

Numerical investigation of thin steel plate shear wall behaviour equipped with energy absorption connection plate

Seyed Morteza Salimi¹, Sepideh Rahimi¹, Mohamad Hoseinzadeh¹, Mehdi Ebadi Jamkhaneh^{*2}

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

ABSTRACT

Although steel plate shear walls have the inherent advantages of formability and increasing the energy absorption of the lateral load system, there are some shortcomings such as buckling in the early stages of loading and high demand for shear force of the column. In order to address these cases, a new moment connection using steel trapezoidal plate in the form of numerical models of steel shear wall system under monotonic loading and cycles is presented. The main aim of this study is to provide a system of low-thickness steel shear wall that has the same capacity and energy absorption in accordance with the direct connection sample, while at the same time concentrate the plastic joint area on the connection plate. The connection plate acts like a fuse. In spite of conventional steel shear wall systems, the connection of the steel wall plate to the column has not been established and vertical lateral stiffeners have been used to improve its performance. Also, three different thicknesses used for the connection plate. The finite element numerical model was validated with eight test specimens and a good accuracy was established in terms of load-bearing capacity, elastic stiffness, and failure mode. The results of nonlinear static analyses on the developed models showed that the use of the connection plate was able to act as an energy-absorbing member and prevent the boundary elements from entering the plastic status. Therefore, the use of lower cross-section of column elements is possible. There is also no need to follow a weak beam- strong column rule and to use continuous or doubler plates in the panel zone of the column. Finally, it was found that the relationships presented in the AISC regulations are less than 7% to 25% for estimating the angle of the tensile field and the shear capacity.

ARTICLE INFO

Receive Date: 06 July 2020
Revise Date: 29 July 2020
Accept Date: 23 September 2020

Keywords:

Steel plate shear wall
Load-bearing capacity
Elastic stiffness
Finite element model
Connection plate

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.238284.2186>

*Corresponding author: Mehdi Ebadi Jamkhaneh
Email address: mehdi.ebadi1985@hotmail.com

بررسی عددی رفتار دیوار برشی فولادی نازک به همراه ورق اتصال جاذب انرژی

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

دیوارهای برشی فولادی در کنار مزایای ذاتی شکل پذیر بودن و افزایش جذب انرژی سیستم باربرجانبی، دارای نقص‌هایی نظیر کماتش در مراحل اولیه بارگذاری و ایجاد تقاضای زیاد نیروی برشی برای ستون می‌باشند. در راستای برطرف نمودن این موارد، اتصال خمشی جدید با استفاده از ورق فولادی دوزنقه‌ای شکل در قالب مدل‌های عددی سیستم دیوار برشی فولادی تحت بارگذاری مونوتونیک و چرخه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرد. هدف اصلی از بررسی این مورد، ارائه‌ی یک سیستم از دیوار برشی فولادی با ضخامت کم است که ظرفیت و جذب انرژی مشابه با نمونه‌ی اتصال مستقیم باشد و در عین حال، ناحیه‌ی مفصل پلاستیک در ورق اتصال متمرکز شود و این قطعه همانند یک فیوز عمل نماید. برخلاف روش مرسوم در سیستم‌های دیوار برشی فولادی، اتصال ورق دیوار فولادی به ستون برقرار نشده است و از سخت‌کننده‌های جانبی عمودی برای ارتقاء عملکرد آن استفاده شده است. همچنین از سه ضخامت مختلف برای ورق اتصال استفاده شده است. مدل عددی المان محدود با هشت نمونه‌ی آزمایشگاهی اعتبارسنجی شد و از نظر ظرفیت باربری، سختی الاستیک و مود تسلیم تطبیق مناسبی برقرار شد. نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بر روی مدل‌ها توسعه داده شده نشان دادند که استفاده از ورق اتصال توانست همانند یک عضو جاذب انرژی عمل نماید و المان‌های مرزی را از ورود به ناحیه‌ی پلاستیک باز دارد. از این‌رو استفاده از المان ستون مرزی با ابعاد کمتر امکان‌پذیر است. همچنین نیازی به رعایت ضابطه‌ی تیرضعیف-ستون قوی و استفاده از ورق‌های پیوستگی یا مضاعف در چشمه‌ی اتصال ستون نیست. در نهایت، مشخص شد که روابط ارائه شده در آئین‌نامه‌ی AISC برای تخمین زاویه‌ی میدان کششی و ظرفیت برشی ۷ تا ۲۵ درصد کمتر از واقعیت می‌باشند.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی، ظرفیت باربری، سختی الاستیک، مدل المان محدود، ورق اتصال

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.238284.2186	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.238284.2186	۱۴۰۰/۰۹/۳۰	۱۳۹۹/۰۷/۰۲	۱۳۹۹/۰۷/۰۲	۱۳۹۹/۰۵/۰۸	۱۳۹۹/۰۴/۱۶
			سپیده رحیمی		*نویسنده مسئول:	
			s_rahimi@iaunour.ac.ir		پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

در آغاز پیدایش دیوار برشی فولادی^۱، به منظور جلوگیری از کمانش ورق دیوار قبل از تسلیم شدن ورق، از سخت‌کننده‌های زیاد یا ضخامت زیاد ورق دیوار استفاده می‌شد [۱]. پس از این دوره، سیستم دیوارهای برشی فولادی با ضخامت کم (نازک) به دلیل ظرفیت پس‌کمانشی ناشی از عمل میدان کششی قطری ورق دیوار مورد توجه و استقبال قرار گرفت. سختی و مقاومت برشی قابل توجه، رفتار هیستریزس پایدار، قابلیت جذب انرژی بالا و شکل‌پذیری زیاد در کنار درجات نامعینی بالای دیوار برشی فولادی موجب شد تا همواره این سیستم به عنوان یکی از گزینه‌های اصلی در طراحی سازه‌های واقع در مناطق لرزه‌خیز شدید و بادخیز مطرح باشد [۲].

در کشورهایی نظیر ژاپن و چین، استفاده از سخت‌کننده به دلیل اطمینان از قابلیت جذب انرژی زیاد و شکل‌پذیری بدون استفاده از ورق با ضخامت زیاد بیشتر مطلوب است. با این وجود، استفاده از سخت‌کننده‌ها می‌تواند کمی بحرانی و نامطلوب باشد. دلیل آن نیز مربوط به استفاده از نیروی زیاد کار در فرایند نصب [۳] و افزایش هزینه‌های ساخت می‌باشد. در مقابل، دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده بیشتر در مناطق آمریکای شمالی مورد توجه است و دلیل این توجه را می‌توان در اقتصادی بودن و عملکرد خوب ورق‌های نازک بدون سخت‌کننده اشاره نمود. سیستم دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده شامل ورق‌های پرکننده فولادی می‌شود که با استفاده از المان‌های مرزی افقی^۲ (تیر) و عمودی^۳ (ستون) محاصره است [۴].

تاریخچه‌ی مدل‌های تحلیلی دیوارهای برشی فولادی به دهه‌ی ۶۰ میلادی برمی‌گردد. وقتی که باسلر و همکارانش [۵] طراحی تیر ورق‌ها را پیشنهاد دادند که بعدها مبنای بسیاری از مدل‌های تحلیلی دیوار برشی فولادی قرار گرفت. بررسی‌های اولیه بر روی مقاومت پس‌کمانشی دیوارهای برشی فولادی در دانشگاه آلبرتا انجام شد که مدل نواری مبنایی برای محاسبه‌ی مقاومت پس‌کمانشی دیوارهای برشی فولادی ارائه نمودند. این مطالعات در تحقیقات بعدی بر روی دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده مورد الهام قرار گرفت. این مدل مبنای ضوابط طراحی در آئین‌نامه‌های مختلفی نظیر FEMA 450 و CAN/CSA S16-11، AISC341-05، و [۶-۸]. مطالعات آزمایشگاهی، تحلیلی و عددی متعددی در طول دهه‌های اخیر بر روی دیوارهای برشی فولادی نازک بدون سخت‌کننده - که مورد توجه این تحقیق است - صورت گرفته است. وگنر [۹] نخستین پژوهش مهم را بر روی رفتار پس‌کمانشی تیر ورق انجام داد و با انجام آزمایش‌هایی نظریه میدان کششی قطری را ارائه داد. از جمله تحقیق‌های آزمایشگاهی صورت گرفته بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی نازک می‌توان به بررسی‌های آزمایشگاهی کولاک^۴ و تیملر [۱۰]، درایور [۱۱]، لوبل [۱۲] و ویان و همکاران [۱۳] اشاره نمود. نتایج این بررسی‌ها نشان داد که می‌توان از ذخیره پس‌کمانشی مفید، سختی، مقاومت و شکل‌پذیری بالا، خصوصیات هیستریزس پایدار و ظرفیت بالای جذب انرژی پلاستیک ورق فولادی نازک دیوار در تحمل بارهای جانبی استفاده نمود. نتایج حاصل از پوربا و برونو [۱۴] در سال ۲۰۰۹ رفتار ورق نازک فولاد دیوار برشی فولادی تقویت نشده داشتن با در نظر گرفتن یک الگوی منظم بازشوها مورد مطالعه قرار دادند. مطالعه آزمایشگاهی رفتار دیوار برشی فولادی تقویت شده و تقویت نشده که توسط صبوری قمی و سجادی [۱۵] در سال ۲۰۱۲ انجام گرفت نشان می‌دهد با به کار بردن سخت‌کننده، میزان جذب انرژی و مقاومت برشی دیوار فولادی افزایش می‌یابد. در مطالعه‌ی عددی صورت گرفته توسط السید و همکاران [۱۶] در سال ۲۰۱۴ روی مقاومت برشی نهایی دیوار برشی فولادی مشخص شد که با افزایش ضخامت ورق دیوار فولادی، برش پایه‌ی تحمیل شده به المان‌های مرزی افزایش می‌یابد. ژائو و همکاران [۱۷] در سال ۲۰۱۷ به بررسی رفتار دیوار برشی فولادی دنداندار تحت بارگذاری چرخه‌ای پرداختند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که استفاده از ورق‌های کنگره‌دار نسبت به ورق بدون سخت‌کننده ظرفیت کمانشی الاستیک بیشتری دارند و نیروی ثقلی بیشتری را می‌توانند تحمل کنند. اشرفی و همکاران در سال ۲۰۱۸ [۱۸] به بررسی عددی رفتار دیوار برشی فولادی با ورق موج‌دار پرداختند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که با افزایش ضخامت ورق موج‌دار، ظرفیت برشی و سختی دیوار فولادی افزایش می‌یابد. در سال ۲۰۱۸، دو و همکاران [۱۹] به بررسی عملکرد لرزه‌ای و ارائه‌ی روش مقاوم‌سازی دیوار برشی فولادی نازک دو طبقه با استفاده از سخت‌کننده‌های افقی و عمودی پرداختند. نتایج نشان داد که با مقاوم‌سازی، سازه توانست در سطح

¹ Steel Plate Shear Wall (SPSW)

² Horizontal Boundary Element (HBE)

³ Vertical Boundary Element (VBE)

⁴ Kulak

عملکرد ایمنی جانی بماند. در سال ۲۰۱۹، قمری و همکاران [۲۰] با جدا نمودن ورق دیوار فولادی از المان مرزی ستون و قرار دادن سخت کننده در دو سمت ورق دیوار فولادی توانستند از اعمال نیروی برشی زیاد به ستون‌ها جلوگیری کنند. همچنین مناسب‌ترین زوایه برای ورق دیوار فولادی برابر با ۶۰ درجه پیشنهاد شد. بیدختی و خطیبی [۲۱] در سال ۲۰۲۰ به منظور افزایش عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی فولادی از سوراخ‌های بیضی شکل استفاده کردند. نتایج آن‌ها نشان داد در وضعیتی که نسبت قطر کوچک به قطر بزرگ بیضی برابر با ۰/۵ باشد، ظرفیت نهایی، سختی الاستیک، نسبت شکل‌پذیری قاب و جذب انرژی به ترتیب به میزان ۱۵، ۲۸، ۳ و ۸ درصد افزایش پیدا می‌کند. در مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی صورت گرفته توسط آزندریانی و همکاران [۲۲] در سال ۲۰۲۰ بر روی دیوارهای برشی فولادی شامل ورق‌های با تنش تسلیم پائین نشان داد که استفاده از اتصال صلب و مفصلی تیر به ستون می‌تواند بر عملکرد و جذب انرژی سیستم دیوار فولادی تاثیر بگذارد و مشخصات مصالح ورق‌های دیوار فولادی می‌تواند تاثیر چنین ارتباطی را مشهودتر نماید.

از جمله معایب دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده در آئین‌نامه‌ی (AISC 2010, AISC 2016) [۲۳، ۲۴] را می‌توان در این مطلب جستجو نمود که عمل میدان کششی پس‌کمانشی ورق پرکننده موجب نیروهای جانبی بزرگی در ستون‌های مرزی می‌شود که به نوبه‌ی خود باعث ایجاد لنگرهای خمشی بزرگ و نیروهای محوری اضافی در ستون‌ها می‌شود. از این رو همیشه باید برای تامین سختی و مقاومت مناسب از مقاطع ستون بزرگ استفاده شود. این مورد، یک نقص بزرگ است که بر هزینه‌ی اجرا تاثیرگذار است. همچنین در این سیستم، ورق دیوار برشی فولادی به ستون‌های مرزی و تیرهای مرزی با استفاده از جوش گوشه وصل می‌شود. مقدار زیاد جوش‌های گوشه‌ی قائم موجب افزایش هزینه و مشکلات جدی سوختن ورق فولادی در حین جوش سربالایی می‌شود [۲۵]. مورد دیگر که می‌توان به آن اشاره نمود این است که طراحی ستون وابسته به انتخاب ورق دیوار است که به تبع ورق ضخیم‌تر دیوار فولادی و مصالح قوی‌تر موجب ایجاد ستون سنگین‌تر می‌شود. استفاده از اتصالات جوشی تیر به ستون در این سیستم، اغلب موجب تسلیم ناخواسته‌ی چشمه‌ی اتصال ستون می‌شود و در بیشتر موارد، باید از ورق مضاعف در جان ستون در ناحیه‌ی چشمه اتصال استفاده شود که خود موجب افزایش هزینه می‌شود. استفاده از اتصالات خمشی جوشی موجود که بال تیر به صورت عمودی به جان ستون متصل می‌شود، نیاز به ورق پیوستگی در جان ستون در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال دارد. این امر به نوبه‌ی خود موجب افزایش هزینه و سختی در اجرا می‌شود و مورد آخر از معایب این سیستم‌ها این است که آئین‌نامه‌ی طراحی لرزه‌ای مرسوم، فلسفه‌ی طراحی تیر ضعیف-ستون قوی را جزو الزامات طراحی المان‌های مرزی می‌دانند. این امر به نوبه‌ی خود منجر به افزایش ابعاد ستون فراتر از نیاز واقعی سیستم می‌شود.

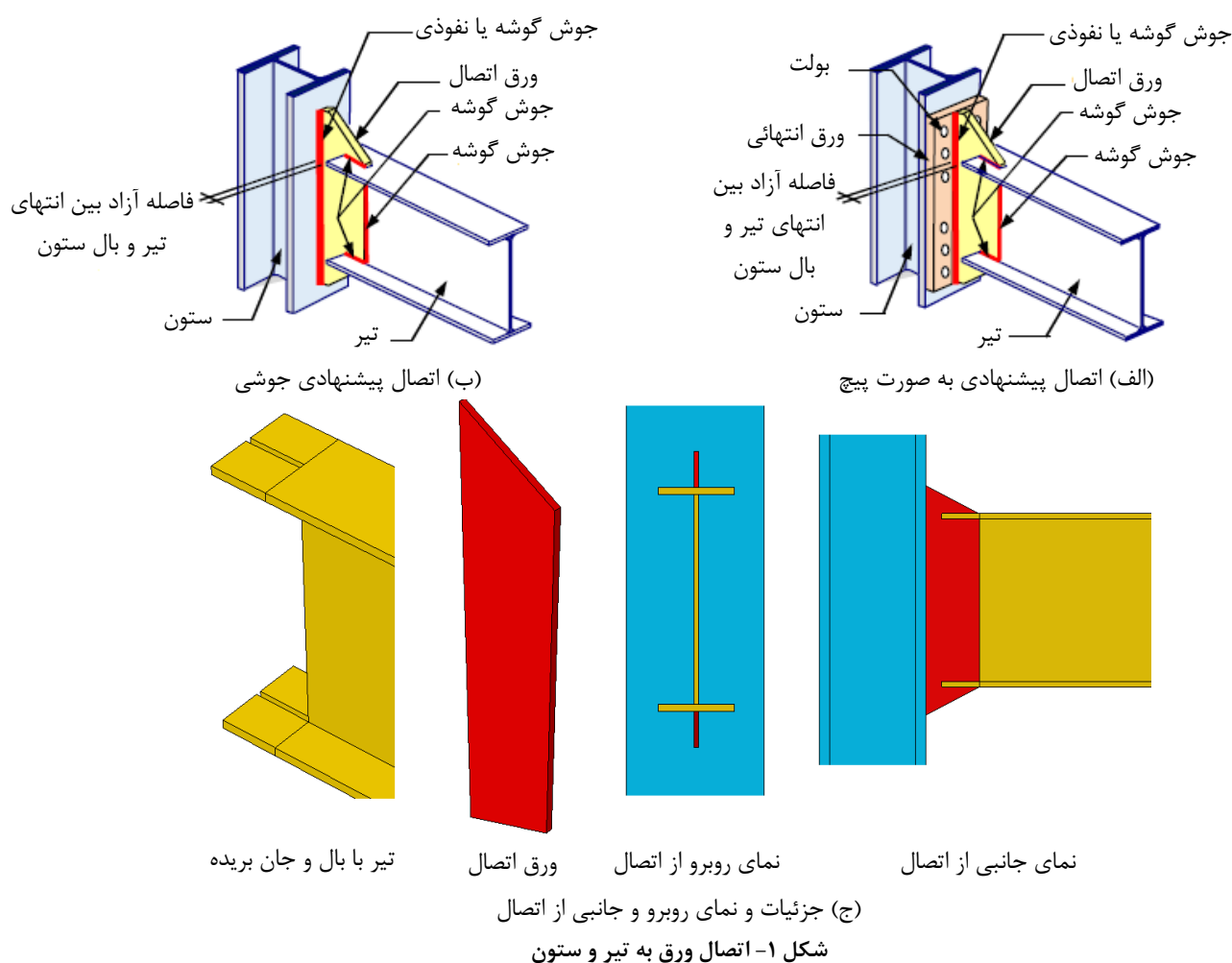
در بین موارد و موضوعات طراحی برای دیوارهای برشی فولادی که به طور کامل به المان‌های مرزی متصل هستند، سه مورد از آن‌ها اساسی و کلیدی هستند: (۱) ناحیه‌ی میدان کششی که موجب ایجاد ستون‌های بزرگ، سنگین و پرهزینه می‌شوند، (۲) وجود اتصالات با جوش نفوذی کامل در سیستم‌های رایج که مقرون به صرفه نیستند و نیاز به جوشکاری در محل پروژه و آزمایش فراسوت در محل پروژه دارد و (۳) دیوارهای فولادی نازک در مقابل بارهای جانبی نظیر باد و زلزله مستعد کمانش هستند. از این رو، سیستم دیوار برشی در این تحقیق با لحاظ نمودن دو موضوع کلیدی، مشکلات مطرح شده‌ی پیشین را هدف قرار داده است. این دو موضوع شامل قابلیت جدا شدن دیوار فولادی از المان‌های مرزی و جایگزینی جوش نفوذی کامل با ورق گاست می‌باشد. با توجه به تحقیقات گسترده‌ای که در مورد بررسی عملکرد دیوارهای برشی فولادی تحت بارگذاری‌های مختلف صورت گرفته است، کمتر تحقیقی به بررسی رفتار دیوارهای فولادی نازک با استفاده از ورق اتصال (گاست) پرداخته است. به گونه‌ای که هیچ اتصال مستقیمی بین تیر و ستون وجود نداشته باشد و دیوار فولادی نیز به ورق اتصال وصل شود. از این رو، در این تحقیق، به کمک روش المان محدود در برنامه‌ی آباکوس نمونه‌ی کارا و موثر از عملکرد بالا و اقتصادی‌تر دیوار برشی فولادی به همراه اتصال مناسب ارائه می‌شود.

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 با ورق ارائه می‌شود که همانند اتصالات پیشین دارای رفتاری خمشی است و می‌تواند جایگزین مناسبی برای آن‌ها باشد.

در شکل (۱) 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.



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، کماتش 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 [۲۶، ۲۷]. از مزایای استفاده از ورق موردنظر در این طرح می‌توان به موارد ذیل اشاره نمود.

الف) مفصل پلاستیک در ورق شکل می‌گیرد که مقاومت، سختی دورانی و شکل‌پذیری مناسبی را فراهم می‌کند.

ب) نیازی به برآورده نمودن معیار "تیر ضعیف-ستون قوی" نیست. در عوض، معیار "قاب قوی-ورق ضعیف" باید اثناء 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.

ج) 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 کماتش و مچالگی جان ستون را به همراه خواهد داشت.

د) 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.

ه) با ورق صاف و مسطح عمودی، از این روش می‌توان به صورت گسترده‌تری نه تنها در قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه استفاده نمود، بلکه در سیستم‌های دیوار برشی فولادی و سیستم‌های باربر جانبی دوگانه نیز قابل استفاده است.

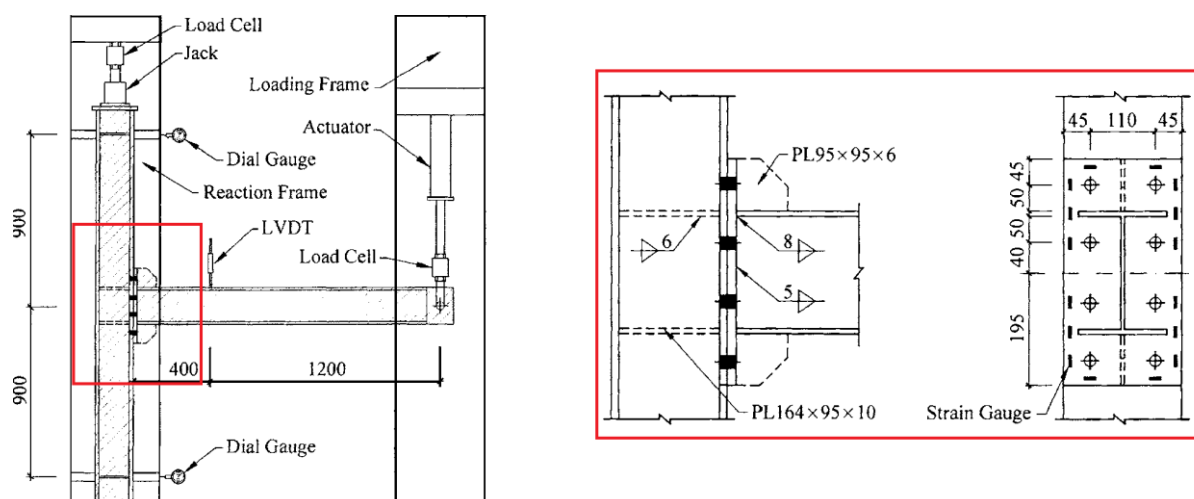
۳- مدل‌سازی المان‌های محدود و اعتبارسنجی

در این بخش، مدل‌های عددی مورد بحث در این تحقیق به همراه معرفی مدل‌های اعتبارسنجی و شرایط مرزی، بارگذاری و مشخصات آن‌ها ارائه می‌شود. پس از مقایسه و بررسی نتایج مدل‌های عددی و نمونه‌های آزمایشگاهی، مدل عددی شامل دیوار برشی فولادی نازک با ورق اتصال مورد بررسی قرار خواهند گرفت. لذا لازم است که اعتبارسنجی در دو بخش صورت بگیرد. بخش اول

اعتبارسنجی مربوط به نمونه با ورق اتصال جدید است که از اتصال مستقیم تیر به ستون جلوگیری می‌کند و بخش دوم صحت سنجی مربوط به دیوارهای برشی فولادی می‌باشد.

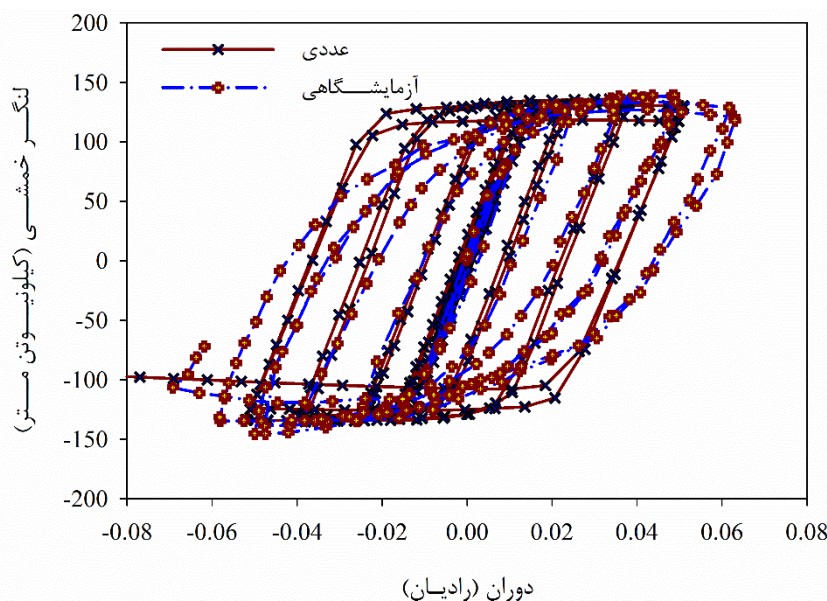
۳-۱- بخش اول اعتبارسنجی

برای اعتبارسنجی مدل عددی ورق اتصال از مدل آزمایشگاهی که توسط Guo و همکاران [۲۸] 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 (۲) 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.



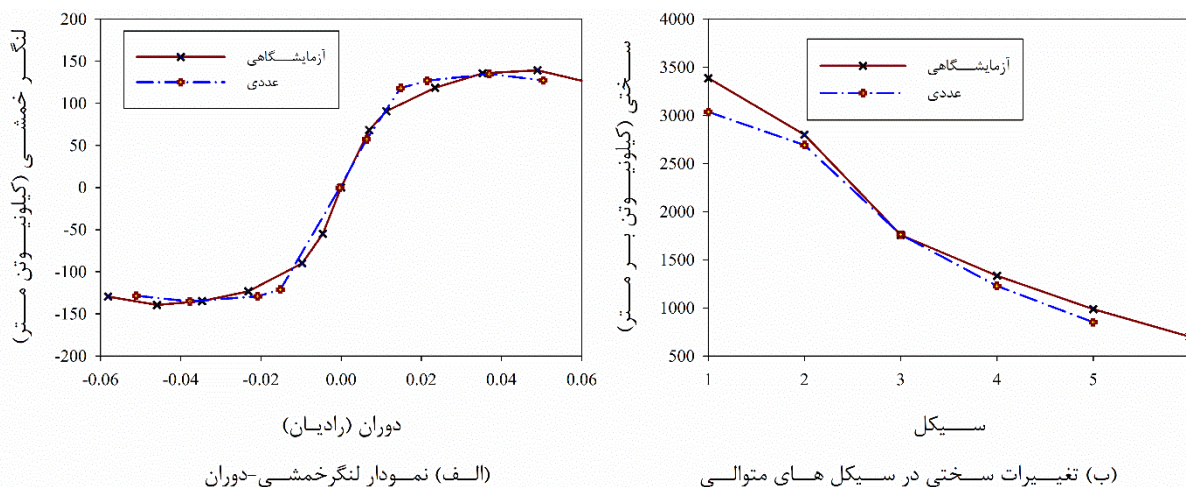
شکل ۲- مشخصات هندسی اتصال [۲۸]

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 0.12 اختیار شد. در شکل (۳)، 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 (۳) مشاهده می‌شود که حداکثر لنگر خمشی قابل تحمل در نمونه‌ی آزمایشگاهی برابر با $140/2$ کیلونیوتن متر است و این مقدار در نمونه‌ی عددی به ۱۳۶ کیلونیوتن متر رسیده است (کاهش ۳ درصدی). همچنین سختی الاستیک اولیه‌ی نمونه‌ی آزمایشگاهی برابر با ۹۴۱۰ کیلونیوتن-متر بر رادیان است که تقریباً ۳ درصد نسبت به نمونه‌ی عددی (سختی الاستیک نمونه‌ی عددی برابر با ۹۱۲۹ کیلونیوتن-متر بر رادیان حاصل شده است) اختلاف دارد.



شکل ۳- منحنی نیرو-تغییر مکان دو نمونه‌ی آزمایشگاهی و المان محدود

علاوه بر مقایسه‌ای که در شکل (۳) صورت گرفته است، مقایسه‌ای بین نتایج مدل آزمایشگاهی و عددی در قالب نمودارهای پوش و تغییر سختی در سیکل‌های متوالی در شکل (۴) صورت گرفته است. همچنین مطابق با گزارش ارائه شده، مود تسلیم هر دو نمونه‌ی آزمایشگاهی و عددی در یک وضعیت اتفاق افتادند. 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 ۴- مقایسه منحنی پوش و تغییرات سختی دو نمونه‌ی آزمایشگاهی و عددی

۳-۲- بخش دوم اعتبارسنجی

با توجه به اهمیت و گستردگی برنامه‌ی آزمایشگاهی که در دهه‌های اخیر روی دیوارهای برشی فولادی انجام گرفته است، هفت نمونه‌ی آزمایشگاهی از تحقیق‌های پیشین برای شبیه‌سازی و اعتبارسنجی انتخاب می‌شوند. یکی از این نمونه‌ها در یک قاب یک طبقه‌ی یک دهانه (نمونه‌ی SPSW2) است که توسط لوبل [۱۲] در سال ۱۹۹۷ آزمایش شد. سه نمونه‌ی دیگر با مقیاس یکدوم روی نمونه‌های قاب سه طبقه‌ی یک دهانه (نمونه‌های SC2T، SC4T و SC6T) توسط پارک و همکاران [۲۹] در سال ۲۰۰۷ بررسی شدند. تفاوت اصلی

در این سه نمونه، ضخامت ورق دیوار فولادی است که موجب تغییر رفتار کلی سیستم از مود خمشی به برشی می‌شود. سه نمونه‌ی باقیمانده شامل نمونه‌هایی از قاب یک دهانه‌ی یک طبقه است که توسط ویان و همکاران [۱۳] در سال ۲۰۰۹ مورد بررسی قرار گرفتند. در این نمونه‌ها، دیوارهای فولادی دارای سوراخ می‌باشند. نمونه‌های انتخاب شده، طیف وسیعی از قاب یک و چند طبقه، مود تسلیم خمشی و برشی، دیوارهای با روش طراحی مناسب و ناکافی با المان‌های ضعیف مرزی را شامل می‌شود. در شکل (۵) شکل هندسی نمونه‌ها و در جدول (۱) مشخصات مقاطع و مکانیکی مصالح ارائه شده است.

جدول ۱- مشخصات مقاطع سازه‌ای اعضاء و مشخصات مکانیکی مصالح فولادی

مرجع	نام مدل‌های آزمایشگاهی	w_{bf} (mm)	h_b (mm)	t_{bf} (mm)	t_{bw} (mm)	t_p (mm)	w_{cf} (mm)	h_c (mm)	t_{cf} (mm)	t_{cw} (mm)	F_y (MPa)	F_u (MPa)	F_{yp} (MPa)
[۲۹]	SC2T	۲۰۰	۲۰۰	۱۶	۱۶	۲	۲۵۰	۲۵۰	۲۰	۲۰	۲۴۰	۴۵۰	۲۴۰
	SC4T	۲۰۰	۲۰۰	۱۶	۱۶	۴	۲۵۰	۲۵۰	۲۰	۲۰	۳۳۰	۵۱۰	۳۳۰
	SC6T	۲۰۰	۲۰۰	۱۶	۱۶	۶	۲۵۰	۲۵۰	۲۰	۲۰	۳۳۰	۵۱۰	۳۳۰
[۱۳]	S2 و CR .P	۱۹۰	۴۶۶	۱۹/۲	۱۰	۲/۶	۱۹۰	۴۷۰	۱۹/۲	۱۳	۳۴۵	۵۵۰	۱۶۵
[۱۲]	SPSW2	۵۹	۷۶	۶/۶	۴/۳	۱/۵	۵۹	۷۶	۶/۶	۴/۳	۳۸۰	۵۵۵	۳۲۰

w_{bf} =عرض بال تیر، h_b =ارتفاع مقطع تیر، t_{bf} =ضخامت بال تیر، t_{bw} =ضخامت جان تیر، t_p =ضخامت ورق دیوار فولادی، w_{cf} =عرض بال ستون، h_c =ارتفاع مقطع ستون، t_{cf} =ضخامت بال ستون، t_{cw} =ضخامت جان ستون، F_y =تنش تسلیم المان مرزی، F_u =تنش نهایی المان مرزی، F_{yp} =تنش تسلیم ورق دیوار فولادی

۳-۲-۱- مشخصات المان‌ها و آنالیز حساسیت

المان‌های مرزی تیر و ستون و ورق دیوار فولادی با المان S4R مدل شده است. المان S4R، یک المان پوسته‌ای چهار گره‌ای از نوع مرتبه اول با شش درجه آزادی برای هر گره می‌باشد. در تمام مدل‌های عددی از روش کنترل ساعت شنی در برنامه‌ی المان محدود آباکوس [۳۰] برای لحاظ نمودن سختی خمشی و غشایی استفاده شد.

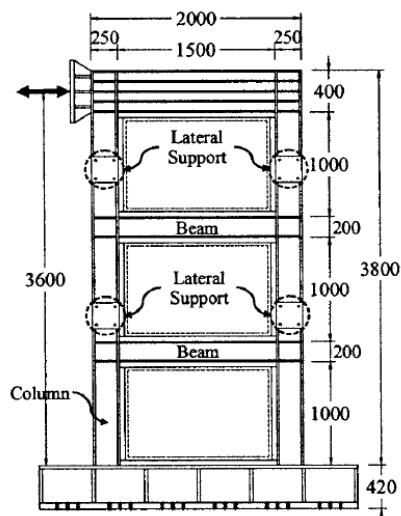
از آنجائی که اتصال المان‌های مرزی به ورق دیوار فولادی در این تحقیق‌ها به صورت جوشی بوده است، تمرکز و توجه تحقیق این مطالعه بر روی آن نیست. به همین منظور، فرض شده است که ورق دیوار فولادی به صورت مستقیم به المان‌های مرزی افقی و عمودی متصل شده است. الگوی مش‌بندی به صورت اتوماتیک برای کل سازه در برنامه در نظر گرفته شده است. تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش-آور انجام شد و برای تعیین اندازه و تعداد مش معیارهایی در نظر گرفته شدند. این پارامترها شامل حداکثر تغییرمکان کلی سیستم، حداکثر تنش فون-میسز، تغییرمکان بام و برش پایه هستند. تمام اخطارهای برنامه در تمام مراحل بارگذاری در طول تحلیل ارزیابی شدند و در نهایت برای مدل عددی ارائه شده منطبق با نمونه‌ی آزمایشگاهی SC6T پارک [۲۹]، جدول (۱) ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، با افزایش تعداد المان، کیفیت کلی المان ارتقاء پیدا می‌کند و حداکثر تنش فون-میسز همگرا می‌شود. برای برخی از پارامترهای ذکر شده، کمی عدم یکنواختی مشاهده می‌شود، با این وجود، خطاهای محاسبه شده در تمام موارد کمتر از ۰/۵ درصد می‌باشند (بجز حداکثر تغییرمکان کلی که کمتر از ۱/۵ درصد است). بنابراین، مطابق با مش شماره ۳ در جدول (۲) برای تحلیل‌ها استفاده می‌شود.

جدول ۲- خلاصه‌ای از مطالعه حساسیت مش بر روی مدل SC6T

شماره	تعداد گره	تعداد المان	مدت زمان پردازش (ثانیه)	کیفیت المان		میانگین خطا			
				انحراف استاندارد	میانگین	حداکثر تغییر مکان کل	حداکثر تنش فون- میسنز	تغییر مکان بام	برش پایه
۱	۳۴۶۷	۳۲۷۶	۳۴۳	۰/۱۶۴۲	۰/۹۱۳۴	٪-۲/۳۴	٪-۹/۹۴	٪-۰/۱۳	٪۰/۳۲
۲	۸۶۴۳	۸۳۰۷	۶۴۹	۰/۰۶۸۵	۰/۹۶۳۲	٪-۲/۸۴	٪-۴/۰۳	٪۰/۳۳	٪۰/۱۱
۳	۱۰۶۴۵	۹۸۹۲	۸۹۰	۰/۱۱۳۰	۰/۹۶۰۱	٪-۱/۳۳	٪-۰/۰۵	٪۰/۲۱	٪۰/۲۲
۴	۱۳۶۵۹	۱۳۴۸۹	۱۸۷۶	۰/۰۳۶۹	۰/۹۸۴۴	-	-	-	-

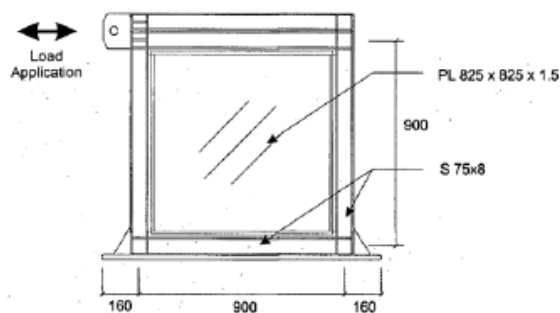


(ج) نمونه‌های آزمایش شده توسط ویان و همکاران



(الف) نمونه‌های SC6T و SC4T، SC2T آزمایش شده توسط

پارک



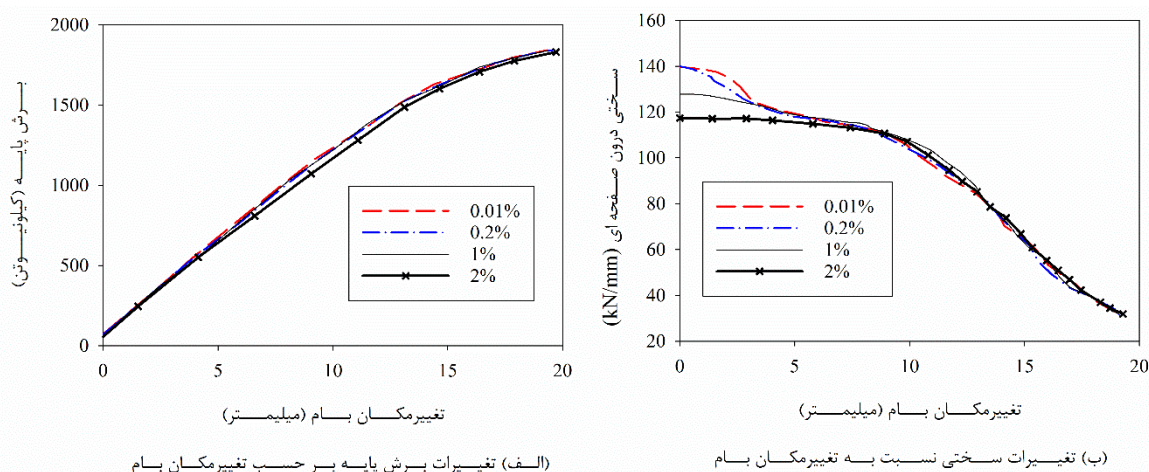
(ب) نمونه‌ی SPSW2 توسط لوبل

شکل ۵- نمونه‌های آزمایشگاهی انتخاب شده جهت اعتبارسنجی

۳-۲-۲- ناکاملی اولیه

ناکاملی‌های اولیه در ورق‌های فولادی نازک با توجه به دو مورد در نظر گرفته شدند. مورد اول اینکه در واقعیت، ورق‌های فولادی پرکننده‌ی قاب به دلیل فرایند ساخت و جابجایی کمی دچار تغییر شکل می‌شود و مورد دوم اینکه تحلیل با مسئله‌ی کماتش غیرخطی مواجه خواهد شد. دلیل آن این است که برای برنامه سخت است که کماتش اولیه‌ی ورق‌های کاملاً صاف را محاسبه کند و مشکلات همگرایی متعددی رخ خواهد داد. بنابراین، به طور دستی ناکاملی هندسی اولیه هم از نظر اجرایی و هم از جنبه‌ی تحلیلی ضروری است. به منظور بررسی تاثیر مقدار ناکاملی هندسی اولیه، مقادیر متفاوت از آن انتخاب شدند و نتایج با یکدیگر مقایسه شد. الگوی ناکاملی اولیه

بر اساس شکل مود کمانش الاستیک تعیین شد. مقادیر حداکثر کمانش از ۰/۰۱ درصد تا ۲ درصد عرض ورق متغیر می‌باشند. همچنین در تحقیقی که توسط علی‌نیا و صراف شیرازی در سال ۲۰۰۹ صورت گرفت، آن‌ها دلیل آوردند که به دلیل ماهیت لاغر گونه‌ی دیوار برشی فولادی، آن‌ها در همان مراحل اولیه کمانش می‌کنند و رفتار پس از کمانش آن‌ها تاثیر چشمگیری بر سطح ناکاملی هندسی اولیه‌ی تحمل شده به نمونه نخواهد داشت. علاوه بر رفتار پس کمانشی، کمانش مرحله اولیه یکی از جنبه‌های مهم رفتار این سیستم است که باید توجه شود. در شکل (۶) نتایج تحلیل تا تسلیم ورق فولادی نشان داده شده است. اختلاف ناچیزی در منحنی نیرو-تغییرمکان مشاهده می‌شود. منحنی تغییرات سختی-تغییرمکان اطلاعات بیشتری از رفتار کمانش در مراحل اولیه را در شکل (۶-ب) نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، اگر مقدار ناکاملی هندسی اولیه عدد بزرگی باشد، کمانش در مراحل نخست توسط مدل‌های شبیه‌سازی شده شناسایی نمی‌شود. بدین ترتیب برای مدل عددی مقدار ۱ درصد ناکاملی هندسی برای تطبیق با سختی اولیه نمونه‌ی آزمایشگاهی انتخاب شد.



شکل ۶- مقایسه منحنی ظرفیت و تغییرات سختی درون صفحه‌ای بر حسب تغییرمکان بام با استفاده از مقادیر مختلف ناکاملی هندسی

۳-۲-۳- مدل رفتاری مصالح

پاسخ‌های تنش-کرنش چرخه‌ای ممکن است با پاسخ‌های تحت بارگذاری مونوتونیک متفاوت باشد. تحت بارگذاری چرخه‌ای، پاسخ مصالح تا رسیدن به پایداری ادامه پیدا می‌کند. با توجه به ذات و پایداری ماده در شروع بارگذاری، مصالح می‌تواند سخت‌شوندگی یا نرم‌شوندگی تحت بارگذاری رفت و برگشتی را تجربه کند. برای استفاده‌ی مرسوم از فولادهای سازه‌ای، انتظار می‌رود که سخت‌شوندگی کرنش با افزایش کرنش پلاستیک در طول بارگذاری چرخه‌ای همراه باشد. به طور همزمان، اثر بوشینگر، به عنوان یکی از پدیده‌های رایج نرم‌شوندگی در بارگذاری چرخه‌ای، نیز وقتی بارگذاری برگشتی در حال انجام است، انتظار می‌رود که وجود داشته باشد.

علاوه بر مدل ساده‌ی الاستوپلاستیک کامل، با یا بدون سخت‌شوندگی کرنشی، مدل‌های رفتاری مصالح مختلفی برای شناسایی پاسخ تنش-کرنش برای وضعیت‌های بارگذاری مونوتونیک و چرخه‌ای پیشنهاد شده است که از این بین می‌توان به مدل رمبرگ-اسگود^۵ [۳۱] و منگوتو-پینتو^۶ [۳۲] اشاره نمود. به دلیل سود بردن از سادگی و زمان محاسباتی کم، مدل دو یا سه خطی از منحنی تنش-کرنش واقعی بیشتر در مدل‌سازی المان محدود کاربرد و عمومیت دارد. با این وجود، چنین مدل ساده‌شونده‌ای همیشه نمی‌تواند به خوبی منحنی پوش رفتار چرخه‌ای را بیان نماید. مدل‌های مصالح به صورت نمایی اغلب می‌توانند سخت‌شوندگی کرنش در بارگذاری چرخه‌ای را بهتر بیان کنند. به همین دلیل در این مطالعه از مدل رمبرگ-اسگود [۳۱] برای مصالح فولادی استفاده شده است. در رابطه‌ی (۱) σ_y تنش تسلیم ماده می‌باشد.

⁵ Ramberg-Osgood

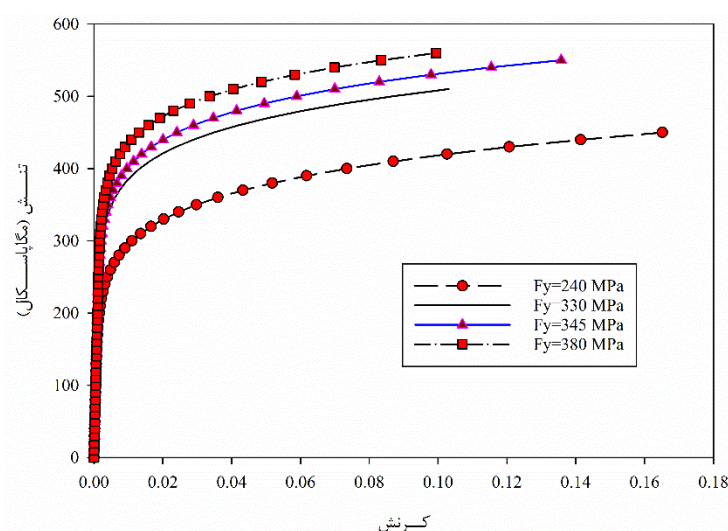
⁶ Menegotto-Pinto

$$\varepsilon = (\sigma / E) + 0.002(\sigma / \sigma_y)^n \quad (1)$$

در شکل (۷)، مدل رفتاری مطابق با رابطه‌ی (۱) برای فولادی با تنش تسلیم قید شده در جدول (۱) نشان داده شده است.

۳-۲-۴- روش حل مسئله در برنامه‌ی آباکوس

از آنجائی که برنامه‌ی المان محدود آباکوس به طور گسترده به عنوان یک نرم‌افزار آکادمیک و تجاری استفاده می‌شود، انعطاف-پذیری کمی در اصلاح الگوریتم‌های حل وجود دارد. از جمله‌ی این گزینه‌ها می‌توان به روش حل نیوتن-رافسون کامل و اصلاح شده اشاره نمود. آباکوس برای حل مسائل غیر خطی به شکل عمده از روش نیوتن استفاده می‌کند. در روش نیوتن هم ماتریس ژاکوبین در هر تکرار محاسبه و به‌روز می‌شود. اما اگر مسئله وارد حوزه تغییرشکل بزرگ شود، مقداری متفاوت می‌شود. اگر این موضوع خیلی شدید باشد، محاسبه ژاکوبین کار راحتی نیست و در برخی موارد حتی این موضوع با روش‌های عددی غیر ممکن خواهد شد. به علاوه اینکه، روش نیوتن یک روش پرهزینه و بسیار زمانبر از نقطه نظر همگرایی حل شمرده می‌شود. در این حالت آباکوس از روش نیوتن بهبود یافته یا شبه نیوتن^۷ بهره می‌گیرد که در این مطالعه از روش شبه نیوتن استفاده شده است.



شکل ۷- منحنی تنش-کرنش فولادهای مورد استفاده در تحقیق مطابق با رابطه‌ی رمبرگ-اسگود

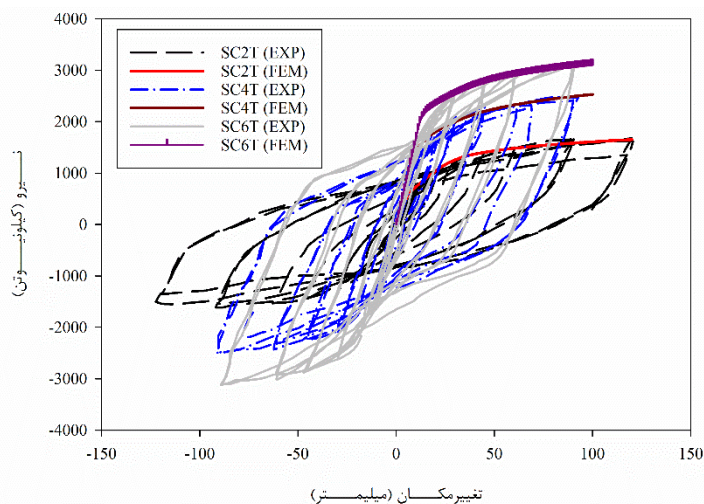
۳-۲-۵- مقایسه‌ی نتایج مدل عددی و مدل اعتبارسنجی

با توجه به مطالعات آزمایشگاهی پیشین و مدل‌های عددی المان محدود، اعتبارسنجی مدل‌های عددی از جنبه‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفت. مطابق با شکل‌های (۸)، مقایسه‌ای بین نتایج مدل آزمایشگاهی تحت بارگذاری چرخه‌ای و نتایج مدل عددی تحت بارگذاری مونوتونیک به طوری که منحنی پوش آزمایشگاهی را با دقت مناسبی تخمین بزند، صورت گرفته است. مدل‌های ارائه شده به درستی قابلیت فراهم آوردن اطلاعات مفید بر روی نواحی بحرانی مانند ناحیه تسلیم ستون، تغییرشکل‌های خمشی در گوشه‌ها و تغییرشکل ورق دیوار فولادی بودند. مقایسه‌ای در قالب مقادیر سختی اولیه و حداکثر نیروی جانبی در جدول (۳) برای تمام نمونه‌ها ارائه شده است.

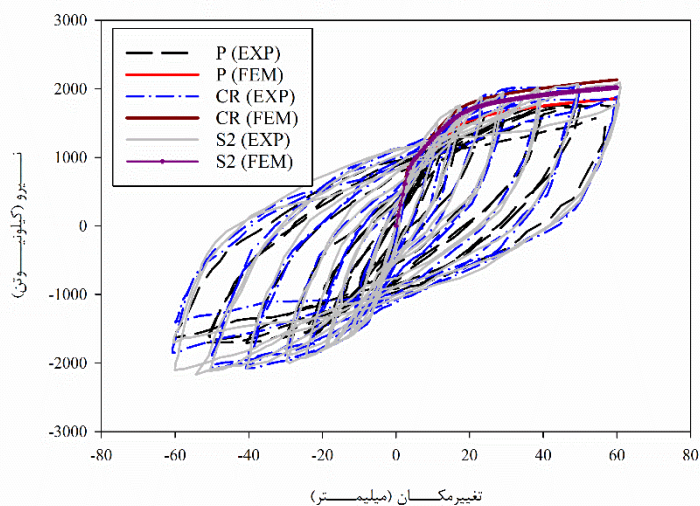
⁷ Quasi-Newton

جدول ۳- مقایسه بین نتایج مدل های عددی و نمونه های آزمایشگاهی

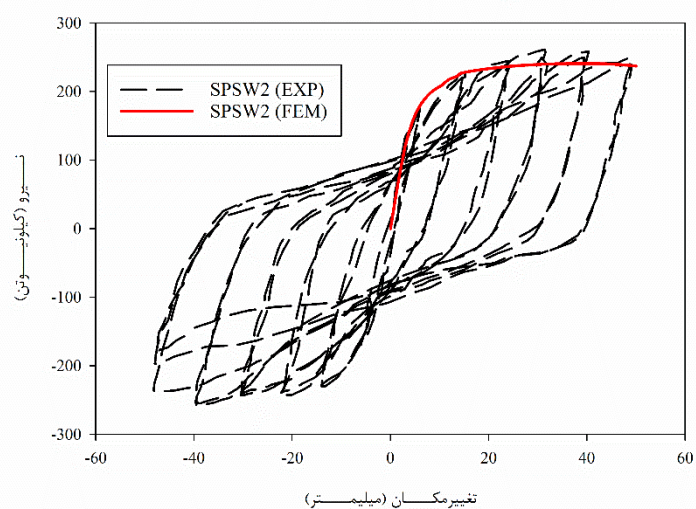
لویل (۱۹۹۷)	ویان و همکاران (۲۰۰۹)			پارک و همکاران (۲۰۰۷)			مدل	پارامتر
	SPSW2	S2	CR	P	SC6T	SC4T		
۴۷/۸	۲۵۵/۲	۲۸۵/۲	۲۰۳/۲	۱۵۸/۴	۱۴۰/۸	۹۲/۳	آزمایشگاهی	سختی الاستیک (kN/mm)
۴۴/۵	۲۵۳/۴	۲۹۳/۲	۲۱۵/۳	۱۶۵/۵	۱۳۷/۳	۹۶/۸	عددی	
-۶/۹	-۰/۷	+۲/۸	+۵/۹	+۴/۵	-۲/۵	+۴/۸	اختلاف (%)	
۲۵۰	۲۰۹۱	۲۰۶۳	۱۷۷۲	۳۰۶۳	۲۴۸۵	۱۶۸۲	آزمایشگاهی	حداکثر نیرو (kN)
۲۴۱	۲۰۱۹	۲۱۳۴	۱۸۵۹	۳۱۰۰	۲۵۳۱	۱۶۵۳	عددی	
-۳/۶	-۳/۴	+۳/۴	+۴/۹	+۱/۲	+۱/۸	-۱/۷	اختلاف (%)	



(الف) مقایسه نمودارهای نیرو-تغییر مکان مطابق با نمونه های آزمایشگاهی بارک و همکاران



(ب) مقایسه نمودارهای نیرو-تغییر مکان مطابق با نمونه های آزمایشگاهی ویان و همکاران



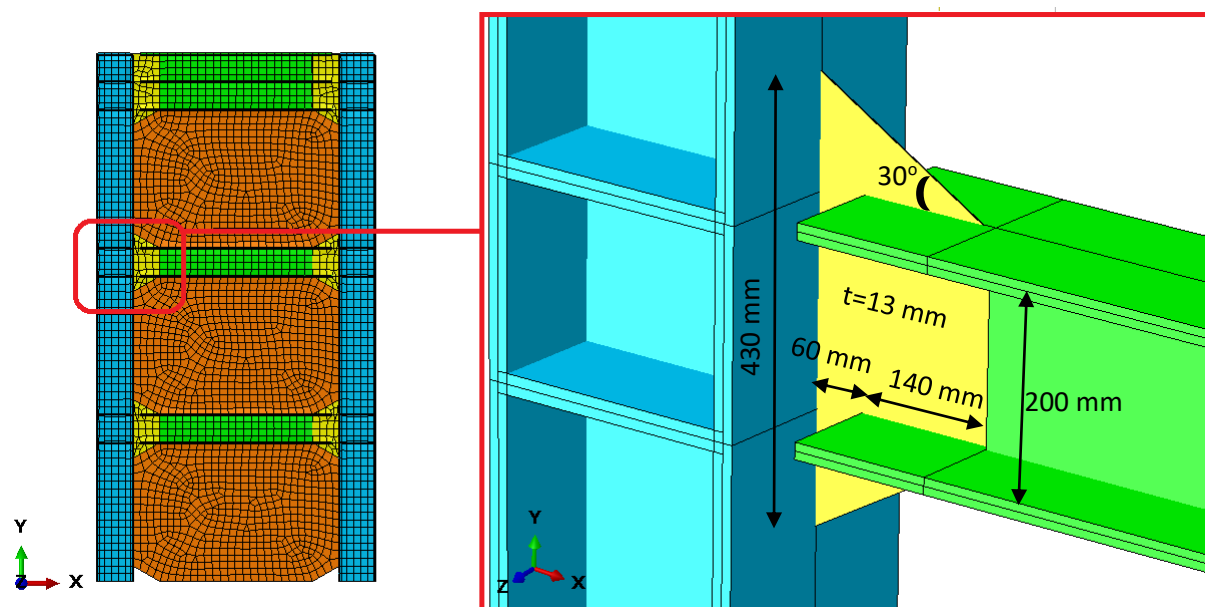
(ج) مقایسه نمودارهای نیرو-تغییر مکان مطابق با نمونه های آزمایشگاهی لوبیل

شکل ۸- مقایسه نمودارهای نیرو-تغییر مکان نمونه های آزمایشگاهی و مدل های عددی المان محدود

۴- نتایج و بحث پیرامون اتصال خمشی جدید

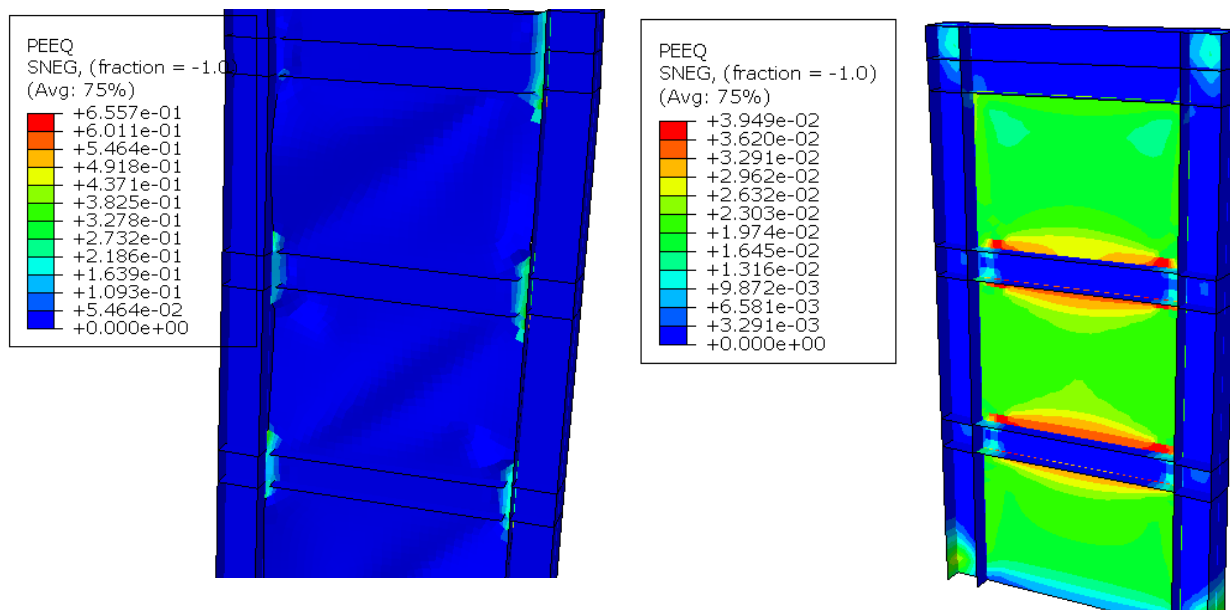
۴-۱- بررسی کفایت و اصلاحات در مدل اولیه

به منظور بررسی تاثیر ورق اتصال در محل اتصال تیر به ستون بر رفتار سیستم دیوار برشی فولادی، مطالعه‌ی پارامتریک در ادامه انجام می‌شود. مدل‌های المان محدود دیوارهای برشی فولادی مطابق با ضوابط AISC و سیستم دیوار برشی فولادی با ورق اتصال ساخته شدند و تحت بارگذاری مونوتونیک قرار داده شدند. مدل تحلیلی با توجه مدل قاب سه طبقه‌ی آزمایشگاهی پارک و همکاران [۲۹] می‌باشد. هر سه مدل SC2T، SC4T و SC6T به دو صورت تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار داده می‌شوند. در حالت اول، اتصال مستقیم تیر به ستون مطابق با مدل‌های اعتبارسنجی شده وجود دارد. در حالت دوم، از ورق اتصال مطابق با شکل (۹) استفاده می‌شود. شکل این ورق‌ها به صورت دوزنقه‌ای می‌باشد و مشخصات هندسی آن در شکل (۹) ارائه شده است. لازم به ذکر است که مشخصات هندسی این ورق مطابق با توصیه‌های ارائه شده توسط تحقیقی مرتبط با پژوهش صورت گرفته توسط آستانه اصل و کیان در سال ۲۰۱۶ [۳۳] انتخاب شده است. همچنین لازم به ذکر است که اتصال ورق دیوار فولادی به تیر به صورت مستقیم و صلب است و ورق دیوار فولادی دارای فاصله‌ی بسیار کم با ستون است و هیچ اتصال مستقیمی با المان‌های عمودی ندارد [۳۴].



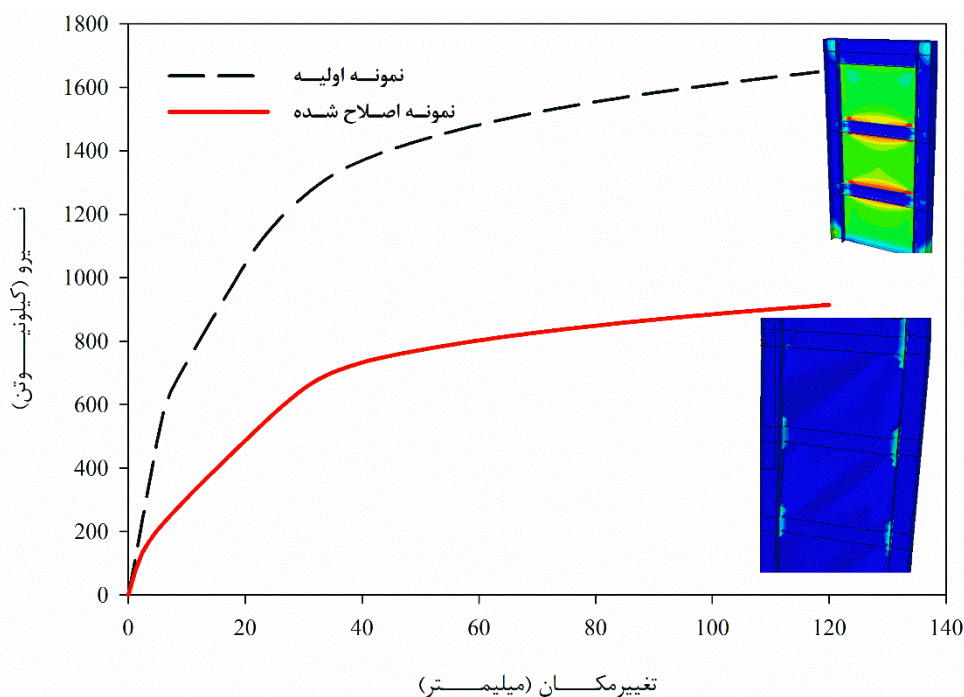
شکل ۹- مشخصات هندسی ورق اتصال و نحوه‌ی قرارگیری آن

در شکل (۱۰)، مقایسه‌ای بین رفتار دو نمونه از جنبه‌ی مکانیسم تسلیم و شکل‌گیری مفصل پلاستیک صورت گرفته است. بر این اساس ملاحظه می‌شود که استفاده از ورق فولادی در محل اتصال تیر به ستون و ایجاد فاصله‌ی ۵ میلی‌متر و جداسازی ورق دیوار فولادی از المان ستون مرزی، توانست مفصل پلاستیک را در ورق اتصال متمرکز نماید و این ورق همانند یک فیوز عمل نماید. این در صورتی است که در مدل اولیه (۹-الف)، در پایان بارگذاری مشاهده می‌شود که تمام اعضاء سازه‌ای در جذب انرژی نقش دارند و در تمام این اعضاء ناحیه‌ی پلاستیک تشکیل شده است. در شکل (۱۱) مقایسه‌ای بین منحنی نیروی جانبی-تغییر مکان طبقه بام بین مدل‌های اولیه و اصلاح شده ارائه شده است. با توجه به این قیاس، علیرغم کسب نتیجه‌ی مطلوب در نحوه‌ی تشکیل نواحی پلاستیک در سیستم، مشاهده می‌شود که سختی نمونه‌ی اولیه تقریباً ۵۰ درصد بیشتر از نمونه‌ی اصلاح شده است و ظرفیت باربری نیز به مقدار ۸۰ درصد بیشتر می‌باشد.



شکل ۱۰- محل تشکیل ناحیه‌ی پلاستیک در مدل‌های اولیه و اصلاح شده

شکل ۱۱- مقایسه منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه‌های اولیه و اصلاح شده

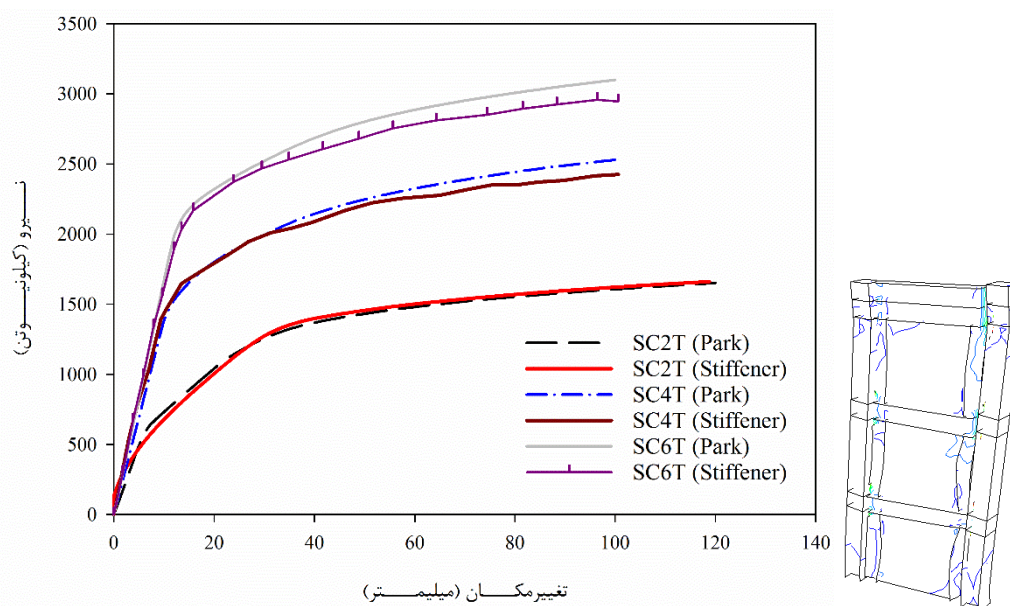


شکل ۱۱- مقایسه منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه‌های اولیه و اصلاح شده

۲-۴- تاثیر سخت‌کننده‌ی جانبی روی مدل اصلاح شده

مطابق با دو شکل (۱۰) و (۱۱) اصلاحاتی در جهت ارتقاء عملکرد و ظرفیت سیستم قبل داده شد. در راستای جلوگیری از تغییر شکل برون صفحه‌ای لبه‌های آزاد ورق دیوار فولادی (در طبقه‌ی سوم به وضوح مشاهده می‌شود)، به تأخیر انداختن کمانش الاستیک ورق دیوار فولادی قبل از اعمال بار اصلی و مشارکت کردن و سهیم نمودن دیوار فولادی در شکل‌گیری مفصل پلاستیک از سخت‌کننده‌های عمودی در لبه‌های ورق دیوار فولادی استفاده شده است. عرض این تسمه‌های سخت‌کننده برابر با ۱۰۰ میلی‌متر و ضخامت آن ۸ میلی‌متر

می‌باشد. اساس استفاده از این روش مقاوم‌سازی مطابق با مکانیسم خرابی برای تیروورق‌ها می‌باشد. سخت‌کننده در تمام مدل‌ها تنها به تیر اتصال مستقیم دارد.



شکل ۱۲- مقایسه نمودار ظرفیت نمونه‌های اولیه و نمونه‌های اصلاح شده با سخت‌کننده

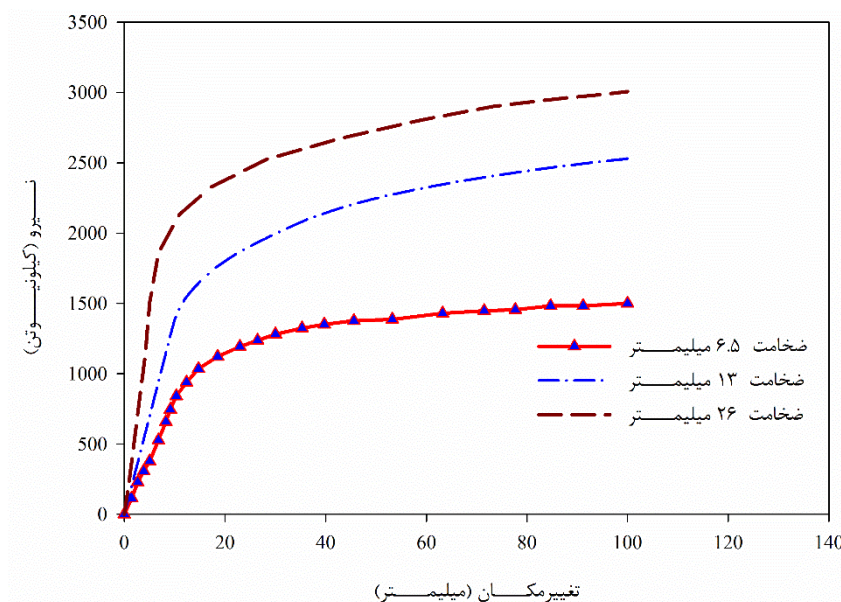
با توجه به یافته‌ها (شکل ۱۲) مشخص می‌شود که ناپیوستگی بین ورق دیوار فولادی از ستون‌ها که در این سیستم انجام شده است، منجر به دو تاثیر مهم می‌شود. اول اینکه ستون‌ها تحت لنگرهای خمشی و نیروهای محوری کمی قرار می‌گیرند و بدون اعوجاج و در ناحیه‌ی الاستیک باقی می‌مانند. دوم اینکه افت ناچیزی در ظرفیت برشی دیوار فولادی مشاهده می‌شود که این امر به دلیل کاهش عرض ناحیه‌ی میدان کششی است. این عامل موجب کاهش نیروهای برشی تحمل شده توسط ستون‌ها ناشی از جدا کردن ورق دیوار فولادی است. کاهش در لنگر خمشی و تقاضا در نیروهای محوری ستون‌ها یکی از مزایای بسیار مهم این شیوه‌ی اتصال است که به خوبی توانسته است معایب این قبیل دیوارهای برشی فولادی مرسوم را که مطابق با آئین‌نامه‌های طراحی دارای وزن زیاد و ابعاد بزرگ بودند، برطرف نماید.

کاهش ناچیز در ظرفیت برشی به راحتی با انتخاب یک ورق فولادی ضخیم‌تر یا با استفاده از سخت‌کننده‌های قوی جانبی امکان‌پذیر است. ضخیم‌تر نمودن ورق فولادی دیوار موجب افزایش سختی و مقاومت برشی می‌شود، در حالی که، سخت‌کننده‌های جانبی سختی خمشی بزرگ‌تر و مقاومت درون صفحه‌ای بیشتر دارند که می‌توانند موجب عریض‌تر نمودن ناحیه‌ی میدان کششی و فراهم آوردن مقاومت جانبی اضافی با تشکیل مفاصل پلاستیک بشوند.

۳-۴- تاثیر ضخامت ورق اتصال

پارامتر اصلی در تحلیل این بخش، ضخامت ورق اتصال است که به ترتیب برابر با ۶/۵، ۱۳ و ۲۶ میلی‌متر در نظر گرفته شد. ضخامت‌های مختلف ورق اتصال منجر به ظرفیت‌های لنگر خمشی پلاستیک متفاوت و سختی‌های دورانی متغیری برای اتصالات تیر به ستون می‌شوند. در شکل (۱۳) منحنی‌های پوش سیستم‌ها مطابق با نمونه‌ی SC4T با سه مقدار مختلف برای ورق اتصال نشان داده شده است. همان‌طور که انتظار می‌رفت، تغییر در ضخامت ورق اتصال به طور عمده روی رفتار قاب تاثیرگذار است و تاثیر کمی بر ظرفیت دیوار فولادی می‌گذارد. بنابراین، جدانمودن دیوار برشی فولادی از ستون‌های مرزی این امکان را برای طراحان فراهم می‌آورد که در انتخاب سهم نسبی دیوار فولادی و قاب مرزی در تحمل برش به راحتی تصمیم بگیرند.

به طور کلی عملکرد سیستم معرفی شده رضایت بخش است و دلیل آن را می توان در نشان دادن مقاومت و سختی نسبتا برابر با نمونه ای که تیر به ستون مستقیم جوش می شود، یافت. با تغییر در هندسه و ضخامت ورق اتصال، شکل پذیری مورد نظر می توان به سختی دورانی و مقاومت خمشی مورد نظر دست یافت. در بین سه مقدار معرفی شده برای ضخامت ورق اتصال، ضخامت ۲۶ میلیمتر بهترین مقدار از جنبه ای عملکردی (تسلیم کمتر تیر و ستون و تمرکز کمتر تنش و کرنش) داشت.



شکل ۱۳- مقایسه نمودارهای نیرو-تغییر مکان قاب با ضخامت های مختلف ورق اتصال

۴-۴- پیشنهاد رابطی ظرفیت برشی دیوار فولادی

یک دیوار فولادی کمانش نیافته تحت نیروی برشی، تنش های فشاری و کششی با زوایای تقریبا ۴۵ و ۱۳۵ درجه تشکیل می شوند. وگنر [۹] یک مکانیسم باربری جدید در قالب میدان کششی مورب توسعه یافته برای تحمل بار اضافی پس از کمانش ورق بیان نمود. وگنر ابتدا زاویه ای میدان کششی را بر روی ورق آلومینیومی در سال ۱۹۳۱ تعیین نمود. او فرض نمود که ورق جان خیلی نازک است و بال ها می توانند بار جانبی را از میدان کششی بدون تغییر شکل های زیاد تحمل کنند.

نتایج تحقیق توربورن و همکاران [۳۵] در سال ۱۹۸۳ (با فرض اینکه تنها نیروهای توسط سیستم جذب شوند) برای تعیین زاویه میدان کششی و ظرفیت برشی منجر به ارائه ای رابطی زیر شد.

$$\alpha = \cot \sqrt{\frac{1 + \frac{t_p L_c}{2A_c}}{1 + \frac{t_p h_b}{A_b}}} \quad (2)$$

$$V = 0.5 f_{yp} t_p L_c \sin(2\alpha) \quad (3)$$

در این رابطه، α زاویه میدان کششی، t_p ضخامت ورق دیوار فولادی، L_c فاصله ای خالص بین ستون ها، A_c مساحت ستون مرزی، h_b فاصله ای خالص بین تیرها، A_b مساحت تیر مرزی و f_{yp} تنش تسلیم ورق دیوار فولادی است.

در سال ۱۹۸۳، تیملر و کولاک [۱۰] ضرورت اضافه نمودن انرژی کرنشی خمشی المان های مرزی (بخصوص ستون ها) را تشخیص دادند. علاوه بر انرژی کرنشی ناشی از عمل میدان کششی ورق جان، آن ها انرژی کرنشی محوری تیرها و ستون ها را نیز در نظر

گرفتند. دستاورد آن‌ها در نهایت در ضوابط AISC ارائه شد. روابطی که در ادامه ذکر می‌شود می‌توانست با دقت خوبی برای المان‌های مرزی صلب یا فر زاویه‌ی میدان کششی ۴۵ درجه پیش‌بینی نماید.

$$\alpha = \cot \sqrt{\frac{1 + \frac{t_p L}{2A_c}}{1 + t_p h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)}} \quad (4)$$

$$V = 0.5 f_{yp} t_p L_c \sin(2\alpha) \quad (5)$$

در این روابط، L فاصله‌ی مرکز تا مرکز ستون‌ها، h ارتفاع طبقه و I_c ممان اینرسی ستون مرزی است.

حال با فرض اینکه تیرها صلب باشد و ستون شکل‌پذیر باشد (همانند فرض ارائه شده توسط توربورن و همکاران [۳۵] در سال ۱۹۸۳)، زاویه‌ی میدان کششی دیگر ارتباطی به مشخصات المان مرزی نخواهد و تنها مرتبط به نسبت ابعادی دیوار فولادی است.

$$\alpha = 0.5 \tan^{-1} \left(\frac{L}{h} \right) \quad (6)$$

$$V = 0.5 f_{yp} t_p L \tan(\alpha) \quad (7)$$

با حذف سهم المان‌های مرزی، عبارات فوق تماماً تخمین محافظه‌کارانه از زاویه میدان کشش را ارائه می‌دهند. به عنوان نمونه، رابطه‌ی (۵) زاویه را ۲۸ درجه پیش‌بینی می‌کند، در حالی که زاویه‌ی مشاهده شده توسط تحقیقات آزمایشگاهی [۳۶] و مطالعات عددی در این تحقیق، زوایا بین ۳۰ تا ۳۵ درجه بدست آمدند.

۵- نتیجه گیری

در این تحقیق، نمونه‌ای اقتصادی و در عین حال با عملکرد مناسب از سیستم دیوار برشی فولادی نازک در قالب مدل‌های المان محدود سه بعدی در برنامه‌ی آباکوس تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی ارائه و بررسی شد. نمونه‌ای از اتصال خمشی به کمک ورق اتصال که در صفحه‌ی جان تیر و جان ستون است به همراه نمونه‌های آزمایشگاهی متعددی اعتبارسنجی شد و از صحت عملکرد مدل‌های عددی اطمینان حاصل شد. نمونه‌های عددی متعددی از دیوار برشی فولادی شبیه‌سازی شد و تاثیر پارامترهایی نظیر ضخامت ورق اتصال و وجود سخت‌کننده‌های جانبی بر رفتار سیستم مورد بررسی قرار گرفت. در ادامه خلاصه‌ای از مهم‌ترین یافته‌های تحقیق ارائه می‌شود.

(الف) مدل عددی با هفت نمونه‌ی آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی با لحاظ نمودن مشخصات مکانیکی مختلف مصالح، تعداد طبقات مختلف و مودهای تسلیمی برشی و خمشی اعتبارسنجی شد و همچنین با یک نمونه‌ی آزمایشگاهی اتصال شامل سخت‌کننده صحت-سنجی شد. میزان اختلاف نتایج مدل عددی و نمونه‌های آزمایشگاهی کمتر از ۵ درصد از منظر ظرفیت باربری بدست آمد و تطبیق قابل قبولی از نظر مود تسلیمی بین نمونه‌ها وجود داشت.

(ب) استفاده از ورق اتصال جدید و وجود شکاف (عدم اتصال مستقیم) ورق دیوار فولادی با ستون موجب شد تا مفصل پلاستیک در ورق اتصال تشکیل شود و همانند فیوز عمل کند. این امر موجب کاهش تقاضای برشی و خمش در چشمه اتصال و ستون شد که می‌تواند باعث کاهش ابعادی ستون و همچنین حذف ورق‌های مضاعف و پیوستگی شود.

(ج) با استفاده از ورق اتصال و سخت‌کننده‌های جانبی، مدل‌های عددی توانستند ظرفیت و سختی الاستیک برابری با نمونه‌ی آزمایشگاهی که اتصال تیر به ستون مستقیماً بود، فراهم کنند. این عمل موجب شد تا ستون‌ها تحت لنگرهای خمشی و نیروهای محوری کمی قرار بگیرند و بدون اعوجاج و در ناحیه‌ی الاستیک باقی بمانند.

د) در بین سه مقدار معرفی شده برای ضخامت ورق اتصال، ضخامت ۲۶ میلیمتر بهترین مقدار از جنبه‌ی عملکردی (تسلیم کمتر تیر و ستون و تمرکز کمتر تنش و کرنش) بود.

ه) با حذف سهم المان‌های مرزی، عبارات و روابط بیان شده در آئین‌نامه AISC تخمین محافظه‌کارانه از زاویه میدان کشش را ارائه می‌دهند. مطابق با روابط، زاویه ۲۸ درجه پیش‌بینی می‌شود، در حالی که زاویه‌ی مشاهده شده توسط تحقیقات آزمایشگاهی و مطالعات عددی در این تحقیق، بین ۳۰ تا ۳۵ درجه بدست آمد.

مراجع

- [1]. Qu, B., et al., *Testing of full-scale two-story steel plate shear wall with reduced beam section connections and composite floors*. Journal of structural engineering, 2008. **134**(3): p. 364-373.
- [2]. Sabouri-Ghomi, S., C.E. Ventura, and M.H. Kharrazi, *Shear analysis and design of ductile steel plate walls*. Journal of Structural Engineering, 2005. **131**(6): p. 878-889.
- [3]. Hitaka, T. and C. Matsui, *Experimental study on steel shear wall with slits*. Journal of Structural Engineering, 2003. **129**(5): p. 586-595.
- [4]. Driver, R.G., et al., *Cyclic test of four-story steel plate shear wall*. Journal of Structural Engineering, 1998. **124**(2): p. 112-120.
- [5]. Basler, K. and B. Thürlimann, *Strength of plate girders in bending*. 1960: Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory.
- [6]. ANSI, A., *AISC 341-05 "Seismic provisions for structural steel buildings."*. American Institute of Steel Construction Inc, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2005.
- [7]. Association, C.S., *CAN/CSA-S16. 1-M89. Limit States Design of Steel Structures*. 1990: Association canadienne normalisation.
- [8]. Council, B.S.S., *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures (FEMA 450)*. Washington, DC, 2003.
- [9]. Wagner, H., *Flat Sheet Metal Girders with Very Thin Webs, Part III: Sheet Metal Girders with Spars Resistant to Bending—The Stress in Uprights—Diagonal Tension Fields*. National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, DC, 1931.
- [10]. Timler, P.A. and G.L. Kulak, *Experimental study of steel plate shear walls*. 1983.
- [11]. Driver, R.G., U.o.A.D.o. Civil, and E. Engineering, *Seismic behaviour of steel plate shear walls*. 1997: Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta
- [12]. Lubell, A., *Performance of unstiffened steel plate shear walls under cyclic quasi-static loading*. MA Sc. 1997, Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia
- [13]. Vian, D., et al., *Special perforated steel plate shear walls with reduced beam section anchor beams. I: Experimental investigation*. Journal of Structural Engineering, 2009. **135**(3): p. 211-220.
- [14]. Purba, R. and M. Bruneau, *Finite-element investigation and design recommendations for perforated steel plate shear walls*. Journal of structural engineering, 2009. **135**(11): p. 1367-1376.
- [15]. Sabouri-Ghomi, S. and S.R.A. Sajjadi, *Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners*. Journal of constructional steel research, 2012. **75**: p. 152-159.
- [16]. Machaly, E.B., S.S. Safar, and M.A. Amer, *Numerical investigation on ultimate shear strength of steel plate shear walls*. Thin-Walled Structures, 2014. **84**: p. 78-90.
- [17]. Zhao, Q., Sun, J., Li, Y., & Li, Z. (2017). Cyclic analyses of corrugated steel plate shear walls. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26(16), e1351.
- [18]. Ashrafi, H. R., Beiranvand, P., Pouraminian, M., & Moayeri, M. S. (2018). Examining the impact of sheet placement and changes in waves characteristics on behavior of wavy steel shear wall. *Case Studies in Construction Materials*, 9, e00180.
- [19]. Du, Y., et al., *Seismic performance of a repaired thin steel plate shear wall structure*. Journal of Constructional Steel Research, 2018. **151**: p. 194-203.
- [20]. Ghamari, A., Akbarpour, A., & Ghanbari, A. (2019). Improving behavior of semi-supported steel plate shear walls. *Journal of Central South University*, 26(10), 2891-2905.
- [21]. Zamani Beydokhti, E., & Khatibi, H. (2020). Improving Cyclic Behavior of Steel Plate Shear Walls with Elliptical Perforations. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 53(1), 89-102.
- [22]. Azandariani, M. G., Gholhaki, M., & Kafi, M. A. (2020). Experimental and numerical investigation of low-yield-strength (LYS) steel plate shear walls under cyclic loading. *Engineering Structures*, 203, 109866.

- [23]. AISC, A., *AISC 341-10, seismic provisions for structural steel buildings*. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction, 2010.
- [24]. ANSI, B., *AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago AISC, 2016.
- [25]. Eatherton, M. *Design and construction of steel plate shear walls*. in *Proceedings of the Eighth US National Conference on Earthquake Engineering*. 2006.
- [26]. Horne, M.R., and Morris, L. J. , *Plastic design of low-rise frames*. The MIT Press, 1982.
- [27]. Sabouri-Ghomi, S. and T. Roberts, *Nonlinear dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations*. *Engineering Structures*, 1992. **14**(5): p. 309-317.
- [28]. 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.
- [29]. Park, H.-G., et al., *Framed steel plate wall behavior under cyclic lateral loading*. *Journal of structural engineering*, 2007. **133**(3): p. 378-388.
- [30]. Abaqus, V., *6.14 Documentation*. Dassault Systemes Simulia Corporation, 2014. **651**: p. 6.2.
- [31]. Ramberg, W., & Osgood, W. R. (1943). Description of stress-strain curves by three parameters.
- [32]. Menegotto, M. *Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending*. in *Proc. of IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads*. 1973.
- [33]. Qian, X. and A. Astaneh-Asl, *Development of a high-performance steel plate shear wall system*. *International Journal of Earthquake and Impact Engineering*, 2016. **1**(1-2): p. 57-80.
- [34]. Choi, I.-R. and H.-G. Park, *Steel plate shear walls with various infill plate designs*. *Journal of structural engineering*, 2009. **135**(7): p. 785-796.
- [35]. Thorburn, L.J., C. Montgomery, and G.L. Kulak, *Analysis of steel plate shear walls*. 1983.
- [36]. Vatansever, C. and N. Yardimci, *Experimental investigation of thin steel plate shear walls with different infill-to-boundary frame connections*. *Steel and Composite Structures*, 2011. **11**(3): p. 251-271.