

**چکیده**

در این مقاله، به مدل‌سازی آتش‌سوزی پس از زلزله در قاب خمشی فولادی پرداخته می‌شود. در این مدل‌سازی سطوح مختلف شدت حرکت زمین و چندین بازه زمانی برای خاموش کردن آتش در نظر گرفته می‌شود. بدین منظور سازه سه طبقه قاب خمشی فولادی با استفاده از نرم‌افزار OpenSees تا سطح عملکرد ایمنی مورد بررسی قرار می‌گیرد. با در نظر گرفتن ماکزیمم جابه‌جایی نسبی بین طبقات ۲/۵ درصد برای سطح عملکرد ایمنی جانی، مؤلفه طیف شبه شتاب در زمان تناوب مود اول سازه ( $S_a(T_1)$ )، برای این مقدار جابه‌جایی تحت زلزله به‌تنهایی، تعیین می‌گردد. سپس برای مدت‌زمان‌های مختلف آتش‌سوزی پس از زلزله ماکزیمم جابه‌جایی نسبی بین طبقات تحت آتش‌سوزی پس از زلزله تعیین می‌شود و  $S_a(T_1)$  مقیاسی از شتاب‌نگاشت اعمالی که سازه تحت زلزله به‌تنهایی بتواند ماکزیمم جابه‌جایی نسبی بین طبقات برابر با ماکزیمم جابه‌جایی بین طبقات تحت آتش‌سوزی پس از زلزله داشته باشد تعیین می‌گردد و در نهایت با نسبت این  $S_a(T_1)$  به  $S_a(T_1)$  مقیاس شتاب‌نگاشتی که ماکزیمم جابه‌جایی نسبی بین طبقات ۲/۵ درصد در سازه ایجاد کرده بود، ضریبی برای اصلاح برش پایه جهت تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی برای مدت‌زمان‌های مختلف آتش‌سوزی پس از زلزله به دست می‌آید.

**واژگان کلیدی:** آتش‌سوزی پس از زلزله، انتقال حرارت، آنالیز حرارتی، طراحی بر اساس عملکرد، برش پایه.

## معرفی رابطه برش پایه قاب خمشی فولادی برای تأمین سطح ایمنی جانی در آتش‌سوزی پس از زلزله

**پیمان پورکرامت**

دکتری سازه، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

**واحد قیاسی (نویسنده مسئول)**استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران، [v.ghiasi@malayeru.ac.ir](mailto:v.ghiasi@malayeru.ac.ir)**بنیامین محبی**

دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

**۱- مقدمه**

توجه به آنکه تحت زلزله، سازه و سیستم‌های حفاظت در برابر آتش ساختمان ممکن است آسیب ببینند، لذا مقاومت سازه در برابر آتش‌سوزی پس از وقوع زلزله بیشتر اهمیت پیدا می‌کند و گاهی خسارات مالی و تلفات جانی به علت وقوع آتش‌سوزی پس از زلزله از خود زلزله بیشتر است.

فاجانو و همکاران [۱] به ارزیابی مقاومت و طراحی سازه‌های فلزی تحت آتش‌سوزی پس از زلزله پرداختند. آنها با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS با در نظر گرفتن سناریوهای مختلف آتش‌سوزی در سازه دو طبقه و در نظر گرفتن سطوح عملکرد آتش‌سوزی مختلف، با توجه به سطوح عملکرد لرزه‌ای سازه، مدت‌زمان خارج شدن از هر سطح عملکرد آتش را برای سطح عملکرد لرزه‌ای مورد نظر محاسبه کردند. آنها پیشنهاد

آتش‌سوزی پس از زلزله<sup>۱</sup> (PEF) حادثه‌ای است که به دلیل مشکلات عبور و مرور وسایل نقلیه و امداد و کمک‌رسانی به ساکنین پس از وقوع زلزله، می‌تواند از خود زلزله بحرانی‌تر باشد و خسارات جانی و مالی فراوانی به بار آورد. در آیین‌نامه‌های طراحی نیز علی‌رغم وقوع تاریخچه وسیعی از آتش‌سوزی‌های پس از زلزله اثر هم‌زمان بار آتش و زلزله در نظر گرفته نشده است. از طرفی در طراحی بر اساس عملکرد سازه‌ها، اعضای سازه‌ای باید برای سطح عملکرد مشخص که بستگی به اهمیت سازه دارد طراحی شوند که در صورت وقوع آتش‌سوزی پس از زلزله، سطح عملکرد سازه می‌تواند تغییر کند. سازه‌های فولادی به‌ویژه به دلیل کاهش مقاومت مکانیکی فولاد در دمای بالا به مراتب تحت آتش‌سوزی آسیب‌پذیرتر می‌باشند. همچنین با

کردند که برای سازه‌های ویژه استراتژیک و یا با اهمیت تاریخی بررسی عملکرد آتش‌سوزی پس از زلزله می‌تواند بسیار مناسب و حائز اهمیت باشد.

فاجانو و ماتزولانی [۲] سازه دو طبقه چهار دهانه فلزی را که دو دهانه از هر طبقه تحت آتش‌سوزی قرار گرفته است با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS [۳] تحت آنالیز PEF قرار دادند. آنها با انجام آنالیز پوش‌اور و سپس آنالیز آتش به بررسی سطح عملکرد سازه مورد نظر پرداختند. از نتایج تحلیل مشخص شد که سازه‌هایی که در معرض زلزله قرار گرفته‌اند تحت آتش‌سوزی آسیب‌پذیرتر هستند. آنها با الهام از دستورالعمل‌های FEMA۳۵۶ [۴] و مهندسی ایمنی آتش [۵] به بررسی سطح عملکرد سازه در آتش‌سوزی پس از زلزله با در نظر گرفتن سطح عملکرد لرزه‌ای پرداختند.

در سال ۲۰۱۴ بهنام و رونق [۶] رفتار یک ساختمان ۱۰ طبقه قاب خمشی فولادی طراحی شده بر اساس آیین‌نامه FEMA 356 برای سطح عملکرد ایمنی جانی را تحت آتش‌سوزی پس از زلزله مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق از منحنی آتش طبیعی جهت اعمال بار آتش استفاده شده و سه سناریوی آتش‌سوزی که شروع آتش از طبقه اول و طبقه چهارم و طبقه هفتم می‌باشد در نظر گرفته شده است. همچنین دو حالت انتقال آتش در طبقات، یکی برای انتقال سریع آتش در طبقات (انتقال آتش با تأخیر ۵ دقیقه) و دیگری برای انتقال کند آتش در طبقات (انتقال آتش با تأخیر ۱۵ دقیقه) در نظر گرفته شده است. برای مقایسه بین نتایج، یک آتش‌سوزی هم‌زمان در طبقات نیز مدل‌سازی شده است. نتایج نشان می‌دهد که مقاومت سازه تحت آتش‌سوزی پس از زلزله در آتش‌سوزی هم‌زمان و آتش‌سوزی با انتقال سریع در طبقات بسیار کمتر از آتش‌سوزی با انتقال کند در طبقات است. طبق نتایج به‌دست آمده فروپاشی قاب در آتش‌سوزی با انتقال کند در مرحله خنک شدن رخ می‌دهد در حالی که در سناریوهای دیگر قاب در مرحله گرمایش دچار فروریزش می‌شود و در نهایت عنوان شد که مقررات بیشتری در آیین‌نامه‌ها نه تنها برای PEF بلکه برای کاهش سرعت انتقال

آتش بین طبقات باید در نظر گرفته شود.

در سال ۲۰۱۴ معماری و همکاران [۷] عملکرد قاب خمشی فولادی با اتصالات کاهش‌یافته در مقطع تیر را تحت آتش‌سوزی پس از زلزله مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق که با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS انجام شده است، سه قاب خمشی فولادی ۳ و ۹ و ۲۰ طبقه تحت پنج زلزله حوزه نزدیک و پنج زلزله حوزه دور برای دو سناریو گسترش آتش یک‌سوم و دو سوم ارتفاع ساختمان تحت آتش‌سوزی پس از زلزله مورد بررسی قرار گرفتند. حاصل این تحقیقات، مقایسه سطح عملکرد سازه در سناریوهای عنوان شده با سطح عملکرد آن تحت زلزله می‌باشد.

در سال ۲۰۱۵ خراسانی و همکاران [۸]، مدل‌سازی آتش‌سوزی پس از زلزله را با استفاده از نرم‌افزار OpenSees [۹] مورد بررسی قرار دادند. مقایسه‌ای بین سازه مدل شده در OpenSees با مصالح حرارتی اصلاح شده و نرم‌افزار SAFIR [۱۰] برای دو قاب فولادی و یک ستون فولادی انجام شد و پس از اعتبارسنجی نتایج، قاب ۹ طبقه فولادی برای حالات آتش‌سوزی تنها و آتش‌سوزی پس از زلزله مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داد که با مدل‌سازی سازه توسط مواد حرارتی اصلاح شده در OpenSees، می‌توان رفتار سازه را تحت آتش‌سوزی پس از زلزله با دقت بسیار بالا مدل‌سازی کرد. در سال ۲۰۱۶ بهنام [۱۱] در تحقیقی دیگر عملکرد سازه ۷ طبقه قاب خمشی فولادی نامنظم در ارتفاع را تحت آتش‌سوزی تنها و آتش‌سوزی پس از زلزله مورد بررسی قرار داد و در مقایسه با آن سازه منظمی را مطابق با همان سازه نامنظم نیز بررسی کرد. از نتایج تحلیل مشخص شد که سازه نامنظم در ارتفاع، تحت آنالیز PEF نسبت به سازه منظم حساس‌تر است و با در نظر گرفتن دو نوع شکست محلی (ناشی از خیز تیر) و شکست کلی (ناشی از حرکت جانبی ستون‌ها) نتیجه گرفت که بیشتر شکست اتفاق افتاده در سازه نامنظم به‌صورت شکست کلی است.

در سال ۲۰۱۸ بهنام [۱۲] در تحقیقی دیگر، شکست سازه‌های قاب خمشی بلند تحت آتش‌سوزی طبیعی با تمرکز بر

حال پس از بررسی تاریخیچه مطالعات در زمینه آتش‌سوزی پس از زلزله، در این تحقیق جهت تعیین سطح عملکرد ایمنی جانی در سازه‌های قاب خمشی فولادی تحت آتش‌سوزی پس از زلزله برای سناریوهای مختلف آتش‌سوزی پرداخته شده است؛ و به منظور تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی، برش پایه طراحی سازه مورد بررسی، برای زمان‌های مختلف آتش‌سوزی پس از زلزله اصلاح شده است.

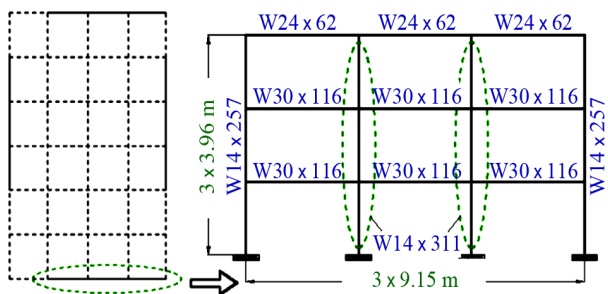
## ۲- مدل‌سازی آتش‌سوزی پس از زلزله

سازه استفاده شده در این مطالعه سازه سه طبقه SAC [۱۵] با سیستم قاب خمشی ویژه می‌باشند که بر اساس آیین‌نامه UBC ۱۹۹۴ [۱۶] و برای شهر لس‌آنجلس در ایالت کالیفرنیا طراحی شده‌اند و دارای پلان منظم و سیستم باربر جانبی قاب خمشی محیطی می‌باشند.

تنش تسلیم فولاد در تیرها و ستون‌ها به ترتیب  $49/2$  (ksi) و  $339$  (ksi) و  $57/6$  (ksi) و  $397$  (ksi) و مدول یانگ  $29$  هزار  $200$  هزار مگاپاسکال می‌باشد. بار مرده طبقات و بام به ترتیب  $86$  (psf) و  $0/593$  مگاپاسکال و  $83$  (psf) و  $0/572$  مگاپاسکال و بار زنده در طبقات و بام  $20$  (psf) و  $0/138$  مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

مشخصات تیرها و ستون‌های این سازه مطابق شکل (۱) می‌باشد و جزئیات بیشتر مربوط به این سازه در نشریه FEMA ۳۵۵ C [۱۷] آورده شده است.

مشخصات مقاطع و مقادیر جرم لرزه‌ای این سازه‌ها در جداول (۱) و (۲) ارائه شده است.



شکل (۱): مشخصات قاب سه طبقه.

روی امکان شکست سازه در فاز سرد شدن را برای قاب خمشی ۱۰ طبقه فولادی با طول دهانه‌های شش متر و  $7/5$  متر و با نسبت بازشو بین  $0/02$  تا  $0/2$  مورد بررسی قرار داد. در این تحقیق که با استفاده از نرم‌افزار SAFIR انجام شده است نشان داده شد در سازه‌هایی که برای بار مرده و زنده طراحی شده‌اند، ساختمان‌ها اگرچه در فاز گرم شدن در آتش مقاومت کافی دارند ولی در فاز سرد شدن به ویژه تحت نسبت‌های بازشو بیشتر از  $10$  درصد سطح، آسیب‌پذیر هستند؛ اما چنانچه سازه تحت بار مرده و زنده و زلزله طراحی شود در طول فاز گرم شدن و سرد شدن حتی وقتی بازشو  $20$  درصد سطح باشد، دچار شکست نخواهد شد.

در سال  $2019$  مرادی و همکاران [۱۳] به ارزیابی زمان شکست احتمالی قاب فولادی ۷ طبقه در معرض بار آتش تحت سناریو فروریزش پیش‌رونده پرداختند. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد با افزایش بار آتش مقاومت در سازه‌ها کاهش می‌یابد و حذف ناگهانی دو ستون در مقایسه با یک ستون و وقوع آتش‌سوزی پس از آن، احتمال فروریزش در سازه را بسیار افزایش می‌دهد. همچنین در حذف یک ستون خرابی سازه به صورت موضعی می‌باشد حال آنکه در حذف دو ستون فروپاشی پیش‌رونده و خرابی کلی در سازه اتفاق می‌افتد.

در سال  $2021$  ال‌اسیری و همکاران [۱۴]، عملکرد سازه ۱۰ طبقه قاب خمشی فولادی تحت آتش‌سوزی پس از زلزله را برای ۱۱ زلزله مختلف و سه سناریوی آتش تحت بررسی قرار دادند. سازه در نظر گرفته شامل قاب خمشی ویژه پیرامونی و قاب‌های ثقلی داخلی می‌باشد. این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار آباکوس و با مدل‌سازی سه‌بعدی انجام شده است. از نتایج تحقیق مشخص شد که هنگامی که شکست ستون گرانشی رخ می‌دهد، قاب‌های محیطی پیرامونی می‌توانند به مقاومت در برابر فروپاشی در محفظه‌های آتش‌گوشه و لبه کمک کنند. با این حال آتش‌سوزی‌های محفظه داخلی می‌توانند منجر به فروپاشی کلی سیستم پس از شکست ستون گرانشی شود. همچنین مشخص شد با افزایش مقطع و یا حفاظت در برابر آتش ستون‌های گرانشی می‌توان از فروپاشی موضعی و کامل سازه جلوگیری کرد.

**جدول (۱): مقادیر زمان تناوب‌های موده‌های اول تا سوم سازه سه طبقه.**

سازه	بدون در نظر گرفتن اثرات P-Delta			با در نظر گرفتن اثرات P-Delta		
	مود اول	مود دوم	مود سوم	مود اول	مود دوم	مود سوم
سه طبقه	۰/۹۴	۰/۳	۰/۱۴	۰/۹۵	۰/۳	۰/۱۴

**جدول (۲): مشخصات مقاطع و مقادیر جرم لرزه‌ای طبقات سازه سه طبقه [۱۷].**

طبقه	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر	جرم لرزه‌ای (kips-sec <sup>2</sup> /ft)
۱	W ۱۴×۲۵۷	W ۱۴×۳۱۱	W ۳۰×۱۱۶	۶۵/۵۳
۲	W ۱۴×۲۵۷	W ۱۴×۳۱۱	W ۳۰×۱۱۶	۶۵/۵۳
۳	W ۱۴×۲۵۷	W ۱۴×۳۱۱	W ۲۴×۶۲	۷۰/۹

نرم افزار متن باز شیشه ساز مهندسی زلزله OpenSees استفاده شده است. با توجه به آنکه در حال حاضر در نرم افزار OpenSees برای آنالیز حرارت در تیر-ستون‌ها فقط المان حرارتی dispBeamColumnThermal قابل استفاده می‌باشد [۸]، لذا در مدل سازی ستون‌ها، رفتار غیرخطی ستون‌ها به صورت پلاستیسیته گسترده و با استفاده از المان تیر ستون با فرمولاسیون تغییر مکانی مدل سازی شده است. با توجه به آنکه در المان‌های با فرمول بندی تغییر مکانی سختی خطی می‌باشد برای بالا بردن دقت و رسیدن به انحای واقعی، ستون‌ها به ۱۰ قسمت تقسیم شده‌اند. پنج مقطع انتگرال گیری در طول المان تیر-ستون در نظر گرفته شده است. در هر یک از این مقاطع، فایرها دارای منحنی تنش-کرنش با رفتار دو خطی می‌باشند که با مصالح Steel02Thermal مدل سازی شده‌اند. در مدل سازی تیرها به دو صورت عمل شده است، مدل سازی در تیرهایی که تحت حرارت قرار گرفته‌اند، همانند مدل سازی ستون‌ها با المان dispBeamColumnThermal در نرم افزار انجام شده است. در این حالت تیرها به پنج قسمت تقسیم می‌شوند و پنج مقطع انتگرال گیری در طول المان تیر-ستون در نظر گرفته می‌شود. در تیرهایی که تحت حرارت نمی‌باشند رفتار غیر الاستیک در تیرها به صورت پلاستیسیته متمرکز با در نظر گرفتن دو فنر غیرخطی دورانی در دو انتها و یک المان الاستیک تیر-ستون در بین آنها به صورت سری مدل سازی شده است. رفتار غیرخطی فنرهای دورانی با استفاده از مدل اصلاح شده ایبارا-مدینا-کراونیکلر<sup>۲</sup> تعیین شده است و پارامترهای مربوط به این مدل

سازه‌ها ابتدا تحت مقیاسی از زلزله‌های مشخص قرار گرفته‌اند و سپس با فرض ۶۰ ثانیه ارتعاش آزاد پس از زلزله تا میرایی سازه، بار آتش به آنها اعمال شده است و آنالیز PEF انجام گرفته است. برای مدل سازی آتش سوزی پس از زلزله، مراحل زیر انجام می‌گیرد:

انتخاب سناریوی زلزله به عنوان بار ورودی برای طراحی لرزه‌ای که شامل انتخاب یک شتاب نگاشت زلزله یا بار معادل لرزه‌ای و انجام آنالیز لرزه‌ای سازه بر اساس آن می‌باشد.

انتخاب سناریوی آتش به عنوان بار ورودی برای آنالیز سازه در برابر آتش که شامل انتخاب موقعیت محفظه آتش در قاب، تعریف منحنی کامل دما-زمان آتش و انجام آنالیز انتقال گرما برای توسعه منحنی دما-زمان بر روی المان‌های سازه‌ای در معرض آتش و سپس انجام آنالیز سازه در برابر آتش بر اساس آن می‌باشد.

لازم به توضیح است در مرحله آنالیز لرزه‌ای سقف باید در طول زلزله به صورت دیافراگم عمل کند ولی در مرحله آنالیز در برابر آتش، باید نسبت به آزادسازی قیدها در سقف اقدام شود تا اجازه انبساط حرارتی به نقاط داده شود [۸].

در این تحقیق نسبت به آنالیز پی در پی حرارتی و سازه‌ای با استفاده از نرم افزار OpenSees اقدام می‌شود و آنالیز انتقال حرارت نیز توسط این نرم افزار انجام می‌شود.

### ۳- مدل سازی سازه

در این تحقیق برای مدل سازی و انجام تحلیل‌های مربوطه از

جدول (۳): مشخصات شتاب‌نگاشت‌های اعمال شده به سازه.

ایستگاه ثبت	زلزله			ID No.
	مکان وقوع	سال	بزرگ‌گام (M)	
Beverly Hill – Mulhol	نورث‌ریج	۱۹۹۴	۶/۷	۱
Canyon Country-WLC	نورث‌ریج	۱۹۹۴	۶/۷	۲
Bolu	دوزجه، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۱	۳
Hector	هکتور ماین	۱۹۹۹	۷/۱	۴
Delta	ایمپریال ولی	۱۹۷۹	۶/۵	۵
El Centro Array#11	ایمپریال ولی	۱۹۷۹	۶/۵	۶
Nishi - Akashi	کوبه، ژاپن	۱۹۹۵	۶/۹	۷
Shin - Osaka	کوبه، ژاپن	۱۹۹۵	۶/۹	۸
Duzce	کوجائیلی، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۵	۹
Arcelik	کوجائیلی، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۵	۱۰
Yermo Fire Station	لاندرز	۱۹۹۲	۷/۳	۱۱
Coolwater	لاندرز	۱۹۹۲	۷/۳	۱۲
Capitola	لوماپرینا	۱۹۸۹	۶/۹	۱۳
Gilroy Array#3	لوماپرینا	۱۹۸۹	۶/۹	۱۴
Abbar	منجیل، ایران	۱۹۹۰	۷/۴	۱۵
El Centro Imp. Co.	سوپرستیشن هیلز	۱۹۸۷	۶/۵	۱۶
Poe Road (Temp)	سوپرستیشن هیلز	۱۹۸۷	۶/۵	۱۷
Rio Dell Overpass	کیپ‌مندوسینو	۱۹۹۲	۷/۰	۱۸
CHY 101	چی - چی، تایوان	۱۹۹۹	۷/۶	۱۹
TCU045	چی - چی، تایوان	۱۹۹۹	۷/۶	۲۰
LA – Hollywood Stor.	سان‌فرناندو	۱۹۷۱	۶/۶	۲۱
Tolmezzo	فریولی، ایتالیا	۱۹۷۶	۶/۵	۲۲

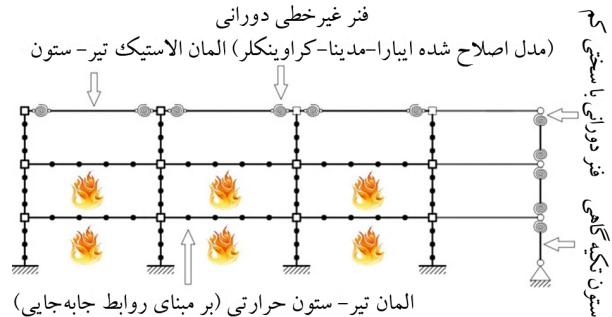
که از پایگاه اطلاعاتی PEER [۱۹] گرفته شده‌اند، به صورت مقیاس شده تحت  $Sa(T_1)$  های مختلف تا سطح عملکرد ایمنی جانی مطابق با آیین‌نامه FEMA 356 به سازه اعمال می‌شوند.

انتخاب این ۲۲ جفت شتاب‌نگاشت بر اساس جدول A-۴A نشریه FEMA 695 [۲۰] انجام گردیده است که دارای ویژگی‌هایی از جمله بزرگای بالای ۶/۵ و ثبت رکورد در خاک سفت و سنگ نرم و... می‌باشد که در بخش A.7 نشریه FEMA 695 به صورت کامل شرح داده شده است.

با توجه به بررسی سازه در مقیاس ماکرو جابه‌جایی نسبی طبقات مورد بررسی قرار می‌گیرد. جابه‌جایی نسبی طبقات مطابق

با استفاده از روابط ارائه شده توسط لیگنوس و کراوینکلر [۱۸] محاسبه شده‌اند.

اثرات مرتبه دوم (P-delta) ستون‌های ثقیلی، با استفاده از ستون تکیه‌گاهی<sup>۳</sup> کنار قاب در نظر گرفته شده است (شکل ۲).

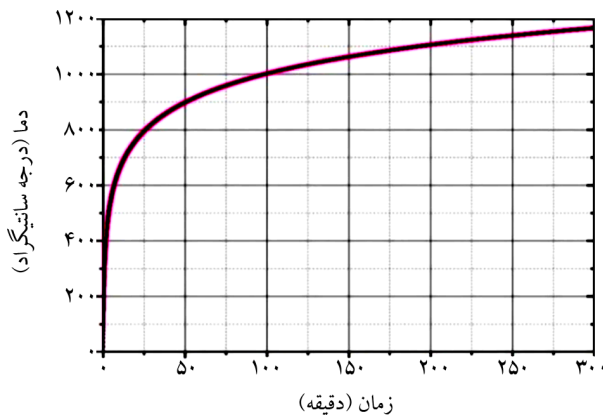


شکل (۲): شماتیک مدل‌سازی قاب سه طبقه در نرم‌افزار OpenSees برای آتش‌سوزی در طبقات اول و دوم به صورت هم‌زمان.

همان‌طور که در شکل (۲) دیده می‌شود ستون تکیه‌گاهی با استفاده از المان‌های تیر-ستون با ممان اینرسی و سطح مقطع بزرگ (صد برابر سطح مقطع و ممان اینرسی بزرگ‌ترین ستون ثقیلی) مدل‌سازی شده است که به وسیله فنر دورانی با سختی بسیار کم به گره‌هایی در تراز طبقات متصل می‌شود. هر یک از این گره‌ها به وسیله یک خرپای صلب به قاب متصل شده‌اند. با توجه به اینکه سازه در جهت اعمال بار جانبی دارای دو قاب مقاوم در برابر نیروی جانبی می‌باشد، سهم بار ثقیلی نیمی از ستون‌های غیر باربر جانبی ساختمان در هر طبقه، به ستون تکیه‌گاهی در آن طبقه وارد می‌شود. همچنین به منظور در نظر گرفتن نواحی انتهایی صلب در تیرها و ستون‌ها، از المان‌های صلب در تیرها و ستون‌ها استفاده می‌شود. طول هر یک از المان‌های صلب در تیر و ستون برابر با نصف ارتفاع مقطع می‌باشد. جهت دیافراگم سقف در مدل از خرپای صلب استفاده می‌شود که پس از اتمام بارگذاری لرزه‌ای نسبت به حذف این خرپاها در سقف‌هایی که تحت حرارت قرار می‌گیرند اقدام می‌شود.

#### ۴- بارگذاری لرزه‌ای

در بارگذاری لرزه‌ای، ۲۲ جفت شتاب‌نگاشت مطابق جدول (۳)



شکل (۳): منحنی آتش مطابق با ISO 834

### ۶- آنالیز انتقال حرارت<sup>۴</sup> در OpenSees

مدل انتقال حرارت برای پیش‌بینی دمای نقاط مختلف پروفیل فولادی، در شرایط آتش استاندارد و طبیعی با فرض گسترش کامل آتش استفاده می‌شود. با توجه به آنکه اثر انتقال حرارت همرفتی کوچک است و ضریب انتقال حرارت همرفتی ۲۰ تا ۲۵ وات بر متر مربع-کلوین توصیه می‌شود [۲۶]، در این تحقیق این ضریب ۲۵ وات بر متر مربع-کلوین در نظر گرفته شده است. مدل‌سازی انتقال حرارت در تیر و ستون‌های داخل محفظه آتش می‌تواند با توجه به وجوه در معرض آتش در پروفیل، به صورت حل فرم بسته<sup>۵</sup> با در نظر گرفتن چند جرم متمرکز در سطح مقطع پروفیل برای حالت بدون دال [۲۷] و با دال بتنی [۲۶] روی تیر انجام گیرد (شکل ۴).

همان‌طور که در شکل (۴) دیده می‌شود در این حالات جان و بال‌ها به صورت جرم‌های متمرکز در نظر گرفته شده‌اند و با استفاده از قانون بقای انرژی، انتقال حرارت بین نقاط انجام می‌گردد.

در این شکل انتقال حرارت از آتش به جرم‌های متمرکز در معرض آتش (Qin) و انتقال حرارت از جرم متمرکز به دمای محیط یا دال بتنی (Qout) و انتقال حرارت بین جرم‌های متمرکز مورد بررسی (Q۲-۴ و Q۳-۲ و Q۲-۱) نشان داده شده است. سطوح در معرض آتش با نقطه‌چین در کنار آن وجه مشخص شده است. در حالتی که محور قوی در معرض آتش می‌باشد، سه جرم متمرکز در نظر گرفته شده است ولی در حالتی که محور ضعیف در معرض آتش قرار می‌گیرد، مجموعاً هفت جرم در نظر گرفته شده که سه

با FEMA 356 برای سازه قاب خمشی فلزی ۲/۵ درصد در نظر گرفته شده است و مقیاس‌های زلزله که ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات در سازه تحت آن، کمتر از این مقدار است به سازه اعمال می‌شوند. نسبت میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

### ۵- بارگذاری حرارتی

چندین روش برای محاسبه عملکرد حرارتی حاصل از آتش‌سوزی داخل محفظه وجود دارد. این روش‌ها یا بر اساس مطالعات آزمایشگاهی با استفاده از آتش‌سوزی‌های پارامتری موسوم به منحنی‌های دما و زمان مانند موارد ذکر شده در استاندارد بین‌المللی ISO 834 [۲۱] و ASTM E119 [۲۲] می‌باشند و یا همانند موارد اعلام شده در ASCE / SEI [۲۳] از آتش‌سوزی‌های طبیعی تبعیت می‌کنند که شامل مرحله خنک شدن می‌باشند. مرحله خنک شدن بر اساس این فرض است که پس از گذشت مدت زمانی از آتش‌سوزی، هوا یا مواد قابل احتراق کمتری در دسترس خواهند بود و بدین ترتیب دما یا بار آتش کاهش می‌یابد. این فرض در مورد آتش‌سوزی قبل از وقوع زلزله با فرض بازشوهای بسته واقعی‌تر است. با این حال، در ساختمان‌هایی که قبلاً در اثر زلزله خسارت دیده بودند، احتمال شکستن پنجره بسیار زیاد است لذا الگوی پیشرفت آتش در مقایسه با آتش طبیعی متفاوت است.

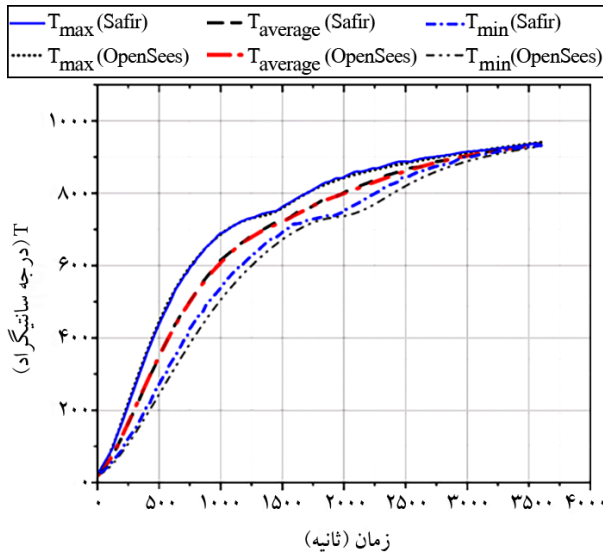
در نتیجه، برای بار آتش در زمان وقوع آتش‌سوزی پس از زلزله توصیه جدی می‌شود که از منحنی بدون ناحیه سرد شدن استفاده گردد [۲۴] که در این صورت حساسیت پاسخ سازه به بار آتش نادیده گرفته می‌شود تا مقاومت سازه در برابر بار PEF به‌درستی تعیین شود [۲۵].

برای این تحقیق از منحنی دما-زمان ISO 834 بدون فاز خنک‌کننده استفاده می‌شود که رابطه دما-زمان آن مطابق با معادله (۱) می‌باشد [۲۱].

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

که در آن  $t$  زمان بر حسب دقیقه و  $T_0$  و  $T$  به ترتیب دمای محیط و دما در زمان  $t$  بر حسب درجه سانتی‌گراد هستند (شکل ۳).

گذرا توسط نرم‌افزار انجام می‌شود. با انجام مش‌بندی در ۵۱ نقطه مطابق با شکل و آنالیز انتقال حرارت برای تیرها و ستون‌های در معرض آتش، مقادیر دما در این نقاط به دست خواهد آمد.



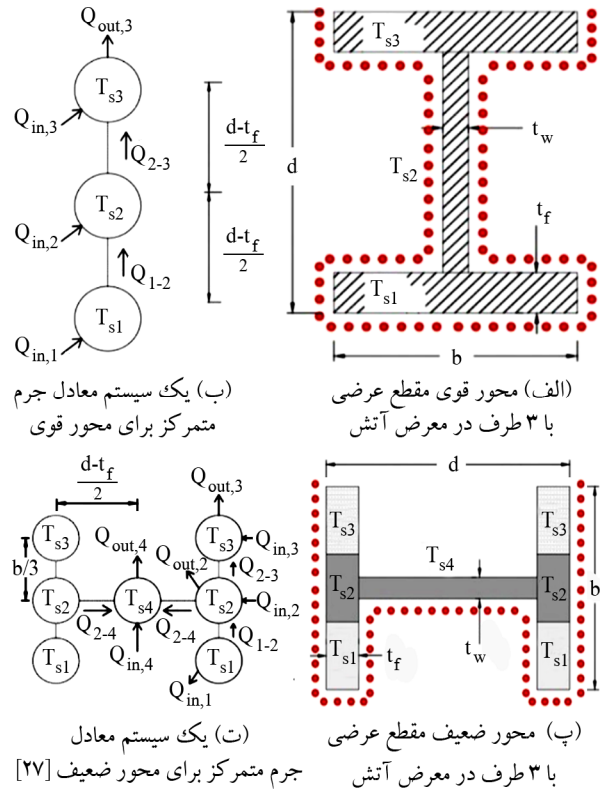
شکل (۵): حداکثر، میانگین و حداقل دما پروفیل تیر UB۸۲ UB۳۰ در معرض منحنی آتش ISO۸۳۴ در سه طرف (بدون دال).

۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷
۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲	۱۳	۱۴
۱۵	۱۶	۱۷	۱۸	۱۹	۲۰	۲۱
		۲۲	۲۳	۲۴		
		۲۵	۲۶	۲۷		
		۲۸	۲۹	۳۰		
۳۱	۳۲	۳۳	۳۴	۳۵	۳۶	۳۷
۳۸	۳۹	۴۰	۴۱	۴۲	۴۳	۴۴
۴۵	۴۶	۴۷	۴۸	۴۹	۵۰	۵۱

شکل (۶): مش‌بندی مقطع پروفیل و نقاط گرادیان حرارتی برای آنالیز انتقال حرارت در نرم‌افزار OpenSees.

با توجه به موقعیت قاب خمشی پیرامونی مطابق با شکل (۱) در پلان سازه در نظر گرفته شده، ستون خارجی قرار گرفته در کنج ساختمان در صورت آتش‌سوزی در هر طبقه از دو طرف در معرض آتش می‌باشد و ستون خارجی سمت دیگر از سه طرف در معرض آتش است. ستون‌های داخلی و تیرهای هر طبقه نیز در صورت آتش‌سوزی در هر طبقه، از سه طرف در معرض آتش می‌باشند. در شکل (۷) نتایج آنالیز انتقال حرارت برای سه پروفیل با توجه به سطح در معرض آتش بودن آن پروفیل، در زمان ۸۸۰ ثانیه آتش‌سوزی نشان داده شده است.

جرم موجود در بال‌ها مشترک هستند. با توجه به اضافه شدن مازول‌های انتقال حرارت در نرم‌افزار OpenSees امکان انجام آنالیز انتقال حرارت در این نرم‌افزار میسر گردیده است.



شکل (۴): روش فرم بسته برای آنالیز حرارتی.

جهت اعتبارسنجی آنالیز انتقال حرارت در OpenSees پروفیل تیر UB۸۲ UB۳۰ (بدون دال) [۲۸] که سه طرف آن در معرض آتش استاندارد قرار گرفته است، در نرم‌افزار OpenSees مش‌بندی شده و تحت آنالیز انتقال حرارت قرار گرفته است و نتایج آنالیز انتقال حرارت به صورت حداقل و متوسط و حداکثر دمای پروفیل در زمان‌های مختلف با نرم‌افزار SAFIR [۲۸] مقایسه شده است (شکل ۵). همان‌طور که در این شکل مشخص است در حالت متوسط و حداکثر دمای پروفیل، نتایج انتقال حرارت دو نرم‌افزار کاملاً یکسان است.

در حال حاضر گرادیان حرارتی در ارتفاع مقطع را می‌توان به صورت ۲ نقطه‌ای، ۵ نقطه‌ای و ۹ نقطه‌ای در نرم‌افزار OpenSees تعریف کرد. در این تحقیق با مش‌بندی پروفیل مطابق شکل (۶)، آنالیز انتقال حرارت، به روش المان محدود با حل معادلات حاکم

بار حرارتی به پروفیل تیرها و ستون‌های تحت حرارت اعمال می‌شود.

## ۷- تجزیه و تحلیل نتایج حاصل از آنالیز آتش سوزی پس از زلزله

آتش سوزی پس از زلزله در سازه سه طبقه SAC، تحت مقیاس‌های مختلف زلزله برای زمان‌های مختلف آتش سوزی طبق منحنی آتش ISO 834، با در نظر گرفتن سناریوهای مختلف آتش سوزی مورد بررسی قرار گرفت. با استفاده از فلوجارت شکل (۹) برای زمان‌های آتش سوزی پس از زلزله که سازه از سطح ایمنی جانی خارج می‌شود، برش پایه طراحی سازه جهت تأمین این سطح عملکرد تحت PEF اصلاح می‌شود.

همانطور که در فلوجارت دیده می‌شود با در نظر گرفتن برش پایه طراحی سازه به صورت معادله (۲) [۲۹] تأثیر آتش سوزی پس از زلزله در برش پایه طراحی سازه در نظر گرفته می‌شود.

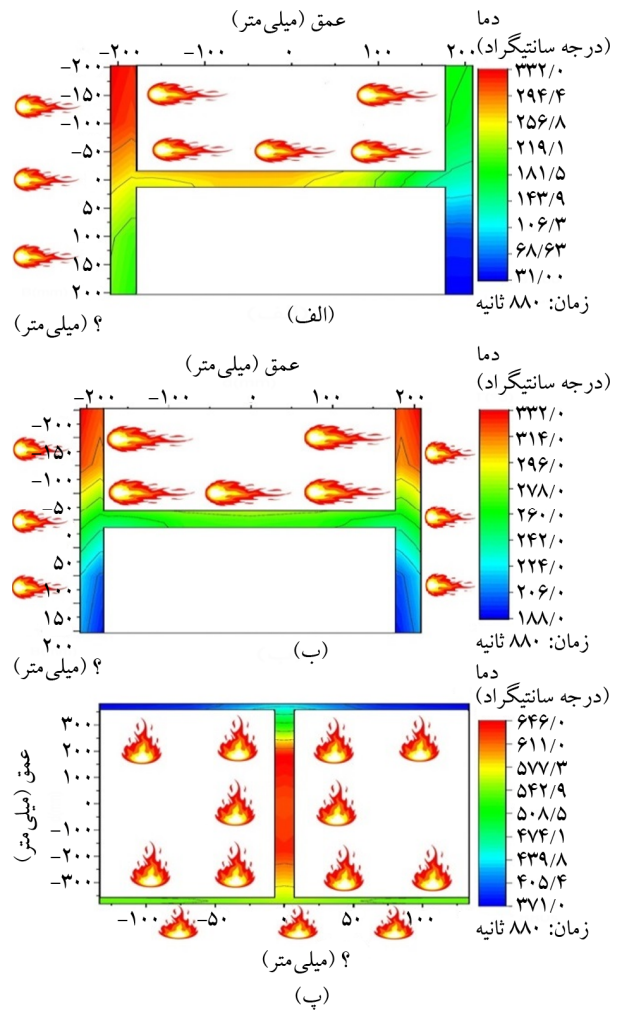
$$V = C_{PEF} \cdot C \cdot W \quad (2)$$

که در آن  $V$  برش پایه طراحی سازه و  $C$  ضریب زلزله و  $C_{PEF}$  ضریب اصلاح برش پایه جهت تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی در آتش سوزی پس از زلزله می‌باشد.

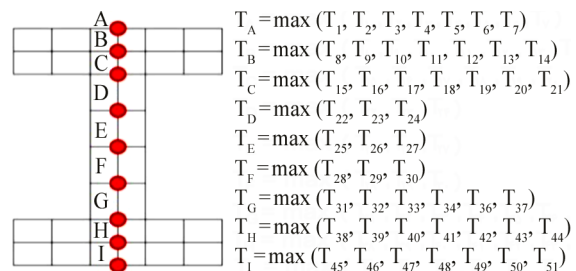
روند فلوجارت ارائه شده، در سازه سه طبقه برای مدت‌زمان‌های مختلف آتش سوزی پس از زلزله انجام می‌گردد و ضریب اصلاح برش پایه جهت تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی برای مدت‌زمان‌های مختلف آتش سوزی پس از زلزله به دست می‌آید و در نهایت رابطه‌ای برای این ضریب پیشنهاد می‌گردد.

در سازه سه طبقه مطابق شکل (۹) دو سناریو آتش سوزی طبقات اول و دوم به صورت هم‌زمان (سناریوی یک) و همچنین طبقات دوم و سوم به صورت هم‌زمان (سناریوی دو) در نظر گرفته شد.

جهت انجام آنالیز PEF پس از اعمال زلزله، ۶۰ ثانیه ارتعاش آزاد برای میرا شدن سازه در نظر گرفته شده است. سپس برای مدت‌زمان‌های مختلف آتش سوزی پس از زلزله تحت سناریوهای مختلف وضعیت سازه بررسی شده است.



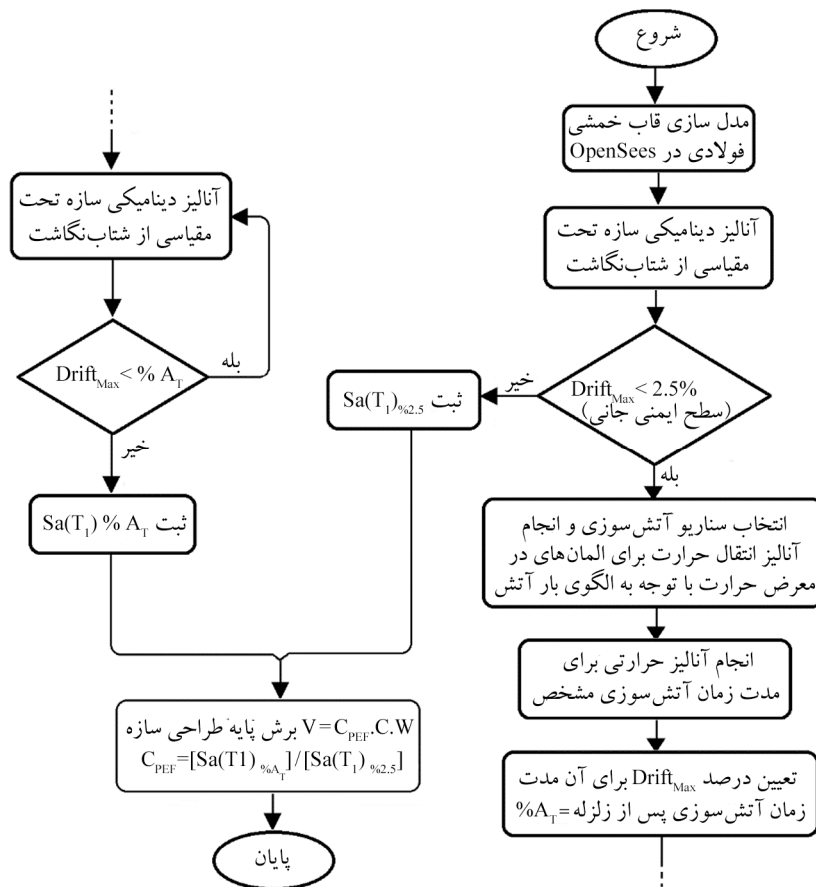
شکل (۷): (الف) ستون w14x257 - ۲ طرف در معرض آتش، (ب) ستون w14x257 - ۳ طرف در معرض آتش و (پ) تیر w30x116 - ۳ طرف در معرض آتش.



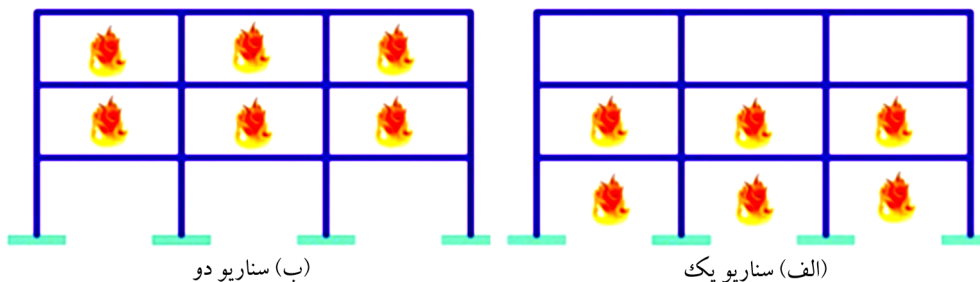
شکل (۸): نقاط در نظر گرفته شده در ارتفاع پروفیل پروفیل برای اعمال گرادیان حرارت ۹ نقطه‌ای در نرم افزار OpenSees.

با انجام آنالیز انتقال حرارت، برای اعمال بار حرارتی با گرادیان ۹ نقطه‌ای در نرم افزار OpenSees با توجه به مش بندی انجام شده مطابق شکل (۶)، ماکزیمم دما در نقاط هر خط افقی مش، همانند شکل (۸) در وسط آن خط در نظر گرفته شده است و به عنوان





شکل (۹): فلوجارت اصلاح برش پایه طراحی سازه.



شکل (۱۰): سناریوی آتش در سازه سه طبقه.

## ۱-۲- بررسی سناریو یک آتش‌سوزی

آنالیز آتش‌سوزی پس از زلزله، برای سناریوی یک آتش‌سوزی در سازه سه طبقه (آتش‌سوزی در طبقات اول و دوم به صورت هم‌زمان) برای مدت‌زمان‌های ۸۸۰ و ۹۶۰ و ۱۳۶۰ و ۱۵۲۰ و ۱۶۸۰ و ۱۸۴۰ ثانیه آتش‌سوزی انجام شده است. با در نظر گرفتن جابه‌جایی نسبی طبقات تحت زلزله به میزان ۲/۵ درصد برای سطح ایمنی جانی قاب خمشی فولادی مطابق با FEMA 356، ماکزیمم جابه‌جایی نسبی بین طبقات تحت آتش‌سوزی پس از زلزله

برای مقیاس‌های مختلف زلزله تا این سطح تعیین شده است. در شکل (۱۱) ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت شتاب‌نگاشت مقیاس شده زلزله آب بر منجیل و زمان‌های مختلف آتش‌سوزی (سناریو یک) آورده شده است. لازم به توضیح است که تا مؤلفه طیف شبه شتاب در زمان تناوب مود اول سازه ( $Sa(T_1)$ ) که ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت زلزله به سطح ایمنی جانی (۲/۵ درصد) می‌رسد این مقادیر بررسی شده است.

در آنالیز آتش سوزی پس از زلزله تحت مقیاس های مختلف شتاب نگاشت زلزله آب بر منجیل و ۱۵۲۰ ثانیه آتش سوزی پس از زلزله تحت سناریو آتش سوزی پیش فرض، برای  $Sa(T_i)$  برابر  $0.17g$ ، ماکزیمم جابه جایی نسبی طبقات در آتش سوزی پس از زلزله  $0.279g$  می باشد که بالاتر از سطح ایمنی جانی در نظر گرفته شده برای سازه خواهد بود.

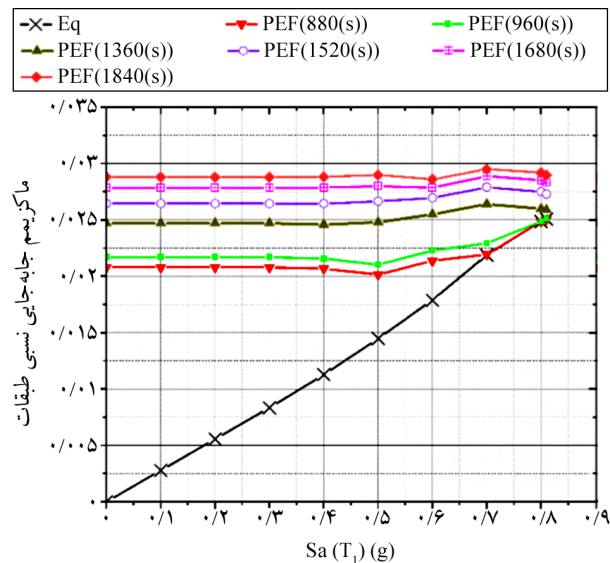
با توجه به خروج سازه از سطح ایمنی جانی در مدت زمان های ۱۳۶۰ و ۱۵۲۰ و ۱۶۸۰ و ۱۸۴۰ ثانیه آتش سوزی پس از زلزله تحت شتاب نگاشت های مورد بررسی، در جدول (۵) مقادیر ماکزیمم جابه جایی نسبی طبقات در آتش سوزی پس از زلزله برای ۴۴ شتاب نگاشت مورد بررسی، آورده شده است.

جدول (۴): جابه جایی نسبی طبقات تحت مقیاس های مختلف شتاب نگاشت زلزله آب بر منجیل و ۱۵۲۰ ثانیه آتش سوزی پس از زلزله در سناریوی یک.

Sa(T <sub>i</sub> ) (g)	ماکزیمم جابه جایی نسبی (eq)	ماکزیمم جابه جایی نسبی (PEF-1520s)
0.1	0.02776	0.026449
0.2	0.05558	0.026449
0.3	0.08334	0.026449
0.4	0.11128	0.026448
0.5	0.1448	0.026656
0.6	0.179	0.026955
0.7	0.2189	0.0279
0.8	0.2487	0.0275
0.81	0.259	0.0273

جدول (۵): مقادیر ماکزیمم جابه جایی نسبی طبقات تحت PEF در سناریوی یک سازه سه طبقه.

شماره شتاب نگاشت	ماکزیمم جابه جایی نسبی طبقات (PEF-1360s)	ماکزیمم جابه جایی نسبی طبقات (PEF-1520s)	ماکزیمم جابه جایی نسبی طبقات (PEF-1680s)	ماکزیمم جابه جایی نسبی طبقات (PEF-1840s)
۱	0.0264	0.0279	0.02889	0.0295
۲	0.02636	0.02778	0.02878	0.0295
۳	0.0263	0.02778	0.02876	0.0295
۴	0.02564	0.027	0.02796	0.0289
۵	0.02628	0.0277	0.02866	0.02931
۶	0.02646	0.0267	0.02804	0.0290
۷	0.02528	0.0266	0.0281	0.02903



شکل (۱۱): ماکزیمم جابه جایی نسبی طبقات تحت شتاب نگاشت مقیاس شده ABBAR-L زلزله منجیل و زمان های مختلف آتش سوزی سناریوی یک.

همان طور که در شکل (۱۱) مشاهده می شود این سازه سه طبقه در مدت زمان های ۸۸۰ و ۹۶۰ ثانیه آتش سوزی پس از زلزله در سطح ایمنی جانی باقی می ماند ولی در مدت زمان ۱۳۶۰ ثانیه آتش سوزی در صورتی که  $Sa(T_i)$  بالاتر از  $0.528g$  تحت شتاب نگاشت زلزله آب بر منجیل شود، سازه از سطح ایمنی جانی خارج می شود. (ماکزیمم جابه جایی نسبی بین طبقات بیش از ۲/۵ درصد می شود). در حالی که برای مدت زمان ۱۵۲۰ و ۱۶۸۰ و ۱۸۴۰ ثانیه آتش سوزی پس از زلزله مشاهده می شود که برای کلیه مقیاس های این شتاب نگاشت، سازه از سطح ایمنی جانی خارج شده است. به طور مثال همان طور که در جدول (۴) مشخص شده است

ادامه جدول (۵).

شماره شتاب‌نگاشت	ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات (PEF-1360s)	ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات (PEF-1520s)	ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات (PEF-1680s)	ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات (PEF-1840s)
۸	۰/۰۲۵۲	۰/۰۲۶۵	۰/۰۲۷۸۶	۰/۰۲۸۸۳
۹	۰/۰۲۵۳	۰/۰۲۶۷	۰/۰۲۷۹	۰/۰۲۸۸۶
۱۰	۰/۰۲۶۸۷	۰/۰۲۸۳۴	۰/۰۲۹۳۴	۰/۰۳
۱۱	۰/۰۲۵۹	۰/۰۲۷۳	۰/۰۲۸۲۷	۰/۰۲۸۹۲
۱۲	۰/۰۲۶۳۴	۰/۰۲۷۷۸	۰/۰۲۸۷۲	۰/۰۲۹۳۸
۱۳	۰/۰۲۶۶	۰/۰۲۸۰	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹۷
۱۴	۰/۰۲۵۷۳	۰/۰۲۷۱	۰/۰۲۸۲	۰/۰۲۹۱۷
۱۵	۰/۰۲۵۸۷	۰/۰۲۷۳	۰/۰۲۸۲۸	۰/۰۲۹۳
۱۶	۰/۰۲۵۷۷	۰/۰۲۷۱۶	۰/۰۲۸۲۶	۰/۰۲۹۲۲
۱۷	۰/۰۲۶۲۸	۰/۰۲۷۷	۰/۰۲۸۷	۰/۰۲۹۳۵
۱۸	۰/۰۲۶۴۹	۰/۰۲۷۹۴	۰/۰۲۸۹	۰/۰۲۹۵۷۹
۱۹	۰/۰۲۵	۰/۰۲۶۵۹	۰/۰۲۷۹۹	۰/۰۲۸۹۵
۲۰	۰/۰۲۵	۰/۰۲۶۵۸	۰/۰۲۸۱	۰/۰۲۹
۲۱	۰/۰۲۶۵	۰/۰۲۷۹۷	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹۷
۲۲	۰/۰۲۵	۰/۰۲۶۶	۰/۰۲۸	۰/۰۲۹
۲۳	۰/۰۲۶۳۳	۰/۰۲۷۷۹	۰/۰۲۸۷۸	۰/۰۲۹۴۸
۲۴	۰/۰۲۵۰۳	۰/۰۲۶۶۸	۰/۰۲۸۱	۰/۰۲۹۰۵
۲۵	۰/۰۲۵	۰/۰۲۶۸۸	۰/۰۲۷۸۵	۰/۰۲۸۸۲
۲۶	۰/۰۲۵۵۷	۰/۰۲۶۹۶	۰/۰۲۸	۰/۰۲۹
۲۷	۰/۰۲۵۱۳	۰/۰۲۶۵۴	۰/۰۲۷۹۵	۰/۰۲۸۹
۲۸	۰/۰۲۵	۰/۰۲۷۶۴	۰/۰۲۸۵۹	۰/۰۲۹۲۶
۲۹	۰/۰۲۵۴	۰/۰۲۶۸	۰/۰۲۷۸۹	۰/۰۲۸۸۴
۳۰	۰/۰۲۵۵	۰/۰۲۶۹۲	۰/۰۲۸	۰/۰۲۹
۳۱	۰/۰۲۵۴	۰/۰۲۶۸۴	۰/۰۲۸۱	۰/۰۲۹
۳۲	۰/۰۲۵	۰/۰۲۶۷۷	۰/۰۲۸۱۸	۰/۰۲۹۱۳
۳۳	۰/۰۲۵	۰/۰۲۶۵۳	۰/۰۲۷۹۴	۰/۰۲۸۹۰
۳۴	۰/۰۲۵	۰/۰۲۶۵۴	۰/۰۲۷۹۹	۰/۰۲۸۹۸
۳۵	۰/۰۲۵۵	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷۹۳	۰/۰۲۸۸۰
۳۶	۰/۰۲۷۱۷	۰/۰۲۸۶	۰/۰۲۹۶۹	۰/۰۳۰۴۲۵
۳۷	۰/۰۲۶۶۴	۰/۰۲۸۱	۰/۰۲۹۱	۰/۰۲۹۷۶۶
۳۸	۰/۰۲۵	۰/۰۲۶۷	۰/۰۲۸۱	۰/۰۲۹۰۸
۳۹	۰/۰۲۶۷۸	۰/۰۲۸۲۶	۰/۰۲۹۲	۰/۰۲۹۹۴۴
۴۰	۰/۰۲۴۸۷	۰/۰۲۶۷۳	۰/۰۲۸۱۴	۰/۰۲۹۰۹
۴۱	۰/۰۲۵	۰/۰۲۶۵۶	۰/۰۲۷۹۹	۰/۰۲۸۹۵۵
۴۲	۰/۰۲۵	۰/۰۲۶۷۱	۰/۰۲۸۱۵	۰/۰۲۹۱۳
۴۳	۰/۰۲۵۹	۰/۰۲۷۳	۰/۰۲۸۳	۰/۰۲۸۹۴
۴۴	۰/۰۲۵۷	۰/۰۲۷۱	۰/۰۲۸	۰/۰۲۸۷۹۴

به‌طور مثال در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) مقادیر  $Sa(T_i)$  شتاب‌نگاشت‌های مختلف که ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت زلزله برابر  $0/025$  و  $0/030425$  در سازه ایجاد می‌کند به همراه  $Sa(T_i)$  متوسط برای این مقدار جابه‌جایی نسبی در سازه آورده شده است.

در جدول (۷) میانگین مقادیر  $Sa(T_i)$  مربوط به مقادیر مختلف ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقات تحت بار زلزله، برای ۴۴ شتاب‌نگاشت آورده شده است.

همان‌طور که در جدول (۷) مشخص است با میانگین‌گیری و نرمالایز کردن آن، میانگین  $Sa(T_i)$  برای ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات به میزان  $0/025$  (سطح ایمنی جانی) برابر ۱ فرض می‌شود که بر اساس آن میانگین  $Sa(T_i)$  مربوط به ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات معادل  $0/028794$  (ماکزیمم دریفت برای  $1840$  ثانیه آتش‌سوزی به‌تنهایی) برابر با  $1/107$  خواهد شد.

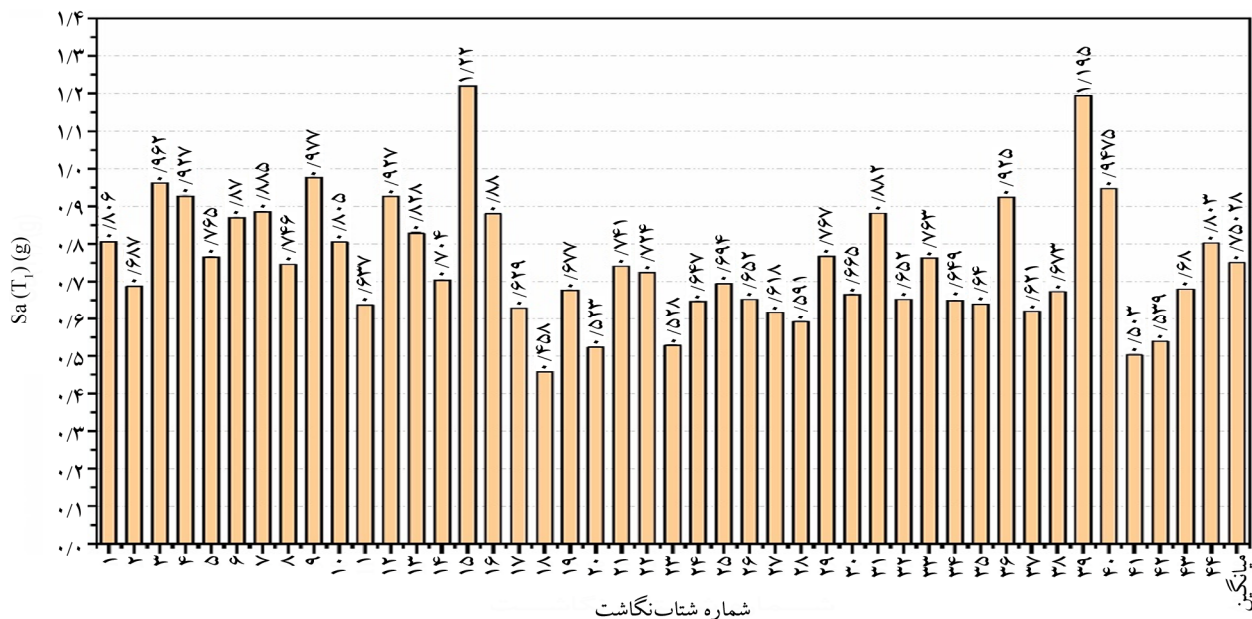
ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت PEF در مقیاس‌های مختلف ۴۴ شتاب‌نگاشت مورد بررسی، برای  $1360$  و  $1520$  و  $1680$  و  $1840$  ثانیه آتش‌سوزی (ماکزیمم مقادیر جدول ۵) و همچنین ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت آتش‌سوزی به‌تنهایی در مدت‌زمان‌های عنوان شده در جدول (۶) آورده شده است.

با توجه به آنکه ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات برای سطح ایمنی جانی  $0/025$  می‌باشد برای حالات عنوان شده در جدول (۶) در حالت  $1360$  ثانیه آتش‌سوزی به‌تنهایی، سازه در سطح عملکرد ایمنی جانی باقی می‌ماند ولی در حالات دیگر سازه از سطح ایمنی جانی عبور خواهد کرد.

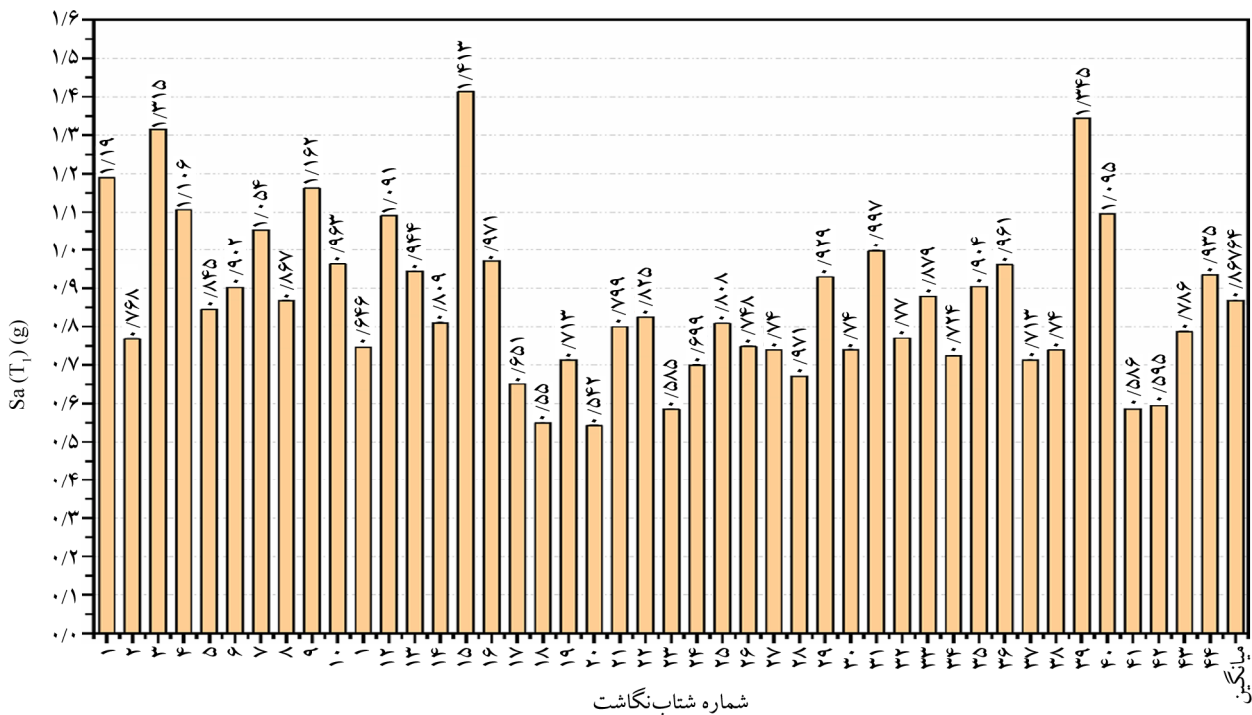
حال با داشتن ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت آتش‌سوزی پس از زلزله و آتش‌سوزی به‌تنهایی، می‌توان  $Sa(T_i)$  مقیاسی از شتاب‌نگاشتی که سازه تحت زلزله تنها به مقادیر ماکزیمم جابه‌جایی نسبی تحت PEF و یا آتش‌سوزی تنها خواهد رسید را حساب کرد.

جدول (۶): مقادیر حداکثر ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت PEF و آتش‌سوزی به‌تنهایی در سناریوی یک سازه سه‌طبقه.

جابه‌جایی نسبی طبقات ( $1360$ ثانیه)	جابه‌جایی نسبی طبقات ( $1520$ ثانیه)	جابه‌جایی نسبی طبقات ( $1680$ ثانیه)	جابه‌جایی نسبی طبقات ( $1840$ ثانیه)
$0/024771$	$0/026449$	$0/02784$	$0/028794$
آتش‌سوزی تنها			
$0/02717$	$0/0286$	$0/02969$	$0/030425$
آتش‌سوزی پس از زلزله			



شکل (۱۲): مقادیر  $Sa(T_i)$  شتاب‌نگاشت‌های مختلف که ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت زلزله برابر  $0/025$  در سازه ایجاد می‌کند به همراه  $Sa(T_i)$  متوسط برای این مقدار جابه‌جایی نسبی در سازه.



شکل (۱۳): مقادیر  $Sa(T_1)$  شتاب‌نگاشت‌های مختلف که ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت زلزله برابر  $0.030425$  در سازه ایجاد می‌کند به همراه  $Sa(T_1)$  متوسط برای این مقدار جابه‌جایی نسبی در سازه.

جدول (۷): مقادیر  $Sa(T_1)$  (g) میانگین، مربوط به ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت زلزله در سازه سه‌طبقه برای سناریوی یک آتش‌سوزی.

آتش‌سوزی پس از زلزله		آتش‌سوزی تنها		ایمنی جانی				
۱۸۴۰	۱۶۸۰	۱۵۲۰	۱۳۶۰	۱۸۴۰	۱۶۸۰	۱۵۲۰	-	مدت زمان آتش‌سوزی (ثانیه)
۰/۰۳۰۴۲۵	۰/۰۲۹۶۹	۰/۰۲۸۶	۰/۰۲۷۱۷	۰/۰۲۸۷۹۴	۰/۰۲۷۸۴	۰/۰۲۶۴۴۹	۰/۰۲۵	ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات
۰/۸۶۷۶۴	۰/۸۴۹۶۶	۰/۸۲۶۷۵	۰/۷۹۶۶۴	۰/۸۳۰۴۸	۰/۸۱۰۶۶	۰/۷۷۸۵۵	۰/۷۵۰۲۸	Sa(T1) (g) میانگین
۱/۱۵۶۴	۱/۱۳۲۵	۱/۱۰۱۹	۱/۰۶۱۸	۱/۱۰۷	۱/۰۸۰۵	۱/۰۳۷۷	۱	Sa(T1) (g) نرمالایز
۱۵/۶۴	۱۳/۲۵	۱۰/۱۹	۶/۱۸	۱۰/۷	۸/۰۵	۳/۷۷	-	درصد افزایش برش پایه جهت تأمین سطح ایمنی جانی

برش پایه آن در طراحی افزایش یابد. در نتیجه برای ۱۸۴۰ ثانیه آتش‌سوزی تحت سناریوی یک در این سازه سه‌طبقه، برای تأمین سطح ایمنی جانی در صورت در نظر گرفتن آتش‌سوزی پس از زلزله نسبت حالت آتش‌سوزی به‌تنهایی برش پایه را برای طراحی سازه ۴/۹۴ درصد بیشتر باید افزایش دهیم.

با تعیین درصد افزایش برش پایه برای تأمین سطح ایمنی جانی برای مدت‌زمان‌های مختلف آتش‌سوزی پس از زلزله، مطابق با شکل (۱۴) می‌توان با برآزش خطی معادله‌ای را برای CPEF در سازه سه‌طبقه تحت سناریوی یک آتش‌سوزی به

همچنین میانگین  $Sa(T_1)$  مربوط به ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات معادل  $0.030425$  (ماکزیمم دریافت برای ۱۸۴۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله) برابر با  $1/1564$  خواهد شد.

به‌عبارت‌دیگر با توجه به نسبت مستقیم رابطه برش پایه با مؤلفه طیف شبه شتاب در زمان تناوب مود اول سازه ( $Sa(T_1)$ )، در صورتی که بخواهیم این سازه سه‌طبقه مورد بررسی، مقادیر ۱۸۴۰ ثانیه آتش‌سوزی به‌تنهایی و یا ۱۸۴۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله را تحت سناریوی یک آتش‌سوزی تحمل کند و در سطح ایمنی جانی باقی بماند باید به‌ترتیب  $10/7$  و  $15/64$  درصد

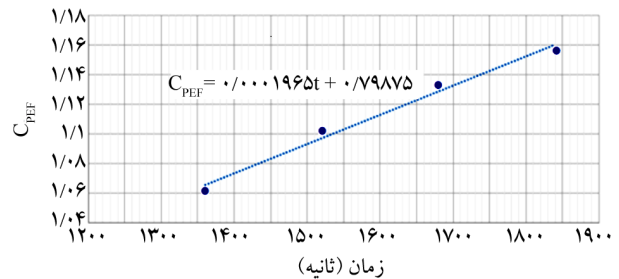
دست آورد که رابطه آن به صورت معادله (۳) می‌باشد.

آتش‌سوزی پس از زلزله مورد بررسی قرار گرفت. ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت PEF در مقیاس‌های مختلف ۴۴ شتاب‌نگاشت مورد بررسی و همچنین ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت آتش‌سوزی به‌تنهایی در مدت زمان‌های آتش‌سوزی عنوان شده در جدول (۸) آورده شده است. مطابق با جدول (۸)، سازه سه‌طبقه در سناریوی دو آتش‌سوزی در آنالیز PEF تحت مقیاس‌های مختلف شتاب‌نگاشت‌های اعمالی و زمان‌های ۱۳۶۰ و ۱۵۲۰ و ۱۶۸۰ و ۱۸۴۰ ثانیه آتش‌سوزی، به‌ترتیب به ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات ۰/۰۲۷۶۵ و ۰/۰۲۸۷۹ و ۰/۰۲۹۵۹ و ۰/۰۳۰۴۹ می‌رسد. حال با داشتن ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت آتش‌سوزی پس از زلزله و آتش‌سوزی به‌تنهایی، می‌توان  $Sa(T_1)$  مقیاسی از شتاب‌نگاشتی که سازه تحت زلزله تنها به مقادیر ماکزیمم جابه‌جایی نسبی تحت PEF و یا آتش‌سوزی تنها خواهد رسید را حساب کرد. حال مقادیر  $Sa(T_1)$  شتاب‌نگاشت‌های مختلف که ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت زلزله برابر ۰/۰۲۵ و مقادیر بیشتر از آن را در سازه ایجاد می‌کند را مطابق با سناریو یک آتش‌سوزی به دست می‌آوریم. در جدول (۹)،  $Sa(T_1)$  متوسط برای ۴۴ زلزله، برای این مقادیر جابه‌جایی نسبی در سازه آورده شده است.

دست آورد که رابطه آن به صورت معادله (۳) می‌باشد.

$$C_{PEF} = 0.0001965.t + 0.79875 \quad (3)$$

که در این رابطه  $t$  مدت زمان آتش‌سوزی پس از زلزله برحسب ثانیه می‌باشد و CPEF ضریب اصلاح برش پایه برای تأمین سطح ایمنی جانی تحت آتش‌سوزی پس از زلزله می‌باشد.



شکل (۱۴): رابطه CPEF برحسب مدت زمان آتش‌سوزی در سناریوی یک آتش‌سوزی سازه سه‌طبقه.

## ۲-۲- بررسی سناریوی دو آتش‌سوزی

با در نظر گرفتن سناریوی دو آتش‌سوزی در سازه سه‌طبقه (آتش‌سوزی در طبقات دوم و سوم به‌صورت هم‌زمان)، سازه در مدت زمان‌های ۸۸۰ و ۹۶۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله در سطح ایمنی جانی باقی می‌ماند ولی در زمان‌های ۱۳۶۰ و ۱۵۲۰ و ۱۶۸۰ و ۱۸۴۰ ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله از سطح ایمنی جانی خارج می‌شود که اصلاح برشی پایه طراحی سازه تحت این مدت زمان‌های

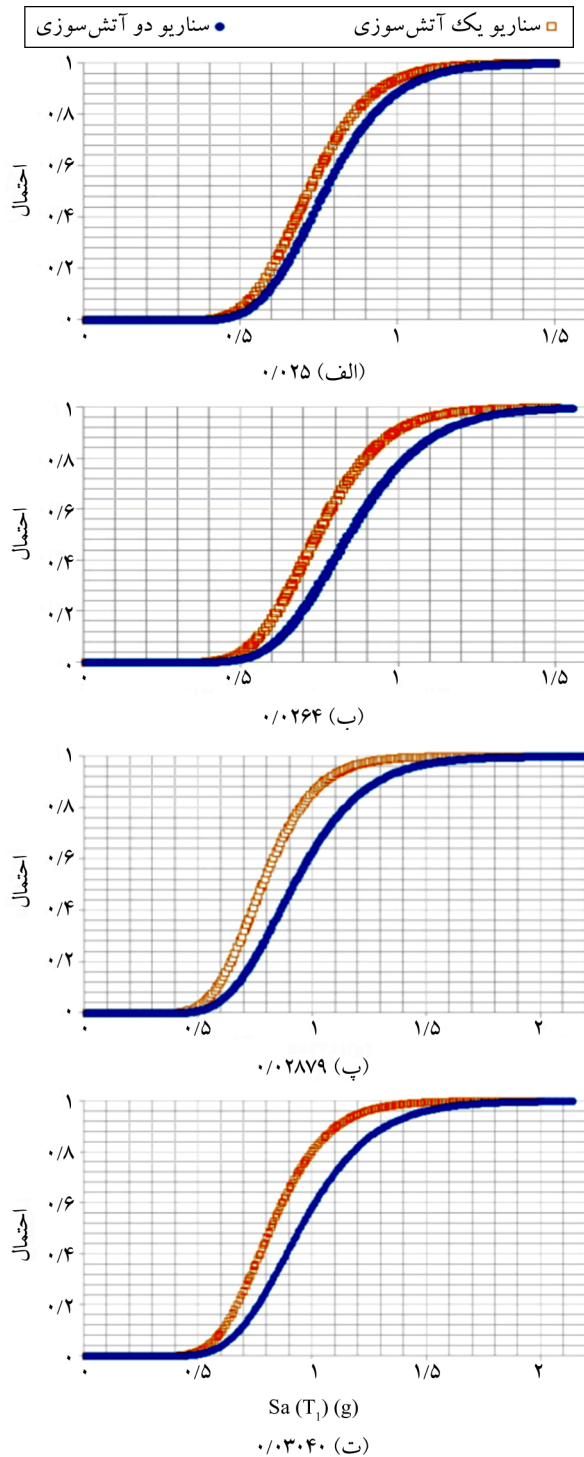
جدول (۸): مقادیر حداکثر ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت PEF و آتش‌سوزی به‌تنهایی در سناریوی دو سازه.

جابه‌جایی نسبی طبقات	جابه‌جایی نسبی طبقات	جابه‌جایی نسبی طبقات	جابه‌جایی نسبی طبقات	
(۱۳۶۰ ثانیه)	(۱۵۲۰ ثانیه)	(۱۶۸۰ ثانیه)	(۱۸۴۰ ثانیه)	
۰/۰۲۳۱۱	۰/۰۲۴۴۷	۰/۰۲۵۵۲	۰/۰۲۶۴۷۹	آتش‌سوزی تنها
۰/۰۲۷۶۵	۰/۰۲۸۷۹	۰/۰۲۹۵۹	۰/۰۳۰۴۹	آتش‌سوزی پس از زلزله

جدول (۹): مقادیر  $Sa(T_1)$  میانگین، مربوط به ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات تحت زلزله در سازه سه‌طبقه برای سناریو دو آتش‌سوزی.

ایمنی جانی	۱۶۸۰	۱۸۴۰	۱۳۶۰	۱۵۲۰	۱۶۸۰	۱۸۴۰	آتش‌سوزی پس از زلزله	
مدت زمان آتش‌سوزی (ثانیه)	-	-	-	-	-	-	-	-
ماکزیمم جابه‌جایی نسبی طبقات	۰/۰۲۵۵۲	۰/۰۲۶۴۷۹	۰/۰۲۷۶۵	۰/۰۲۸۷۹	۰/۰۲۹۵۹	۰/۰۳۰۴۹	۰/۰۲۵	۰/۰۲۵
میانگین $Sa(T_1)$ (g)	۰/۸۳۰۸۶	۰/۸۶۳۱۸	۰/۹۰۰۲۹	۰/۹۳۹۹۵	۰/۹۵۳۷۱	۰/۹۷۷۷۷	۰/۸۱۴۳۶	۰/۸۱۴۳۶
نرمالایز $Sa(T_1)$ (g)	۱/۰۲۰۳	۱/۰۶	۱/۱۰۵۵	۱/۱۵۴۲	۱/۱۷۱۱	۱/۲	۱	۱
درصد افزایش برش پایه جهت تأمین سطح ایمنی جانی	۲/۰۳	۶	۱۰/۵۵	۱۵/۴۲	۱۷/۱۱	۲۰	-	-

(شکل ۱۶). با استفاده از این منحنی‌ها می‌توان وضعیت احتمال عبور سازه را از هر یک از جابه‌جایی‌های نسبی مربوط بررسی کرد. همان‌طور که در شکل مشخص می‌باشد در مدت‌زمان‌های مختلف آتش‌سوزی پس از زلزله، سناریوی یک آتش‌سوزی

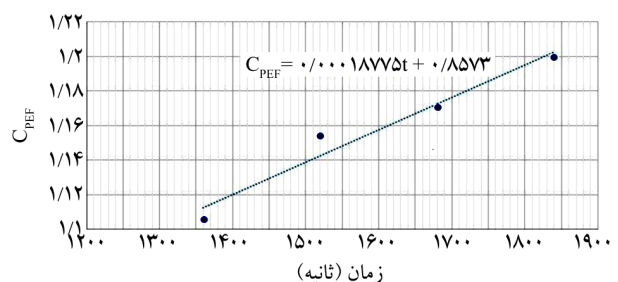


شکل (۱۶): مقایسه منحنی‌های شکنندگی سازه سه طبقه در سناریوی یک و دو آتش‌سوزی برای ماکزیمم جابه‌جایی‌های نسبی مختلف.

با توجه به جدول (۹) به‌طور مثال در صورتی که بخواهیم این سازه سه طبقه مورد بررسی، مقادیر  $1680$  و  $1840$  ثانیه آتش‌سوزی پس از زلزله را در سناریوی دو آتش‌سوزی تحمل کند و در سطح ایمنی جانی باقی بماند باید به ترتیب  $17/11$  و  $20$  درصد برش پایه آن در طراحی افزایش یابد. با توجه به اختلاف مدت‌زمان آتش‌سوزی در نظر گرفته شده، با افزایش  $2/89$  درصدی برش پایه،  $160$  ثانیه میزان مقاومت سازه تا سطح ایمنی جانی برای سناریوی آتش‌سوزی در نظر گرفته شده افزایش می‌یابد. حال همانند قبل برای مدت‌زمان‌های مختلف آتش‌سوزی پس از زلزله، CPEF را به‌عنوان ضریب افزایش برش پایه برای تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی در آتش‌سوزی پس از زلزله در نظر می‌گیریم. با رسم نمودار CPEF (که همان نرمالایز  $S_a(T_1)$  (g) در جدول ۹ است) برحسب مدت‌زمان آتش‌سوزی پس از زلزله (شکل ۱۵) و برازش خطی نقاط معادله CPEF برحسب مدت‌زمان آتش‌سوزی پس از زلزله به دست می‌آید (معادله ۴).

$$C_{PEF} = 0.00018775.t + 0.8573 \quad (4)$$

که در این رابطه،  $t$  مدت‌زمان آتش‌سوزی پس از زلزله برحسب ثانیه می‌باشد و CPEF ضریب اصلاح برش پایه برای تأمین سطح ایمنی جانی تحت آتش‌سوزی پس از زلزله می‌باشد.



شکل (۱۵): رابطه CPEF برحسب مدت‌زمان آتش‌سوزی در سناریوی دو آتش‌سوزی سازه سه طبقه.

### ۳-۷- ترسیم منحنی‌های شکنندگی

منحنی‌های شکنندگی در سازه سه طبقه تحت دو سناریوی آتش‌سوزی عنوان شده برای ماکزیمم جابه‌جایی‌های نسبی بین طبقات  $0.025$  و  $0.0264$  و  $0.02879$  و  $0.0304$  ترسیم گردیده‌اند

## مراجع

1. Faggiano, B., De Gregorio, D. and Mazzolani, F. (2010) Assessment of the robustness of structures subjected to fire following earthquake through a performance-based approach. *Proc. Int. Conference Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events (COST C26 Action)*, Naples, Italy, 207-212.
2. Faggiano, B. and Mazzolani, F. (2011) Fire after earthquake robustness evaluation and design: Application to steel structures. *Steel Construction*, **4**(3), 183-187.
3. Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc. (2004) *ABAQUS User's Manual Version 6.5*, Pawtucket, RI.
4. Prestandard, F. (2000) *Commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356)*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7.
5. Hietaniemi, J. and Mikkola, E. (2010) *Design Fires for Fire Safety Engineering*. Technical Research Centre, Helsinki, Finland.
6. 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.
7. Memari, M., Mahmoud, H. and Ellingwood, B. (2014) Post-earthquake fire performance of moment resisting frames with reduced beam section connections. *Journal of Constructional Steel Research*, **103**, 215-229.
8. Khorasani, N.E., Garlock, M.E. and Quiel, S.E. (2015) Modeling steel structures in OpenSees: Enhancements for fire and multi-hazard probabilistic analyses. *Computers & Structures*, **157**, 218-231.
9. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G.L. (2006) *OpenSees Command Language Manual*. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 264.
10. Franssen, J.-M., Kodur, V. and Mason, J. (2000) *User's Manual for SAFIR-2001: A Computer Program for Analysis of Structures Submitted to the Fire*. University of Liege, Belgium.

نسبت به سناریوی دو آتش سوزی بحرانی تر می‌باشد. مثلاً برای ماکزیمم جابه‌جایی نسبی بین طبقات برابر با  $0.0264$  احتمال رسیدن به این جابه‌جایی نسبی بین طبقات در  $Sa(T_i)$  برابر با شتاب ثقل زمین  $(g)$ ، در سناریوی آتش سوزی یک و دو به ترتیب  $92$  و  $80$  درصد می‌باشد یعنی  $12$  درصد احتمال عبور سناریوی یک از این جابه‌جایی نسبی بین طبقات، بیشتر است.

## ۸- نتیجه‌گیری

این تحقیق با هدف بررسی رفتار سازه‌های قاب خمشی فولادی در آتش سوزی پس از زلزله برای تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی انجام شده است. در صورت وقوع آتش سوزی پس از زلزله سطح عملکرد سازه با زمانی که سازه تحت زلزله به‌تنهایی قرار می‌گیرد می‌تواند متفاوت باشد. لذا سازه‌ای که تحت زلزله در سطح عملکرد ایمنی جانی می‌باشد در صورت وقوع آتش سوزی پس از زلزله ممکن است از این سطح عملکرد خارج شود. در این تحقیق با آنالیز آتش سوزی پس از زلزله در سازه‌های سه‌طبقه خمشی فولادی توسط نرم‌افزار OpenSees رفتار این سازه‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. از نتایج تحلیل مشخص شد در سازه سه‌طبقه، آتش سوزی در طبقات دوم و سوم به‌صورت هم‌زمان (سناریوی دو آتش سوزی) نسبت به آتش سوزی در طبقات اول و دوم به‌صورت هم‌زمان (سناریوی یک آتش سوزی) بحرانی‌تر است. همچنین به دلیل مقاطع ضعیف‌تر در طبقات بالایی سناریوی دو آتش سوزی نسبت به سناریوی یک آتش سوزی بحرانی‌تر است.

با توجه به بحرانی بودن سناریوی دو آتش سوزی، با در نظر گرفتن CPEF به‌عنوان ضریب اصلاح برش پایه طراحی برای تأمین سطح ایمنی جانی تحت زمان‌های مختلف آتش سوزی پس از زلزله برای سناریوی آتش سوزی در دو طبقه سازه سه‌طبقه مقدار  $(0.0018775t + 0.8573)$  برای این ضریب پیشنهاد شد که در آن  $t$  مدت زمان آتش سوزی پس از زلزله برحسب ثانیه می‌باشد. در نهایت نتیجه‌گیری می‌شود، در طراحی سازه می‌توان با توجه به مدت زمان لازم برای خاموش کردن آتش پس از زلزله، برش پایه را اصلاح کرد و به سطح عملکرد ایمنی جانی تحت آتش سوزی پس از زلزله رسید.



- Elements of Building Construction*. International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland.
22. ASTM (2006) *Standard Test Methods for Determining Effects of Large Hydrocarbon Pool Fires on Structural Members and Assemblies*, ASTM E1529-06.
  23. ASCE (2006) *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*, SEI/ASCE 7-05. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
  24. Tanaka, T. (1998) Performance-based fire safety design of a high-rise office building. *Proceedings of Pacific Rim Conference and Second International Conference on Performance-Based Codes and Fire Safety Design Meth.*
  25. Moradi, M., Tavakoli, H. and Abdollahzadeh, G. (2020) Sensitivity analysis of the failure time of reinforcement concrete frame under postearthquake fire loading. *Structural Concrete*, **21**(2), 625-641.
  26. Ghojel, J.I. and Wong, M. (2005) Three-sided heating of I-beams in composite construction exposed to fire. *Journal of Constructional Steel Research*, **61**(6), 834-844.
  27. Quiel, S.E. and Garlock, M.E. (2010) Closed-form prediction of the thermal and structural response of a perimeter column in a fire. *The Open Construction and Building Technology Journal*, **4**(1).
  28. Lewis, K.R. (2000) Fire Design of Steel Members.
  29. Behnam, B. and Ronagh, H.R. (2013) A post-earthquake fire factor to improve the fire resistance of damaged ordinary reinforced concrete structures. *Journal of Structural Fire Engineering*, **4**(4), 207-226.
  11. Behnam, B. (2016) Structural response of vertically irregular tall moment-resisting steel frames under pre- and post-earthquake fire. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **25**(12), 543-557.
  12. Behnam, B. (2018) Failure sensitivity analysis of tall moment-resisting structures under natural fires. *International Journal of Civil Engineering*, **16**(12), 1771-1780.
  13. Moradi, M., Tavakoli, H. and Abdollahzadeh, G. (2019) Probabilistic assessment of failure time in steel frame subjected to fire load under progressive collapses scenario. *Engineering Failure Analysis*, **102**, 136-147.
  14. Alasiri, M.R., Chicchi, R., & Varma, A.H. (2021) Post-earthquake fire behavior and performance-based fire design of steel moment frame buildings. *Journal of Constructional Steel Research*, **177**, 106442.
  15. Venture, S.J. (1994) *Proceedings of the Invitational Workshop on Steel Seismic Issues*. Report No. SAC 94-01, Los Angeles, CA.
  16. B.S.S.C. UBC (1994) Edition NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, Federal Emergency Management Agency.
  17. Krawinkler (2000) Estate of art report on systems performance of moment resisting steel frames subject to earthquake ground shaking. *FEMA 355c*.
  18. Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2010) Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, **137**(11), 1291-1302.
  19. Ancheta, T., Darragh, R., Stewart, J., Seyhan, E., Silva, W., Chiou, B., Wooddell, K., Graves, R., KO-TTKE, A., Boore, D. (2013) PEER NGA-West2 Database. *PEER Report 2013/03*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
  20. FEMA, P. (2009) *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, ed: Washington, DC.
  21. ISO (1999) *ISO 834: Fire Resistance Tests-*

### واژه‌نامه

- ۱- آتش‌سوزی پس از زلزله Post Earthquake Fire (PEF)
- ۲- مدل اصلاح شده ایبارا-مدینا-کراوینکلر Ibarra-Medina-Krawinkler Model
- ۳- ستون تکیه‌گاهی Leaning Column
- ۴- انتقال حرارت Heat Transfer
- ۵- حل فرم بسته Closed Form Solution

## Determining the Base Shear Relationship of Moment Steel Frame to Ensure Life Safety Level in Post-Earthquake Fire

Peyman Pourkeramat<sup>1</sup>, Vahed Ghiasi<sup>2\*</sup> and Benyamin Mohebi<sup>3</sup>

1. Ph.D. of Structural Engineering, Malayer University, Malayer, Iran
2. Assistant Professor of Geotechnical Engineering Department of Civil Engineering, Faculty of Civil and Architecture Engineering, Malayer University, Malayer, Iran, \*Corresponding Author, email: v.ghiasi@malayeru.ac.ir
3. Associate Professor, Faculty of Engineering, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran

Post-Earthquake Fire (PEF) is an incident that can lead to a crisis and can be more critical than the earthquake itself due to the problems of passing vehicles and providing aid and assistance to the residents after the earthquake, and it can cause a lot of human and financial losses. Despite the large history of post-earthquake fires, the design regulations do not take into consideration the simultaneous effect of fire load and earthquake. On the other hand, in design based on the performance of structures, structural members should be designed for a specific level of performance that depends on the importance of the structure, which in the event of a post-earthquake fire, the performance level of the structure can change. Structures that are designed according to the regulations for the level of life safety performance may deviate from the desired level in the event of a fire after an earthquake. In this research, Post-Earthquake Fire was modeled in a moment steel frame. In this modeling, various levels of ground motion intensity and several time intervals were considered to extinguish the fire in the event of a post-earthquake fire. Three-story moment steel frame structures were modeled using OpenSEES software and studied to the performance level of life safety. Considering 44 different accelerograms, first, a scale of these accelerograms was applied to the structure. Then, assuming 60 seconds of free vibration to damping of the structure, the thermal load was applied to the members exposed to heat under the nine-point heat gradient, taking into account the ISO834 standard fire curve. Considering the maximum relative displacement between floors of 2.5% for the safety performance level, the quasi-acceleration spectrum component in the period of the first mode of the structure ( $S_a(T1)$ ) was determined for this maximum relative displacement between floors under earthquake alone. Then, for different durations of post-earthquake fires, the maximum relative displacement between the floors under post-earthquake fires was determined and  $S_a(T1)$  of a scale of the accelerogram applied was determined so that the structure under earthquake alone can have a maximum relative displacement between floors equal to the maximum displacement between floors under post-earthquake fire, and finally with this ratio  $S_a(T1)$  to  $S_a(T1)$  of the accelerogram scale, which had produced a maximum relative displacement of 2.5% between floors in the structure, a coefficient was obtained to modify the base shear to provide the performance level of life safety for various durations of post-earthquake fire.

**Keywords:** Post-Earthquake Fire, Heat Transfer, Thermal Analysis, Performance-Based Design, Base Shear.