

مقایسه عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی WUF-W و RBS در ستون‌های قوطی شکل تحت پروتکل‌های بارگذاری ATC-24 و SAC

محمد حسنی سوخته‌سرایي^۱، مهدی قاسمیه^{۲*}، سید رسول میرقادرى^۳

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

* تهران، صندوق پستی ۴۵۶۳-۱۱۱۵۵، m.ghassemieh@ut.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۴/۳۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۴/۳۰)

چکیده

ستون‌های قوطی در مقایسه با ستون‌های H شکل، سختی و مقاومت پیچشی بیشتری دارند؛ و علی‌رغم استفاده گسترده از اتصالات خمشی تیر I شکل در ستون‌های قوطی، بسیاری از داده‌ها و اطلاعات در ادبیات فنی مرتبط با ستون‌های H شکل می‌باشد. ضمناً اکثر جزئیات آیین‌نامه‌ای برای پذیرش اتصالات خمشی نیز برای ستون‌های H شکل است. بنابراین لزوم بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی در ستون‌های قوطی بیش از پیش دارای اهمیت است. از طرفی با توجه به این که ظرفیت مقاومتی و تغییرشکلی المان‌های سازه‌ای در بررسی‌های عملکردی، متأثر از خسارت تجمعی آن مولفه می‌باشد. لزوم بررسی تفاوت‌ها و ویژگی‌های پروتکل‌های بارگذاری، به منظور برآورد صحیح از ظرفیت‌های مولفه‌های سازه‌ای و همچنین شبیه‌سازی مناسب از واقعیت، نیز وجود دارد. بر همین اساس در این مطالعه ۱۲ تیپ اتصال خمشی RBS و WUF-W با ستون قوطی به عنوان مدل‌های تحلیلی مطالعه، طراحی و بررسی شدند. رفتار لرزه‌ای و تفاوت عملکرد این دو نوع اتصال خمشی در سطح تغییرمکان نسبی پذیرش آیین‌نامه‌ای و همچنین آستانه‌ی فروریزش تحت پروتکل‌های بارگذاری SAC و ATC-24 مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته‌است. در این مطالعه ضمن بررسی تقاضا و انرژی اعمالی، ویژگی و تفاوت‌های پروتکل‌های بارگذاری؛ شرایط تغییرمکانی متناسب یا افت مقاومت در آستانه‌ی فروریزش اتصالات خمشی در قاب خمشی ویژه نیز پیشنهاد شده است.

واژگان کلیدی

اتصال RBS، اتصال WUF-W، ستون قوطی، ارزیابی اتصالات، پروتکل بارگذاری

Comparing Seismic Performance of WUF-W & RBS Moment Connections in Box-Section Columns under SAC & ATC-24 Loading Protocols

M. Hassani Sokhtesaraei, M. Ghassemieh, S.R. Mirghaderi

Abstract

Box-columns in comparison to H-section columns, have higher stiffness and torsional strength and despite widespread use of I-shaped beam moment-resisting connections in box-section columns, most data and information in the literature are related to H-section columns. Meanwhile, most available details concerning acceptance criteria of moment resisting connections in the codes deal with H-section columns. Hence investigation of seismic performance of moment resisting connections in the box-section columns is of great importance. On the other hand, considering that the strength capacity and deformation of the structural elements in the performance investigations are affected by the cumulative damage of that component, there is need for investigating the differences and features of the loading protocols for accurate estimation of the structural components' capacities and also appropriate simulation of the reality. On this basis in this study, 12 types of RBS and WUF-W moment-resisting connections with box-columns were designed and investigated as the analytical models. The seismic behavior and difference in the performance of two types of moment resisting connections were examined and compared in terms of the relative displacement acceptance criteria in the codes and also the collapse threshold under SAC and ATC-24 loading protocols. In this study while investigating the demand and applied energy, the features and differences between the loading protocols were discussed and, appropriate displacement conditions or loss in the strength at the collapse threshold for moment resisting connections in the special moment frames are proposed.

Keywords

RBS connection, WUF-W connection, Box column, Connections assessment, Loading protocol

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۹۱

با بررسی ساختمان‌های آسیب دیده در زلزله‌های مهمی همانند نورتریج و کوبه مشخص گردید که طیف وسیعی از زوال‌های ترد در محل اتصال و از محل جوش نفوذی اتصال بال تیر به بال ستون ایجاد شدند؛ که این امر منجر به ایجاد جاری‌شدگی یا کمایش موضعی جان و بال تیر و آسیب در چشمه اتصال گردید. پس از شناسایی آسیب‌ها و علل پیدایش آن، راه‌کارهای مختلفی برای بهبود رفتار قاب خمشی در ادبیات فنی ارائه شده است یکی از راه‌کارهایی که بعد از زلزله نورتریج سال ۱۹۹۴ به منظور ارتقای رفتار لرزه‌ای اتصالات گیردار قاب خمشی گسترش پیدا کرد فلسفه استفاده از اتصالات RBS و دور کردن مفصل پلاستیک از وجه ستون بود. هرچند که پیشنهاد استفاده از اتصال تیر با مقطع کاهش یافته به پیش از زلزله نورتریج باز می‌گردد [۱]. بعد از زلزله نورتریج استفاده از این اتصال و مفهوم ضعیف سازی تیر، مورد بررسی‌های مختلف عددی و آزمایشگاهی قرار گرفت. Yu و همکارانش [۲] در سال ۲۰۰۰ به بررسی اثرات تاریخچه بارگذاری در کارایی اتصال خمشی RBS پرداختند. در این مطالعه چهار نمونه اتصال RBS با مقیاس کامل در ستون‌های H شکل تحت پروتکل بارگذاری پایه و حوزه نزدیک SAC تا رسیدن به گسیختگی قرار گرفتند. تمامی نمونه‌ها به چرخش پلاستیک هدف یعنی $0.3/\theta$ رادیان دست یافتند و نمونه‌هایی با پروتکل بارگذاری حوزه نزدیک آزمایش شدند به چرخش پلاستیک $0.5/\theta$ رادیان رسیدند. Yu و همکارانش کارایی این نوع اتصال را بسیار مطلوب توصیف کردند. اتصالات خمشی WUF-W در زلزله نورتریج عملکرد ضعیفی داشتند. یکی از عوامل ضعف این اتصال پیش از زلزله نورتریج، عدم مشارکت جان پیچ شده در انتقال لنگر و برش تیر به ستون بوده است. با بررسی مختلف عددی و آزمایشگاهی و با اعمال تغییراتی در طراحی و اجرا، این اتصال نیز به عنوان اتصال پیش پذیرفته شده در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای فولادی به حساب می‌آید [۳].

نکته حایز اهمیت دیگر استفاده گسترده اتصالات تیر I به ستون قوطی در کشور می‌باشد. این نوع اتصالات در استاندارد ۲۸۰۰ [۴] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۵] معرفی شده است ولی دارای پیش زمینه تحقیقاتی زیادی نمی‌باشد و ضوابط و آیین‌نامه‌های بین‌المللی محدود به ستون H می‌باشد. البته در استاندارد AISC [۳] و FEMA [۶] بر اساس داده‌های اندک آزمایشگاهی و قضاوت مهندسی استفاده از ستون‌های

قوطی را در صورت استفاده از ورق پیوستگی که به وجوه داخلی ستون با جوش نفوذی کامل متصل شده باشند؛ را مورد پذیرش قرار می‌دهد. در ادبیات فنی مطالعات عددی و آزمایشگاهی متعددی در این زمینه صورت گرفته است. Chen و همکارانش [۷] به بررسی عددی و آزمایشگاهی اتصال تیر به ستون قوطی شکل پرداختند. به منظور بررسی اثر هندسه ورق لچکی، سه هندسه متفاوت برای این ورق مورد بررسی قرار دادند. نتایج مطالعات ایشان نشان می‌دهد که تقریباً همه نمونه‌ها از عملکرد مورد انتظار برخوردارند و مفصل پلاستیک بصورت موثری از بر ستون دور شده است. اما ذکر این نکته ضروری است که رفتار شکل‌پذیر در بعضی از نمونه‌ها به علت شکست ترد جوش بال به ستون و همچنین شکست ترد جوش ورق‌های پیوستگی به ستون حاصل نشد. شایان ذکر است که در این اتصال از ورق‌های پیوستگی در داخل ستون استفاده شده است. به طور کلی نتایج آزمایشات و تحلیل‌های عددی بر روی ستون‌های قوطی و H شکل نشان می‌دهد که میزان انتقال لنگر از اتصال به ستون قوطی بسیار کمتر از میزان انتقال لنگر به ستون H شکل می‌باشد که علت آن تغییر شکل خارج از صفحه بال ستون‌های قوطی است [۸]. در ادامه به مطالعات Saneei Nia و همکارانش [۹ و ۱۰] که به بررسی آزمایشگاهی و عددی اتصال تیر I شکل به ستون قوطی پرداختند؛ اشاره می‌شود. ایشان در این مطالعه با انجام ۶ آزمایش تمام مقیاس اتصال خمشی WUF-W به این نتیجه رسیدند که مفصل پلاستیک در ناحیه پیش‌بینی شده در تیر و در نزدیکی محل اتصال ایجاد شده است، اما با این وجود آسیب و زوالی در ستون‌ها، چشمه اتصال، ورق‌های پیوستگی و ورق برشی جان و اتصال بال و جان تیر به ستون در محل اعمال جوش‌های نفوذی رخ نداد. در کلیه نمونه‌های آزمایش شده، حداقل زاویه $0.4/\theta$ رادیان تغییر مکان نسبی طبقه، بدون افت در مقاومت و $0.6/\theta$ رادیان تغییر مکان نسبی طبقه با افت مقاومت کمتر از ۲۰٪ فراهم گشت. همچنین دو آزمایش تمام مقیاس برای اتصال مستقیم تیر با مقطع افزایش یافته که در این حالت ورق برشی جان حذف شد و با افزایش مقطع بال تیر در نزدیکی اتصال مفصل پلاستیک به دور از بر ستون هدایت گردید؛ هم انجام شد که نتایج حاکی از آن است که این اتصال با فراهم کردن ظرفیت چرخش غیر الاستیک مورد نیاز می‌تواند به عنوان اتصال خمشی به ستون با مقطع قوطی در قاب‌های خمشی ویژه طبقه‌بندی شود. در مطالعه‌ای Mirghaderi و همکارانش [۱۱] به مطالعه تقاضاهای ایجاد شده



تقاضا و انرژی اعمالی پروتکل‌های بارگذاری SAC [۱۵] و ATC-24 [۱۶] به اتصالات خمشی و همچنین تفاوت‌های این دو پروتکل بارگذاری که در ادبیات فنی بسیار رایج هستند، بررسی شده است.

۲- مدل مطالعاتی و طراحی اتصالات

سازه‌هایی که در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته‌است، برگرفته از مدل‌های Saneei Nia و همکارانش [۹ و ۱۰] می‌باشد. مدل‌های مطالعاتی، شامل ساختمان‌های ۷ و ۱۲ طبقه می‌باشد. این ساختمان‌ها در هر دو جهت قاب خمشی ویژه هستند. در جدول (۱) اطلاعات کلی شامل ارتفاع و دهانه‌ها مربوط به ساختمان‌های مدل و در جدول (۲) نیز اطلاعات مربوط به تیرورق و ستون قوطی مورد استفاده در مدل‌های مطالعاتی ارائه شده‌است.

جدول ۱- اطلاعات کلی ساختمان‌های مطالعه

تعداد طبقات	تعداد دهانه در راستای X	تعداد دهانه در راستای Y	طول دهانه (m)	ارتفاع طبقات (m)
۷	۳	۵	۵	۳/۲
۱۲	۳	۵	۵	۳/۲

جدول ۲- مشخصات مقاطع تیرورق و ستون قوطی در سازه ۷ طبقه

مقاطع	تیر ورق در سازه			ستون مربع قوطی در سازه	
	PG1	PG2	PG3	300X20	250X20
عرض بال (cm)	۱۵	۲۰	۲۴	۳۰	۲۵
ضخامت بال (cm)	۱	۱.۵	۱.۵	۲	۲
ضخامت جان (cm)	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۲	۲
ارتفاع جان (cm)	۳۰	۳۰	۳۰	۲۶	۲۱
ارتفاع مقطع (cm)	۳۲	۳۳	۳۳	۳۰	۲۵
مساحت (cm ²)	۵۴	۸۴	۹۶	۲۲۴	۱۸۴
اساس مقطع پلاستیک (cm ²)	۶۴۵	۱۱۲۵	۱۳۱۴	۲۳۵۶	۱۵۹۱

طراحی مدل‌های مطالعاتی بر اساس ستون‌ها قوطی و تیرهای تیرورق صورت گرفته است و تمامی مقاطع در سازه‌های

در ناحیه چشمه اتصال و ورق‌های پیوستگی در ستون‌های قوطی پرداختند و تقاضاهای ایجاد شده روی همه ورق‌های این ناحیه را در حالت حدی استخراج کردند و با مدل‌سازی این ورق‌ها در نرم‌افزار عددی تنش‌های ایجاد شده در این ورق‌ها را بدست آوردند. ایشان در این مطالعه بیان کردند که تنش فونمیسز در ورق‌ها با ضخامت ثابت به ویژه در ورق پیوستگی در حالت خمش دومحوره بیشتر از وضعیت خمش یک محوره است؛ بنابراین لازم است ضخامت ورق‌های پیوستگی به منظور پایین آوردن سطح تنش‌ها در حد تنش‌های وضعیت تک محوره؛ افزایش پیدا کند. در این مطالعه Mirghaderi و همکارانش ضخامت ورق پیوستگی را حدود ۱/۴ برابر ضخامت بال تیر به‌خصوص برای اتصالات میانی توصیه کردند. شایان ذکر است Alostaz و Schneider [۱۲] در مطالعه‌ای ضخامت ورق پیوستگی را حداقل نصف ضخامت بال تیر برای اتصال کناری در ستون‌های H شکل پیشنهاد کردند. در حقیقت بسیاری از توصیه‌های حداقلی مرتبط با ورق پیوستگی در ادبیات فنی و الزامات طرح لرزه‌ای، برای ستون‌های H شکل و بال پهن می‌باشد. در مطالعه‌ای دیگر Mazroei و همکارانش [۱۳ و ۱۴] به ارزیابی اتصالات گیردار جوشی متداول در ستون‌های قوطی پرداختند. در این مطالعه آزمایشگاهی اتصال خمشی با ورق زیرسری و روسری در ستون قوطی بررسی شدند که در این مطالعات افزایش مقاومت و شکل‌پذیری توسط سخت‌کننده‌های مثلی و تی شکل مشاهده گردید. ایشان برای مقاوم سازی ساختمان‌های موجود با ستون‌های قوطی استفاده از سخت‌کننده‌های تی شکل که باعث بهبود رفتار اتصال خواهد شد؛ را توصیه کردند.

در کشور ما به دلیل محدودیت‌هایی همچون نبود تولیدات وسیع پروفیل‌های فولادی در قطعات و اندازه‌های مختلف همچنین متداول نبودن ساخت جدید صنعتی، باید اتصالات خمشی فولادی با دقت بیشتری بررسی شوند. در این مطالعه با توجه به استفاده چشمگیر اتصال تیر I به ستون قوطی در ایران، دو سازه قاب خمشی ویژه ۷ و ۱۲ طبقه با شرایط ساخت و اجرا در ایران به عنوان مدل‌های مطالعاتی در نظر گرفته شده‌است. برای هر یک از قاب‌های مطالعه به طور مجزا اتصال خمشی RBS و WUF-W در سه دسته ابعادی سبک، متوسط و سنگین طراحی گردید و در ادامه تمامی ۱۲ مدل تحلیلی اتصال در نرم‌افزار عددی مدل‌سازی شدند؛ و عملکرد لرزه‌ای دو اتصال در ستون‌های قوطی در محدوده‌ی شرایط پذیرش آیین‌نامه و شرایط فروریزش با یکدیگر مقایسه شدند. در نهایت میزان



مطالعاتی نیز فشرده لرزه‌ای می‌باشند. همچنین این نکته قابل ذکر است که در سازه‌های ۷ و ۱۲ طبقه مطالعه، کنترل‌های نیرویی، تیر ضعیف ستون قوی، تغییر مکان نسبی طبقه و همچنین سایر کنترل‌های لازم مطابق با ضوابط عمومی و لرزه‌ای آیین‌نامه AISC [۱۷ و ۱۸] و همچنین مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۵] صورت گرفته است. برای نمونه، به اطلاعات طراحی مقاطع سازه ۷ طبقه اشاره می‌شود. ستون‌های طبقه اول، دوم و سوم با قوطی مربع شکل به ابعاد 300X20، طبقات چهارم تا هفتم ستون با قوطی مربع با ابعاد 250X20 طراحی شدند. در طراحی سازه ۷ طبقه از سه نوع مقطع تیر ورق استفاده شده است؛ و مقاطع با نام‌های PG1، PG2 و PG3 می‌باشند. از PG3 برای تیر طبقه اول، دوم و سوم در تمام دهانه‌ها استفاده شد و از PG2 برای تیرهای تمام دهانه‌های طبقه چهارم و دو دهانه کناری طبقه پنجم و از PG1 برای تیر دهانه میانی طبقه پنجم و تمام دهانه‌های طبقه ششم و هفتم استفاده شد. با توجه به طراحی و تیپ‌بندی مقاطع صورت گرفته برای سازه‌های ۷ و ۱۲ طبقه؛ در ادامه روند مطالعه سه اتصال خمشی RBS، اصطلاحاً با ابعاد سنگین، متوسط و سبک و همچنین سه اتصال خمشی WUF-W، با ابعاد سنگین، متوسط و سبک برای هر یک از سازه‌ها، طراحی و مدل‌سازی شدند.

در گام بعدی طراحی تمامی ۱۲ تیپ اتصالات خمشی مدنظر مطالعه صورت گرفته است. شایان ذکر است که هر یک از اتصالات خمشی RBS و WUF-W در صورت استفاده از ورق پیوستگی در ستون‌های قوطی یکی از اتصالات از پیش تایید صلاحیت شده آیین‌نامه AISC-358 [۳] و FEMA-355 [۴] می‌باشند. در این مطالعه طراحی نمونه‌های اتصالات در حالت حدی صورت گرفته است و کنترل‌ها و محدودیت‌ها لازم برای طراحی این نوع اتصال مطابق ضوابط AISC-358 و مبحث دهم مقررات ملی [۵] در تمامی تیپ‌های اتصالات مدنظر، در نظر گرفته شده است. در ادامه نکات مهم و حائز اهمیت که در طراحی نمونه‌های مطالعه در نظر گرفته شده است، ذکر می‌گردد. یکی از پارامترهای مهم طراحی اتصال، ورق پیوستگی می‌باشد. در این مطالعه و برای طراحی هر یک از اتصالات RBS و WUF-W در ستون‌های قوطی و به منظور کاهش تقاضای ایجاد شده در چشمه اتصال مطابق توصیه Mirghaderi و همکارانش [۱۱] از ورق پیوستگی با ضخامتی حدود ۱/۴ ضخامت بال تیر مجاور چشمه اتصال استفاده شده است. یکی از موارد مهم دیگر برای طراحی و تایید صلاحیت اتصالات مدنظر مطالعه، اعمال سوراخ دسترسی مطابق مندرجات آیین‌نامه [۳، ۵ و ۱۷] می‌باشد.

نکته کلیدی در شکست این دو نوع اتصال و بخصوص در اتصال WUF-W، تمرکز تنش در محل اتصال می‌باشد. شکل و اندازه سوراخ دسترسی در عملکرد این نوع اتصالات بسیار موثر است. بنابراین در طراحی اتصالات مذکور، شکل، اندازه و عمق سوراخ دسترسی مطابق مندرجات آیین‌نامه طراحی و در نظر گرفته شده است. با توجه به ضوابط لرزه آیین‌نامه AISC-341 [۱۷] در خصوص اتصالات RBS، کنترل تغییر مکان نسبی طبقات در سازه با توجه به میزان شعاع انحنای در هر یک از این اتصالات نیز صورت گرفته و تغییر مکان نسبی طبقات در سازه‌های مطالعه با توجه به میزان شعاع انحنای در اتصالات، افزایش یافته و در نهایت با مقدار مجاز آیین‌نامه کنترل گردید. ضوابط آیین‌نامه AISC-358 الزام استفاده از ورق تک اتصال برشی را برای اتصال خمشی WUF-W بیان می‌دارد؛ که در طراحی اتصالات WUF-W جزئیات آیین‌نامه برای ابعاد ورق تک اتصال برشی نیز لحاظ گردیده است. نکته حایز اهمیت و تاثیرگذار در رفتار و عملکرد لرزه‌ای زیرسازه اتصالات خمشی مهارجانبی و پایداری ستون و تیر می‌باشد. با توجه به طول دهانه ۵ متری در سازه‌های مطالعه و الزامات عمومی و لرزه‌ای آیین‌نامه AISC [۱۷ و ۱۸] برای تامین مهار جانبی، در مدل‌سازی زیرسازه نیاز به تامین مهارجانی در فاصله ۱/۵ متری از برستون می‌باشد. نکته دیگر الزام آیین‌نامه برای تامین مهار جانبی تکمیلی در اتصالات خمشی RBS و WUF-W بعد از ناحیه محافظت شده، می‌باشد. که این دو نکته برای طراحی و مدل‌سازی زیرسازه اتصالات مدنظر برای بررسی عملکرد لحاظ و مورد توجه قرار گرفت. در نظر نگرفتن مهار جانبی و همچنین مهار جانبی تکمیلی مطابق توصیه آیین‌نامه، تاثیر قابل توجهی در رفتار و عملکرد لرزه‌ای اتصالات خواهد داشت. برای نمونه در جدول (۳) جزئیات طراحی اتصال RBS با ابعاد سنگین در سازه ۷ طبقه و در جدول (۴) جزئیات طراحی اتصال WUF-W با ابعاد سبک در سازه ۷ طبقه آمده است. اتصال سنگین در سازه ۷ طبقه شامل ستون قوطی مربع به ابعاد 300X2 و تیورق با مشخصات PG3 و اتصال سبک در سازه ۷ طبقه شامل ستون قوطی به ابعاد 250X2 و تیورق با مشخصات PG1 می‌باشند. در شکل (۱) جزئیات اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه ارائه شده است؛ شایان ذکر است که ورق پیوستگی در این اتصال با توجه به ضخامت بال تیر ورق PG3 طراحی گردیده است. در شکل (۲) جزئیات اتصال سبک WUF-W سازه ۷ طبقه آمده است و ورق پیوستگی چشمه اتصال با توجه به ضخامت بال تیورق PG1 طراحی گردید.

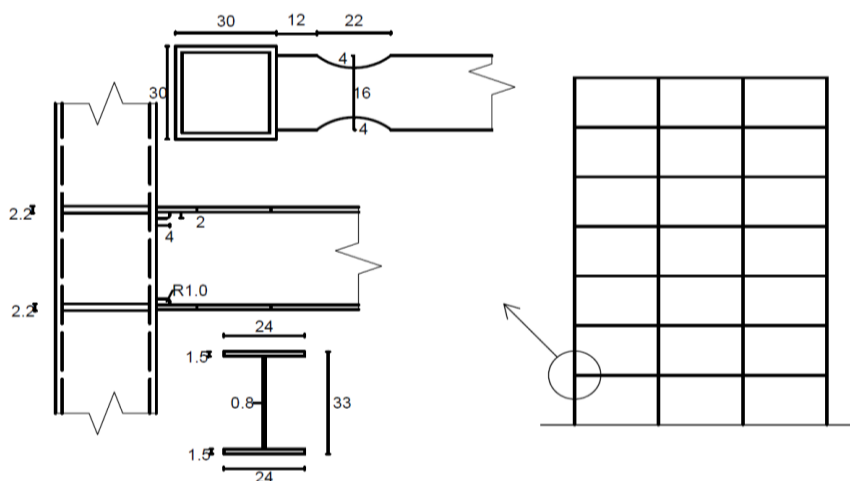


جدول ۳- جزئیات طراحی اتصال سنگین RBS در سازه ۷ طبقه

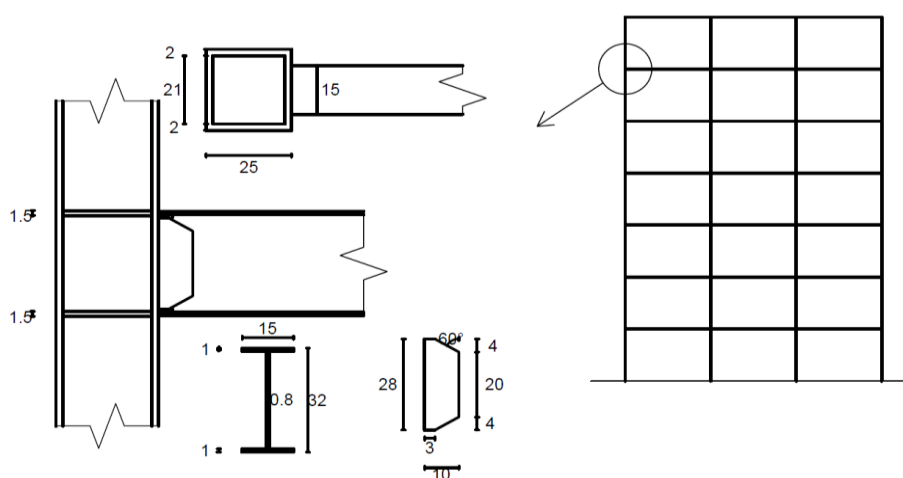
۲۴	b_{bf} (cm)	عرض بال تیر
۱/۵	t_{bf} (cm)	ضخامت بال تیر
۳۳	d (cm)	عمق تیر
۰/۸	t_w (cm)	ضخامت جان تیر
۱۳۱۴	Z_b (cm)	اساس مقطع پلاستیک، مقطع کامل
۱۲	$0.5 b_{bf} < a$ (cm) $< 0.75 b_{bf}$	فاصله از وجه ستون تا شروع شعاع برش
۲۲	$0.6 d < b$ (cm) $< 0.85 d$	طول برش
۴	$0.1 b_{bf} < C$ (cm) $< 0.25 b_{bf}$	عرض بال برداشته شده
۱۷/۱۲۵	R (cm) $= (4C^2 + b^2)/8C$	شعاع برش
۹۳۶	Z_{RBS} (cm ³) $= Z_b + 2Ct_{bf}(d - t_{bf})$	اساس مقطع پلاستیک، مقطع کاهش یافته
۳۰۴/۱	M_{pr} (kN.m) $= C_{pr} R_y Z_{RBS} F_y$	حداکثر لنگر محتمل در مرکز مفصل پلاستیک
۶۰/۵۴	$V_{gravity}$ (kN)	برش ناشی از ترکیب بار ثقلی
۴۲۴	L_h (cm)	فاصله بین مفصل های پلاستیک دهانه
۲۰۴/۹۸	V_{RBS} (kN) $= (2M_{pr})/L_h + V_{gravity}$	برش در مرکز مفصل پلاستیک
۳۵۱/۰۳	M_f (kN.m) $= M_{pr} + V_h (a + b/2)$	خمش محتمل در بر ستون
۳۵۵/۷۷	M_{pe} (kN.m) $= R_y F_y Z_{IBS}$	ظرفیت خمشی مورد انتظار در مقطع کامل
o.k.	$M_f < \phi_d M_{pe}$	کنترل خمش در بر ستون
۱۳۹/۴۴	M_u (kN.m)	خمش در مفصل پلاستیک ناشی از ترکیب بارهای زلزله
o.k.	$M_u < \phi R_y Z_{RBS}$	کنترل خمش در مفصل پلاستیک
۳۷۲/۹۳	V_n (kN) $= 0.6 F_y A_w C_v$	ظرفیت برشی تیر در بر ستون
o.k.	$V_{RBS} < \phi V_n$	کنترل برش در بر ستون
۱۰۹/۲۲	V_u (kN)	برش در مفصل پلاستیک ناشی از ترکیب بارهای زلزله
o.k.	$V_u < \phi V_n$	کنترل برش در مفصل پلاستیک

جدول ۴- جزئیات طراحی اتصال سبک WUF-W در سازه ۷ طبقه

۱۵	b_{bf} (cm)	عرض بال تیر
۱	t_{bf} (cm)	ضخامت بال تیر
۳۲	d (cm)	عمق تیر
۰/۸	t_w (cm)	ضخامت جان تیر
۶۴۵	Z_b (cm ³)	اساس مقطع پلاستیک
۲۴۷/۳۳	M_{pr} (kN.m) $= C_{pr} R_y Z_b F_y$	خمش محتمل در بر ستون
۶۰/۵۷	$V_{gravity}$ (kN)	برش ناشی از ترکیب بارهای ثقلی
۵۰۰	L_h (cm)	فاصله مفصل های پلاستیک در دهانه
۲۵۹/۷۷	V_u (kN) $= (2M_{pr})/L_h + V_{gravity}$	برش در بر ستون
۳۶۱/۶۳	V_n (kN) $= 0.6 F_y A_w C_v$	ظرفیت برشی تیر در بر ستون
o.k.	V_u (kN) $< V_n$	کنترل برش در بر ستون



شکل ۱- جزئیات اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه



شکل ۲- جزئیات اتصال سبک WUF-W سازه ۷ طبقه

۳- پروتکل بارگذاری

در حال حاضر پروتکل‌های بارگذاری متعددی برای بررسی عملکرد لرزه‌ای، راه خود را به ادبیات فنی باز کردند. که می‌توان به پروتکل بارگذاری ATC-24 و همچنین پروتکل بارگذاری SAC برای بررسی سازه و مولفه‌های خمشی، اشاره کرد. در این مطالعه عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی مدنظر بر اساس این دو پروتکل بررسی می‌شوند. شایان ذکر است، Krawinkler [۱۹] که سرگروه تیم‌های ایجاد کننده پروتکل بارگذاری ATC-24 و QUREE [۲۰] بود؛ در مطالعه‌ای به بررسی پروتکل‌های موجود در ادبیات فنی و تفاوت‌هایشان پرداخته‌است. در این مطالعه Krawinkler بیان می‌کند، که هیچ پروتکل بارگذاری کامل و منحصر به فرد نمی‌باشد. پروتکل‌های بارگذاری علاوه بر شرایط پذیرش باید توجه ویژه‌ای به شرایط فروریزش نیز داشته باشند؛

عضوهای سازه‌ای دارای یک حافظه‌ی دایمی هستند؛ که تمامی مسیرهای گذشته که در افت ظرفیت آن نقش داشته را به یاد می‌آورند. بنابراین کارایی لرزه‌ای مولفه‌های سازه‌ای به تاریخچه‌های خسارتی که در گذشته آن را پشت سر گذاشته است، وابسته است. برای بررسی رفتار و عملکرد لرزه‌ای سازه و مولفه‌های آن در برابر زلزله نیاز به رویکرد هماهنگ و یک برنامه کلی آزمایش است؛ که شبیه‌سازی مناسبی از واقعیت را نشان دهد. علاوه بر آن باید برآورد صحیحی از ظرفیت‌های مولفه را در اختیار قرار دهد. در حقیقت پروتکل‌های بارگذاری شبیه سازی نیروهایی هستند؛ که بتوانند طیف کاملی از نیروهای تحمیلی زلزله با توجه به مناطق زمین‌شناسی، بزرگا، قدرت و محتوی فرکانسی زلزله‌های منطقه را در خود داشته باشند.



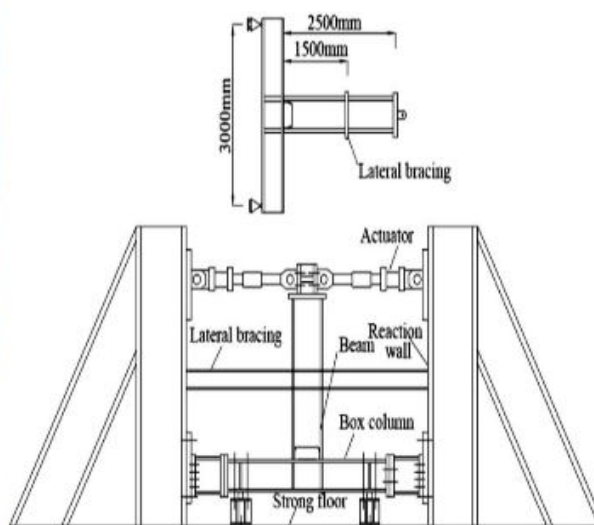
به شرایط مولفه نزدیک به فروریزش است و نیاز به بهبود پروتکل‌های بارگذاری و در نظر گرفتن شرایط نزدیک به فروریزش ضروری به نظر می‌رسد.

۴- مدل‌سازی عددی

بعد از طراحی و به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات، باید نمونه‌ها به صورت زیرسازه‌های کناری و سه‌بعدی در نرم‌افزار عددی Abaqus مدل‌سازی شوند. اتصالات خمشی RBS و WUF-W یا به عبارتی زیرسازه کناری، شامل تیر تا نقطه عطف دهانه و ستون‌های بالا و پایین اتصال تا نقاط عطف طبقات بالا و پایین می‌باشند. در همین راستا ابتدا باید مدل آزمایشگاهی مشابه با نمونه‌های مطالعاتی در نرم‌افزار مدل‌سازی گردد؛ و پس از اطمینان از صحت مدل عددی با نمونه آزمایشگاهی، تمامی ۱۲ اتصال خمشی در نرم‌افزار بررسی شوند. در صورتی که مدل عددی با مدل‌های آزمایشگاهی معتبرسازی شوند، تصویر روشنی از کل میدان تنش و کرنش در اجزا و اتصالات ارایه می‌دهند که این امر منجر به شناخت صحیح نقاط ضعف و قوت اتصالات مطالعه می‌گردد. بر همین اساس و به منظور صحت‌سنجی مدل عددی از مطالعه آزمایشگاهی Saneei Nia و همکارانش [۹ و ۱۰] استفاده شد. مطالعه آزمایشگاهی مذکور، مربوط به اتصال خمشی WUF-W که تشکیل شده از ستون‌های قوطی و تیرهای از نوع تیرورق بوده است، می‌باشد. اتصال مستقیم مذکور تحت پروتکل بارگذاری SAC آزمایش و بررسی گردیده‌است. در شکل (۳) جزئیات برپایی آزمایش ارائه شده است.

که در هیچ‌کدام از این دو پروتکل‌ها بدان اشاره نشده‌است. در خصوص پروتکل بارگذاری ATC-24 این نکته حایز اهمیت است که این پروتکل بر اساس زلزله‌های مناطق غربی در ایالت متحده آمریکا و تحلیل تاریخچه‌زمانی سیستم یک درجه آزادی تدوین شده است؛ و تغییر مکان جاری شدن به عنوان منبعی برای افزایش دامنه‌ها به حساب می‌آید. بنابراین انجام یک آزمایش یکطرفه برای دستیابی به تغییر مکان جاری شدن لازم و ضروری است. که این مورد امکان مقایسه دقیق مولفه‌ها با یکدیگر را به طور کامل فراهم نمی‌آورد.

بعد از زلزله نورتریج و خسارت تحمیلی به اتصالات لزوم بازنگری در پروتکل‌های بارگذاری نیز به وجود آمد. در همین راستا Clark و همکارانش [۱۵] پروتکل معروف به SAC را تدوین کردند. که این پروتکل بارگذاری با انجام تحلیل تاریخچه زمانی چند درجه آزادی بر اساس زلزله‌های لس‌آنجلس و همچنین بررسی‌های آماری و آزمایشگاهی فراوان پیشنهاد گردید [۲۱]؛ و نهایتاً پروتکل بارگذاری پایه را برای بررسی عملکرد لرزه‌ای در زلزله‌های حوزه دور را ارایه کردند. لازم به توضیح است که گام‌ها در این پروتکل بر اساس زاویه تغییر مکان نسبی طبقه تدوین شده‌است؛ و از سال ۲۰۰۰ این پروتکل در طرح لرزه‌ای AISC-341 [۲۲] و دستورالعمل FEMA-350 [۲۳] نیز آمده است. برای یکی از تفاوت‌های پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24 می‌توان به تعداد چرخه‌های الاستیک اشاره کرد؛ که دلیل افزایش چرخه‌های الاستیک، به علت شکستگی جوش پیش از تسلیم و حتی جاری شدن اتصال در زلزله نورتریج بوده است. نکته حایز اهمیت در این دو پروتکل بارگذاری عدم توجه



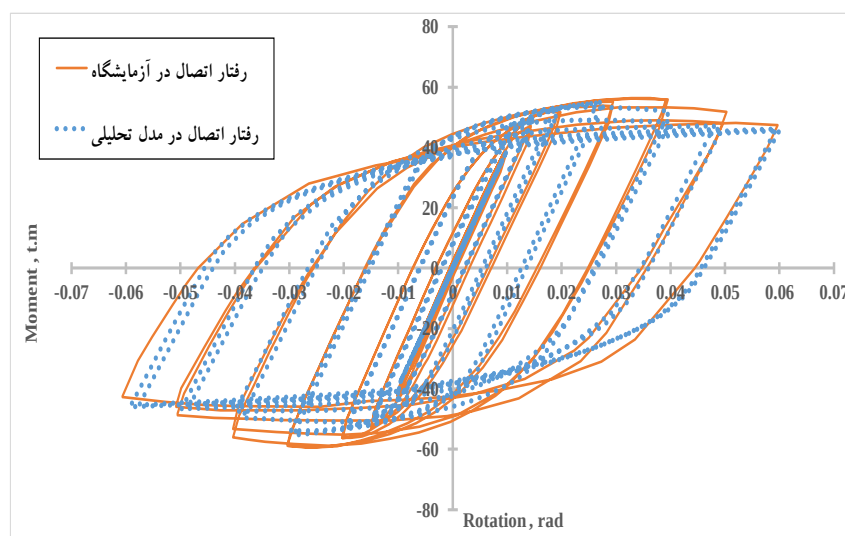
شکل ۳- جزئیات برپایی اتصال WUF-W در آزمایشگاه [۹ و ۱۰]

در شکل (۴) مقایسه نتایج عددی منحنی هیستریزس لنگر-دوران اتصال با منحنی آزمایشگاهی ارائه شده است. همان‌گونه در شکل مشاهده می‌شود نتایج مدل عددی با دقت مناسبی با منحنی آزمایشگاهی انطباق دارد و به درستی رفتار اتصال را نشان دهد؛ به عبارتی مصالح به خوبی در نرم‌افزار تعریف شدند و همچنین خصوصیات مصالح، المان‌ها و شرایط مرزی اتصال، مناسب در نرم‌افزار عددی اختصاص داده شد. بنابراین برای تمامی اتصالات خمشی این مطالعه با توجه به فرضیات استفاده شده، مدل‌سازی می‌شود.

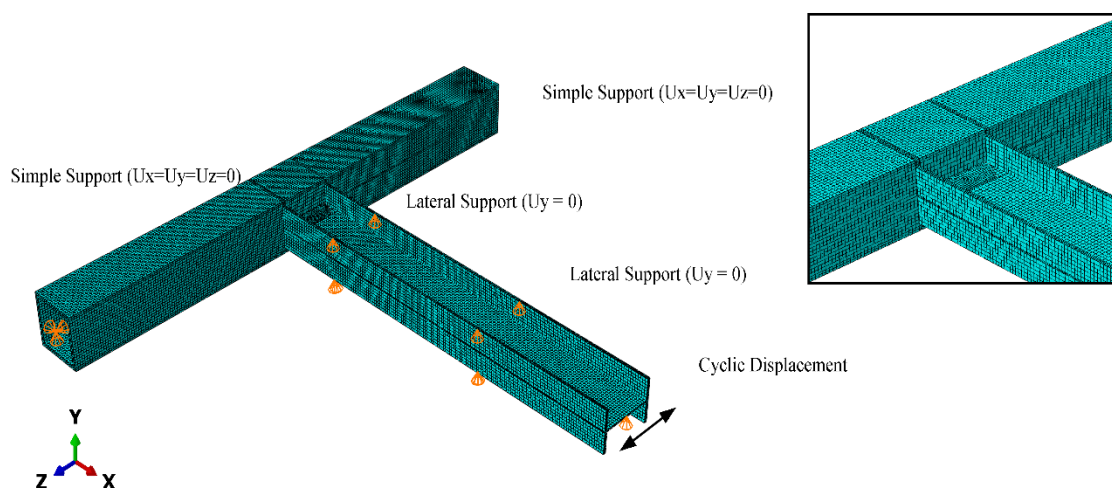
در این مطالعه با توجه به اهمیت بارگذاری چرخه‌ای و همچنین به دلیل انطباق مناسب نتایج عددی با رفتار آزمایشگاهی، از معیار سخت‌شدگی ترکیبی در مدل‌سازی استفاده شده است. یکی از موارد قابل توجه دیگر در مدل‌سازی عددی، انتخاب رفتار تنش-کرنش مصالح می‌باشد. در این مطالعه از الگوی رفتاری فولادی Saneei Nia و همکارانش در نرم‌افزار استفاده شده است. شایان ذکر است که در کلیه تحلیل‌ها مدول یانگ مصالح فولادی برابر 206900 MPa و ضریب پواسون برابر 0.3 در نظر گرفته شده است و از مشخصات مقاومت جاری شدگی و مقاومت نهایی فولاد ST-37 استفاده شده است.

نحوه شبکه بندی زیرسازه‌های این مطالعه با آنالیز حساسیت صورت گرفته است. شبکه‌بندی زیرسازه‌ها در ناحیه چشمه اتصال و ناحیه محافظت شده تیر با ابعاد کوچکتر از سایر

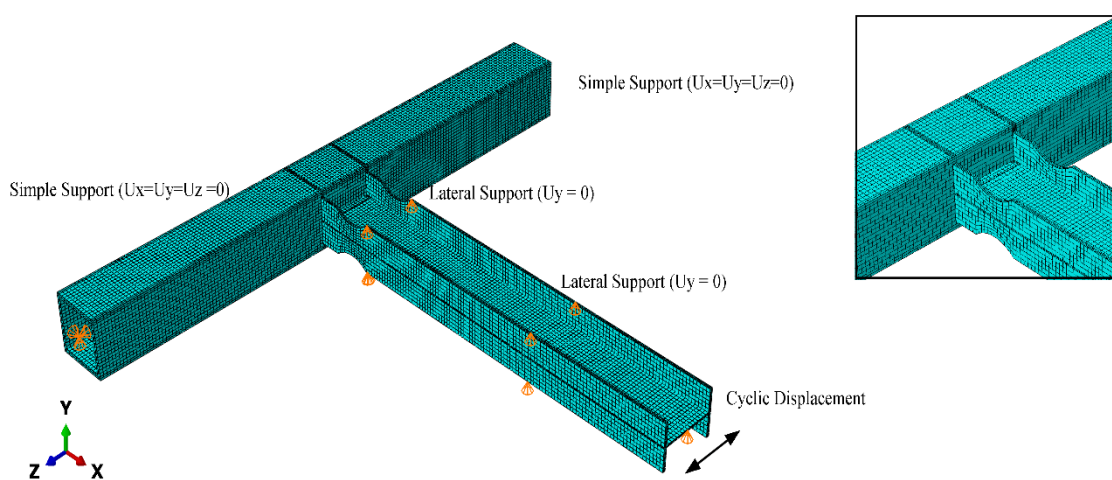
نواحی و با در نظر گرفتن دقت کافی برای نتایج، طراحی گردید. نکته دیگر که در خصوص نحوه مش‌بندی زیرسازه‌ها در نظر گرفته شده است؛ مربوط به نحوه شبکه‌بندی در ضخامت بال و جان در زیرسازه‌ها بوده است. شبکه بندی در ضخامت، به تعداد بیش از ۲ شبکه طراحی و در نظر گرفته شده است. این امر به دلیل در نظر گرفته شدن کمانش‌های موضعی بال و همچنین جان در مدل عددی زیرسازه‌های مطالعه و جلوگیری از قفل برشی در تحلیل، بوده است. فرضیه قابل ذکر دیگری که در مدل‌سازی زیرسازه‌ها در نظر گرفته شد مربوط به نوع المان می‌باشد. در این مطالعه در زیرسازه‌ها از المان‌های سه‌بعدی خطی که دارای هشت گره و هر گره سه درجه آزادی هستند، استفاده گردید؛ که برای تحلیل‌های خطی و تحلیل‌های غیرخطی تغییرشکل‌های بزرگ و همچنین کرنش‌های بزرگ مناسب می‌باشد. شرایط تکیه‌گاهی زیرسازه‌های مطالعه مطابق شرایط واقعی در نظر گرفته شد. ستون در بالا و پایین به صورت مفصلی تعریف شد؛ و سر تیر که محل اعمال بارگذاری چرخه‌ای است، به صورت مفصل برشی تعریف گردید. مهار جانبی و همچنین مهار جانبی تکمیلی نیز در محدوده مکانی طراحی شده، در نرم‌افزار تعریف شدند. در خصوص قیدهای مرتبط با مهار جانبی این نکته قابل ذکر است که در این قیدها، درجه آزادی انتقالی عمود بر جان مقید گردید. در شکل (۵) و (۶) زیرسازه کناری مربوط به اتصال سنگین WUF-W و RBS سازه ۷ طبقه آمده است.



شکل ۴- مقایسه منحنی رفتاری اتصال در مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی [۹ و ۱۰] تحت پروتکل بارگذاری SAC



شکل ۵- مدل عددی زیر سازه اتصال سنگین WUF-W سازه ۷ طبقه



شکل ۶- مدل عددی زیر سازه اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه

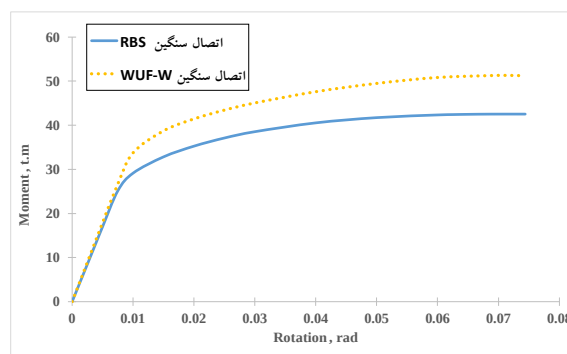
۵- بررسی عملکرد لرزه‌ای

قبل از تدوین پروتکل چرخه‌ای، ابتدا با بارگذاری یکطرفه، تغییرمکان جاری شدن برای هر اتصال به دست‌آید؛ سپس گام‌های پروتکل تعیین گردد. در همین راستا تمامی اتصالات خمشی تحت بارگذاری یکطرفه به سر تیر و در نقطه عطف دهانه قرار گرفتند و تغییرمکان جاری شدن هر اتصال به دست آمده است. با توجه به نتایج تحلیلی بارگذاری یکطرفه، در تمامی تیپ‌های اتصالات خمشی، تغییرمکان جاری شدن اتصال RBS نسبت به اتصال WUF-W کمتر بوده است. به عبارتی اتصال RBS اندکی زودتر از اتصال WUF-W وارد مرحله غیرخطی می‌شود. از طرفی می‌توان بیان کرد که حداکثر لنگر ظرفیت اتصال WUF-F نسبت به اتصال RBS بیشتر می‌باشد. برای نمونه در شکل (۷) مقایسه‌ای بین منحنی رفتاری اتصال

همان‌طور که بیان شد، در این مطالعه به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات دو پروتکل بارگذاری SAC [۱۵] و ATC-24 [۱۶] مورد استفاده قرار گرفته است. پروتکل بارگذاری ATC-24 مبتنی بر جابجایی نقطه تسلیم نمونه می‌باشد و تعداد چرخه‌ها در هر دامنه بر اساس جابجایی تسلیم متفاوت می‌باشد. پروتکل بارگذاری SAC متناسب با اعمال جابجایی زاویه تغییرمکان نسبی طبقه تعیین می‌شود. در حقیقت پروتکل‌های بارگذاری به گونه‌ای تدوین می‌شوند که تغییرشکل تجمعی و انرژی اتلافی توسط نمونه‌ها در حین آزمایش از مقادیر متناظر در زلزله‌های تحت بررسی بیشتر باشد.

با توجه به این که گام‌های پروتکل بارگذاری ATC بر اساس تغییرمکان جاری شدن می‌باشد. بر همین اساس باید

سنگین RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه تحت بارگذاری یکطرفه صورت گرفته است. در ادامه تغییرمکان جاری شدن اتصالات، در تیپ‌های مختلف RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه در جدول (۵) آمده است.



شکل ۷- مقایسه منحنی اتصال سنگین RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه تحت بارگذاری یکطرفه

جدول ۵- مقایسه تغییرمکان جاری شدن در تیپ‌های مختلف اتصال خمشی RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه

نوع اتصال	اتصال RBS	اتصال WUF-W
	تغییرمکان جاری شدن (rad)	تغییرمکان جاری شدن (rad)
سنگین	۰/۰۰۹	۰/۰۱
متوسط	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹۵
سبک	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹

برای نمونه گام‌های پروتکل ATC-24 برای اتصال سنگین RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه در جدول (۶) و (۷) آمده است. شایان ذکر است بر اساس تحلیل و بارگذاری یکطرفه به سر تیر در اتصال سنگین RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه، تغییرمکان جاری شدن به ترتیب حدود ۰/۰۰۹ و ۰/۰۱ رادیان به دست آمده است. بر همین مبنا گام‌های پروتکل ATC برای بارگذاری چرخه‌ای تدوین شده است.

در جدول (۸) گام‌های پروتکل SAC برای تیپ‌های مختلف اتصالات سازه ۷ طبقه ارائه شده است. با توجه به این که این پروتکل مستقل از نوع اتصال و تغییرمکان جاری شدن اتصال می‌باشد امکان مقایسه مناسب برای عملکرد اتصالات را فراهم می‌آورد. البته می‌توان متصور بود که در تدوین گام‌های پروتکل SAC، تغییرمکان جاری شدن را حدود ۰/۰۱ رادیان تغییرمکان نسبی طبقه در نظر گرفته شده است.

در بررسی عملکرد لرزه‌ای، چرخه‌های خسارتی که المان را

تحت تاثیر می‌گذارد بسیار مهم است. این نکته قابل ذکر است که پروتکل SAC در تغییرمکان هدف که برابر ۰/۰۳ تغییرمکان نسبی طبقه می‌باشد، چرخش تجمعی ۰/۵۳ رادیان را در ۲۸ چرخه خسارتی به اتصال تحمیل می‌کند. و در تغییرمکان پذیرش، که برابر ۰/۰۴ رادیان است؛ چرخش تجمعی ۰/۶۹۵ رادیان را تحمیل می‌کند. این در حالی است که پروتکل ATC-24 برای اتصال سنگین WUF-W سازه ۷ طبقه، چرخش تجمعی ۰/۴۳۵ رادیان را در تغییرمکان نسبی هدف و چرخش تجمعی ۰/۵۹۵ رادیان را در تغییرمکان نسبی پذیرش به اتصال تحمیل می‌کند. برای اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه، در تغییرمکان نسبی ۰/۰۳۶ رادیان که اندکی بیش از تغییرمکان نسبی هدف می‌باشد، چرخش تجمعی حدود ۰/۵۳۵۵ به اتصال تحمیل می‌کند؛ و در تغییرمکان نسبی ۰/۰۴۵ که بیشتر از تغییرمکان نسبی پذیرش می‌باشد؛ چرخش تجمعی ۰/۷۱۵۵ به اتصال تحمیل می‌کند. به عبارتی می‌توان گفت که در تغییرمکان نسبی هدف که از تحلیل تاریخیچه‌زمانی غیرخطی و بررسی‌های آماری به دست آمده است؛ پروتکل بارگذاری SAC چرخش‌های تجمعی بیشتری به سازه تحمیل می‌کنند. با این وجود تعداد تکرار در گام‌های پروتکل بارگذاری ATC-24، هنگامی که اتصال وارد محدوده‌ی غیرخطی می‌گردد از تکرار گام‌های پروتکل SAC در همین محدوده بیشتر است؛ بنابراین بررسی میزان انرژی اعمالی هریک از پروتکل‌ها به اتصالات بسیار حایز اهمیت است. البته تفاوت در تغییرمکان جاری شدن و همچنین گام‌های مختلف پروتکل بارگذاری ATC-24 در تیپ‌های مختلف اتصالات، مقایسه را با قضاوت نیز همراه کرده است. در ادامه مطالعه با اعمال پروتکل‌های بارگذاری ATC-24 و SAC به زیرسازه‌ها به بررسی عملکرد اتصال خمشی در سازه‌های مطالعه می‌پردازیم.

آیین‌نامه AISC-341 [۲۴] در سال ۱۹۹۷ برای قاب خمشی ویژه ضوابط پذیرش را بدین صورت بیان کرد؛ نمونه باید حداقل ۰/۰۳ رادیان چرخش پلاستیک را تحمل نماید و در این زاویه چرخش، ظرفیت خمشی نمونه در وجه ستون، از لنگر پلاستیک اسمی تیر کمتر نگردد. البته در خصوص اتصال RBS ظرفیت خمشی نمونه در وجه ستون در زاویه چرخش ۰/۰۳ رادیان می‌تواند تا حداکثر ۸۰ درصد لنگر پلاستیک اسمی تیر کاهش یابد به عبارتی این آیین‌نامه ۲۰ درصد افت مقاومت خمشی را برای اتصال RBS پذیرفته است. این در حالی است که آیین‌نامه AISC [۲۲] در تدوین سال ۲۰۱۰ شرایط پذیرش را برای قاب خمشی ویژه بدین گونه بیان کرده است؛ نمونه خمشی



جدول ۶- پروتکل بارگذاری ATC-24 برای اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه

مجموع چرخه خسارتی	مجموع دامنه تغییرشکلی از ابتدا	تغییر مکان اعمالی به سر تیر (cm)	تعداد چرخه در هر قدم	چرخه هر اتصال (rad)	نسبت دامنه تغییرشکلی به تغییر شکل جاری شدن	قدم بارگذاری
۳	۰/۰۲۷	۱/۱۲۵	۳	۰/۰۰۴۵	۰/۵	۱
۶	۰/۰۶۷۵	۱/۶۸۷۵	۳	۰/۰۰۶۷۵	۰/۷۵	۲
۹	۰/۱۲۱۵	۲/۲۵	۳	۰/۰۰۹	۱	۳
۱۲	۰/۲۲۹۵	۴/۵	۳	۰/۰۱۸	۲	۴
۱۵	۰/۳۹۱۵	۶/۷۵	۳	۰/۰۲۷	۳	۵
۱۷	۰/۵۳۵۵	۹	۲	۰/۰۳۶	۴	۶
۱۹	۰/۷۱۵۵	۱۱/۲۵	۲	۰/۰۴۵	۵	۷
۲۱	۰/۹۳۱۵	۱۳/۵	۲	۰/۰۵۴	۶	۸
۲۳	۱/۱۸۳۵	۱۵/۷۵	۲	۰/۰۶۳	۷	۹

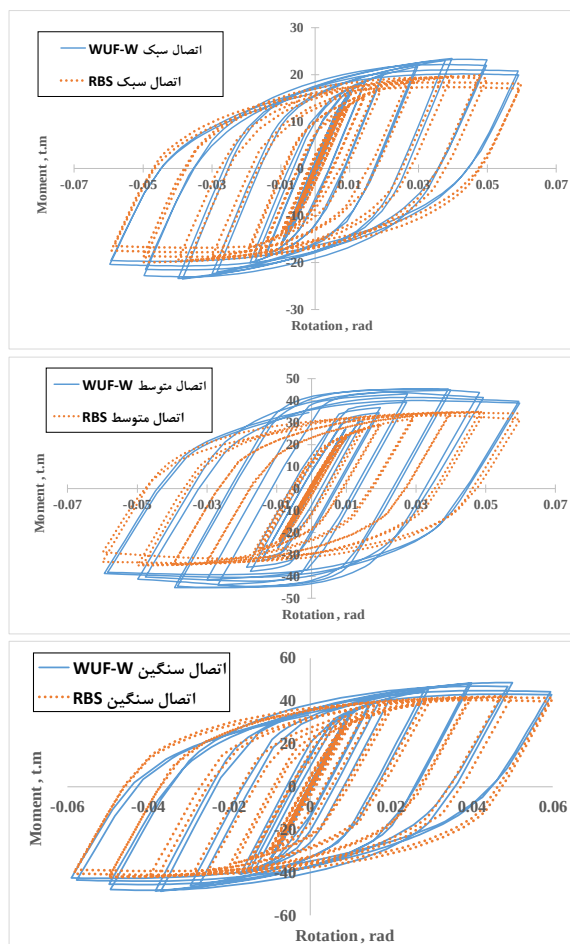
جدول ۷- پروتکل بارگذاری ATC-24 برای اتصال سنگین WUF-W سازه ۷ طبقه

مجموع چرخه خسارتی	مجموع دامنه تغییرشکلی از ابتدا	تغییر مکان اعمالی به سر تیر (cm)	تعداد چرخه در هر قدم	چرخه هر اتصال (rad)	نسبت دامنه تغییرشکلی به تغییر شکل جاری شدن	قدم بارگذاری
۳	۰/۰۳	۱/۲۵	۳	۰/۰۰۵	۰/۵	۱
۶	۰/۰۷۵	۱/۸۷۵	۳	۰/۰۰۷۵	۰/۷۵	۲
۹	۰/۰۱۳۵	۲/۵	۳	۰/۰۱	۱	۳
۱۲	۰/۲۵۵	۵	۳	۰/۰۲	۲	۴
۱۵	۰/۴۳۵	۷/۵	۳	۰/۰۳	۳	۵
۱۷	۰/۵۹۵	۱۰	۲	۰/۰۴	۴	۶
۱۹	۰/۷۹۵	۱۲/۵	۲	۰/۰۵	۵	۷
۲۱	۱/۰۳۵	۱۵	۲	۰/۰۶	۶	۸
۲۳	۱/۳۱۵	۱۷/۵	۲	۰/۰۷	۷	۹

جدول ۸- پروتکل بارگذاری SAC

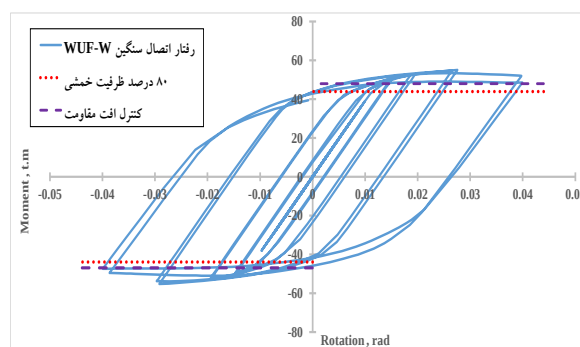
مجموع چرخه خسارتی	مجموع دامنه تغییرشکلی از ابتدا	تغییر مکان اعمالی به سر تیر (cm)	تعداد چرخه	تغییر شکل نسبی (rad)	قدم بارگذاری
۶	۰/۰۴۵	۰/۹۳۸	۶	۰/۰۰۳۷۵	۱
۱۲	۰/۱۰۵	۱/۲۵	۶	۰/۰۰۵	۲
۱۸	۰/۱۹۵	۱/۸۷۵	۶	۰/۰۰۷۵	۳
۲۲	۰/۲۷۵	۲/۵	۴	۰/۰۰۱	۴
۲۴	۰/۳۳۵	۳/۷۵	۲	۰/۰۱۵	۵
۲۶	۰/۴۱۵	۵	۲	۰/۰۲	۶
۲۸	۰/۵۳۵	۷/۵	۲	۰/۰۳	۷
۳۰	۰/۶۹۵	۱۰	۲	۰/۰۴	۸
۳۲	۰/۸۹۵	۱۲/۵	۲	۰/۰۵	۹
۳۴	۱/۱۳۵	۱۵	۲	۰/۰۶	۱۰

محدوده‌ی تغییرمکان‌های پذیرش، افت مقاومت با رویکردی بسیار سریع‌تر در این اتصال نیز دیده می‌شود. در شکل (۹) منحنی رفتاری تمامی اتصالات سازه ۷ طبقه برای اتصال RBS و WUF-W تحت پروتکل بارگذاری SAC تا 0.06 رادیان ارائه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود اتصال RBS با وجود کمتر بودن مقاومت خمشی در تیپ ابعادی یکسان، رفتار و روند پلاستیک شدن مناسبی از خود نشان می‌دهد؛ به عبارتی روند افت مقاومت در این اتصال مناسب‌تر از اتصال WUF-W است. از طرفی اتصالات WUF-W دارای ظرفیت خمشی بیشتر بوده و به طبع میزان انرژی که تحت بارگذاری چرخه‌ای مستهلک می‌کنند، بیشتر می‌باشد. شایان ذکر است که ویژگی بیان شده در محدوده تغییرمکان‌های نسبی نزدیک به شرایط پذیرش آیین‌نامه می‌باشد و در محدوده تغییرمکان‌های نسبی بزرگ و آستانه فروریزش، رفتار دو اتصال خمشی مدنظر متفاوت خواهد بود که در ادامه به طور کامل بیان می‌شود.



شکل ۹- منحنی رفتاری اتصالات RBS و WUF-W برای سازه ۷ طبقه تحت پروتکل بارگذاری SAC

باید بتواند حداقل 0.03 رادیان تغییرشکل نسبی طبقه را تحمل نماید و در 0.04 رادیان، ظرفیت خمشی نمونه در وجه ستون از 80 درصد مقدار لنگر پلاستیک اسمی تیر کمتر نگردد. در ادامه مطالعه رفتار تمامی ۱۲ مدل تحلیلی مطالعه در نرم‌افزار تحت پروتکل بارگذاری قرار گرفتند و ضوابط پذیرش برای اتصالات مدنظر برای ستون قوطی مورد بررسی قرار گرفت. این نکته قابل ذکر است که تمامی اتصالات با ستون قوطی در تغییرمکان نسبی 0.04 رادیان ظرفیت خمشی بیش از 80 درصد لنگر پلاستیک اسمی تیر را داشتند. اتصالات RBS و WUF-W با ستون قوطی با رعایت ابعاد مدنظر برای ورق‌های پیوستگی در مطالعه، ضوابط پذیرش مدنظر آیین‌نامه به خوبی برآورده می‌کنند. در شکل (۸) منحنی رفتاری اتصال سنگین WUF-W قاب ۱۲ طبقه و قاب ۷ طبقه در دوران 0.04 رادیان مطابق شرایط پذیرش آمده‌است. در اتصال مدنظر میزان افت مقاومت در دوران 0.04 رادیان حدود 12 درصد حداکثر ظرفیت خمشی می‌باشد. که به خوبی شرایط پذیرش را برآورده می‌کند.



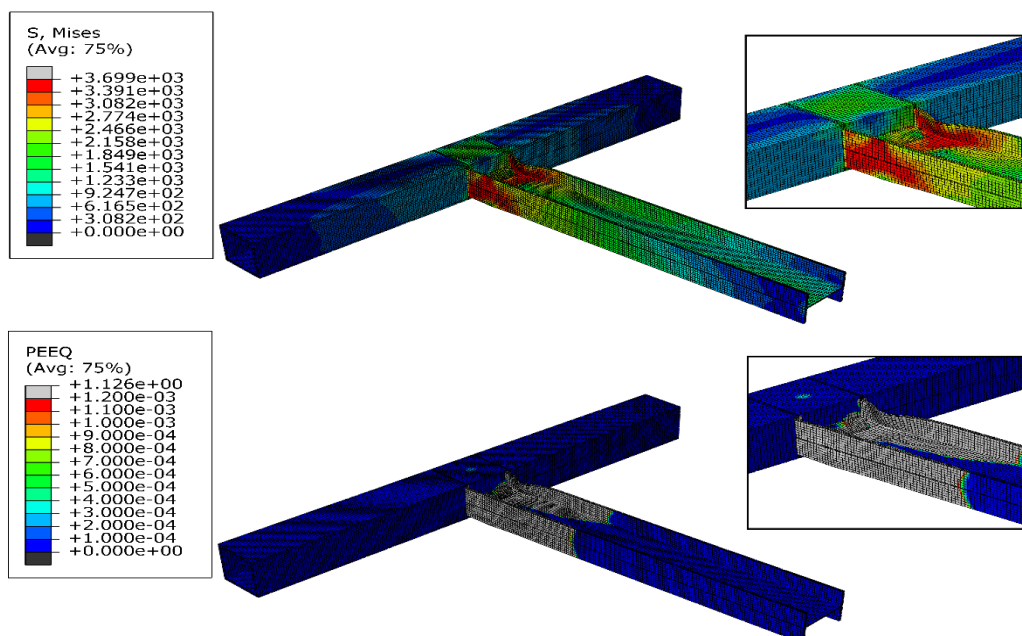
شکل ۸- بررسی شرایط پذیرش اتصال سنگین WUF-W با ستون قوطی در سازه ۱۲ طبقه

در ادامه مقایسه‌ای بین رفتار و روند غیرخطی شدن اتصالات RBS و WUF-W در تیپ‌های اتصالاتی مشابه صورت گرفته است. اتصالات خمشی RBS نسبت به اتصالات خمشی WUF-W زودتر وارد مرحله غیرخطی می‌شوند؛ از طرفی میزان افت مقاومت این اتصالات نسبت به اتصالات WUF-W در شرایط پذیرش آیین‌نامه‌ای بسیار کمتر است. اگرچه هر دو اتصال با ستون قوطی رویکرد لرزه‌ای بسیار مناسب داشتند؛ رفتار غیرخطی شدن و روند افت مقاومت مناسب‌تری از اتصال RBS نسبت به اتصال WUF-W مشاهده شده است. شایان ذکر است که اتصالات خمشی WUF-W دارای ظرفیت خمشی بیشتر هستند؛ همچنین میزان انرژی که توسط این اتصال مستهلک می‌شود، بیشتر از اتصال RBS می‌باشد. با این وجود در

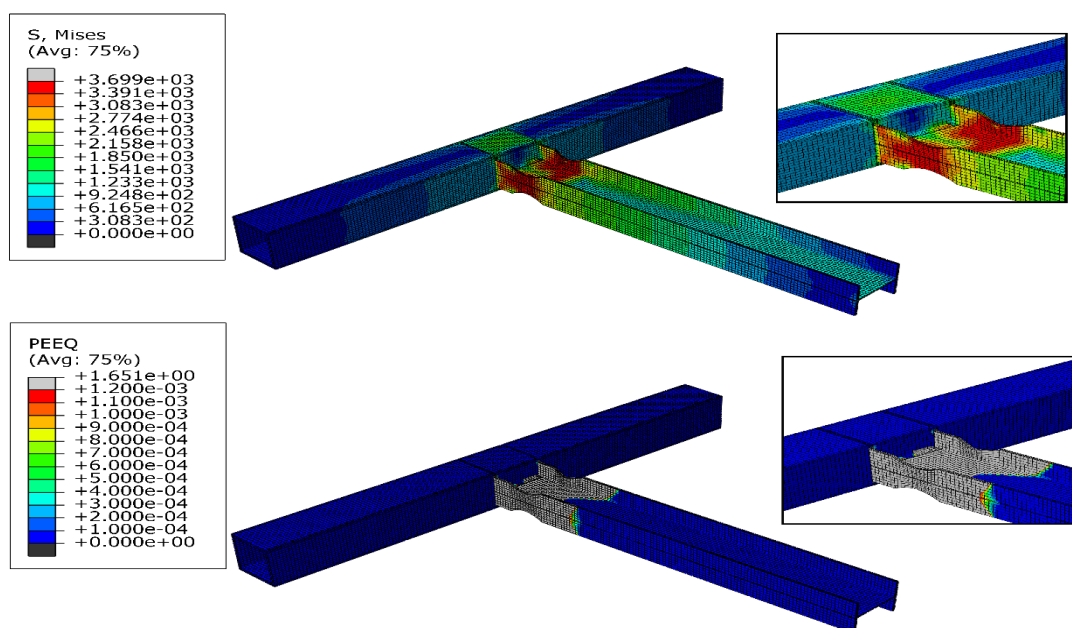
محدوده ارتجاعی باقی ماندند. شایان ذکر است مطابق جدول (۸) بارگذاری رفت و برگشتی اعمال و تنش فون میسر و کرنش پلاستیک معادل به دست آمد.

محل تشکیل مفصل پلاستیک اتصالات خمشی RBS در ستون‌های قوطی سازه‌های ۷ و ۱۲ طبقه نیز مورد بررسی قرار گرفت. در تمامی اتصالات محل تشکیل مفصل پلاستیک و کماتش موضعی در محل مورد انتظار که همان منطقه ضعیف شده تیر می‌باشد، اتفاق افتاده است. در شکل (۱۱) توزیع تنش فون میسر و کرنش پلاستیک معادل اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه، تحت پروتکل بارگذاری SAC تا بارگذاری ۰/۰۶ رادیان، آمده است. بر اساس تحلیل اجزا محدود مکانیزم غیرخطی در محل مفصل پلاستیک با کماتش موضعی در بال تیر و بعد از آن جان تیر در محل ضعیف شدگی رخ داده است. سایر نقاط زیرسازه اتصالات RBS عمدتاً خطی می‌ماند. توزیع تنش در اتصال مدنظر در محل ضعیف شدگی و در بال تیر افزایش یافته و در ادامه به سمت جان تیر و در نهایت به سمت اتصال بال تیر به بال ستون گسترش می‌یابد. شایان ذکر است که شرایط پذیرش و تغییر مکان نسبی هدف برابر ۰/۰۴ رادیان می‌باشد با این حال بارگذاری تا ۰/۰۶ رادیان ادامه داده شد تا الگوی جاری شدگی و گسترش پلاستیسیته در اتصالات بررسی شود.

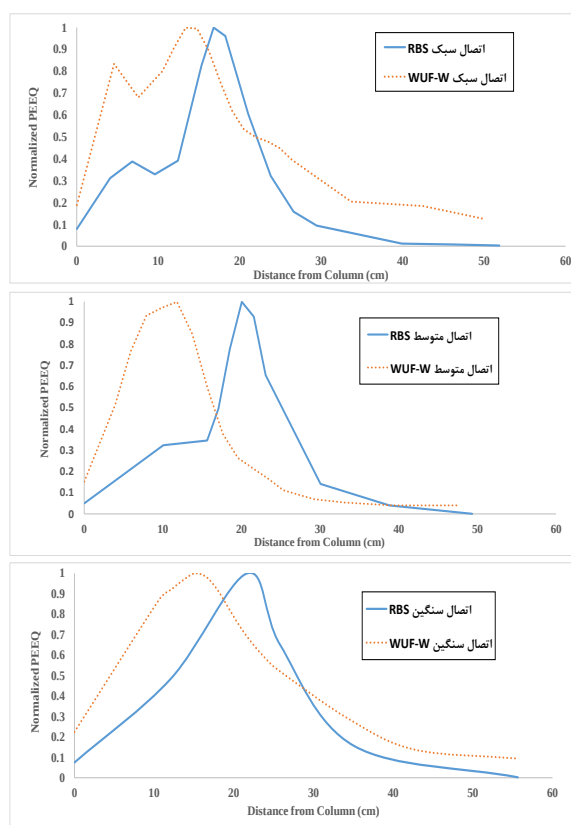
در گام بعدی محل تشکیل مفصل پلاستیک در اتصالات خمشی مدنظر کنترل و بررسی می‌شود. بدین منظور توزیع تنش فون میسر و توزیع کرنش پلاستیک معادل در نمونه‌های RBS و WUF-W سازه‌های مطالعه تحت پروتکل بارگذاری SAC مورد بررسی قرار گرفته است. شایان ذکر است کرنش پلاستیک معادل برابر مجموع کرنش‌های پلاستیکی است که بعد از هر چرخه در ماده به صورت تغییر شکل ذخیره می‌شود. در تمامی اتصالات WUF-W در سازه‌های ۷ و ۱۲ طبقه مفصل پلاستیک در محل مورد انتظار و در نزدیکی محل اتصال تیر به ستون قوطی شکل تشکیل شده است. الگوی جاری شدگی و کماتش موضعی در اتصالات WUF-W با ستون قوطی مطابق انتظار آیین‌نامه لرزه‌ای اتفاق افتاده است. بر اساس نتایج تحلیل اجزا محدود، مکانیزم غیرخطی در اتصال مدنظر با ستون قوطی عمدتاً در بال و جان تیر در محل مفصل پلاستیک و بعد از ورق تک برشی اتصال رخ داده است. برای نمونه توزیع تنش فون میسر و کرنش پلاستیک معادل تحت پروتکل بارگذاری SAC تا ۰/۰۶ رادیان، برای اتصال سنگین WUF-W سازه ۷ طبقه در شکل (۱۰) نشان داده شده است. همان گونه که مشاهده می‌شود، کماتش موضعی در بال و جان با فاصله مناسب از بر ستون در محل مفصل پلاستیک و بعد از ورق تک اتصال رخ داده است. سایر نقاط عمدتاً در



شکل ۱۰- توزیع تنش فون میسر (بالا) و کرنش پلاستیک معادل (پایین) در اتصال سنگین WUF-W سازه ۷ طبقه



شکل ۱۱- توزیع تنش فون میسز (بالا) و کرنش پلاستیک معادل (پایین) در اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه



شکل ۹- منحنی رفتاری اتصالات RBS و WUF-W برای سازه ۷ طبقه تحت پروتکل بارگذاری SAC

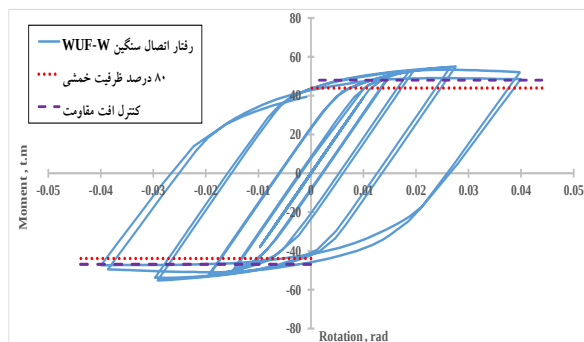
بارگذاری SAC و ATC-24 تا تغییر مکان نسبی محدوده‌ی ۰/۰۴ رادیان که همان شرایط پذیرش آیین‌نامه AISC [۲۲] می‌باشد؛

در ادامه منحنی نرمال شده‌ی کرنش پلاستیک معادل بر روی بال تیر و با فاصله مختلف از بر ستون، برای اتصالات RBS و WUF-W ستون قوطی سازه ۷ طبقه تا بارگذاری چرخه‌ای ۰/۰۶ رادیان به منظور بررسی دقیق محل تشکیل مفصل پلاستیک بررسی شده است. بیشترین کرنش پلاستیک معادل در فاصله مناسب از بر ستون و در محل مدنظر برای مفصل پلاستیک در تمامی اتصالات رخ داده است. این نکته نیز قابل ذکر است که محل تشکیل مفصل پلاستیک در اتصالات RBS نسبت به اتصالات WUF-W فاصله بیشتری از بر ستون دارد. در شکل (۱۲) مقایسه‌ای بین میزان کرنش معادل پلاستیک بر روی بال تیر و فاصله از بر ستون، در تمامی اتصالات سازه ۷ طبقه صورت گرفته است. با توجه به جدول (۳) که اطلاعات مربوط به طراحی اتصال سنگین RBS ارائه شده، ناحیه بریده شده تیر، که محل تشکیل مفصل پلاستیک است؛ فاصله بین ۱۰ تا ۳۴ سانتی‌متری از بر ستون دارد. با توجه به منحنی کرنش معادل پلاستیک اتصال سنگین، بیشترین کرنش پلاستیک در فاصله حدود ۲۲ سانتی‌متری از بر ستون اتفاق می‌افتد. در اتصال سنگین WUF-W بیشترین کرنش معادل پلاستیک در فاصله حدود ۱۶ سانتی‌متری از ستون رخ داده است؛ که بعد از فاصله ورق تک برشی از بر ستون در بال تیر می‌باشد.

در گام بعدی مطالعه مقایسه انرژی اعمالی به زیرسازه اتصالات خمشی در تغییر مکان پذیرش صورت گرفته است. بدین منظور تمامی تیپ اتصالات خمشی مطابق پروتکل‌های

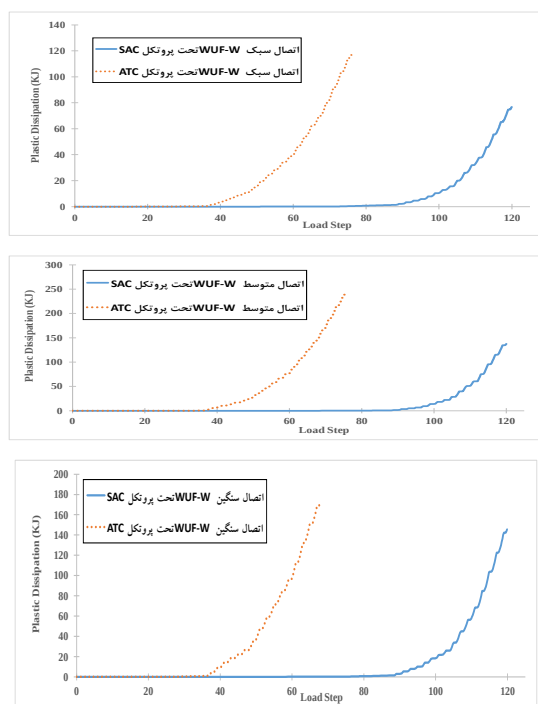


می‌رسد، برابر ۱۹ می‌باشد. به طبع برای رسیدن به تغییر مکان مدنظر در زیرسازه، باید چرخه اتصال با دامنه بزرگتری را تحمیل نماید. در شکل (۱۳) مقایسه میزان انرژی پلاستیک مستهلک شده در اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه آمده‌است.

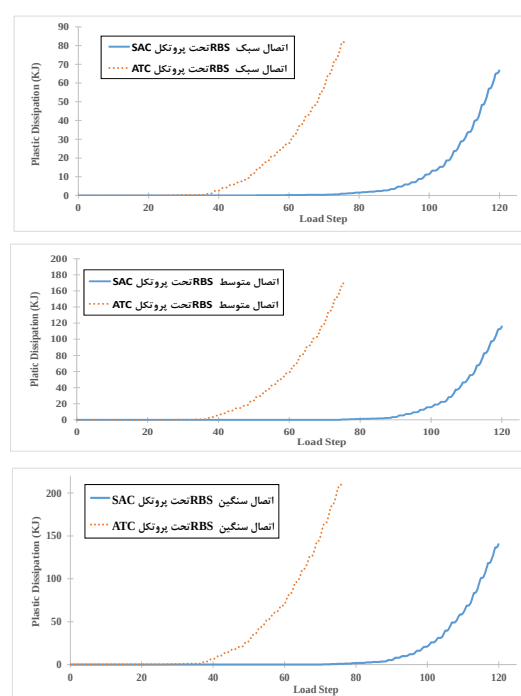


شکل ۱۳- مقایسه انرژی پلاستیک مستهلک شده در اتصال سنگین RBS تحت پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24 در تغییر مکان نسبی پذیرش

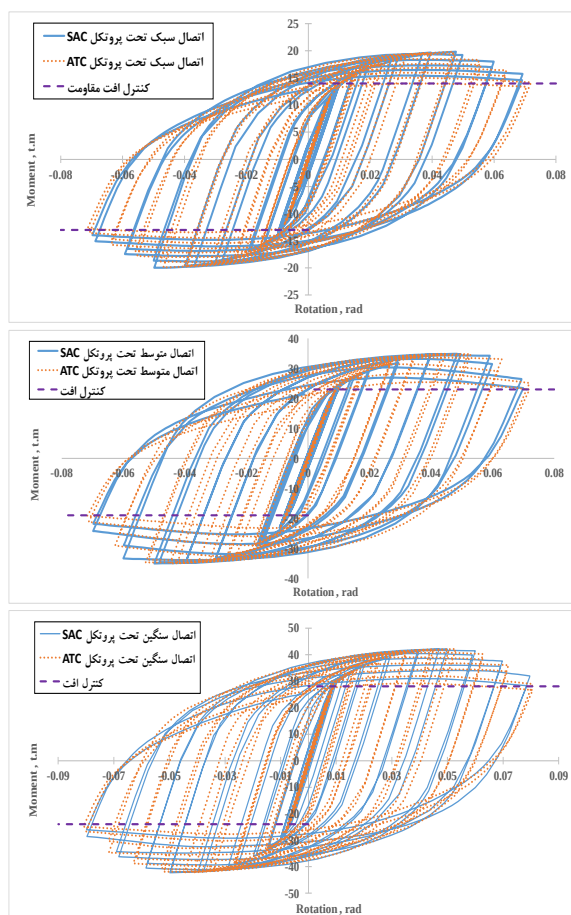
شایان ذکر است با مقایسه و بررسی میزان انرژی پلاستیک مستهلک شده در تمامی اتصالات در محدوده تغییر مکان پذیرش آیین‌نامه AISC، پروتکل بارگذاری ATC-24 تقاضاهای بیشتری به زیرسازه‌های مطالعه اعمال می‌کنند. در شکل (۱۴) مقایسه میزان انرژی پلاستیک مستهلک شده در تمامی اتصالات خمشی سازه ۷ طبقه آمده‌است.



تحت بارگذاری چرخه‌ای (cyclic) در نرم افزار قرار گرفته؛ و میزان انرژی که هر زیرسازه تحت بارگذاری‌های مدنظر مستهلک کرده‌است، مورد بررسی قرار گرفت. همان‌گونه به تفصیل بیان شده‌است تعداد تکرار و همچنین دامنه چرخه‌ها در پروتکل بارگذاری ATC نسبت به پروتکل SAC تقاضای تغییر مکانی متفاوتی به اتصالات تحمیل می‌کند. بررسی میزان انرژی پلاستیکی که توسط زیرسازه تا تغییر مکان پذیرش، مستهلک می‌شود؛ نشان‌دهنده‌ی بیشتر بودن تقاضاهای اعمالی و همچنین بیشتر بودن میزان انرژی پلاستیک مستهلک شده در زیرسازه تحت پروتکل بارگذاری ATC می‌باشد. برای نمونه، مقایسه‌ای برای اتصال سنگین RBS سازه ۷ طبقه صورت گرفته‌است. با توجه به الگوی بارگذاری پروتکل ATC-24 که در جدول (۶) نیز آمده، در قدم هفتم بارگذاری دامنه چرخه اتصال به محدوده‌ی تغییر مکان پذیرش می‌رسد و در این مرحله مجموع چرخه‌های خسارتی برابر ۱۹ و مجموع دوران اتصال برابر ۰/۷۱۵۵ می‌باشد. این در حالی است که در گام هشتم پروتکل بارگذاری SAC دامنه چرخه اتصال برای اتصال مذکور به ۰/۰۴ رادین رسیده‌است. در این گام مجموع چرخه‌های خسارتی برابر ۳۰ و مجموع دوران اتصال برابر ۰/۶۹۵ می‌باشد. همان‌گونه که بیان شد مجموع چرخه‌های خسارتی در پروتکل ATC در گامی که به محدوده‌ی تغییر مکان پذیرش در زیرسازه



شکل ۱۴- مقایسه انرژی پلاستیک مستهلک شده در تمام تپ‌های اتصالات سازه ۷ طبقه تحت پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24 در تغییر مکان پذیرش



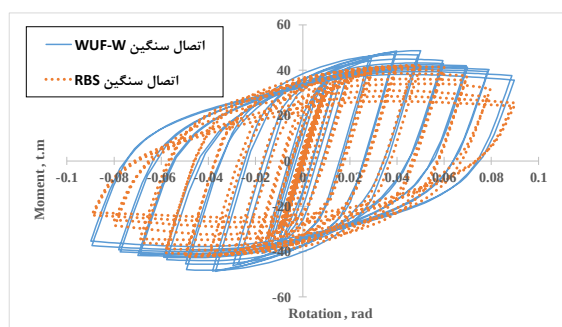
شکل ۱۵- منحنی رفتاری اتصالات RBS سازه ۷ طبقه تحت پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24

است که این افت ناچیز امکان ارزیابی و بررسی عملکرد اتصال در تغییر مکان‌های نسبی بزرگ طبقه و قرار گرفتن در آستانه فروریزش را نمی‌دهد؛ بررسی روند اتصال در تغییر مکان‌های نسبی بزرگ و رفتار نزدیک به فروریزش بسیار مهم می‌باشد. بدین منظور و در ادامه روند مطالعه رفتار و عملکرد اتصالات در افت‌های مقاومتی بیشتر از شرایط هدف و پذیرش آیین‌نامه‌ای، بررسی می‌شوند. البته با توجه به ایده‌آل بودن تمامی شرایط در مدل‌های تحلیلی، بررسی فوق در شرایط آزمایشگاه نیز مهم و ضروری است. بنابراین در ادامه بررسی رفتار مدل‌های تحلیلی مطالعه، در افت‌ها در تغییر مکانی ۰/۰۹ رادیان و همچنین ۰/۰۸ رادیان گزارش می‌شود. شایان ذکر است در این مطالعه افت مقاومت حدود ۵۰ درصد ظرفیت خمشی به عنوان آستانه‌ی فروریزش اتصال خمشی در نظر گرفته شده است. در جدول (۸) گام‌های پروتکل SAC تا دامنه ۰/۰۶ رادیان مشخص شده است. مدل‌های تحلیلی در گام‌های بعدی با افزایش دامنه ۰/۰۱ رادیان و تکرار ۲ گام در هر مرحله تا ۰/۰۹ رادیان بارگذاری می‌شوند.

همان‌گونه که در شکل مشاهده می‌شود، در تمامی اتصالات میزان انرژی پلاستیک مستهلک‌شده توسط زیرسازه‌ها در پروتکل بارگذاری ATC بیشتر از پروتکل SAC می‌باشد. بنابراین با توجه به کم بودن چرخه خسارتی که منتج به تحمیل چرخه اتصال با دامنه‌ی بزرگتر در محدوده‌ی غیرخطی در پروتکل بارگذاری ATC-24 می‌شود، می‌توان بیان کرد که میزان تقاضاهای اعمالی به زیرسازه در پروتکل بارگذاری ATC-24 نسبت به پروتکل بارگذاری ATC-24 بیشتر و به طبع میزان انرژی که توسط اتصال مستهلک شده نیز بیشتر می‌باشد. این نکته قابل ذکر است که پروتکل‌های بارگذاری باید شبیه‌سازی مناسبی از واقعیت را نشان دهند، و در زلزله‌ها غالباً چرخه اتصال با دامنه کوچک، نسبت به چرخه اتصال با دامنه بزرگ، با تعداد بیشتر مشاهده می‌شود. به عبارتی می‌توان بیان کرد گام‌ها در پروتکل بارگذاری ATC نسبت به پروتکل بارگذاری SAC محافظه کارانه است.

در ادامه بررسی منحنی رفتاری اتصالات مطالعه تحت پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24 نیز صورت گرفته است. همان‌طور که انتظار می‌رود میزان افت مقاومت تمامی اتصالات در تغییر مکان‌های نسبی مختلف از شروع بارگذاری، با توجه به دامنه‌ی چرخش‌ها و تقاضای اعمالی، تحت پروتکل بارگذاری ATC-24 بیشتر از پروتکل SAC بوده است. در شکل (۱۵) مقایسه منحنی رفتاری اتصالات RBS سازه ۷ طبقه تحت دو پروتکل بارگذاری مدنظر ارائه شده است. اتصال سنگین RBS که حدود ۰/۰۷ رادیان، تحت بارگذاری چرخه‌ای دو پروتکل قرار گرفته است؛ افت مقاومتی حدود ۴۴ درصد را تحت پروتکل ATC-24 تجربه کرده است که این میزان افت نسبت به پروتکل SAC بیشتر است. در شکل (۱۶) مقایسه منحنی رفتاری اتصالات WUF-W سازه ۷ طبقه تحت دو پروتکل بارگذاری نیز ارائه شده است.

پروتکل بارگذاری پایه SAC که در این مطالعه برای بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات از آن استفاده شده است؛ مبتنی بر تحلیل تاریخیچه‌زمانی و بر اساس بررسی‌های آماری، عددی و آزمایشگاهی ارائه شده است. این پروتکل مقادیر تغییر مکان نسبی هدف را ۰/۰۳ رادیان و شرایط پذیرش ۰/۰۴ رادیان تعریف کرده است. بر همین اساس در بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات هنگامی که دامنه تغییر شکلی اعمالی به مقادیر هدف پروتکل و به عبارتی افتی حدود ۲۰ درصد ظرفیت خمشی نمونه می‌رسند؛ آزمایش و بررسی متوقف می‌شود. این در حالی

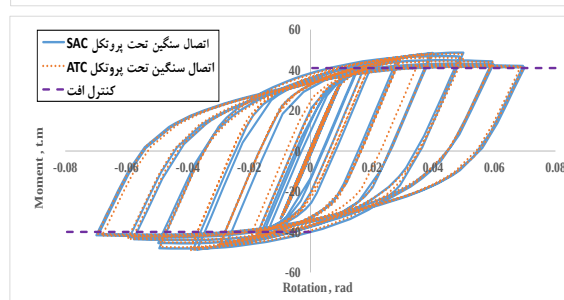
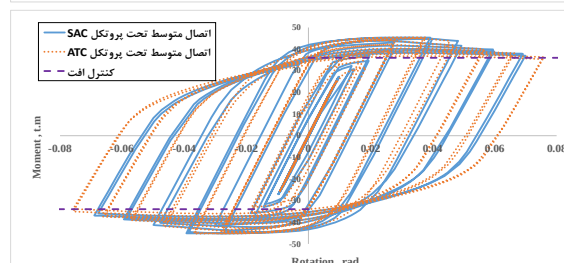
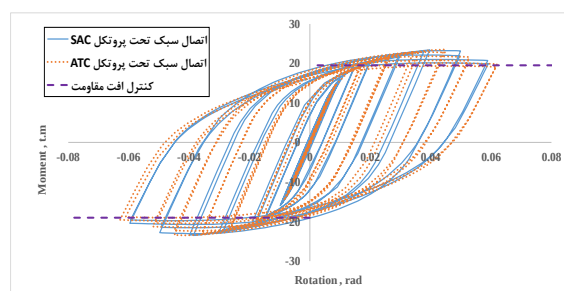


شکل ۱۷- منحنی رفتاری اتصال سنگین RBS و WUF-W سازه ۷ طبقه در محدوده تغییرمکان نسبی بزرگ

جدول ۹- میزان افت مقاومت اتصالات RBS و WUF-W در تغییرمکان‌های نسبی بزرگ در آستانه‌ی فروریزش

اتصال	نوع	تغییرمکان نسبی ۰/۰۸ رادیان	تغییرمکان نسبی ۰/۰۹ رادیان
RBS	سبک	۳۸	۴۵
RBS	متوسط	۴۰	۴۸
RBS	سنگین	۳۴	۴۳
WUF-W	سبک	۳۲	۳۶
WUF-W	متوسط	۲۵	۳۱
WUF-W	سنگین	۲۱	۲۷

با توجه به بررسی‌های صورت گرفته، می‌توان نتیجه گرفت که اتصالات WUF-W در محدوده تغییرمکان نسبی بزرگی افت مقاومت کمتری را نسبت به اتصال RBS تجربه نموده و انتظار رفتار مناسب‌تری در این محدوده برای اتصال WUF-W متصور هستیم. همان‌گونه که به تفصیل در بخش‌های قبلی بیان گردید، مدل‌های تحلیلی از اتصالات پیش‌پذیرفته آیین‌نامه‌ای بودند و بر اساس ضوابط و جزئیات آیین‌نامه طراحی و مدل‌سازی شدند؛ و با توجه به این که تمامی مدل‌های تحلیلی در تغییرمکان نسبی ۰/۰۸ رادیان افت مقاومتی بیش از ۴۰ درصد ظرفیت خمشی، و در تغییرمکان نسبی ۰/۰۹ رادیان افت مقاومتی بیشتر از ۵۰ درصد ظرفیت خمشی را تجربه نکردند. بنابراین می‌توان به عنوان شرایط آستانه فروریزش در اتصالات در پروتکل‌های بارگذاری، افت مقاومت کمتر از ۵۰ درصد ظرفیت خمشی، در تغییرمکان نسبی ۰/۰۹ رادیان را پیشنهاد نمود. البته همان‌گونه که بیان گردید برای کنترل و صحت‌سنجی تعیین تغییرمکان آستانه‌ی پذیرش نیاز به بررسی مدل‌های مدنظر در آزمایشگاه نیز می‌باشد.



شکل ۱۶- منحنی رفتاری اتصالات WUF-W سازه ۷ طبقه تحت پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24

همان‌گونه که در بخش ۴ بیان شد؛ اتصالات RBS تغییرمکان‌های محدوده پذیرش آیین‌نامه‌ای، رفتار مناسبی از خود نشان می‌دادند و روند افت مقاومت در این نوع اتصال کمتر از اتصالات WUF-W بوده است. این در حالی است که در تغییرمکان‌های بزرگ و در آستانه فروریزش اتصالات RBS، زودتر از اتصالات WUF-W به افت مقاومتی نزدیک فروریزش می‌رسند. به عبارتی در تغییرمکان‌های نسبی نهایی کمتر نسبت به اتصالات خمشی WUF-W افت مقاومت ۵۰ درصد ظرفیت خمشی را تجربه می‌کنند. در شکل (۱۷) منحنی رفتاری اتصال سنگین RBS و WUF-W در تغییرمکان‌های نسبی بزرگ آمده است. همان‌گونه که مشاهده می‌گردد، اتصال RBS در تغییرمکان نسبی ۰/۰۸ رادیان افت مقاومتی در حدود ۳۸ درصد ظرفیت خمشی را تجربه می‌کند و این در حالی است که اتصال WUF-W در همین تغییرمکان نسبی افت مقاومتی در حدود ۲۱ درصد ظرفیت خمشی را تجربه می‌کند. در ادامه در جدول (۹) میزان افت مقاومت دو اتصال را در تغییرمکان‌های نسبی بزرگ برای سازه ۷ طبقه ارائه شده است.



۶- نتیجه گیری

بسیاری از داده ها و اطلاعات آزمایشگاهی، عددی و تحلیلی و همچنین روابط در خصوص جزئیات اتصالات، مرتبط با ستون های H شکل می باشد. با این وجود اتصالات خمشی تیر I به ستون قوطی در صورت استفاده از ورق های پیوستگی مورد پذیرش آیین نامه های طراحی لرزه ای می باشد. عملکرد و رفتار لرزه ای اتصالات خمشی در اتصالات با ستون های قوطی در این مطالعه مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور عملکرد لرزه ای دو اتصال خمشی RBS و WUF-W به عنوان اتصالات خمشی پیش پذیرفته شده با ستون قوطی انتخاب شد. در همین راستا سازه های ۷ و ۱۲ طبقه خمشی ویژه بر اساس تیرهای I و ستون قوطی طراحی شدند و در ادامه برای هر سازه ۳ تیپ اتصال سبک، متوسط و سنگین RBS و WUF-W طراحی و مدل سازی گردید. بعد از صحت سنجی مدل های تحلیلی با مدل آزمایشگاهی، رفتار لرزه ای تمام ۱۲ نوع اتصال مطالعه با ستون قوطی تحت پروتکل های بارگذاری SAC و ATC-24 مورد بررسی قرار گرفته است. محل تشکیل مفصل پلاستیک، الگوی جاری شدگی و کماتش موضعی در اتصالات مدنظر با ستون های قوطی تحلیل و مقایسه گردید. بر اساس نتایج اجزا محدود، مکانیزم غیرخطی در اتصال WUF-W با ستون قوطی عمدتاً در بال و جان تیر در محل مفصل پلاستیک و بعد در ورق تک برشی اتصال رخ داده؛ و در اتصالات RBS کماتش موضعی در بال تیر و بعد از آن جان تیر در محل ضعیف شدگی رخ داده است. فاصله مکانی محل تشکیل مفصل پلاستیک در اتصالات RBS نسبت به اتصالات WUF-W فاصله بیشتری از بر ستون دارد. در ادامه رفتار اتصالات مدنظر در دو سطح تغییر مکانی نسبی شرایط پذیرش آیین نامه ای و آستانه ی فروریزش، بررسی گردید. تمامی اتصالات در تغییر مکان نسبی ۰/۰۴ رادیان مقاومتی بیش از ۸۰ درصد ظرفیت خمشی داشتند و شرایط پذیرش آیین نامه را ارضا می کنند. با توجه به مقایسه عملکرد لرزه ای که برای هر یک از تیپ های ابعادی یکسان در محدوده تغییر مکان نسبی پذیرش آیین نامه ای صورت گرفته است، این نکته قابل ذکر است که اتصالات WUF-W دارای ظرفیت خمشی بیشتری نسبت به اتصال RBS هستند و همچنین میزان انرژی که توسط این اتصال مستهلک می شود، نیز بیشتر بوده است. با این وجود در این محدوده تغییر مکانی نسبی پذیرش آیین نامه ای، اتصالات RBS زودتر وارد مرحله غیرخطی می شوند؛ و روند افت مقاومت در این اتصالات نسبت به اتصالات WUF-W کمتر است. این در حالی است که در

محدوده ی تغییر مکان های بزرگ و در آستانه فروریزش، اتصالات RBS افت مقاومت نزدیک فروریزش را زودتر تجربه می کنند. به عبارتی روند افت مقاومت اتصالات RBS در محدوده ی تغییر مکانی پذیرش و بزرگ با یکدیگر متفاوت می باشد. اگر چه در محدوده تغییر مکانی پذیرش آیین نامه ای رفتار بسیار مناسب و افت کمتری از این اتصال مشاهده شده است، در محدوده تغییر مکانی بزرگ افت مقاومت با سرعت بیشتری در این نوع اتصال مشاهده شده است. شایان ذکر است که پروتکل های بارگذاری در ادبیات فنی کاملاً منحصر به فرد نیستند و هر کدام نقاط برتری و ضعفی نسبت به یکدیگر دارند. لزوم بررسی ویژگی هر یک از پروتکل های بارگذاری بسیار حایز اهمیت است. در این مطالعه با بررسی میزان تقاضا اعمالی و همچنین میزان انرژی پلاستیک که توسط پروتکل بارگذاری SAC و ATC-24 توسط اتصالات مطالعه مستهلک شده است؛ می توان بیان نمود که پروتکل بارگذاری ATC نسبت به پروتکل بارگذاری SAC محافظه کارانه تدوین شده است و تقاضای انرژی و تغییر مکانی اعمالی توسط این پروتکل بیشتر از پروتکل SAC می باشد. از طرفی با توجه به عدم تعیین شرایط آستانه ی فروریزش در پروتکل های بارگذاری، و با بررسی تحلیلی صورت گرفته در محدوده ی تغییر مکان نسبی بزرگ، عدم افت مقاومت بیش از ۵۰ درصد ظرفیت خمشی در تغییر مکان نسبی ۰/۰۹ رادیان برای شرایط آستانه ی فروریزش اتصالات خمشی تعیین گردید.

۷- مراجع

- [1] Plumier, A. (1990), "New Idea for Safe Structure in Seismic Zones", IABSE symposium, Brussels, Belgium.
- [2] Yu, Q.S., Gilton, C.S. and Uang, C.M. (1999), "Cyclic Response of RBS Moment Connections: Loading Sequence and Lateral Bracing Effects", Report No. SSRP 99-13, University of California at San Diego, La Jolla, CA.
- [3] AISC/ANSI 358-05s2-14, (2016), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [4] استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۳)، آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، ویرایش چهارم.
- [5] مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم، (۱۳۹۲)، طرح و اجرای ساختمان های فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان.
- [6] FEMA - 355D, (2000), State of the Art Report on Connection Performance, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [7] Chen, C.C., Lin, C.C. and Tsai, C.L. (2004), "Evaluation of Reinforced Connections between Steel Beams and Box Columns", Engineering Structures, Vol. 26, pp. 1889-1904.
- [8] Kim, Y.J. and Oh, S.H. (2007), "Effect of the Moment Transfer Efficiency of a Beam Web on Deformation Capacity



at Box Column-to-H Beam Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp. 24-36.

[9] Saneei Nia, Z.S., Ghassemieh, M. and Mazroi, A. (2013), "WUF-W Connection Performance to Box Column Subjected to Uniaxial and Biaxial Loading", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 88, pp. 90-108.

[10] Saneei Nia, Z., Mazroi, A., Ghassemieh, M. and Pezeshki, H. (2014), "Seismic Performance and Comparison of Three Different I Beam to Box Column Joints", Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 13, pp. 717-729.

[۱۱] میرقادر، س.ر.، قاسمیه، م. و سیفان، ف. (۱۳۹۲)، "بررسی حادی تقاضاهای موجود در چشمه اتصال تیر I شکل به ستون قوطی تحت خمش دوماحوره"، چهارمین کنفرانس ملی سازه و فولاد و چهارمین کنفرانس ملی کاربرد فولادهای پر استحکام در صنعت سازه، تهران.

[12] Alostaz, Y. and Schneider, S. (1996), "Analytical Behavior of Connections to Concrete-Filled Steel Tubes", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 40, pp. 95-127.

[۱۳] مزروعی، ع.، سیمونیان، و. و نیکخواه عشقی، م. (۱۳۷۸)، "ارزیابی اتصالات صلب جوشی متداول در ایران"، گزارش تحقیقاتی شماره ک-۳۰۴.

[۱۴] مزروعی، ع.، قاسمیه، م. و قبادی، م.س. (۱۳۸۶)، "بازرسی فنی جوش نفوذی کامل در اتصالات گیردار فولادی با کاربرد مهندسی"، اولین کنفرانس بین المللی بازرسی فنی و آزمون غیر مخرب.

[15] Clark, P., Frank, K., Krawinkler, H. and Shaw, R. (1997), "Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Tests and Other Experimental Specimens", SAC Steel Project Background Document, Report No SAC/BD-97/02.

[16] ATC-24, (1992), Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures for Buildings, ATC-24, Applied Technology Council, Redwood City, CA.

[17] AISC/ANSI 341-16, (2016), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, Inc.

[18] AISC/ANSI 360-16, (2016), Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, Inc.

[19] Krawinkler, H. (2009), "Loading Histories for Cyclic Tests in Support of Performance Assessment of Structural Components", 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, San Francisco.

[20] Krawinkler, H., Parisi, F., Ibarra, L., Ayoub, A. and Medina, R. (2001), "Final Report, Development of a Testing Protocol for Wood Frame Structures", CUREE-Caltech Woodframe Project Report, Stanford University, Stanford CA.

[21] Krawinkler, H., Gupta, A., Medina, R. and Luco, N. (2000), "Development of Loading Histories for Testing of Steel Beam-to-Column Assemblies", SAC Background Report SAC/BD-00/10.

[22] AISC/ANSI 341, (2000), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, Inc.

[23] FEMA-350, (2000), Recommended Seismic Design. Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.

[24] AISC/ANSI 341, (1997), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, Inc.