

Investigating the effect of rigidity of the diaphragm and connections constraints on the behavior of steel braced frames under fire load

R. Kaffash¹, A. Karamodin^{2*}

1- Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.

2- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran.

ABSTRACT

The resistance of steel structures under accidental loading conditions such as fire is affected by the inherent characteristics of the structure such as redundancy, ductility and joint constraints. On the other hand, due to the action of the structural components exposed to fire, the rigidity of the diaphragm and the performance of the connections are subjected to damage. This paper examines effects of the rigidity of the diaphragm and the shear connections constraints as part of the fire-resistant properties of steel braced frames. Two modes of operation of the floors in the form of rigid diaphragm and soft diaphragm, as well as two modes of operation of shear connections in the form of hinged and rolled joints, have been evaluated under a fire scenario. The effect of gravity and fire loads on a 10-story steel braced frame is simulated in these cases using numerical analysis techniques using finite element method. Analysis show that fire resistance time of braced frames and structural collapse mechanisms are severely affected by the presence or absence of diaphragms as well as tensile constraints on shear joints. As in the case of the existence rigid diaphragm of the structure, it undergoes a total collapse in a short time, and also in the absence of tensile constraints of the joints, the collapse mechanism locally changes position. Analysis results can also help engineers understand local and general responses to steel braced frames under fire loading.

ARTICLE INFO

Receive Date: 25 April 2020

Revise Date: 26 November 2020

Accept Date: 01 January 2021

Keywords:

Fire

Fire resistance

Braced frames

Rigid diaphragm

Shear connections

Overall behavior

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.228452.2128>

*Corresponding author: Abbas Karamodin.

Email address: a-karam@um.ac.ir

بررسی اثر صلبیت دیافراگم و قیدهای اتصالات در رفتار کلی قاب‌های مهاربندی فولادی تحت اثر بار آتش

محمد رسول کفاش^۱، عباس کرم‌الدین^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۲- دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

چکیده

استقامت سازه‌های فولادی تحت شرایط بارگذاری تصادفی همچون آتش‌سوزی، متأثر از ویژگی‌های ذاتی سازه همچون افزونگی و شکل‌پذیری سازه است. از سوی دیگر در هنگام آتش‌سوزی به دلیل فعل‌وانفعالات اجزای سازه، برخی از عوامل موثر در افزونگی همچون صلبیت دیافراگم سقف و عملکرد اتصالات، در معرض آسیب قرار می‌گیرند. این مقاله اثر تغییر صلبیت دیافراگم سقف و قیدهای اتصالات برشی را به‌عنوان بخشی از ویژگی‌های مؤثر بر مقاومت در برابر آتش‌سوزی قاب‌های مهاربندی فولادی، موردبررسی قرار می‌دهد. دو حالت عملکرد سقف طبقات در آتش به صورت دیافراگم صلب و دیافراگم نرم و نیز دو حالت عملکرد اتصالات برشی به صورت مفصلی کامل و غلتکی، تحت یک سناریو آتش‌سوزی مورد ارزیابی قرار گرفته است. اثر بارهای ثقلی و آتش‌سوزی بر روی یک نمونه قاب مهاربندی فولادی ۱۰ طبقه در حالات مذکور با استفاده از فن‌های تحلیل عددی به روش اجزای محدود، شبیه‌سازی شده است. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که مدت‌زمان مقاومت در برابر آتش قاب‌های مهاربندی و مکانیزم تخریب سازه به شدت تحت تأثیر وجود یا عدم وجود دیافراگم و نیز قیدهای کششی در اتصالات برشی قرار می‌گیرد. چنانکه در حالت وجود دیافراگم صلب سقف، سازه دچار فرپاشی کلی در زمان کوتاه‌تری می‌شود و همچنین در حالت غیاب قیدهای کششی اتصالات، مکانیزم فروپاشی به صورت موضعی تغییر وضعیت می‌یابد. همچنین نتایج تحلیل‌ها می‌تواند به مهندسان در درک پاسخ‌های موضعی و کلی از قاب‌های مهاربندی فولادی تحت بارگذاری آتش کمک کند.

کلمات کلیدی: آتش‌سوزی، مقاومت آتش، قاب‌های مهاربندی، دیافراگم صلب، اتصالات برشی، رفتار کلی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.228452.2128	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.228452.2128	۱۴۰۰/۰۹/۳۰	۱۳۹۹/۱۰/۱۲	۱۳۹۹/۱۰/۱۲	۱۳۹۹/۰۹/۰۶	۱۳۹۹/۰۲/۰۶
عباس کرم‌الدین a-karam@um.ac.ir					*نویسنده مسئول پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

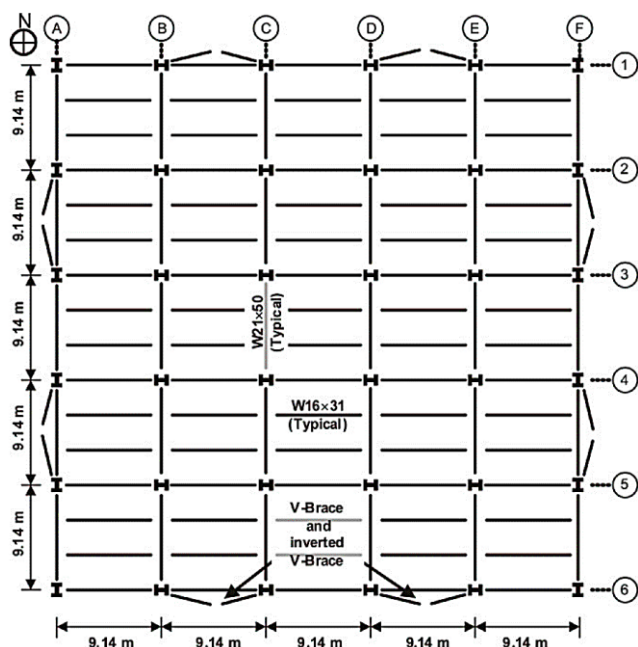
سازه‌های فولادی مقاومت ذاتی قابل توجهی در برابر حریق ندارند زیرا مقدار قابل توجهی از مقاومت فولاد با رسیدن به دمایی در حدود ۶۰۰ درجه و تداوم حریق از دست می‌رود. از سوی دیگر ضوابط فعلی طراحی سازه‌های فولادی در برابر آتش اغلب تجویزی هستند. این امر تخمین رفتار آن‌ها در معرض آتش‌سوزی واقعی را برای مهندسين طراح دشوار می‌سازد. رفتار کلی سازه ساختمان در برابر آتش به عوامل مختلفی از جمله اثر $P-D$ ، قیدهای اتصالات و عملکرد دیافراگم سقف طبقات ساختمان وابسته است. به دلیل محدودیت‌های مطالعات آزمایشگاهی، مطالعات تجربی اندکی در زمینه رفتار کلی سازه‌های ساختمانی در معرض آتش انجام شده است. نتایج محدود آزمایش‌های انجام شده در این زمینه نشان داده، رویکرد متداول طراحی در برابر آتش قاب‌های فولادی بر اساس رفتار اعضا به صورت مجزا، هیچ‌یک از پاسخ‌های موضعی و کلی قاب‌های فولادی تحت بارگذاری آتش را دربر نمی‌گیرد [۱]. بنابراین درک کامل عملکرد کلی سیستم و پتانسیل فروپاشی سازه‌های ساختمانی در معرض آتش‌سوزی، نیاز به استفاده از ابزارهای تحلیلی دارد که می‌تواند پاسخ کلی سیستم را به واسطه ضعف اجزای مختلف به دست آورد. در این راستا چندین مطالعه عددی پاسخ کلی سازه‌های فولادی تحت اثر بارگذاری آتش را بررسی نموده‌اند [۲-۷]. به طور نمونه جینگ و همکاران اثر نسبت بار، سناریوهای آتش، شکل‌بندی مهاربندها و نسبت سختی تیر به ستون را روی مقاومت آتش سازه‌های فولادی بررسی کرده‌اند. علاوه بر این، فن‌های عددی برای بررسی پایداری کلی و تخریب پیش‌رونده سازه‌های قاب فولادی در معرض آتش‌سوزی بکار گرفته شده است [۸-۱۱]. به طور نمونه سان و همکاران با استفاده از آنالیز استاتیکی و دینامیکی خرابی پیش‌رونده سازه‌های فولادی تحت شرایط آتش، اثر نسبت بار، سائز المان‌ها و شرایط مرزی روی مکانیزم خرابی را بررسی نموده‌اند. پروسه مشابه سپس برای مطالعه مکانیزم خرابی قاب‌های فولادی مهاربند تحت شرایط آتش استفاده شده بود. همچنین، رویکردهای تحلیل پلاستیک و تحلیل الاستوپلاستیک برای به دست آوردن توزیع دمای بحرانی سازه در معرض آتش‌سوزی در تخریب پیشنهاد شده است [۱۲، ۱۳]. مطالعات عددی و تجربی برای درک رفتار اتصالات مختلف تیر به ستون در دماهای بالا [۱۴-۱۹] و یک سری از مطالعات عددی و تجربی برای ارزیابی عملکرد تیرهای کامپوزیت فولادی در معرض آتش‌سوزی انجام شد [۲۰-۲۲].

تا کنون اثر صلبیت دیافراگم سقف و عملکرد اتصالات به عنوان عوامل موثر در افزودگی که در هنگام آتش در معرض آسیب قرار می‌گیرند بر روی رفتار سازه در آتش‌سوزی مورد بررسی قرار نگرفته است. در این مقاله، اثر صلبیت دیافراگم سقف طبقات و نیز قیدهای کششی اتصالات برشی بر پاسخ کلی یک نمونه قاب مهاربندی هم‌محور بلندمرتبه در معرض آتش‌سوزی با در نظر گرفتن فازهای گرم شونده و خنک شونده آتش به کمک تحلیل عددی به روش اجزای محدود بررسی می‌شود. نتایج این مطالعه بینش ارزشمندی را در مورد رفتار قاب‌های مهاربندی ارائه می‌دهد که می‌تواند به طراحی مهندسی آتش مبتنی بر عملکرد ساختمان‌های فولادی با قاب‌های مهاربندی کمک کند.

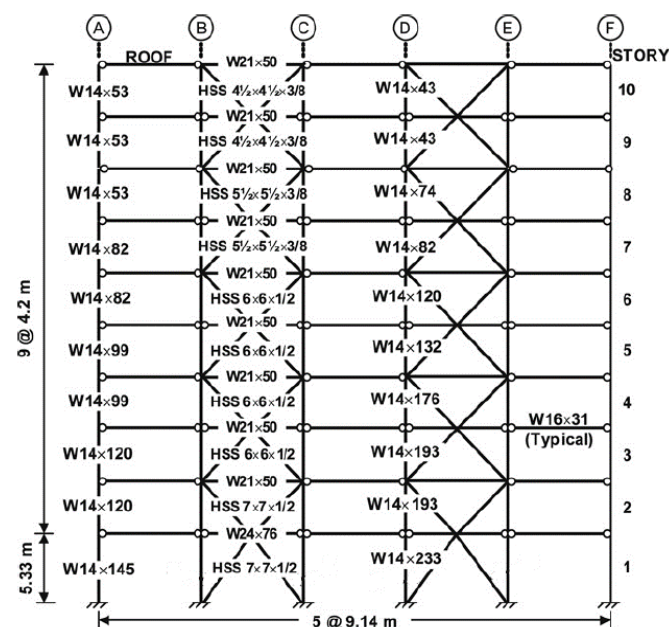
۲- ارائه مدل

در این پژوهش نمونه‌ای از ساختمان‌های قاب مهاربندی فولادی طراحی شده به منظور مطالعه اثر تخریب پیش‌رونده در مؤسسه ملی استانداردها و فناوری آمریکا (NIST) [۲۳] به عنوان سازه نمونه در نظر گرفته شده است. این ساختمان‌ها، ساختمان‌های ۱۰ طبقه اداری و با ابعاد پلان $45/7 \times 45/7$ برحسب متر بوده و بارهای طراحی آن‌ها بر اساس ASCE 7-05 تعیین شده است [۲۴]. ساختمان نمونه انتخابی برای سطح خطر لرزه‌ای متوسط طراحی شده و منجر به طرح سیستم مهاربندی به صورت هم‌محور ویژه [۲۵] شده است. نمای قاب‌های شرقی - غربی (E-W) نمونه انتخابی در شکل ۱ و پلان ساختمان در شکل ۲ نشان داده شده است. استانداردهای مواد و طراحی مورد استفاده در طراحی اعضا و اتصالات آن‌ها، از مراجع [۲۵-۲۸] انتخاب شده است. بار مرده برای طبقات، شامل وزن خود دال‌ها ۲۲۰۰ نیوتن بر مترمربع و یک سربار مرده ۱۴۳۰ نیوتن بر مترمربع است. در حالی که بار زنده طراحی ۴۷۹۰ نیوتن بر مترمربع است. برای بام، بار مرده شامل وزن خود دال ۲۲۰۰ نیوتن بر مترمربع و سربار مرده ۴۸۰ نیوتن بر مترمربع و بار زنده طراحی ۹۶۰ نیوتن بر مترمربع اعمال شده است. کاهش بارهای زنده بر اساس ASCE 7-05 است [۲۴]. سیستم سازه‌ای ساختمان متشکل از قاب‌های مهاربندی پیرامونی و قاب‌های ثقلی داخلی است. تیرها و ستون‌ها در قاب‌های ثقلی از طریق اتصالات مفصلی متصل می‌شوند. مهاربندها از مقاطع فولادی

مربعی توخالی فشرده لرزه‌ای با فولاد نوع ASTM A500 با $F_y=315$ Mpa انتخاب شده، در حالی که فولاد نوع ASTM A992 با $F_y=350$ Mpa برای تمام تیرها و ستون‌ها استفاده شده است.



شکل ۲- پلان ساختمان نمونه [۲۳].

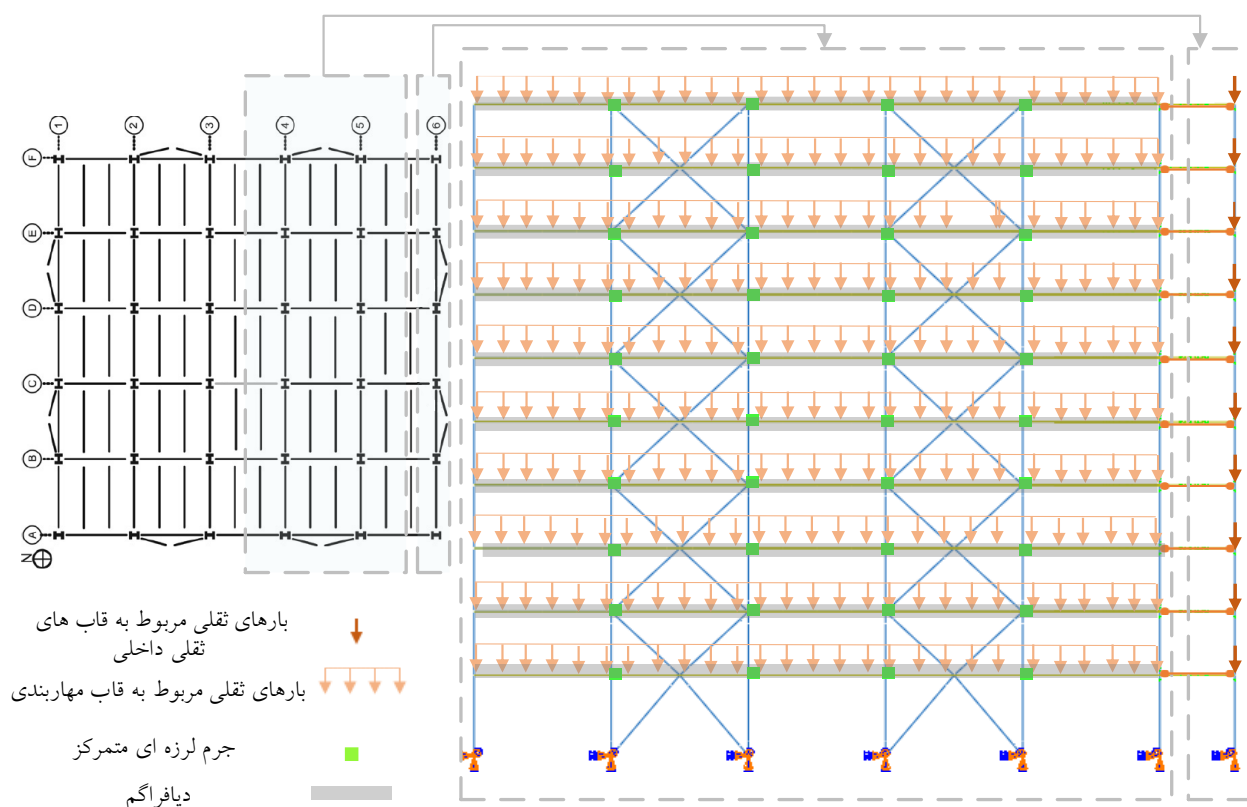


شکل ۱- نمای قاب مهاربندی ساختمان نمونه در جهت E-W [۲۳].

چنانکه در شکل ۳ نشان داده شده است، سازه نمونه به صورت یک قاب دوبعدی مدل‌سازی شده است. برای محاسبه اثرات $P-\Delta$ ، مدل‌سازی یک ستون متکی به نمایندگی از قاب‌های ثقیلی در نظر گرفته شده است. ستون‌های متکی با استفاده از المان‌های خرپایی مدل‌سازی می‌شوند و به قاب‌های مهاربندی اصلی در تراز طبقات با استفاده از قیدهایی متصل می‌شوند. این ستون‌ها دارای صلبیت محوری بوده و در پایه و تراز طبقات مفصل شده‌اند، از این رو آن‌ها بر سختی جانبی قاب‌های مهاربندی اصلی تأثیر نمی‌گذارد. بارهای ثقیلی نیز همان‌طور که در شکل ۳ نشان داده شده به دو بخش تقسیم می‌شوند. یک بخش شامل بارهای ثقیلی مرتبط با قاب‌های مهاربندی که به صورت نیروهای عمودی بر روی تیرها در سطح هر طبقه اعمال می‌شود. بخش دوم، بارهای ثقیلی مرتبط با قاب‌های ثقیلی داخلی، به صورت بارهای متمرکز که به ستون‌های متکی در سطوح طبقه مربوطه اعمال می‌شوند. با در نظر گرفتن مقادیر بار مرده و زنده مشخص شده در بالا و ترکیب بار آیین نامه در شرایط آتش، مقادیر بار ثقیلی محاسبه و با در نظر گرفتن فاصله ۹/۱۴ متر بین قاب‌ها، بار توزیع شده روی تیرها و ستون‌های طبقات و بام اعمال شده است.

۳- شبیه‌سازی عددی

برای شبیه‌سازی بار آتش‌سوزی در سازه نیاز به استفاده از تحلیل‌های دو مرحله‌ای و متوالی است. در این تحقیق این مراحل تحلیل به روش اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس [۲۹] با دو مرحله تحلیل جداگانه زیر انجام شده است [۳۰]. اولین مرحله تحلیل، یک تحلیل غیرخطی استاتیکی است که سازه تحت بار ثقیلی قرار می‌گیرد. مرحله دوم نیز یک تحلیل دینامیکی ضمنی غیرخطی است که در آن اثرات گذرای افزایش دمای اعضای سازه‌ای در معرض آتش، بسته به سناریوهای احتمالی آتش‌سوزی، در نظر گرفته شده است.

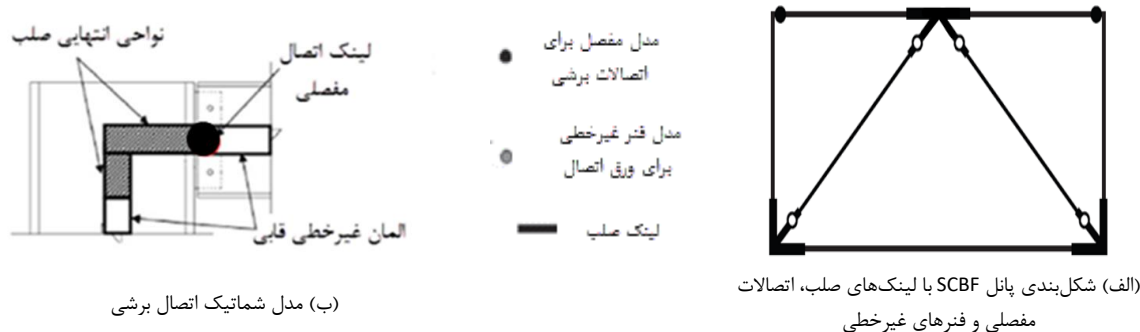


شکل ۳- جزئیات مدل اجزای محدود قاب نمونه.

بار ثقلی با استفاده از ترکیب بارگذاری برای حالت رخ داد آتش، مطابق آیین نامه *ASCE7-10* محاسبه می‌شود. [۳۱] این آیین نامه پیشنهاد می‌کند که ترکیب بار ثقلی به صورت رابطه (۱) برای شرایط آتش سوزی در نظر گرفته شود.

$$w = 1.25DL + 0.5LL \quad (1)$$

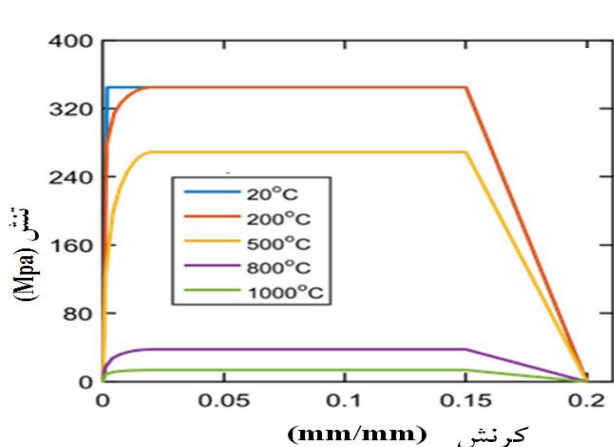
قاب با استفاده از المان‌های تیر اولر-برنولی ۲ گره‌ای مدل‌سازی شده‌اند به طوری که حداکثر طول اجزای محدود ۱ متر در میانه اعضا و مناسب‌ترین اندازه مش در حدود ۰/۳۵ متر در اطراف گره‌ها استفاده شده تا به شکل دقیق، شکل‌گیری مفاصل پلاستیک نزدیک به اتصالات شبیه‌سازی شود. هر مهاربند با یک نقص اولیه در حدود ۰/۱ درصد از طول مهاربند قرار داده شد. همان‌طور که در شکل ۴ نشان داده شده است برای ساده‌سازی مدل، فرض شده است که اتصالات تیر به ستون در صفحه قاب به صورت اتصالات مفصلی، اتصالات مهاربندها به قاب در خارج از صفحه قاب به صورت اتصالات مفصلی و همچنین اتصالات تیر به ستون در گره‌های اتصال مهاربند، به صورت گیردار رفتار می‌کنند. صفحه‌ی اتصال حداقل تغییر شکل درون صفحه را نسبت به سایر حالت‌های تغییر شکل قاب نشان می‌دهد و از این رو المان صلب برای شبیه‌سازی این بخش استفاده شده است. چنانکه در شکل ۴-الف نشان داده شده است سه ناحیه صلب در محل ورق اتصال مهاربند استفاده می‌شود. اولین بخش از گره اتصال تا انتهای فیزیکی مهاربند است. دومین بخش از گره اتصال تا انتهای فیزیکی ورق اتصال در امتداد طول ستون گسترش می‌یابد. بخش سوم، از گره اتصال تا انتهای فیزیکی ورق اتصال در امتداد طول تیر گسترش می‌یابد. افزایش سختی‌ها در نواحی مذکور و در اتصالات تیر-ستون برای نشان دادن ابعاد فیزیکی و اثر سخت‌کنندگی ورق‌های اتصال در نظر گرفته شد. از این رو طول مؤثر مهاربند فرض شده ۷۰٪ از طول گره به گره آن در قاب باشد.



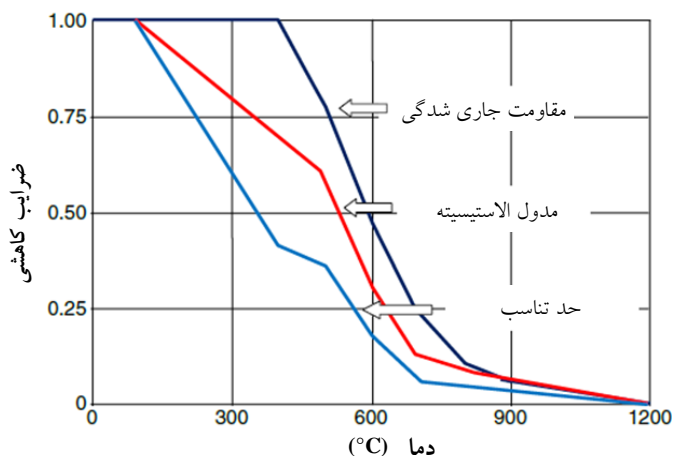
شکل ۴- مدل شماتیک اتصالات قاب مهاربندی.

شکست اتصالات در تحلیل در نظر گرفته نشده است. همچنین برای سایر اتصالات برشی دو حالت مختلف فرض شده است. در حالت اول فرض شده که اتصالات به صورت مفصل کامل عمل کنند یعنی علاوه بر مقید بودن در برش، در کشش و فشار نیز مقید باشند. در حالت دوم فرض شده است که اتصالات به صورت برشی عمل کرده و در کشش با تحمل میزان محدودی از کشش، جدا شده و در فشار به صورت گپ عمل نمایند و فشار را به ستون مجاور منتقل نمایند. همچنین برای در نظر گرفتن اثر دیافراگم دو حالت در نظر گرفته شده است. در حالت اول فرض شده که کف طبقات صلبیت کافی داشته و به صورت دیافراگم صلب عمل کرده به طوری که جابجایی جانبی همه نقاط به یکدیگر مقید شده اند و در حالت دوم فرض شده که کف طبقات انعطاف پذیر بوده و فاقد قیود جابجایی جانبی مشترک می باشند. فرض انعطاف پذیری کف طبقات با این استدلال در نظر گرفته شده که با توجه به عمل کاملاً کامپوزیتی بین شاه تیرهای فولادی و دال های بتنی، گسترش حرارتی سریع در شاه تیرهای فولادی، ممکن است باعث ایجاد نیروهای کششی زیادی در دال های بتنی و ترک آن شود که در این صورت تنش های کمی توسط دال بتنی تحمل می شود و اثرات سازه ای آن ها در اثر آتش سوزی ناچیز است.

کاهش سختی و مقاومت و تغییرات سایر خواص فولاد در اثر افزایش دما مطابق شکل ۵ در نظر گرفته می شود. این مشخصات به ویژه برای مقاومت جاری شدگی، حد تناسب و مدول الاستیسیته، حد تناسب و مقاومت نهایی بر اساس استاندارد اروپا^۱ محاسبه می شود [۳۲]. همچنین چنانکه در شکل ۶ نشان داده شده است به منظور مدل سازی رفتار مواد از مدل الاستوپلاستیک کامل برای فولاد در دماهای مختلف استفاده شده است.



شکل ۶- منحنی های تنش- کرنش فولاد سازه ای در درجه حرارت بالا [۳۲]



شکل ۵- ضرایب کاهش برای حد تناسب، مدول یانگ و تنش جاری شدگی فولاد در درجه حرارت های مختلف [۳۲].

¹ EURO Code (EC)

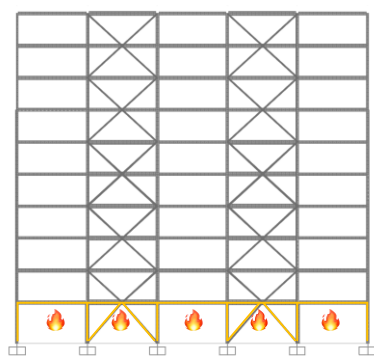
۴- بار آتش

برای شبیه‌سازی رویداد آتش‌سوزی واقعی در تحلیل عددی از منحنی‌های دما-زمان استفاده می‌شود. در این مطالعه منحنی آتش پارامتریک EC چنانکه در شکل ۷ نشان داده شده است مورد استفاده قرار گرفته زیرا توانایی نشان دادن هر سه فاز مختلف در یک رویداد آتش‌سوزی شامل یک رمپ گرم شونده، یک فاز خنک شونده و یک دمای محیط ثابت را دارد. مشخص کردن فاز خنک شونده از منحنی آتش پارامتریک برای شبیه‌سازی یک رویداد آتش‌سوزی واقعی، زمانی که فاز خنک شونده می‌تواند باعث ایجاد کرنش‌های بزرگ شود، ضروری است. در این مطالعه، پارامترهای منحنی آتش چنان در نظر گرفته می‌شود تا تقریباً فاز گرم شونده‌ای را که منحنی استاندارد $ISO 834-1$ نشان می‌دهد، ایجاد کند. چنانکه محققان دیگر در مطالعات قبلی انجام داده‌اند، فاز گرم شونده منحنی آتش‌سوزی $ISO 834-1$ می‌تواند تقریباً بدون هیچ محدودیتی به هر قاب یا المان‌های مجزا اعمال شود. در مورد ساختمان اداری فرض مقدار پارامترهای آتش همچون چگالی بار آتش طراحی، ضریب بازشو و جذب گرما در سطوح اطراف محفظه به ترتیب 130 MJ/m^2 ، $0.071 \text{ m}^{1/2}$ و $1/(m^2 \cdot s^{0.5} \cdot K)$ منحنی آتش با حداکثر دمای 800 درجه سانتی‌گراد در 22 دقیقه را نشان می‌دهد، همان‌طور که در شکل ۵ نشان داده شده است. پس از تصمیم‌گیری در مورد روش محاسبه درجه حرارت تولیدشده توسط منبع آتش^۲، مسئله انتقال حرارت به معادلات دیفرانسیل با شرایط مرزی خاصی که اجازه محاسبه دما در سطح عناصر سازه‌ای^۳ را می‌دهد و سپس انتقال گرما از طریق المان، تقلیل می‌یابد. گرچه فرضیه $T_{gas} = T_s$ ممکن است منجر به نتایج نادرست در سازه‌های بتنی شود، به‌طور کلی برای سازه‌های فولادی پذیرفته شده است. این بیشتر مربوط به هدایت بالای فولاد است که اجازه انتقال سریع گرما از یک نقطه به نقطه دیگر را می‌دهد. درجه حرارت عناصر فولادی در معرض آتش با توجه به آنچه در استاندارد $EN 1993-1-2$ [۳۲] شرح داده شده، بر اساس فرض توزیع یکنواخت دما در مقطع در نظر گرفته شده است. همچنین از اثرات مکانیکی دال‌های بتنی در تحلیل حرارتی-مکانیکی بر اساس یافته‌های کوپل و همکاران [۳۳] صرف نظر شده است، چنانکه استدلال می‌کند در تحلیل تنش دوبعدی در قاب‌ها می‌توان از دال صرف‌نظر کرد. با توجه به عملکرد کامپوزیتی بین شاه‌تیرهای فولادی و دال‌های بتنی، گسترش حرارتی سریع در شاه‌تیرهای فولادی، باعث می‌شود نیروهای کششی زیادی در دال‌های بتنی که بتن را ترک می‌دهند، باشد. بنابراین تنش‌های کمی توسط دال بتنی تحمل می‌شود و اثرات سازه‌ای آن‌ها در اثر آتش‌سوزی ناچیز است.

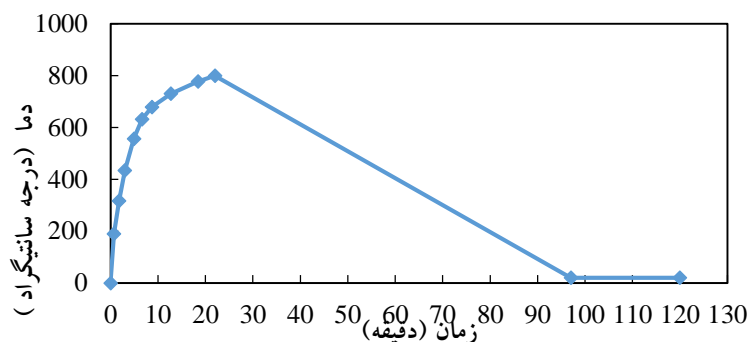
از آنجاکه امکان پیش‌بینی آتش‌سوزی وجود ندارد، یک سناریو بحرانی با فرض آغاز آتش از طبقه همکف، مطابق شکل ۸، در نظر گرفته شده است. انتخاب این سناریو آتش‌سوزی بر اساس نتایج پژوهش نویسندگان بر روی سناریوهای مختلف آتش‌سوزی در طبقات مختلف صورت گرفته است [۳۴]. علاوه بر این، در این مطالعه اعضای سازه‌ای محافظت نشده فرض شده‌اند، زیرا محاسبه بارگذاری آتش با صرف‌نظر کردن از حفاظت غیرفعال آتش نسبت به در نظر گرفتن طراحی در دمای محیط با فرض استفاده از سیستم حفاظت در برابر آتش، محافظه‌کارانه‌تر است [۳۵]. همان‌طور که در شکل ۳ نشان داده شده است در هر دهانه تیرهای بالا و ستون‌های دوطرفه و مهاربندها در معرض بارگذاری آتش قرار می‌گیرند.

² T_{gas}

³ T_s



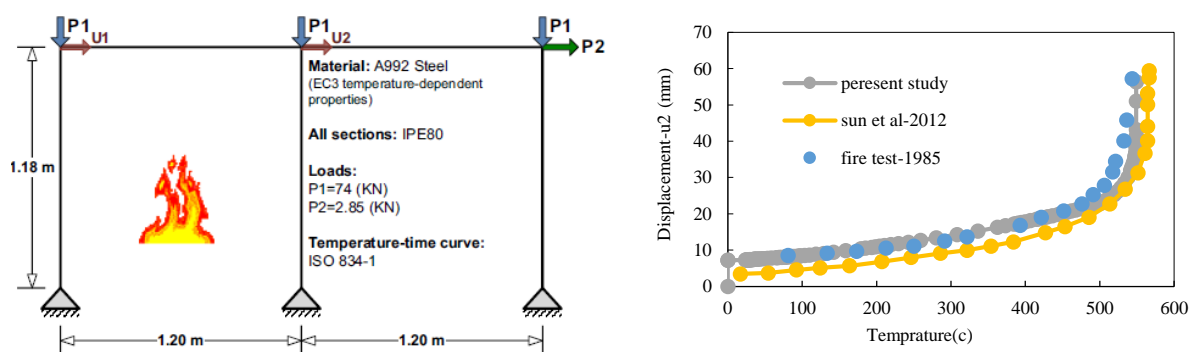
شکل ۸- سناریو آتش



شکل ۷- منحنی آتش پارامتریک EC.

۶- صحت سنجی مدل سازی

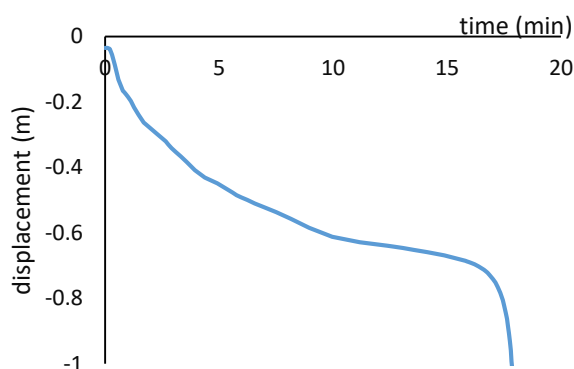
به منظور اعتبارسنجی مفروضات مدل سازی رفتار سازه در معرض آتش، یک قاب فولادی در مقیاس کوچک که قبلاً در دمای بالا توسط رابرت و همکار [۳۶] آزمایش شده است و سپس توسط سان و همکاران [۱۱] مورد تحلیل عددی قرار گرفته، انتخاب شده است. اعضای ساختمانی دهانه چپ با استفاده از منحنی استاندارد *ISO 834-1* تحت حرارت قرار گرفته‌اند. در مدل اعتبار سنجی خواص وابسته به دمای استاندارد اروپا *EC3* [۳۲] به کار گرفته شده است. نتایج جابجایی‌های جانبی در مقابل دما در یک گره قاب با نتایج تجربی و مطالعات عددی قبلی مقایسه شده است. چنانچه در شکل ۷ نشان داده شده توافق خوبی بین نتایج تجربی و عددی حاصل شده و روشی که در این مطالعه برای شبیه سازی رفتار حرارتی- مکانیکی قاب‌های فولادی مورداستفاده قرار گرفته را تأیید نموده است.



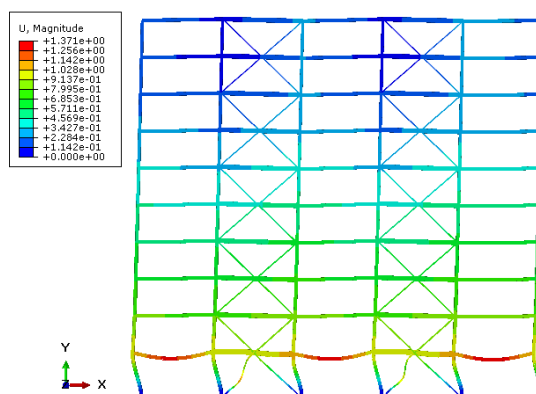
شکل ۹- قاب فولادی کوچک مقیاس استفاده شده در صحت سنجی آنالیز مکانیکی- حرارتی و نتایج صحت سنجی.

۶- نتایج

نتایج تحلیل قاب در معرض سناریو آتش سوزی در سه حالت مختلف شامل قاب با دیافراگم صلب و عملکرد مفصلی اتصالات برشی، قاب با دیافراگم نرم و عملکرد مفصلی اتصالات برشی و قاب با دیافراگم صلب و عملکرد اتصالات برشی بدون قید کششی، استخراج و مورد مقایسه قرار گرفته است. شکل ۱۰ مقاومت در برابر آتش را برای حالتی که در آن فرض شده کف طبقات به صورت صلب عمل کرده و همچنین اتصالات برشی به صورت مفصل کامل عمل می‌نمایند، هنگامی که آتش به صورت یکنواخت به کل طبقه همکف اعمال می‌شود، نشان می‌دهد. مقاومت آتش به عنوان زمانی تعریف شده است که تغییر مکان‌ها در سطح کلی یا به صورت موضعی از آستانه انتخاب شده فراتر می‌روند. این آستانه توسط منحنی جابجایی‌ها در برابر زمان متمایل شده به سمت مجانب قائم با یک خطای ۱٪ تعریف شده‌اند که به طور ضمنی بیانگر آن است که عضو یا کل سیستم قادر نیست در برابر بارهای ثقیلی اولیه انسجام خود را حفظ نمایند [۳۷].



تاریخچه تغییر مکان وسط تیر دهانه E1-F1 در طبقه همکف

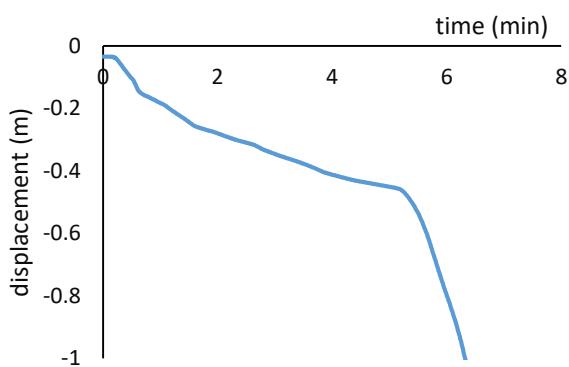


مکانیزم تخریب در زمان ۱۷ دقیقه

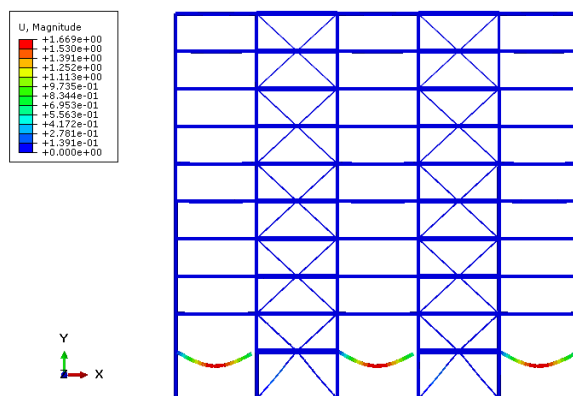
شکل ۱۰- مقاومت در برابر آتش قاب مهاربندی در حالت وجود دیافراگم و عملکرد مفصلی اتصالات برشی

همان‌طور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود در حالت وجود دیافراگم و عملکرد مفصلی اتصالات برشی، به دلیل ایجاد کنش زنجیری تیرها در اثر خیز ناشی از حرارت و کشش منتقل شده از آن به وسیله اتصال، ستون دچار کماتش شده و از طرفی به دلیل وجود دیافراگم صلب کف طبقات این ناپایداری به سایر ستون‌ها در این طبقه منتقل شده و با افزوده شدن اثر $P-\Delta$ یک مکانیزم تخریب کلی شکل گرفته و کل طبقه در زمان در حدود ۱۷ دقیقه دچار تخریب می‌شود.

شکل ۱۱، مقاومت در برابر آتش قاب مهاربندی برای حالتی که دیافراگم به صورت صلب عمل کرده ولی اتصالات برشی تنها عملکرد برشی داشته و در کشش پس از تحمل نیروی محدود جدا می‌شود و در فشار به صورت گپ عمل می‌کند را نشان می‌دهد. با اعمال بار آتش به‌طور یکنواخت به طبقه در تراز همکف، تیرها در این تراز در اثر بار حرارت دچار خیز شده و به دلیل عدم تاب‌آوری در تحمل کشش در اتصالات از همان محل جدا شده و سازه در مدت زمان در حدود ۷ دقیقه دچار مکانیزم تخریب موضعی شده است. خیز وسط تیر دهانه کناری در طبقه همکف در مقابل زمان، بر اساس سناریو آتش‌سوزی فرضی در شکل ۵ نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقاومت آتش بیشتر از حالت قبلی بوده و نشان می‌دهد که ظرفیت تحمل کششی اتصالات برشی تأثیر قابل توجهی در مقاومت سازه در برابر آتش دارد.



تاریخچه تغییر مکان وسط تیر دهانه E1-F1 در طبقه همکف

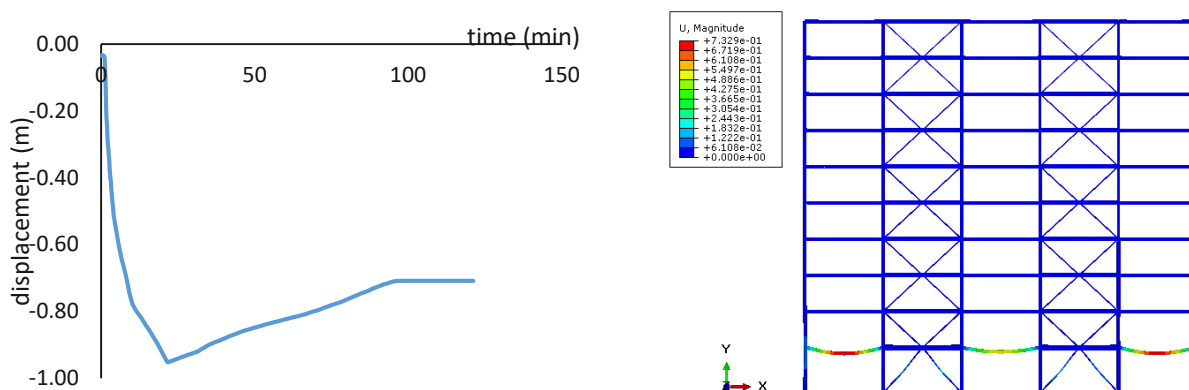


شکل تخریب در زمان ۶ دقیقه

شکل ۱۱- مقاومت در برابر آتش قاب مهاربندی در حالت وجود دیافراگم و عملکرد اتصالات برشی فاقد قید کششی

مقاومت قاب مهاربندی نمونه در برابر آتش برای حالتی که قاب فاقد دیافراگم صلب بوده و نیز اتصالات برشی به صورت مفصلی کامل عمل می‌کنند در شکل ۱۲ نشان داده شده است. برخلاف حالات قبلی، مقاومت آتش بر اساس یک آتش یکنواخت در طبقه همکف قاب منجر به تخریب نشده و سازه در هر دو فاز گرم شونده و خنک شونده مقاومت خود را در برابر آتش حفظ نموده‌اند و تنها تغییر

شکل‌های موضعی در تیرها و مهاربندهای در معرض آتش، شکل گرفته است که این به دلیل شکل نگرفتن اثر $P-\Delta$ در اثر عدم وجود دیافراگم است.



تاریخچه تغییر مکان وسط تیر دهانه $E1-F1$ در طبقه همکف

تغییر شکل قاب مهاربندی در زمان ۱۲۰ دقیقه

شکل ۱۲- مقاومت در برابر آتش قاب مهاربندی در حالت عدم وجود دیافراگم و عملکرد مفصلی اتصالات برشی

۸- نتیجه‌گیری

در این مقاله یک نمونه قاب مهاربندی فولادی در دو حالت عملکرد سقف طبقات در آتش به صورت دیافراگم صلب و دیافراگم نرم و نیز دو حالت عملکرد اتصالات برشی به صورت مفصلی کامل و غلتکی تحت یک سناریو آتش‌سوزی بحرانی در معرض آتش‌سوزی یکنواخت در طبقه همکف مورد بررسی قرار گرفت. با بررسی نتایج تحلیل‌ها، موارد زیر قابل اشاره است:

- با مقایسه نمودارهای مقاومت سازه در حالات مختلف می‌توان مشاهده کرد که حالات مختلف وجود یا عدم وجود دیافراگم و نیز وجود یا عدم وجود قیدهای کششی در اتصالات برشی تأثیر قابل توجهی در زمان مقاومت آتش و مکانیزم تخریب به لحاظ شکل‌گیری مکانیزم تخریب موضعی و یا مکانیزم تخریب کلی دارد چنانکه در حالات مختلف، زمان مقاومت سازه در برابر آتش، از ۶ تا ۱۲۰ دقیقه متغیر است.

- با تغییر وضعیت سازه از حالت وجود دیافراگم صلب کف طبقات به حالت عدم وجود دیافراگم، اثر $P-\Delta$ و متعاقباً پتانسیل تخریب کلی سازه به شدت کاهش می‌یابد چنانکه زمان مقاومت سازه از ۱۷ دقیقه به ۱۲۰ دقیقه افزایش می‌یابد.

- با توجه به اینکه عامل اصلی شروع تخریب در قاب‌های مهاربندی، واکنش زنجیری تیرهای دچار خیز شده در اثر حرارت و وارد آوردن نیروهای کششی بر ستون و نتیجتاً کمناش ستون است، می‌توان دریافت که با حذف قید انتقال کشش در اتصالات برشی، مکانیزم تخریب به صورت جداشدگی اتصال و به شکل فروریزش موضعی تیر در اثر جدا شدن از ستون رخ می‌دهد.

- وجود مقاومت کششی در اتصال برشی زمان تخریب سازه را به تعویق می‌اندازد چنانکه زمان مقاومت سازه در برابر حریق از ۶ دقیقه در حالت اتصال غلتکی به ۱۷ دقیقه در حالت اتصال مفصلی افزایش می‌یابد ولی مکانیزم گسیختگی را از مکانیزم تخریب موضعی در حالت اتصال غلتکی به مکانیزم تخریب کلی در حالت اتصال مفصلی تبدیل می‌کند.

- از آنجایی که جزئیات انواع اتصالات برشی عامل تعیین‌کننده در ظرفیت تحمل کشش این اتصالات و نیز جزئیات انواع کف طبقات عامل تعیین‌کننده در صلبیت دیافراگم است، لازم است اثر این جزئیات در رفتار موضعی و کلی سازه قاب‌های مهاربندی بررسی شود تا نتایج واقعی‌تر به دست آید.

مراجع

- [1] O'Connor MA, Martin DM, Behaviour of a Multi-storey Steel Framed Building Subjected to Fire Attack, (1998).
- [2] Gu L, Kodur V, Role of Insulation Effectiveness on Fire Resistance of Steel Structures under Extreme Loading Events, (2011);25: 277-86.
- [3] Huang Z, Burgess IW, Plank RJ, Three-Dimensional Analysis of Composite Steel-Framed Buildings in Fire, (2000);126: 389-97.
- [4] Liew JYR, Ma KY, Advanced analysis of 3D steel framework exposed to compartment fire, (2004);28: 253-67.
- [5] Saab HA, Nethercot DA, Modelling steel frame behaviour under fire conditions, Engineering Structures, (1991);13: 371-82.
- [6] Wang YC, Moore DB, Steel frames in fire: analysis, Engineering Structures, (1995);17: 462-72.
- [7] Jiang J, Usmani A, Bisby L. Nonlinear thermo mechanical analysis of structures using OpenSees. University of Edinburgh, Edinburgh, UK, (2012).
- [8] Alderighi E, Salvatore W, Structural fire performance of earthquake-resistant composite steel-concrete frames, Engineering Structures, (2009);31: 894-909.
- [9] Röben C, Gillie M, Torero J, Structural behaviour during a vertically travelling fire, Journal of Constructional Steel Research, (2010);66: 191-97.
- [10] Hong S, Varma A, Agarwal A, Prasad K. Behavior of steel building structures under realistic fire loading. Conference Ttile, (2008).
- [11] Sun R, Huang Z, Burgess IW, Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions, Engineering Structures, (2012);34: 400-13.
- [12] Wong MB, Plastic Frame Analysis under Fire Conditions, ASCE's Journal of Structural engineering, (2001);127: 290-95.
- [13] Wong MB, Elastic and plastic methods for numerical modelling of steel structures subject to fire, Journal of Constructional Steel Research, (2001);57: 1-14.
- [14] Garlock ME, Selamat S, Modeling and Behavior of Steel Plate Connections Subject to Various Fire Scenarios, (2010);136: 897-906.
- [15] Huang S-S, Davison B, Burgess IW, High-temperature tests on joints to steel and partially-encased H-section columns, Journal of Constructional Steel Research, (2013);80: 243-51.
- [16] Lee C-H, Chiou Y-J, Chung H-Y, Chen C-J, Numerical modeling of the fire-structure behavior of steel beam-to-column connections, Journal of Constructional Steel Research, (2011);67: 1386-400.
- [17] Spyrou S, Davison JB, Burgess IW, Plank RJ, Experimental and analytical investigation of the 'tension zone' components within a steel joint at elevated temperatures, Journal of Constructional Steel Research, (2004);60: 867-96.
- [18] Wang M, Wang P, Strategies to increase the robustness of endplate beam-column connections in fire, Journal of Constructional Steel Research, (2013);80: 109-20.
- [19] Yu H, Burgess IW, Davison JB, Plank RJ, Numerical simulation of bolted steel connections in fire using explicit dynamic analysis, Journal of Constructional Steel Research, (2008);64: 515-25.
- [20] Kodur VKR, Naser M, Pakala P, Varma A, Modeling the response of composite beam-slab assemblies exposed to fire, Journal of Constructional Steel Research, (2013);80: 163-73.
- [21] Usmani AS, Rotter JM, Lamont S, Sanad AM, Gillie M, Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects, Fire Safety Journal, (2001);36: 721-44.
- [22] Wellman EI, Varma AH, Fike R, Kodur V, Experimental Evaluation of Thin Composite Floor Assemblies under Fire Loading, (2011);137: 1002-16.
- [23] Ghosh SK. Assessing ability of seismic structural systems to withstand progressive collapse: design of steel braced frame buildings. In. Assessing ability of seismic structural systems to withstand progressive collapse: design of steel braced frame buildings. The National Institute of Standards and Technology, (2006).
- [24] ASCE 7-05: Minimum design loads for buildings and other structures. In. ASCE 7-05: Minimum design loads for buildings and other structures. Virginia, US, American Society of Civil Engineers, (2005).
- [25] ANSI/AISC 341-05: Seismic provisions for structural steel buildings. In. ANSI/AISC 341-05: Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago, US, American Institute of Steel Construction, (2005).

- [26] ANSI/AISC 360-05: Specifications for structural steel buildings. In. ANSI/AISC 360-05: Specifications for structural steel buildings. Chicago, US, American Institute of Steel Construction, (2005).
- [27] AISC Steel construction manual. In. AISC Steel construction manual. Chicago, US, American Institute of Steel Construction, (2006).
- [28] International Building Code (IBC). In. International Building Code (IBC). International Code Council, (2006).
- [29] Dassault Systèmes Simulia Corp. ABAQUS 6.14 Documentation. In. ABAQUS 6.14 Documentation. RI, USA, Dassault Systèmes Simulia Corp, (2014).
- [30] Behnam B, Ronagh HR, Post-Earthquake Fire performance-based behavior of unprotected moment resisting 2D steel frames, KSCE Journal of Civil Engineering, (2014);19: 274-84.
- [31] ASCE 7-10: Minimum design loads for buildings and other structures. In. ASCE 7-10: Minimum design loads for buildings and other structures. Virginia, US, American Society of Civil Engineers, (2010).
- [32] EN 1993-1-2, Eurocode3: Design of Steel Structures, Part1–2: GeneralRules- Structural Fire Design. In. EN 1993-1-2, Eurocode3: Design of Steel Structures, Part1–2: GeneralRules- Structural Fire Design. Brussels, Belgium, European Committee for Normalization, (2005).
- [33] Quiel Spencer E, Garlock Maria EM. Modeling High-Rise Steel Framed Buildings under Fire. Conference Ttile, (2008).
- [34] Kaffash R, Karamodin A, Investigating the behavior Of Special Steel Concentrically Braced Frames exposed to fire, Journal of structural and Construction Engineering, (2019).
- [35] Al-Jabri KS, Davison JB, Burgess IW, Performance of beam-to-column joints in fire—A review, Fire Safety Journal, (2008);43: 50-62.
- [36] Rubert A, Schaumann P, Tragverhalten stählerner Rahmensysteme bei Brandbeanspruchung Stahlbau, (September 1985);54: 280-87
- [37] Almand K, Phan L, McAllister T, Starnes M, Gross J. NET-SFPE Workshop for Development of a National R&D Roadmap for Structural Fire Safety Design and Retrofit of Structures. In. NET-SFPE Workshop for Development of a National R&D Roadmap for Structural Fire Safety Design and Retrofit of Structures. National Institute of Standards and Technology, (2004).