

The effect of impact load on steel frames under fire conditions

Fazlolah Rasoulizadeh¹, Davoud Tavakoli^{2*}

1- Ph.D., Department of Civil Engineering, Shahrekord Branch, Islamic Azad University, Shahrekord, Iran

2 -Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Shahrekord Branch, Islamic Azad University, Shahrekord, Iran

ABSTRACT

To protect structures and save lives from explosions, a proper understanding of how explosive waves behave and act on structures is essential. On the other hand steel structures are very sensitive to heat. Explosion and fire in steel structures can cause progressive failure in steel structures. Due to the fact that explosion is usually associated with fire, so in this study the effect of explosion on steel frames under fire conditions was investigated. For this purpose, the eight-story three-span steel frame is modelled and subjected to non-linear dynamic analysis by finite element method under explosion load simultaneously with fire, and the results in terms of resistance, energy dissipation, deformation and failure in the structure are evaluated and compared. According to the results of this study, applying heat to the structure under the blast load will make the condition of the structure more critical. The results of this study show that applying heat to the steel frame will reduce the shear capacity and energy dissipation of the structure and increase the deformation and the potential for progressive failure in the structure. Applying temperature of 200 to 800 ° C on the steel bending frame will reduce the shear capacity and energy dissipation of the steel bending frame by 8 to 96% and 5.5 to 85%, respectively compared to the steel frame under ambient temperature.

ARTICLE INFO

Receive Date: 17 October 2020

Revise Date: 18 May 2021

Accept Date: 10 June 2021

Keywords:

Steel Frame

Explosion Load

Fire

Finite Element Method

Nonlinear Dynamic Analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.253205.2266>

*Corresponding author: Davoud Tavakoli

Email address: d.tavakoli@iaushk.ac.ir

اثر همزمان بار ضربه و آتش سوزی بر قاب‌های خمشی فولادی

فضل‌اله رسولی زاده^۱، داود توکلی^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری زلزله، گروه عمران، واحد شهرکرد، دانشگاه آزاد اسلامی، شهرکرد، ایران

۲- دکتری عمران، گروه عمران، واحد شهرکرد، دانشگاه آزاد اسلامی، شهرکرد، ایران

چکیده

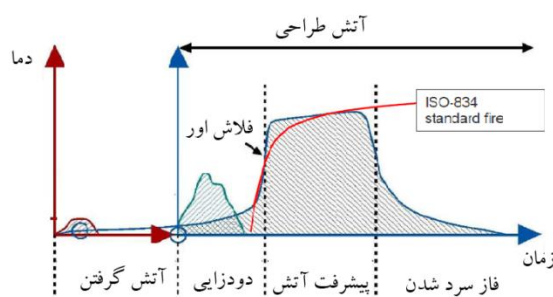
برای محافظت سازه‌ها و نجات زندگی انسان‌ها در مقابل انفجار، درک صحیح از نحوه رفتار و اثر موج‌های انفجاری بر روی سازه‌ها، ضروری می‌باشد. از سویی سازه‌های فولادی حساسیت زیادی در برابر حرارت دارند. زوج انفجار و آتش در سازه‌های فولادی می‌تواند سبب بروز خرابی پیشرونده در سازه‌های فولادی شود. با توجه به اینکه معمولاً انفجار در سازه‌های همراه با آتش سوزی است، بنابراین در این تحقیق اثر انفجار بر قاب‌های خمشی فولادی تحت شرایط آتش مورد بررسی قرار گرفت. به این منظور قاب خمشی فولادی هشت طبقه سه دهانه مدل‌سازی شده و تحت بارگذاری انفجار همزمان با اعمال آتش، به روش اجزاء محدود مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته و نتایج در ترم‌های مقاومت، استهلاک انرژی، تغییر شکل و خرابی رخ داده در سازه مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفته‌اند. با توجه به نتایج این تحقیق، اعمال حرارت بر سازه تحت بار انفجار وضعیت سازه را بحرانی‌تر خواهد کرد. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد اعمال حرارت بر قاب خمشی فولادی سبب کاهش ظرفیت برشی و استهلاک انرژی سازه و افزایش تغییر شکل و پتانسیل ایجاد خرابی پیشرونده در سازه خواهد شد. اعمال دمای ۲۰۰ تا ۸۰۰ درجه سانتی‌گرادی بر قاب خمشی فولادی باعث کاهش ظرفیت برشی و استهلاک انرژی قاب خمشی فولادی به ترتیب ۸ تا ۹۶ درصد و ۵/۵ تا ۸۵ درصد نسبت به قاب فولادی تحت دمای محیط خواهد شد.

کلمات کلیدی: قاب خمشی فولادی، بار ضربه، آتش، روش اجزاء محدود، تحلیل دینامیکی غیرخطی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.253205.2266	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.253205.2266	۱۴۰۰/۱۱/۳۰	۱۴۰۰/۰۳/۲۰	۱۴۰۰/۰۳/۲۰	۱۴۰۰/۰۲/۲۸	۱۳۹۹/۰۷/۲۶
				داود توکلی	*نویسنده مسئول:	
				d.tavakoli@iaushk.ac.ir	پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

آتش سوزی در ساختمان یکی از عوامل مهم تخریب به خصوص در سازه‌های فولادی می‌باشد. یک آتش‌سوزی طبیعی به‌طور وسیع به چهار قسمت به اختصار مرحله اشتعال، مرحله رشد، مرحله احتراق پایدار، و مرحله تنزل تقسیم می‌شود [۱]. شکل ۱ منحنی رابطه دما - زمان برای آتش‌سوزی کامل در اتاق را بدون فعالیت متوقف سازی آتش‌سوزی به‌وسیله آب‌پاش‌ها و ماموران آتش‌نشانی نشان می‌دهد [۲]. اکثر سازه‌ها برای مقاومت در برابر آتش طراحی نمی‌شوند و اگر در برابر چنین باری قرا بگیرند خسارت‌های زیادی به بار خواهد آمد. حساسیت سازه‌های فولادی در برابر آتش سوزی زیادتر بوده که به دلیل کاهش مدول یانگ و مقاومت سریع فولاد در برابر حرارت است.



شکل ۱: منحنی دما- زمان در اتاق آتش [۲].

در طراحی برای تعیین رفتار مناسب ساختمان واقعی در آتش، باید رفتار سیستم سازه‌ای در دمای بالا، پتانسیل حرارتی، اثرات سودمند یا کم اثر سیستم‌های محافظت کننده در برابر آتش با خطاهای تخمینی، و ابهامات مرتبط با این سه ویژگی و اهمیت سازه، به حساب آورده شود. فرآیند طراحی آتش‌سوزی در دنیا معمولاً یک روش تجویزی بوده است. کنترل کردن طراحی ایمن در برابر آتش‌سوزی به این صورت است که؛ مقاومت در برابر آتش المان بیشتر از مقاومت آتش استاندارد باشد. دقت این روش امروزه مورد سوال است و وجود فناوری جدید، طراحی ایمن و اقتصادی‌تر ساختمان‌ها با سازه‌های فولادی به‌صورت ایمن را بر اساس مهندسی آتش یا روش مبنای عملکرد فراهم ساخته است، این دو عامل به‌عنوان محرک‌های اصلی تغییرات هستند. تقاضا از صنعت فولاد برای ساختمان‌های بهینه به‌علت هزینه بالای محافظت در برابر آتش ساختمان‌ها که می‌تواند به هزینه ساختمان ۲۰٪ تا ۳۰٪ بیفزاید و عامل دیگر میل به درک بهتر از این موضوع می‌باشد. در روش بر مبنای عملکرد، مرحله اول برقرار کردن اهداف ایمنی آتش و ملاک عملکرد است. ریسک مال و جان معمولاً به‌عنوان مبنای عملکرد استفاده می‌شود [۳]. در سالیان اخیر موضوع سازه‌ها و اعضای فولادی تحت شرایط آتش‌سوزی در حال پیشرفت بوده است. چندین آزمایش تجربی روی اتصالات با شرایط بارگذاری و مرزی مختلف انجام شده است [۴] و مدل‌های عددی و تحلیلی توسعه یافتند، این مدل‌ها سعی می‌کنند به‌طور مناسب رفتار اتصالات و اعضای فولادی آزمایش شده را در ابعاد دیگر مدل‌سازی کنند. از جمله تحقیقاتی که در رابطه با رفتار سازه‌های فولادی تحت اثر آتش‌سوزی پس از زلزله انجام شده است، می‌توان به مطالعات دلاکورتیه و همکاران در سال ۲۰۰۳، اشاره نمود. آن‌ها در این مطالعه، به بررسی رفتار و مقاومت قاب‌های فولادی خمشی در مقابل آتش‌سوزی پس از زلزله پرداختند. نتایج این تحقیق نشان داد آتش‌سوزی پس از زلزله به شدت مقاومت قاب‌های خمشی فولادی را کاهش می‌دهد [۵]. گارلوک و سلامت در سال ۲۰۱۱، به مدل‌سازی و بررسی رفتار انواع اتصالات در برابر آتش پرداختند. آن‌ها در این تحقیق نحوه مدل‌سازی ۳ بعدی و نکات قابل توجه در مدل‌سازی را بیان نموده و توصیه‌هایی را برای بهبود رفتار اتصالات در برابر آتش ارائه دادند [۶]. در تحقیقی که یحیائی و رضائیان (۱۳۹۰)، بر روی عملکرد اتصال پیچی لینک به دستک در قاب‌های خمشی درختی تحت اثر آتش‌سوزی انجام دادند، مشاهده گردید که اتصال تیر میانی به دستک به علت گسیختگی برشی پیچ‌های وصله‌ی بال بالایی در دمای بالاتر از ۷۵۰ درجه سانتی‌گراد 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 دو برشه در وصله‌ی بال می‌تواند باعث بهبود تاب حرارتی و ظرفیت دورانی اتصالات وصله‌ای پیچی تیر شود [۷]. معماری و

همکاران در سال ۲۰۱۴، به بررسی رفتار سازه‌ای ۹ طبقه دارای اتصالات RBS در برابر بارگذاری زلزله و آتش به طور همزمان پرداختند و با استفاده از روش اجزاء محدود میزان تنش‌ها و تغییرشکل‌ها در اتصال را بررسی کردند. آن‌ها در این مطالعه اثر دماهای مختلف ایجاد شده ناشی از آتش را بر رفتار اتصال مدل‌سازی نمودند. نتایج آن‌ها نشان داد که با بالا رفتن بیش از حد دما و توأم شدن آن با بارگذاری زلزله اتصال به سرعت دچار تغییر شکل‌های زیاد شده که منجر به خرابی اتصال می‌شود [۸]. لین و هان در سال ۲۰۱۴، اثر آتش را بر قاب‌های دارای چند دهانه با استفاده از روش‌های عددی مدل‌سازی نمودند. وی در این تحقیق مدت زمان‌ها و دماهای مختلف جهت آتش را در نظر گرفت و نتایج تنش و تغییرشکل‌های آتش را بررسی نمود. نتایج مطالعات آن‌ها نشان داد که بیش‌ترین تخریب ناشی از آتش در نواحی می‌باشد که تنش کششی در آن از سایر نواحی بیشتر می‌باشد [۹]. بهنام و همکاران در سال ۲۰۱۵، در تحقیق خود روشی برای بهبود عملکرد قاب‌های بتنی مسلح در برابر آتش‌سوزی بعد از وقوع زلزله پیشنهاد دادند. در این تحقیق با تقویت اتصال با استفاده از ورق‌های CFRP باعث دور شدن مفصل پلاستیک از بر ستون و تشکیل آن در فاصله مناسب در تیر شدند. این روش با افزایش ظرفیت باربری سازه باعث کاهش خرابی آن در برابر آتش‌سوزی بعد از وقوع زلزله خواهد شد [۱۰]. در یک تحلیل عددی برای تعیین رفتار سازه در برابر حرارت باید پارامترهای زیادی در نظر گرفته شود. در تحلیل‌های عددی پیشرفته باید تغییرات غیرخطی هندسی و غیرخطی مصالح در دماهای بالا لحاظ شود. لذا با توجه به اهمیت این موضوع پترینا در تحقیق خود در سال ۲۰۱۶، شیوه‌ی شبیه‌سازی عددی اتصال پیچی با صفحه انتهایی تحت شرایط حرارت را تشریح نمود. نتایج این تحقیق نشان داد، مقاومت این اتصال در دماهای بالا بسیار کاهش می‌یابد و لذا نیاز به حفاظت از چنین اتصالاتی در برابر حرارت بسیار مشهود می‌باشد [۱۱]. سونگ و همکاران در سال ۲۰۱۷، در تحقیق خود عملکرد اتصال تیر به ستون کامپوزیت با پیچ کور تحت آتش را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق به طور کلی نشان داد اتصال تیر به ستون کامپوزیت با پیچ کور عملکرد بسیار مناسبی در برابر حرارت دارد. همچنین استفاده از پوشش ضد آتش برای تیر باعث افزایش ظرفیت باربری اتصال تحت آتش خواهد شد [۱۲]. رهنورد و همکاران در سال ۲۰۱۸، ارزیابی عددی اثر آتش بر اتصالات فولادی را مورد بررسی قرار دادند. هدف از این تحقیق معرفی روش‌های مدلسازی اجزای محدود اتصالات فولادی تحت آتش بود. در این تحقیق روش اجزای محدود غیرخطی سه بعدی و نرم‌افزار آباکوس برای مدل‌سازی انتخاب شد. در این تحقیق اثر حرارت بر رفتار مصالح در ناحیه خطی و غیرخطی بررسی شد و پیشنهادهایی برای شبیه‌سازی مناسب اتصالات تحت آتش به روش اجزای محدود ارائه شد [۱۳].

به طور کلی، رخ دادن آتش‌سوزی ناشی از انفجار رویدادی بسیار محتمل می‌باشد. فروپاشی برج‌های تجارت جهانی در اثر آتش‌سوزی ناشی از انفجار نشان داد که رفتار ضعیف فولاد تحت اثر حرارت بالا منجر به تخریب آن می‌شود. انفجار عبارت است از آزاد شدن بسیار سریع انرژی به صورت نور، گرما، صدا و یک موج ضربه‌ای است. موج ضربه‌ای متشکل از هوای بسیار فشرده‌ای است که موج را به صورت شعاعی و با سرعت فراصوتی، از سطح ماده منفجره به سمت محیط اطرافش منتشر می‌کند. اورجس و آرسزکی، پاسخ چندین قاب خمشی فولادی با اتصالات تقویت شده را تحت موج ناشی از انفجار مورد بررسی قرار دادند. اتصالات تقویت شده در این تحقیق شامل: اتصال تقویت شده با ورق روسری و زیرسری، اتصال تقویت شده با ورق کناری و اتصال تقویت شده با ورق افقی هشت ضلعی می‌باشد. نتایج این تحقیق نشان داد اتصال تقویت شده با ورق کناری و همچنین اتصال تقویت شده با ورق افقی هشت ضلعی نسبت به اتصال تقویت شده با ورق روسری و زیرسری در برابر بارهای انفجاری دارای عملکرد مناسب‌تری می‌باشند [۱۴]. فورنی و همکاران، اثر انفجار بر ستون‌های فولادی تحت آتش را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق می‌تواند برای تعیین شرایط اولیه‌ی بار بالقوه‌ای که می‌تواند باعث شروع خرابی پیش‌رونده در سازه‌های فولادی که تحت اثر آتش و انفجار به صورت همزمان قرار دارند، بسیار مفید باشد [۱۵]. چن و همکاران، پاسخ دینامیکی ورق‌های فولادی را تحت بارگذاری انفجار محبوس شده مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد ماکزیمم تغییرشکل پلاستیک رخ داده در ورق فولادی با افزایش نرخ جرم سخت‌کننده کاهش می‌یابد. همچنین محل سخت‌کننده مورد استفاده در ورق فولادی بر مود تغییرشکل رخ داده تحت اثر موج انفجار خیلی تأثیرگذار نیست [۱۶]. عبداله‌زاده و همکاران، رفتار اتصالات صلب تیر به ستون فولادی با ورق انتهایی بلند تحت اثر بارهای انفجار را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد برای بهبود عملکرد سازه‌های فولادی با اتصالات ورق انتهایی بلند در برابر بارهای انفجاری، جانمایی سخت‌کننده‌ها بسیار اهمیت دارد و ترکیب توام ورق پیوستگی و ورق مضاعف در ناحیه چشمه اتصال ستون گزینه بسیار مناسبی برای تقویت ناحیه اتصال است [۱۷]. خاندلوال و همکاران، رفتار سازه‌های فولادی مهاربندی را تحت اثر انفجار و بروز پدیده خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه سازه‌های فولادی ۱۰ طبقه دارای سیستم

مهاربند هم‌محور و سیستم مهاربند برون محور به صورت دو بعدی مورد مطالعه قرار گرفتند. نتایج نشان داد که هنگامی که مهاربندها در پیرامون سازه قرار گیرند، سازه‌ها با سیستم مهاربند برون محور رفتار بهتری به نسبت سیستم مهاربند هم‌محور از خود نشان می‌دهد [۱۸]. پاسخ سازه‌ای یک سازه موجود تحت بار انفجار در مطالعه‌ای به روش اجزای محدود مورد مطالعه قرار گرفته است و حساسیت سازه در برابر انفجار و روش‌ها تقویت آن مورد بررسی قرار گرفتند [۱۹]. اثر انفجار بلند مدت بر سازه فولادی در مطالعه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه انفجار از جهات مختل به ستون اعمال شده است و زوایایی مختلف اعمال بار بررسی شده است. از این مطالعه آزمایشگاهی نتیجه گرفته شده است که زاویه اعمال بار انفجار در ستون I شکل بر روی نتایج سازه‌ای تاثیر دارد [۲۰]. فورنی و همکاران در سال ۲۰۱۷ اثر همزمان آتش سوزی و انفجار را در یک ستون فولادی به روش اجزای محدود بررسی کردند و نتیجه گرفتند که اثر همزمان انفجار و آتش منجر به تشدید خرابی پیشرونده در سازه‌های فولادی خواهد شد [۲۱]. تحلیل پارامتری در مطالعه‌ای بر روی اثر همزمان آتش و انفجار بر روی سازه‌ای انجام شده و در آن اثر دما و اندازه آتش و همچنین اثر فشار انفجار مورد بررسی قرار گرفته است [۲۲]. به روش همچنین مطالعاتی در رابطه با اثر همزمان انفجار و آتش بر روی سازه‌های غیر ساختمانی همچون لوله‌ها صورت گرفته است [۲۳].

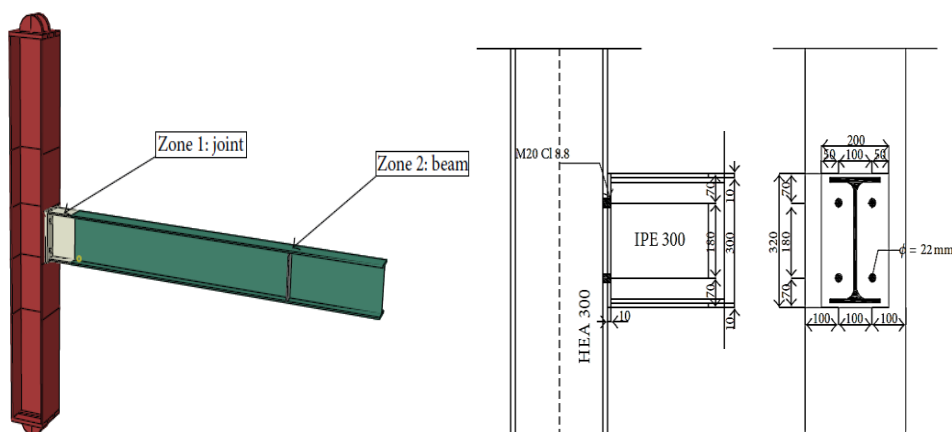
با در نظر گرفتن شرایط مذکور، ایمن‌سازی اعضای سازه‌ای در مقابل اثرات ناشی از آتش‌سوزی همزمان با رخ دادن انفجار از اهمیت قابل توجهی برخوردار است، به خصوص در مورد سازه‌هایی که به لحاظ اهمیت در موقعیت ویژه‌ای قرار دارند. این تحقیق به صورت مطالعات عددی با استفاده از تحلیل‌های نرم‌افزاری انجام خواهد گرفت. روش اجزاء محدود غیرخطی سه‌بعدی و نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS برای آنالیزها انتخاب شده است. در این تحقیق تعدادی مدل اجزای محدود برای قاب خمشی فولادی در نرم افزار تعریف شده و همزمان با شرایط آتش تحت اعمال بار انفجاری قرار خواهد گرفت و نتایج در قالب خرابی و تغییر شکل رخ داده در سازه، منحنی برش پایه-جابه‌جایی و همچنین میزان استهلاک انرژی مقایسه خواهند شد.

۲- مدل‌سازی، صحت‌سنجی و مطالعه عددی

در تحقیقاتی که به صورت تحلیل‌های کامپیوتری صورت می‌گیرد، برای اینکه بتوان نتایج به دست آمده را مبنایی برای نتیجه‌گیری‌ها و مقایسه‌های بعدی قرار داد لازم است ابتدا از صحت و دقت مدل‌سازی و نتایج به دست آمده اطمینان حاصل گردد. یکی از مناسب‌ترین روش‌ها برای رسیدن به این هدف این است که نتایج حاصله از تحقیقات آزمایشگاهی و عددی معتبر انجام شده را با نتایج مدل‌سازی و تحلیل‌های کامپیوتری مورد مقایسه و دقت‌سنجی قرار داد. نتایجی که از تحقیقات آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های مشابه مورد تحلیل به دست می‌آید می‌تواند به عنوان مبنایی برای استنتاج‌های بعدی مورد استفاده قرار گیرد. در تحقیق حاضر به منظور بررسی دقت و صحت مدل تحلیلی از مطالعات انجام شده توسط رهنورد و همکاران [۲۴] و اورجس و آرسسزکی [۱۴] استفاده شده است. برای کلیه مدل‌سازی‌ها از برنامه آباکوس استفاده شده است.

۲-۱ صحت‌سنجی اتصال فولادی پیچی با صفحه انتهایی تحت آتش و بار متمرکز

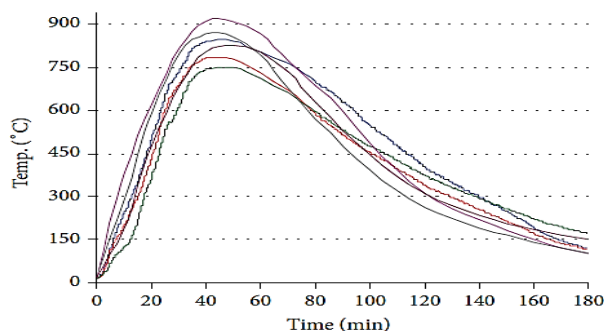
به منظور مدل‌سازی اجزاء محدود اتصال پیچی با صفحه انتهایی تحت آتش مدل ساخته شده توسط رهنورد و همکاران [۲۴]، مورد صحت‌سنجی قرار خواهد گرفت. مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس انجام می‌شود، فرض شده است مصالح تشکیل دهنده اعضای فولادی و اجزای اتصال به طور غیرخطی عمل می‌کنند. زوال خصوصیات فولاد (سختی و مقاومت) در اثر افزایش دما مطابق مقاله مرجع [۲۴]، در نظر گرفته شده است. مدل از یک ستون قائم و یک تیر طره تشکیل می‌گردد. ارتفاع ستون ۲/۸۵ متر و طول تیر ۲/۷ متر می‌باشد. مقطع تیر اتصال IPE300 و مقطع ستون اتصال HEA 300 می‌باشد. در شکل ۲ مشخصات اتصال پیچی با صفحه‌ی انتهایی قابل مشاهده است. مشخصات مکانیکی مصالح تیر، ستون و ورق انتهایی در دمای محیط در جدول ۱ ارائه شده است. برای اتصال تیر به ستون از پیچ‌های ۸.۸ M استفاده شده است. بارگذاری حرارتی اعمال شده به بخش‌های مختلف تیر و ناحیه اتصال، در شکل‌های ۳ و ۴ نشان داده شده است. خصوصیات مصالح سازه فولادی در دمای مختلف در جدول ۲ آورده شده است.



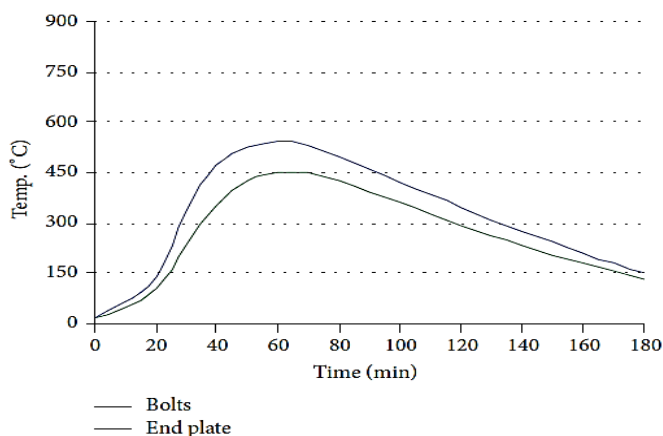
شکل ۲: شکل کلی و مشخصات نمونه مرجع [۲۴]

جدول ۱: مشخصات مکانیکی مصالح تیر، ستون و ورق انتهایی برای مدل مرجع [۲۴]

مقدار	مشخصات مکانیکی
۳۸۸	تنش تسلیم (Mpa)
۴۸۵	تنش نهایی (Mpa)
۰/۳	ضریب پواسون
۲۱۰۰۰۰	مدول الاستیسیته (Mpa)



شکل ۳: منحنی دما-زمان اعمال شده به محل های مختلف تیر [۲۴]

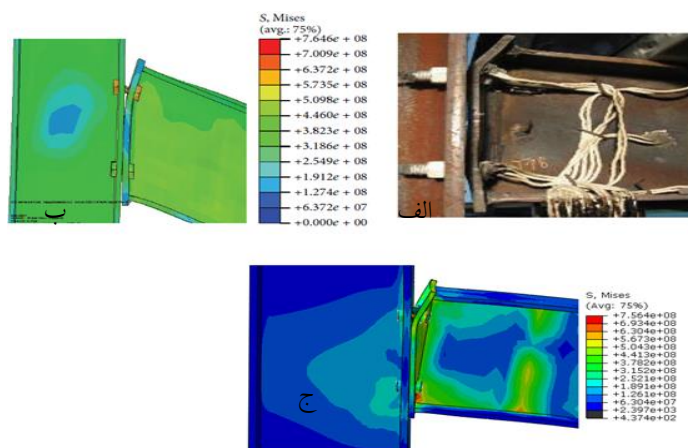


شکل ۴: منحنی دما-زمان اعمال شده به پیچ و صفحه ی انتهایی [۲۴]

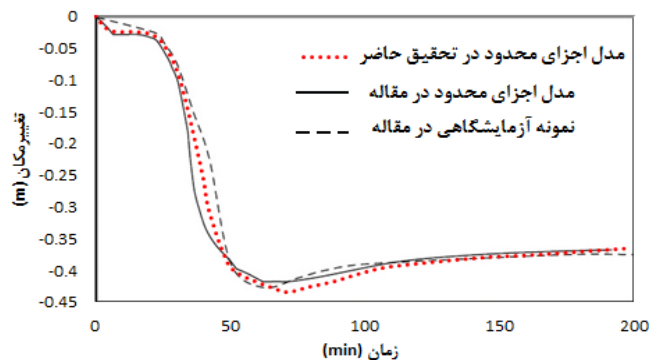
جدول ۲: خصوصیات مصالح سازه فولادی در دمای مختلف [۲۴]

دما (°C)	تنش نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)
۲۰	۴۹۴	۳۸۸	۲۱۰
۱۰۰	۴۹۰	۳۷۴	۱۹۲
۲۰۰	۵۷۱	۴۳۹	۱۸۹
۳۰۰	۵۷۰	۳۹۲	۱۷۷
۴۰۰	۴۷۸	۳۶۱	۱۶۸
۵۰۰	۳۷۱	۳۱۸	۱۲۴
۶۰۰	۲۲۲	۲۱۵	۱۰۵
۷۰۰	۱۴۷	۱۱۸	۳۹
۸۰۰	۵۱	۴۸	۱۸
۹۰۰	۳۷	۴۸	۲
۱۰۰۰	۲۹	۲۷	۱

شکل ۵ مقایسه بین تنش‌های فون میزز ایجاد شده در ناحیه اتصال برای نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود مقاله و مدل اجزاء محدود در تحقیق حاضر را نشان می‌دهند. در شکل ۶ مقایسه نتایج آزمایشگاهی و تحلیل عددی نمودار تغییر مکان بر حسب زمان آورده شده است. ملاحظه می‌شود که منحنی تغییر مکان- زمان برای انتهای تیر به طور مناسبی با نتایج حاصل از آزمایش در محدوده الاستیک و پلاستیک مطابقت دارد.



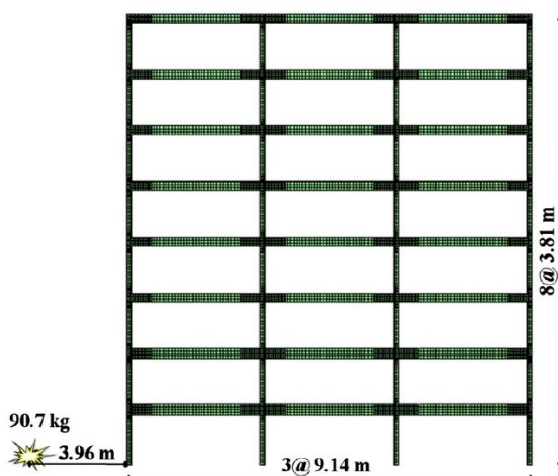
شکل ۵: تطابق نتایج مربوط به تنش‌های فون میزز (N/m^2) و محل خرابی در اتصال: (الف) نمونه آزمایشگاهی مرجع [۱۸]، (ب) مدل اجزاء محدود مقاله مرجع [۲۴]، (ج) مدل اجزاء محدود در تحقیق حاضر



شکل ۶: مقایسه نتایج آزمایشگاهی و تحلیل عددی نمودار تغییر مکان بر حسب زمان

۲-۲ صحت‌سنجی نتایج مدل‌سازی اجزاء محدود قاب خمشی فولادی تحت انفجار

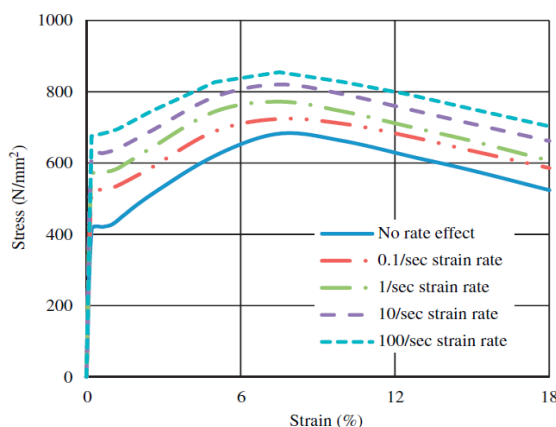
در این بخش مدل ساخته شده توسط اورجس و آرسسزکی [۱۴] به عنوان نمونه مرجع به منظور استفاده در صحت‌سنجی نتایج مدل‌سازی اجزای محدود اولیه در نظر گرفته شده است. در این تحقیق قاب فولادی هشت طبقه سه دهانه به طول دهانه ۹/۱۴ متر و ارتفاع هر طبقه ۳/۸۱ متر مورد تحلیل قرار گرفت. همان‌طور که در شکل ۷ مشخص است، ۹۰/۷ کیلوگرم معادل TNT در فاصله ۳/۹۶ متری از انتهای اولین ستون سمت چپ کار گذاشته شده است. مشخصات مقاطع مورد استفاده در جدول ۳ ارائه شده است. منحنی تنش کرنش فولاد مورد استفاده در نرخ‌های کرنش مختلف در شکل ۸ ارائه شده است. در این مدل معیار تسلیم فون میزز با سخت‌شوندگی ایزوتروپیک برای تعریف مصالح استفاده شده است.



شکل ۷: شکل کلی و مشخصات نمونه آزمایشگاهی [۱۴]

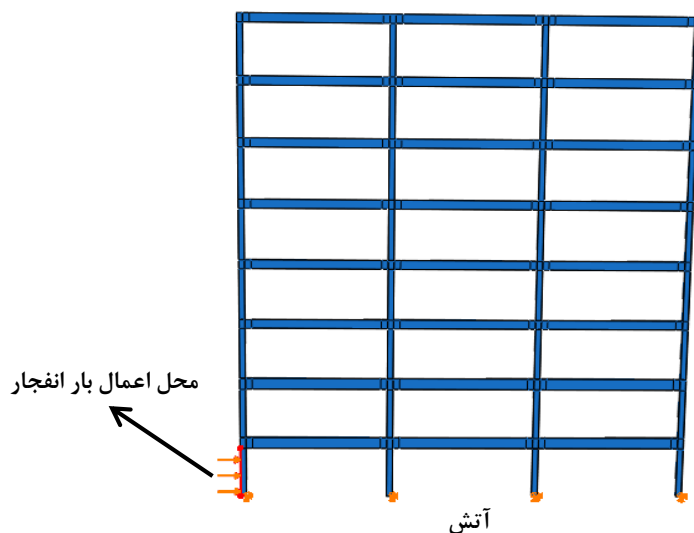
جدول ۳: مشخصات مقاطع مورد استفاده [۱۴]

نام طبقه	مقطع تیر	مقطع ستون
۱ و ۲	W30×116	W14×120
۳، ۴ و ۵	W24×104	W14×90
۶، ۷ و ۸	W24×104	W14×61

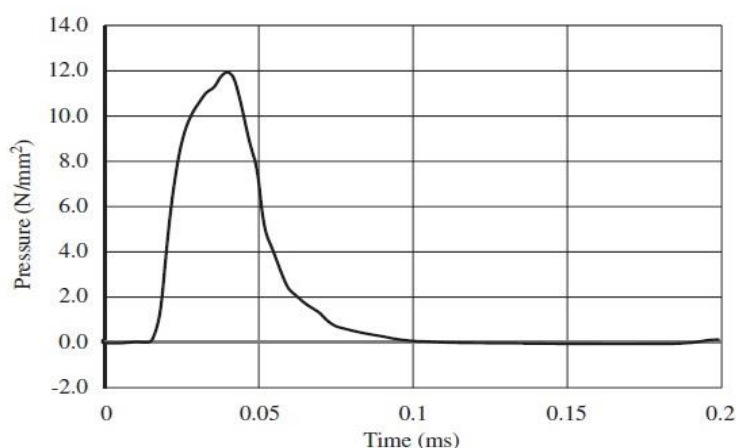


شکل ۸: منحنی‌های تنش-کرنش فولاد در نرخ‌های کرنش مختلف [۱۴]

بارگذاری و شرایط مرزی مطابق شکل ۹ بر قاب فولادی اعمال می‌شود. به این منظور پایین قاب به وسیله تکیه‌گاه گیردار مقید می‌شود. بار انفجاری مطابق با منحنی شکل ۱۰ بر سازه اعمال شده است. به منظور مدل‌سازی اجزای قاب خمشی فولادی از شکل Shell استفاده شده است. و از المان S4R که المان پوسته‌ای ۴ گره‌ای با انتگرال‌گیری کاهش یافته می‌باشد برای مدل‌سازی استفاده شده است.

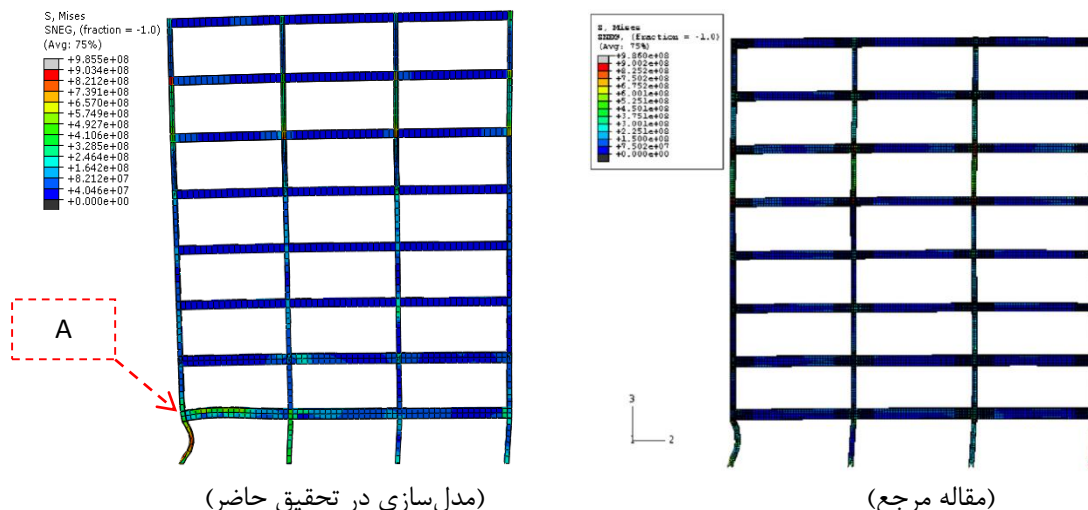


شکل ۹: ساخت شرایط مرزی و بارگذاری برای قاب فولادی

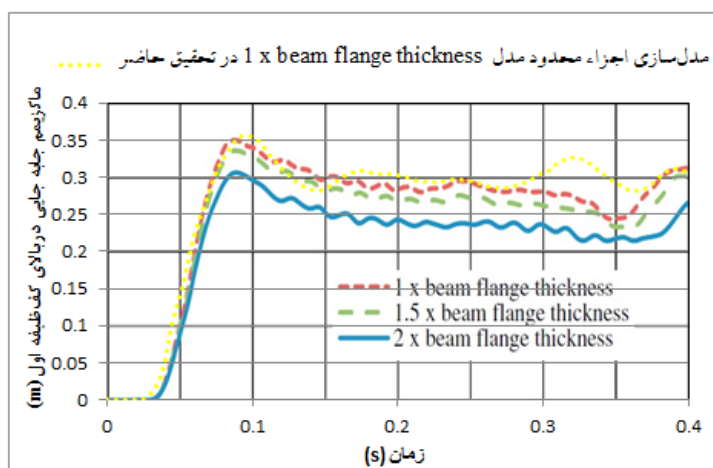


شکل ۱۰: منحنی بارگذاری انفجار اعمالی بر سازه

بخش حاضر به مقایسه نتایج قاب با اتصال استاندارد (اتصال تقویت شده با ورق رو سری و زیر سری به ضخامت $1 \times X$ (beam flange thickness)) ساخته شده توسط اورجس و آرسسزکی [۱۴]، و نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود در تحقیق حاضر اختصاص داده شده است. بدین منظور شکل ۱۱ برای نمایش تطابق توزیع تنش و خرابی رخ داده در گام نهایی تحلیل مربوط به نمونه مرجع و مدل اجزای محدود در تحقیق حاضر استخراج گردیده است. مقایسه ماکزیمم تغییرشکل‌های رخ داده در کف طبقه اول نمونه مرجع و مدل اجزاء محدود تحقیق حاضر در منحنی شکل ۱۲ ارائه شده است. همانطور که در شکل مشخص می‌باشد نتایج دارای تطابق مناسبی با مقاله مرجع می‌باشند.



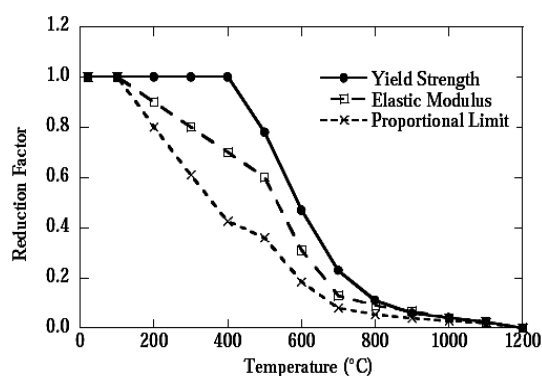
شکل ۱۱: تطابق نتایج مربوط به توزیع تنش و خرابی رخ داده در نمونه مرجع و مدل اجزای محدود تحقیق حاضر



شکل ۱۲: مقایسه مکزیم تغییر شکل های رخ داده برای مدل 1 x beam flange thickness، در کف طبقه اول (نقطه A در راستای افق)

۲-۳- مشخصات مدل های ساخته شده

مشخصات هندسی و مصالح مدل ها مطابق با مدل ساخته شده توسط اورجس و آرسسزکی [۱۴] انتخاب شد. برای لحاظ کردن اثر حرارت بر رفتار مصالح فولادی از منحنی رفتار فولاد وابسته به دما مطابق شکل ۱۳ استفاده شده است. در این مطالعه نرخ تغییرات کرنش وابسته به دما بوده و با حرارت بالا می رود. در این مطالعه برای مدلسازی ماده منفجره از خرج انفجاری TNT با معادله حالت جونز-ویکنز-لی JWL استفاده شده است. شرایط مرزی و بارگذاری مطابق شکل ۱۴ و قابها با تکیه گاه گیردار مقید شده اند.



شکل ۱۳: منحنی رفتار فولاد وابسته به دما [۲۵]

۳- نتایج و بحث

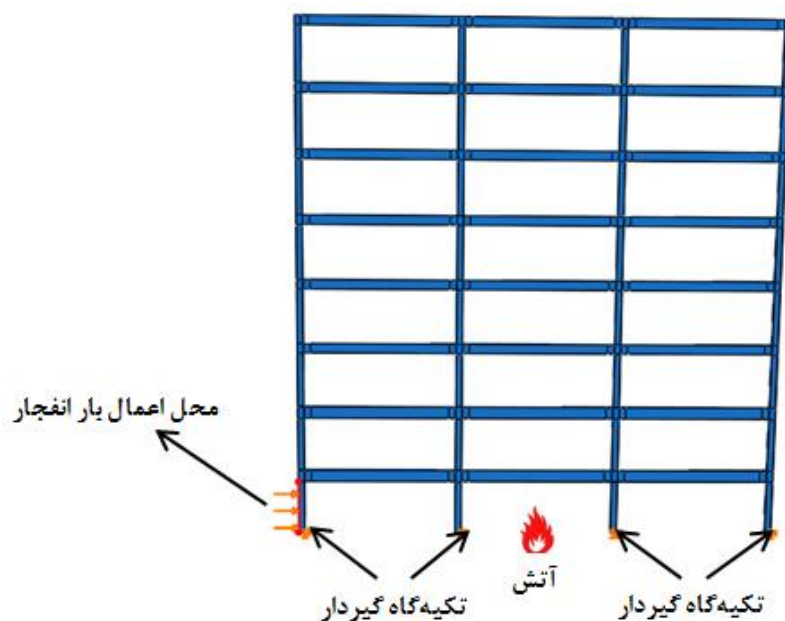
مدل‌سازی و تحلیل بر روی دو سناریوی بارگذاری حرارتی صورت گرفته است. یکی دمای ثابت و دیگری تحت حرارت مطابق با ASTM-E 119، نتایج مربوط به هر دو سناریو در ادامه آورده شده است.

۳-۱- بررسی تأثیر دمای ثابت بر رفتار قاب فولادی

در این بخش تحقیق قاب فولادی تحت دمای ثابت و بارگذاری انفجار مورد تحلیل و بررسی قرار خواهد گرفت. مدل‌های مورد بررسی در این بخش مطابق جدول ۳ می‌باشد در این جدول SF معرف قاب فولادی و عدد بعد از SF معرف دمای اعمالی بر قاب فولادی می‌باشد. شرایط مرزی و بارگذاری مطابق شکل ۱۴ تعریف شده، به اینصورت که پایین قاب‌ها با تکیه‌گاه گیردار مقید شده است و در هر بار تحلیل مدل‌ها دمای کل قاب تغییر می‌کند و بارگذاری انفجار مطابق با منحنی شکل ۱۰ به سازه اعمال می‌شود.

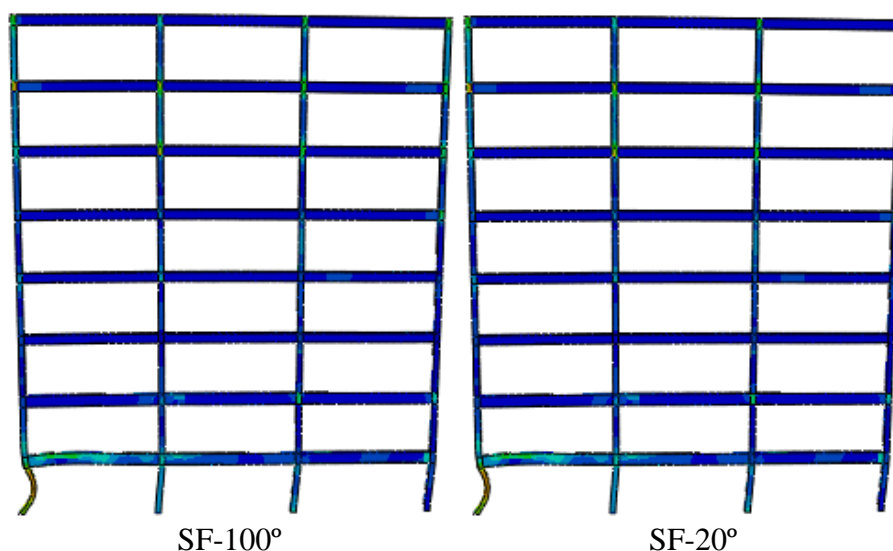
جدول ۳: مدل‌های مورد بررسی

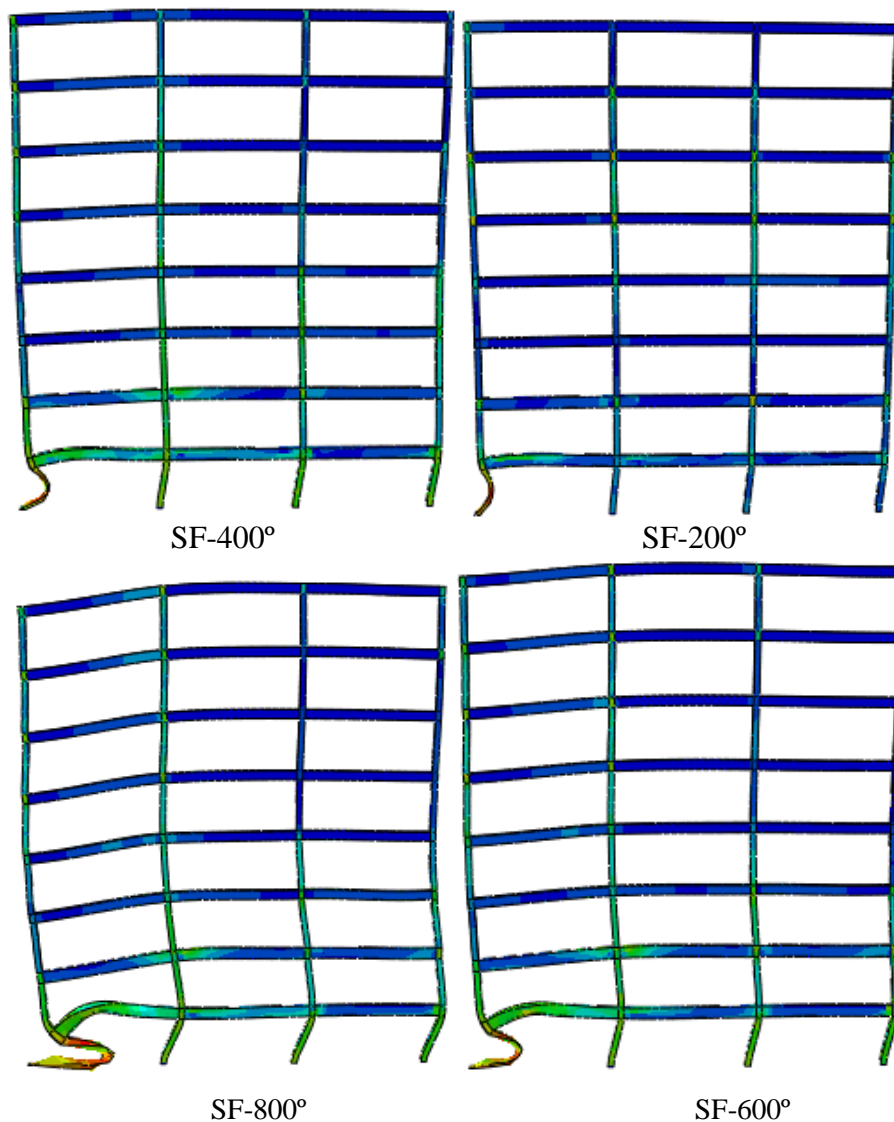
نام مدل	میزان دمای اعمالی °C
SF-20°	20°C
SF-100°	100°C
SF-200°	200°C
SF-400°	400°C
SF-600°	600°C
SF-800°	800°C



شکل ۱۴ بارگذاری و شرایط مرزی اعمالی بر قاب فولادی

در شکل ۱۵ تأثیر دمای ثابت بر تغییرشکل رخ داده در قاب خمشی فولادی بررسی شده است. همان طور که در شکل مشخص است، با افزایش دما میزان تغییرشکل قاب‌های فولادی افزایش می‌یابد، به طوری که در دماهای ۶۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد، سازه دچار خرابی پیشرونده و فروریزش شده است. نتایج این بخش نشان می‌دهد که با افزایش دما سختی ستون‌های قاب خمشی کاهش می‌یابد این تنزل سختی در طی اعمال دماهای بالا شدت می‌یابد به طوری که تحت بار ثابت در دمای بالاتر از ۶۰۰ درجه سازه دچار فروریزش شده است.

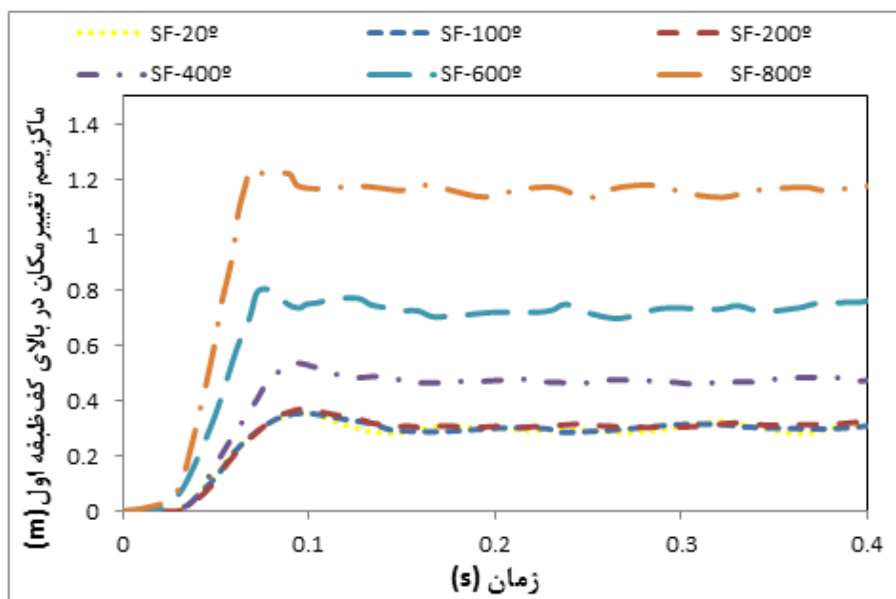




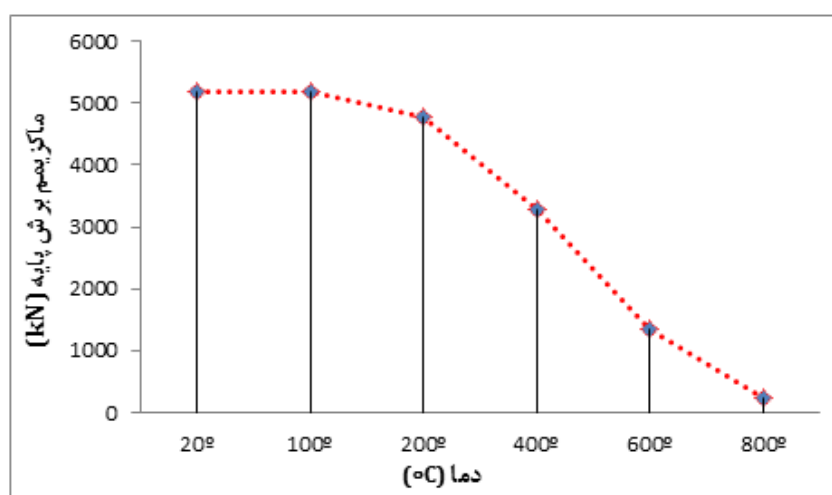
شکل ۱۵: تغییر شکل رخ داده در قاب تحت بار انفجاری در دماهای مختلف

در شکل ۱۶ منحنی تغییرمکان کف طبقه اول - زمان قاب فولادی تحت تأثیر دماهای مختلف آورده شده است. مطابق با این شکل با افزایش دمای اعمالی بر قاب فولادی مقدار تغییرمکان افزایش می‌یابد. مقدار تغییرمکان در مدل‌های SF-200°، SF-100°، SF-200°، SF-400°، SF-600° و SF-800° به ترتیب، ۳۵۰، ۳۵۰، ۳۷۲، ۵۳۶، ۸۰۰ و ۱۲۳۴ میلی‌متر می‌باشد. مقدار تغییر شکل قاب تحت بار انفجاری در طی اعمال دماهای ۶۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد به ترتیب حدود ۲/۳ و ۳/۵ برابر قاب با دمای محیط می‌باشد.

منحنی ماکزیمم برش پایه - دمای قاب فولادی تحت تأثیر دماهای مختلف در شکل ۱۷ ارائه شده است. مطابق با این شکل با افزایش دمای اعمالی بر قاب فولادی ظرفیت برشی قاب به شدت کاهش یافته است. با توجه به نتایج این منحنی اعمال دمای ۱۰۰، ۲۰۰، ۴۰۰، ۶۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد بر قاب فولادی باعث کاهش ظرفیت برشی نهایی در گام نهایی بارگذاری به میزان تقریباً صفر درصد، ۸ درصد، ۳۷ درصد، ۷۴ درصد و ۹۶ درصد نسبت به مدل با دمای محیط (20°) خواهد شد. دلیل کاهش شدید ظرفیت برشی قاب خمشی فولادی تنزل سختی و مقاومت بالای مصالح فولادی در طی اعمال دماهای بالاست.

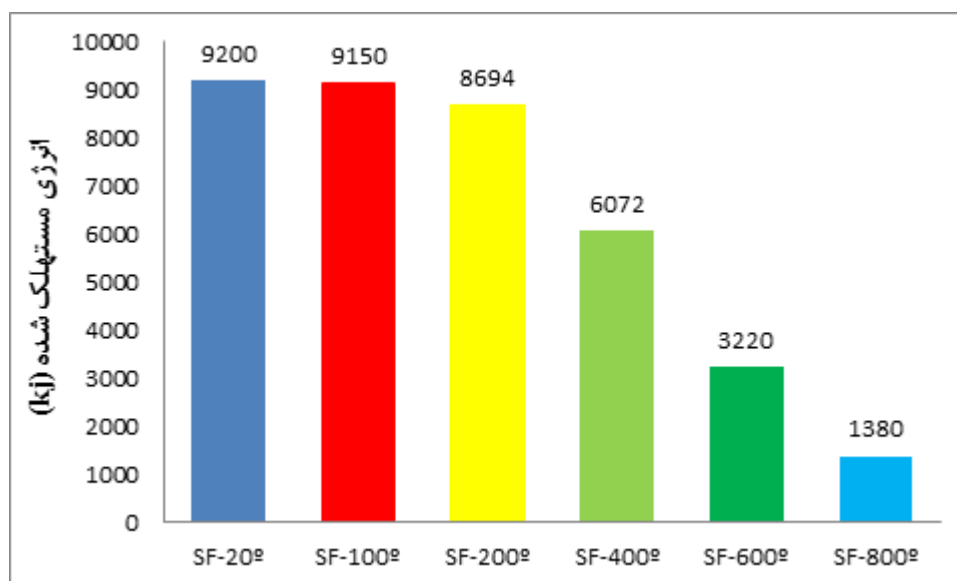


شکل ۱۶: منحنی تغییر مکان - زمان



شکل ۱۷: منحنی ماکزیمم برش پایه-دما

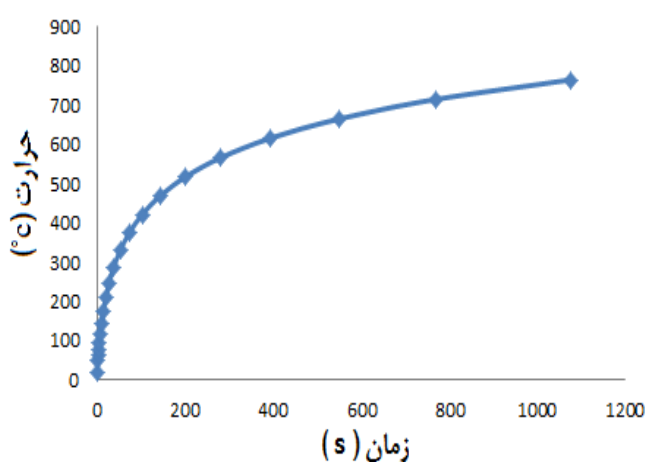
شکل ۱۸ نمودار میله‌ای استهلاک انرژی مدل‌ها را نشان می‌دهد، با افزایش دما انرژی مستهلک شده قاب فولادی کاهش می‌یابد. میزان استهلاک انرژی مدل‌های SF-100^o، SF-200^o، SF-400^o، SF-600^o و SF-800^o، به ترتیب، ۵٪، ۵/۵ درصد، ۳۴ درصد، ۶۵ درصد و ۸۵ درصد نسبت به مدل با دمای محیط کمتر می‌باشد. به دلیل تنزل ظرفیت برشی سازه ناشی از اعمال دما ظرفیت استهلاک انرژی قاب خمشی فولادی کاهش یافته است که این کاهش ظرفیت استهلاک انرژی در طی اعمال دماهای بالا شدت می‌یابد. اعمال حرارت بر سازه تحت انفجار بر قاب خمشی فولادی سبب کاهش ظرفیت برشی و استهلاک انرژی سازه و افزایش تغییر شکل می‌شود و با افزایش دما انرژی مستهلک شده قاب فولادی کاهش می‌یابد. لازم به ذکر است که استهلاک انرژی از سطح زیر منحنی نیرو-جابجایی بدست آمده است.



شکل ۱۸: نمودار میله‌ای انرژی مستهلک شده

۲-۱-۳-۲ بررسی عملکرد قاب فولادی تحت بار انفجاری و حرارت مطابق با ASTM-E 119

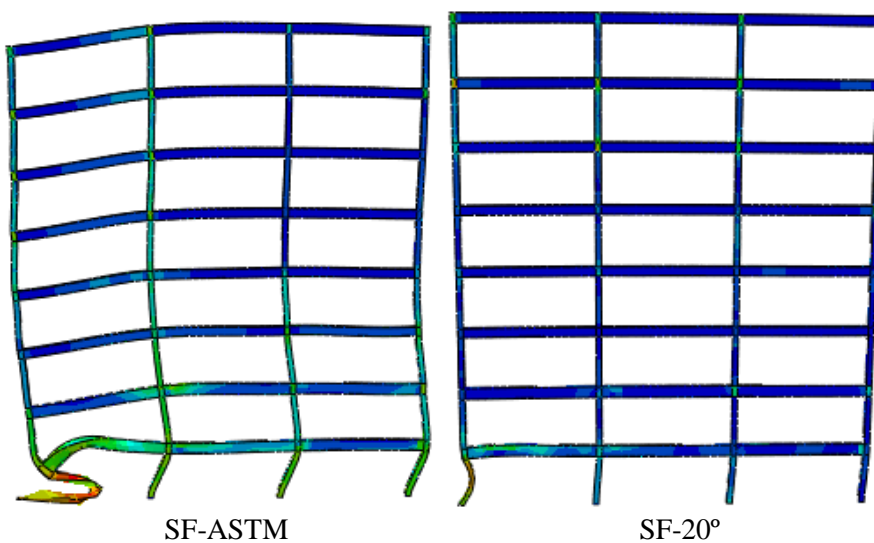
در این بخش تحقیق عملکرد قاب فولادی تحت بار انفجاری مطابق شکل ۹ و اعمال حرارت مطابق شکل ۱۹ بر اساس ASTM-E 119 [۲۶]، مورد بررسی قرار گرفته است.



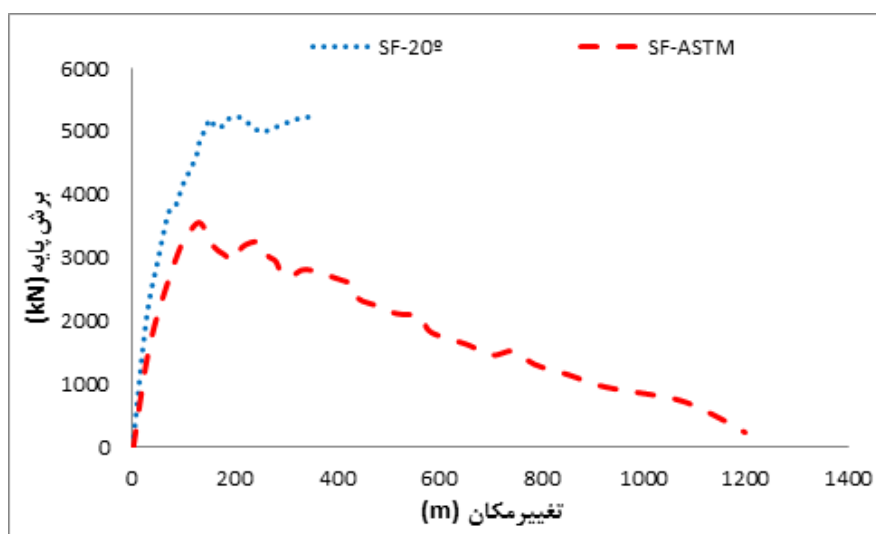
شکل ۱۹: منحنی زمان-دما اعمالی به مدل‌ها مطابق با ASTM-E 119 [۲۶]

شکل ۲۰ روند خرابی و تغییر شکل رخ داده در مدل‌ها ناشی از اعمال حرارت و بار انفجاری را نشان می‌دهد. همان طور که در شکل مشخص است، قاب تحت حرارت مطابق با ASTM-E119 دچار فروریزش و خرابی پیشرونده شده است و تغییر شکل این قاب بسیار بیشتر از قاب تحت دمای محیط است. منحنی برش پایه - تغییر مکان مدل‌ها در شکل ۲۱ ارائه شده است. نتایج این منحنی نشان می‌دهد که قاب SF-ASTM دچار تنزل مقاومت بسیار شدید شده است؛ به طوری که در گام نهایی بارگذاری مقاومت این قاب ۹۵ درصد از قاب تحت دمای محیط کمتر است. شکل ۲۲ منحنی استهلاک انرژی - زمان مدل‌ها را نشان می‌دهد، مطابق با نتایج این منحنی استهلاک انرژی قاب تحت دمای محیط بسیار بیشتر از قاب تحت دمای ASTM-E119 می‌باشد. اعمال حرارت بر اساس ASTM سبب کاهش ۸۵ درصدی استهلاک انرژی قاب فولادی شده است. به طور کلی با توجه به اینکه بار اعمالی بر دو قاب مورد بررسی یکسان است، دلیل افزایش تغییر شکل، کاهش مقاومت و کاهش ظرفیت استهلاک انرژی قاب خمشی فولادی تحت دمای ASTM-E119 نسبت به قاب دیگر، تنزل

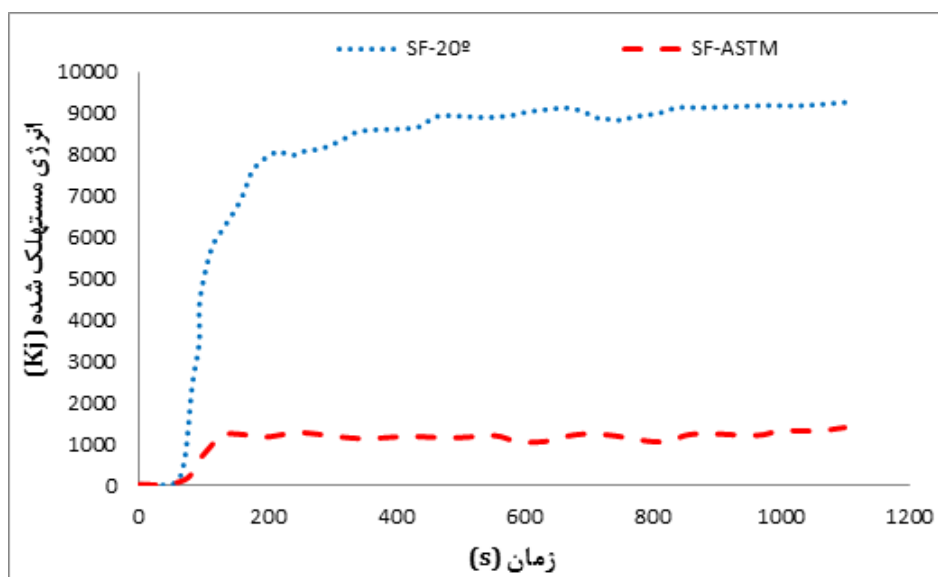
سختی (ناشی از افت مدول یانگ) و تنزل مقاومت (ناشی از افت مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی) مصالح فولادی در اثر حرارت تفسیر می‌شود.



شکل (۲۰) تغییر شکل رخ داده در قاب تحت بار انفجاری و دما



شکل (۲۱) نمودار نیرو- تغییر مکان



شکل (۲۲) انرژی مستهلک شده‌ی مدل‌ها

۳- نتیجه‌گیری

خلاصه نتایج بدست آمده از این تحقیق در زیر ارائه شده است:

- اعمال دمای ثابت به میزان ۲۰۰ تا ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد بر قاب خمشی فولادی تحت انفجار، باعث افزایش تغییرشکل سازه می‌شود. به طوری که در دماهای بالا (۶۰۰ تا ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد)، قاب خمشی فولادی دچار خرابی پیشرونده و فروریزش می‌شود.
- اعمال دمای ۲۰۰، ۴۰۰، ۶۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد بر قاب خمشی فولادی تحت انفجار سبب افزایش تغییرمکان به میزان تقریباً ۶ درصد، ۵۳ درصد، ۱۲۸ درصد و ۲۵۲ درصد نسبت به مدل با دمای محیط (۲۰°) خواهد شد.
- با افزایش دما ظرفیت برشی قاب خمشی فولادی کاهش می‌یابد. اعمال دمای ثابت ۲۰۰ تا ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد بر قاب خمشی فولادی باعث کاهش ظرفیت برشی به میزان تقریباً ۸ تا ۹۶ درصد نسبت به قاب خمشی فولادی تحت دمای محیط می‌شود.
- اعمال دمای ثابت ۲۰۰ تا ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد بر قاب خمشی فولادی باعث کاهش استهلاک انرژی به میزان تقریباً ۵/۵ تا ۸۵ درصد نسبت به قاب فولادی تحت دمای محیط خواهد شد.
- قاب خمشی فولادی تحت دمای محیط دچار افت ظرفیت برشی نمی‌شود در صورتی که در قاب تحت اعمال دما مطابق با ASTM-E 119 افت ظرفیت برشی شدید مشاهده می‌شود.

در تحقیق حاضر اثر همزمانی رخداد انفجار و آتش بر عملکرد قاب خمشی فولادی مورد بررسی قرار گرفت. به طور کلی نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که اگر در سازه قاب خمشی فولادی تحت آتش انفجاری رخ دهد عملکرد سازه‌ای قاب به شدت نسبت به قاب تحت دمای محیط دچار افت می‌شود. دلیل عملکرد نامطلوب قاب خمشی فولادی تحت شرایط همزمانی آتش و انفجار، ضعف مصالح فولادی به دلیل تنزل سختی (ناشی از افت مدول یانگ) و تنزل مقاومت (ناشی از افت مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی) می‌باشد. بر اساس نتایج تحقیق حاضر با توجه به اینکه امکان رخداد همزمان آتش و انفجار بر سازه‌های قاب‌های خمشی فولادی در شرایط واقعی وجود دارد، پیشنهاد می‌شود در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها در برابر انفجار مانند FEMA 427 [۲۷] و آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها در برابر آتش مانند Eurocode 3, part 1.2 [۲۸] اثر همزمانی آتش و انفجار مورد بررسی قرار گیرد.

مراجع

- [1] ISO, I. (1999). 834: Fire resistance tests-elements of building construction. *International Organization for Standardization*, Geneva, Switzerland.
- [2] Al-Jabri, K.S., Buick Davison, J. and Burgess, I.W. (2008). Performance of beam-to-column joints in fire –a review, *Fire Safety Journal*, 43 (1), 50–62.
- [3] Hosser, D. (2009). *Guide engineering methods of fire protection*, Altenberge.
- [4] Chung, H.Y., Lee, C.-H., Su, W.J. and Lin, R.Z. (2010). Application of fire-resistant steel to beam-to-column moment connections at elevated temperatures, *Journal of Constructional Steel Research*, 66, 289-303.
- [5] Della Corte, G., Landolfo, R. and Mazzolani, F.M. (2001). Post-Earthquake Fire Resistance of Moment Resisting Steel Frames, *Fire Safety Journal*, 38, 593-612.
- [6] Selamet, S. and Garlock, M. (2011). A Comparison between the Single Plate and Angle Shear Connection Performance under Fire. In: *Proceedings of the ASCE Structures Congress*, ASCE, Las Vegas, NV.
- [7] Yahyaei, M. V. and Rezaeyan, A. (2016). The function of screw-to-handle connection in wood bending frames under fire”, *Journal of Constructional Steel Research*, 2 (3).
- [8] Memari, M., Mahmoud, H., & Ellingwood, B. (2014). Post-earthquake fire performance of moment resisting frames with reduced beam section connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 103, 215-229.
- [9] Song, T. Y., & Han, L. H. (2014). Post-fire behaviour of concrete-filled steel tubular column to axially and rotationally restrained steel beam joint. *Fire safety journal*, 69, 147-163.
- [10] Behnam, B., Lim, P. J., & Ronagh, H. R. (2015). Plastic hinge relocation in reinforced concrete frames as a method of improving post-earthquake fire resistance. In *Structures*, Vol. 2, 21-31
- [11] Petrina, T. (2016). Fire Resistance of Steel Beam to Column End Plate Connections. *Procedia engineering*, 161, 143-149.
- [12] Lee, C. H., Chiou, Y. J., Chung, H. Y., & Chen, C. J. (2011). Numerical modeling of the fire–structure behavior of steel beam-to-column connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(9), 1386-1400.
- [13] Rahnavard, R., & Thomas, R. J. (2018). Numerical evaluation of the effects of fire on steel connections; Part 1: Simulation techniques. *Case Studies in Thermal Engineering*, 12, 445-453.
- [14] Urgessa, G. S., & Arciszewski, T. (2011). Blast response comparison of multiple steel frame connections. *Finite Elements in Analysis and Design*, 47(7), 668-675.
- [15] Forni, D., Chiaia, B., & Cadoni, E. (2017). Blast effects on steel columns under fire conditions. *Journal of Constructional Steel Research*, 136, 1-10.
- [16] Zheng, C., Kong, X. S., Wu, W. G., Xu, S. X., & Guan, Z. W. (2018). Experimental and numerical studies on the dynamic response of steel plates subjected to confined blast loading. *International Journal of Impact Engineering*, 113, 144-160.
- [17] Abdolazadeh, Gh. Javanmard, J. and Tavakoli, H. (2016). Behavior of rigid beam-to-steel column joints with long end plates under explosive loads, *Structure and Steel journal*, 11(18), 91-107 (in Persian).
- [18] Khandelwal, K., El-Tawil, S., & Sadek, F. (2009). Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(3), 699-708.
- [19] Ibrahim, Y. E., & Nabil, M. (2019). Assessment of structural response of an existing structure under blast load using finite element analysis. *Alexandria Engineering Journal*, 58(4), 1327-1338.
- [20] Denny, J. W., & Clublely, S. K. (2019). Long-duration blast loading & response of steel column sections at different angles of incidence. *Engineering Structures*, 178, 331-342.
- [21] Forni, D., Chiaia, B., & Cadoni, E. (2017). Blast effects on steel columns under fire conditions. *Journal of Constructional Steel Research*, 136, 1-10.
- [22] Teslim-Balogun, A., Málaga-Chuquitaype, C., & Stafford, P. J. (2019, April). A Numerical Study on the Structural Response of Steel Structures under Post-Blast Travelling Fires. In *Structures Congress 2019: Blast, Impact Loading, and Research and Education* (pp. 59-69). Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- [23] Sun, Y., Wang, X., Ji, C., Gao, F., Yu, Y., Cheng, L., ... & Wu, J. Damage effect of steel circular tube subjected to fire and blast. *Journal of Constructional Steel Research*, 176, 106389.
- [24] Rahnavard, R., Siahpolo, N., Naghavi, M., & Hassanipour, A. (2014). Analytical study of common rigid steel connections under the effect of heat. *Advances in Civil Engineering*, 2014.
- [25] Ataei, A., Bradford, M. A., & Liu, X. (2016). Experimental study of flush end plate beam-to-column composite joints with precast slabs and deconstructable bolted shear connectors. In *Structures*, 7, 43-58
- [26] ASTM, E. (2003). 119—05a. *Standard test methods for fire tests of building construction and materials*.

[27] FEMA. (2003). FEMA 27: *Primer for design of commercial buildings to mitigate terrorists attacks*.

[28] de Normalisation, C. E. (1993). Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.2: General rules–Structural fire design. *Comité Européen de Normalisation*, prEN, 1-2.