

چکیده

ساختمان‌های زیادی به دلایل مختلف آتش‌سوزی را تجربه می‌کنند. مشاهدات نشان می‌دهد بسیاری از آنها که همچنان پایدار مانده‌اند با اصلاح ظاهر سازه به کاربری خود ادامه می‌دهند. با وجود احتمال وقوع زلزله، لازم است بررسی شود که آیا سازه در شرایط جدید همان مقاومتی که در طراحی برای آن در نظر گرفته شده را دارا می‌باشد یا خیر. در این مطالعه، سه قاب خمشی فولادی ۷، ۴ و ۱۰ طبقه پس از طراحی، تحت دو سناریوی حریق متقارن قرار گرفته‌اند. قاب‌ها ابتدا مطابق بخش گرم شدن منحنی حریق پارامتری یکی از سناریوها حرارت دیده و با تعیین یک معیار خرابی برای قاب فولادی، حداکثر زمان و در نتیجه درجه حرارت متناظر برای حصول فاز سرد شدن به دست آمده است. پس از فرآیند آتش‌سوزی-سرد شدن، رفتار لرزه‌ای قاب‌ها با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد سازه‌های حرارت‌دیده، هنگامی که تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار می‌گیرند، در برش پایه‌ی مشخص، تغییر مکان بیشتری نسبت به سازه‌هایی دارند که پیش از زلزله، هیچ‌گونه تجربه‌ای از آتش‌سوزی ندارند. همچنین تفاوت عمده‌ی سازه‌های با و بدون تجربه‌ی آتش‌سوزی، در جابه‌جایی نسبی چند طبقه‌ی فوقانی موقعیت آتش‌سوزی است که از مقدار جابه‌جایی نسبی مجاز طبقه تجاوز می‌کند. از این رو به طور لزوم باید سناریوهای محتمل و بحرانی حریق در ارزیابی‌ها منظور گردد.

کلمات کلیدی: زلزله پس از آتش‌سوزی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، سناریوی آتش‌سوزی، منحنی دما-زمان پارامتری

بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی صلب پس از آتش‌سوزی

حامد حاجی کریمیان (نویسنده مسئول)

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران سازه، دانشگاه بین‌المللی

امام خمینی (ره)،

h.hajikarimian@edu.ikiu.ac.ir

فرزانه حامدی

استادیار دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

رضانعلی ایزدی فرد

استادیار دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

۱- مقدمه

واقع در کاردینگتون انجام شد تا پاسخ ساختمان‌ها در برابر آتش‌سوزی اتاق‌ها مورد بررسی قرار گیرد. بدین منظور یک ساختمان هشت طبقه با کاربری اداری طراحی و در یکی از واحدهای بزرگ کارگاهی در کاردینگتون ساخته شد. مطالعات نشان می‌دهد که حریق از دو طریق بر ظرفیت سازه‌ای یک ساختمان اثر می‌گذارد: (۱) قرار گرفتن طولانی مدت اجزای سازه یا جزءسیستم‌ها در درجه حرارت‌های بالا، مشخصات مکانیکی آنها را کاهش داده و بنابراین منجر به کاهش ظرفیت کل سازه می‌گردد، و (۲) قرار گرفتن در درجه حرارت‌های بالا سبب ایجاد نیروهای داخلی (به دلیل جلوگیری از انبساط حرارتی) یا تغییر شکل‌های محوری در اعضای سازه (به دلیل کرنش‌های

در ساختمان‌ها، حوادث آتش‌سوزی می‌تواند به طرق مختلف رخ دهد. وقوع چنین حوادثی می‌تواند به سبب اشکال در تأسیسات برقی یا گازی، نگهداری نادرست مواد قابل اشتعال، نشت سوخت خودروی پارک شده در پارکینگ و... باشد. از این رو علت آتش‌سوزی می‌تواند به صورت اتفاقی، سهوی یا عمدی باشد. هرچند شناسایی علل وقوع حادثه‌ی آتش‌سوزی و انجام اقدام‌های لازم برای جلوگیری از آن بسیار با اهمیت است ولی باید همواره احتمال وقوع آتش‌سوزی را در نظر داشت. بدین خاطر لازم است تا رفتار سازه‌ها در برابر حریق مورد بررسی قرار گیرد [۱]. در اواسط دهه‌ی ۱۹۹۰، پروژه‌ی گسترده‌ی تحقیقاتی در ساختمان آزمایشگاهی بزرگ BRE

اعضای فولادی که درجه حرارت آنها به صورت یکنواخت یا غیر یکنواخت افزایش می‌یابد، مطالعاتی را انجام داده‌اند. اثرات نیروها و تغییر شکل‌های حرارتی به وجود آمده در ستون‌های فولادی در معرض حریق را که به‌طور صریح و مفهومی در استانداردها و آیین‌نامه‌های ساختمانی به آن پرداخته نشده، توسط هو [۶] مورد مطالعه قرار گرفته است. برای این منظور سه قاب خمشی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه‌ای با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شده و به دو صورت کنترل بار و کنترل دما بررسی شده‌اند. تمامی تحلیل‌های انجام شده نشان می‌دهد که نیروهای به وجود آمده به دلیل جلوگیری از انبساط حرارتی می‌تواند تأثیر بسیار زیادی در عملکرد یک ستون فولادی در شرایط آتش‌سوزی داشته باشد؛ بنابراین نیروی محوری کل را باید برآیندی از نیروهای به وجود آمده از بارگذاری ثقلی قاب و نیروهای حاصل از جلوگیری از انبساط حرارتی در نظر گرفت و چشم‌پوشی از چنین نیرویی منجر به طراحی‌های غیرقابل اعتماد خواهد شد.

همچنین به منظور بررسی تغییرات اساسی منحنی‌های تنش- کرنش با افزایش درجه حرارت و نیز اندازه‌گیری مشخصات مهم مکانیکی، چون تنش تسلیم، مقاومت کششی، مدول الاستیسیته، حد خطی و افزایش طول نمونه‌ها در کوره، آزمایش‌های دمایی در دو حالت پایدار و گذرا بر روی نمونه‌ای آزمایشگاهی انجام شده است. نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد که فرایند گرم و سرد شدن تا زمانی که دمای فولاد از ۷۰۰ تجاوز نکند باعث کاهش قابل توجهی در تنش تسلیم فولاد نمی‌شود [۷]. در مطالعه‌ی دیگر، ماراویاس و فاسولاکیس [۸] مشخصات مکانیکی فولاد ساختمانی که در معرض حریق قرار گرفته و سپس سرد می‌شود را مورد بررسی قرار داده‌اند. به این منظور مشخصات مکانیکی مصالح و رفتار کلی سازه برای فولادهای کم مقاومت و پر مقاومت مورد بررسی قرار گرفته است. علت این کار، عدم توجه آیین‌نامه‌ها به ظرفیت باقی‌مانده‌ی اعضای فولادی پس از آتش‌سوزی عنوان شده است. مشاهده شده است که فولادهای نرمه و فولادهای پر مقاومت، برای درجه

پلاستیک، خیز یا کمانش) شده که بر ناپایداری کلی سازه اثر می‌گذارد. اثرات آتش‌سوزی بر سازه‌های آزمایش‌های کاردینگتون، شرایط تهیه‌ی دستورالعملی برای طراحی بر پایه‌ی عملکرد را فراهم نمود. در نتیجه، نهایتاً طراحی بر پایه‌ی عملکرد برای طراحی سازه‌ها در برابر حریق مورد پذیرش واقع شد. با این حال روش‌های پیچیده‌تری نیز برای طراحی ساختمان‌ها به منظور تحمل بار حریق ارائه گردید. با وجود این پیشرفت‌ها، نتایج آزمایش‌های کاردینگتون در زمینه‌ی مهندسی ایمنی در برابر حریق، همه‌ی واقعیت‌ها را بیان نمی‌کند. بر این اساس، اثرات آتش‌سوزی بر کل سازه، به‌خصوص در ساختمان‌های بلندمرتبه نیاز به بررسی بیشتری دارد [۱-۲]. بهنام و رونق [۳] رفتار سازه‌های فولادی بلند در معرض آتش‌سوزی پس از زلزله را، به طوری که آتش‌سوزی در راستای ارتفاعی سازه پس از زمان‌های مشخصی در طبقات بالاتر نیز اتفاق می‌افتد، مورد مطالعه قرار داده‌اند. برای این منظور سه سناریوی مختلف برای آتش‌سوزی در نظر گرفته شده است. برای مدل‌سازی حریق از نرم‌افزار SAFIR و برای تحلیل استاتیکی غیرخطی از نرم‌افزار SAP 2000-V14 استفاده شده است. منحنی حریق در نظر گرفته شده، از نوع منحنی حریق طبیعی یورو کد می‌باشد؛ چون نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که منحنی‌های حریق طبیعی بسیار مشابه با آتش‌سوزی‌های واقعی هستند. نتایج نشان داده است که تأخیر زمانی در پیشروی حریق به طبقات بالاتر تأثیر قابل توجهی بر رفتار سازه تحت آتش‌سوزی پس از زلزله دارد.

مطالعات نشان می‌دهد که در شرایط آتش‌سوزی اهمیت پدیده‌ی کمانش در المان‌های سازه‌ای به سبب کاهش مشخصات مکانیکی فولاد در درجه حرارت‌های بالا، دوچندان می‌شود. به این سبب ریس و همکاران [۴]، مطالعه‌ی عددی پارامتری بر روی ظرفیت نهایی برشی تیرورق‌ها انجام داده‌اند و روش جدیدی بر پایه‌ی مدل میدان دوران‌یافته‌ی تنش هوگلاند^۲ برای پیش‌بینی ظرفیت نهایی برش در تیرورق‌های فولادی انجام داده‌اند. عثمانی و همکاران [۵]، پیرامون روش‌های محاسبه‌ی نیروها، تغییر شکل‌ها و کرنش‌های حرارتی ایجاد شده در

آتش‌سوزی پایدار بماند و قابلیت استفاده داشته باشند پس لازم است تا رفتار این سازه‌ها نیز در برابر زلزله مورد بررسی قرار گیرد. از این رو در این مقاله، چند قاب فولادی بر اساس آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شده، سپس قاب‌های مذکور دچار سانحه‌ی آتش‌سوزی شده و پس از مرحله‌ی سرد شدن، در معرض بارگذاری زلزله قرار می‌گیرند و رفتار آنها با حالتی که تنها در معرض بارگذاری لرزه‌ای قرار گرفته‌اند مورد مقایسه و بررسی قرار خواهد گرفت.

۲- مبانی و روش تحقیق

۲-۱- نمودارهای حریق

گسترده‌ترین مشخصات آزمون‌های استاندارد که معمولاً مورد استفاده قرار می‌گیرند ASTM E119 (ASTM 2007)، NFPA 251 (NFPA 2006)، UL 263 (UL 2003) و ISO 834 (ISO 1975) می‌باشد. دیگر استانداردهای ملی شامل استاندارد بریتانیا BS 476، بخش‌های ۲۰ تا ۲۳ (BSI 1987)، استاندارد کانادا CAN/ULC-S101-04 (ULC 2004) و استاندارد استرالیا AS 1530، بخش ۴ (SAA 1990) می‌باشد [۲]. اثر حریق اغلب توسط یک منحنی دما-زمان ارائه می‌شود، بدین معنا که رابطه‌ی تغییر تدریجی درجه حرارت با زمان را به منظور نمایش محیطی که سازه در آن قرار گرفته، توصیف می‌کند [۱۰]. رابطه‌ی منحنی ISO 834 برای به دست آوردن درجه حرارت حریق به صورت رابطه‌ی (۱) تعریف می‌شود [۱۱].

$$T = 345 \log_{10}(8t+1) + T_0 \quad (1)$$

همچنین بر پایه‌ی معادله‌ی اساسی تعادل حرارتی و معادله‌ی نرخ سوختن کواوگو^۳، یک سری منحنی دما-زمان به ازای مقادیر بار سوخت و تهویه توسعه یافته است [۱۲]. مطابق با پیوست یورو کد ۱، منحنی‌های دما-زمان پارامتری مطرح شده برای اتاقک‌های حریق با مساحت کف تا ۵۰۰ متر مربع، بدون باز شو در سقف و برای حداکثر ارتفاع ۴ متری اتاقک اعتبار دارد. به طور کلی منحنی پارامتری یورو کد از دو قسمت گرم شدن و سرد شدن تشکیل می‌شود [۱۳].

حرارت‌های بالای $600^\circ C$ ، قابلیت بازیابی حداقل ۷۵ درصد مشخصات مکانیکی خود را دارند و این در حالی است که مقاومت تسلیم برای فولادهای گرم‌نورد شده یا سردنورد شده برای درجه حرارت‌های بالای $1000^\circ C$ تا ۴۰ درصد کاهش می‌یابد [۸]. تعدادی از محققین با کمک نرم‌افزار وُلکان رفتار استاتیکی و دینامیکی ساختمان‌های فولادی را به هنگام خرابی‌های پیش‌رونده‌ی کلی و موضعی تحت شرایط آتش‌سوزی مورد بررسی قرار داده‌اند. نتایج نشان داده که سیستم‌های مهاربندی برای جلوگیری از خرابی پیش‌رونده‌ی قاب مفید واقع می‌شوند. از سوی دیگر نتایج حاکی از آن است که درجه حرارت خرابی کلی قاب به سختی جانبی آن حساس نمی‌باشد [۹].

با وجود آن که آیین‌نامه‌های بسیاری برای مقابله با وقوع حوادث احتمالی سازه تهیه و تدوین گردیده لیکن باید توجه داشت که آیین‌نامه‌های موجود یا برای طراحی سازه‌ها در برابر زلزله و یا برای بررسی مقاومت اعضا در برابر حریق تهیه گردیده‌اند. حال آن که ترکیب این دو حادثه برای طراحی یک سازه در نظر گرفته نشده است [۳]. مشاهدات نشان می‌دهد که بسیاری از سازه‌ها پس از آتش‌سوزی و اطفاء حریق، همچنان پایدار بوده و قابل استفاده می‌باشند. حال اگر سازه‌ای پیش از آن که زلزله‌ای را تجربه کند دچار حادثه‌ی آتش‌سوزی گردد رفتار سازه با حالتی که در آن حریقی رخ نداده است، به سبب تنش‌ها و کرنش‌های پسماند ناشی از آتش‌سوزی متفاوت خواهد بود. هدف این پژوهش تمرکز بر روی سازه‌هایی است که پس از آتش‌سوزی همچنان پایدار مانده‌اند. از طرفی برای بررسی رفتار سازه‌ها در برابر بار لرزه‌ای، آیین‌نامه‌ها ضوابط و روش‌های مختلفی را پیشنهاد کرده‌اند. با این حال در هیچ‌یک از آیین‌نامه‌ها رفتار لرزه‌ای سازه‌هایی که در معرض آتش‌سوزی قرار گرفته و پس از آن پایدار مانده‌اند، در نظر گرفته نشده است. به بیان کلی تر به تأثیر آتش‌سوزی بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها پرداخته نشده است. حال آن که همان‌طور که ذکر گردید بسیاری از سازه‌ها به خاطر تدابیر اندیشیده شده به هنگام طراحی، ممکن است پس از

۱-۱-۲- مرحله‌ی گرم شدن

منحنی دما- زمان در مرحله‌ی گرم شدن از رابطه‌ی (۲) به دست می‌آید.

$$\theta_g = 1325(1 - 0.324e^{-0.2t^*} - 0.204e^{-1.7t^*} - 0.472e^{-19t^*}) + 20 \quad (2)$$

که در آن θ_g (°C) درجه حرارت هوای اتاقک حریق و $t^*(h)$ از رابطه‌ی (۳) به دست می‌آید.

$$t^* = t\Gamma \quad (3)$$

که در آن فاکتور زمان Γ از رابطه‌ی (۴) حاصل می‌شود.

$$\Gamma = (O/b)^2 / (0.04/1160)^2 \quad (4)$$

که $O(m^{1/2})$ ضریب بازشو و $b(J/m^2 s^{1/2} K)$ به ترتیب از رابطه‌ی (۵) و (۶) به دست می‌آید:

$$O = \frac{A_v}{A_t} \sqrt{h_{eq}} \quad (5)$$

$$b = \sqrt{\rho c \lambda} \quad (6)$$

در روابط فوق محدودیت‌های $0.2 \leq O \leq 2.0$ و $100 \leq b \leq 2200$ باید کنترل شود؛ که در آنها:

A_v : مساحت کل بازشوهای قائم بر روی تمامی دیوارها (m^2)

A_t : مساحت کل محیط تحت حریق (m^2)

h_{eq} : میانگین وزنی ارتفاع بازشوهای دیوار (رابطه‌ی (۷)، m)

ρ : چگالی مصالح اتاقک حریق (kg/m^3)

c : گرمای ویژه‌ی مصالح اتاقک حریق (J/kgK)

λ : رسانایی حرارتی مصالح اتاقک حریق (W/mK)

$$h_{eq} = \frac{h_w L_w + h_d L_d}{L_w + L_d} \quad (7)$$

که در آن L_w و L_d به ترتیب برابر طول بازشوی پنجره و در می‌باشد.

۲-۱-۲- مرحله‌ی سرد شدن

یورو کد برای مرحله‌ی سرد شدن روابط زیر را ارائه کرده است:

$$\theta_g = \theta_{max} - 625(t^* - t_{max}^* \cdot x) \quad t_{max}^* \leq 0.5 \quad (8)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250(3 - t_{max}^*)(t^* - t_{max}^* \cdot x) \quad 0.5 < t_{max}^* < 2 \quad (9)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250(t^* - t_{max}^* \cdot x) \quad t_{max}^* \geq 2 \quad (10)$$

که در آن $t_{max}^* = t_{max}\Gamma$ بوده، θ_{max} و t_{max} به ترتیب درجه حرارت حداکثر و زمان متناظر با درجه حرارت حداکثر در مرحله‌ی گرم شدن می‌باشد [۱۳]. برای پژوهش پیش رو می‌توان در نظر گرفت $x = 1$.

۲-۲- معیار خرابی سازه به سبب آتش‌سوزی

یکی از چالش‌هایی که مهندسی حریق در سازه با آن روبروست، تعیین لحظه‌ی فروپاشی سازه می‌باشد. نظر به این که برای یک سازه تحمل کردن مقداری آسیب در آتش‌سوزی‌ها می‌تواند قابل پذیرش باشد، لذا این امر باعث می‌شود که نتوان فهمید چه موقع سازه فرو می‌ریزد. همچنین در برخی سازه‌ها، به هنگام آتش‌سوزی تیرها یا ستون‌ها تغییر شکل داده ولی همچنان سقف طبقات در وضعیت خود قرار دارند و سازه هنوز فرو نریخته است [۱۴]. پس نیاز به معیاری برای تعیین خرابی سازه به هنگام آتش‌سوزی وجود دارد. در BS 5950، بخش ۸ معیارهای زیر برای خرابی سازه در نظر گرفته شده است:

- برای تیرها: خیز تیرها به حداکثر $\frac{1}{20}$ دهانه برسد یا برای خیزهای بزرگ‌تر از $\frac{1}{30}$ دهانه، آهنگ خیز تیر از مجذور دهانه تقسیم بر ۹۰۰۰ برابر عمق عضو تجاوز نکند.

- برای ستون‌ها: حداکثر تغییر شکل جانبی ستون در حدود ۱۲۰ میلی‌متر رخ دهد [۱۵].

۳-۲- تحلیل لرزه‌ای

برای تحلیل لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده می‌شود. به این منظور سازه تا تغییر مکان هدف جابه‌جا می‌شود که در این مطالعه حداکثر تغییر مکان مجازی است که آیین‌نامه‌های لرزه‌ای آن را مشخص نموده‌اند. مطابق با آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰، تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، برای ساختمان‌های تا پنج طبقه نباید از $0.25h$ و برای سایر ساختمان‌ها نباید از $0.20h$ (که در آنها h ارتفاع طبقه می‌باشد) تجاوز نماید [۱۶]. از این رو در این پژوهش قاب‌های کمتر از پنج

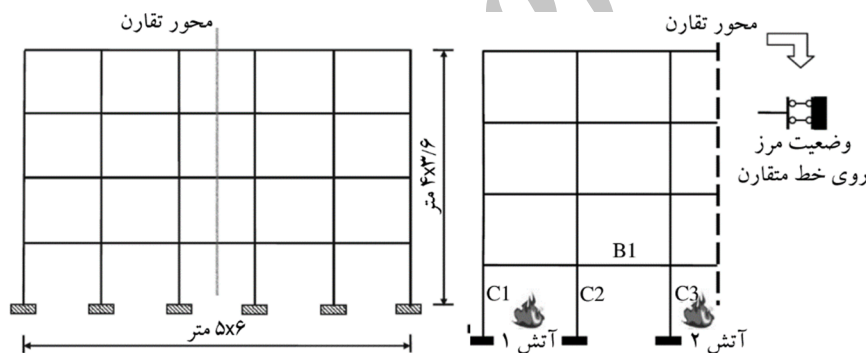
پسماندی به وجود می‌آید. نظر به این‌که در این پژوهش از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی با اعمال تغییر مکان جانبی مشخص برای بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌ها استفاده می‌شود، بنابراین برای محاسبه‌ی میزان تغییر مکان جانبی اعمالی یا باید تغییر مکان پسماند گره‌های هر طبقه را پس از آتش‌سوزی به دست آورده و با میزان تغییر مکان پوش جمع نمود که روش زمان‌بری است و احتمال بروز خطای انسانی در آن بالاست. یا این‌که به دلیل سختی محوری بالای تیرها این تغییر مکان‌ها را تنها به یک جزء قاب^۴ اعمال نمود، جزء قابی که تغییر مکان‌های جانبی پسماند آن پس از آتش‌سوزی نزدیک به صفر باشد، این بخش از قاب معمولاً دهانه‌ی میانی طبقات است. حال اگر در این جزء قاب، تعدادی گره دارای تغییر مکان جانبی پسماند (ناشی از مرحله‌ی حریق) باشند، می‌توان مقادیر آنها را به صورت موقعت مکانی اولیه در تحلیل پوش‌اور وارد نمود و سپس سازه را به میزان حداکثر تغییر مکان جانبی مجاز طبقه جابه‌جا نمود.

طبقه پس از تجربه‌ی آتش‌سوزی به میزان ۲/۵ درصد ارتفاع طبقه و سایر قاب‌ها به میزان ۲ درصد ارتفاع طبقه به طور نسبی جابه‌جا می‌شوند و نتایج مورد بررسی قرار می‌گیرند.

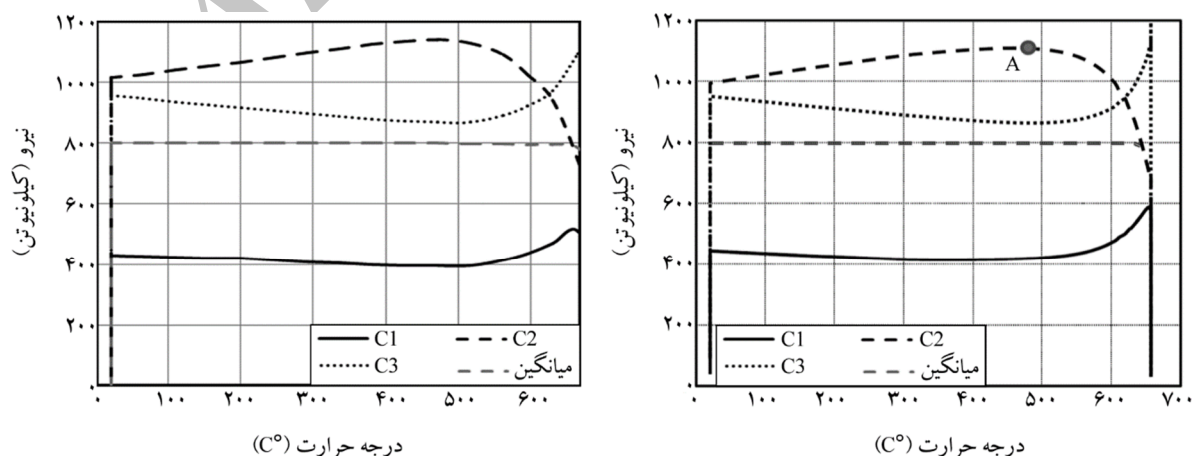
۳- صحت‌سنجی

به منظور صحت‌سنجی مدل‌های شبیه‌سازی شده، در مقاله‌ی [۱۷] مقایسه‌ای بین نتایج به دست آمده توسط نویسندگان با نتایج سان و همکاران [۱۸] انجام شده است. مشخصات سناریو و قاب مورد مطالعه جهت انجام صحت‌سنجی در شکل (۱) ارائه شده است. به طور مختصر، نتیجه صحت‌سنجی یکی از مدل‌های مقاله‌ی سان و همکاران در شکل (۲) ارائه شده است. نتایج تأیید می‌کند که مدل‌سازی انجام شده در نرم‌افزار آباکوس توسط نویسندگان از دقت کافی برخوردار است.

پس از آتش‌سوزی، در اعضای قاب فولادی تغییر شکل‌های



شکل (۱): مشخصات قاب خمشی فولادی و سناریوهای در نظر گرفته شده برای انجام صحت‌سنجی



(ب) نیروهای محوری مدل‌های شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار آباکوس

(الف) نیروهای محوری نمونه‌های سان و همکاران [۱۸]

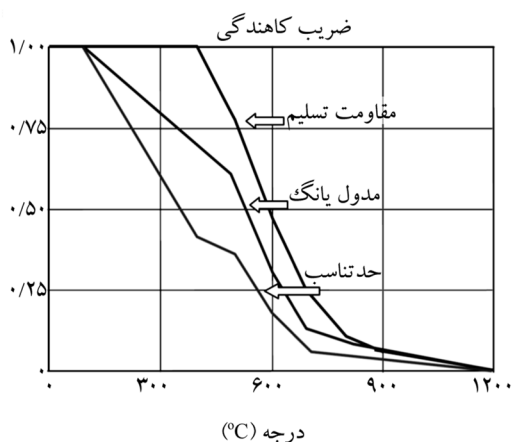
شکل (۲): مقایسه‌ی نیروهای محوری ستون‌ها برای سناریوی یک حریق

۴- مطالعه‌ی موردی

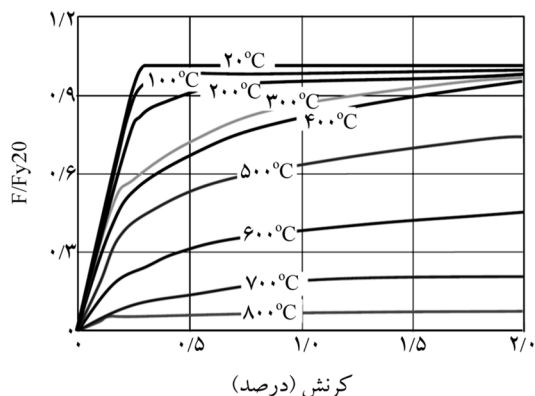
۴-۱- مشخصات مدل‌ها

۴-۱-۱- مشخصات فولاد مصرفی

برای قاب‌های مورد مطالعه، نسبت پواسون برابر $0/3$ ، تنش تسلیم و مدول الاستیسیته فولاد در درجه حرارت $20^{\circ}C$ به ترتیب برابر $275 MPa$ و $210 GPa$ می‌باشد. مشخصات فولاد در درجه حرارت‌های بالا با ضرب ضرایب کاهش در مقادیر این مشخصات در درجه حرارت $20^{\circ}C$ به دست می‌آید. ضرایب کاهش کاهندگی فولاد مورد استفاده در این مطالعه در شکل (۵-الف) ارائه شده است. مجموعه‌ای از نمودارهای تنش-کرنش نرمالایز شده برای فولاد ساختمانی در درجه حرارت‌های بالا در شکل (۵-ب) نشان داده شده است. همچنین متوسط ضریب انبساط حرارتی فولاد مطابق با یورو کد ۳ بخش ۱-۲ [۱۹] برابر $1/4 \times 10^{-5} / ^{\circ}C$ در نظر گرفته شده است.



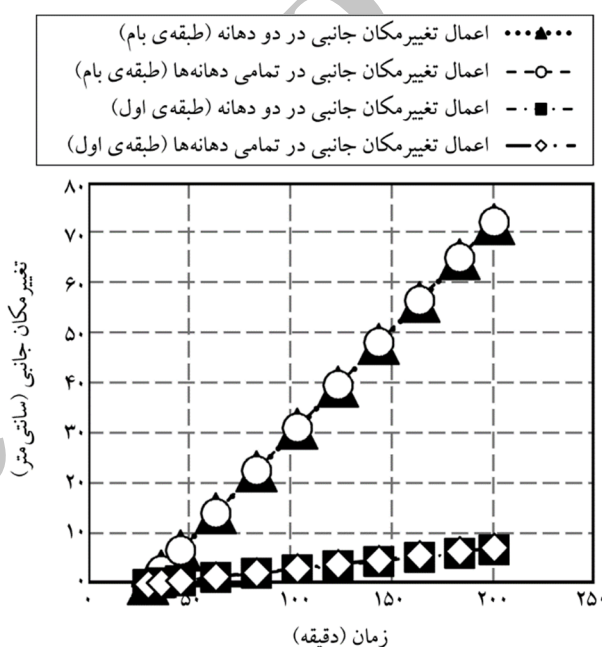
(الف) ضرایب کاهندگی مشخصات فولاد در درجه حرارت‌های بالا



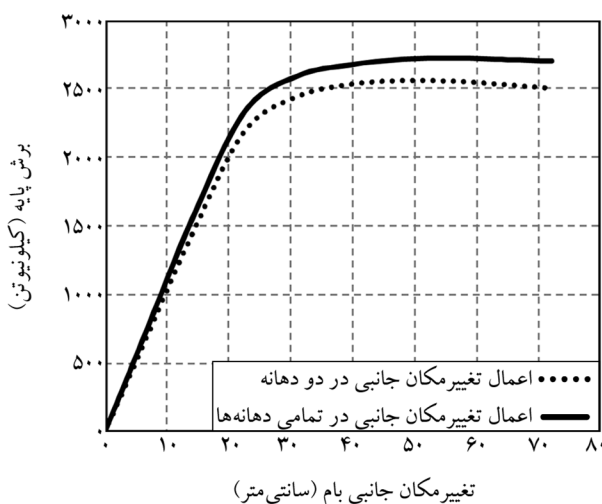
(ب) نمودارهای تنش-کرنش فولاد ساختمانی در درجه حرارت‌های بالا

شکل (۵): مشخصات مکانیکی فولاد ساختمانی در درجه حرارت‌های بالا [۱۷]

به همین خاطر به منظور صحت‌سنجی روش ذکر شده، نتایج قابی که تمامی دهانه‌ها تحت بار جانبی زلزله قرار گرفته‌اند با قابی که تنها دهانه‌ی میانی تحت این بار قرار گرفته مورد مقایسه و بررسی قرار گرفته است. شکل (۳) مقایسه‌ی نمودار تغییر مکان‌های جانبی طبقه‌ی اول و طبقه‌ی بام را برای هر دو حالت نشان می‌دهد. همچنین مقایسه‌ی نمودارهای برش پایه‌ی هر دو حالت در شکل (۴) ارائه شده است. حداکثر خطای این روش در نمودار برش پایه برابر ۱۰ درصد می‌باشد.



شکل (۳): مقایسه‌ی تغییر مکان جانبی و بام برای دو حالت اعمال تغییر مکان جانبی



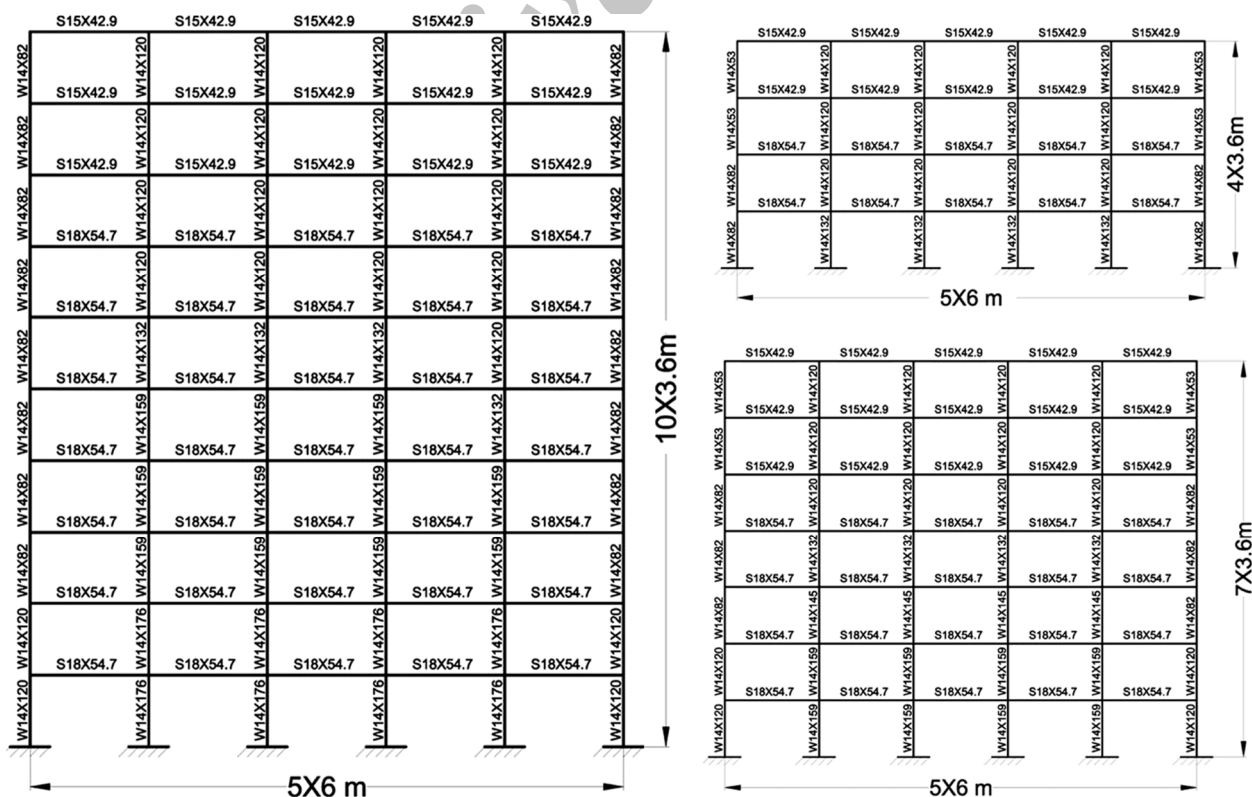
شکل (۴): نمودار مقایسه‌ی برش پایه در قاب ۱۰ طبقه

۴-۱-۲- مشخصات قاب مورد مطالعه

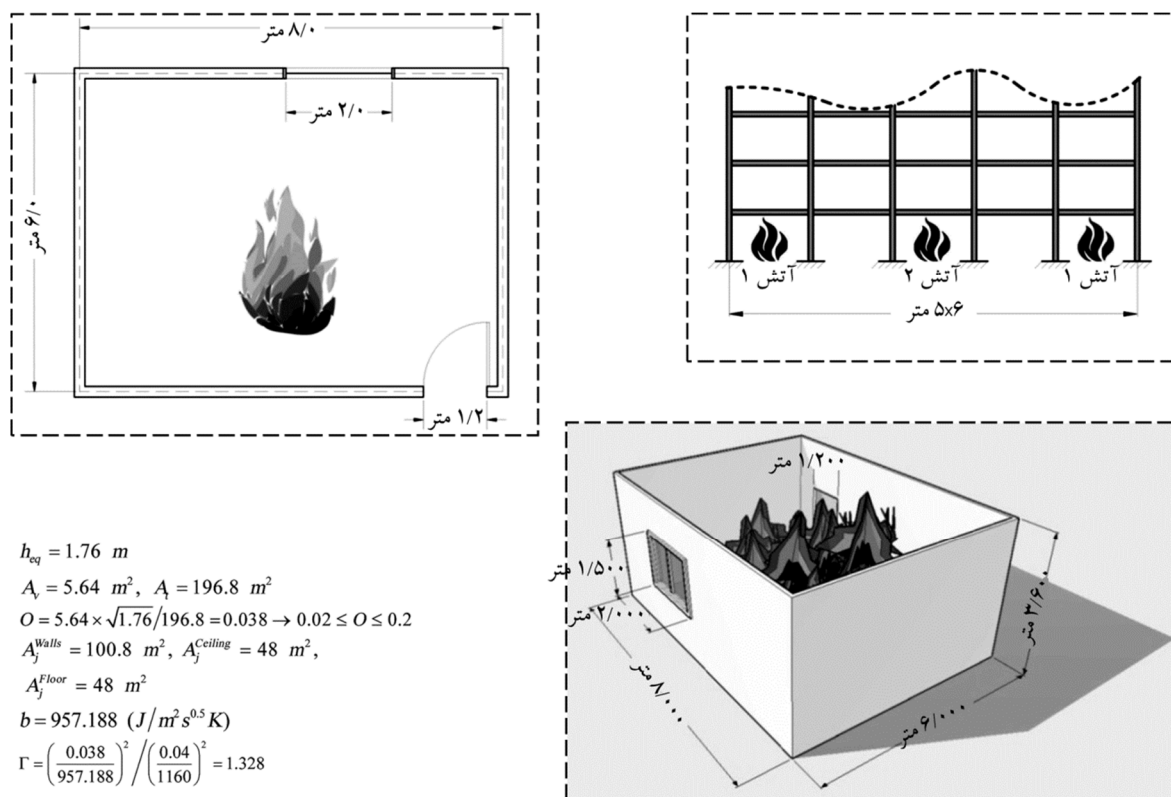
در این پژوهش سه قاب فولادی ۴، ۷ و ۱۰ طبقه مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته‌اند. بارگذاری قاب‌های فولادی مذکور مطابق با آیین‌نامه‌ی ASCE7-10 [۲۰] صورت پذیرفته و پس از تحلیل مطابق با AISC360-05 [۲۱] طراحی شده‌اند. مدل‌سازی، تحلیل و طراحی قاب‌های مورد مطالعه در نرم‌افزار ETABS V9.7.0 [۲۲] انجام شده است. قاب‌ها در شهر استکتن^۵، شهرستان سن ژواکین^۶ واقع در ایالت کالیفرنیا، ایالات متحده آمریکا قرار دارند. در تمامی قاب‌ها، ارتفاع هر طبقه ۳/۶ متر، طول هر دهانه در جهت اصلی برابر ۶ متر و در جهت عمود بر آن برابر ۸ متر می‌باشد. بار مرده در همهی طبقات برابر ۵ کیلو نیوتن/مترمربع و بار زنده برابر ۲/۵ کیلو نیوتن/مترمربع در نظر گرفته شده است. کاربری ساختمانی که قاب برای آن در نظر گرفته شده از نوع اداری بوده و بر روی خاک نوع C مطابق با دسته‌بندی آیین‌نامه‌ی ASCE7-10 قرار دارد. مقاطع تیرها از نوع مقاطع I و مقاطع ستون‌ها از نوع مقاطع بال پهن انتخاب شده‌اند (شکل ۶).

۴-۱-۳- مشخصات سناریوهای حریق و اتاقک حریق

سناریوهای آتش‌سوزی برای اعمال بر قاب‌های مورد مطالعه به صورت متقارن در نظر گرفته شده و در شکل (۷) ارائه شده است. برای اعمال آتش‌سوزی بر قاب‌های فولادی، یک منحنی دما-زمان مورد نیاز است. به‌طور کلی برای سازه‌های فولادی، به سبب رسانایی گرمایی بالای فولاد (انتقال سریع گرما از یک نقطه به نقطه‌ی دیگر) می‌توان فرض کرد که درجه حرارت اعضای تحت آتش‌سوزی با درجه حرارت هوای اتاقک حریق برابر باشد [۳]. نظر به این که در این مطالعه سازه پس از گرم شدن، سرد می‌شود؛ بنابراین لازم است منحنی دما-زمان شامل هردو بخش گرم شدن و سرد شدن باشد. منحنی پارامتری دما-زمان موجود در پیوست یورو کد ۱ [۱۳]، از چنین خصوصیتی برخوردار است. به سبب دو مرحله‌ی گرم و سرد شدن، منحنی پارامتری دما-زمان از دو رابطه تشکیل می‌شود. همان‌طور که در بخش ۲ ذکر شد، منحنی دما-زمان پارامتری در مرحله‌ی گرم شدن از رابطه‌ی (۲) به‌دست می‌آید.



شکل (۶): مشخصات قاب‌های فولادی مورد مطالعه



$$h_{eq} = 1.76 \text{ m}$$

$$A_v = 5.64 \text{ m}^2, A_f = 196.8 \text{ m}^2$$

$$O = 5.64 \times \sqrt{1.76/196.8} = 0.038 \rightarrow 0.02 \leq O \leq 0.2$$

$$A_j^{Walls} = 100.8 \text{ m}^2, A_j^{Ceiling} = 48 \text{ m}^2,$$

$$A_j^{Floor} = 48 \text{ m}^2$$

$$b = 957.188 \text{ (J/m}^2\text{s}^{0.5}\text{K)}$$

$$\Gamma = \left(\frac{0.038}{957.188} \right)^2 \left/ \left(\frac{0.04}{1160} \right)^2 \right. = 1.328$$

شکل (۷): سناریوها و مشخصات اتاقک حریق

بماند و سپس زمان حداکثر (t_{max}) به دست آمده در مقدار فاکتور زمان ضرب شده و در نهایت با کنترل شرط رابطه‌ی منحنی‌های دما-زمان در مرحله‌ی سرد شدن، رابطه‌ی مرحله‌ی سرد شدن منحنی دما-زمان به دست خواهد آمد. با توجه به تحلیل‌های انجام شده به ازای رابطه‌ی مرحله‌ی گرم شدن، تمامی قاب‌ها ظرف مدتی کمتر از ۲۰ دقیقه به طور کامل فرو می‌ریزند؛ بنابراین از رابطه‌ی (۸) برای مرحله‌ی سرد شدن استفاده می‌شود. با توجه به معیارهای فروریزش سازه که در بخش ۲ ارائه گردید، نتایج این مطالعه نشان می‌دهد هنگامی که خیز تیر تحت حریق به مقدار مشخص شده در بخش ۲ می‌رسد، ستون‌ها به اندازه‌ی مشخص شده‌ی بخش مذکور تغییر شکل جانبی نمی‌دهند، پس می‌توان گفت که در این پژوهش مقادیر خیز تیرها حاکم است؛ بنابراین به منظور بررسی دقیق‌تر، چهار خیز ۵، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ سانتی‌متری تیر تحت حریق که بیشترین خیز را داراست در نظر گرفته شده و برای هر یک از این خیزها، به ازای هر سناریوی حریق در هر قاب، یک منحنی پارامتری حریق به دست می‌آید.

نظر به برابر بودن تمامی دهانه‌ها در جهت اصلی (به طول ۶ متر) و نیز برابری دهانه‌ها در جهت فرعی (به طول ۸ متر)، اتاقک حریقی که برای به دست آوردن رابطه‌ی منحنی دما-زمان استفاده می‌شود برای هر دو سناریوی حریق مدنظر یکسان می‌باشد. ابعاد اتاقک حریق، نمای سه‌بعدی و پلان اتاقک حریق مفروض به همراه خلاصه محاسبات انجام شده، در شکل (۷) ارائه شده است. مطابق این شکل مقدار t^* برابر $1/328t$ به دست آمده است.

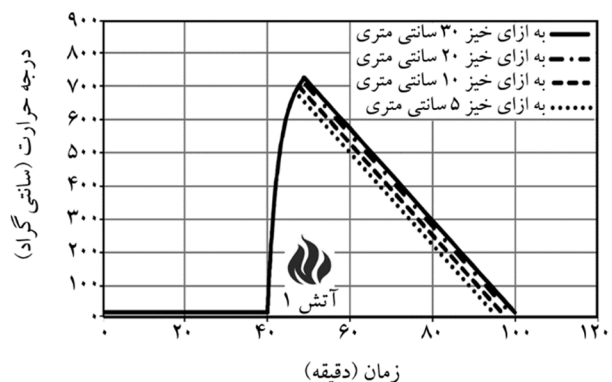
برای مرحله‌ی سرد شدن با توجه به روابط (۸) تا (۱۰)، انتخاب رابطه‌ی مربوط به مرحله‌ی سرد شدن منوط به شرط رابطه است. شرط رابطه‌ی اول فوق $t_{max} \leq 0.5 \text{ (hr)}$ می‌باشد. با توجه به این که مقدار فاکتور زمان برابر $1/328$ به دست آمده است؛ پس t_{max} در صورتی که از $0/377$ ساعت ($22/3$ دقیقه) کمتر باشد می‌توان از رابطه‌ی اول استفاده نمود. نظر به این که در این پژوهش نیاز است تا سازه پس از حریق همچنان پایدار بماند، ابتدا با توجه به سناریوی حریق، آتش با رابطه‌ی مرحله‌ی گرم شدن بر سازه اعمال می‌شود تا جایی که سازه پایدار باقی

صلب در نظر گرفته شده‌اند. این نرم‌افزار قابلیت تعریف مشخصات وابسته به دمای فولاد مصرفی را دارد. نوع المان در نظر گرفته شده در نرم‌افزار از نوع Beam می‌باشد. تحلیل در نظر گرفته شده نیز از نوع دینامیک غیرخطی بوده و اثرات تغییر مکان‌های بزرگ نیز لحاظ شده است. به دلیل این که مشخصات مصالح به صورت وابسته به دما در نرم‌افزار تعریف شده‌اند، لازم است تا پیش از هرگونه بارگذاری به عنوان شرایط اولیه‌ی دمای کل سازه برابر ۲۰ درجه سانتی‌گراد در نظر گرفته شود. پس از آن قاب‌ها تحت بارگذاری ثقلی قرار گرفته و سپس توسط یک سناریوی حریق گرم و بعد سرد می‌شوند. پس از سرد شدن، قاب‌ها در معرض بار جانبی مربوط به تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار می‌گیرند.

۵- بحث و بررسی نتایج

در شکل (۹) شماره‌ی گره‌ها، تیرها و ستون‌هایی که مورد بررسی قرار خواهند گرفت، ارائه شده است. به منظور بررسی مقدار نیروها و تغییر شکل‌ها در قاب‌های مورد مطالعه، نیروی محوری ستون‌های C1، C2 و C3، خیز تیرهای B1 و B2 (بسته به سناریوی حریق)، نمودار برش پایه در پای قاب‌ها و جابه‌جایی نسبی طبقات در گره‌های ۳ تا ۷ برای قاب چهار طبقه، گره‌های ۳

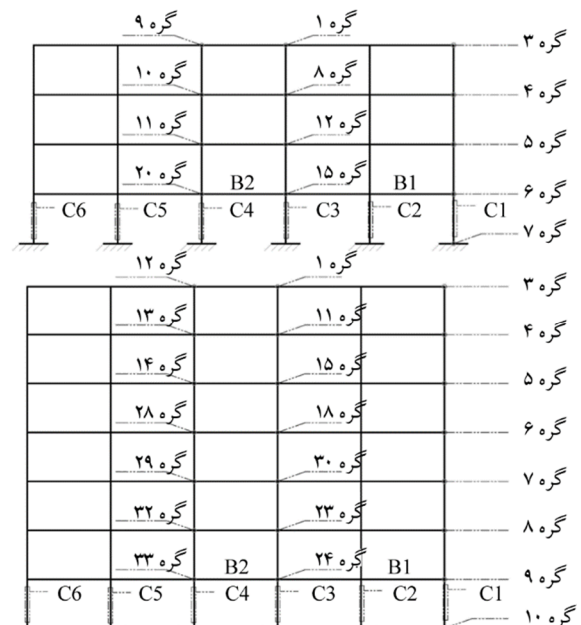
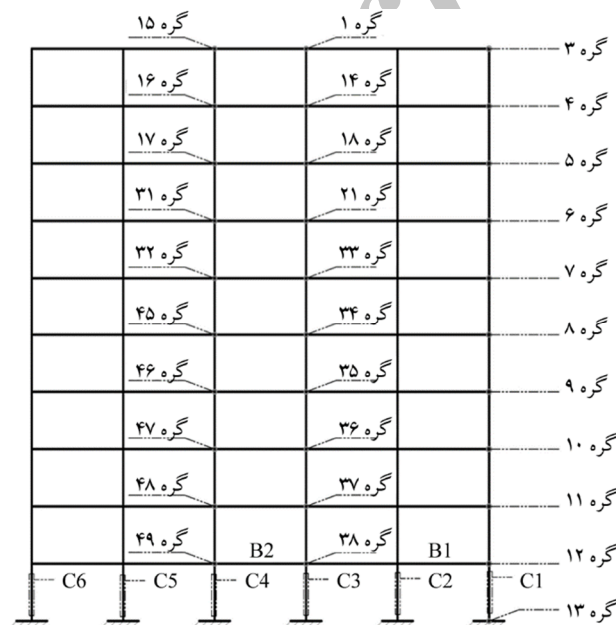
برای نمونه، منحنی پارامتری حریق به دست آمده در قاب ۱۰ طبقه فولادی مورد مطالعه برای سناریوی ۱ در شکل (۸) ارائه شده است. لازم به توضیح است که در شکل (۸) ابتدا قاب به مدت ۴۰ دقیقه در درجه حرارت ۲۰ درجه‌ی سانتی‌گراد بوده و سپس تحت آتش‌سوزی منحنی پارامتری قرار گرفته است.



شکل (۸): منحنی پارامتری حریق به دست آمده برای قاب فولادی ۱۰ طبقه مورد مطالعه تحت سناریوی ۱ حریق

۴-۲- مدل‌سازی

مدل‌سازی قاب‌های مورد مطالعه در نرم‌افزار المان محدود ABAQUS V6.10-1 [۲۳] انجام شده است. مدل‌سازی قاب‌های مورد مطالعه به صورت دو بعدی بوده و تمام اتصالات



شکل (۹): گره‌ها و اعضای مورد بررسی

سازه‌های مورد مطالعه، با توجه به شکل (۱۰) می‌توان مشاهده نمود متوسط نیروهای محوری برای هر سناریو برابر مقدار ثابتی است که به دلیل بارگذاری ثابت خارجی در راستای قائم می‌باشد.

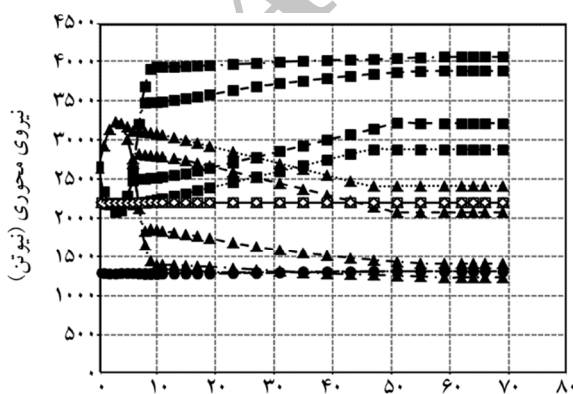
نمودار مقایسه‌ای نیروهای محوری در طبقه‌ی همکف قاب‌های مورد مطالعه تحت سناریوهای ۱ و ۲ حریق در شکل (۱۱) ارائه شده است. با توجه به این نمودارها می‌توان نتیجه گرفت که بیشترین نیروی محوری پس از سرد شدن در ستون‌های کناری ستون تحت حریق به وجود می‌آید.

در شکل (۱۲) نیز نمودار نیروی محوری در ستون‌های C1، C2 و C3 برای زلزله پس از آتش‌سوزی ارائه شده است. همچنین در این شکل‌ها مقادیر نیروهای محوری برای زلزله پس از آتش‌سوزی با مقادیر نیروهای محوری به هنگام زلزله بدون در نظر گرفتن آتش‌سوزی مقایسه شده است. همان‌طور که در نمودار مربوط به سناریوی ۱ آتش‌سوزی مشخص است نیروی محوری پس از اعمال زلزله در ستون C2 حدوداً ۱/۶ برابر می‌شود، این در حالی است که این نسبت برای ستون C1 بین ۱/۹۵ تا ۲/۸۷ و برای ستون C3 بین ۰/۶۸ تا ۰/۷۵ متغیر است. همچنین مشاهده می‌شود که نیروی محوری نهایی برای زلزله پس از آتش‌سوزی در ستون‌های C1، C2 و C3 تقریباً برابر مقادیر آنها در حالت زلزله بدون آتش‌سوزی می‌باشد. مشابه این نتایج نیز برای سناریوی حریق ۲ مشاهده می‌شود.

تا ۹ برای قاب هفت طبقه و گره‌های ۳ تا ۱۲ برای قاب ده طبقه مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

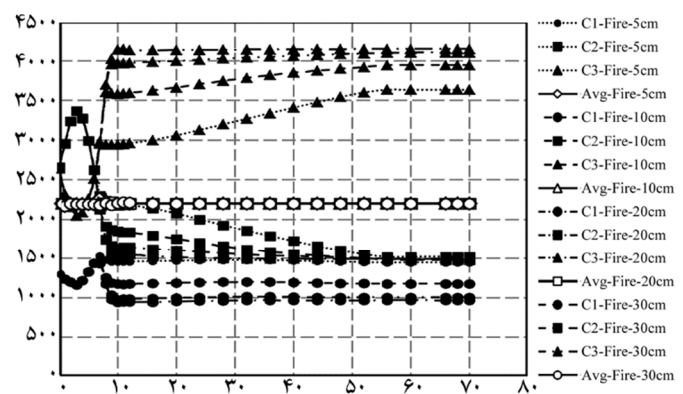
در شکل (۱۰-الف) و (۱۰-ب)، به ترتیب نمودار تغییرات نیروی محوری به هنگام سناریوهای ۱ و ۲ حریق، به ازای خیزهای مختلف تیر تحت حریق ارائه گردیده است.

مطابق شکل (۱۰-الف) در سناریوی حریق ۱، در مرحله‌ی گرم شدن ستون C2 بیشترین مقدار نیروی محوری را تجربه می‌کند. دلیل این امر می‌تواند در معرض حریق بودن این ستون باشد، در حالی که نسبت به ستون C1 مقیدتر نیز هست. این در حالی است که در مرحله‌ی سرد شدن، ستون C3 بیشترین نیروی محوری را تجربه می‌کند. نتایج حاکی از آن است که به ازای خیزهای کمتر، نیروی محوری با شیب تندتری به مقدار نهایی خود می‌رسد؛ بدین معنا که هرچه قدر سازه بیشتر در مرحله‌ی گرم شدگی قرار بگیرد اثر سرد شدن در بازیابی ظرفیت سازه کمتر خواهد بود. همچنین با توجه به این شکل می‌توان گفت میزان خیزی که برای تیر تحت حریق در نظر گرفته شد، تأثیری در مقدار نهایی نیروی محوری ستون C2 ندارد. با توجه به شکل (۱۰-ب) در سناریوی حریق ۲، در مرحله‌ی گرم شدن ستون C3 بیشترین مقدار نیروی محوری را متحمل می‌شود. همچنین همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، نیروی محوری در ستون C1 بر اثر گرم شدن و سرد شدن به دلیل دور بودن از دهانه‌ی حریق تغییر چندانی نمی‌کند. نظر به مقارن بودن



زمان از ابتدای آتش‌سوزی (دقیقه)

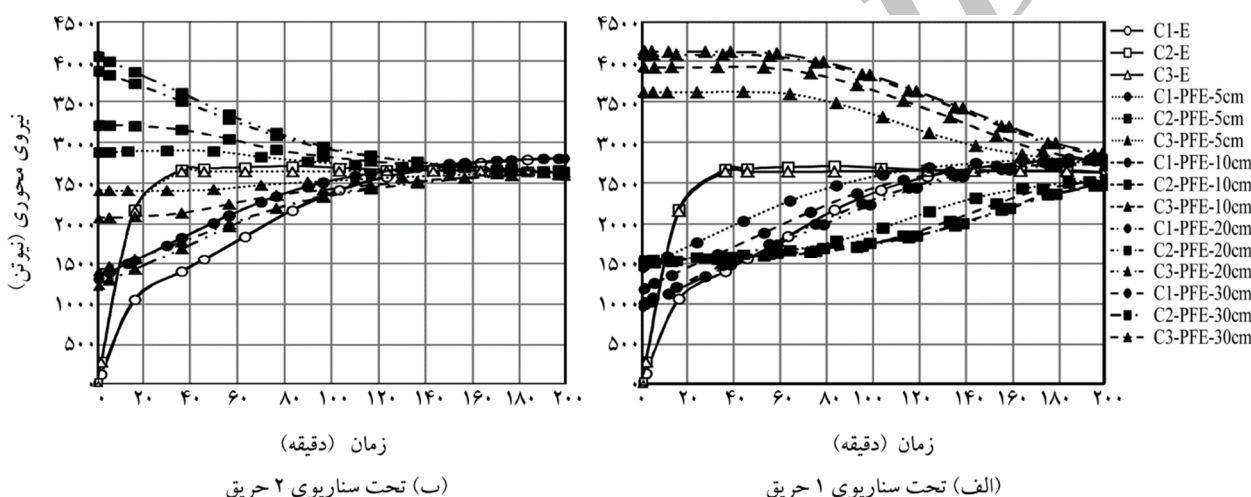
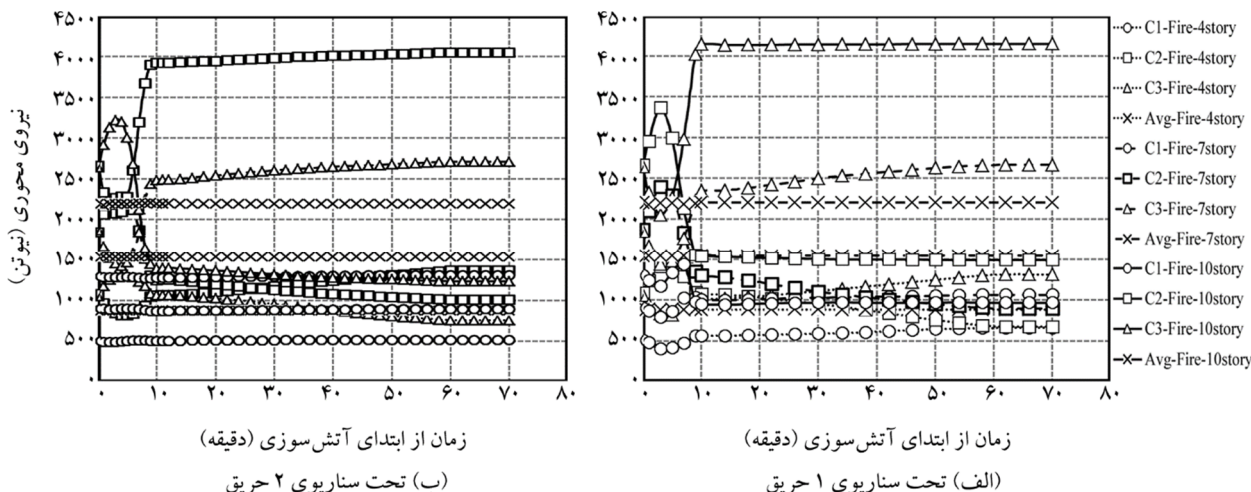
(ب) تحت سناریوی ۲ حریق



زمان از ابتدای آتش‌سوزی (دقیقه)

(الف) تحت سناریوی ۱ حریق

شکل (۱۰): نمودار نیروی محوری در ستون‌های طبقه‌ی همکف قاب ۱۰ طبقه تحت دو سناریوی حریق

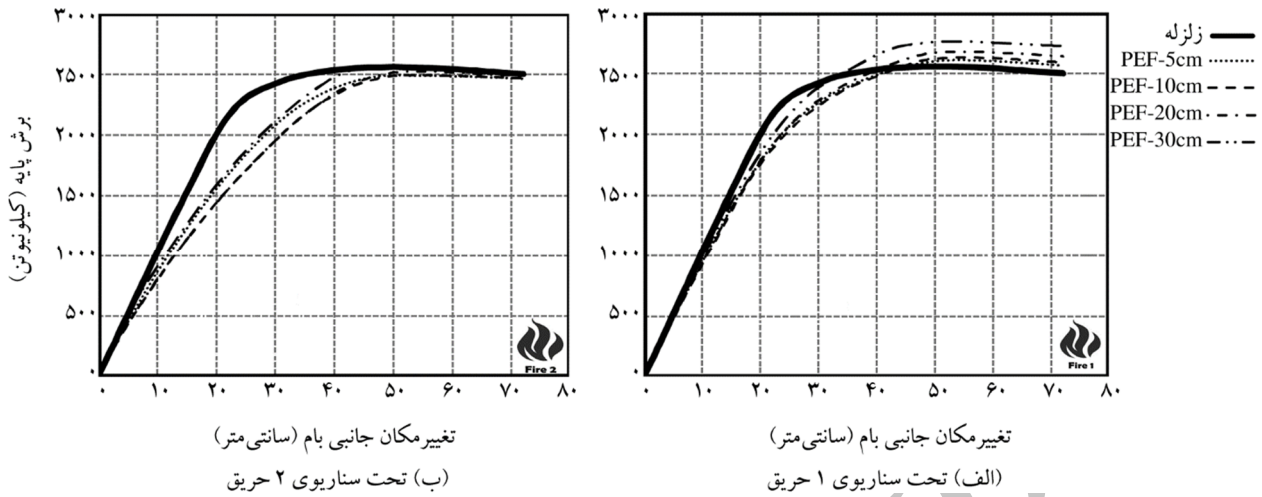


شکل (۱۲): نمودار نیروی محوری در ستون‌های طبقه‌ی همکف به هنگام زلزله قبل و پس از آتش‌سوزی برای سناریوهای حریق در قاب ۱۰ طبقه (منظور از E و PFE به ترتیب حالت زلزله و زلزله پس از آتش‌سوزی می‌باشد)

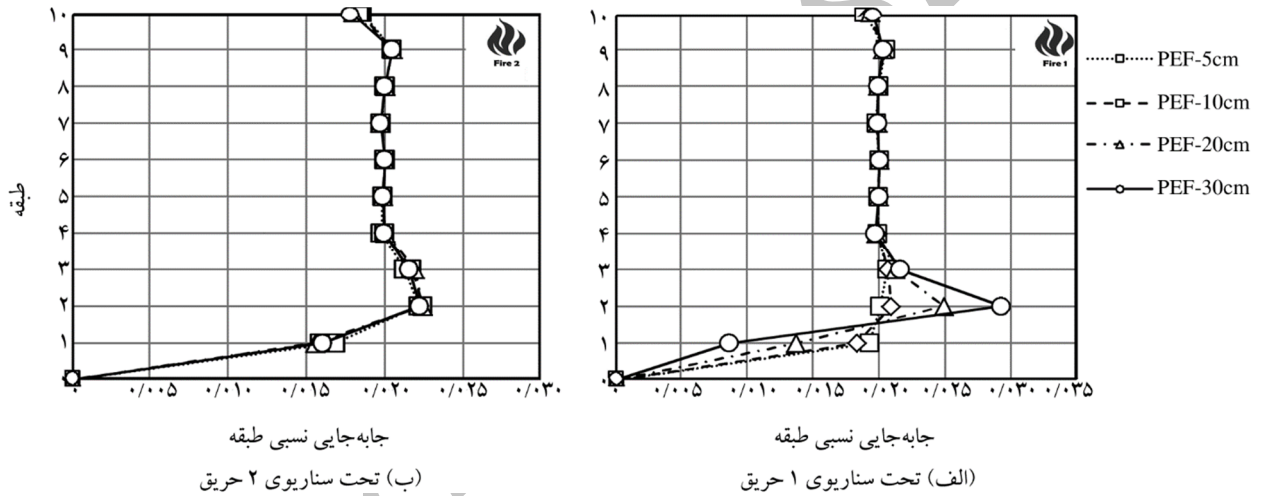
این که آتش‌سوزی سناریوی ۱ حریق در طبقه‌ی همکف دهانه‌های کناری رخ می‌دهد، تغییر مکان جانبی در طبقات پایین‌تر بسیار زیاد بوده، بنابراین پس از اعمال زلزله نیز می‌توان بیان نمود که عمده‌ی تغییر مکان جانبی در طبقات پایین و ناشی از آتش‌سوزی می‌باشد، درحالی‌که در طبقات بالاتر اثر آتش‌سوزی کمتر می‌باشد. این امر در طبقه‌ی دوم شدت می‌یابد به گونه‌ای که جابه‌جایی نسبی این طبقه در حدود ۱/۵ برابر جابه‌جایی نسبی مجاز طبقه در آیین‌نامه ۲۸۰۰ است. به‌منظور بررسی اثر ارتفاع سازه بر نتایج حاصل، نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات تمامی قاب‌های مورد مطالعه که آتش‌سوزی را تجربه کرده‌اند پس از بارگذاری لرزه‌ای در شکل (۱۵) ارائه شده است.

در شکل (۱۳) مقدار برش پایه برای دو حالت زلزله قبل و پس از آتش‌سوزی (به ازای خیزهای مختلف تیر تحت حریق) نشان داده شده است. با توجه به این دو شکل می‌توان دریافت که در زلزله پس از آتش‌سوزی نسبت به زلزله بدون آتش‌سوزی، سازه در نیروی پایین‌تری نرم می‌شود. همچنین با مقایسه‌ی دو نمودار می‌توان مشاهده کرد که در سناریوی ۲ حریق، میزان برش پایه در نهایت باهم برابر می‌شود درحالی‌که در سناریوی ۱ حریق، میزان برش پایه در حالت خیز ۳۰ سانتی‌متری در حدود ۱۰ درصد بیشتر از حالت بدون آتش‌سوزی است.

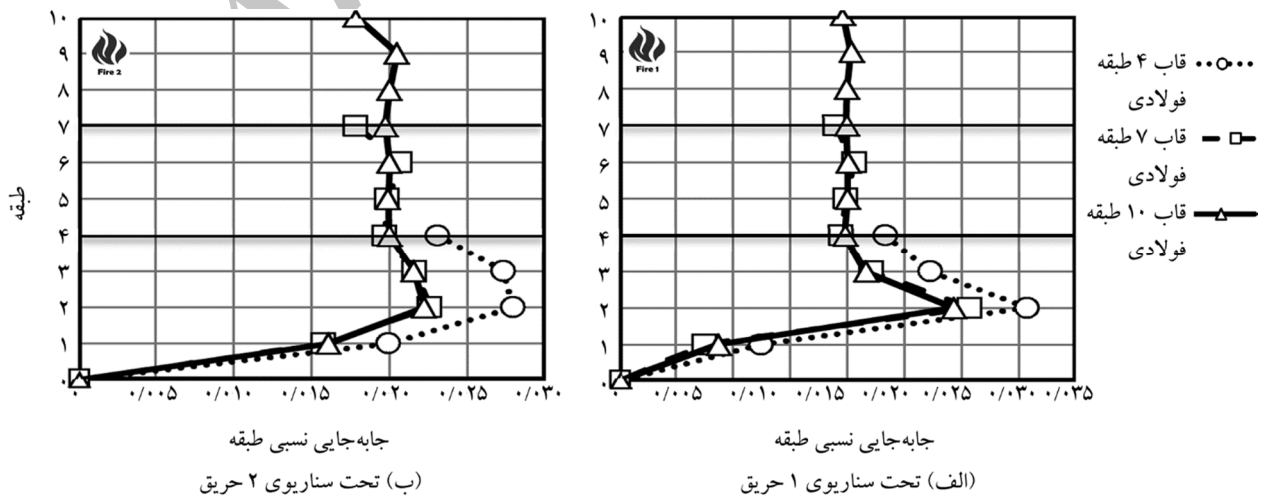
در شکل (۱۴)، نمودارها برای گره‌های سمت راست قاب، که برای قاب ۱۰ طبقه گره‌های ۳ تا ۱۲ می‌باشند، ارائه شده است. نظر به



شکل (۱۳): پش پایی قاب ۱۰ طبقه برای زلزله پس از حریق



شکل (۱۴): جابه جایی نسبی نهایی طبقات قاب ۱۰ طبقه در انتهای زلزله پس از حریق



شکل (۱۵): مقایسه جابه جایی نسبی نهایی طبقات بین قاب‌های مورد مطالعه در انتهای زلزله پس از آتش سوزی

متفاوت است؛ اما این تفاوت پس از اعمال بار لرزه‌ای کاهش یافته و مقادیر نیروی محوری ستون‌های مشابه در دو حالت فوق به مقداری نزدیک به یکدیگر میل می‌کنند.

مراجع

1. Flint, G. (2005) *Fire Induced Collapse of Tall Buildings*. Ph.D. Thesis, University of Edinburgh, Scotland.
2. McAllister, T.P., Gross, J.L., and Hurley, M.J. (2010) *Best Practice Guidelines for Structural Fire Resistance Design of Concrete and Steel Buildings*. National Institute of Standards and Technology.
3. Behnam, B. and Ronagh, H.R. (2014) Behavior of moment-resisting tall steel structures exposed to a vertically traveling post-earthquake fire. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **23**(14), 1083-1096.
4. Reis, A., Lopes, N., and Real, P.V. (2016) Numerical study of steel plate girders under shear loading at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*, **117**, 1-12.
5. Usmani, A.S., Rotter, J.M., Lamont, S., Sanad, A. M., and Gillie, M. (2001) Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects. *Fire Safety Journal*, **36**(8), 721-744.
6. Ho, C.T.T. (2010) *Analysis of Thermally Induced Forces in Steel Columns Subjected to Fire*. Master of Science in Engineering, University of Texas, Austin.
7. Lee, J. (2012) *Elevated-Temperature Properties of ASTM A992 Steel for Structural-Fire Engineering Analysis*. Ph.D. Thesis, University of Texas Austin.
8. Maraveas, C. and Fasoulakis, Z. (2014) Post-fire mechanical properties of structural steel. *8th National Steel Structures Conference*, Tripoli, Greece.
9. Sun, R., Huang, Z., and Burgess, I.W. (2012) Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions. *Engineering Structures*, **34**, 400-413.
10. Zhao, B. (2014) *Fire Resistance Assessment of*

همان‌طور که در این نمودار مشهود است، جابه‌جایی نسبی طبقات در قاب‌هایی که تعداد طبقات کمتری دارند بیشتر از قاب‌های دیگر است. دلیل این امر به مرحله‌ی گرم شدن سازه مربوط می‌شود. سازه‌های با تعداد طبقات پایین‌تر درجه حرارت بیشتری را نسبت به سازه‌های بلندتر تحمل می‌کنند؛ بنابراین این سازه‌ها به ازای یک خیز معین بیشتر گرم می‌شوند و در نتیجه پس از سرد شدن، تغییر مکان‌های جانبی پسماند بیشتری خواهند داشت.

۶- نتیجه‌گیری

در این مطالعه، رفتار لرزه‌ای چند قاب خمشی فولادی که حوادث آتش‌سوزی را تجربه کرده‌اند، مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین اثر سردشدگی در پی آتش‌سوزی قاب‌های فولادی در نظر گرفته شده است. نتایج تحلیل‌های این پژوهش نشان می‌دهد که با توجه به تعیین معیار فرو ریزش برای سازه، پس از افزایش دمای المان‌هایی از سازه تا درجه حرارت مشخص و سپس سرد شدن آنها، اثر سردشدگی بر سازه با شیب کمتری اتفاق افتاده و در نهایت تأثیر آن ناچیز تلقی می‌شود.

از نتایج حاصل از نمودارهای برش پایه استنباط می‌شود که برش پایه متناظر با تغییر مکان مشخص در قاب‌هایی که در آنها آتش‌سوزی به وقوع پیوسته و سپس تحت بارگذاری جانبی مشابه زلزله قرار گرفته‌اند، نسبت به سازه‌ای که پیش از زلزله، هیچ‌گونه آتش‌سوزی را تجربه نکرده است، بیشتر است. تفاوت عمده‌ی سازه‌های با و بدون تجربه‌ی آتش‌سوزی در جابه‌جایی نسبی چند طبقه‌ی فوقانی آتش است که از مقدار جابه‌جایی نسبی مجاز طبقه تجاوز می‌کند. مشاهده شده که حداکثر جابه‌جایی‌های نسبی طبقات در سناریوی اول حریق، که آتش‌سوزی در دهانه‌های کناری رخ می‌دهد، دارای مقادیر بیشتری نسبت به سناریوی دوم حریق است.

این پژوهش نشان داده است با وجود آن که نیروهای محوری موجود در ستون‌های قاب‌هایی که در آنها آتش‌سوزی رخ داده است در پایان مدت آتش‌سوزی، نسبت به نیروی محوری ستون‌های متناظر در قاب‌های حرارت‌ندیده کاملاً

- American Society of Civil Engineers, America.
21. ANSI, A. (2005) *AISC 360-05, Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction. Inc: Chicago, IL.
 22. ETABS-V9.7.0 (2010) *Extended 3D Analysis of Building Systems*. Berkeley, CA, USA.
 23. ABAQUS-V6.10-1 (2010) *Finite Element Analysis Software*, RI, USA.

اصطلاحات فنی

Subsystem	۱- جزء سیستم
Rotated Stress Field Model Developed by Hoglund	۲- مدل میدان دوران یافته‌ی تنش هوگلاند
Kawagoe's Burning Rate	۳- نرخ سوختن کاواگو
Subframe	۴- جزء قاب
Stockton	۵- استکتون
San Jaaquin	۶- سن ژواکین

- Steel Structures According to Part 1-2 of Eurocode 3 (En 1993-1-2)*. Eurocodes: Background and Applications Structural Fire Design.
11. ISO (1999) *834: Fire Resistance Tests - Elements of Building Construction*. International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland.
 12. Parkinson, D.L., Kodur, V., and Sullivan, P.D. (2008) *Performance-Based Design of Structural Steel for Fire Conditions: A Calculation Methodology*. ASCE.
 13. Eurocode 1 (2002) *Action on Structures. Part 1-2: General rules. Structural Actions on Structures Exposed to Fire*. EN 1991-1-2. European Committee for Standardization, CEN.
 14. Walls, R. (2014) *Advanced Design of Structural Steelwork: An Introduction to Structural Fire Engineering*. University of Stellenbosch, Stellenbosch.
 15. Lawson, R.M. and Newman, G.M. (1990) *Fire Resistant Design of Steel Structures - A Handbook to BS 5950: Part 8*. SCI Publication, 80.
 16. Iranian Seismic Code (2014) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard 2800), Edition 3*. Road, Housing and Urban Development Research Center, Iran (in Persian).
 17. Izadifard, R.A. and Hajikarimian, H. (Under Publishing) Progressive collapse of steel moment frame subjected to post-earthquake fire. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering (IJSTC)*, (Under Publishing).
 18. Sun, R., Huang, Z., and Burgess, I.W. (2012) The collapse behaviour of braced steel frames exposed to fire. *Journal of Constructional Steel Research*, **72**, 130-142.
 19. Eurocode 3 (2002) *Design of Steel Structures. Part 1-2: General Rules. Structural Fire Design*. EN 1993-1-2. European Committee for Standardization, CEN.
 20. ASCE (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-10.