

بررسی عددی رفتار لرزه‌ای اتصالات نوین خمشی با مقطع حرارت داده شده

آرش اکبری حامد*^۱ و حسام بافنده نوبری^۲

^۱ استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز

^۲ کارشناس ارشد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز

(دریافت: ۹۷/۶/۳۱، پذیرش: ۹۸/۴/۲۳، نشر آنلاین: ۹۸/۴/۲۳)

چکیده

با توجه به عملکرد نامناسب اتصالات قاب‌های خمشی در زلزله‌های نورثریج و کوبه، تحقیقات گسترده‌ای برای بررسی علل خرابی و بهبود رفتار لرزه‌ای اتصالات خمشی انجام شد. در حالت کلی با در نظر گرفتن ایده تشکیل مفاصل پلاستیک به دور از بر ستون، دو روش برای تقویت این اتصالات پیشنهاد شده است که عبارتند از: (۱) تقویت اتصال تیر به ستون با استفاده از ورق و (۲) تضعیف تیر در ناحیه‌ای به دور از بر ستون. روش رایج برای تضعیف تیر، برش و یا ایجاد سوراخ در بال و جان تیر است. در سال‌های اخیر برای رفع کاستی‌های روش مذکور، راهکار نوینی ارائه شده است. در این روش، مقطع تیر با رعایت یک پروتکل زمانی حرارت‌دهی در ناحیه‌ای از آن حرارت داده شده و در نتیجه مقاومت تسلیم فولاد کاهش می‌شود. در این مقاله استفاده از این ایده نوین برای تیرهای I شکل با مقاطع مختلف تحت اثر بارگذاری شبه‌استاتیکی چرخه‌ای آیین‌نامه AISC341 و نزدیک گسل توسط نرم‌افزار ABAQUS ارزیابی شد. همچنین با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی نرم‌افزار SAP2000، ضرایب عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی دوبعدی ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه که تیر آن‌ها توسط حرارت تضعیف شده بود، بررسی شد. با توجه به نتایج به‌دست آمده، مشاهده شد که این اتصالات علاوه بر متمرکز کردن رفتار غیرارتجاعی در محدوده حرارت دیده، تا تغییر مکان جانبی نسبی ۶٪ بدون کماتش قابل ملاحظه، رفتار چرخه‌ای بدون باریک شدگی، جذب انرژی و سختی بالا داشتند. همچنین ضریب رفتار میانگین برای این سیستم برابر ۶/۲ حاصل شد.

کلیدواژه‌ها: اتصال خمشی، تیر با مقطع کاهش‌یافته، تیر با مقطع حرارت داده شده، عملکرد لرزه‌ای، نزدیک گسل.

۱- مقدمه

این شکست‌ها می‌توان به تمرکز شدید تنش در محل اتصال و عدم اجرای صحیح جوشکاری و جزئیات اجرایی لازم برای شکل‌پذیری اشاره کرد. به دلیل وقوع این خرابی‌های گسترده در اتصالات قاب-های خمشی، تحقیقات گسترده‌ای توسط محققین برای تعیین دقیق جزئیات تأمین شکل‌پذیری لازم آغاز شد. از مهم‌ترین این مطالعات می‌توان به پروژه SAC Steel اشاره کرد. با توجه به تحقیقات انجام شده، برای رفع ایرادات اتصالات خمشی ضمن اجرای صحیح جوشکاری می‌بایست محل تشکیل مفصل پلاستیک و تنش‌های بیشینه را از بر ستون و محل اتصال دور کرد. در حالت کلی، دو روش برای دور کردن محل تشکیل مفصل پلاستیک پیشنهاد شده است: (۱) تقویت اتصال تیر به ستون با استفاده از ورق (Engelhardt و Sabolt، ۱۹۹۷) و (۲) تضعیف تیر در ناحیه-ای به دور از بر ستون.

به‌طور کلی در طراحی سازه‌ها، اعضا می‌بایست به گونه‌ای طراحی شوند که تمامی بارهای وارده به آن‌ها را تحمل کرده و دچار خرابی نشوند. اما طراحی اکثر سازه‌ها برای بزرگ‌ترین نیروهای حاصله از زلزله طرح، اقتصادی نیست. به همین دلیل، طراحی سازه‌ها برای سطح پایین‌تری از نیروها صورت گرفته و در مقابل بخش‌هایی از سازه وارد ناحیه غیرارتجاعی خواهد شد. این فرآیند طراحی لرزه‌ای که از ایده زنجیر پاولی (Bruneau و Whittaker، ۱۹۹۸) گرفته شده است، مستلزم تأمین شکل‌پذیری بخش‌های غیرارتجاعی سازه توسط جزئیات اجرایی پیشنهادی در آن نواحی است. با توجه به مطالعات محققین، بخش‌های غیر ارتجاعی (فیوز) قاب‌های خمشی در دو انتهای تیرها قرار دارد. در زلزله‌های نورثریج^۱ ۱۹۹۴ و کوبه ۱۹۹۵، اتصالات تیر به ستون قاب‌های خمشی دچار شکست‌های ترد شدند. از علل وقوع

۱. Northridge

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۴۱-۳۳۴۵۹۳۹۶

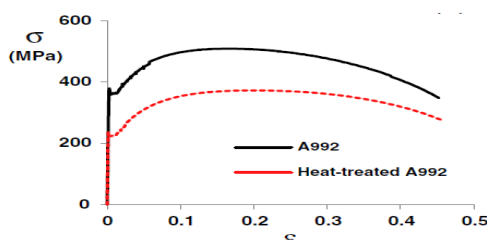
آدرس ایمیل: akbarihamed.a@sut.ac.ir (آ. اکبری حامد)، h_bafandeh@sut.ac.ir ح. بافنده نوبری.

پرداخته می‌شود. پس از بررسی رفتار اتصالات HBS به طور مفصل، برای ارزیابی اثر اتصالات مذکور در رفتار کلی سازه، مقادیری برای ضرایب عملکرد لرزه‌ای از قبیل ضریب رفتار ساختمان R ، ضریب افزایش تغییر مکان C_d و ضریب اضافه مقاومت سازه Ω_0 پیشنهاد می‌گردد. برای این منظور، از تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های دو بعدی ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با اتصال F-HBS تیرهای آن استفاده می‌شود.

۲- مواد و روش‌ها

۲-۱- مشخصات هندسی و مصالح

Morrison و همکاران (۲۰۱۵) برای ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی از فولاد نوع A992 با منحنی تنش- کرنش نشان داده شده در شکل (۱) استفاده کردند. آن‌ها براساس مطالعات پارامتریک انجام شده و با هدف تأمین مقاومت مشابه برای اتصالات RBS و HBS، پروتکل حرارت دهی خاصی را پیشنهاد دادند. در این پروتکل، دمای فولاد با سرعت $7/2$ درجه سلیسیوس در دقیقه به 1050 درجه سلیسیوس رسانده شده و به مدت 15 دقیقه در این دما نگه‌داشته می‌شود. سپس دمای آن با سرعت $0/33$ درجه سلیسیوس در دقیقه کاهش داده می‌شود. در این حالت تمامی مشخصات فولاد به جز مقاومت آن ثابت می‌ماند (شکل (۱)). مشخصات مکانیکی مصالح مورد استفاده در مدل‌های عددی این مطالعه نیز برگرفته از نتایج آزمایشگاهی انجام شده، از فولاد A992 با ضریب الاستیسیته 200 گیگاپاسکال و ضریب پواسون $0/3$ استفاده شده است. لازم به ذکر است که با توجه به تحلیل‌های حرارتی انجام شده (Morrison و همکاران، ۲۰۱۵) با حرارت‌دهی ناحیه HBS دمای مناطق مجاور آن حداکثر تا 500 درجه سلیسیوس افزایش می‌یابد و این افزایش دما تغییر قابل ملاحظه‌ای در منحنی تنش- کرنش فولاد ایجاد نمی‌کند؛ بنابراین، در مدل- سازی‌های این پژوهش، آثار این گرمایش در اثر فرایند حرارت دادن در نظر گرفته نشده است.



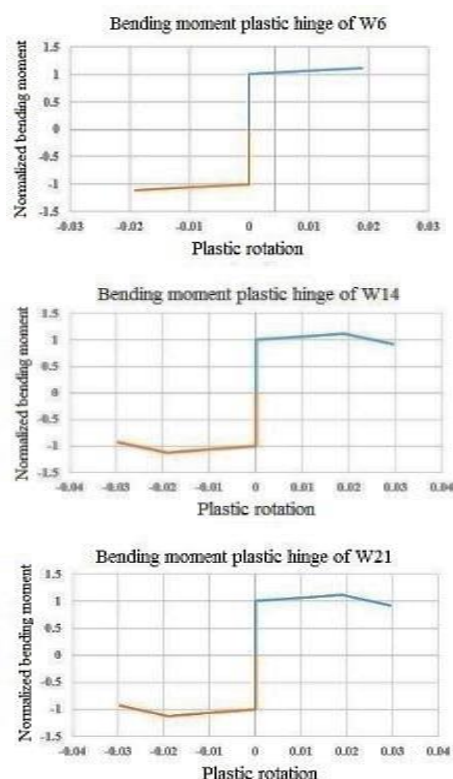
شکل ۱- نمودار تنش- کرنش مهندسی فولاد معمولی و حرارت دیده (Morrison و همکاران، ۲۰۱۵)

استفاده از ماهیچه (Uang و همکاران، ۲۰۰۰)، لچکی (Wilkinson و همکاران، ۲۰۰۶)، ورق پوششی و ورق جانبی (Moslehi Tabar و Deylami، ۲۰۰۵) از جمله روش‌های پیشنهادی برای تقویت اتصال است. در روش پیشنهادی تضعیف تیر در ناحیه‌ای به دور از ستون، با ایجاد سوراخ و یا برش بال و یا جان تیر، مقاومت خمشی پلاستیک تیر را کاهش داده و محل تشکیل مفصل پلاستیک را به محلی به دور از بر ستون انتقال می‌دهند؛ در این صورت از اصطلاح تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS) استفاده می‌شود (Carter و Iwankiw، ۱۹۹۶؛ Gilton و Ulang، ۲۰۰۲؛ Iwankiw، ۲۰۰۴؛ Moslehi Tabar و Deylami، ۲۰۰۵؛ Chi و همکاران، ۲۰۰۶؛ Wilkinson و همکاران، ۲۰۰۶؛ Celikag و Hedayat، ۲۰۰۹؛ Pachoumis و همکاران، ۲۰۰۹). همچنین تعدادی از محققین نیز اثر به‌کارگیری ورق موج‌دار (Mirghaderi و همکاران، ۲۰۱۰) و ورق استوانه‌ای (Saleh و همکاران، ۲۰۱۶) در جان تیرهای RBS را مورد بررسی قرار دادند. در اتصالات RBS رایج با برش بال تیر، با وجود انتقال محل تشکیل مفصل پلاستیک به ناحیه‌ای دور از بر ستون و جلوگیری از شکست ترد اتصال، ضمن کاهش سختی الاستیک تیر، مقاومت آن در مقابل کمانش موضعی جان و کمانش جانبی- پیچشی نیز کاسته می‌شود (El-Tawil و Jin، ۲۰۰۵). کاهش 40% تا 50% سطح مقطع بال در RBS باعث افزایش $4/5\%$ تا 8% تغییر مکان جانبی نسبی می‌شود (Kim و Engelhardt، ۲۰۰۷).

با توجه به اشکالات مذکور در روش RBS، Morrison و همکاران (۲۰۱۵) روش جدیدی را برای تضعیف مقطع تیر پیشنهاد دادند. در این روش مقطع تیر در فاصله مشخصی از بر ستون، با استفاده از یک پروتکل زمانی و به صورت کنترل‌شده تحت اثر حرارت قرار گرفته و در نتیجه مقاومت تسلیم فولاد در آن ناحیه بدون انجام برش و یا سوراخ‌کاری کاهش داده می‌شود. برای این حالت نیز از اصطلاح تیر با مقطع حرارت داده‌شده (HBS) استفاده می‌شود. با توجه به مطالعات پارامتریک انجام شده توسط Morrison و همکاران، پروتکل حرارتی پیشنهادی ضمن ثابت نگه‌داشتن تمامی مشخصات منحنی تنش- کرنش فولاد، تنها باعث کاهش مقاومت می‌شود؛ بنابراین این مشخصه به همراه عدم کاهش سطح مقطع در این روش، موجب ثابت نگه داشته شدن مقاومت کمانشی تیر و کاهش لنگرهای موردنیاز در بر ستون و در نتیجه کاهش اندازه ستون‌ها می‌شود.

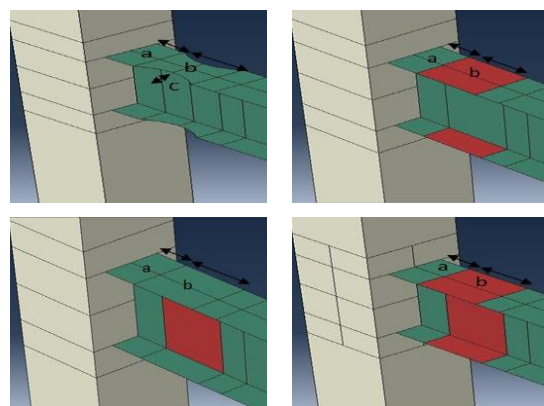
با توجه به فواید ایده نوین HBS و محدودیت مطالعات در این زمینه، در این مقاله به بررسی بیشتر و مطالعه پارامتریک برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای تیرهای با مقطع I شکل با اندازه‌های مختلف تحت اثر بارگذاری شبه‌استاتیکی چرخه‌ای معمولی و نزدیک گسل

طراحی شده است. مقطع تیر و ستون به ترتیب W14 و BOX35x35 بوده و ابعاد ناحیه تضعیف شده تیر نیز با توجه به جدول (۱) از نوع Ave^۷ انتخاب شده است. دلیل انتخاب این مقاطع، عملکرد قابل قبول آن‌ها و ابعاد رایج در اکثر ساختمان‌های مسکونی است. مشخصات مکانیکی مصالح مورد استفاده در مدل‌های عددی آثار نزدیک گسل مشابه بخش مطالعات پارامتریک است. برای ارزیابی ضرایب عملکرد لرزه‌ای، در قاب‌های خمشی دویعدی مورد مطالعه که سازه‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه ۳ دهانه می‌باشند، از اتصال F_HBS استفاده شده است. ارتفاع کلیه طبقات ثابت و برابر ۳ متر و طول دهانه‌ها برابر ۶ متر در نظر گرفته شده است. قاب‌های مورد بررسی برای محدوده ایمنی جانی (LS) تحلیل و طراحی شده‌اند. در مدل‌های ساختمانی، مفاصل اندرکنشی (P-M3) به دو انتهای ستون‌ها اختصاص داده شدند. رفتار مفاصل پلاستیک M3 تیرها نیز از نرمال کردن منحنی پوش نمودار هیستریزس^۸ به دست آمده برای مقاطع مختلف، مطابق شکل (۳) به دست آمده است. مشخصات تیر و ستون قاب‌های طراحی شده برای ارزیابی ضرایب عملکرد لرزه‌ای در جدول (۲) نشان داده شده است. کلیه مقاطع مورد استفاده برای تیر و ستون فشرده لرزه‌ای بوده و ضابطه تیر ضعیف- ستون قوی نیز رعایت شده است.



شکل ۳- رفتار مفاصل پلاستیک تیرهای W6، W14 و W21

در این مقاله برای مطالعه پارامتریک، مدل‌های المان محدود اتصالات تیر به ستون قاب‌های خمشی در سه حالت اتصال عادی (به عنوان مدل‌های کنترل)، اتصال RBS و اتصال HBS برای تیرهای با ارتفاع کم تا زیاد (مقاطع W6x16، W14x48 و W21x73) مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین هر یک از نمونه‌های HBS، با توجه به ناحیه حرارت داده شده آن‌ها، به صورت (F_HBS)^۴، (W_HBS)^۵ و (WF_HBS)^۶ نام‌گذاری شده‌اند. شکل (۲)، انواع حالت‌های نواحی تضعیف شده و محدوده پارامترهای (فاصله از بر ستون)، b (طول ناحیه تضعیف شده) و c (عمق برش) مقاطع تیرها را برای نمونه‌های RBS و HBS نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که محدوده‌های انتخاب شده این پارامترها که در جدول (۱) ذکر شده‌اند، براساس پیشنهادات آیین‌نامه‌های AISC 358-10 (۲۰۱۰)، FEMA 350 (۲۰۰۰) و EC8, Part 3 (۲۰۰۵) برای تیرهای RBS است. دلیل این انتخاب آن است که هدف، بررسی امکان جایگزینی روش HBS، رفع اشکالات موجود در روش RBS و حصول مقاومت یکسان است. در تمامی مدل‌ها مشخصات مقطع ستون BOX35x35 است. بنابراین، تفاوت نمونه‌ها در محل و طول ناحیه استفاده شده از مصالح حرارت داده شده برای مقاطع مختلف تیر می‌باشد.



شکل ۲- مناطق حرارت دیده و برش داده شده در تیرهای RBS و HBS

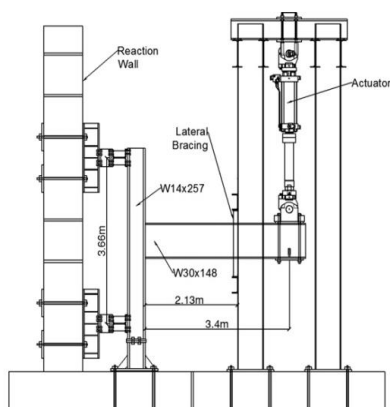
جدول ۱- ابعاد نواحی تضعیف شده در مطالعات پارامتریک

فاصله	a	b	c
(حداقل)	0.5 b _f	0.65 d	0.2 b _f
(متوسط)	0.65 b _f	0.75 d	0.2 b _f
(حداکثر)	0.75 b _f	0.85 d	0.2 b _f

در مطالعات مربوط به آثار نزدیک گسل در اتصالات HBS، نمونه‌ای به صورت تیرهای دو طرفه متصل به ستون قوطی شکل

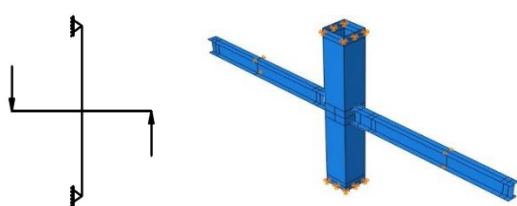
7. Average
8. Hysteresis curve

4. Flange Heat-treated Beam section
۵. Web Heat-treated Beam Section
6. Flange and Web Heat-treated Beam Section



شکل ۴- ابعاد و مشخصات مدل آزمایشگاهی و عددی
سخت‌سنجی و مطالعات پارامتریک در نرم‌افزار ABAQUS
(Morrison و همکاران، ۲۰۱۵)

جدول ۳- پروتکل بارگذاری نمونه‌های HBS		
گام بارگذاری	دوران پیشینه (رادیان)	تعداد چرخه در هر گام
۱	۰/۰۰۳۷۵	۶
۲	۰/۰۰۵۰	۶
۳	۰/۰۰۷۵	۶
۴	۰/۰۱	۴
۵	۰/۰۱۵	۲
۶	۰/۰۲	۲
۷	۰/۰۳	۲
۸	۰/۰۴	۲
۹	۰/۰۵	۲
۱۰	۰/۰۶	۲



شکل ۵- مشخصات هندسی، شرایط تکیه‌گاهی و موقعیت مهار
جانبی در مدل‌های عددی

از آنجایی که متعاقب این بارگذاری، بارهای کوچک چرخه‌ای در بارگذاری نزدیک گسل اضافه می‌گردد، لذا این فرآیند نیاز به ارزیابی دارد. در توسعه بارگذاری چرخه‌ای عادی (استاندارد)، توجهی به پاسخ نزدیک گسل نگردیده است از این رو بررسی اثر میدان نزدیک گسل، به صورت بارگذاری تاریخچه‌ای مجزا صورت می‌پذیرد (Krawinkler و همکاران، ۲۰۰۰).

۲-۲- شرایط مرزی و بارگذاری

شکل (۴) نشان‌دهنده شمای کلی، شرایط مرزی و محل اعمال بارگذاری مدل‌های مربوط به سخت‌سنجی و مطالعات پارامتریک است. با توجه به شکل (۴)، در تمام مدل‌سازی‌ها طول تیر ۳/۴ متر بوده و در فاصله ۲/۱۳ متری دارای مهار جانبی است (جابه-جایی عمود بر صفحه برابر صفر است) و ارتفاع ستون‌ها ۳/۶۶ متر می‌باشد. در دو انتهای ستون نیز از تکیه‌گاه‌های مفصلی استفاده شده است (تغییر مکان در تمامی جهات برابر صفر است). به منظور مقایسه نتایج به‌دست آمده از این مطالعه با تحقیقات Morrison و همکاران (۲۰۱۵) تمامی مشخصات هندسی بر اساس نمونه‌های آزمایشگاهی آن‌ها انتخاب شده است.

جدول ۲- مقاطع تیر و ستون‌های مدل‌های ساختمانی

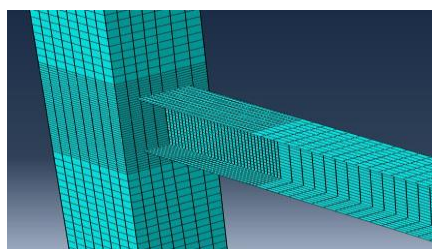
مقطع تیر	طبقه	ستون	طبقه
W 21×73	۱ تا ۸	Box 45×45×2.5	۱ تا ۶
W 18×65	۹ تا ۱۱	Box 40×40×2	۷ تا ۹
W 16×57	۱۲ تا ۱۳	Box 35×35×2	۱۰ تا ۱۳
W 14×48	۱۴ تا ۱۵	Box 30×30×1.5	۱۴ تا ۱۵
W 21×62	۱ تا ۵	Box 40×40×2.5	۱ تا ۵
W 16×57	۶ تا ۷	Box 35×35×2	۶ تا ۸
W 14×48	۸ تا ۱۰	Box 30×30×1.5	۹ تا ۱۰
W 16×57	۱ تا ۲	Box 35×35×2	۱-۲
W 14×53	۳	Box 35×35×2	۳
W 14×48	۴ تا ۵	Box 30×30×2	۳-۵

در مطالعات پارامتریک، مطابق شکل (۴)، بارگذاری در فاصله ۳/۴ متری از هر ستون براساس پروتکل پیشنهادی بخش K استاندارد AISC 341-10 (جدول (۳)) انجام شد. این بارگذاری به صورت شبه‌استاتیکی چرخه‌ای با فرکانس ۰/۰۴ هرترز تا دوران ۰/۰۶ رادیان اعمال شد.

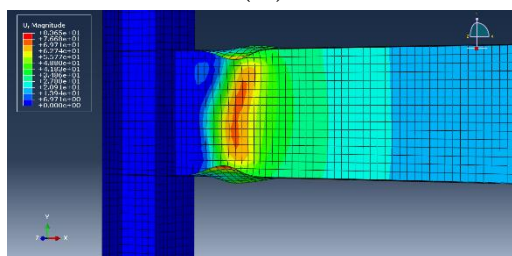
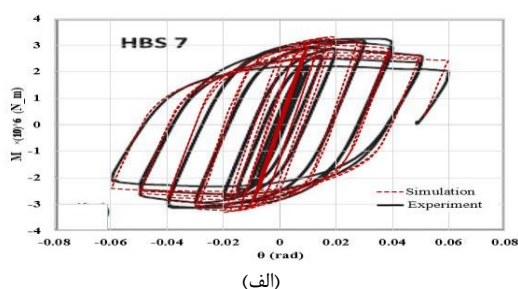
برای مطالعه آثار بارگذاری نزدیک گسل نیز اعمال بارگذاری به صورت دوطرفه مطابق شکل (۵) انتخاب شده است؛ به طوری که تکیه‌گاه‌ها در بالا و پایین ستون قرار گرفته و بارگذاری به انتهای تیرهای متصل به ستون اعمال گردیده است. شرایط مرزی و محل قرارگیری مهارهای جانبی اعمال شده به نمونه‌ها مشابه مدل‌های بخش مطالعات پارامتریک اختصاص داده شده است.

در این مطالعه الگوی بارگذاری نزدیک گسل منطبق با پروتکل پیشنهادی پروژه SAC (Krawinkler و همکاران، ۲۰۰۰) در نظر گرفته شده است (شکل (۶)). حرکت نزدیک گسل یک مسئله ویژه است که پاسخ آن اغلب با حرکت‌های بزرگ همراه است. این حرکت دربردارنده تعداد زیادی چرخه‌های کوچک و تعداد متوسطی چرخه‌های بزرگ با دامنه تغییر شکل زیاد است.

تیر به ستون با جوش نفوذی کامل و بدون عیب بوده و بحث شکست جوش خارج از موضوع این پژوهش بود. همچنین برای کاهش عملیات محاسباتی و زمان تحلیل نرم‌افزاری، ورق‌های پیوستگی با ستون به صورت Merge مدل شده‌اند تا قطعه یکپارچه‌ای حاصل شود. در شکل (۷) نحوه مش‌بندی نشان داده شده که در مناطق بحرانی از مش‌بندی ریزتری استفاده شده است. در بخش ارزیابی ضرایب عملکردی نیز، تحلیل و طراحی قاب‌ها و انجام تحلیل پوش‌آور توسط برنامه SAP2000 انجام شده است.



شکل ۷- مش‌بندی مدل اجزای محدود

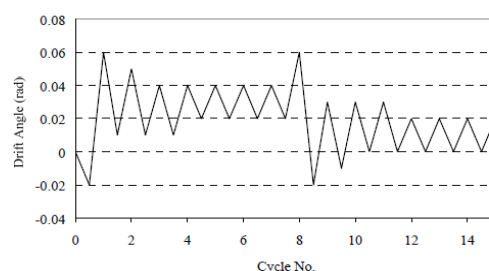


(ب)



(ج)

شکل ۸- صحت‌سنجی مدل عددی F-HBS براساس نتایج آزمایشگاهی: (الف) مقایسه نمودار هیستریزیس، (ب) مدل عددی در سیکل آخر، (ج) مدل آزمایشگاهی در سیکل آخر (Morrison و همکاران، ۲۰۱۵)



شکل ۶- پروتکل بارگذاری نزدیک گسل (Krawinkler و همکاران، ۲۰۰۰)

در بارگذاری ثقلی مطالعات مربوط به بخش ارزیابی ضرایب عملکرد لرزه‌ای، بار مرده طبقات و بار متوسط زنده طبقات به ترتیب مقادیر ۱۰۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است (مقدار بار مرده دست بالا گرفته شده است). در بارگذاری لرزه‌ای، جرم طبقات برابر با مجموع بار مرده و ۲۰ درصد بار زنده منظور گردید. منطقه استفاده شده طبق ZIP CODE 90001 برای شهر لس‌آنجلس انتخاب شده است. از آیین‌نامه IBC 2012 برای ضرایب طراحی اولیه سازه استفاده شده است. بار جانبی برای طراحی با استفاده از روش استاتیکی معادل و بر اساس پارامترهای آن به دست آمده است. در تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور)، ترکیبات بارگذاری ثقلی نیز به صورت روابط زیر در نظر گرفته شده‌اند:

$$\begin{aligned} Q_G &= 1.1 (Q_D + Q_L) \\ Q_G &= 0.9 Q_D \end{aligned} \quad (۱)$$

که در آن Q_D بار مرده و Q_L بار زنده می‌باشد. توزیع بار جانبی نیز در دو نوع مثلثی و یکنواخت در نظر گرفته شد.

۲-۳- نحوه مدل‌سازی

برای شبیه‌سازی تمامی مدل‌های مربوط به بخش‌های مطالعات پارامتریک و آثار نزدیک گسل از نرم‌افزار المان محدود ABAQUS استفاده شده است. به منظور مشاهده کماتش‌های محتمل، تمامی تیرها و ستون‌ها به صورت Shell و با استفاده از المان ۴ گرهی با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته (S4R) مدل شده‌اند. مصالح به‌کاررفته در صحت‌سنجی و سایر مدل‌ها (مطابق شکل (۱))، به صورت رفتار کینماتیک در نرم‌افزار ABAQUS تعریف شده است. سخت‌شدگی کینماتیک مصالح به دلیل در نظر گرفتن آثار باشینگر^۹، رفتار چرخه‌ای اتصال را دقیق‌تر از حالت ایزوتروپیک مدل‌سازی می‌کند. همچنین برای تعریف رفتار تنش کرنش فولاد حرارت داده شده و معمولی در نرم‌افزار ABAQUS از مقادیر تنش-کرنش واقعی استفاده شده است. برای تعریف اتصالات تیر به ستون از قید Tie استفاده شده است چون فرض بر این بوده که جوشکاری

۳- نتایج و بحث

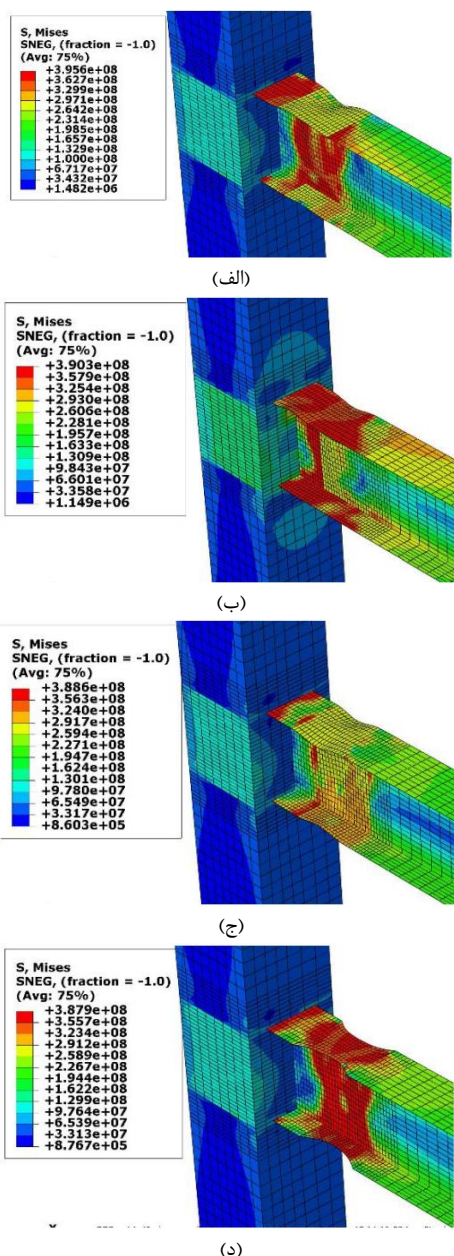
۳-۱- صحت‌سنجی مدل‌سازی

برای راستی آزمایی، نتایج مدل آزمایشگاهی با نتایج مدل ساخته‌شده مقایسه می‌شود تا از صحت مدل‌سازی اطمینان حاصل شود. بعد از مدل‌سازی نمونه آزمایشگاهی، بارگذاری آن نیز مطابق جدول (۳) وارد شد. با مشاهده شکل (۸) و مقایسه نتایج حاصل از نرم‌افزار ABAQUS و مدل آزمایشگاهی Morrison و همکاران (۲۰۱۵)، مشاهده می‌شود که اختلاف نتایج بسیار کم بوده و با دقت قابل‌قبولی مدل ساخته‌شده از لحاظ منحنی هیستریزس و نحوه تغییر شکل به نمونه آزمایشگاهی مشابه است. لازم به ذکر است که منحنی‌های هیستریزس نشان داده شده در شکل (۸)، منحنی لنگر- دوران در مرکز ستون است.

۳-۲- مطالعه پارامتریک تیرهای I شکل HBS تحت اثر

بارگذاری شبه استاتیکی چرخه‌ای معمولی

در شکل (۹) توزیع تنش وون‌میزس^{۱۰} برای مدل‌های W14_Ave در حالت‌های مختلف F_HBS، W_HBS، WF_HBS و RBS برای دوران ۶٪ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود تنش در چشمه اتصال کم‌تر از حد الاستیک بوده و بنابراین چشمه اتصال در طول تحلیل به‌طور ارتجاعی رفتار کرده است. همچنین این نتیجه حاصل می‌شود که تیرهای RBS و HBS توانسته‌اند تنش وارده در بر ستون را کاهش دهند. نتیجه نهایی تحلیل تحت بارگذاری چرخه‌ای، منحنی هیستریزس لنگر در وجه ستون- زاویه نسبت تغییر مکان جانبی نسبی (دریفت)^{۱۱} خواهد بود که در شکل (۱۰) برای تیر W14 برای حالت‌های Ave، Min و Max نشان داده شده است. در منحنی‌های هیستریزس رسم شده می‌توان دید که پس از روند افزایشی مقاومت اتصال، یک افت مقاومتی به‌وجود می‌آید. این کاهش مقاومت در اثر بروز کمانش در بال و جان تیر گسترش پیدا می‌کند. این کاهش مقاومت، به حدی نیست که برای اتصال مشکل‌ساز شود؛ زیرا همان‌طور که در منحنی‌های ممان- دوران همه مدل‌ها مشاهده می‌شود، مقاومت خمشی به دست آمده تا مراحل آخر بارگذاری، از میزان ۸۰ درصد ظرفیت خمشی پلاستیک تیر که با خط افقی آبی نشان داده شده است، بیشتر است. در تمامی مدل‌ها تا رسیدن به زاویه چرخش ۰/۰۴ رادیان افت قابل‌ملاحظه‌ای به وجود نمی‌آید و بنابراین می‌توان گفت که اتصال‌های مورد مطالعه از ظرفیت مقاومت خمشی مناسبی برخوردار می‌باشند. به منظور مقایسه کمی اتصالات، کرنش نرمال شده ϵ/ϵ_y برای نمونه‌های W14 در حالت‌های F_HBS و WF_HBS برای فاصله Ave در شکل (۱۱) نشان داده شده است.



شکل ۹- تنش وون میزس در دوران ۶٪: (الف) W14

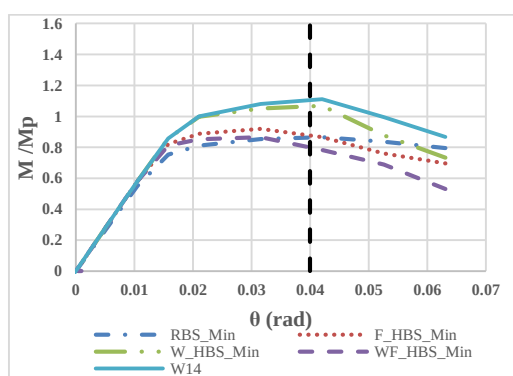
(ب) F_HBS_Ave، W14_W_HBS_Ave

(ج) W14_WF_HBS_Ave، (د) W14_RBS_Ave

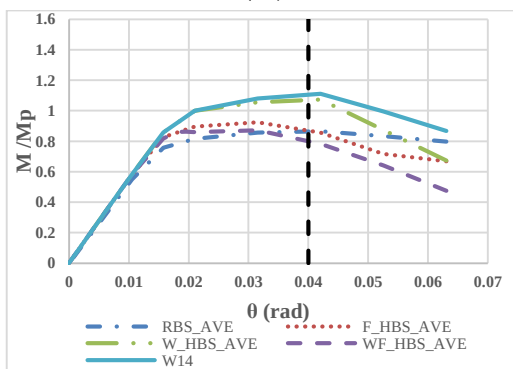
در این شکل‌ها نمودارهای میله‌ای نارنجی رنگ، نواحی حرارت داده شده را نشان می‌دهد. با توجه به نمودارها مشخص است که قسمت حرارت داده شده دارای کرنش‌های بزرگ‌تری بوده که این امر، تمرکز کرنش پلاستیک در این ناحیه را بیان می‌کند. سایر مناطق بال تیر که در اطراف ناحیه حرارت داده شده است دارای کرنش در محدوده الاستیک می‌باشد که نشان‌دهنده رفتار قابل-قبول اتصالات حرارت داده شده است.

البته در برخی موارد کرنش‌های پلاستیک در نواحی خارج از ناحیه حرارت داده شده ملاحظه می‌شود. این امر به دلیل کوتاه بودن نسبی طول تیر و تغییرات شدید لنگر خمشی و همچنین اثرات سخت‌شدگی کرنشی در نواحی حرارت دیده است. با وجود این مشاهده می‌شود که این امر تأثیر چندانی در نمودارهای هیستریزس نداشته و قابل چشم‌پوشی است.

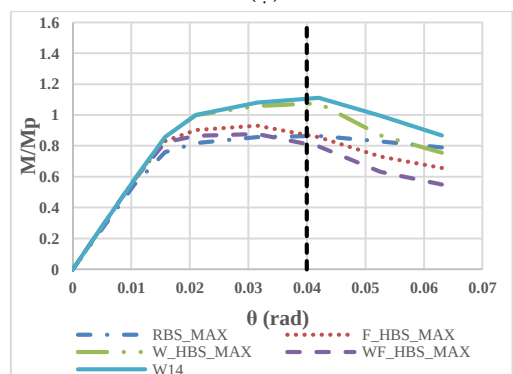
نمودار پوش تیرها در لنگر مثبت بر حسب $M-\theta$ در شکل (۱۲) برای مدل‌های W14_Ave، W14_Min و W14_Max نمایش داده شده‌اند. در این نمودارها، θ بیانگر زاویه تغییر مکان نسبی (رادیان) و M بیانگر ممان در بر ستون (ton.m) می‌باشد. لازم به ذکر است که محور قائم در شکل‌ها نشان دهنده دوران ۴ درصدی است.



(الف)



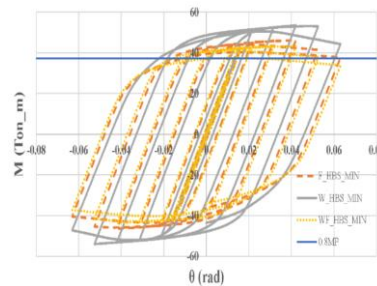
(ب)



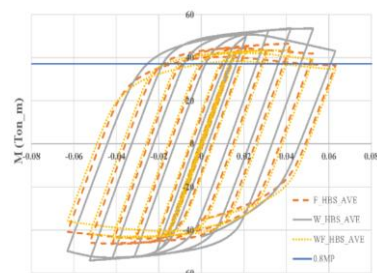
(پ)

شکل ۱۲- مقایسه نمودارهای پوش تیر W14 در حالت‌های:

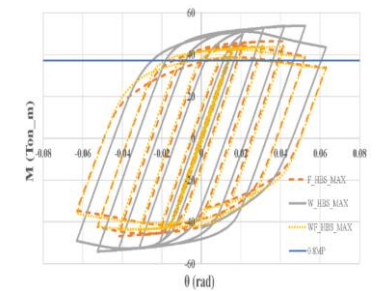
(الف) Min، (ب) Ave، (پ) Max



(الف)



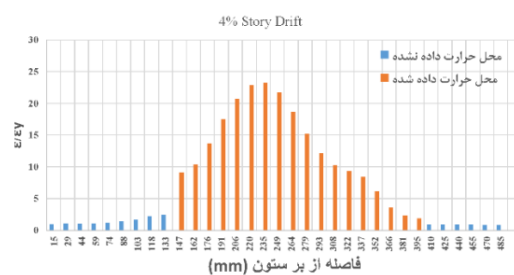
(ب)



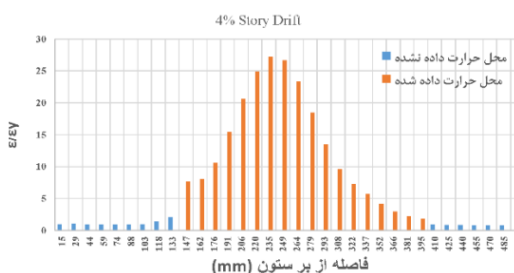
(ج)

شکل ۱۰- نمودار هیستریزس W14 در حالت‌های: (الف) Min،

(ب) Ave، (ج) Max



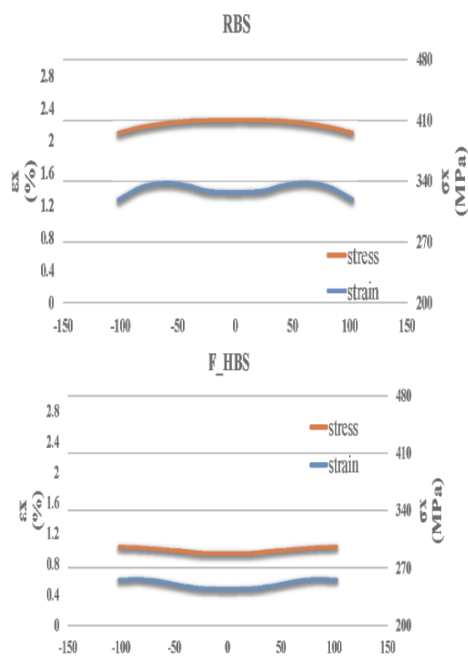
(الف)



(ب)

شکل ۱۱- کرنش طولی اتصال F_HBS در امتداد بال بالایی

تیر W14_Ave: (الف) F_HBS، (ب) WF_HBS



شکل ۱۳- کرنش طولی و تنش طولی در ۲٪ تغییر مکان نسبی طبقه در اتصال های RBS و F_HBS تیر W14-Ave (محور افقی نقاط روی عرض بال تیر را نشان می دهد).

نتایج مقایسه چهار اتصال پیشنهاد شده در فواصل مختلف برای اتصال تیر W14 در فواصل Min، Ave و Max از لحاظ سختی، جذب انرژی و ظرفیت باربری به صورت نمودار میله ای در شکل (۱۴) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که ظرفیت باربری از ماکسیمم نیروی تحمل شده در اتصالات محاسبه شده است. همچنین مقدار جذب انرژی تجمعی از مجموع مساحت زیر نمودار هیستریزس نمونه ها به دست آمده است. سختی نمونه های بررسی شده به صورت نسبت تفاضل ماکسیمم و مینیمم لنگر در سیکل دوم هر گام بارگذاری بر تفاضل دوران های متناظر تعریف و حاصل شده است. همان طور که در نمودارها مشاهده می شود، اتصال W_HBS بیشترین ظرفیت و سختی را داشته و اتصال F_HBS، در رتبه دوم قرار دارد. اما با توجه به نتایج پیشین بیان شده در بخش های قبلی نظیر وقوع تسلیم در بر ستون در حالت W_HBS (شکل (۱۲))، نقش بیشتر بال در تحمل و انتقال لنگرهای خمشی، پیشنهاد روشی برای رفع اشکالات اتصال RBS و حصول مقاومت و رفتاری مشابه آن و همچنین جذب انرژی بیشتر توسط اتصال F_HBS (شکل (۱۴-ج))، می توان این نتیجه را گرفت که اتصال F_HBS بهترین رفتار را دارد. البته با توجه به نمودارهای شکل (۱۴)، می توان مشاهده کرد که برای جذب انرژی بیشتر می توان از اتصال WF_HBS استفاده کرد؛ در این مورد باید به این نکته توجه کرد که در این صورت ظرفیت باربری و سختی بیشترین کاهش را خواهد داشت.

مطابق با ضوابط آیین نامه لرزه ای AISC 341 (۲۰۱۰) در قاب های خمشی با شکل پذیری ویژه انتظار می رود که کلیه اتصالات و اجزای آن توانایی تحمل زاویه تغییر مکان جانبی نسبی حداقل ۰/۰۴ رادیان را داشته باشند و مقاومت خمشی اندازه گیری شده کاهش بیشتر از ۲۰٪ مقاومت ماکسیمم نداشته باشد. همان طور که در شکل (۱۲) مشاهده می شود تمامی شرایط مذکور برقرار است. همچنین در مدل های مورد مطالعه نه تنها در زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ۴٪ بلکه تا ۶٪ نیز کمانشی در تیر رخ نداده است.

علاوه بر آن با توجه به شکل (۱۲)، می توان مشاهده کرد که در مقطع معمولی W14 و مقطع W_HBS نسبت M/M_p بزرگتر از یک بوده که بیانگر وقوع تسلیم در بر ستون است؛ در حالی که در سایر مقاطع تضعیف شده، این نسبت کم تر از یک است. با توجه به این نکته که در رفتار خمشی، جان تیر در مقایسه با بال ها نقش ناچیزی در تحمل و انتقال بار دارد، تفاوتی در رفتار مقاطع معمولی W14 و W_HBS مشاهده نمی شود. بنابراین می توان نتیجه گرفت که تمامی اتصالات براساس آیین نامه کاملاً شکل پذیر بوده و قابلیت استفاده در قاب های خمشی ویژه را دارا می باشند.

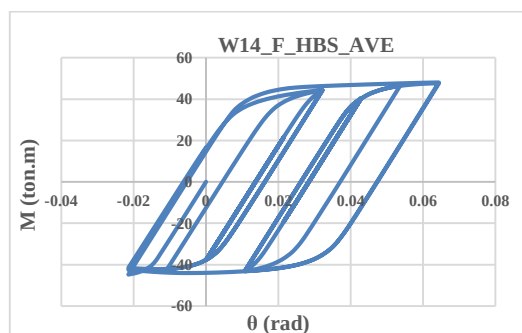
در شکل (۱۳) نمودار توزیع کرنش و تنش در مرکز ناحیه تضعیف شده بال تیرهای W14_RBS و W14_F_HBS در ۲٪ تغییر مکان نسبی طبقه نشان داده شده است. هرچند در هر دو روش تضعیف مقطع، ناحیه غیر ارتجاعی در محل مورد نظر تشکیل شده است اما در نحوه توزیع و مقدار تنش و کرنش تفاوت هایی وجود دارد. همان طور که در این نمودارها مشاهده می شود، مقدار تنش ها و کرنش ها در اتصال RBS از مقادیر متناظر در اتصال F_HBS بیشتر است.

در حالت F_HBS به دلیل کاهش مقاومت مصالح بال تیر و عدم برش بال تیر (به عبارت دیگر عدم کاهش مساحت بال تیر) مقدار تنش کاهش یافته و همچنین به دلیل گستردگی ناحیه غیر الاستیک (ناحیه حرارت دیده)، مقادیر کرنش ها نیز کم تر شده است. همچنین با توجه به این نکته که در روش تضعیف حرارتی برخلاف روش برش، مقطع بال متغیر نیست، توزیع تنش و کرنش به صورت تقریباً یکنواخت و خطی است. این کاهش تنش به همراه عدم تغییر در سطح مقطع بال ها باعث مقاومت بال و جان تیر در برابر کمانش در محل تضعیف شده نسبت به تیرهای RBS نیز می شود. علاوه بر این می توان به این نکته اشاره کرد که تیرهای F_HBS در کل منطقه تضعیف شده عمل کرده ولی عملکرد تیرهای RBS بیشتر در مرکز منطقه کاهش یافته متمرکز شده است.

در این جدول نیز بزرگتر شدن این نسبت‌ها بیانگر وقوع رفتار غیر ارتجاعی بیشتر و تمرکز آن در ناحیه تضعیف شده می‌باشد. در این جدول نیز سه ستون آخر دارای بزرگ‌ترین نسبت‌ها هستند. برابری تقریبی مقادیر مربوط به F_HBS و RBS بیانگر تأمین شدن هدف جایگزینی روش نوین برای حصول اتصالی با مقاومت و رفتار مشابه و البته با اشکالات کم‌انرژی رفع شده، است. باید به این نکته توجه کرد که با وجود بیشتر بودن نسبت لنگرها در حالت WF_HBS، به دلیل کاهش مقاومت و سختی آن (شکل (۱۴))، تیرهای F_HBS نسبت به بقیه اتصالات عملکرد بهتری داشته‌اند. لازم به ذکر است که در جداول (۴) و (۵)، مقادیر لنگرها برحسب ton.m ارائه شده‌اند.

۳-۳- ارزیابی رفتار لرزه‌ای تیرهای I شکل HBS تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای نزدیک گسل

نمودار هیستریزس بارگذاری‌های نزدیک گسل اعمال شده به نمونه‌های تحلیل شده، نشانگر این است که این اتصال از عملکرد خوبی در منطقه نزدیک گسل برخوردار است. در اکثر نمونه‌ها، اتصالات بدون هیچ‌گونه افت مقاومتی در دو نیمه بارگذاری اعمالی، از عملکرد قابل‌قبولی برخوردار هستند. به‌عنوان نمونه، منحنی هیستریزس مدل W14_F_HBS_Ave در شکل (۱۵) نشان داده شده است.



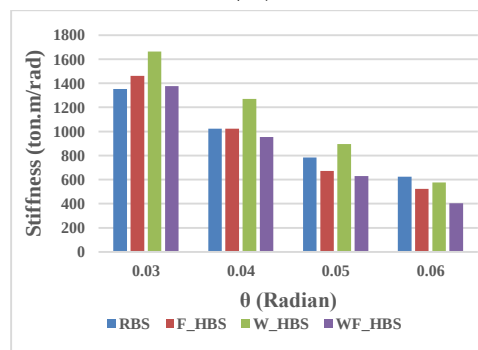
شکل ۱۵- منحنی هیستریزس مدل W14

لازم به ذکر است که از معیار تنش وون میزس، در تعیین جاری شدن و تشکیل مفاصل پلاستیک در نمونه‌ها استفاده گردیده است. در تمامی نمونه‌ها مفاصل پلاستیک در محل حرارت داده شده تشکیل گردیده‌اند. شکل (۱۶) توزیع تنش وون میزس را برای نمونه W14_F_HBS در دوران ۶٪ نشان می‌دهد. بررسی‌ها بیانگر عملکرد لرزه‌ای قابل‌قبول این اتصالات در هر دو حوزه نزدیک و دور از گسل است.

برای درک بهتر و مشخص شدن عملکرد تیرهای HBS در بر ستون، نسبت لنگر ماکسیمم به لنگر پلاستیک تیرها برای حالت- های Min، Ave و Max در جدول (۴) نشان داده شده است. در این جدول مقادیر ستون سوم، لنگر پلاستیک مقاطع تیرهای معمولی (بدون برش و حرارت) است. مقادیر کمتر از یک نسبت- های لنگرها در این جدول، بیانگر عدم وقوع تسلیم در بر ستون است. با توجه به این نکته، فقط اتصالات F_HBS، WF_HBS و RBS چنین شرایطی را دارند. همچنین خلاصه نتایج مقایسه‌ای برای تمامی تیرها در جدول (۵) ارائه شده که لنگرهای پلاستیک و لنگرهای ماکسیمم برای اتصالات RBS و HBS در مرکز محل کاهش یافته و حرارت داده شده می‌باشند.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۱۴- مقایسه مدل W14_Ave مطرح شده از لحاظ ظرفیت باربری، سختی و جذب انرژی

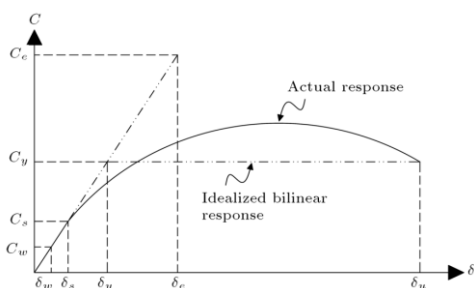
جدول ۴- خلاصه نتایج مقایسه‌ای تحلیل نمونه‌های RBS و HBS در برستون

تیر	فاصله	M_p	M_{max}^{WHBS}	M_{max}^{FHBS}	M_{max}^{WFHBS}	M_{max}^{RBS}	M_{max}/M_p	M_{max}^{WHBS}/M_p	M_{max}^{FHBS}/M_p	M_{max}^{WFHBS}/M_p	M_{max}^{RBS}/M_p
W6	حداقل		۸/۲۲	۷/۱۹	۶/۷۶	۶/۸۶		۱/۱۰	۰/۹۶	۰/۹۰	۰/۹۲
	متوسط	۷/۴۸	۸/۲	۷/۱۴	۶/۷	۶/۸	۱/۱۲	۱/۱۰	۰/۹۵	۰/۹۰	۰/۹۱
	حداکثر		۸/۲۱	۷/۱۴	۶/۷۱	۶/۷۷		۱/۱۰	۰/۹۵	۰/۹۰	۰/۹۱
W14	حداقل		۵۳/۹	۴۶/۴	۴۳/۵	۴۴/۸		۱/۰۸	۰/۹۳	۰/۸۷	۰/۹۰
	متوسط	۴۹/۹	۵۴	۴۶/۶	۴۳/۸	۴۴/۲	۱/۱۳	۱/۰۸	۰/۹۳	۰/۸۸	۰/۸۹
	حداکثر		۵۴	۴۶/۶	۴۳/۸	۴۴/۲		۱/۰۹	۰/۹۴	۰/۸۸	۰/۸۹
W21	حداقل		۱۱۷/۵	۱۰۴	۹۵/۸	۹۸/۴		۱/۰۶	۰/۹۴	۰/۸۶	۰/۸۹
	متوسط	۱۱۱/۱	۱۱۷/۷	۱۰۴/۷	۹۶/۹	۹۸/۴	۱/۱۳	۱/۰۶	۰/۹۴	۰/۸۷	۰/۸۹
	حداکثر		۱۱۷/۹	۱۰۵/۱	۹۷/۴	۹۸		۱/۰۶	۰/۹۵	۰/۸۸	۰/۸۸

جدول ۵- خلاصه نتایج مقایسه‌ای تحلیل نمونه‌های RBS و HBS در محل تضعیف شده

تیر	فاصله	M_p^{WHBS}	M_p^{FHBS}	M_p^{WFHBS}	M_{max}^{WHBS}	M_{max}^{FHBS}	M_{max}^{WFHBS}	M_{max}^{RBS}	M_{max}/M_p	$M_{max}^{WHBS}/M_p^{WHBS}$	$M_{max}^{FHBS}/M_p^{FHBS}$	$M_{max}^{WFHBS}/M_p^{WFHBS}$	M_{max}^{RBS}/M_p^{RBS}
W6	حداقل	۷	۵/۱۷	۴/۶۲	۷/۹۸	۶/۹۸	۶/۵۵	۶/۶۷		۱/۱۴	۱/۳۵	۱/۴۲	۱/۳۴
	متوسط	۷	۵/۱۷	۴/۶۲	۷/۸۹	۶/۸۷	۶/۴۴	۶/۵۴	۱/۱۲	۱/۱۳	۱/۳۳	۱/۴۰	۱/۳۱
	حداکثر	۷	۵/۱۷	۴/۶۲	۷/۸۶	۶/۸۴	۶/۴۳	۶/۴۹		۱/۱۲	۱/۳۲	۱/۳۹	۱/۳۰
W14	حداقل	۴۶/۶	۳۴/۲	۳۰/۹	۴۹/۳	۴۲/۷	۳۹/۹	۴۰/۱		۱/۰۶	۱/۲۵	۱/۲۹	۱/۲۰
	متوسط	۴۶/۶	۳۴/۲	۳۰/۹	۴۹/۹	۴۳	۴۰/۵	۴۰/۸	۱/۱۳	۱/۰۷	۱/۲۶	۱/۳۲	۱/۲۲
	حداکثر	۴۶/۶	۳۴/۲	۳۰/۹	۴۹/۴	۴۲/۷	۴۰/۱	۴۰/۳		۱/۰۶	۱/۲۵	۱/۳۰	۱/۲۱
W21	حداقل	۱۰۰	۷۹/۶	۶۸/۶	۱۰۷/۸	۹۵/۴	۸۷/۹	۹۰/۲		۱/۰۸	۱/۲۰	۱/۲۸	۱/۱۵
	متوسط	۱۰۰	۷۹/۶	۶۸/۶	۱۰۶	۹۴/۲	۸۷/۲	۸۸/۶	۱/۱۳	۱/۰۶	۱/۱۸	۱/۲۷	۱/۱۳
	حداکثر	۱۰۰	۷۹/۶	۶۸/۶	۱۰۴/۵	۹۳	۸۶/۳	۸۶/۸		۱/۰۵	۱/۱۷	۱/۲۶	۱/۱۱

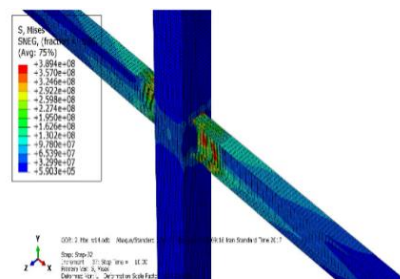
برش پایه طراحی سازه می‌باشد. برخی از عوامل مانند توزیع نیروهای داخلی، محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای مربوط به تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، بیشتر بودن مقاومت واقعی مصالح، سخت-شوندگی کرنشی، بزرگ‌تر در نظر گرفتن مقاطع نسبت به مقاطع موردنیاز و باعث اضافه مقاومت سازه می‌شوند.



شکل ۱۷- نمودار منحنی ظرفیت یک سازه متعارف (Akbari)

Mofid و Hamed، ۲۰۱۶

از آنجایی که نیروهای طراحی سازه‌ها با توجه به فرآیند طراحی بر اساس ضریب رفتار کاهش می‌یابند، بنابراین سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های بزرگ وارد محدوده تغییر شکل‌های غیرارتجاعی می‌شوند. با توجه به منحنی شکل (۱۷) تغییر مکان جانبی واقعی طراحی از حاصل ضرب تغییر مکان‌های جانبی به‌دست آمده از یک تحلیل ارتجاعی در ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان به



شکل ۱۶- توزیع تنش وون میزس در دوران ۰.۶٪ برای نمونه W14_F_HBS

۳-۴- ضرایب عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی با تیر HBS

آیین‌نامه ATC19 (۱۹۹۵) با استفاده از نمودار منحنی ظرفیت سازه برای محاسبه ضریب رفتار رابطه‌ای به صورت معادله (۲) معرفی نمود:

$$R = R_s \times R_\mu \times R_R \quad (2)$$

که $R_s = C_y/C_s$ ضریب اضافه مقاومت، R_μ ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری سازه و R_R ضریب مربوط به نامعینی سازه می‌باشد که در این سازه برابر یک است. همان‌طور که در شکل (۱۷) نشان داده شده است، C_e حداکثر ضریب برش پایه در حالت ارتجاعی سازه، C_y ضریب برش سازه در آستانه تسلیم و C_s ضریب

مثلی و یکنواخت، ضرایب عملکرد لرزه‌ای در جدول (۷) نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود برای همین تعداد محدود مدل‌ها، مقادیر ضرایب عملکرد لرزه‌ای با اختلاف جزئی برابر مقادیر پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) برای قاب خمشی ویژه است.

جدول ۷- ضرایب عملکرد لرزه‌ای						
نوع بارگذاری			مثلی			یکنواخت
تعداد طبقه			۵	۱۰	۱۵	۵ ۱۰ ۱۵
Ω			۳/۳	۳/۵	۳/۳	۴/۱ ۴/۵۵ ۴/۲۵
μ			۱/۸۷	۱/۶۷	۱/۶	۱/۶۲ ۱/۵۷ ۱/۶۵
C_d			۶/۳	۵/۸	۵/۳	۶/۶ ۷/۱ ۵/۵
R_u (ATC 19, Newmark- Hall)			۱/۷	۱/۶۷	۱/۶	۱/۶۲ ۱/۵۷ ۱/۵۵
R_u (Nassar- Krawinkler)			۱/۸۷	۱/۶۹	۱/۶۲	۱/۶۴ ۱/۵۹ ۱/۶۶
R (ATC19, Newmark- Hall)			۵/۶	۵/۸	۵/۳	۶/۶ ۷/۱ ۶/۶
R (Nassar- Krawinkler)			۵/۲	۵/۹	۵/۳	۶/۷ ۷/۲ ۷

۴- نتیجه‌گیری

با توجه به مطالعات و تحلیل‌های انجام شده در این پژوهش، می‌توان نتیجه‌گیری‌های کلی زیر را بیان نمود:

- در اتصال جوشی معمولی در نزدیکی اتصال تیر به ستون کرنش‌های پلاستیک در بال تیر مشاهده گردید، که این امر باعث کاهش سطح اطمینان به این اتصال شده است. تمامی اتصالات مطرح‌شده در این مطالعه که به منظور تقویت عملکرد لرزه‌ای اتصال جوشی معمولی پیشنهاد گردید، باعث شد که مفصل پلاستیک در فاصله‌ای دور از بر ستون تشکیل گردد.

- در تیرهای RBS به علت ضعیف کردن مقطع تیر در محل مفصل پلاستیک امکان ایجاد مودهای کم‌انرژی (کمانش موضعی جان و بال، کمانش پیچشی- جانبی) و ممانعت از جاری شدن کل مقطع تیر در محل مفصل پلاستیک وجود داشت که در اتصال HBS این ضعف‌ها تا حد قابل چشمگیری برطرف شده و به تأخیر انداخته شدند.

- منطقه حرارت یافته با عملکرد پلاستیک خود، انرژی به-مراتب بیشتری در مقایسه با اتصال بر ستون جذب کرده و یک مفصل کنترل‌کننده با شکل‌پذیری زیاد به وجود می‌آورد. از طرفی هرچقدر لنگر رسیده به اتصال تیر به ستون کوچک‌تر باشد، به جوش شیار ضعیف‌تری جهت اتصال احتیاج است و با توجه به این‌که اکثر ضعف اتصالات به خاطر جوش است، لذا در چنین حالتی احتمال شکست کاهش می‌یابد. این تضعیف بدون تغییر سختی الاستیک تیر اتفاق می‌افتد.

دست می‌آید. به همین منظور اکثر آیین‌نامه‌های طراحی پیشنهاد می‌کنند که ابتدا یک تحلیل ارتجاعی انجام گیرد، سپس با ضرب تغییر مکان‌های به دست آمده از آن در یک ضریب افزایش دهنده (C_d) تغییر مکان‌های واقعی سازه تخمین زده شوند. در روش طراحی LRFD در سازه‌های فولادی، مقدار C_d برابر است با:

$$C_d = \frac{\delta_u}{\delta_s} \quad (۳)$$

که در آن δ_u و δ_s به ترتیب تغییر مکان نهایی و تغییر مکان متناظر با ضریب برش پایه طراحی است. بر اساس آیین‌نامه ATC19 (۱۹۹۵) ضریب R_u برای سیستم‌های ارتجاعی-خمیری با استفاده از معادله (۴) محاسبه می‌شود. این رابطه براساس رابطه پیشنهادی Newmark- Hall بیان شده است.

$$T \leq 0.03 \text{ sec} \Rightarrow R_u = 1$$

$$0.12 \text{ sec} \leq T \leq 0.5 \text{ sec} \Rightarrow R_u = \sqrt{2\mu - 1} \quad (۴)$$

$$T \geq 1 \text{ sec} \Rightarrow R_u = \mu$$

که در آن T مقدار زمان تناوب سازه بوده و پارامتر μ نیز مطابق رابطه (۵) تعریف می‌شود.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (۵)$$

که در آن δ_y تغییر شکل متناظر با ضریب برش پایه تسلیم است. روابط دیگری نیز توسط محققین برای محاسبه ضریب R_u پیشنهاد شده است که در ادامه به رابطه Nassar-Krawinkler پرداخته می‌شود.

$$R_u = [c(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{\alpha}} \quad (۶)$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T}$$

که در این رابطه α سختی بعد از تسلیم بوده و به صورت درصدی از سختی ارتجاعی بیان می‌شود. a و b که پارامترهای برازش (رگرسیون) هستند برای مقادیر مختلف α از جدول (۶) به دست می‌آیند.

جدول ۶- ضرایب پیشنهادی Nassar و Krawinkler برای

محاسبه R_u		
b	a	α
۰/۴۲	۱/۰۰	۰/۰۰
۰/۳۷	۱/۰۰	۰/۰۲
۰/۲۹	۰/۸۰	۰/۱۰

پس از انجام تحلیل پوش‌آور با ۲ الگوی بار جانبی متفاوت

گسترده‌گی آن در ناحیه تضعیف شده و جلوگیری از ترد شکنی اتصال است.

- در تحلیل‌های شبه‌استاتیکی نزدیک گسل که مقطع W14_F_HBS_Ave به دلیل عملکرد قابل قبول در بخش مطالعات پارامتریک انتخاب شده بود، نشان داد که می‌تواند با تشکیل مفصل پلاستیک در محل حرارت داده شده و رفتار هیستریزس پایدار، عملکرد لرزه‌ای مناسبی در این شرایط نیز از خود نشان دهد.

- مقدار میانگین برای ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی ویژه با تیر F_HBS برابر با ۶/۲ پیشنهاد می‌گردد. با توجه به محدودیت مدل‌های بررسی شده در این پژوهش، تعیین مقدار دقیق و قطعی نیازمند مطالعات بیشتری است. همچنین به دلیل وابستگی مقادیر ضرایب عملکرد لرزه‌ای به نوع بارگذاری و تعداد طبقات سیستم‌های سازه‌ای، بهتر است در مطالعات آینده، برای تعیین این ضرایب روابطی حاصل شود که این عوامل به‌عنوان متغیرهای مستقل در نظر گرفته شده باشند.

- با توجه به مطالعات صورت گرفته در این مقاله و مشاهده عملکرد لرزه‌ای قابل قبول اتصالات F_HBS در حالت Ave در هر دو حوزه نزدیک و دور از گسل، این قاب‌های خمشی می‌توانند جایگزین مناسبی برای دیگر سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای باشند. در توجیه برتری حالت F_HBS می‌توان گفت که این نتیجه به دلیل مشارکت بیشتر بال نسبت به جان در مقاومت خمشی است. به همین دلیل در بررسی ضرایب عملکرد لرزه‌ای حالت F_HBS در نظر گرفته شد. در صورتی که نیاز به کاهش بیشتر لنگر نیاز در بر ستون بوده و جذب انرژی بیشتری مطلوب باشد، با قبول مقاومت و سختی کمتر می‌توان از حالت WF_HBS نیز استفاده کرد.

۵- مراجع

- Akbari Hamed A, Mofid M, "Parametric study and computation of seismic performance factors of braced shear panels", Scientia Iranica A, 2016, 23 (2), 460-474.
- American Institute of Steel Construction (AISC), "Seismic provisions for structural steel buildings", AISC-341, Chicago, Illinois, 2010.
- American Institute of Steel Construction (AISC), "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", AISC-358, Chicago, Illinois, 2010
- Applied Technology Council (ATC), "Structural response modification factors", ATC-19, Redwood City, California, 1995.
- Bruneau M, Uang CM, Whittaker A, "Ductile design of steel structures", McGraw-Hill, 1998.
- Chi B, Uang Ch, Chen A, "Seismic rehabilitation of pre-Northridge steel moment connections: A case study", Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62 (8), 783-792.
- Comite Europeen de Normalisation (Eurocode 8), "Design of structures for earthquake resistance",

- توزیع تسلیم‌شدگی در تیرهای HBS بیشتر از RBS است. به طوری که در حالت HBS در کل سطح حرارت داده شده توزیع می‌شود ولی در حالت RBS بیشتر در مرکز بال کاهش یافته است. این امر به همراه کاهش مقاومت تسلیم فولاد حرارت دیده، باعث توزیع یکنواخت و کاهش میزان تنش و کرنش در ناحیه تضعیف یافته می‌شود و در نتیجه می‌توان از ظرفیت مقطع استفاده بهینه‌تری کرد.

- شکل‌های توزیع تنش وون میزس نشان‌دهنده رفتار شکل-پذیر اتصالات بوده به طوری که تنش در چشمه اتصال کمتر از حد الاستیک است و چشمه اتصال به طور ارتجاعی عمل کرده است.

- تیرهای HBS به‌خوبی وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند و مجموعه بارگذاری شده، رفتار چرخه‌ای مناسبی را از خود نشان دادند. با توجه به نتایج به‌دست آمده مشاهده می‌شود که اتصال مورد مطالعه در تمامی مدل‌ها به ظرفیت چرخشی بیشتر از ۰/۰۴ رادیان می‌رسد که حداقل معیار شکل‌پذیری برای قاب‌های خمشی ویژه می‌باشد. این نتیجه بیانگر شکل‌پذیری بسیار خوب این اتصالات است. همچنین در منحنی‌های هیستریزس رسم شده می‌توان دید که پس از روند افزایشی مقاومت اتصال، یک افت مقاومتی به‌وجود آمده که این کاهش مقاومت در اثر بروز کمانش در بال و جان تیر گسترش پیدا می‌کند. این کاهش مقاومت، به حدی نیست که برای اتصال مشکل‌ساز شود، زیرا همان‌طور که در منحنی‌های ممان-دوران همه مدل‌ها دیده می‌شود، مقاومت خمشی به‌دست آمده تا مراحل آخر بارگذاری، از میزان ۸۰٪ ظرفیت خمشی پلاستیک تیر بیشتر است. در تمامی مدل‌ها تا رسیدن به زاویه چرخش حداقل ۰/۰۴ رادیان، افت قابل‌ملاحظه‌ای به‌وجود نمی‌آید.

- مدل‌های W_HBS و F_HBS ظرفیت باربری و سختی بیشتری را نشان می‌دهند. در مقابل مدل‌های F_HBS و WF_HBS به دلیل چاق بودن رفتار نمودار هیستریزس جذب انرژی بیشتری دارند. در حالت کلی نمونه F_HBS در مقایسه با W_HBS به دلیل مشارکت پایین جان در رفتار خمشی و WF_HBS به دلیل سختی و ظرفیت کمتر عملکرد بهتری دارد.

- ظرفیت باربری برای تیرها در فواصل Ave، Min و Max تقریباً برابر است. به همین دلیل برای افزایش ضریب اطمینان، محدوده داخلی بازه‌های مجاز آیین‌نامه‌های مختلف برای پارامترهای a و b (حالت Ave) برای اجرا و استفاده از اتصالات HBS پیشنهاد می‌گردد.

- کمتر بودن نسبت M_{max}/M_p در بر ستون و بیشتر بودن این نسبت در مرکز نواحی تضعیف شده نمونه‌های اتصالات F_HBS، WF_HBS و RBS نسبت به اتصال تیر-ستون معمولی، نشان دهنده دور شدن ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون و

- Saleh A, Zahrai S M, Mirghaderi S R, "Experimental study on innovative tubular web RBS connections in steel MRFs with typical shallow beams", *Structural Engineering and Mechanics*, 2016, 57 (5), 785-808.
- Uang CM, Kent Yu QS, Noel Sh, Gross J, "Cyclic testing of steel moment connections rehabilitated with RBS or welded haunch", *Journal of Structural Engineering*, 2000, 126 (1), 57-68.
- Wilkinson S, Hurdman G, Crowther A, "A moment resisting connection for earthquake resistant structures", *Journal of Constructional Steel Research*, 2006, 62 (3), 295-302.
- Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, Brussels, 2005.
- Engelhardt MD, Sabolt TA, "Seismic-resistant steel moment connections: developments since the 1994 Northridge earthquake", *Progress in Structural Engineering and Materials*, 1997, 1 (1), 68-77.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) 350, "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings", FEMA-350, Washington DC, 2000.
- Gilton Ch S, Uang Ch, "Cyclic Response and Design Recommendations of Weak-Axis Reduced Beam Section Moment Connections", *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128 (4), 452-463.
- Hedayat AA, Celikag M, "Post-Northridge connection with modified beam end configuration to enhance strength and ductility", *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65 (7), 1413-1430.
- Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc.- Dassault Systemes, "ABAQUS/Standard User's Manual", Pawtucket (RI), US, 2017.
- International Code Council (IBC), "International Building Code", IBC-2012, USA, 2011.
- Iwankiw NR, Carter CJ, "The Dogbone: a new idea to chew on", *Modern steel construction*, AISC, 1996, 36 (4), 18-23.
- Iwankiw NR, "Seismic Design Enhancements and the Reduced Beam Section Detail for Steel Moment Frames", *Practice Periodical on Structural Design and Constructuin*, 2004, 9 (2), 87-92.
- Jin J, El-Tawil S, "Seismic performance of steel frames with reduced beam section connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 2005, 61 (4), 453-471.
- Kim K, Engelhardt MD, "Nonprismatic Beam Element for Beams with RBS Connections in Steel Moment Frames", *Journal of Structural Engineering*, 2007, 133 (2), 176-184.
- Krawinkler H, Gupta A, Medina R, Luco N, "development of loading histories for testing of steel beam-to-column assemblies", Prepared for the SAC Steel Project, Department of Civil and Enviromental Engineering, Stanford University, Palo Alto, California, 2000.
- Mirghaderi SR, Torabian S, Imanpour A, "Seismic performance of the Accordion-Web RBS connection", *Journal of Constructional Steel Research*, 2010, 66 (2), 277-288.
- Morrison M, Schweizer D, Hassan T, "An innovative seismic performance enhancement technique for steel building moment resisting connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 2015, 109, 34-46.
- Moslehi Tabar A, Deylami A, "Instability of beams with reduced beam section moment connections emphasizing the effect of column panel zone ductility", *Journal of Constructional Steel Research*, 2005, 61 (11), 1475-1491.
- Pachoumis DT, Galoussis EG, Kalfas CN, Christitsas AD, "Reduced beam section moment connections subjected to cyclic loading: Experimental analysis and FEM simulation", *Engineering Structures*, 2009, 31 (1), 216-223.

EXTENDED ABSTRACT

Numerical Investigation on Seismic Behavior of Novel Moment Connections with Heat-Treated Beam Sections

Arash Akbari Hamed*, Hesam Bafandeh Nobari

Faculty of Civil Engineering, Sahand University of Technology, Tabriz, Iran

Received: 23 September 2018; Accepted: 15 July 2019

Keywords:

Moment connection, Reduced beam section, Heat-treated beam section, Seismic performance, Near-fault.

1. Introduction

Morrison et al. (2015) proposed a controlled heating process for steel in which every property of steel remains constant except its strength (i.e. yielding strength). This novel idea is used for the weakening of beam sections as reduced beam section (RBS) moment connections do. Therefore, plastic hinges develop away from the column face. In this paper, in addition to study the near-fault effects on this type of moment connections, parametric analyses are performed. Moreover, the seismic performance of this new weakened connection is evaluated using nonlinear static analyses. With regards to the obtained results, the best region of beam for heating is determined and seismic performance factors are proposed.

2. Methodology

2.1. Parametric analyses

In this study, the finite element modeling was verified based on an experimental specimen (Morrison et al., 2015). The modeling process was performed by ABAQUS software using reduced integration 4-node general-purpose shell elements with hourglass control which considers finite membrane strains. As the purpose is to overcome disadvantages of common RBS connection by substitution of this new heat-treated beam section (HBS), regarding to the recommended ranges of building codes for geometrical properties of the weakened zone, 3 different statuses were selected. The selected statuses were studied on W6x16, W14x48, and W21x73 cross-sections with only flange (F_HBS), only web (W_HBS) along with both flange and web (WF_HBS) heat-treatments.

2.2. Study on the effects of near-fault loading history

Due to the importance of near-fault ground motions and their destructive effects, the proposed cyclic loading history by Krawinkler et al. (2000) was used for the evaluation of seismic behavior of HBS connections. In this section, the model had 2 beams that were connected to the column and they were modeled in ABAQUS in the same way as mentioned in section 2.1.

2.3. Seismic Performance factors

To estimate seismic performance factors, 2 dimensional 5-, 10- and 15-story building models were analyzed by the nonlinear static procedure in SAP2000. For the definition of bending plastic hinge behavior in beams, the envelop curve of the obtained hysteretic curves was used. Finally, response modification factor, overstrength factor and displacement amplification factor were estimated using the ATC19 approach.

* Corresponding Author

E-mail addresses: akbarihamed.a@sut.ac.ir (Arash Akbari Hamed), h_bafandeh@sut.ac.ir (Hesam Bafandeh Nobari).

3. Results and discussion

The hysteretic curve of bending moment against drift ratio at column face for W14_F_HBS, W14_W_HBS, and W14_WF_HBS is shown in Fig. 1. Regarding to Fig. 1, there is no significant strength reduction until 4% drift ratio which is an acceptable ductility limit for special moment-resisting frames. At last steps of loading, due to some minor local buckling in flange or web of models, strength degradation is observed; however, up to 6% drift ratio, moment strength is not less than 80% of the plastic moment of section.

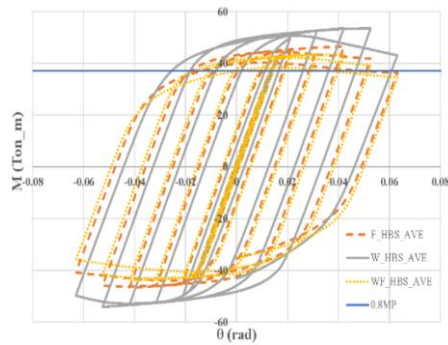


Fig. 1. Hysteretic curve of $M-\theta$ for W14

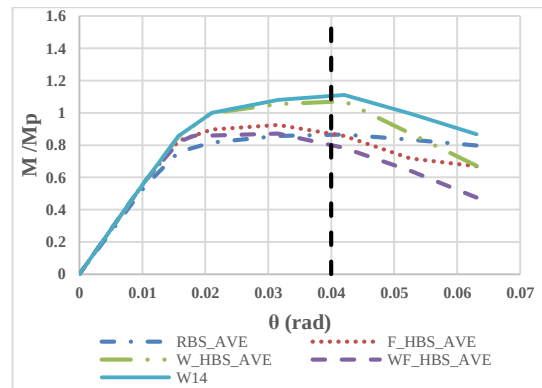


Fig. 2. Comparison of envelop curves at column face for W14, W14_RBS and W14_HBS

With respect to Fig. 2, it is shown that M/M_p for W14, and W14_W_HBS is more than 1 which means plastic hinge develops at column face that in turn causes brittle fracture at connection. In contrast, 3 models of W14_RBS, W14_F_HBS and W14_WF_HBS have a value less than 1 for M/M_p . Moreover, it is concluded that the models in which only flange or both flange and web are heat-treated, there is a similar strength, stiffness, and ductility values with respect to RBS.

However, in both of the weakening methods, the material inelasticity is developed at the desired location, but there are differences in the distribution and amount of stress and strain (Fig. 3). In the case of F_HBS, due to the reduced yielding strength of the beam flange along with not area reduction in the flange, the amount of stress decreased. Moreover, the extension of inelasticity along the heat-treated region caused the strain values to decrease. Also, due to the fact that in this novel method, in contrast to the RBS, the flange area is not variable, the distribution of stress and strain is almost uniform and linear. This stress reduction along with no area change in the HBS cross-section increase resistance to buckling. In addition, it can be noted that the performance of F_HBS beams has been extended over the entire heat-treated region, but for the RBS beams, it is more concentrated in the center of the reduced area.

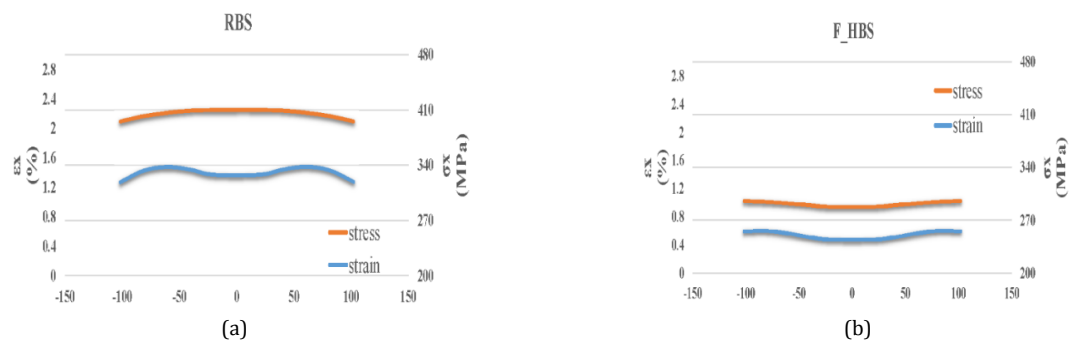


Fig. 3. Stress and strain distribution across beam flange at the center of the weakened region for W14_Ave at 2% drift ratio

The obtained hysteresis curve for applied near-fault loading history (Fig. 4), indicates the acceptable seismic performance of these connections without any strength degradation in both near and far fault zones. For evaluation of the global behavior of HBS connections, seismic performance factors have been estimated by ATC 19 approach. In this study, two kinds of triangular and uniform lateral loading distribution have been considered and ductility reduction factors were calculated based on two approaches of Newmark-Hall and Nassar-Krawinkler. Table 1 shows the estimated values.

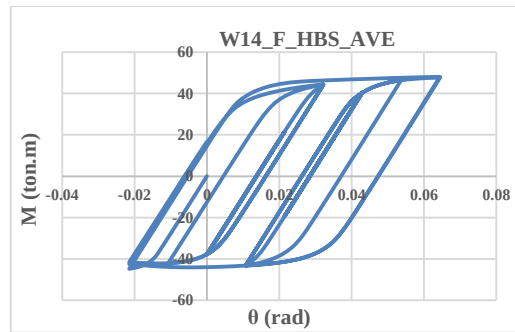


Fig. 4. M- θ hysteretic curve for W14_HBS_Ave under near-fault loading history

Table 1. Seismic performance factors

Type of loading	Triangular loading			Uniform loading		
No. of story	5	10	15	5	10	15
Ω	3.3	3.5	3.3	4.25	4.55	4.1
μ	1.87	1.67	1.6	1.65	1.57	1.62
C_d	6.3	5.8	5.3	5.5	7.1	6.6
R_{μ} (ATC 19, Newmark-Hall)	1.7	1.67	1.6	1.55	1.57	1.62
R_{μ} (Nassar-Krawinkler)	1.87	1.69	1.62	1.66	1.59	1.64
R (ATC19, Newmark-Hall)	5.6	5.8	5.3	6.6	7.1	6.6
R (Nassar-Krawinkler)	5.2	5.9	5.3	7	7.2	6.7

4. Conclusions

Regarding to the obtained results from the numerical investigation of this study, it can be concluded that HBS connections have the same strength as RBS in addition to the elimination of buckling failure mode. Moreover, in F_HBS and WF_HBS connections, the value of the required bending moment to plastic moment ratio at column face has been reduced that in turn prevents brittle fracture. Generally, based on the observations, the F_HBS_Ave connections indicate acceptable seismic performance without any considerable strength degradation in both near and far fault zones. Based on the limited study on global behavior of these connections in this paper, the value of 6.2 is proposed for response modification factor for special moment-resisting frames with HBS beam-column connections.

5. Acknowledgments

Funding for this research was provided by Sahand University of Technology under a research project grant No. 30.22309 which is gratefully acknowledged.

6. References

- Krawinkler H, Gupta A, Medina R, Luco N, "development of loading histories for testing of steel beam-to-column assemblies", Prepared for the SAC Steel Project, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Palo Alto, California, 2000.
- Morrison M, Schweizer D, Hassan T, "An innovative seismic performance enhancement technique for steel building moment resisting connections", Journal of Constructional Steel Research, 2015, 109, 34-46.