

عملکرد اتصال پیچی لینک به دستک در قاب‌های خمشی درختی تحت اثر آتش‌سوزی

محمود یحیائی^{۱*}، عباس رضائیان^۲

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۲- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

چکیده

یکی از سیستم‌های سازه‌ای کارآمد در ساختمان‌های فولادی، قاب‌های خمشی درختی با اتصالات پیچی می‌باشند که در سال‌های اخیر به میزان وسیعی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. تحقیقات بسیار اندکی بر روی رفتار این سیستم در شرایط آتش‌سوزی صورت گرفته است. این مقاله به بررسی آزمایشگاهی رفتار تیر و اتصالات وصله‌ای پیچی در قاب‌های خمشی درختی تحت اثر آتش می‌پردازد. بدین منظور دو قاب فولادی با اتصالات متفاوت در مقیاس واقعی تحت اثر آتش استاندارد ایزو ۸۳۴ آزمایش گردید. رفتارهای سازه‌ای و حرارتی نمونه‌ها در آتش، شامل تاریخچه دماها، نمودارهای دما - خیز و زمان - خیز تیر، دما - دوران اتصال و مودهای خرابی مطالعه شده است. مشاهده گردید که اتصال تیر میانی به دستک به علت گسیختگی برشی پیچ‌های وصله بال بالایی در دمای بالاتر از 750°C دچار خرابی می‌گردد و این درحالیست که تیر خیزهای بزرگی بیش از یک بیستم دهانه را تجربه می‌نماید. همچنین استفاده از ورق‌های دوبل با پیچ‌های دوبرشه در وصله بال می‌تواند باعث بهبود تاب حرارتی و ظرفیت دورانی اتصالات وصله‌ای پیچی تیر شود.

کلمات کلیدی: مطالعه آزمایشگاهی، تیر فولادی، اتصال پیچی، مودهای خرابی، آتش

Performance of Link-To-Stub Bolted Connection in Column-Tree Moment Resisting Frames under Fire Conditions

Mahmood Yahyai^{1*}, Abbas Rezaeian²

1- Associate Professor, Department of Civil Engineering, K.N. Toosi University of Technology

2- PhD Scholar of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, K.N. Toosi University of Technology

Abstract

Column-tree moment resisting frames, as the efficient shop-welded and field-bolted structural systems, are used in many countries. Very limited research has been carried out on such systems under fire conditions. This paper presents experimental investigations of the behavior of beam and bolted splice connections in steel column-tree moment resisting frames exposed to fire. Two full-scale steel sub-frames with different splice connections were tested under ISO 834 standard fire. The flange splice plates were configured as a single plate with single shear bolts in first specimen, and as double plates with double shear bolts in second specimen. The observation of thermal and structural fire behaviors including temperature histories, temperature-deflection of the beam,

* مؤلف مسئول: محمود یحیائی yahyai@kntu.ac.ir

تاریخ دریافت مقاله: ۹۳/۱۰/۶، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۴/۷/۷

temperature-rotation of splice connections and failure modes were investigated. The temperature-deflection and temperature-rotation curves remained in the elastic range until about 600°C. Beyond 600°C, the behavior would be highly nonlinear plastic. The beam splice connection failed due to shear fracture of top bolts at temperatures beyond 750°C. Consequently, stub beam web failed at those temperatures because of block-shear. Using double plates with double shear bolts for flange splices would enhance the temperature resistance and rotational capacity of the beam splice connections. Both tests results confirmed that specimens retain the capacity to support the design load when the average beam temperature does not exceed 600°C. This temperature limit confirms the temperature criteria provided by ASTM E119 and ANSI/UL 263 for a restrained beam, and can be used to specify the minimum fire resistance criteria for beams in column-tree MRFs. The measured time-deflection curves showed that the restrained fire resistance rating for both unprotected specimens obtained about 15 minutes in both tests.

Keywords: Experimental study, Steel beam, Bolted connection, Failure modes, Fire.

۱- مقدمه

طراحی سازه در شرایط آتش سوزی به علت نیروهای داخلی ناشی از انبساط حرارتی، کاهش مقاومت در دمای بالا، خیزهای بسیار بزرگ و عوامل دیگر غالباً از پیچیدگی برخوردار است [۱]. در سال‌های اخیر تلاش‌های تحقیقاتی چشمگیری جهت شناخت بهتر رفتار سازه‌ها در شرایط آتش سوزی و همچنین ارائه راهکارهای طراحی مستدل برای برآورد میزان تحمل آتش سازه‌ها صورت گرفته و با توسعه آیین‌نامه‌های معتبر طراحی نظیر یوروکد [۲] و AISC [۳] همراه بوده است.

فائدتاً، شناخت عملکرد سازه‌های فولادی در آتش می‌بایست با مشاهده رفتار مدل‌های فیزیکی آغاز گردد. با این حال، اغلب آزمایش‌ها تا کنون بر روی اعضای منفرد سازه‌ای^۱ و اتصالات انجام شده است [۶-۴]. در این آزمایش‌ها بسیاری از جنبه‌های رفتار سازه‌ای ناشی از اندرکنش بین اعضای مجاور قابل مطالعه نمی‌باشند. از طرفی انجام آزمایش‌های آتش بر روی تیرها در یک سازه فولادی کامل نظیر آزمایش‌های آتش کاردینگتون بسیار گران خواهد بود [۷]. لذا آزمایش یک تیر فولادی با مهار محوری می‌تواند نیروهای واقعی وارد بر تیر و اتصالات آن در آتش سوزی را شبیه‌سازی نماید. تا کنون تعدادی از محققان با استفاده از این روش موفق به مطالعه رفتار تیرهای فولادی با برخی اتصالات در آتش گردیده‌اند [۸-۱۲]. از طرف دیگر با توجه به لزوم تهیه امکانات خاص و هزینه بالای انجام آزمایش‌های آتش بر روی سازه‌ها، بکارگیری مدل‌های عددی صحت‌سنجی شده ابزاری مفید و جذاب در این زمینه می‌باشد [۱۴-۱۳].

سیستم قاب خمشی درختی^۲ از سیستم‌های کارآمد و رایج سازه‌های فولادی در بسیاری از کشورهای جهان است. در این سیستم قطعات کوتاهی از تیر (دستک^۳) در کارخانه به ستون‌ها جوش می‌شوند و پس از نصب ستون‌های درختی در محل پروژه، بخش میانی تیر (لینک^۴) به سر دستک‌ها پیچ می‌شود [۱۵]. طراحی نامناسب اتصالات در سیستم درختی می‌تواند باعث گسیختگی زودرس در آتش سوزی شده و همان‌گونه که در ساختمان شماره ۵ مرکز تجارت جهانی مشاهده گردید، موجب خرابی پیش‌رونده سازه شود [۱۶]. لامالوا و همکاران [۱۷] با استفاده از آنالیز اجزاء محدود ثابت کردند که اتصالات سیستم درختی ساختمان شماره ۵ مرکز تجارت جهانی در فاز گرمایشی آتش سوزی گسیخته شده‌اند. به‌هرحال تا کنون گزارشی از مطالعه آزمایشگاهی تمام مقیاس تیرهای سیستم درختی در آتش منتشر نشده است و هدف این تحقیق بررسی رفتار اینگونه تیرها و اتصالات وصله‌ای پیچی آنها در حرارت بالا می‌باشد. بدین منظور دو قاب فولادی با اتصالات متفاوت در مقیاس واقعی تحت اثر آتش استاندارد آزمایش گردیده و رفتارهای سازه‌ای و حرارتی نمونه‌ها در آتش، شامل تاریخچه دماها، نمودارهای دما - خیز و زمان - خیز تیر، دما-دوران اتصال و مودهای خرابی مطالعه شده است.

1- Isolated structural members

2- Column-tree moment resisting frame

3- Stub beam

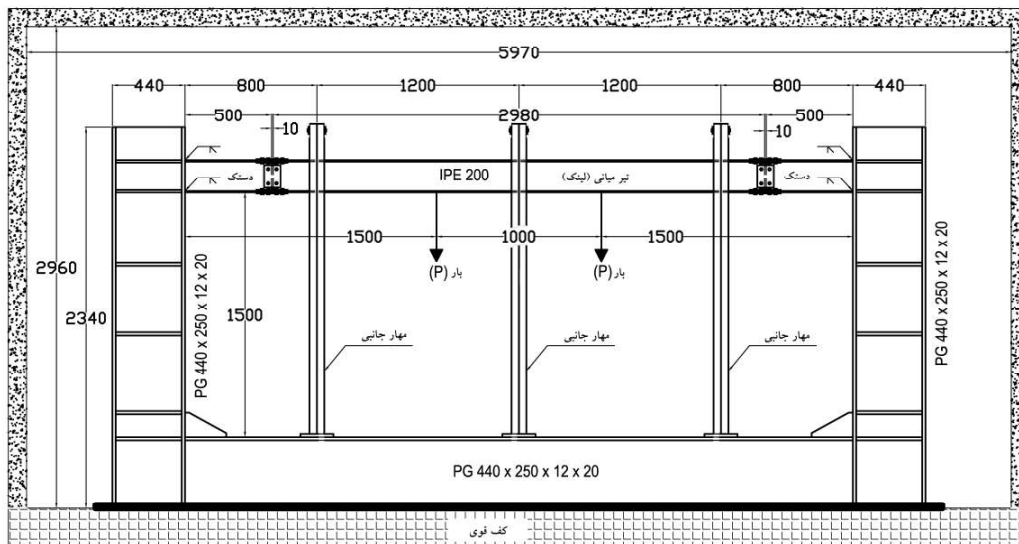
4- Link beam

۲- چیدمان آزمایش و نمونه‌ها

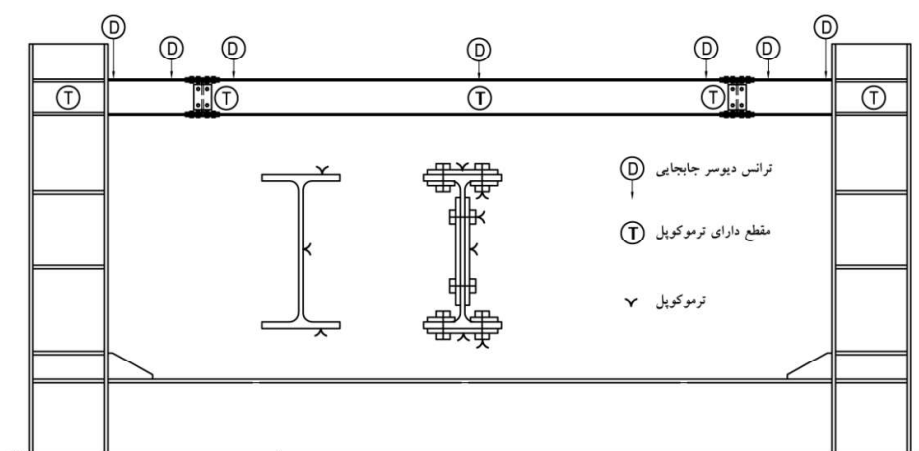
۲-۱- چیدمان آزمایش

جهت انجام آزمایش‌های آتش از یک کوره مکعب مستطیل به ابعاد داخلی $5970 \times 2930 \times 2960 \text{ mm}$ و مجهز به هشت مشعل گازسوز استفاده گردید. برای حصول حداکثر راندمان حرارتی، جداره داخلی کوره با دو لایه پشم سرامیک به ضخامت 75 mm پوشانده شده بود (شکل ۱). کوره به گونه‌ای تنظیم شده بود که میانگین دماهای اندازه‌گیری شده آن توسط شش ترموکوپل نوع k تقریباً از منحنی زمان-دمای استاندارد ایزو ۸۳۴ [۱۸] پیروی نماید.

چیدمان دو آزمایش انجام شده توسط مولفین شامل نمونه‌های نصب شده در یک قاب نگهدارنده قوی بود تا ممانعت محوری و اندرکنش بین تیر و سازه واقعی در آزمایش لحاظ گردد (شکل ۱). حرکت جانبی تیر در سه نقطه شامل وسط دهانه و یک پنجم دهانه از هرانتها مهار شده بود. کل قاب نگهدارنده به همراه سیستم مهارجانبی توسط یک لایه پتوی سرامیکی به ضخامت 50 mm عایق آتش شده بود. برای بارگذاری ثقلی نمونه‌ها از دو بار ثقلی هریک به میزان $20/6 \text{ kN}$ که به فاصله 500 mm از وسط دهانه تیر بطور متقارن اعمال می‌شدند، استفاده شد. روند انجام آزمایش شامل دو مرحله متوالی بود: ابتدا اعمال بارهای ثقلی ثابت و سپس روشن نمودن کوره و افزایش دما طبق استاندارد ایزو ۸۳۴ [۱۸] تا وقوع گسیختگی در اتصال تیر میانی به دستک.



شکل ۱: نمایی از کوره و چیدمان آزمایش



شکل ۲: چیدمان ابزارهای اندازه‌گیری روی نمونه

۲-۲- ابزارگذاری و اندازه‌گیری

برای مشاهده توزیع دما در نمونه‌ها تعداد زیادی ترموکوپل تیپ k روی جان و بال تیر، ورق‌های وصله، پیچ‌ها و قاب نگهدارنده نصب شده بود. برای حداقل نمودن اثرات ناخواسته دمای بالا، تمام ترانس دیوسرهای جابجایی^۱ بیرون کوره نصب شده بودند و خیز وسط دهانه تیر و طرفین اتصال را از طریق میله‌های رابط سرامیکی اندازه‌گیری می‌نمودند (شکل ۲). کلیه داده‌ها شامل دماها و جابجایی‌ها توسط یک سیستم کامپیوتری ثبت می‌گردید.

۳-۲- نمونه‌های آزمایشگاهی

در هر نمونه آزمایشگاهی دو دستک ۵۰۰ میلیمتری به ستون‌ها جوش داده شده و سپس یک تیر میانی به طول ۲۹۸۰ mm با استفاده از ورق‌های وصله جان و بال به دستک‌ها پیچ می‌شود (شکل ۱). همان‌گونه که در شکل‌های ۳ الف و ب نشان داده شده، وصله بال در نمونه S-1 بصورت تک ورق با پیچ‌های تک برشه و در نمونه S-2 بصورت دو ورقه با پیچ‌های دو برشه می‌باشد. مقطع تیرها پروفیل اروپایی IPE 200 و کلیه پیچ و مهره‌ها از رده ۸/۸ می‌باشند. تمامی سوراخ‌ها با توجه به آیین‌نامه سازه‌های فولادی آمریکا [۳] از نوع استاندارد، دو میلیمتر بزرگتر از قطر اسمی پیچ‌ها ایجاد شده‌اند.

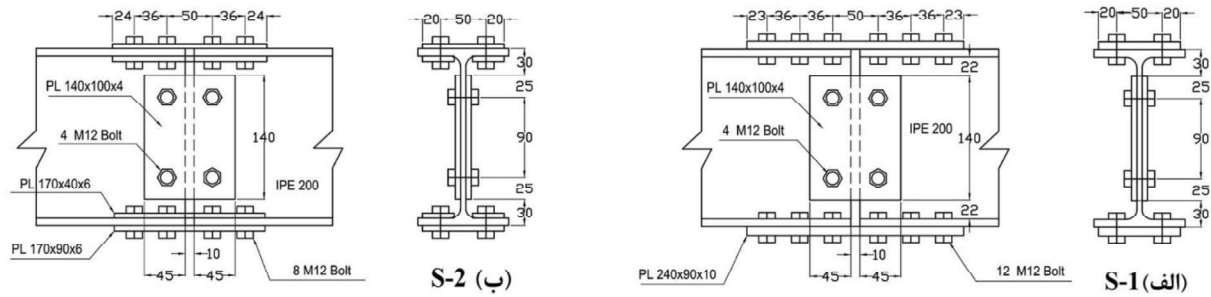
۴-۲- خواص مصالح

خواص مکانیکی فولاد در دمای محیط برای اجزاء نمونه‌ها با استفاده از آزمایش کشش استاندارد اندازه‌گیری شد. ابعاد مقاطع عرضی اجزاء نیز قبل از آزمایش نمونه‌ها در کوره بدقت ثبت گردید. خواص مکانیکی بدست آمده در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول ۱: خواص مکانیکی مصالح مصرفی در نمونه‌ها.

نوع مصالح	رده	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	مدول کشسانی (MPa)
تیر آهن	S۲۳۵	۲۴۲	۴۲۰	$۲/۰۶ \times ۱۰^۶$
ورق	S۲۳۵	۲۹۶	۴۴۲	$۲/۰۶ \times ۱۰^۶$
پیچ	۸/۸	۷۳۷	۹۶۳	$۲/۰۰ \times ۱۰^۶$

1- Displacement transducers (LVDT)

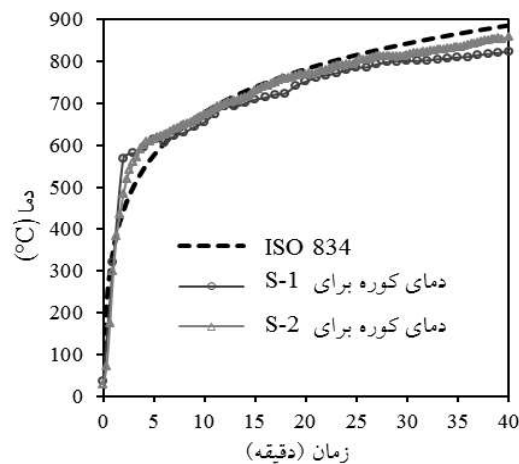


شکل ۳: جزئیات اتصالات نمونه‌ها (ابعاد به میلی‌متر)

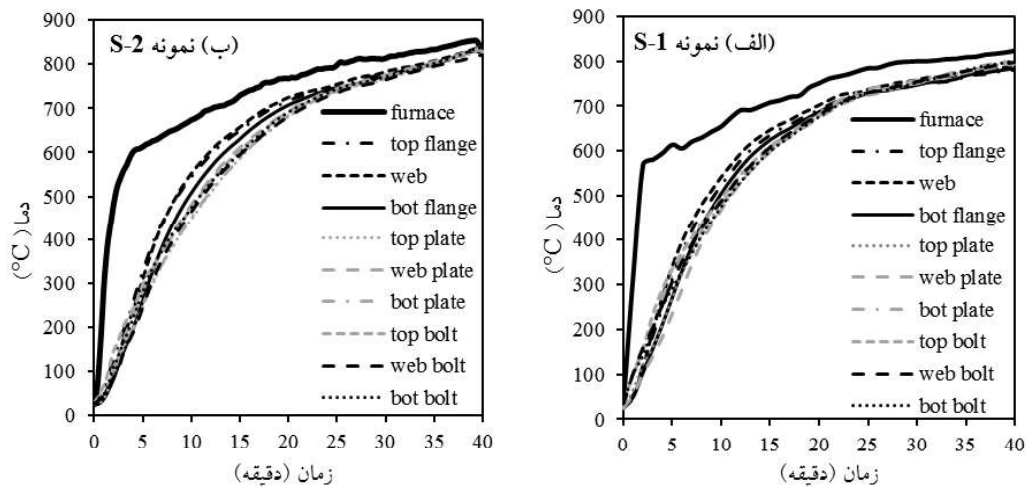
۳- نتایج آزمایش و بحث

۳-۱- توزیع دما

نمودارهای زمان-دمای کوره و آتش استاندارد ایزو ۸۳۴ در شکل ۴ مقایسه شده‌اند. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، دمای کوره بخوبی از منحنی استاندارد پیروی می‌نماید. تاریخچه دمایی نمونه‌ها شامل دمای جان و دو بال در وسط دهانه تیر و دمای ورق‌های وصله و پیچ‌های اتصال نیز در طول آزمایش اندازه‌گیری گردید (شکل ۲). با توجه به یکسان بودن روند دماها برای اتصالات طرفین تیر، دماهای تیر و اجزاء اتصال سمت چپ برای هر نمونه در شکل ۵ ارائه شده است. نتایج نشان داد که دمای اجزاء نمونه‌ها با اندکی اختلاف از روند مشابهی پیروی می‌کنند. اختلاف دما بین بال‌های بالا و پایین و همچنین بین اجزاء اتصال ناچیز بود. دمای میانگین قاب نگهدارنده نیز از 167°C فراتر نرفت که بر خواص مکانیکی آن و عملکرد نمونه‌ها تأثیری نداشت.



شکل ۴: نمودارهای آتش استاندارد ایزو ۸۳۴ و دمای میانگین کوره



شکل ۵: نمودارهای دمای کوره و توزیع دمای اجزاء نمونه‌ها

۳-۲- خیز تیر و دوران اتصال

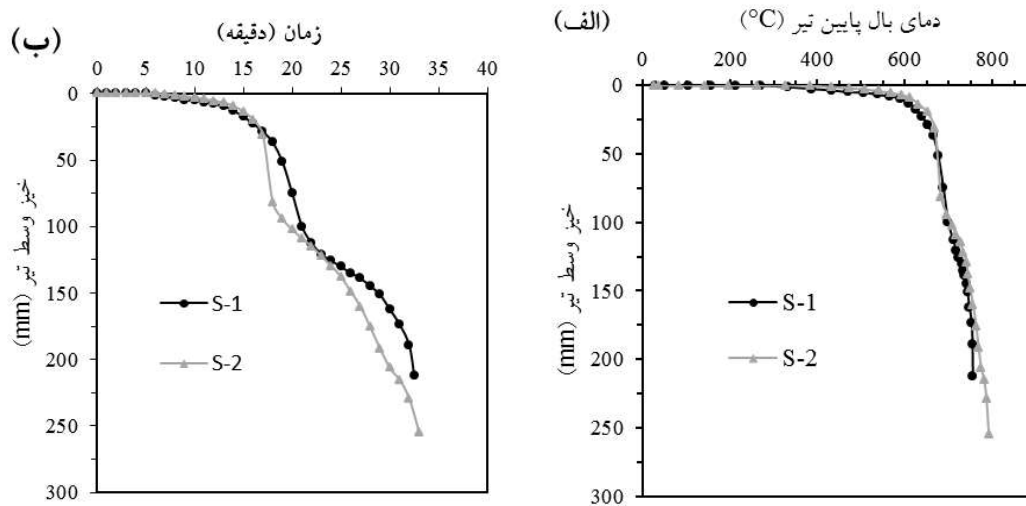
نمودارهای دما-خیز وسط دهانه تیر تا وقوع گسیختگی اتصال در شکل ۶ الف ارائه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود خیز تیر در سه فاز رخ داده است. در مرحله اول، خیز به‌طور خطی و بسیار آهسته افزایش یافت. وقتی که دمای بال پایین تیر به حدود 600°C رسید، به‌علت کاهش ناگهانی سختی و مقاومت فولاد، افزایش شدیدی در خیز اتفاق افتاد. نهایتاً در دماهای فراتر از 700°C نرخ خیز^۱ با دما کاهش یافت و با خیزهای بزرگی همراه بود. نمودارهای دما-خیز دو نمونه نشان می‌دهد که قبل از گسیختگی اتصال نمونه S-2 خیز و دمای بزرگتری را در مقایسه با S-1 تحمل نموده است.

خیز و نرخ خیز تیر با توجه به استاندارد BS-476 [۱۹] بررسی شده است. طبق این استاندارد هرگاه یکی از شرایط زیر ارضاء گردد، خرابی خمشی^۲ تیر رخ داده است:

- ۱) خیز تیر از یک بیستم طول آزاد دهانه تیر (L) بیشتر شود.
- ۲) خیز تیر از یک سی‌ام طول آزاد دهانه تیر (L) بیشتر باشد و نرخ خیز از L^2 تقسیم بر ۹۰۰۰ برابر عمق تیر (d) فراتر رود. در جدول ۲ این شرایط خرابی برای تیر IPE200 بکار رفته در نمونه‌ها خلاصه شده‌اند.

شکل ۶ ب نمودارهای زمان-خیز وسط دهانه تیر را نشان می‌دهد. تیر S-1، ۲۹ دقیقه پس از شروع آتش با خیز ۱۵۱ میلی‌متر و نرخ خیز ۱۱/۱ میلی‌متر بر دقیقه با ارضاء نمودن شرط دوم استاندارد BS-476 دچار خرابی خمشی گردید. سپس خیز تیر به افزایش خود ادامه داده و ۳۲/۵ دقیقه پس از شروع آتش به مقدار حداکثر ۲۱۲ میلی‌متر می‌رسد. در این هنگام، اتصال تیر به دستک در اثر گسیختگی پیچ‌ها خراب شد (شکل ۸). همان‌گونه که در شکل ۶ ب نشان داده شده تیر S-2، ۲۵ دقیقه پس از آغاز آتش با خیز ۱۳۸ میلی‌متر و نرخ خیز ۱۰/۹ میلی‌متر بر دقیقه، با ارضاء نمودن شرط دوم استاندارد BS-476 دچار خرابی خمشی شد و با ادامه افزایش خیز تیر به ۲۵۰ میلی‌متر، در زمان ۳۳ دقیقه پس از شروع آتش، اتصال تیر به دستک در اثر گسیختگی پیچ‌ها خراب شد (شکل ۹). همان‌گونه که در هر دو آزمایش مشاهده می‌شود، خرابی اتصال پس از وقوع شرط اول خرابی تیر اتفاق افتاد. خلاصه دماها و خیزهای ثبت‌شده در لحظه خرابی در جدول ۳ ارائه شده است.

1- Deflection rate
2- Flexural failure



شکل ۶: نمودارهای دما-خیز و زمان-خیز نمونه‌ها

جدول ۲: شرایط خرابی اعضای خمشی بر اساس BS-476 [۱۹]

مقطع عضو	شرایط خرابی در BS-476 [ارضاء (۱) یا (۲)]				
	ابعاد عضو		(۱)	(۲)	
	L (mm)	d (mm)	$L/20$ (mm)	$L/20$ (mm)	$L/(900d)$ (mm/min)
IPE۲۰۰	۴۰۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۱۳۳/۳	۸/۹

همچنین نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که چنانچه دمای میانگین تیر از ۶۰۰ درجه سانتی‌گراد فراتر نرود، نمونه‌ها ظرفیت تحمل بار طراحی را حفظ خواهند نمود. این حد دمایی با شرایط دمایی ارائه شده توسط ASTM E119 [۲۰] و ANSI/UL [۲۱] برای تیرهای با مهار محوری هم‌خوانی دارد و می‌توان آن را به عنوان حداقل شرایط تحمل آتش برای تیرها در سیستم مورد مطالعه در نظر گرفت. در استانداردهای IBC [۲۲] و NFPA 5000 [۲۳] مقدار حفاظت لازم برای ساختمان در برابر آتش توسط توان مقاومت به آتش^۱ تعیین می‌شود. این توان تحمل، مقدار زمان مشخصی است که اجزاء سازه‌ای ساختمان باید آتش استاندارد را تحمل نمایند. همان‌گونه که در منحنی‌های زمان-خیز اندازه‌گیری شده برای وسط دهانه تیر نمونه‌های S-1 و S-2 مشاهده می‌شود، توان تحمل برای تیرهای مهار شده در سیستم درختی پیچی مورد مطالعه حدود ۱۵ دقیقه بدست آمده است.

نمودارهای دما-دوران اتصال تیر به دستک در شکل ۷ ترسیم شده‌اند. این دوران‌ها با استفاده از تغییر مکان‌های نسبی طرفین اتصال بدست آمده‌اند. طبق نتایج بدست آمده، این دوران‌ها برای اتصالات دو طرف هر نمونه تقریباً متقارن هستند. همانطور که در شکل ۷ نشان داده شده، دوران اتصال با دما در سه فاز رخ داده است. در ابتدا رفتار تقریباً خطی بود. با افزایش دما تیر تمایل به انبساط داشت اما قاب نگهدارنده ممانعت کرده و درزهای بین تیر و دستک‌ها در محل اتصالات شروع به بسته‌شدن نمودند. سپس در دمای حدود ۶۰۰°C رفتار اتصال وارد فاز غیرخطی شد و تغییر شکل برشی پلاستیک پیچ‌های بال و لهیدگی^۲ جداره سوراخ‌ها شروع شد. این مرحله با دوران شدید اتصال و خیز پیش‌رونده تیر میانی همراه بود. سرانجام در دماهای بالاتر از ۷۰۰°C، نمودارها کاهش در نرخ دوران اتصال را نشان دادند.

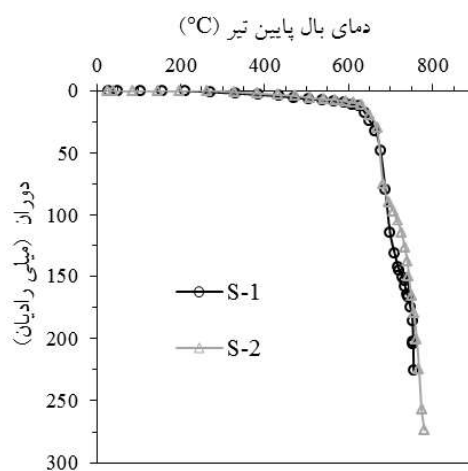
1- Fire resistance rating
2- Bearing deformation

وجود لنگر خمشی قابل توجه به همراه کاهش شدید مقاومت فولاد در دماهای بالا باعث گسیختگی اتصال گردید. همان گونه که مشاهده می شود، اتصال نمونه S-2 دوران و دمای بزرگتری را پیش از گسیختگی پیچ ها تحمل نمود. در واقع تغییر شکل بیشتر ورق های وصله بال و لهیدگی قابل توجه سوراخ های پیچ باعث افزایش ظرفیت دورانی اتصال در S-2 گردید.

جدول ۳: دما و خیز تیر در لحظه خرابی

شماره نمونه	نوع خرابی	دمای بال پایین تیر (°C)	دمای پیچ های بالایی (°C)	خیز وسط دهانه تیر (mm)
S-1	خرابی تیر*	۷۴۳	۷۴۷	۱۵۱
	خرابی اتصال	۷۵۵	۷۶۳	۲۱۲
S-2	خرابی تیر*	۷۴۴	۷۴۱	۱۳۸
	خرابی اتصال	۷۸۱	۷۷۸	۲۵۵

* طبق شرایط BS 476-20

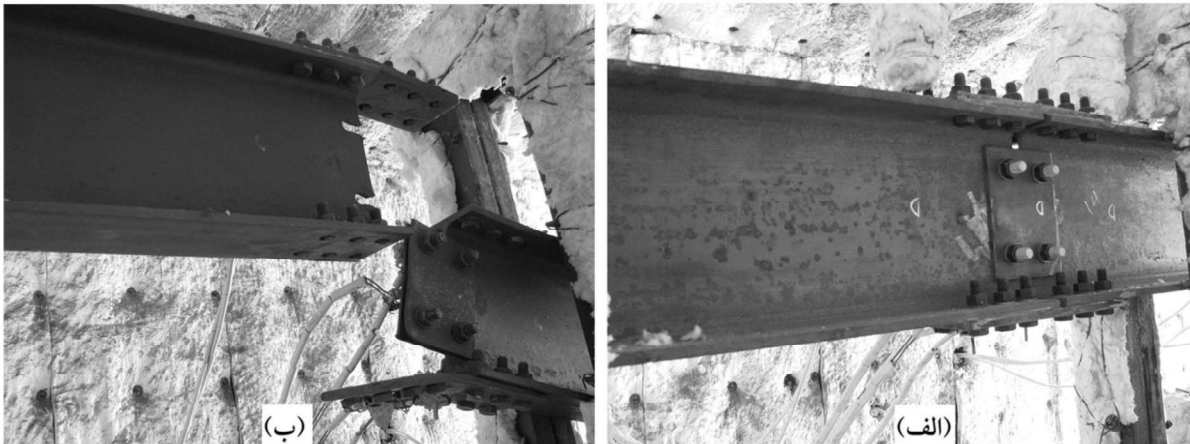


شکل ۷: نمودارهای دما - دوران اتصال

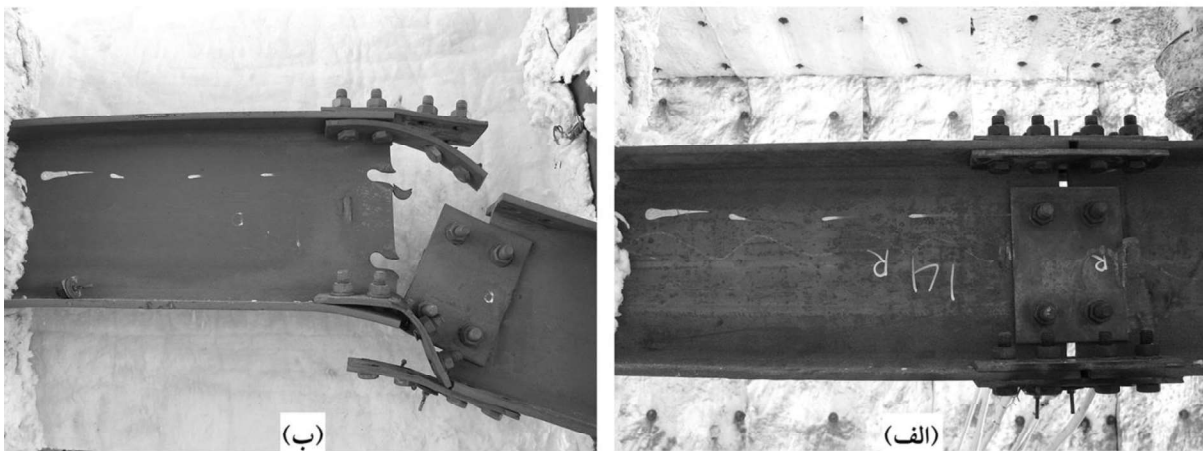
۴- مودهای خرابی

طی آزمایش ها مشاهده شد که نمونه ها منبسط گردیده و با فشردن پیچ ها به درون جداره سوراخ های جان و بال، درزهای بین تیر میانی و دستک ها را بستند. با افزایش دما سختی کاهش یافته و تیر دچار خیز قابل توجه ای شد. این خیز باعث دوران دو سر تیر میانی و فشار بال های پایین تیر میانی بر دستک ها گردید. سپس با زوال سختی فولاد و افزایش خیز، ادامه دوران دو سر تیر میانی باعث ایجاد کشش شدیدی در ورق وصله بال بالایی گردید. با افزایش دوران اتصال، تغییر شکل ناشی از لهیدگی در پیچ های بال بیشتر شده و تا گسیختگی کامل آنها پیش رفت.

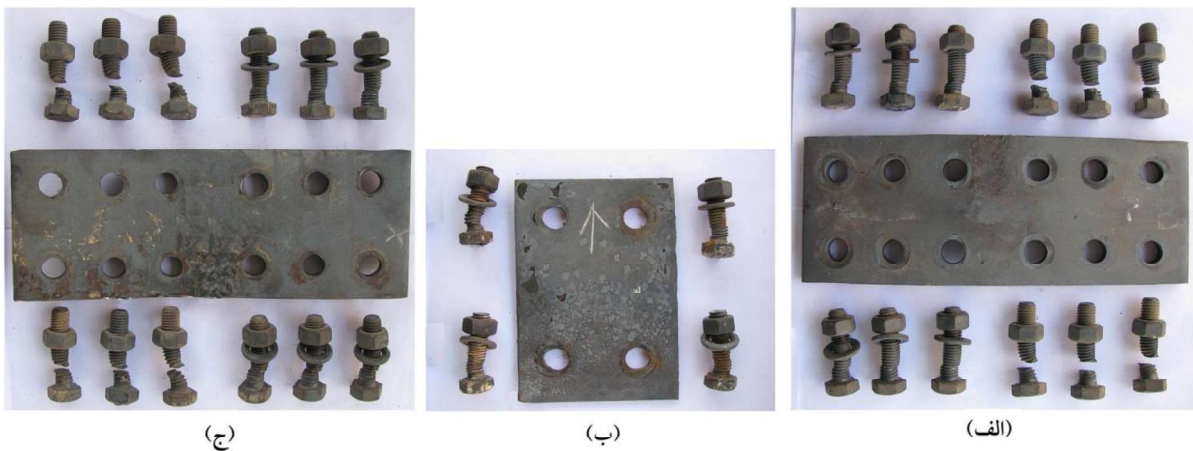
مود خرابی اتصالات پس از آزمایش نمونه های S-1 و S-2 در شکل های ۸ و ۹ نشان داده شده است. خرابی ها به ترتیب در وصله بال بالا، وصله جان و وصله بال پایین اتصال رخ داد. در نمونه S-1 گسیختگی تک برشه پیچ های متصل کننده ورق وصله به بال بالایی دستک باعث خرابی اتصال شد (شکل ۱۰ الف). در حالی که در نمونه S-2 تقریباً از ظرفیت تمام اجزاء استفاده گردید و گسیختگی دوبرشه در کلیه پیچ های بال رخ داد (شکل ۱۱ الف) و ورق های وصله تغییر شکل های قابل توجهی ناشی از لهیدگی جداره سوراخ ها را تجربه نمودند.



شکل ۸: اتصال S-1: الف) قبل از آزمایش، ب) مود خرابی پس از آزمایش



شکل ۹: اتصال S-2: الف) قبل از آزمایش، ب) مود خرابی پس از آزمایش

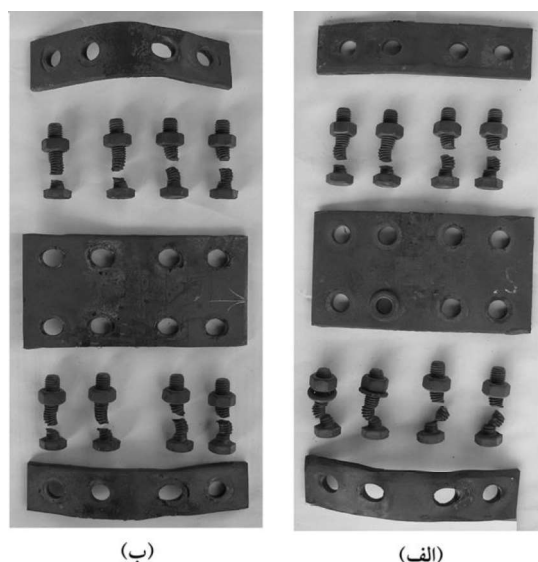


شکل ۱۰: مود خرابی اجزاء اتصال S-1: الف) وصله بال بالا، ب) وصله جان، ج) وصله بال پایین

همان‌گونه که در شکل‌های ۸ ب و ۹ ب مشاهده می‌شود در جان دستک، برش قالبی^۱ از سوراخ‌های پیچ‌ها تا لبه دستک‌ها و در جان تیر میانی لهیدگی قابل توجهی در جداره سوراخ‌ها رخ داده است. پیچ‌های جان نیز لهیدگی قابل توجهی را تجربه نموده‌اند (شکل ۱۰ ب). آخرین مرحله خرابی بعلت گسیختگی پیچ‌های وصله بال پایین بود. پیچ‌های مجاور درز اتصال، تغییر شکل‌های کششی و لهیدگی عمده‌ای را تجربه نموده و باریک‌شدگی^۲ بدنه پیچ‌ها قبل از گسیختگی مشاهده گردید (شکل‌های ۱۰ ج و ۱۱ ب).

۵- نتیجه‌گیری

در این مطالعه مودهای خرابی تیر و اتصالات تیر میانی به دستک‌ها در سیستم قاب خمشی پیچی بدست آمد. گسیختگی برشی پیچ‌های وصله بال فوقانی در دماهایی بالاتر از 750°C اتفاق افتاد. هم‌زمان گسیختگی برشی قالبی از سوراخ‌های جان تا لبه دستک مشاهده گردید. استفاده از ورق‌های دوبل با پیچ‌های دوبرشه در وصله بال می‌تواند باعث بهبود تاب حرارتی و ظرفیت دورانی اتصالات وصله‌ای پیچی تیر شوند.



شکل ۱۱: مود خرابی اجزاء اتصال S-2: الف) وصله بال بالا، ب) وصله بال پایین

نمودارهای دما-خیز تیر تا دمای حدود 600°C درجه سانتی‌گراد در محدوده الاستیک باقی می‌ماند و سپس رفتار به شدت پلاستیک غیرخطی می‌شود. می‌توان با اعمال اصلاحاتی ساده در اتصالات وصله‌ای و رساندن تیر به مرحله عملکرد افتادگی کششی، تیر را قادر به تحمل دماهای بالاتر نمود. مثالی در این خصوص، تغییر وصله بال از ورق تک با پیچ‌های تک برشه به ورق دوبل با پیچ‌های دوبرشه است. داده‌های آزمایشگاهی نشان داد که حد دمایی 600°C درجه سانتی‌گراد با شرایط دمایی ارائه شده توسط ASTM E119 و ANSI/UL برای تیرهای با مهار محوری هم‌خوانی دارد و می‌توان آن را به عنوان حداقل شرایط تحمل آتش برای تیرها در سیستم قاب خمشی درختی در نظر گرفت. همچنین توان تحمل آتش طبق استانداردهای IBC [۲۲] و NFPA 5000 [۲۳] برای تیرهای مهارشده در سیستم درختی پیچی مورد مطالعه حدود ۱۵ دقیقه می‌باشد.

1- Block-shear failure
2- Necking

سپاسگزاری

از مساعدت‌های آقای مهندس مسعود فرهی در شرکت عملیات حرارتی خوزستان و گروه صنعتی ایران توحید خصوصاً آقای مهندس مهدی فریدونی جهت انجام آزمایشات صمیمانه قدردانی می‌گردد.

۶- مراجع

- [1] Franssen, J. M.; Kodur, V. and Zaharia, R. "Designing steel structures for fire safety", Taylor & Francis Group, London, UK (2009).
- [2] CEN. EN 1993-1-2, "Eurocode 3: Design of steel structures", Part 1.2: general rules-structural fire design", British Standards Institution, London (2005).
- [3] AISC "Specification for structural steel buildings 360-10", American Institute of Steel Construction Inc, Chicago (2010).
- [4] Al-Jabri, K. S.; Burgess, I.W.; Lennon, T. and Plank, R.J. "Moment-rotation-temperature curves for semi-rigid joint", J. Constr. Steel Res., 61, pp. 281-303 (2005).
- [5] Saedi Daryan, A. and Yahyai, M. "Behavior of bolted top-seat angle connections in fire", J. Constr. Steel Res., 65, pp. 531-541 (2009).
- [6] Saedi Daryan, A. and Yahyai, M. "Behavior of welded top-seat angle connections exposed to fire", Fire Saf. J., 44, pp. 603-611 (2009).
- [7] Wald, F.; Simoes da Silva, L.; Moore, D.B.; Lennon, T.; Chladna, M.; Santiago, A. and et al. "Experimental behavior of a steel structure under natural fire", Fire Saf. J., 41, pp. 509-522 (2006).
- [8] Liu, T.C.H.; Fahad, M.K. and Davies, J.M. "Experimental investigation of behavior of axially restrained steel beams in fire", J. Constr. Steel Res., 58, pp. 1211-1230 (2002).
- [9] Li, G.Q. and Guo, S.X. "Experiment on restrained steel beams subjected to heating and cooling", J. Constr. Steel Res., 64, pp. 268-274 (2008).
- [10] Santiago, A.; Simoes da Silva, L.; Vaz, G.; Vila Real, P. and Gameiro Lopes, A. "Experimental investigation of the behavior of a steel sub-frame under a natural fire", Steel Compos. Struct., 8, pp. 243-264 (2008).
- [11] Ding, J. and Wang, Y.C. "Experimental study of structural fire behavior of steel beam to concrete filled tubular column assemblies with different types of joints", Eng. Struct., 29, pp. 3485-3502 (2007).
- [12] Wang, Y.C., Dai, X.H. and Bailey, C.G. "An experimental study of relative structural fire behavior and robustness of different types of steel joint in restrained steel frames", J. Constr. Steel Res., 67, pp. 1149-1163 (2011).
- [13] Saedi Daryan A, Yahyai M. "Modeling of bolted angle connections in fire", Fire Saf. J., 44, pp. 976-988 (2009).
- [14] Yahyai, M. and Saedi Daryan, A. "The study of welded semi-rigid connections in fire", Struct. Design Tall Spec. Build. (2011).
- [15] Astaneh-Asl, A. "Seismic design of steel column-tree moment-resisting frames", Structural Steel Educational Council, Berkeley, CA (1997).
- [16] FEMA 403, "World Trade Center building performance study: Data collection, preliminary observations, and recommendations", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2002).
- [17] LaMalva, K.J.; Barnett, J.R. and Dusenberry, D.O. "Failure analysis of the World Trade Center 5 building", J. Fire Protection Eng., 19, pp. 261-274 (2009).
- [18] ISO 834, "Fire resistance test-Elements of building construction", International Organization for Standardization, Geneva (1999).
- [19] BS 476-20, Fire tests on building materials and structure-Part 20: "Method for determination of the fire resistance of elements of construction". European Committee for Standardization (CEN), Brussels (1987).
- [20] ASTM Standard E119-05 "Standard methods of fire tests of building construction and materials", American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 2005
- [21] UL 263, "Fire Tests of Building Construction and Materials", Underwriters Laboratories Inc, Northbrook, Illinois, 2003
- [22] IBC. "International Building Code", 2006 Edition, International Code Council, Country Club Hills, IL, 2006.
- [23] NFPA, "Building Construction and Safety Code, NFPA 5000". National Fire Protection Association, Quincy, MA. (2003)