مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۴۰۲)
دوره‌ی ۳۹، شماره‌ی ۳، صص. ۸۳-۹۶، (پژوهشی)

Original Article

ارائه‌ی روشی جهت اجرای وصله‌ی ستون‌های فولادی به منظور بهبود مسیر انتقال نیرو و تسهیل اجرا

شیوا مهدلویی (کارشناس ارشد)
امیررضا قیامی‌آزاد * (استادیار)
سید رسول میرقادری (استاد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشکده‌ی فنی، دانشگاه تهران

وصله‌ی ستون‌ها همواره از مسائل چالش برانگیز مهندسان در طراحی و اجرای سازه‌های فولادی بوده است. از چالش‌های موجود می‌توان به مسیر طولانی و غیرمستقیم انتقال نیرو، پیچیدگی و خطاهای اجرا، غیرمطلوب بودن به لحاظ اقتصادی و محدودیت اجرایی در برخی مقاطع ستون‌ها اشاره کرد. در پژوهش حاضر، برای رفع مشکلات ذکر شده از یک ورق تخت میانی بین دو ستون با جوش شیاری برای انتقال نیرو استفاده شده است. رفتار ستون‌های وصله شده شامل دو نوع مقطع قوطی‌شکل و H شکل با اختلاف بُعد مقطع پایین و بالا از صفر تا ۱۲/۵ سانتی‌متر با تحلیل اجزاء محدود بررسی شده و کمینه‌ی ضخامت لازم ورق میانی جهت تأمین مقاومت ناحیه‌ی وصله شده به دست آمده است. نتایج نشان داد که وصله‌ی استفاده شده در ستون‌های با ابعاد و اختلاف بُعدهای رایج، عملکرد مطلوبی به لحاظ تأمین مقاومت و سختی مورد نیاز داشته است. با افزایش ظرفیت و اختلاف بُعد مقاطع ستون، تقاضا در ورق وصله افزایش می‌یابد و نیاز به ورق ضخیم‌تری است.

واژگان کلیدی: وصله‌ی ستون، ورق میانی، ضخامت کمینه، ورق توخالی.

shiva.mahdlooyi@ut.ac.ir
rghiami@ut.ac.ir
rmirghaderi@ut.ac.ir

۱. مقدمه

وصله‌ی ستون‌های فولادی به دلایل متعددی، از جمله: ناکافی بودن طول استاندارد مقاطع فولادی، تغییرات نیاز مقاومتی ستون و لزوم طراحی اقتصادی، مسائل حمل‌ونقل و تسهیل فرایند ساخت‌وساز، مورد نیاز است. روش‌های متداول در وصله‌ی ستون‌های با شکل‌های مقطع رایج، محدودیت‌ها و ضعف‌هایی دارند.

در وصله‌ی مستقیم جوشی لب به لب، عدم استقرار صحیح مقاطع ستون با رواداری‌های ابعادی باعث خروج از مرکزیت نیرو در محل اتصال می‌شود، که از مشکلات رایج در اجرای این نوع وصله‌هاست و نیز به دلیل حجم زیاد جوش، امکان شکست تُرد جوش و مصالح اطراف آن در مقاطع ضخیم وجود دارد. لذا برنیو و مهین[1] (۱۹۹۴)، به بررسی عملکرد وصله‌ی جوشی مستقیم در مقاطع ضخیم تحت کشش پرداخته‌اند. برخلاف عملکرد مطلوب وصله با جوش نفوذی کامل، وصله با جوش نفوذی ناقص به لحاظ مقاومتی مطلوب است، اما دچار شکست تُرد می‌شود.[1] شاو[2] و همکاران (۲۰۱۴)، به ارزیابی پاسخ لرزه‌یی وصله‌های ستون با جوش نفوذی با درصد نفوذ متفاوت پرداختند و نشان دادند که جوش نفوذی ناقص می‌تواند در قاب‌های خمشی ویژه و متوسط مورد پذیرش باشد.[2]

یک روش رایج وصله‌ی ستون‌ها، استفاده از ورق‌های پوششی جوشی است، که به طور خاص کمتر در آیین‌نامه‌ها به آنها توجه شده و مطالعات درباره‌ی عملکرد آنها محدود است. انتقال نیرو در مسیر طولانی و غیرمستقیم به همراه خروج از مرکزیت و حجم زیاد عملیات جوشکاری در وصله‌ی انجام شده‌ی اخیر از معایب آن محسوب می‌شوند. از دیگر مشکلات رایج در زمینه‌ی وصله‌ی ستون‌ها، دسترسی محدود یا عدم دسترسی به داخل مقاطع صلیبی و قوطی‌شکل برای جوش ورق‌های پوششی در وجوه داخلی یا نصب با پیچ و مهره است. عدم وجود دستورالعمل طراحی مشخص با پشتوانه‌ی علمی کافی برای وصله‌ی مقاطع مرکب و محدودیت روش‌های رایج در وصله‌ی مقاطع با اختلاف ابعاد زیاد نیز از مسائل قابل توجه در زمینه‌ی وصله‌ی ستون‌ها هستند.

به منظور مقایسه‌ی عملکرد وصله‌های پیچی، جوشی و اتکایی، لادنی و ماکرا[3] (۲۰۱۹)، در یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی نشان دادند که وصله‌ی مستقیم جوشی، سختی و مقاومت بیشتر و وصله با صفحات پوششی پیچی، شکل‌پذیری بیشتری نسبت به سایر وصله‌ها دارند.[3]

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۹/۱۲، اصلاحیه ۱۴۰۱/۱۰/۲۴، پذیرش ۱۴۰۱/۱۱/۱۰.

استناد به این مقاله:
مهدلویی، شیوا، قیامی‌آزاد، امیررضا، و میرقادری، سید رسول، ۱۴۰۲. ارائه‌ی روشی جهت اجرای وصله‌ی ستون‌های فولادی به منظور بهبود مسیر انتقال نیرو و تسهیل اجرا. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۳)، صص. ۸۳-۹۶. DOI:10.24200/J30.2023.61435.3174

الف) ستون پایینی در کارخانه؛ ب) ستون پایینی در کارخانه؛ ج) سرهم بندی ستون ها در کارگاه.

شکل ۱. جزئیات اجرای وصله.

اشنایدر و هندرکمپ[۴] (۲۰۰۶)، تأثیر وصله‌ی ورق‌های انتهایی پیچی در ظرفیت باربری ستون را بررسی کردند و دریافتند که وصله‌ی ورق‌های انتهایی پیچی، تأثیر منفی کمی در ظرفیت باربری ستون‌ها دارد. اما برای ستون‌های لاغر، تأثیر ذکر شده قابل ملاحظه است.[۴] لیندنر[۵] (۲۰۰۸)، در مطالعه‌یی با هدف بررسی ظرفیت انتقال نیرو در نوعی وصله‌ی تماسی با در نظرگیری نقص‌های هندسی موجود، توصیه‌هایی برای طراحی آن ارائه داده است.[۵] لیو[۶] و همکاران (۲۰۱۸)، به بررسی عملکرد اتکایی اتصال ستون به ستون با بال پیچ شده پرداختند و رابطه‌یی برای ظرفیت تسلیم اتصال ارائه دادند.[۶]

برای وصله‌ی ستون‌های با اختلاف بُعد زیاد از ورق‌های تبدیل گلدانی بین مقطع بزرگ‌تر و کوچک‌تر استفاده می‌شود، که اجرای آن با دشواری و خطا همراه است. اسعدی و حسین‌زاده (۲۰۱۸)، به بررسی رفتار وصله‌ی گلدانی و مقایسه‌ی آن با وصله‌ی ورق‌های پوششی و وصله با ورق‌های انتهایی پیچی پرداختند و دریافتند که وصله‌ی گلدانی، بیشترین تمرکز تنش نسبت به وصله‌های دیگر را دارد و مقاومت کمتری نسبت به آنها نشان می‌دهد.[۷]

مطالعات دیگری در زمینه‌ی ارزیابی تقاضای لرزه‌یی وصله‌ی ستون‌ها در قاب‌های خمشی و مهاربندی انجام شده است.[۸-۱۱] کولو[۷] و همکاران (۲۰۱۰)، پژوهشی به منظور تحلیل رفتار بحرانی ستون‌های وصله شده از نظر پایداری آنها انجام داده‌اند.[۱۲] سیمو[۸] و همکاران (۲۰۱۱)، به تحلیل پایداری ارتجاعی ستون‌های وصله شده با نقص هندسی و نیز بررسی پایداری و رفتار پساکمانشی اولیه‌ی ستون‌های وصله شده در قاب‌های ساده و خمشی پرداخته‌اند.[۱۳و۱۴]

در مطالعات اشاره شده، اغلب به بررسی و نیز مقایسه‌ی عملکرد وصله‌های رایج به خصوص در ستون‌های با ابعاد یکسان پرداخته شده و پیشنهادی در جهت رفع کاستی‌ها و محدودیت‌های بیان شده، مانند دشواری اجرا در برخی مقاطع و غیراقتصادی بودن بعضی روش‌ها ارائه نشده است. پژوهش حاضر با هدف ارائه و بررسی عملکرد نوعی وصله‌ی جوشی با تأکید بر ستون‌های غیر هم‌بُعد با اجرای آسان، که کمتر از سایر وصله‌ها به آن پرداخته شده است، انجام شده و در صدد رفع مسائل چالش‌برانگیز حاضر در طراحی و اجرای وصله‌های فولادی برآمده است.

در وصله‌ی مذکور، مطابق شکل ۱، از یک ورق میانی عمود بر محور طولی ستون بین دو ستون بالا و پایین استفاده شده است، که توسط جوش نفوذی به هر کدام از مقاطع متصل شده است. کمینه‌ی ضخامت مورد نیاز برای ورق وصله باید براساس ملاحظات مربوط به جوشکاری و توصیه‌ی مراجع تعیین شود. در آیین‌نامه‌ی جوش آمریکا AWS D۱/۱ در اتصال‌های T شکل و صلیبی با جوش نفوذی هیچ محدودیتی برای ضخامت فلز پایه عنوان نشده است.[۱۵] در راهنمای طراحی AISC، کمینه‌ی ضخامت ورق میانی در ستون‌های با مقاطع اسمی رایج که دارای اختلاف بُعد هستند، مشخص شده است.[۱۶] در راهنمای طراحی اتصال‌های گیردار مطابق با یوروکد ۳ عنوان شده است که کمینه‌ی ضخامت ورق میانی برابر با بال ستون متصل به آن باشد و در صورتی که مقاطع دارای اختلاف بُعد باشند، از سخت‌کننده در ستون پایینی استفاده شود.[۱۷] در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران از ساختار اخیر در اتصال‌های گیردار از پیش تأیید شده[۹] به عنوان ورق دیافراگم عبوری از ستون در چشمه‌ی اتصال با کمینه‌ی ضخامت ۳ سانتی‌متر استفاده شده است.[۱۸]

با توجه به نبود اطلاعات کافی در آیین‌نامه‌ها و تحقیقات درباره‌ی عملکرد اتصال مذکور، هدف پژوهش حاضر، بررسی رفتار استاتیکی ستون وصله شده و عملکرد ورق وصله در ناحیه‌ی تسلیم ستون توسط روش اجزاء محدود است.

طبق راهنمای طراحی اتصال‌های گیردار مطابق با یوروکد ۳ ،[۱۷] لازم است جهت پیشگیری از پارگی لایه‌یی فولاد، برای ورق وصله با ضخامت بیش از ۲۵ میلی‌متر از فولاد شکل‌پذیر استفاده شود، که مقدار شکل‌پذیری توسط آزمون کشش عرضی راستای ضخامت مشخص می‌شود. به‌طورکلی مقاومت پارگی فولادهای رایج برای اغلب اتصال‌ها مناسب است.[۱۹و۲۰] با طراحی و انتخاب جزئیات مناسب جوشکاری مطابق توصیه‌های AWS D۱/۱، احتمال وقوع پارگی به میزان کمینه می‌رسد. بنابراین در مطالعه‌ی حاضر، مدل‌سازی‌های با فرض عدم وقوع پارگی لایه‌یی انجام شده است.

یکی دیگر از مشکلات مربوط به فولاد، تورق یا لایه‌لایه شدن تحت کشش است. با توجه به حالت‌های حاکم بارگذاری ستون‌ها، وجود تورق احتمالی در فولاد به کار رفته در ورق وصله، مشکلی برای عملکرد ستون و ورق ایجاد نمی‌کند. بنابراین در پژوهش حاضر، مطالعات با فرض عدم وجود تورق در فولاد انجام شده است.

طبق آیین‌نامه‌ی AISC۳۶۰-۱۶ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، وصله‌ی جوشی مستقیم ستون باید قادر به انتقال نیرو، دست‌کم به اندازه‌ی ظرفیت اسمی مقطع کوچک‌تر باشد. سایر وصله‌ها باید قادر به انتقال نیروهای مورد تقاضا در محل وصله باشند.[۱۸و۲۱] طبق آیین‌نامه‌ی AISC۳۴۱-۱۶، وصله‌ی ستون‌های باربر جانبی، علاوه بر الزام اخیر با توجه به نوع سیستم باربر باید تمام یا قسمتی از ظرفیت خمیری ستون کوچک‌تر را انتقال دهند.[۲۲] عملکرد مقاومتی ورق وصله‌ی اخیر، با بررسی توانایی انتقال ظرفیت خمیری ستون کوچک‌تر انجام شده است. در صورتی که از ورق وصله‌ی مذکور در ستون‌های قوطیِ‌شکل ُپر شده با بتن استفاده شود، با قرار دادن ورق توخالی به جای ورق کامل بین دو ستون، امکان بتن‌ریزی فراهم می‌شود. در ستون‌های H شکل نیز با قرار دادن ورق H شکل به جای ورق کامل، می‌توان موانع اجرای موارد تأسیساتی احتمالی را رفع کرد.

۲. مقاومت ستون وصله شده

۱.۲. انتخاب نوع بارگذاری

جهت ارزیابی مقاومت ورق وصله لازم است بارگذاری ستون تا خمیری شدن آن ادامه پیدا کند و رفتار ورق وصله در لحظه‌ی تسلیم ستون بررسی شود. در بارگذاری محوری با توجه به ثابت بودن نیرو در ارتفاع ستون، امکان خمیری شدن در تمام ارتفاع آن وجود دارد. این در حالی است که در بارگذاری خمشی با توجه به توزیع غیریکنواخت خمش در ارتفاع، خمیری شدن ستون در مقاطع تحت خمش بیشینه اتفاق می‌افتد. پس بارگذاری محوری نسبت به خمشی بحرانی محسوب می‌شود.

در مقطع وصله شده با ورق میانی با توجه با زیاد بودن سطح مقطع برشی ورق وصله نسبت به ستون، بارگذاری برشی تعیین‌کننده نیست. در بارگذاری کششی به دلیل عدم وجود کمانش‌های موضعی، ظرفیت ستون نسبت به فشار بیشتر است و چنانچه وصله‌ی ستون در طراحی ظرفیتی کششی پاسخگو باشد، در فشار که نیروی انتقالی کمتر است، قطعاً پاسخگو خواهد بود. بنابراین بارگذاری کششی در پژوهش حاضر مد نظر قرار گرفته است.

۲.۲. تعیین بیشینه‌ی ضخامت مورد نیاز ورق وصله

با توجه به آنچه درباره‌ی کمینه‌ی ضخامت ورق وصله در ستون‌های هم‌بُعد در مقدمه بیان شد، مقدار مذکور در پژوهش حاضر به اندازه‌ی ضخامت بال ستون در نظر گرفته شده و رفتار آن بررسی شده است. برای ستون‌های با مقاطع غیر هم‌بُعد، ضخامت‌های مختلف ورق وصله تحلیل شده و کمینه‌ی ضخامت لازم با استفاده از مقدار شاخص مایسز در ورق وصله در بار تسلیم ستون به دست آمده است. نسبت تنش فون مایسز به تنش تسلیم با عنوان شاخص مایسز و مطابق رابطه‌ی ۱ بیان می‌شود، که توسط الطویل[۱۰] پیشنهاد شده است.[۲۳]

مقدار شاخص مایسز در المان بحرانی ورق وصله با ضخامت قابل قبول در بار تسلیم ستون باید کمتر از ۱ باشد، یا به عبارتی ورق وصله تسلیم نشده باشد.

$$MI = \frac{\sigma_v}{\sigma_y} \qquad (۱)$$

که در آن، σ_v تنش فون مایسز، σ_y تنش تسلیم و MI شاخص مایسز است. بار تسلیم ستون از منحنی نیرو ـ جابه‌جایی ستون حاصل از تحلیل به دست آمده است. برای مشخص ساختن بار تسلیم مدل اجزاء محدود در منحنی‌هایی که نقطه‌ی تسلیم مشخصی ندارند، از روش تقاطع دو خط مماس استفاده شده است.[۲۴]

۳. سختی ستون وصله شده

۱.۳. تعیین کمینه‌ی سختی مورد نیاز

ستون‌ها در قاب‌های فولادی در دو انتهای خود به تیرها متصل هستند و مصالح به کار رفته در این نواحی سبب افزایش سختی اولیه‌ی ستون‌ها می‌شوند. بنابراین در پژوهش حاضر، مقدار کاهش سختی به میزان ۵٪ در ستون وصله شده نسبت به ستون وصله نشده پذیرش شده است.

۲.۳. سختی محوری

جهت اطمینان از کفایت ورق وصله برای تأمین کمینه‌ی سختی در ناحیه‌ی اتصال، ابتدا سختی با در نظر گرفتن محل اتصال به صورت صلب با استفاده از روابط تئوری به دست آمده است. سختی K یا رابطه‌ی بین نیرو F و تغییرمکان Δ یک ستون منشوری به طول L و سطح مقطع A و مدول کشسانی E در صورتی که تحت نیروی محوری در جهت طول خود باشد، به صورت رابطه‌ی ۲ بیان می‌شود:

$$K = \frac{F}{\Delta} = \frac{EA}{L} \qquad (۲)$$

مطابق شکل ۲ ـ الف، ستون به صورت دو فنر سری متصل به هم با سختی متفاوت در نظر گرفته شده است. سختی معادل مجموعه‌ی ستون طبق رابطه‌ی ۳ با استفاده از رابطه‌ی جمع فنرهای سری به دست می‌آید.

$$K_a = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \xrightarrow{L_1 = L_2 = \frac{L}{2}} K_e = \frac{2EA_1A_2}{(A_1 + A_2)L} \qquad (۳)$$

در رابطه‌ی ۳، K_1 و K_2 سختی فنرها و K_a سختی محوری معادل هستند. برای ستون وصله شده، جابه‌جایی محوری به مقدار ۰/۰۱ در نرم‌افزار اعمال شده و نیروی متناظر با آن به دست آمده است. از تقسیم نیرو بر جابه‌جایی طبق رابطه‌ی ۲، سختی حاصل از تحلیل به دست آمده و با مقدار تئوری رابطه‌ی ۳ مقایسه شده است. جهت بررسی تأثیر ارتفاع ستون در مقدار کاهش سختی، سختی ستون‌ها در ۴ ارتفاع ۳، ۴، ۵ و ۶ متر بررسی شده است. در همه‌ی مدل‌ها به دلیل ثابت بودن نیروی محوری در کل ارتفاع ستون، وصله در وسط ارتفاع ستون قرار گرفته است.

۳.۳. سختی خمشی

با بارگذاری خمشی هم‌علامت در دو سر ستون، انحنای مضاعف در آن ایجاد می‌شود و در این حالت لنگر در وسط ارتفاع ستون، به میزان کمینه است. بنابراین، علاوه بر ارتفاع ستون، موقعیت قرارگیری وصله نیز در مقدار سختی خمشی تأثیرگذار است. موقعیت وصله به صورت رایج از ارتفاع ۱/۲ متری تا وسط ستون می‌تواند تغییر کند. بنابراین سختی خمشی در ارتفاع ۱/۲ متری و وسط ستون و برای ۴ ارتفاع ۳، ۴، ۵ و ۶ متر به دست آمده و با مقدار سختی خمشی ستون وصله نشده مقایسه شده است.

۴.۳. به دست آوردن سختی خمشی با استفاده از تحلیل اجزاء محدود

جهت به دست آوردن سختی خمشی ستون در حالت وصله نشده، محل اتصال به صورت صلب در نظر گرفته شده است. بدین منظور صفحه‌ی صلبی بین دو ستون قرار گرفته و توسط ابزار قید به هر کدام از دو ستون مقید شده است. بارگذاری در دو انتهای ستون برای هر دو نوع ستون وصله شده و وصله نشده به صورت دوران مشخص به مقدار ۰/۰۰۱ در ناحیه‌ی رفتار کشسان (جابه‌جایی ـ کنترل) اعمال و سختی طبق رابطه‌ی ۴ محاسبه شده است. M_1 و M_2 به ترتیب لنگر متناظر با دوران ۰/۰۰۱ در بالا و پایین ستون مطابق شکل ۲ ـ ب و K_m سختی خمشی ستون هستند.

$$K_m = \frac{M_1 + M_2}{0/001 + 0/001} \qquad (۴)$$

۴. مدل‌سازی اجزاء محدود

۱.۴. انتخاب نوع و بُعد المان

با استفاده از نرم‌افزار آباکوس، المان C3D20R برای تمام اجزاء و همچنین بُعد بهینه‌ی المان‌ها پس از آنالیز حساسیت مش با توجه به مقادیر تنش بحرانی در ورق

جدول ۱. نتایج آنالیز حساسیت مش.

بعد مش در جهت طول و عرض ورق (cm)	تنش بیشینه در ورق وصله (kg/cm²)	مقدار خطای دو بعد مش متوالی	بعد مش در جهت ضخامت ورق (cm)	تنش بیشینه در ورق وصله (kg/cm²)	مقدار خطای دو بعد مش متوالی
۲/۵	۲۵۳۰/۹	-	۱/۵	۱۷۳۶	-
۱/۲۵	۱۷۳۶/۵۸	٪۳۲	۰/۷۵	۱۹۰۴	٪۸
۰/۶۲۵	۱۷۲۷	٪۱	۰/۵	۱۹۲۵	٪۱

الف) ستون مدل شده با فنرهای سری؛ ب) ستون تحت لنگر مضاعف.

شکل ۲. بارگذاری ستون.

الف) ناحیه وصل شده ستون؛ ب) کل ستون.

شکل ۳. نحوه‌ی مش‌بندی در مدل اجزاء محدود.

وصله انتخاب شده است. طبق جدول ۱، بُعد ۰/۵ سانتی‌متر در جهت ارتفاع ورق وصله و نواحی نزدیک اتصال در ستون، بُعد ۱/۲۵ سانتی‌متر در جهت طول و عرض ورق و ناحیه‌ی اتصال و نیز بُعد ۲/۵ × ۲/۵ سانتی‌متر در سایر نواحی ستون انتخاب شده‌اند. در شکل ۳، ابعاد مش‌بندی مشاهده می‌شود.

به دلیل بیشتر بودن مقاومت جوش نسبت به مصالح فولادی از مدل‌سازی جوش به صورت مجزا صرف‌نظر شده و اجزاء مذکور در نرم‌افزار مستقیماً توسط ابزار قید به هم مقید شده‌اند.

۲.۴. خصوصیات مصالح

برای خصوصیات مصالح فولادی از داده‌های آزمون کشش ساده‌ی فولاد St-۳۷ در نوشتار یگانه‌فر و همکاران (۲۰۲۰) استفاده شده است،[۲۵] که منحنی تنش ـ کرنش حقیقی آن در شکل ۴ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با استفاده از روابط

شکل ۴. منحنی تنش ـ کرنش حقیقی فولادSt-۳۷.

الف) بارگذاری کششی؛ ب) بارگذاری خمشی.

شکل ۵. بارگذاری و شرایط مرزی در نقاط مرجع ستون.

تبدیل تنش ـ کرنش مهندسی به حقیقی، به مقادیر حقیقی تبدیل و سپس در نرم‌افزار وارد شده است.

۳.۴. بارگذاری و شرایط مرزی

برای جلوگیری از تمرکز تنش و تغییرشکل زیاد در المان‌های محل‌های بارگذاری و تکیه‌گاه، یک قطعه‌ی صفحه‌یی صلب قرارگرفته و به ستون مقید شده است. بارگذاری استاتیکی به صورت جابه‌جایی کنترل بر نقاط مرجع مطابق شکل ۵ اعمال شده است. جهت ایجاد شرایط مرزی، تکیه‌گاه‌ها طبق شکل ۵ مقید شده‌اند.

شکل ۶. منحنی لنگر نسبی ـ جابه‌جایی آزمایش[۲] و تحلیل.

شکل ۷. هندسه‌ی مقطع ستون‌ها.

۴.۴. راستی‌آزمایی

به منظور راستی‌آزمایی مدل‌های عددی، مدل آزمایشگاهی در نوشتار شاو و همکاران (۲۰۱۴)،[۲] توسط نرم‌افزار، شبیه‌سازی و نتایج آن با نتایج نمونه‌ی آزمایشگاهی مقایسه شده است. نمونه شامل دو مقطع ستون $W۱۴ \times ۱۴۵$ و $W۱۴ \times ۱۳۲$ بوده است، که بال آنها توسط جوش با نفوذ ۸۹٪ و جان‌ها با یک ورق و توسط پیچ به هم متصل شده‌اند. در مدل نرم‌افزاری بارگذاری تا قبل از لحظه‌ی شکست، جوش ادامه پیدا کرده و از شبیه‌سازی درز جوش شیاری و تحلیل شکست پرهیز شده است. برای مدل‌سازی اجزاء فولادی از المان‌های C۳D۲۰ با ابعاد ۱ اینچ برای ستون‌ها و ۰/۵ اینچ برای پیچ‌ها استفاده شده است. شرایط مرزی در دو تکیه‌گاه به صورت مفصلی و غلتکی قرار داده شده است. مقایسه و انطباق منحنی‌های لنگر نسبی ـ جابه‌جایی در شکل ۶، نشان‌دهنده‌ی درستی نتایج نرم‌افزار است.

۵.۴. مشخصات مدل‌ها

مقاطع قوطی‌شکل و H شکل در شکل ۷ دارای دو متغیر شامل بُعد خارجی مقطع (a) با ۶ مقدار و ضخامت مقطع (t) با ۳ مقدار هستند، که مقادیر مذکور در روابط ۵ و ۶ به سانتی‌متر توسط اندیس‌های i و j مشخص شده‌اند. وصله‌ی ستون‌ها به ترتیب در دو حالت کامل و توخالی و کامل و H شکل به طور مجزا مطابق شکل ۸ مدل شده‌اند. در مدل ستون‌های وصله شده، بُعد خارجی مقطع پایینی ثابت و ۴۰ سانتی‌متر و بُعد مقطع بالایی در هر مدل کاهش یافته است. همچنین ضخامت بال یا جان ستون بالا و پایین برابر بوده است. بنابراین مدل‌های قوطی و H شکل به صورت B-i-j و H-i-j نام‌گذاری شده‌اند، که در آنها i و j بیانگر مشخصات مقطع بالایی ستون طبق روابط ۵ و ۶ هستند.

$$a_i = [۴۰, ۳۷/۵, ..., ۲۷/۵], i = (۱, ۲, ..., ۶) \quad (۵)$$

شکل ۸. هندسه‌ی کلی ستون‌های مدل شده.

جدول ۲. مشخصات و تعداد مدل‌ها.

نام مدل	نوع مقطع/ورق	تعداد
B − i − j	قوطی/کامل	۳ × ۶
B − i − j*	قوطی/توخالی	۳ × ۶
H − i − j	H شکل/کامل	۳ × ۶
H − i − j*	H شکل/H شکل	۳ × ۶

$$t_j = [۲, ۲/۵, ۳], j = (۱, ۲, ۳) \quad (۶)$$

مدل‌های مورد بررسی در جدول ۲ ارائه شده‌اند. ارتفاع ستون با احتساب ضخامت ورق وصله، ثابت و ۳۴۰ سانتی‌متر بوده است. ورق وصله در وسط ارتفاع ستون قرار گرفته و طول و عرض آن، ۴۵ سانتی‌متر بوده و نسبت به وجه خارجی یا داخلی مقطع ستون پایینی، ۲/۵ سانتی‌متر بیرون‌زدگی داشته است.

۵. نتایج تحلیل برای مقاومت

۱.۵. رفتار ستون و ورق وصله

منحنی‌های شکل ۹ مربوط به مدل‌های $B-۱-۲$ و $B-۱-۲^*$ نشان می‌دهند که ضخامت ورق وصله t_p، که به اندازه‌ی ضخامت بال ستون (۲/۵cm) فرض شده بود، عملکرد مطلوب ستون با ابعاد مقطع برابر را در ورق کامل و توخالی تأمین کرده است. به عبارتی، ستون قبل از رسیدن به ظرفیت خمیری خود، رفتار کشسان را حفظ کرده است.

در نمودارهای شکل ۱۰، مربوط به مدل‌های $B-۳-۲$ و $B-۳-۲^*$، تأثیر تغییر ضخامت ورق وصله در رفتار ستون مشاهده می‌شود. با افزایش ضخامت ورق وصله، بار تسلیم ستون بیشتر شده و دیرتر از ناحیه‌ی رفتار کشسان خارج شده است. بار تسلیم ستون وصله شده با ورق ۳/۵ سانتی‌متری نسبت به ستون وصله شده با ورق ۴/۵ سانتی‌متری، ۴/۶٪ کاهش پیدا کرده است. این بار در ستون وصله شده با ورق توخالی ۳/۵ سانتی‌متری نسبت به ورق کامل، ۶/۸٪ کاهش یافته است. مقایسه‌ی منحنی‌های مربوط به مدل‌های با ورق وصله‌ی کامل و توخالی در شکل ۱۰ نشان می‌دهد که ورق‌های توخالی نسبت به ورق کامل هم‌ضخامت، باعث کاهش بیشتر مقاومت ستون و غیرکشسان شدن آن در نیروی کمتری شده‌اند.

در جدول ۳، اطلاعات مربوط به لحظه‌ی تسلیم مدل‌های $B-۱-۲$، $B-۱-۲^*$، $B-۲-۳$ و $B-۲-۳^*$ به عنوان نمونه ارائه شده است. در

الف) B-۱-۲؛ ب) B-۱-۲*.

شکل ۹. منحنی‌های نیرو ـ جابه‌جایی مدل.

الف) B-۳-۲؛ ب) B-۳-۲*.

شکل ۱۰. منحنی‌های نیرو جابجایی مدل.

جدول ۳. اطلاعات مربوط به لحظه‌ی تسلیم ستون.

نام مدل	t_p (cm)	$(\frac{\sigma_p}{\sigma_y})_{max}$	$(\frac{\sigma_p}{\sigma_y})_{avg}$	$(\frac{\sigma_f}{\sigma_y})_{max}$	$(\frac{\sigma_f}{\sigma_y})_{avg}$	$\frac{N_y}{N_p}$
$B-۱-۲$	۵/۲*	۰/۹۹۶	۰/۸۱۴	۱/۰۰۰	۰/۹۶۹	۰/۹۹۵
$B-۱-۲^*$	۵/۲*	۰/۹۹۲	۰/۸۱۴	۱/۰۰۰	۰/۹۷۷	۰/۹۹۵
$B-۳-۲$	۳/۵	۱/۰۱۹	۰/۹۸۱	۱/۰۹۰	۱/۰۰۶	۰/۹۵۳
$B-۳-۲$	۴	۱	۰/۹۵۵	۱/۰۲۴	۱/۰۰۷	۰/۹۹۷
$B-۳-۲$	۵/۴*	۰/۹۹۳	۰/۸۲۲	۱/۰۰۶	۱/۰۰۵	۰/۹۹۹
$B-۳-۲^*$	۳/۵	۱/۰۰۸	۰/۹۴۹	۱/۱۲۵	۱/۰۳۳	۰/۸۸۵
$B-۳-۲^*$	۴/۵	۱/۰۰۷	۰/۹۶۲	۱/۰۸۸	۱/۰۱۸	۰/۹۵۶
$B-۳-۲^*$	۵/۶*	۰/۹۹۹	۰/۸۵۱	۱/۰۰۶	۰/۹۹۰	۰/۹۹۹

جدول مذکور، N_y بار تسلیم کل ستون، N_p ظرفیت محوری خمیری مقطع کوچک‌تر، σ_f تنش فون مایسز ستون کوچک‌تر، σ_p تنش فون مایسز ورق وصله و σ_y تنش تسلیم فولاد هستند.

نسبت تنش‌ها به دو صورت بیشینه و میانگین به دست آمده و به ترتیب با اندیس‌های بیشینه (max) و کمینه (min) نشان داده شده‌اند. تنش میانگین، در مسیرهای A-B در ستون و C-D در ورق مطابق شکل ۱۱، که دارای بیشینه‌ی مقادیر تنش هستند، به دست آمده است.

الف) ستون؛ ب) ورق وصله.

شکل ۱۱. مسیر تنش بیشینه.

شکل ۱۲. کانتور تنش فون مایسز در لحظه‌ی تسلیم ستون B-۲-۳.

نسبت تنش‌ها به طور کلی در ستون بیشتر از ورق وصله بوده و با افزایش ضخامت ورق، نسبت‌ها کاهش پیدا کرده است. نسبت تنش میانگین در ستون در همه‌ی حالت‌ها بیشتر از ۱ و در ورق وصله، کمتر از ۱ به دست آمده است، که نشان‌دهنده‌ی خمیری شدن اغلب المان‌های ستون در ناحیه‌ی بحرانی و خمیری بودن اغلب المان‌ها در مسیر بحرانی است. بنابراین تعداد محدودی از المان‌های ورق منجر به خمیری شدن آن می‌شوند.

در صورتی که نسبت تنش بیشینه در ورق وصله کمتر از ۱ باشد، به معنای خمیری بودن کل ورق و کفایت به لحاظ مقاومتی است. مقایسه‌ی مقادیر جدول ۳ با شکل‌های ۹ و ۱۰ نشان می‌دهد در ورق‌هایی که ضخامت آنها برای تأمین مقاومت کفایت می‌کند، منحنی نیرو ـ جابه‌جایی دارای نقطه‌ی تسلیم مشخص و مقدار N_y/N_p نزدیک به ۱ است.

در شکل‌های ۱۲ و ۱۳، کانتورهای تنش در لحظه‌ی تسلیم ستون مربوط به مدل‌های $B-۳-۲$ و $H-۳-۲$ در ناحیه‌ی وصله شده‌ی ستون و ورق وصله مشاهده می‌شود. تسلیم ستون از گوشه‌ها و لبه‌های آن شروع و با کاهش ضخامت ورق وصله، تمرکز تنش در نواحی فوق بیشتر شده است.

با افزایش ضخامت ورق وصله، توزیع تنش یکنواخت‌تر شده است. ورق وصله‌ی توخالی و H شکل نسبت به ورق کامل هم‌ضخامت، موجب افزایش تمرکز و مقدار تنش‌های بیشتری در لبه‌های ستون شده است. کانتور تنش در ورق‌های وصله نشان داد که با کاهش ضخامت ورق وصله، مقدار تنش‌ها بیشتر شده و به سمت اطراف محل اتصال و وسط ورق گسترش یافته‌اند.

شکل ۱۳. کانتور تنش فون مایسز در لحظه‌ی تسلیم ستون H-۳-۲.

در شکل‌های ۱۴ و ۱۵، کانتور کرنش خمیری معادل در لحظه‌ی تسلیم ستون مربوط به مدل‌های B-۳-۲ و H-۳-۲ در ناحیه‌ی وصله شده‌ی ستون و ورق وصله مشاهده می‌شود؛ که مطابق آنها، عمده‌ی تغییرشکل ستون در گوشه‌ها و لبه‌ها و تغییرشکل‌های ورق وصله در محل اتصال با ستون بوده است. با افزایش ضخامت ورق وصله، مقادیر تغییرشکل‌ها در لبه‌های ورق کمتر شده است.

۲.۵. تعیین کمینه‌ی ضخامت ورق وصله

طبق نمودارهای شکل ۱۶، مقدار تقاضای خمشی در ورق وصله و در نتیجه، کمینه‌ی ضخامت مورد نیاز آن تحت تأثیر مساحت بال ستون بالایی و خروج از مرکزیت نیرو در قالب اختلاف بُعد ستون بالا و پایین در هر طرف بال بوده است. با افزایش سطح بال و خروج از مرکزیت، کمینه‌ی ضخامت مورد نیاز ورق وصله افزایش یافته است. مقاومت خمشی ورق وصله باید بیشتر از تقاضای خمشی آن باشد. بر این اساس، نتایج حاصل از تحلیل در نمودارهای شکل ۱۶، نشان‌دهنده‌ی کمینه‌ی ضخامت مورد نیاز برای ورق وصله براساس دو متغیر مذکور است.

۶. نتایج تحلیل برای سختی

در نمودارهای شکل ۱۷، محور عمودی نسبت سختی محوری ستون وصله شده به

شکل ۱۴. کانتور کرنش خمیری معادل (PEEQ) لحظه‌ی تسلیم ستون B-۳-۲.

ستون یکپارچه (ناحیه‌ی اتصال صلب) به صورت درصد است. محور افقی در شکل ۱۷ ـ الف، مدل $B-۳-۲$ و در شکل ۱۷ ـ ب، مدل $B۳-۲^*$ را براساس تغییر ضخامت ورق وصله با ۴ منحنی مربوط به ۴ ارتفاع ستون نشان می‌دهد. در ستون B-۳-۲ با ارتفاع ۳ متر و ۶ متر و ورق وصله‌ی ۴/۵ سانتی‌متری، درصد سختی ستون به ترتیب ۹۶/۵ و ۹۸/۲ به دست آمده است، که نسبت به ستون با ورق وصله‌ی ۳/۵ سانتی‌متری به ترتیب ۳/۲ و ۱/۷ درصد بیشتر بوده است. با افزایش ضخامت ورق وصله، اختلاف درصد سختی ستون در ارتفاع‌های مختلف کمتر شده است، به طوری که اختلاف درصد سختی بین ستون‌های ۳ و ۶ متری در ضخامت ورق وصله‌ی ۳/۵ سانتی‌متر، ۳/۲٪ و در ضخامت ورق وصله‌ی ۴/۵ سانتی‌متر، ۱/۷٪ شده است.

توخالی بودن ورق وصله‌ی مدل $B-۳-۲^*$ در نمودار ب شکل ۱۷، منجر به کاهش ۴ و ۲/۲ درصدی سختی ستون‌های ۳ متری و ۶ متری با ضخامت ورق ۳/۵ سانتی‌متر شده است. در منحنی‌های اخیر، نسبت سختی محوری با افزایش ارتفاع ستون افزایش پیدا کرده است، که نشان می‌دهد در ستون‌های بلند به دلیل کمتر بودن نسبت طول ناحیه‌ی اتصال به طول کل ستون سختی، ستون کمتر تحت تأثیر ناحیه‌ی وصله شده قرارگرفته است.

نمودارهای شکل ۱۸ و ۱۹ (الف و ب)، به ترتیب درصد سختی محوری، درصد سختی خمشی با موقعیت وصله در وسط ارتفاع ستون و موقعیت وصله در ۱/۲ متری ارتفاع ستون برای ستون‌های وصله شده با کمینه‌ی ضخامت ورق مورد نیاز جهت تأمین مقاومت را نشان می‌دهند. در محور افقی، نام ستون‌ها براساس

شکل ۱۵. کانتور کرنش خمیری معادل (PEEQ) لحظه‌ی تسلیم ستون H-۳-۲.

کاهش بُعد ستون بالا با۴ منحنی مربوط به ۴ ارتفاع ستون مشخص شده است. در شکل ۱۸، درصد سختی محوری مدل B-۶-۲ نسبت به مدل B-۲-۲ در ستون ۳ متری، ۶/۹٪ و در ستون ۶ متری، ۳/۶٪ کاهش یافته است. با افزایش ارتفاع ستون از ۳ متر به ۶ متر، درصد سختی در مدل B-۶-۲، ۴٪ و در مدل B-۲-۲، ۰/۷٪ افزایش یافته است. کاهش سختی محوری در ستون B-۵-۲ با ارتفاع ۳ و ۴ متر و در ستون B-۶-۲ با ارتفاع ۳، ۴ و ۵ متر بیشتر از ۵٪ و در بقیه‌ی مدل‌ها کمتر از ۵٪ به دست آمده است. شکل ۱۹ ـ الف، مربوط به سختی خمشی ستون‌ها با موقعیت وصله در وسط، نشان‌دهنده‌ی کاهش سختی کمتر از ۱٪ و سختی در ستون‌های بلندتر بیشتر بوده است.

شکل ۱۹ ـ ب، مربوط به سختی خمشی ستون‌های قوطی با موقعیت وصله در ارتفاع ۱/۲ متری، روند معکوس تغییر سختی براساس ارتفاع را نشان می‌دهد، به طوری که با افزایش ارتفاع ستون، سختی خمشی کاهش پیدا کرده است. درصد سختی خمشی در این حالت کمتر از ۳٪ کاهش پیدا کرده است، که نسبت به حالتی که ورق وصله در وسط ارتفاع ستون قرار دارد، بیشتر بوده است.

با توجه به روند مشابه موجود در تمام مدل‌ها، نتایج کلی در جدول ۴ ارائه شده است. K^{a}_{avg}، K^{m}_{avg} و $K^{m,1/2}_{avg}$ میانگین درصد سختی ستون‌های ۳، ۴، ۵ و ۶ متر و $K^{a}_{6,3}$، $K^{m}_{6,3}$ و $K^{m,1/2}_{6,3}$ اختلاف درصد سختی ستون‌های با ارتفاع ۶ و ۳ متر هستند. سه سختی ذکر شده به ترتیب بیان‌گر سختی محوری، سختی خمشی با موقعیت وصله در وسط ارتفاع ستون، و موقعیت وصله در ۱/۲ متری ارتفاع ستون هستند.

شکل ۱۶. کمینه‌ی ضخامت ورق وصله‌ی مورد نیاز در مدل‌های تحلیل شده.

شکل ۱۷. درصد سختی محوری ستون براساس ضخامت ورق وصله (t_p).

شکل ۱۸. درصد سختی محوری ستون.

۷. نتیجه‌گیری

وصله‌ی جوشی ستون با ورق میانی به‌خصوص در ستون‌های غیر هم‌بُعد به صورت محدود در عمل انجام می‌شود. در آیین‌نامه‌ها، اشاره‌های محدودی به روش اخیر شده است، اما تاکنون عملکرد وصله‌ی جوشی ستون در تأمین سختی و مقاومت ستون به طور جامع بررسی نشده است. در پژوهش حاضر، عملکرد کلی وصله‌ی جوشی در ستون‌های قوطی‌شکل و H شکل با دو نوع ورق وصله‌ی کامل و توخالی برای مقاطع قوطی و کامل و H شکل برای مقاطع H بررسی شده است. در هر نوع مقطع ستون‌های وصله شده با ورق میانی با ۶ اختلاف‌بُعد بین مقطع بالا و پایین از صفر تا ۱۲/۵ سانتی‌متر و ۳ ضخامت مقطع از ۲ تا ۳ سانتی‌متر توسط نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و تحلیل شده‌اند.

شکل ۱۹. درصد سختی خمشی ستون.

جدول ۴. اطلاعات مربوط به سختی ستون‌ها.

نام مدل	$K^{a}_{avg}(\%)$	$K^{a}_{۶,۳}(\%)$	$K^{m}_{avg}(\%)$	$K^{m}_{۶,۳}(\%)$	$K^{m,۱/۲}_{avg}(\%)$	$K^{m}_{۶,۳}(\%)$
$B-۲-۲$	۹۸/۹	۰/۷	۹۹/۹	۰/۰	۹۹/۶	-۰/۴
$B-۲-۳$	۹۷/۵	۱/۷	۹۹/۹	۰/۰	۹۹/۱	-۱/۰
$B-۲-۴$	۹۶/۵	۲/۳	۹۹/۹	۰/۰	۹۸/۶	-۱/۱
$B-۲-۵$	۹۵/۱	۳/۲	۹۹/۷	۰/۱	۹۷/۹	-۱/۱
$B-۲-۶$	۹۳/۹	۴/۰	۹۹/۴	۰/۲	۹۷/۳	-۱/۰
$B-۲-۲^{*}$	۹۹/۲	۰/۵	۹۹/۹	۰/۰	۹۹/۶	-۰/۵
$B-۳-۲^{*}$	۹۸/۲	۱/۳	۹۹/۹	۰/۰	۹۹/۱	-۰/۹
$B-۴-۲^{*}$	۹۷/۷	۱/۵	۹۹/۹	-۰/۱	۹۹/۰	-۱/۰
$B-۵-۲^{*}$	۹۷/۱	۱/۹	۹۹/۸	-۰/۱	۹۸/۷	-۱/۰
$B-۶-۲^{*}$	۹۵/۸	۲/۸	۹۹/۶	۰/۰	۹۸/۲	-۰/۸
$B-۲-۲$	۹۹/۴	۰/۴	۹۹۹	۰/۰	۹۹/۴	-۰/۴
$B-۲-۳$	۹۸/۱	۱/۳	۹۹۹	۰/۰	۹۸/۶	-۱/۱
$B-۲-۴$	۹۷/۸	۱/۴	۹۹۸	۰/۰	۹۸/۳	-۱/۲
$B-۲-۵$	۹۷/۷	۱/۵	۹۹۷	۰/۰	۹۸/۲	-۱/۰
$B-۲-۶$	۹۶/۷	۲/۲	۹۹۴	۰/۱	۹۷/۵	-۰/۸
$B-۲-۲^{*}$	۹۹/۱	/۰۶	۹۹/۹	۰/۰	۹۹/۱	-۱/۰
$B-۳-۲^{*}$	۹۸/۶	۰/۹	۹۹/۹	۰/۰	۹۸/۷	-۱/۳
$B-۴-۲^{*}$	۹۸/۶	۱	۹۹/۹	-۰/۱	۹۸/۷	-۱/۳
$B-۵-۲*$	۹۸/۱	۱/۳	۹۹/۹	-۰/۱	۹۸/۳	-۱/۳
$B-۶-۲^{*}$	۹۷/۸	۱/۴	۹۹/۶	-۰/۳	۹۸/۰	-۰/۱

جهت بررسی کفایت ورق وصله به لحاظ مقاومتی از بارگذاری محوری کششی تا کمی بعد از لحظه‌ی تسلیم و جهت بررسی ورق به لحاظ سختی محوری و خمشی به ترتیب از بارگذاری‌های محوری و خمشی در ناحیه‌ی کشسان استفاده شده است. نتایج به دست آمده، نشان‌دهنده‌ی مطلوبیت عملکرد وصله‌ی مذکور در ستون‌های با شکل‌ها و ابعاد متعارف است. ورق وصله با ضخامت‌های معمول پاسخگوی نیاز مقاومتی ناحیه‌ی اتصال بوده است، اما با افزایش سطح مقطع و اختلاف بُعد ستون‌ها، نیاز به ورق ضخیم‌تری است. با توجه به شکل ۱۶، الگوی به دست آمده براساس دو معیار اخیر قابل تعمیم به مسائل عمومی است. طراحی ورق وصله باید براساس تقاضای خمشی و کفایت مقاومت خمشی آن انجام شود. نتایج به تفصیل عبارت‌اند از:

۱. در ستون‌های قوطی با اختلاف بُعد مقطع بالا و پایین تا ۵ سانتی‌متر و در ستون‌های H شکل با اختلاف بُعد مقطع بالا تا ۷/۵ سانتی‌متر نیاز به ورق وصله با ضخامت بیش از ۵ سانتی‌متر برای تأمین مقاومت ناحیه‌ی اتصال نیست. در اختلاف بُعدهای بیشتر، به کارگیری سخت‌کننده‌ها می‌تواند منجر به مطلوبیت اقتصادی ورق وصله شود؛

۲. در ورق‌های وصله‌ی توخالی و H شکل، ضخامت ۵ سانتی‌متر قادر به تأمین مقاومت ستون‌های با اختلاف بُعد مقطع بالا و پایین بیش از ۲/۵ سانتی‌متر

نیست، بنابراین استفاده از ورق‌های وصله در اختلاف بُعدهای کم (کمتر از ۲/۵ سانتی‌متر) می‌تواند مطلوب باشد؛

۳. افزایش ضخامت مقطع بالا و پایین ستون به مقدار ۰/۵ سانتی‌متر، به طور میانگین کمینه‌ی ضخامت مورد نیاز برای ورق وصله‌ی کامل را ۰/۵ سانتی‌متر افزایش می‌دهد؛

۴. افزایش اختلاف بُعد مقطع بالا و پایین در ستون‌ها به اندازه‌ی ۲/۵ سانتی‌متر، به طور میانگین کمینه‌ی ضخامت مورد نیاز برای ورق وصله‌ی کامل را در ستون‌های قوطی، ۰/۷۵ سانتی‌متر و در ستون H شکل، ۰/۵ سانتی‌متر افزایش می‌دهد؛

۵. درصد کاهش سختی خمشی نسبت به سختی محوری به طور کلی ناچیز بوده و سختی محوری، تعیین‌کننده‌ی نیاز سختی در ستون‌های وصله شده است؛

۶. با افزایش اختلاف بُعد و کاهش ارتفاع ستون‌های وصله شده، سختی محوری دچار کاهش محسوسی شده است؛ به طوری که در ستون‌های قوطی با اختلاف بُعد ۱۰ سانتی‌متر و ارتفاع کمتر از ۴ متر، کاهش سختی محوری بیش از ۵٪ بوده و سختی، تعیین‌کننده‌ی کمینه‌ی ضخامت لازم برای ورق وصله است. در بقیه‌ی مدل‌های قوطی‌شکل و تمام مدل‌های H شکل، مقاومت، تعیین‌کننده‌ی ضخامت مورد نیاز ورق وصله است؛

۷. به کارگیری ورق‌های توخالی و H شکل ضخیم برای تأمین مقاومت، منجر به ایمن شدن کامل ستون به لحاظ سختی می‌شود؛

۸. افزایش ارتفاع ستون وصله شده به طوری که وصله در وسط ارتفاع ستون باشد، سبب افزایش درصد سختی خمشی و در ستون وصله شده در ارتفاع ۱/۲ متری موجب کاهش سختی خمشی آن شده است.

به منظور تکمیل مطالعات عددی انجام شده، توصیه می‌شود مطالعات آزمایشگاهی نیز در مطالعات آتی انجام و عملکرد ورق وصله به همراه سخت‌کننده نیز بررسی شود. به منظور دست‌یابی به یک رویکرد طراحی پیشنهاد می‌شود مطالعات پارامتریک با در نظرگرفتن تمام متغیرها انجام شود. بررسی عملکرد ورق وصله در ستون‌های با مقاطع غیر هم‌محور، مانند ستون‌های کُنج و کناری، مورد نیاز است. همچنین رفتار لرزه‌یی ستون‌های وصله شده با ورق اتصال می‌تواند از موارد مورد بررسی در مطالعات آتی باشد.

پانوشت‌ها

1. Bruneau & Mahin
2. Shaw
3. Ladani & Macrae
4. Snijder & Hoenderkamp
5. Lindner
6. Liu
7. Coelho
8. Simao
9. TD-RBS, TD-WUFW, TD-Widened
10. El-Tawil

منابع (References)

1. Bruneau, M. and Mahin, S.A., 1990. Ultimate Behavior of Heavy Steel Section Welded Splices and Desig Implication, J. Struct. Eng. *116*, pp.2214-2235. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0433-9445(1990)11:8(2214).Full-scale tests of butt-welded splices in heavy-rolled steel sections subjected to primary tensile stresses. *Engineering Journal / American Institute of Steel Construction*, *17* p.

2. shaw, S.M., Stillmaker, K. and Kanvinde, A.M., 2014. Seismic response of partial-joint-penetration welded column splices in moment-resisting frames. *Eng. J.*, *52*(2), pp.87-108.

3. Tork-Ladani, F., Chase, J.G. and Macrae, G.A., 2019. Bending stiffness and strength performance of different column splice connections. *Auckland, NZ: 2019 Pacific Conference on Earthquake Engineering.*

4. Snijder, B.H.H. and Hoenderkamp, H.J.C.D., 2006. Experimental tests on spliced columns for splice strength and stiffness requirements. *Proc. Int. Colloq. Stab. Ductility Steel Struct. SDSS*, **2006** pp.233-240.

5. Lindner, J., Old and new solutions for contact splices in columns. 2008. *J. Constr. Steel Res.*, it 64(7.8), pp.833-844. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.01.026.

6. Liu, X.C., He, X.N., Wang, H.X. and et al., 2018. Bending-shear performance of column-to-column bolted-flange connections in prefabricated multi-high-rise steel structures. *J. Constr. Steel Res.*, *145*, pp.28-48. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.02.017.

7. Asadi, N., Hosseinzadeh, Y., Asadi, N. and et al., 2018. Investigation of static and seismic behavior of recommended column splice of Iran. *The 3ed International Conference on Structure and Steel, Iran*, pp.1-8. [In Persian]

8. Shen, J., Sabol, T.A., Akbas, B. and et al., 2010. Seismic demand on column splices in steel moment frames. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, *47*, pp.223-240.

9. Akbas, B., Shen, J. and Sabol, T.A., 2011. Estimation of seismic-induced demands on column splices with a neural network model. *Appl. Soft. Comput. J*, *11*(8), pp.4820-4829. https://doi.org/10.1016/j.asoc.2011.06.019.

10. Akbas, B., Doran, B., Sabol, T.A. and et al., 2014. Effect of various span lengths on seismic demand on column splices in steel moment frames, *Eng. Struct. 70*, pp.94-105. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.03.013.

11. Faytarouni, M., Seker, O., Akbas, B, and et al., 2019. Seismic demand on column splices in special concentrically braced

frames. *Eng. Struct.* [Internet], *199*, p.109596. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109596.

12. Girão Coelho, A.M., Simão, P.D. and Biijlaard, F.S.K., 2011. Guidance for the design of spliced columns. *J. Struct. Eng.* *138*(9), pp.1079-1088. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000546.
13. Simão, P.D., Coelho, A.M.G. and Bijlaard, F.S.K., 2010. Influence of Splices On the Stability Behaviour of Columns and Frames. SDSS'Rio 2010 Stability and Ductilty of Steel Structures, pp.619-626.
14. Simão, P.D., Girão Coelho, A.M. and Bijlaard, F.S.K., 2012. Influence of splices on the buckling of columns. *Int. J. Non Linear Mech.* *47*(7), pp.806-822. https://doi.org/10.1016/j.ijnonlinmec.2012.04.003.
15. AWS, Structural Welding Code - Steel.,24th ed., AWS D1.1/D1.1M: 2015, American Welding Society, Miami, IL.
16. AISC, Steel Construction Manual, fourteenth, 2014. *American Institute of Steel Construction*, Chicago, IL.
17. SCI and BCSA, Publication P398. Joints in Steel Construction: Moment Resisting Joints to Eurocode 3., 2013. *Steel Construction Institute and British Constructional Steelwork Association.*
18. MHUD, Iranian National Building Code., 2022. *Part 10, Steel Structure Design, fifth, Ministry of Housing and Urban Development*, [In Persian].
19. BS PD 6695-1-10: Recommendations for the Design of Structures to BS EN 1993-1-10.
20. Farrar, J.C.M. and Dolby, R.E., 2001. Lameelar Tearing In Welded steel fabrication. The Welding Institute.
21. ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings., 2016. American Institute of Steel Construction.
22. ANSI/AISC 341-16: AISC Seismic Provisions for Structural Steel Buildings., 2016. American Institute of Steel Construction.
23. El-Tawil, S., Mikesell, T., Vidarsson, E. and et al., 1998. *Strength and Ductility of FR Welded-Bolted Connections. SAC Report 98-01.* Sacramento, Calif.: SAC Joint Venture.
24. Kosteski, N., Packer, J.A. and Puthli, R.S., 2003. A finite element method based yield load determination procedure for hollow sturctural section connections, *J. Constr. Steel Res.* **59**(4), pp.453-471. https://doi.org/10.1016/S0143-974X(02)00066-4.
25. Yeganehfar, A., Mehrparvar, B. and Haddad Shargh, F., 2020. Effect of weld specifications on seismic performance of built-up box columns. *J. Constr. Steel Res.* [Internet], *169*, p.106012. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106012.