extended End-Plate Moment Connection for Special and Intermediate Moment Frames*. Journal of Structural Engineering, 2019. **145**(7): p. 04019055.
- [15]. Mashayekh, A. and C.-M. Uang, *Cyclic response of sloped steel moment connections*. Journal of Structural Engineering, 2019. **145**(7): p. 04019058.
- [16]. Kim, T. and E. Yu, *Seismic analysis of steel moment frames with column-tree connections*. Journal of Constructional Steel Research, 2019: p. 105871.
- [17]. Najafgholipour, M., K. Peykari, and S. Dehghan, *An alternative detail for continuity plates in steel beam to box-column moment-connections*. Journal of Constructional Steel Research, 2020. **167**: p. 105952.

- [18]. Zhang, X., S. Zheng, and X. Zhao, *Seismic performance of steel beam-to-column moment connections with different structural forms*. Journal of Constructional Steel Research, 2019. **158**: p. 130-142.
- [19]. Astaneh-Asl, A., X. Qian, and Y. Shi, *Application of Steel Shear Walls Toward More Resilient Structures, in Resilient Structures and Infrastructure*. 2019, Springer. p. 3-46.
- [20]. Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, *ABAQUS: theory manual*. Vol. 2. 1997: Hibbitt, Karlsson & Sorensen.
- [21]. Horne, M.R., and Morris, L. J. , *Plastic design of low-rise frames*. The MIT Press, 1982.
- [22]. Committee, A., *Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)*. American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois, 2010.
- [23]. Council, A.T., *Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures*. ATC-24, 1992.
- [24]. Lubhner, J. *Plasticity Theory*. Macmillan, New York, 1990.
- [25]. Guo, B., Q. Gu, and F. Liu, *Experimental behavior of stiffened and unstiffened end-plate connections under cyclic loading*. Journal of Structural Engineering, 2006. **132**(9): p. 1352-1357.