

Seismic sensitivity analysis of reinforced concrete moment frames after a fire

Sajjad Mohammadian Abi¹, Mohammad Reza Mansoori^{2*}, Panam Zarfam³

1- Ph.D. Student, Department of civil engineering, Islamic Azad University science and research branch, Tehran, Iran

2,3- Assistant professor, Department of civil engineering, Islamic Azad University science and research branch, Tehran, Iran

ABSTRACT

During their useful life, structures are exposed to various loads such as earthquake, impact, fire, etc. Each of these loads causes a different response in the structure and sometimes causes damage. Sometimes a structure may be exposed to successive loads. Earthquake occurrence in buildings that have been exposed to fire load is one of these loads. Changes in parameters such as material specifications, gravity loads, and geometric properties, which are sometimes that the implementation is different from the design, have an effect on the response of structures. In this research, it has been tried to use sensitivity analysis to determine the effect of changes in parameters such as modulus of elasticity and rebar's yield stress, concrete strength, concrete cover, dead and live loads and span length on the performance of a seven-story reinforced concrete frame in the scenario The earthquake happens after the fire. The intended structure is modeled in OpenSees software with mechanical-thermal properties and is first exposed to fire load introduced in EN 1991-1-2 and finally to earthquake. Tornado diagram analysis and Monte Carlo simulation have been used to perform sensitivity analysis of the mentioned variables. The results showed that applying thermal load before seismic load to the structure definitely affects the seismic behavior of the structure and reduces the resistance and increases the dynamic response of the structure. The average drift in the critical floor for the applied records, for the states without fire, one hour of fire, two hours of fire, and three hours of fire, is equal to 0.027, 0.029, 0.033, and 0.036, respectively. Dead load and concrete strength have the highest sensitivity and modulus of elasticity and span length have the lowest sensitivity in the dynamic response of the structure in the scenario of earthquake after fire.

ARTICLE INFO

Receive Date: 29 November 2022

Revise Date: 18 February 2023

Accept Date: 11 March 2023

Keywords:

Sensitivity analysis,
Monte Carlo analysis,
Tornado diagram,
Fire,
Reinforced concrete moment
frame,
Random variable

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.374787.2983>

*Corresponding author: Mohammad Reza Mansoori
Email address: m.mansoori@srbiau.ac.ir

تحلیل حساسیت لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن آرمه با سابقه آتش‌سوزی

سجاد محمدیان آبی^۱، محمد رضا منصوری^{۲*}، پنام زرفام^۳

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران - سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران

۲و۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران

چکیده

سازه‌ها در طول عمر مفید خود در معرض بارهای مختلفی مانند زلزله، ضربه، آتش و ... قرار می‌گیرند. هریک از این بارها موجب پاسخ متفاوتی در سازه می‌شوند و بعضاً آسیب‌هایی را به همراه دارند. گاهی یک سازه ممکن است در معرض بارهای پشت سر هم قرار گیرد. وقوع زلزله در ساختمان‌هایی که قبلاً در معرض بار آتش بوده‌اند یکی از این بارها محسوب می‌شود. تغییرات در پارامترهایی مانند مشخصات مصالح، بارهای ثقلی و خواص هندسی که بعضاً در اجرا متفاوت از طراحی است در پاسخ سازه‌ها تأثیر گذار است. در این تحقیق سعی شده است تا با استفاده از تحلیل‌های حساسیت میزان تأثیر تغییرات در پارامترهایی همچون مقاومت بتن، تنش تسلیم و مدول الاستیسیته آرماتور، بار مرده و زنده، اندازه پوشش آرماتور و طول دهانه بر روی عملکرد یک قاب بتن آرمه هفت طبقه در سناریوی زلزله بعد از آتش‌سوزی مورد بررسی قرار گرفته است. سازه مورد نظر در نرم افزار *OpenSees* با خواص مکانیکی-حرارتی مدل‌سازی شده، که ابتدا در معرض بار آتش معرفی شده در *EN 1991-1-2* و در انتها تحت زلزله، قرار گرفته است. تحلیل دیاگرام تورنادو و شبیه‌سازی مونت کارلو برای انجام حساسیت‌زایی متغیرهای عنوان شده بکار برده شده است. نتایج نشان داد، که اعمال بار حرارتی پیش از بار لرزه‌ای به سازه، قطعاً بر رفتار لرزه‌ای سازه تأثیر گذار است و باعث کاهش مقاومت و افزایش پاسخ دینامیکی سازه می‌شود. میانگین دررفت در طبقه بحرانی برای رکوردهای اعمال شده، برای حالت‌های بدون آتش‌سوزی، یک ساعت آتش‌سوزی، دو ساعت آتش‌سوزی و سه ساعت آتش‌سوزی به ترتیب برابر با ۰/۰۲۷، ۰/۰۲۹، ۰/۰۳۳ و ۰/۰۳۶ می‌باشد. بار مرده و مقاومت بتن بیشترین حساسیت زایی و مدول الاستیسیته و طول دهانه کمترین حساسیت زایی را در پاسخ دینامیکی سازه در سناریوی زلزله بعد از آتش‌سوزی داشته است.

کلمات کلیدی: تحلیل حساسیت، تحلیل مونت کارلو، دیاگرام تورنادو، آتش‌سوزی، قاب خمشی بتن آرمه، متغیر تصادفی

| شناسه دیجیتال: | | سابقه مقاله: | | | | |
|---|---|--------------|---------------|------------|------------------------------------|------------|
| doi: | https://doi.org/10.22065/jsce.2023.374787.2983 | چاپ | انتشار آنلاین | پذیرش | بازنگری | دریافت |
| | 10.22065/jsce.2023.374787.2983 | ۱۴۰۲/۰۹/۳۰ | ۱۴۰۱/۱۲/۲۰ | ۱۴۰۱/۱۲/۲۰ | ۱۴۰۱/۱۱/۲۹ | ۱۴۰۱/۰۹/۰۸ |
| محمدرضا منصوری m.mansoori@srbiau.ac.ir | | | | | *نویسنده مسئول: پست الکترونیکی: | |

۱- مقدمه

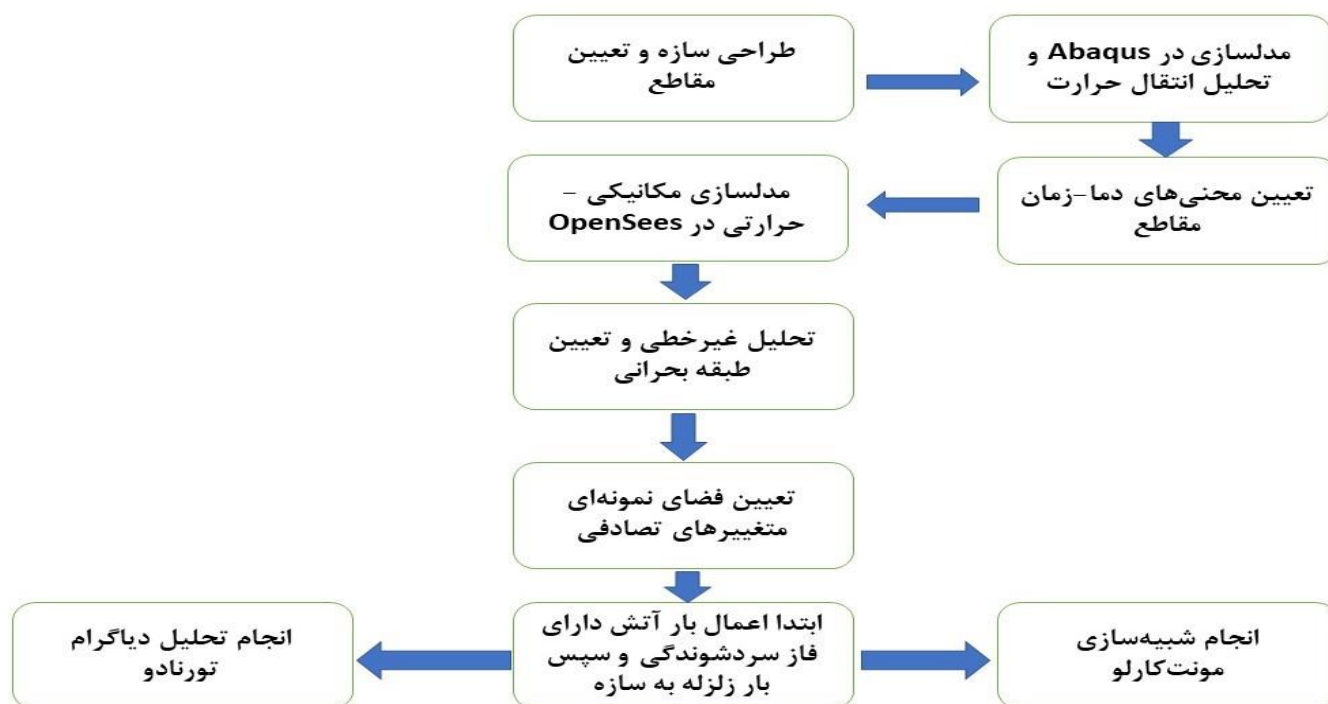
بارهای متعددی در طول عمر مفید ساختمان‌ها ایمنی سازه را تهدید می‌کنند. زلزله، آتش‌سوزی، انفجار و ... مخاطراتی هستند که ایمنی سازه را به خطر می‌اندازند. هریک از این بارها می‌توانند خسارات محلی در سازه ایجاد نمایند یا اینکه باعث خسارت کلی در سازه شوند. مهمترین باری که ایمنی سازه را به مخاطره می‌اندازد و در طراحی‌ها در نظر گرفته می‌شود بار وارده به سازه ناشی از زلزله است [۱]. عوامل زیادی می‌توانند در سازه‌ها بر پاسخ لرزه‌ای تاثیر گذار باشند. یکی از این عوامل می‌تواند وقوع آتش‌سوزی در سازه‌ها باشد. آتش‌سوزی می‌تواند بر مقاومت سازه‌ها تاثیر گذار باشد و باعث کاهش مقاومت و افزایش پاسخ سازه در بارهای بعدی باشد. وقتی یک سازه در معرض بارهای حرارتی قرار می‌گیرد و بدون ترمیم و مقاوم سازی در معرض بارهای لرزه‌ای بعدی قرار می‌گیرد باعث وقوع پاسخ‌های متفاوت لرزه‌ای می‌شود [۲]. تحقیقات در زمینه رخدادهای متوالی زلزله و آتش‌سوزی به دو دسته‌ی آتش‌سوزی پس از زلزله و زلزله پس از آتش‌سوزی تقسیم می‌شود. در ادامه به تحقیقاتی که در زمینه زلزله در ساختمان‌هایی که سابقه آتش‌سوزی دارند اشاره شده است. یانگ و همکاران آزمایش‌های در مورد رفتار پس از آتش‌سوزی ستون‌های بتن آرمه باریک که توسط لوله‌های فولادی دایره‌ای محدود شده بودند، انجام دادند. یک مطالعه عددی نیز برای بررسی تأثیر طیف وسیعی از پارامترهای کلیدی بر ظرفیت باقیمانده انجام شد. آن‌ها نشان دادند ظرفیت‌های باقیمانده ستون‌های باریک بررسی شده نسبت به زمان گرم شدن به مواردی مانند بعد مقطع، نسبت باریک بودن، مقاومت ماده، لوله فولادی به نسبت سطح بتن و نسبت آرماتور حساس هستند [۳]. خراسانی و همکاران مدلسازی قاب‌های فولادی در نرم افزار OpenSees در تحلیل رخدادهای متوالی آتش‌سوزی ارتقا داده و سپس به صورت احتمالاتی زمان گسیختگی قاب خمشی فولادی (دو بعدی) را برآورد کردند. آن‌ها برای زمان گسیختگی تابع توزیع تجمعی ارائه دادند، که نشان می‌دهد در یک زمان مشخص چقدر احتمال دارد قاب فولادی در سناریوی آتش‌سوزی پس از زلزله دچار خرابی شود [۴]. نی^۱ و همکاران تحقیقی را با عنوان رفتار لرزه‌ای پس از آتش‌سوزی دیوارهای سازه‌ای بتن مسلح انجام دادند. آن‌ها با استفاده از مدلسازی عددی دیوار برشی را در سناریوهای مختلف بار حرارتی-سیکلیک بررسی کردند. یک مدل مربوط به اعمال بار حرارتی به یک وجه و سایر حالت‌ها مربوط به دو، سه و چهار وجه بوده است. تحقیقات آن‌ها نشان داده است هرچه مدت آتش‌سوزی بیشتر باشد مقدار مقاومت دیوار در بارگذاری سیکلیک بیشتر کاهش می‌یابد [۵]. گورانومیری^۲ و همکاران اثرات ناشی از تقویت مصالح بتنی با استفاده از الیاف شیشه‌ای را تحت بار حرارتی بررسی کردند. آن‌ها ابتدا نمونه‌هایی را به صورت آزمایشگاهی ساخته و سپس در معرض بار حرارتی قرار دادند و در نهایت با اعمال بار متمرکز بر روی المان‌ها میزان مقاومت را بررسی کردند. نتایج نشان داد که استفاده از این الیاف در رفتار پس از آتش‌سوزی به مقدار ناچیزی مقاومت اعضا را افزایش داده است [۶]. لی و همکاران تحقیقی با عنوان رفتار لرزه‌ای پس از آتش‌سوزی قاب‌های دو طبقه دو دهانه با اتصالات کامپوزیت سیمانی تقویت شده با فیبر با عملکرد بالا را ارائه کردند. آن‌ها یک مدل آزمایشگاهی را تحت بار آتش ISO قرار داده و سپس آن را در معرض بار سیکلیک قرار دادند. آن‌ها میزان افت مقاومت سازه را در قالب منحنی‌های هیستریزس ارائه کردند و نشان دادند که بار حرارتی میزان مقاومت قاب‌ها را در بار سیکلیک کاهش داده است [۷]. کای و همکاران تحقیقی را با عنوان پیش بینی مقاومت برشی تیرهای بتنی مسلح پس از آتش با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی انجام دادند. آن‌ها با استفاده از روش عددی تیرهایی را مدلسازی کرده و سپس در معرض بارگذاری حرارتی ناشی از بار آتش ISO834 قرار دادند. نتایج نشان داد که با افزایش میزان عرض مقطع با ارتفاع ثابت میزان افت مقاومت برشی کاهش می‌یابد. افزایش ارتفاع و مساحت آرماتور برشی نیز باعث کاهش افت می‌شود [۸]. لیو و همکاران به صورت آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای پسا آتش‌سوزی را در یک قاب بتن آرمه با بررسی منحنی‌های هیستریزس مورد ارزیابی قرار دادند. الگوهای ترک، حلقه‌های هیستریک، لولاهای پلاستیکی و حالت‌های شکست در فرآیند بارگذاری مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج تجربی نشان داد که ظرفیت باربری نهایی، سختی، ضریب شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی قاب‌های RC پس از قرار گرفتن در معرض آتش کاهش یافته است [۹]. دیدیایا^۳ و

¹ Ni² Gooranorimi³ Yedidya

همکاران تحقیقی را با عنوان ارزیابی عملکرد دال‌های بتن آرمه پس از آتش‌سوزی انجام دادند. آن‌ها سه حالت آتش‌سوزی در زیر دال، آتش‌سوزی در بالا و آتش‌سوزی دوطرفه را مبنای تحقیق قرار دادند. آن‌ها از بار حرارتی ISO834 در زمان‌های مختلف و در نظر گرفتن اثرات سرد شوندگی استفاده کردند. نتایج تحقیقی آن‌ها نشان داده است هرچه میزان زمان آتش‌سوزی بیشتر باشد مقدار لنگر مقاوم با کاهش روبه‌رو می‌شود. مقدار انحنای وسط دال بیشتر خواهد شد [۱۰]. پاچیده و همکاران اثر آتش بر پایداری و مقاومت جانبی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک را بررسی کردند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داده است افزایش ضخامت ورق باعث کاهش چشمگیر تغییر شکل ستون می‌شود. افزایش ضخامت و تنش تسلیم ورق در کاهش کمتر مقاومت تسلیم و سختی سیستم پس از آتش‌سوزی موثر است [۱۱]. اصفهانی و همکاران ظرفیت خمشی باقیمانده تیرهای بتن مسلح آسیب دیده در معرض دماهای بالا را به صورت آزمایشگاهی بررسی کردند. نتایج پژوهش آن‌ها نشان داد که هم دماهای بالا و هم خسارات از قبل موجب تأثیر معنی‌داری بر شروع ترک بتن و حداکثر عرض ترک داشتند [۱۲]. وانگ و همکاران رفتار سازه‌های بتن آرمه را در ناحیه اتصال دال به تیر در شرایط مختلف آتش‌سوزی و پس از آن را بررسی کردند. تأثیر چندین عامل، از جمله سناریوهای آتش محفظه، نسبت تقویت‌کننده، و آرایش میله‌ها، بر روی انحرافات، کرنش‌ها، الگوهای ترک و حالت‌های شکست تحلیل می‌شود. نتایج نشان داد که در مقایسه با حالت یکنواخت آتش‌سوزی، حالت‌های شکست برشی پانچ موضعی یا طولانی‌تر در دال‌های آسیب‌دیده ناشی از آتش‌سوزی به دلیل ترک‌های بیشتر در معرض آتش‌سوزی رخ می‌دهد [۱۳]. نی و همکاران یک روش احتمالاتی را برای ارزیابی خسارات ناشی از آتش‌سوزی ارائه دادند. این روش، به صورت برآورد خسارت اقتصادی ناشی از آتش‌سوزی در ساختمان‌های بتنی ارائه شده است. این روش بر اساس تجزیه و تحلیل متوالی برای خطر آتش‌سوزی، پاسخ، آسیب و تلفات است. پارامتر تقاضای مهندسی ویژه برای آتش‌سوزی جهت اندازه‌گیری وضعیت آسیب‌های حرارتی و ساختاری پیشنهاد شده است. آنها این مطالعات را بر روی یک قاب ۵ طبقه با سیستم قاب خمشی بتن آرمه انجام دادند [۱۴]. مرادی و همکاران تأثیر متغیرهای تصادفی را در سناریوی آتش‌سوزی پس از زلزله بررسی کردند. آنها همچنین در تحقیقی روش‌های موجود در تحلیل حساسیت را در سناریوی آتش‌سوزی پس از زلزله با روش مونت کارلو اعتبار سنجی کردند که نتایج نشان داده است از روش‌های FOSM و دیاگرام تورنادو می‌شود در سناریوی بارگذاری آتش‌سوزی پس از زلزله و خرابی پیش‌رونده تحت آتش استفاده کرد [۱۵].

با مرور پژوهش‌های پیشین مشخص می‌گردد که سناریوی آتش‌سوزی پس از زلزله بارها مورد توجه محققان بوده است، اما سناریوی زلزله پس از آتش‌سوزی کمتر مورد تحقیق قرار گرفته است. از طرفی با وجود اینکه در عنوان تحقیق‌های گذشته از عبارت عملکرد لرزه‌ای پس از آتش‌سوزی استفاده شده است، اما غالباً مدل‌ها به صورت اعمال بار سیکلیک پس از بار حرارتی مورد مطالعه قرار گرفته‌اند و بار لرزه‌ای به صورت شتابنگاشت در تحقیقی به صورت مستقیم مورد ارزیابی قرار نگرفته است. در بیشتر پژوهش‌های پیشین در مدل‌سازی‌های صورت گرفته از تحلیل تعینی استفاده گردیده است. در تحقیقات تعینی با فرض اینکه تمامی خصوصیات سازه و بارگذاری ثابت است سازه تحلیل شده و سپس پاسخ‌های مورد نظر ارزیابی می‌شود و رفتار سازه‌ها را تنها در نقطه مقادیر میانگین متغیرهای تصادفی بررسی می‌کند. اما از نظر مهندسی هر پارامتر دارای یک توزیع خاص است و ممکن است مقدار واقعی آن با مقدار در نظر گرفته شده برای آن متفاوت باشد. در این صورت هر پارامتر دارای یک عدم قطعیت است که می‌تواند بر پاسخ سازه تأثیرگذار باشد و پاسخ را متفاوت از مقدار تعینی آن حاصل کند. برای بررسی نقش و تأثیر این عدم قطعیت‌ها از تحلیل‌های حساسیت‌سنجی استفاده می‌شود. با توجه به مجموع مطالب بیان شده، ضرورت و اهمیت انجام تحقیق حاضر بیش از پیش مشخص گردیده است. بنابراین می‌توان اهداف تحقیق را به این صورت بیان نمود: الف) بررسی پاسخ لرزه‌ای قاب خمشی بتن آرمه با سابقه آتش‌سوزی تحت بارهای لرزه‌ای. ب) بررسی روش‌های حساسیت‌سنجی و مقایسه آن‌ها در سناریوی زلزله بعد از آتش‌سوزی (ج) بررسی تأثیر متغیرهای تصادفی مربوط به مشخصات مصالح، بارهای لرزه‌ای و ثقلی و مشخصات هندسی سازه بر روی پاسخ سازه در این سناریو. با توجه به این موضوع در این تحقیق سعی شده است تا ابتدا رفتار لرزه‌ای یک قاب بتن آرمه هفت طبقه که قبلاً در معرض بار آتش قرار داشته است و مقاوم‌سازی در آن انجام نشده است بررسی و سپس حساسیت پاسخ لرزه‌ای آن نسبت به متغیرهای تصادفی ارزیابی شود تا تأثیر بار حرارتی بر رفتار لرزه‌ای و نیز بر حساسیت‌زایی متغیرهای تصادفی

بررسی شود. در ادامه روش‌های حساسیت‌سنجی و مدل مورد نظر تحقیق ارایه شده است. در شکل ۱ فلوچارتی از روند انجام پژوهش ارایه شده است.



شکل ۱: روند انجام پژوهش حاضر

۲- روش تحقیق

۲-۱- تحلیل حساسیت

روش‌های مختلفی برای ارزیابی حساسیت سازه نسبت به پارامترهای مورد نظر مهندسی وجود دارد. دو روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو^۴ و تحلیل دیاگرام تورنادو^۵ پرکاربردترین این روش‌ها در ارزیابی حساسیت سازه‌ها هستند [۱۶]. شبیه‌سازی مونت‌کارلو یکی از روش‌های عمیق در مسایل مربوط به تحلیل عدم قطعیت و تحلیل احتمالاتی است [۱۷]. در این روش متغیر تصادفی به صورت مجموعه‌ای از مقادیر تعینی تعریف می‌شود. این مجموعه‌ی داده‌های ورودی مجموعه‌ای از خروجی تعینی را نتیجه می‌دهند. در نهایت شکل احتمالاتی خروجی‌ها محاسبه و ارایه می‌شود [۱۸]. به علت دقت بالا معمولاً از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای صحت‌سنجی سایر روش‌های احتمالاتی استفاده می‌شود [۱۹]. استفاده از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو بسیار زمان‌بر است.

تحلیل دیاگرام تورنادو یکی از روش‌های متداول است که در زمینه‌ی آنالیز تصمیم‌گیری مورد استفاده قرار می‌گیرد. تحلیل دیاگرام تورنادو یک آنالیز حساسیت مرتبه‌ی اول است [۲۰]. در این روش حساسیت پارامتر تقاضای مهندسی^۶ به هر پارامتر بوسیله‌ی نمودارهای افقی نشان داده می‌شود. در این روش مجموعه‌ای از متغیرها با توزیع احتمالاتی آن‌ها در نظر گرفته می‌شود [۲۱]. در ابتدا خروجی مربوط به میانگین هر یک از این پارامترها اندازه‌گیری می‌شود. این مقدار به عنوان مبنای^۷ خروجی‌ها در نظر گرفته می‌شود. سپس هر یک از پارامترها به صورت جداگانه در کران بالا و پایین توزیع احتمالاتی خود ثابت نگه داشته می‌شوند. در این حالت سایر پارامترها در مقدار

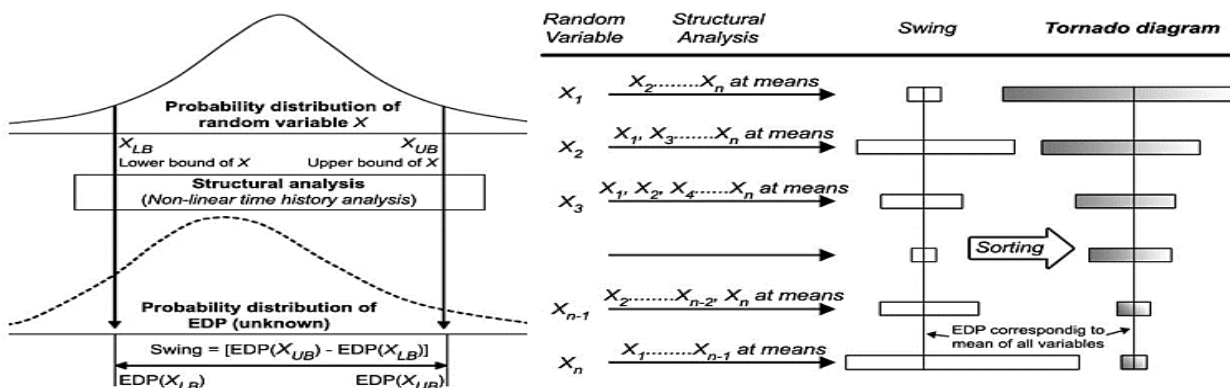
^۴ Monte Carlo Simulation (MCS)

^۵ Tornado Diagram Analysis (TDA)

^۶ Engineering Demand Parameter (EDP)

^۷ baseline

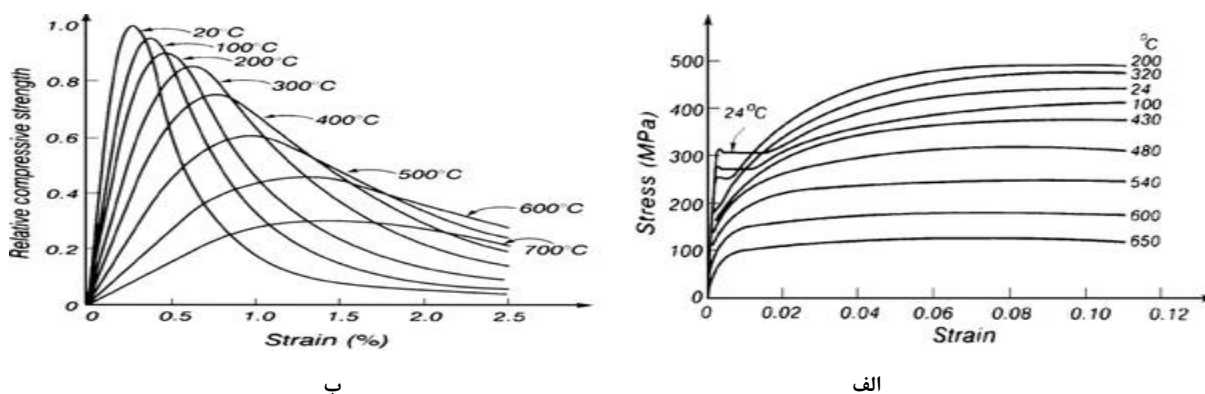
میانگین خود قرار دارند. اختلاف بین خروجی‌ها بین این دو کران با نام swing به عنوان حساسیت پارامتر انتخاب شده محاسبه می‌شود. در نهایت پارامتر ورودی بر اساس swing خود درجه‌بندی می‌شود [۲۲]. روند انجام تحلیل حساسیت به روش تحلیل دیاگرام تورنادو در شکل ۲ نشان داده شده است. مرجع [۲۱، ۲۳] اطلاعات دقیقی در مورد آنالیز حساسیت به روش تحلیل دیاگرام تورنادو را ارائه می‌دهد.



شکل ۲: روند چگونگی انجام تحلیل حساسیت به روش دیاگرام تورنادو [۲۱]

۲-۲- مصالح بتن آرمه تحت بار آتش

خواص مکانیکی و حرارتی بتن و فولاد در اثر حرارت دچار تغییر می‌شوند. خواص حرارتی باعث انتقال حرارت از المان در معرض آتش به سایر المان‌های سازه‌ای می‌شود در حالی که خواص مکانیکی باعث از دست دادن سختی و مقاومت در اعضای سازه‌ای می‌شود [۲۴]. خواص مکانیکی شامل کاهش مقاومت فشاری و کششی، افزایش کرنش و کاهش سختی در مصالح بتنی و آرماتور می‌شود. رفتار مصالح آرماتور (فولاد) و بتن در برابر بار حرارتی متفاوت است. در شکل ۳ تغییرات تنش فشاری بتن و آرماتور در دماهای بالا بر اساس یوروکد ۲ (طراحی سازه‌های بتنی در برابر آتش [۲۶]) و یوروکد ۳ (طراحی سازه‌های فولادی در برابر آتش [۲۷]) نشان داده شده است.

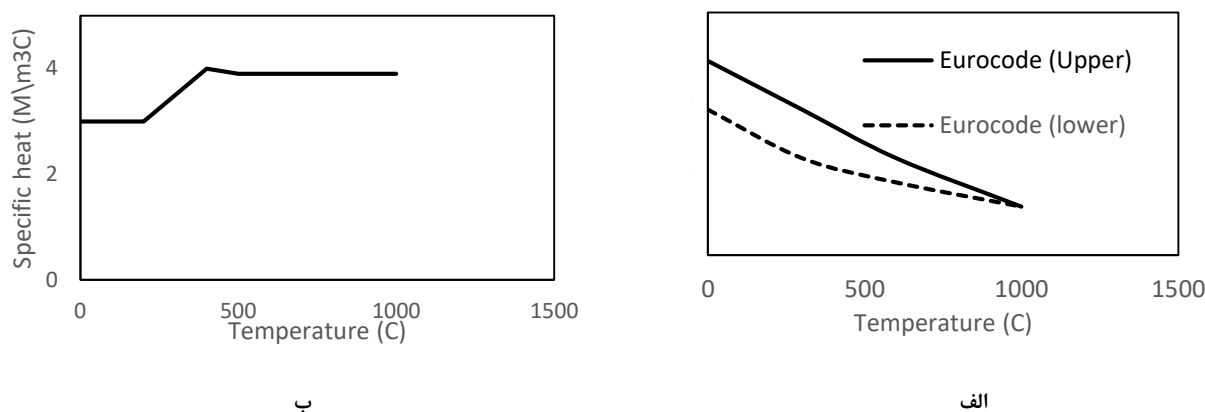


شکل ۳: منحنی تنش کرنش در دماهای مختلف الف: فولاد ب: بتن [۱۱]

اگر دمای بحرانی^۸ دمایی تعریف شود که مقاومت مصالح در آن دما کاهش قابل ملاحظه‌ای داشته باشد، این دما در آرماتورها برابر ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد است. همچنین در بتن‌ها دمایی که در آن مصالح شروع به افت مقاومت می‌کند در حدود ۳۰۰ درجه سانتی‌گراد است [۲۸]. خواص حرارتی به گرمای ویژه و هدایت گرمایی تقسیم می‌شود. هدایت گرمایی در فولاد بیشتر و در بتن کمتر است. گرمای ویژه در فولاد نسبت به بتن کمتر است بنابراین انتقال حرارت در فولاد سریع‌تر از بتن صورت می‌گیرد و افت مقاومت در فولاد سریع‌تر از بتن انجام می‌شود [۲۹]. خواص حرارتی بتن در تحلیل انتقال حرارت بر اساس شکل ۴ تعریف شده است. برای خواص مکانیکی-حرارتی از

⁸ critical temperature

رفتار بتن و فولاد متناسب با استاندارد یوروکد استفاده شده است. مدل رفتاری مکانیکی-حرارتی بتن و فولاد در نرم افزار OpenSees در جدول ۱ نشان داده شده است. در این جدول θ دما، F_c مقاومت بتن بر حسب دما F_{ck} مقاومت بتن در حالت دمای عادی، ε کرنش، F_y تنش تسلیم آرماتور و E مدول الاستیسیته است. پسوند θ ، C نشان دهنده‌ی تابعیت متغیر نسبت به دما است. نوع مصالح بکار رفته در این نرم افزار در بخش ۱-۳ توضیح داده شده است.



شکل ۴: مشخصات حرارتی بتن الف: هدایت گرمایی ب: گرمای ویژه [۲۹]

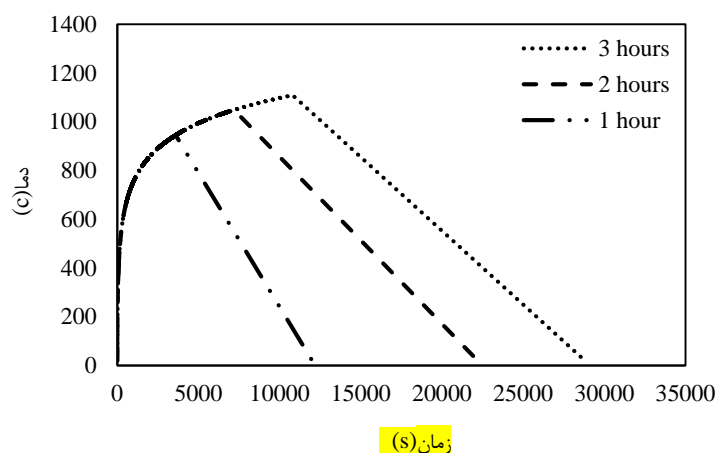
جدول ۱: مدل رفتاری بتن و فولاد در نرم افزار OpenSees [۱۳]

| $\theta(^{\circ}C)$ | Concrete02thermal | | | | Steel02thermal | | |
|---------------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------------|--|
| | $f_{c,\theta} / f_{ck}$ | $\varepsilon_{c,\theta}$ | $\varepsilon_{cu,\theta}$ | $f_{sy,\theta} / f_{yk}$ | $f_{sp,\theta} / f_{yk}$ | $E_{s,\theta} / E_s$ | |
| 20 | 1 | 0.0025 | 0.02 | 1 | 1 | 1 | |
| 100 | 1 | 0.004 | 0.0225 | 1 | 0.96 | 1 | |
| 200 | 0.95 | 0.0055 | 0.025 | 1 | 0.92 | 0.87 | |
| 300 | 0.85 | 0.007 | 0.0275 | 1 | 0.81 | 0.72 | |
| 400 | 0.75 | 0.01 | 0.03 | 0.94 | 0.63 | 0.56 | |
| 500 | 0.6 | 0.015 | 0.0325 | 0.67 | 0.44 | 0.4 | |
| 600 | 0.45 | 0.025 | 0.035 | 0.4 | 0.26 | 0.24 | |
| 700 | 0.3 | 0.025 | 0.0375 | 0.12 | 0.08 | 0.08 | |
| 800 | 0.15 | 0.025 | 0.04 | 0.11 | 0.06 | 0.06 | |
| 900 | 0.08 | 0.025 | 0.0425 | 0.08 | 0.05 | 0.05 | |
| 1000 | 0.04 | 0.025 | 0.045 | 0.05 | 0.03 | 0.03 | |
| 1100 | 0.01 | 0.025 | 0.0475 | 0.03 | 0.02 | 0.02 | |

۳-۲- بارگذاری حرارتی

برای بارگذاری‌های حرارتی معمولاً نیاز است تا ابتدا یک بار آتش در نظر گرفته شود و سپس متناسب با آن منحنی‌های دما-زمان محاسبه و به سازه اعمال شود. بر اساس روش EN 1991-1-2 تغییر ابعاد دهانه دیوارها، منحنی‌های مختلف دما - زمان ایجاد می‌شود [۳۰]. دهانه‌ها شامل پنجره‌ها و درها است که در دیوارهای محیطی قرار گرفته‌اند. با این حال، هیچ‌گونه باز شدگی روی سقف در نظر گرفته نمی‌شود، زیرا این امر در روش EN 1991-1-2 مجاز نیست. ابعاد باز شو آگاهانه تغییر می‌کند تا یک سری نسبت باز شو در محدوده بین ۰/۰۲ تا ۰/۲ ارایه شود. با تعیین منحنی‌های دما-زمان، فرض بر این است که گرمای ویژه دیوارها، چگالی مواد (q) و رسانایی حرارتی (k) به ترتیب برابر با $1000 (J/kgK)$ ، $2300 (kg/m^3)$ و $1/6 (W/mK)$ است. بهنام با این فرضیات و با استفاده از روابط EN 1991-1-2 برای ضرایب باز شوهای مختلف منحنی‌های دما-زمان را ارایه داده است [۳۱]. در این تحقیق از منحنی‌های یک، دو و سه ساعت ارایه شده توسط بهنام که به ترتیب متناظر با ضریب باز شو $0/067$ ، $0/12$ و $0/2$ است استفاده شده است. این منحنی‌ها دارای دو فاز گرم شونده

و سرد شونده‌گی هستند. در فاز گرم شونده‌گی دما متناسب با منحنی‌های استاندارد حرارتی افزایش می‌یابد و پس از رسیدن به حداکثر دما به صورت خطی کاهش می‌یابد. در شکل ۵ منحنی دما-زمان مورد استفاده در این تحقیق ارائه شده است.



شکل ۵: منحنی دما زمان مورد نظر تحقیق [۳۱]

۲-۴- متغیرهای تصادفی

همانطور که عنوان شده است برای تعیین حساسیت زمان گسیختگی قاب بتن آرمه به پارامترهای مختلف از دو روش تحلیل حساسیت استفاده شده است. این روش‌ها مبتنی بر متغیر تصادفی هستند. سه نوع متغیر تصادفی در این تحقیق در نظر گرفته شده است. مصالح، بارگذاری و هندسه سه نوع متغیر تصادفی در نظر گرفته شده در این تحقیق هستند. تنش تسلیم آرماتور (F_y)، مدول الاستیسیته‌ی آرماتور (E)، مقاومت بتن (F_c) متغیرهای تصادفی مصالح هستند. بار مرده، زنده و بار لرزه‌ای به عنوان متغیرهای تصادفی بارگذاری در نظر گرفته شده‌اند. طول دهانه و اندازه‌ی پوشش هم به عنوان متغیر تصادفی مربوط به هندسه در نظر گرفته شده‌اند [۱۳]. مشخصات مربوط به نوع توزیع و مقدار میانگین هر متغیر در جدول ۲ نشان داده شده است. نوع توزیع، مقادیر میانگین و ضریب تغییرات بر اساس مراجع عنوان شده در جدول ۲ استفاده و بکار برده شده است.

جدول ۲: مشخصات متغیرهای تصادفی [۳۲، ۱۶، ۱۳]

| متغیر تصادفی | نوع | مصالح | میانگین | COV(%) | نوع توزیع |
|--------------|----------|-----------------|-----------|--------|-----------|
| مصالح | آرماتور | تنش تسلیم | 400 Mpa | 10 | لاگ نرمال |
| | آرماتور | مدول الاستیسیته | 2e5 Mpa | 5 | نرمال |
| | بتن | مقاومت فشاری | 21 Mpa | 10 | لاگ نرمال |
| بارگذاری | بار مرده | | 3000 Kg/m | 10 | نرمال |
| | بار زنده | | 1000 Kg/m | 80 | گاما |
| هندسه | طول | طول دهانه | 6 m | 5 | گاما |
| | پوشش | پوشش | 5 cm | 40 | تعیینی |

در هر تحلیل حساسیت تمامی پارامترها بجز پارامتر مورد نظر در مقدار میانگین خود در نظر گرفته شده‌اند. به عنوان مثال وقتی حساسیت سازه نسبت به تنش تسلیم بررسی شده است سایر متغیرها در مقدار میانگین خود وارد شده‌اند. برای بارهای حرارتی و بارهای لرزه‌ای متغیر تصادفی در نظر گرفته نشده است بلکه سناریوسازی شده است. همانطور که در شکل ۵ نشان داده شده است برای بار حرارتی از سه منحنی دما-زمان که فاز گرمایی آن‌ها به ترتیب یک، دو و سه ساعت طول کشیده است استفاده شده است. برای بارگذاری لرزه‌ای

نیز از هفت رکورد زلزله استفاده شده است که مشخصات این رکوردها در جدول ۳ ارایه شده است. پارامترهای مختلفی در انتخاب رکوردها دخیل هستند. در این تحقیق سعی شده است تا از رکوردهای حوزه نزدیک با فاصله کانونی کمتر از ۳۰ کیلومتر که دارای حداقل یک پالس هستند انتخاب شوند. نوع زمین و مطابقت آن با زمینی که سازه برای آن طراحی شده است (بر اساس سرعت موج برشی) دیگر پارامتری بود که در انتخاب رکوردها به آن توجه شده است. رکوردهای حوزه نزدیک دارای خصوصیتی هستند که آن‌ها را متمایز از سایر رکوردها می‌کند. خصوصیتی مانند اثر جهت پذیری اثر تغییر مکان ماندگار، اثر فرادیواره و اثر مؤلفه‌های قائم از جمله مشخصات رکوردهای حوزه نزدیک هستند که آن‌ها متمایز از سایر رکوردها می‌کند. اگرچه که تمامی رکوردهای مورد استفاده در این تحقیق به جز رکورد مربوط به زلزله بم بر اساس رکوردهای پیشنهادی FEMA P695 که برای رکوردهای پیشنهادی خود تمامی معیارهای حوزه نزدیک را مدنظر قرار داده‌اند. بزرگای زلزله‌های مورد استفاده در این تحقیق بیشتر از ۶٫۵ در نظر گرفته شده است. بنابراین می‌توان گفت رکوردهای مورد استفاده در این تحقیق معیارهای مربوط به رکورد حوزه نزدیک را دارا هستند.

جدول ۳: مشخصات رکوردهای منتخب برای انجام تحلیل لرزه‌ای

| No. | Record | Station | Max. PGA (g) | Max. PGV (cm/s) | M _w | Epicentral (km) |
|-----|--------------------|--------------------------|--------------|-----------------|----------------|-----------------|
| 1 | Imperial Valley-06 | Elcentro#8 | 0.602 | 48.6 | 6.5 | 28.1 |
| 2 | Loma Prieta | BRAN | 0.64 | 55.9 | 6.9 | 9 |
| 3 | Northridge | Sylmar-Converter Station | 0.897 | 130.3 | 6.7 | 13.3 |
| 4 | San Fernando | Pacoima Dam | 1.24 | 116.5 | 6.6 | 11.9 |
| 5 | Bam | Bam | 0.8 | 124.1 | 6.6 | 15 |
| 6 | Tabas | Tabas | 0.85 | 24 | 7.35 | 8 |
| 7 | Chi-Chi, Taiwan | TCU065 | 0.789 | 127.7 | 7.6 | 26.7 |

۳- مدل اجزای محدودی

۳-۱- معرفی مدل اولیه

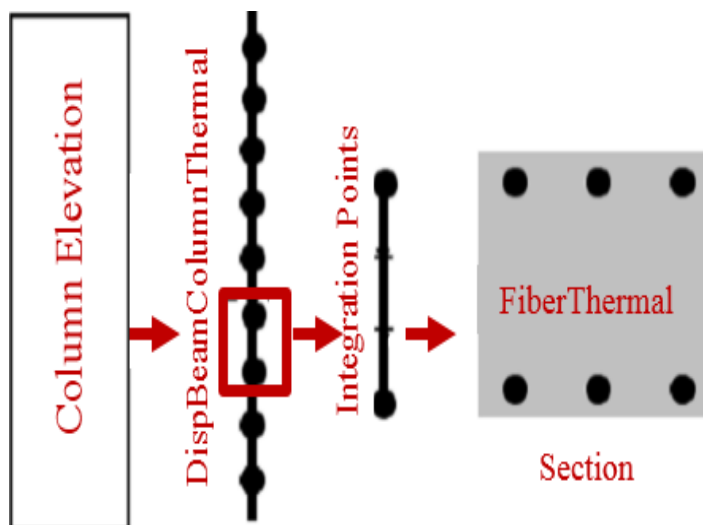
هدف از این تحقیق ارزیابی حساسیت لرزه‌ای قاب بتن آرمه‌ای است که تجربه در معرض آتش قرار گرفتن را دارد. برای این منظور یک سازه‌ی سه بعدی ۷ طبقه با ۴ دهانه‌ی ۶ متری با پلان مربع در نظر گرفته شده است. برای طراحی سازه فرض شده است سازه در یک منطقه با لرزه خیزی زیاد ($A=0.3g$) و در زمین نوع سه واقع شده است. بار مرده برابر 600 Kg/m^2 و بار زنده برابر 200 Kg/m^2 در نظر گرفته شده است. برای بارگذاری جانبی از استاندارد ۲۸۰۰ ایران استفاده شده و قاب بتن آرمه بر اساس استاندارد طراحی سازه‌های بتن آرمه‌ی ایران طراحی شده است. برای طراحی این قاب از بتنی با مقاومت ۲۸ روزه برابر 21 MPa و آرماتوری با تنش تسلیم 400 MPa و مدول الاستیسیته‌ی $2 \times 10^5 \text{ MPa}$ استفاده شده است. نتایج حاصل از طراحی سازه بر اساس مقاطع بتن آرمه در جدول ۴ نشان داده شده است.

جدول ۴: مقاطع سازه‌ای قاب بتن آرمه

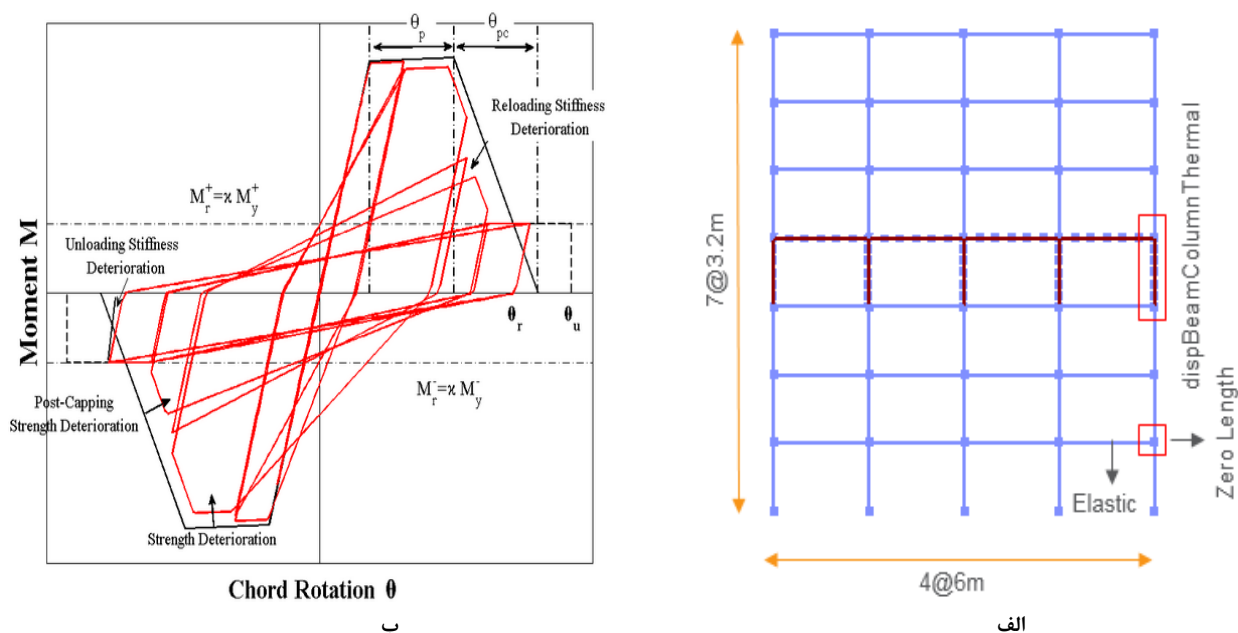
| طبقه | تیر | | | ستون | |
|------|-------------|---------------|--------------|-------------|---------|
| | ارتفاع مقطع | آرماتور پایین | آرماتور بالا | ارتفاع مقطع | آرماتور |
| 1 | 50 | 8 T22 | 7 T22 | 70 | 22 T22 |
| 2 | 45 | 7 T20 | 6 T20 | 65 | 20 T20 |
| 3 | 45 | 6 T18 | 6 T18 | 55 | 20 T18 |
| 4 | 40 | 5 T16 | 5 T16 | 50 | 20 T18 |
| 5 | 40 | 5 T12 | 5 T 12 | 45 | 18 T16 |
| 6 | 35 | 5 T12 | 4 T 12 | 40 | 16 T16 |
| 7 | 35 | 5T12 | 4 T12 | 35 | 12 T16 |

۲-۳- مدل‌سازی خواص مکانیکی-حرارتی سازه

پس از طراحی اولیه، قاب میانی سازه به عنوان قاب مورد بررسی برای تحلیل‌های مکانیکی-حرارتی انتخاب شده است. برای مدل‌سازی مکانیکی-حرارتی از نرم افزار OpenSEES استفاده شده است. در این تحقیق یک طبقه‌ی بحرانی وجود دارد (در بخش ۴ نحوی انتخاب طبقه‌ی بحرانی شرح داده شده است) که باید به آن بار حرارتی اعمال شود، بنابراین این طبقه بر اساس مشخصات مکانیکی-حرارتی مدل شده است. سایر طبقات صرفاً به صورت مشخصات مکانیکی مدل‌سازی می‌شوند [۳۳]. بنابراین دو نمونه مدل‌سازی مد نظر قرار گرفته است. طبقه‌ی بحرانی که باید بر اساس مشخصات مکانیکی-حرارتی تعریف شود. که بر اساس مراجع [۲، ۱۳، ۳۳] از روش پلاستیسیسته گسترده برای مدل‌سازی مشخصات مکانیکی-حرارتی استفاده شده است. سایر طبقات (طبقاتی که بار آتش به آنها اعمال نمی‌شود) بر اساس روش مفصل پلاستیک متمرکز تنها دارای خواص مکانیکی هستند [۳۳]. برای مدل‌سازی رفتار مکانیکی-حرارتی بر اساس پیشنهاد مرجع [۲۹] هر المان به المان‌های کوچکتری تقسیم شده و به هریک از آنها المانی با مشخصات مکانیکی حرارتی (المان Concrete02thermal برای بتن و Steel02thermal برای آرماتور) اختصاص داده شده است. در طبقاتی که دچار آتش‌سوزی نشده‌اند از مدل مفصل پلاستیک متمرکز (شکل ۷-الف) استفاده شده است. برای تعریف مفصل پلاستیک متمرکز با تعریف دو نقطه روی هم و اتصال این دو نقطه با المان zerolength به همدیگر و با ترکیب المان‌های الاستیک و المان‌های با خواص پلاستیسیته متمرکز استفاده شده است. برای این منظور از مصالح با نام ModIMKPeakOriented (شکل ۷-ب) برای تعریف مفصل پلاستیک خمشی استفاده شده است. برای کلیه تیرها و ستون‌ها از المان الاستیک استفاده شده است و تمامی خواص پلاستیک در مفاصل خلاصه شده است. اگر بخش حرارتی از سازه در نظر گرفته نشود مدل ارایه شده همان مدل بر اساس نیرو است. اما وجود بخش مکانیکی-حرارتی با المان‌های فایبر علاوه بر بخش نیرویی (مکانیکی) یک بخش حرارتی نیز دارد که باعث می‌شود تا پاسخ سازه تحت بار حرارت نیز در نظر گرفته شود. در شکل ۶ به صورت شماتیک روند مدل‌سازی المان‌های مکانیکی-حرارتی نشان داده شده است. و شکل ۷ مدل اجزای محدودی برای قاب دو بعدی نشان داده شده است.

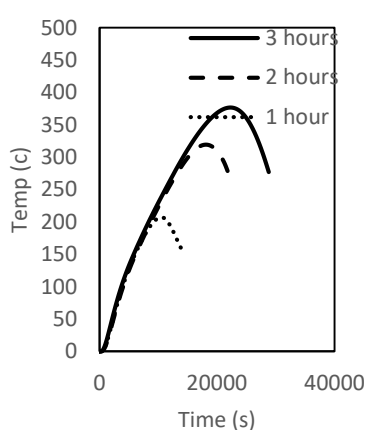


شکل ۶: شکل شماتیک مدل سازی المان مکانیکی-حرارتی در OpenSees [۱۳]

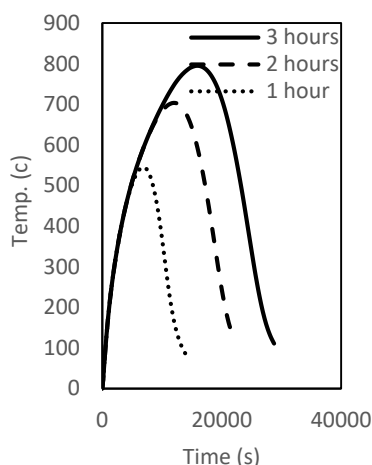


شکل ۷: الف) مدل اجزای محدودی قاب بتن آرمه ب) منحنی رفتاری مصالح ModIMKPeakOriented [۱۳]

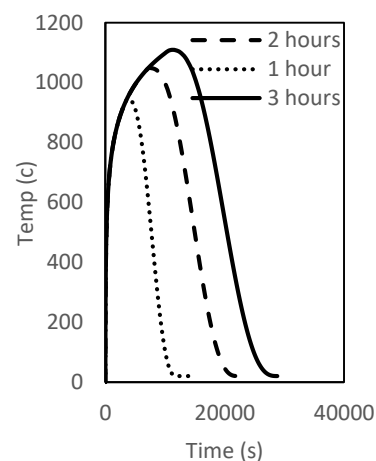
نرم افزار OpenSees به صورت ویژه تحلیل انتقال حرارت در مقطع را انجام نمی دهد. از این روی هر مقطع با خواص مکانیکی حرارتی به ۹ قسمت تقسیم شده است و به هر قسمت یک منحنی-دما-زمان اختصاص داده شده است. برای انجام تحلیل انتقال حرارت از مدل مرادی [۱۳] که در نرم افزار Abaqus مدل سازی گردیده، استفاده شده است. مقاطع بتی در این نرم افزار با توجه به مشخصات حرارتی آرایه شده در بخش ۲-۲ مدل سازی و در معرض بارهای انتقال حرارت قرار گرفته اند. در شکل ۸ منحنی های دما-زمان استخراج شده از آرماتورهای پایین، بتن در پایین ترین مقطع و بتن در مرکز مقطع نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود هم فاز گرم شوندگی و هم سرد شوندگی در این منحنی ها لحاظ شده است. این منحنی های دما-زمان برای ۹ عمق از هر مقطع استخراج شده و به عنوان منحنی های دما-زمان و بار حرارتی ناشی از آتش سوزی در مدل اجزای محدودی ساخته شده در OpenSees وارد شده اند.



(پ)



(ب)

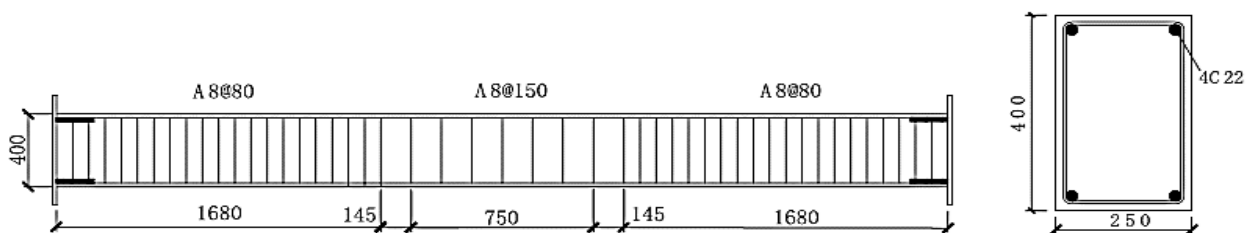


(الف)

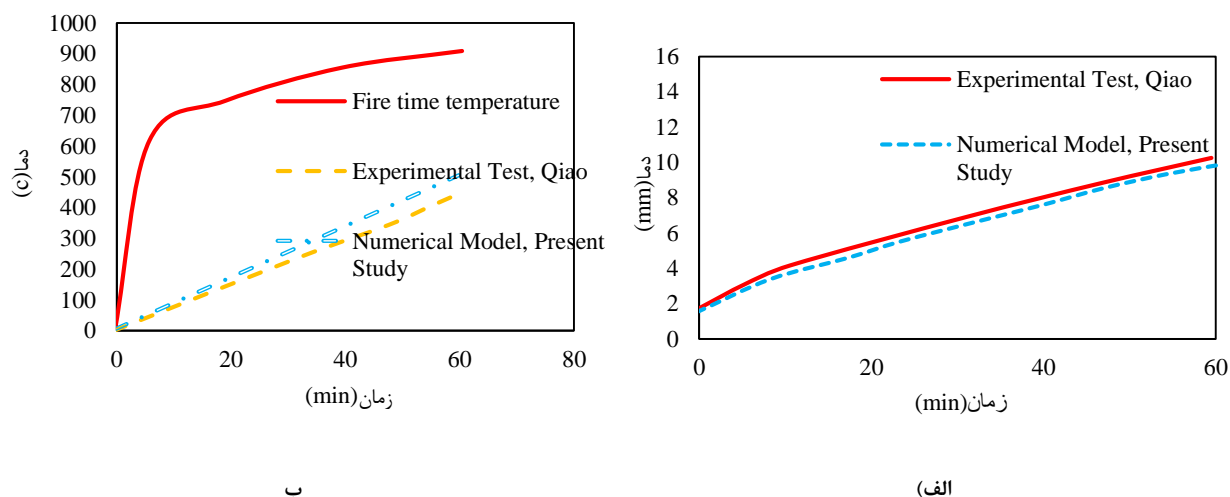
شکل ۸: مدل اجزای محدود ساخته شده در Abaqus برای تحلیل انتقال حرارت در یک مقطع تیر بتن آرمه الف) آرماتور پایین تیر (ب) پایین ترین بتن عمق مقطع پ) بتن در مرکز مقطع

۳-۳- اعتبار سنجی نتایج

برای ارزیابی صحت نتایج در این تحقیق از پژوهش Qiao استفاده شده است [۳۴]. او یک تیر بتن آرمه را به صورت آزمایشگاهی تحت بار حرارتی قرار داده و نحوه پاسخ تیر و انتقال حرارتی را ارزیابی کرده است. مقاومت فشاری بتن برابر با ۴۹ MPa و تنش تسلیم آرماتور نیز ۳۵۷ MPa در نظر گرفته شده است. بار قائم بر تیر نیز ۷۹ KN محاسبه شده است. همان‌طور که در شکل ۹ نشان داده شده است، این تیر بتن آرمه تحت بار حرارتی قرار گرفته و با استفاده از سنسورهای حرارتی، دما در ارتفاع‌های مختلف مقطع و همچنین تغییر مکان‌های ایجاد شده در آن ارایه شده است. تحقیق حاضر در دو وجه قابل صحت سنجی است. نخست نحوه مدلسازی برای انتقال حرارت که در نرم‌افزار Abaqus انجام شده است و دوم نحوه ی مدلسازی مکانیکی حرارتی که در نرم افزار OpenSees انجام شده است. در گام نخست مقطع تیر در نرم افزار Abaqus بر اساس مشخصات صرفاً حرارتی مدلسازی شده است، بار آتش موجود در تحقیق Qiao به آن اعمال شده و منحنی‌های دما-زمان در نقاط مختلف مقطع از آن خروجی گرفته شده است که در شکل ۱۰-ب ارایه شده است. سپس بر اساس منحنی دما-زمان موجود یک مدل عددی با خواص مکانیکی-حرارتی در نرم افزار OpenSees ایجاد شده است و بر اساس شکل ۱۰-ب تحت بار حرارتی قرار گرفته است، تغییر مکان قائم تیر تحت بارهای مرده و حرارتی اندازه گیری شده و با مدل Qiao تطبیق داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که انطباق مناسبی بین مدل عددی تحقیق حاضر و مدل آزمایشگاهی Qiao وجود دارد. به عنوان مثال در زمان ۵۰ دقیقه بعد از اعمال آتش، مدل آزمایشگاهی Qiao مقدار حرارت ۳۴۴ درجه سانتی گراد را تحمل کرده است در صورتی که در مدل عددی تحقیق حاضر این مقدار برابر با ۳۵۹ درجه سانتی‌گراد بوده است. همچنین مقدار تغییر مکان در مدل آزمایشگاهی Qiao پس از اعمال ۵۰ دقیقه بار آتش در حدود ۱۱ میلیمتر بوده است که در مدل عددی تحقیق حاضر این مقدار در حدود ۱۰ میلیمتر محاسبه شده است.



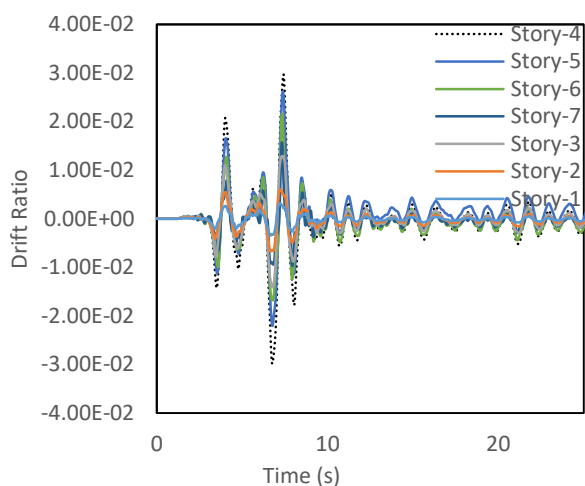
شکل ۹: مدل آزمایشگاهی Qiao [۳۴]



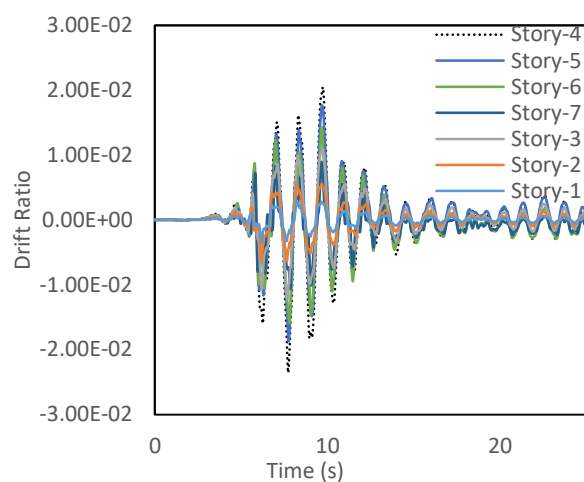
شکل ۱۰: مقایسه مدل اجزای محدودی تحقیق حاضر با نتایج Qiao (الف) منحنی‌های انتقال حرارت قسمت تحتانی تیر (ب) منحنی‌های پاسخ تیر تحت بار آتش

۴- ارزیابی پاسخ سازه تحت بار مکانیکی - حرارتی

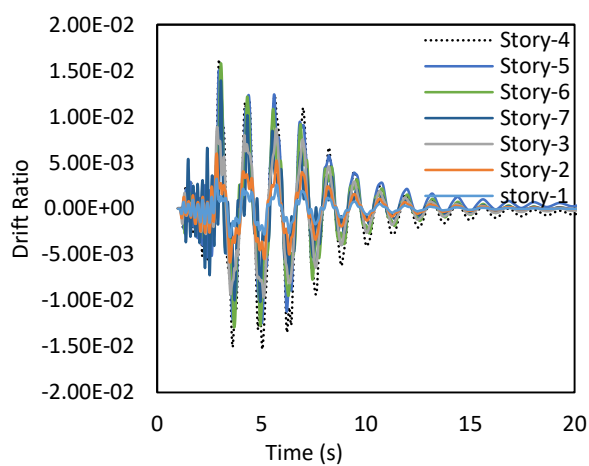
پس از مدل‌سازی و بررسی صحت نتایج و پیش از بررسی حساسیت قاب شده تحت سناریوی زلزله بعد از آتش‌سوزی، پاسخ سازه تحت بار آتش‌سوزی و زلزله به صورت مجزا و پشت سر هم بررسی شده است. از آنجای که حالت‌های مختلفی برای سناریوسازی وجود دارد، در این تحقیق فرض شده است پیش از وقوع زلزله، سازه یک آتش‌سوزی را در یکی از طبقات خود تجربه کرده است. به منظور این که پاسخ دینامیکی سازه بیشتر متأثر از آتش‌سوزی قرار گیرد فرض شده است آتش‌سوزی در طبقه‌ای رخ داده است که بیشترین پاسخ دینامیکی در آن طبقه رخ داده است. به منظور مشخص شدن طبقه‌ی بحرانی ابتدا قاب تحت رکوردهای معرفی شده در جدول ۳ به صورت غیرخطی تحلیل شده و بیشینه دررفت سازه تحت این رکوردها محاسبه شده است. در شکل ۱۱ منحنی تاریخچه‌زمانی دررفت طبقات تحت قابی که در معرض بار آتش قرار نداشته است تحت رکوردهای زلزله آرایه شده است. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل سازه در هر هفت زلزله در طبقه چهارم خود بیشترین دررفت را داشته است بنابراین طبقه چهارم به عنوان طبقه بحرانی در نظر گرفته شده و بار آتش به این طبقه اعمال شده است.



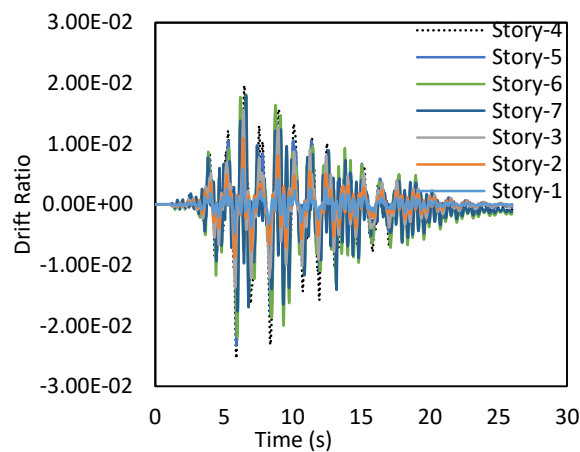
(ب)



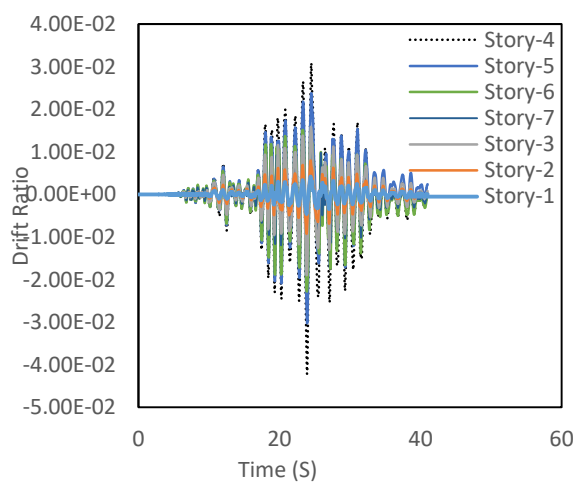
(الف)



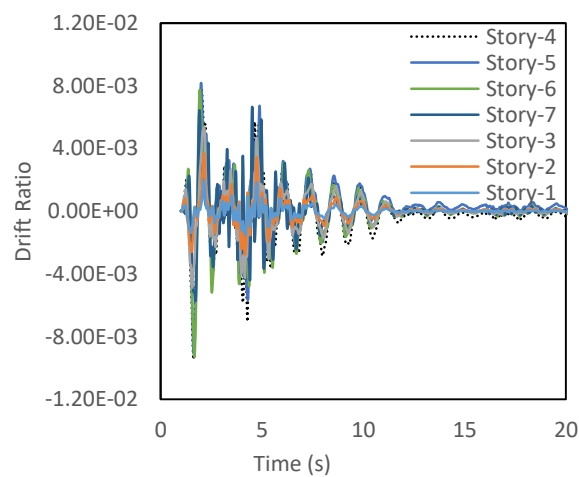
(د)



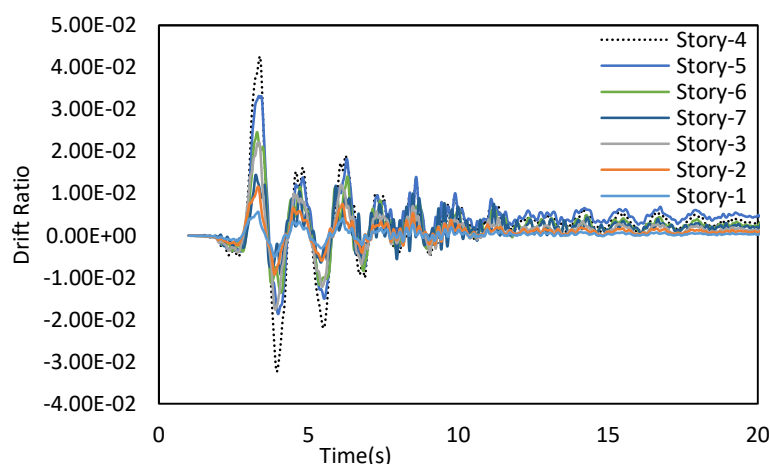
(ج)



(و)



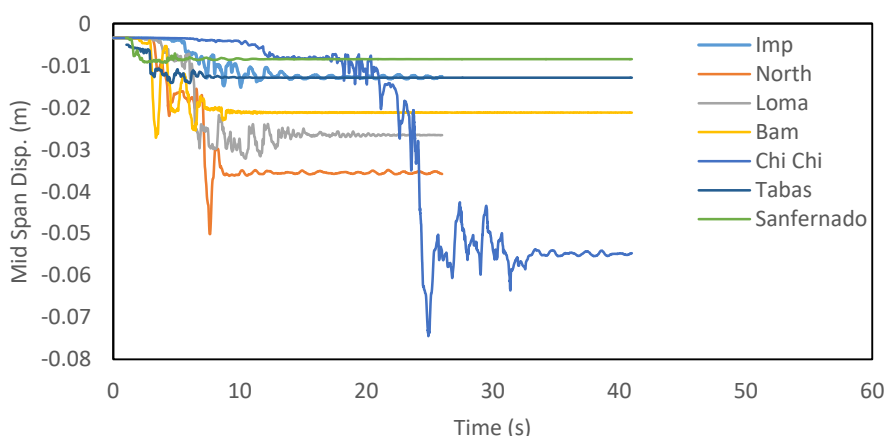
(ه)



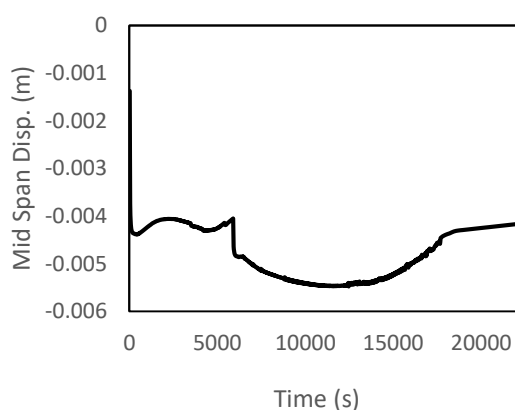
(خ)

شکل ۱۱: منحنی تاریخچه زمانی در یفت طبقات تحت زلزله‌ی الف) ایمپریال ب) نورتریج ج) لوما د) طبس ه) سنفرنادو و) چی چی خ) بم

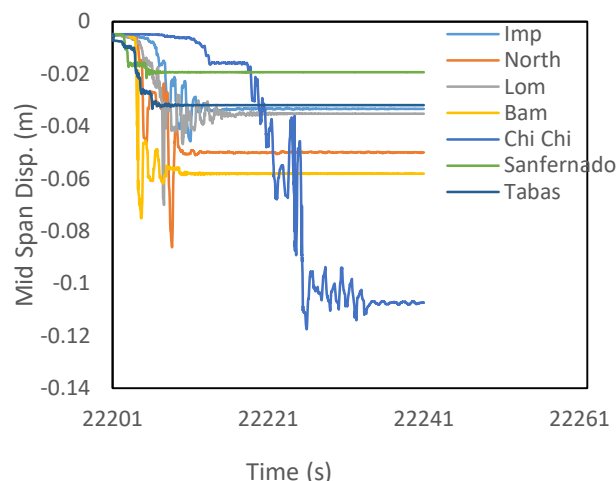
همان‌طور که قبلاً ذکر گردید نرم‌افزار OpenSees در تحلیل انتقال حرارت فاقد کارایی مناسب است بنابراین نیاز است تا یک تحلیل انتقال حرارت دقیق صورت گیرد تا مشخص شود فایبرهای مختلف مقاطع تحت بار آتش دارای چه میزان دما در هر لحظه هستند. تحلیل انتقال حرارت در نرم‌افزار Abaqus انجام شده است. منحنی‌های دما-زمان مورد نیاز آن استخراج شده و در تحلیل مکانیکی حرارتی در نرم‌افزار OpenSees بکار گرفته شده است. این روند برای تمامی تیرها و ستون‌های طبقه چهارم انجام شده است و تمامی این اعضا تحت اثر توام حرارت و زلزله قرار گرفته‌اند. پس از تعیین طبقه‌ی بحرانی ابتدا بار آتش به سازه اعمال و پس از مرحله سرد شونده‌گی و ایجاد یک وقفه زمانی، بار زلزله به سازه اعمال شده است. در ابتدا رفتار سازه تحت بار آتش تنها بررسی شده است. در شکل ۱۲-ب منحنی تاریخچه‌زمانی جابجایی قائم وسط تیر در دهانه آتش‌سوزی تحت بار آتش دو ساعته نشان داده شده است. بر اساس این شکل ابتدا با اعمال بار ثقیلی سازه در جابجایی قائم وسط تیر به حدود سه میلیمتر می‌رسد. پس از آن با اعمال بار حرارتی تغییراتی در این جابجایی اتفاق می‌افتد. به طوری که در مدت زمان ۷۲۰۰ ثانیه (دو ساعت) جابجایی قائم وسط دهانه به حدود ۵ میلیمتر می‌رسد. پس از آن با وجود وارد شدن بار حرارتی به فاز سرد شونده‌گی تا مدت حدود ۱۲۰۰۰ ثانیه، روند تغییرات جابجایی قائم وسط تیر همچنان افزایشی و رو به پایین است. پس از آن جابجایی کم شده تا در زمان ۱۷۰۰۰ ثانیه به مقدار پایداری یعنی ۴/۲ میلیمتر می‌رسد.



(الف)



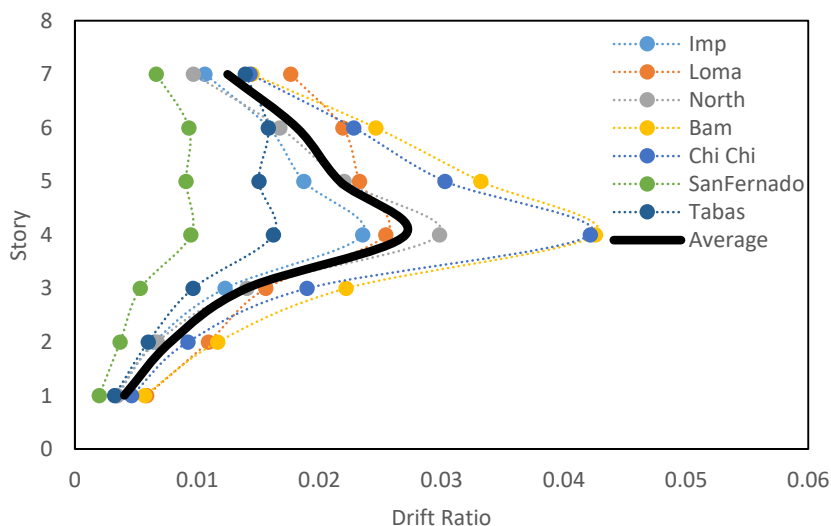
(ب)



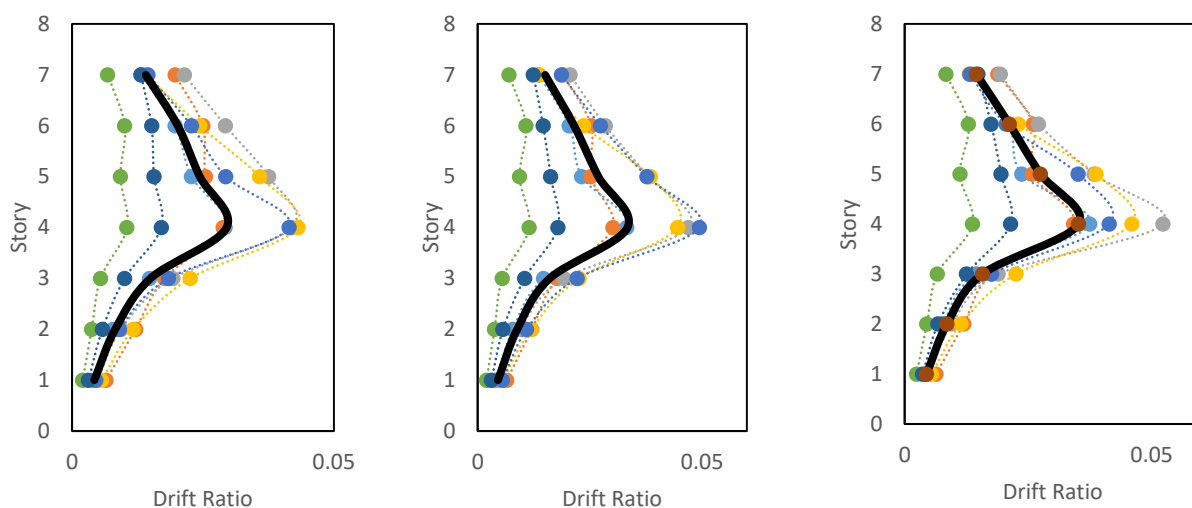
(ج)

شکل ۱۲: منحنی تاریخچه زمانی جابجایی قائم وسط دهانه الف) تحت بار لرزه‌ای تنها ب) تحت بار آتش تنها به مدت دو ساعت ج) زلزله بعد از آتش‌سوزی

در شکل‌های ۱۲-الف و ۱۲-ج منحنی‌های تاریخچه زمانی جابجایی قائم وسط دهانه در دو حالت بدون آتش‌سوزی و با آتش‌سوزی نشان داده شده است. بر اساس این شکل سازه در حالتی که در معرض بار آتش پیش از زلزله قرار نداشته است در رکوردهای ایمپریال ولی، نورتریج و لوما به ترتیب ماکزیمم جابجایی قائم ۱/۵، ۳/۲ و ۵ سانتی‌متر را تجربه کرده است. همین جابجایی وقتی سازه در معرض بار حرارتی بوده است به ترتیب به ۴، ۶/۹ و ۸/۶ سانتی‌متر رسیده است. نتایج نشان می‌دهد اعمال بار حرارتی پیش از بار لرزه‌ای پاسخی کاملاً متفاوت از حالتی که سازه در معرض بار زلزله تنها قرار دارد بدست می‌دهد. این مقادیر نشان می‌دهد اعمال بار حرارتی باعث می‌شود پاسخ سازه در قالب جابجایی وسط دهانه افزایش یابد. در شکل ۱۳ منحنی‌های ماکزیمم دریفت طبقات برای سازه در حالت‌های مختلف بارگذاری مکانیکی-حرارتی ارائه شده است.



(الف)



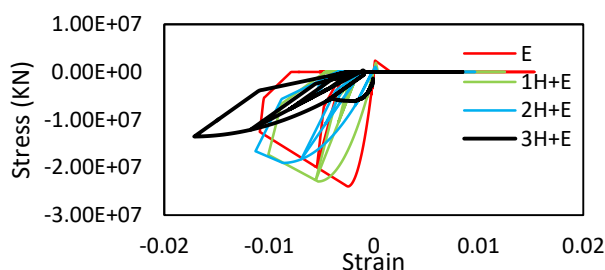
(ب)

(ج)

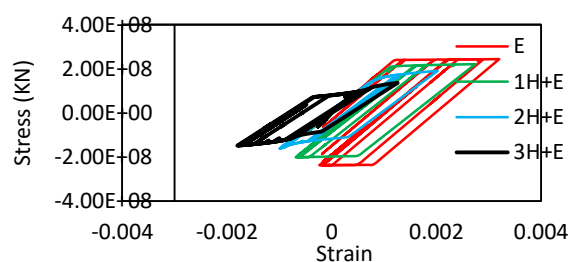
(د)

شکل ۱۳: مقادیر ماکزیمم دررفت طبقات در سناریوی الف) بدون آتش سوزی ب) یک ساعت آتش و زلزله ج) دو ساعت آتش و زلزله د) سه ساعت آتش و زلزله

بر اساس شکل ۱۳ اعمال بار حرارتی باعث افزایش دررفت طبقات می شود. این افزایش نسبت مستقیم با افزایش زمان آتش سوزی دارد. از نظر محل افزایش دررفت، افزایش دررفت در همان طبقه بحرانی (طبقه چهارم) اتفاق می افتد. اعمال بار حرارتی یک، دو و سه ساعته به سازه در رکورد زلزله نورتریج باعث افزایش ۳۲، ۴۸ و ۶۳ درصدی ماکزیمم دررفت طبقه بحرانی شده است. این مقادیر برای رکورد زلزله لوما به ترتیب ۱۲، ۲۰ و ۳۶ درصد و برای رکورد زلزله ایمرپریال ولی به ترتیب برابر با ۲۱، ۳۹ و ۵۵ درصد و برای رکورد زلزله بم برابر با ۲، ۵ و ۹ درصد و برای رکورد زلزله چی چی برابر با ۳، ۱۸ و ۲۴ درصد و برای رکورد زلزله سنفرنادو به برابر با ۱۰، ۲۱ و ۴۵ درصد و برای رکورد زلزله طیس برابر با ۵، ۱۰ و ۳۲ درصد محاسبه شده است. از نظر عددی مقدار میانگین دررفت طبقه بحرانی برای هفت رکورد بیان شده، برای حالت های بدون آتش سوزی، یک ساعت آتش سوزی، دو ساعت آتش سوزی و سه ساعت آتش سوزی به ترتیب برابر با ۰/۰۲۷، ۰/۰۲۹، ۰/۰۳۳ و ۰/۰۳۶ می باشد. برای ارزیابی دلیل افزایش دررفت منحنی های هیستریزس دو فایبر بتن و آرماتور در المان تیر در معرض بار آتش بررسی شده است. در شکل ۱۴ منحنی هیستریزس دو فایبر مصالح فولادی و بتنی در معرض آتش و زلزله نشان داده شده است. در این شکل و شکل های بعدی IH+E نشان دهنده ی یک ساعت آتش سوزی پیش از زلزله است. فایبر مصالح بتنی برای پایین ترین قسمت تیر است که در معرض آتش قرار گرفته و فایبر مصالح فولادی نیز برای آرماتور پایین تیر است که نزدیک ترین موقعیت را به مرز آتش و بتن دارد. بر اساس این شکل هرچه مدت زمانی که مصالح در معرض آتش قرار می گیرد بیشتر باشد، هم میزان مقاومت مصالح کاهش می یابد و هم تغییر شکل های آن کاهش می یابد. در واقع افزایش حرارت و سپس سرد شوندگی مصالح باعث می شود تا مصالح ضمن کاهش مقاوت رفتار ترد تری از خود بروز دهد. طبیعتاً این کاهش مقاومت باعث می شود رفتار لرزه ای سازه ای که در معرض بار آتش قرار دارد متفاوت از رفتار لرزه ای سازه ای است که فقط تحت بار لرزه ای قرار گرفته است.



(الف)



(ب)

شکل ۱۴: منحنی هیستریزیس مصالح فولادی و بتنی تیر در معرض بار آتش و زلزله (الف) بتن (ب) آرماتور

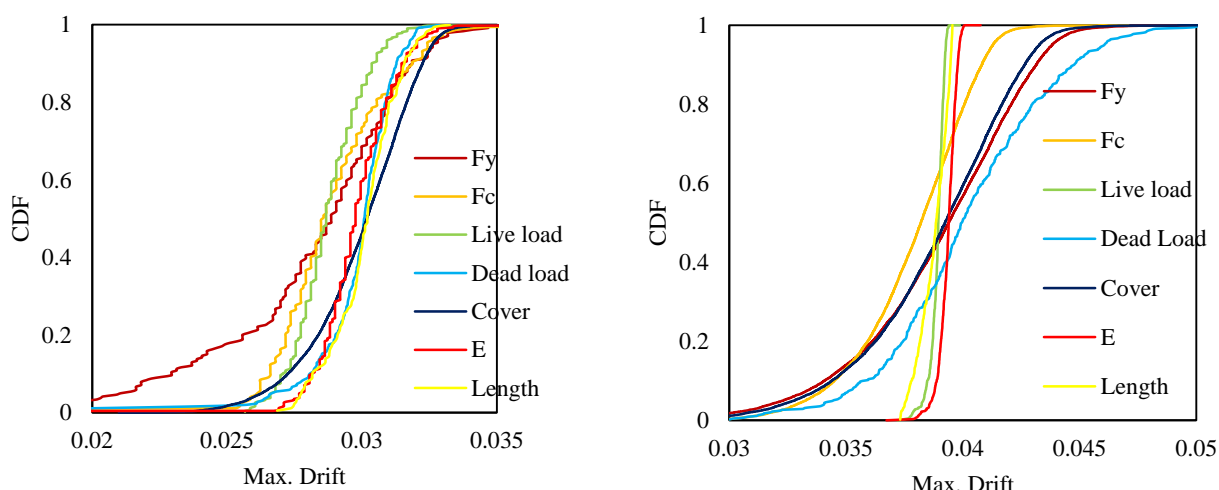
همانطور که نتایج تحلیل نشان داده است اعمال بار آتش به طبقه چهارم سازه باعث افزایش پاسخ دینامیکی سازه و بیشتر شدن مقادیر جابجایی قائم وسط تیر و دریفت شده است. اما هدف اصلی این تحقیق ارزیابی حساسیت پاسخ سازه نسبت به متغیرهای تصادفی است. در بخش بعدی به این موضوع پرداخته شده است.

۵- تحلیل حساسیت

در این بخش با استفاده از روش‌های تحلیل دیاگرام تورنادو و شبیه‌سازی مونت کارلو حساسیت مقادیر دریفت طبقه بحرانی نسبت به متغیرهای تصادفی بررسی شده است. این بخش نشان خواهد داد تغییرات هر یک از متغیرهای تصادفی چه تاثیری بر میزان ماکزیمم دریفت سازه خواهد داشت. در ابتدا با استفاده از روش مونت کارلو منحنی‌های تابع توزیع تجمعی مقادیر ماکزیمم دریفت سازه در رکورد زلزله نورتریج در چهار حالت بدون اعمال آتش‌سوزی، زلزله بعد از یک ساعت آتش‌سوزی، زلزله بعد از دو ساعت آتش‌سوزی و زلزله بعد از سه ساعت آتش‌سوزی بررسی شده است. در شکل ۱۵ این منحنی‌ها ارائه شده است. منحنی‌های تابع توزیع تجمعی^۹ مقادیر ماکزیمم دریفت طبقات در سناریوهای مختلف بار لرزه‌ای و حرارتی، احتمال اینکه مقادیر دریفت از یک مقدار خاص کمتر باشد را نشان می‌دهد. بر اساس نتایج تحلیل، در هر سناریو منحنی‌های تابع توزیع تجمعی حول یک مقدار خاصی تغییر می‌کنند. این مقدار مربوط به احتمال ۵۰٪ است که به مقدار دریفت در حالت تحلیل تعیینی که در بخش قبلی نتایج آن ارائه شده است نزدیک است. برای استخراج هر یک از منحنی‌های توزیع تجمعی احتمالاتی حداقل دو هزار تحلیل مکانیکی حرارتی انجام شده است. ضریب کوواریانس^{۱۰} بر اساس مرجع [۱۶] برابر با ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است تا با رسیدن به این مقدار تحلیل احتمالاتی به همگرایی برسد. کاربرد منحنی‌های تابع توزیع تجمعی حاصل از تحلیل مونت کارلو در تحلیل حساسیت به این گونه است که ابتدا تمامی متغیرهای تصادفی مقدار میانگین خود ثابت باقی می‌مانند. سپس یکی از این متغیرها که قرار است حساسیت‌زایی آن بررسی شود انتخاب و مقادیر متناظر با توزیع آن به صورت یک فضای نمونه‌ای تعیین می‌شود. سپس با در نظر گرفتن این فضای نمونه‌ای یک تحلیل مونت کارلو انجام می‌شود. خروجی تحلیل مونت کارلو به صورت منحنی‌های تابع توزیع تجمعی نشان از میزان حساسیت‌زایی آن متغیر دارد. هرچه پهنای منحنی تابع توزیع تجمعی بیشتر باشد، حساسیت پاسخ سازه نسبت به متغیر تصادفی بیشتر خواهد بود. به عنوان مثال در زلزله‌ی بدون آتش‌سوزی تنش تسلیم آرماتورها بیشترین تاثیر را بر روی دریفت سازه دارد چرا که پهنای آن از سایر منحنی‌ها بیشتر است. در تمامی حالات پهنای منحنی‌های مدول الاستیسیته، طول دهانه و بار زنده از سایر متغیرها کمتر است بنابراین این متغیرها کمترین حساسیت‌زایی را در این سناریو از خود نشان داده‌اند. در حالت اعمال رکورد زلزله نورتریج بعد از یک ساعت آتش‌سوزی (شکل ۱۴-ب) بار مرده بیشترین پهنای و حساسیت‌زایی را نسبت به سایر متغیرها داشته است. بیشترین حساسیت‌زایی در حالت دو ساعت آتش‌سوزی قبل از اعمال رکورد زلزله نورتریج مربوط به ابعاد پوشش آرماتورها است. در سناریوی اعمال رکورد زلزله نورتریج بعد از سه ساعت آتش‌سوزی نیز تنش تسلیم آرماتورها بیشترین میزان حساسیت‌زایی را داشته‌اند.

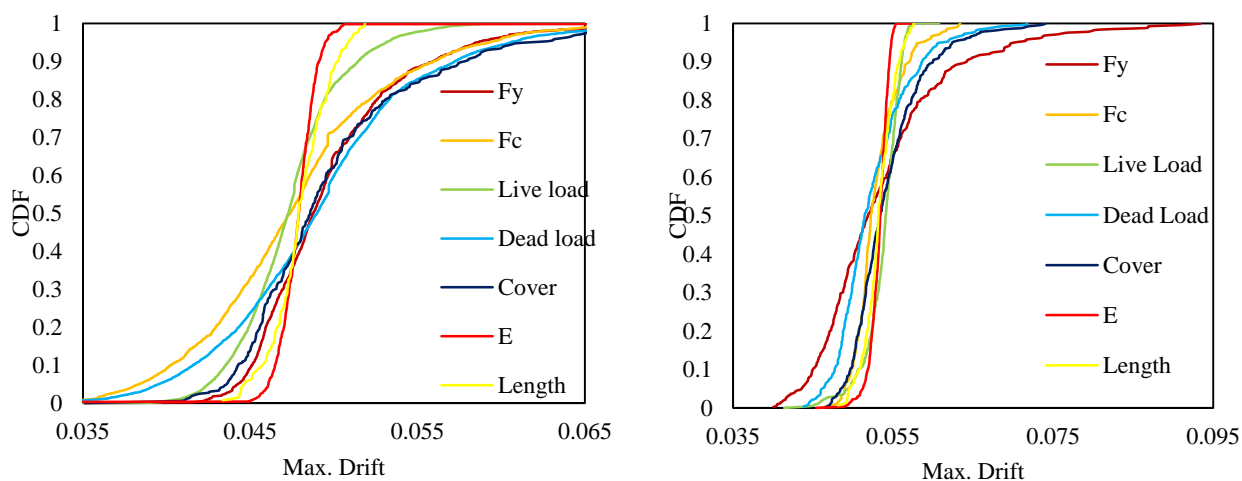
⁹ Cumulative Distribution Function (CDF)

¹⁰ Covariance



(الف)

(ب)



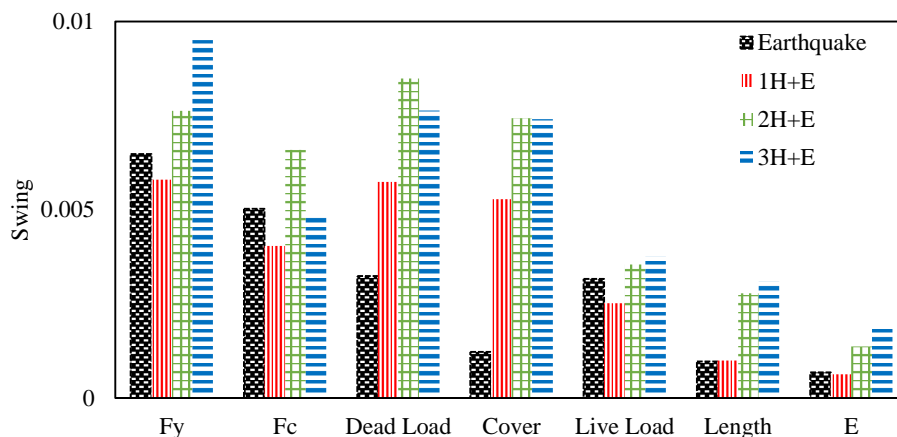
(ج)

(د)

شکل ۱۵: نتایج حاصل از تحلیل مونت کارلو (الف) بدون اعمال بار حرارتی (ب) بار لرزه‌ای بعد از یک ساعت بار آتش (ج) بار لرزه‌ای بعد از دو ساعت بار آتش (د) بار لرزه‌ای بعد از سه ساعت بار آتش

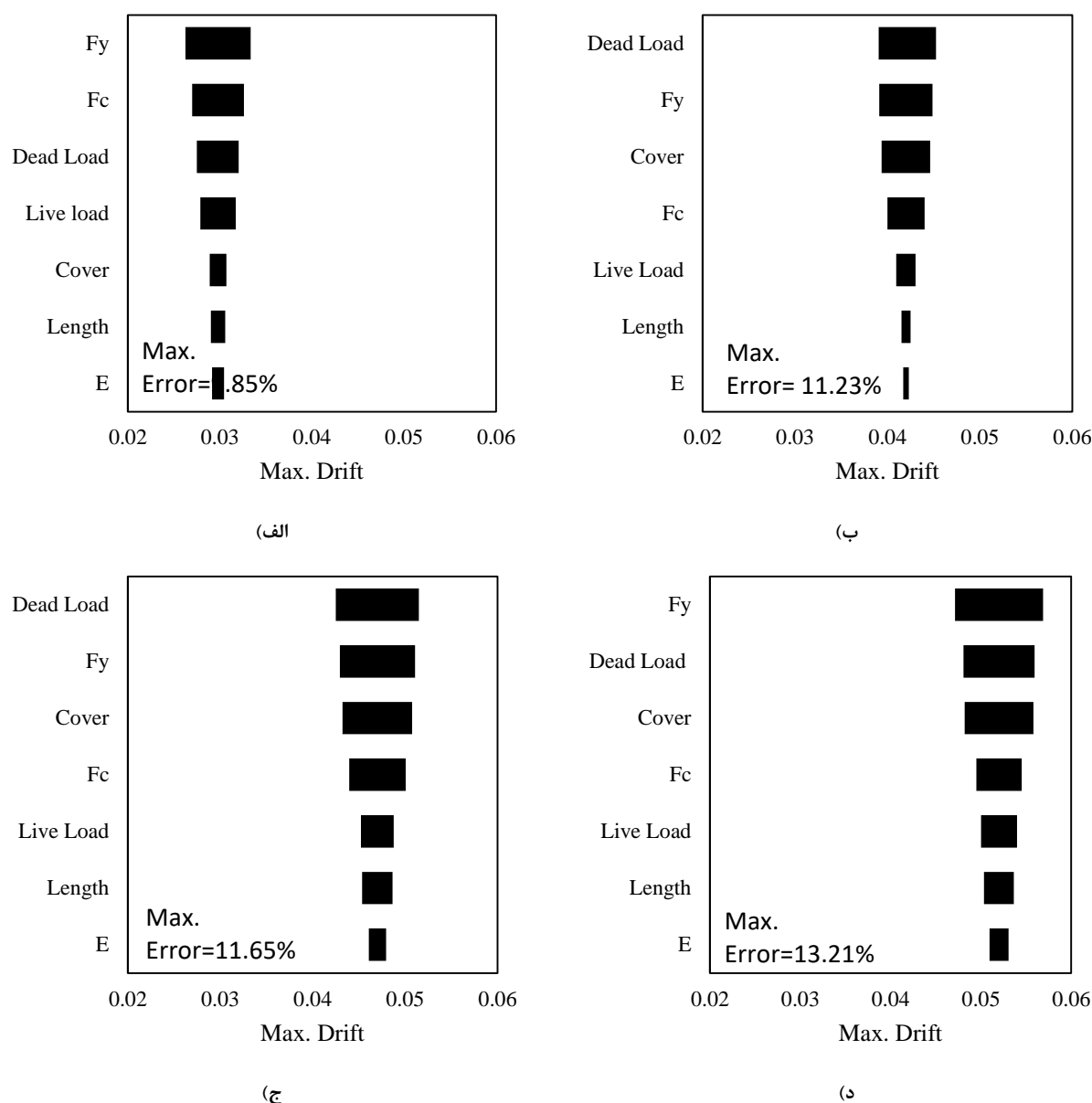
بهره بردن از منحنی‌های تابع توزیع تجمعی برای ارزیابی حساسیت متغیرهای تصادفی کمی دشوار است به همین دلیل در مراجع مختلف از مقدار دو انحراف معیار (فاصله‌ی بین میانگین بعلاوه انحراف معیار تا میانگین منهای انحراف معیار) نتایج به عنوان نوسانات پاسخ برای این منظور استفاده شده است. در شکل ۱۶ نوسانات پاسخ‌های سازه برای هر متغیر تصادفی در هر سناریوی بارگذاری مربوط به رکورد زلزله نورتریج ارائه شده است. بر اساس این شکل بیشترین مقدار نوسان در کل تحلیل‌های انجام شده مربوط به متغیر تنش تسلیم در سناریوی اعمال رکورد زلزله نورتریج بعد از سه ساعت بارگذاری حرارتی است. نتایج نشان می‌دهد متغیرهای تصادفی در شرایط مختلف بارگذاری مقادیر مختلفی از نوسانات را ارائه می‌دهند. اما به طور کلی با افزایش زمان اعمال بار حرارتی، حساسیت‌زایی متغیرهای تصادفی بر روی دررفت سازه افزایش می‌یابد. همچنین در سناریوهای مختلف بارگذاری، ممکن است یک متغیر تصادفی تاثیر بیشتری بر روی دررفت سازه داشته باشد و در سناریوی دیگر پارامتر دیگری بیشترین تاثیر را داشته باشد. به عنوان مثال در اعمال رکورد زلزله بدون اعمال بار حرارتی تنش تسلیم بیشترین حساسیت‌زایی را ایجاد کرده است. در حالت اعمال بار لرزه‌ای بعد از یک ساعت آتش‌سوزی بار مرده بیشترین حساسیت‌زایی، در حالت بار لرزه‌ای بعد از دو ساعت آتش‌سوزی بار مرده و در حالت زلزله بعد از سه ساعت آتش‌سوزی تنش تسلیم بیشترین حساسیت‌زایی را داشته‌اند. به طور کلی سه پارامتر تنش تسلیم، بار مرده و مقاومت بتن بیشترین حساسیت‌زایی را داشته‌اند. مقدار

پوشش بتن هم به دلیل نقش عایقی که برای آرماتورها بازی می‌کند حساسیت‌زایی نسبتاً زیادی را در این سناریو ایجاد کرده است. در شکل ۱۶ عدد نشان دهنده‌ی زمان اعمال بار حرارتی، H نشان دهنده‌ی حرارت و E نشان دهنده‌ی بار لرزه‌ای بعد از آن مدت بار حرارتی است.



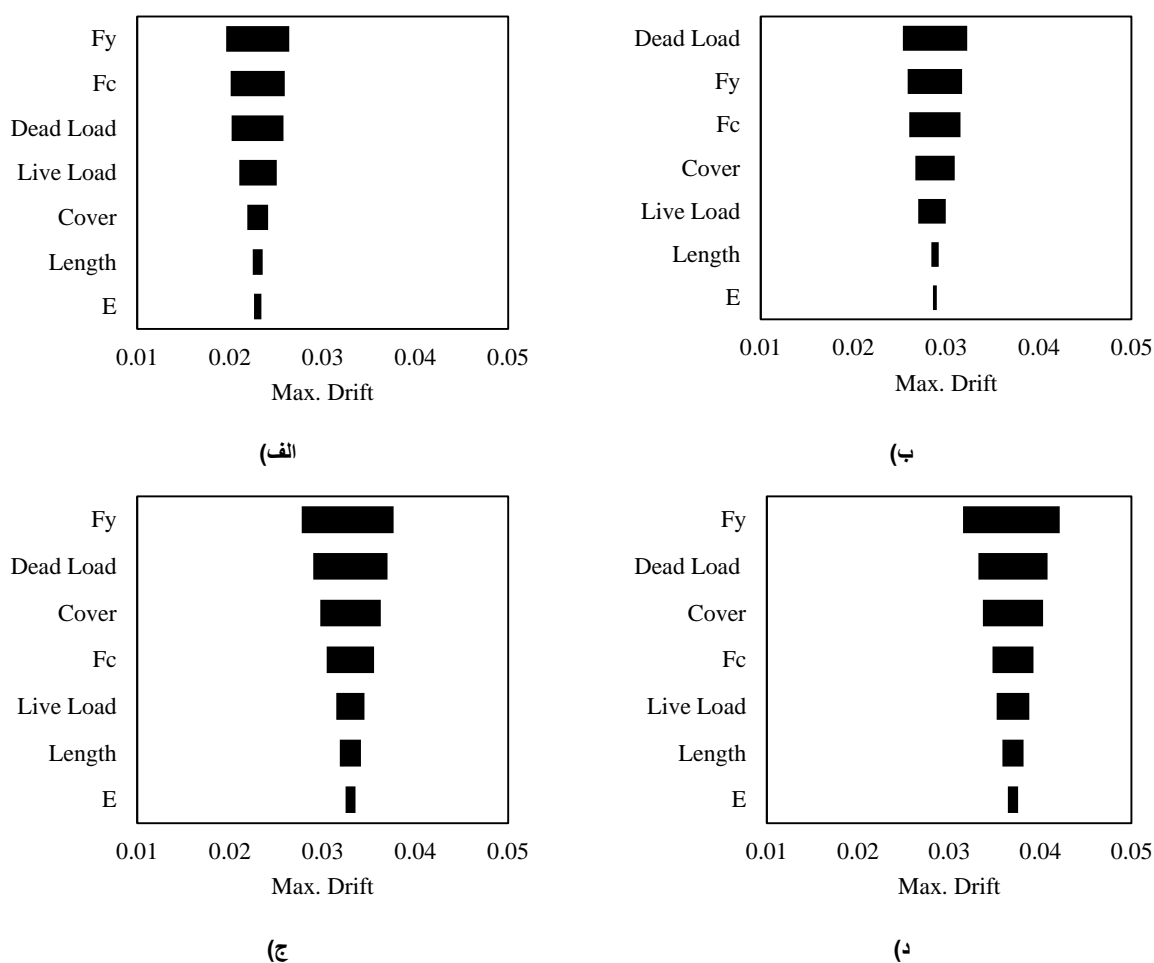
شکل ۱۶: نوسانات حاصل از تحلیل مونت کارلو بر اساس پاسخ زلزله نورتریج

از آنجای که تحلیل لرزه‌ای بعد از اعمال بار حرارتی، تحلیلی زمانبر است شبیه‌سازی مونت کارلو نیز طبیعتاً بسیار زمانبر خواهد بود. بنابراین نیاز است تا برای انجام تحلیل حساسیت از یک روش غیر زمان بر با دقت کافی استفاده شود. در این تحقیق از روش دیاگرام تورنادو برای رسیدن به این هدف استفاده شده است. در گام بعدی سعی شده است تا با استفاده از روش دیاگرام تورنادو حساسیت دریافت نسبت به متغیرهای تصادفی در سناریوی اعمال بار لرزه‌ای نورتریج بعد از حالت‌های مختلف آتش‌سوزی بررسی شود. در شکل ۱۷ دیاگرام تورنادوی مربوط به این حالت ارائه شده است. در دیاگرام تورنادو پارامتری که بیشترین حساسیت‌زایی را ایجاد کرده است در بالا و به ترتیب کمترین حساسیت در زیر آن قرار می‌گیرد. بازه نشان داده شده در دیاگرام تورنادو مربوط به فاصله‌ی بین مقدار میانگین منهای انحراف معیار تا میانگین بعلاوه انحراف معیار ماکزیمم دریافت سازه در طی رکورد نورتریج است. به عبارت دیگر این خطوط افقی نشان دهنده نوسانات دریافت در اثر تغییر هر یک از متغیرهای تصادفی هستند. عدد نوشته شده در داخل شکل‌ها بیشترین خطای مربوط به تحلیل دیاگرام تورنادو را نسبت به نتایج شبیه‌سازی مونت کارلو را نشان می‌دهد. مقایسه نتایج تحلیل حساسیت به روش مونت کارلو و دیاگرام تورنادو نشان می‌دهد که روند تاثیر متغیرهای تصادفی بر تغییرات ماکزیمم دریافت سازه در دو روش تقریباً مشابه است. با این حال روش تورنادو حداکثر خطاهای ۹/۸ تا ۱۳/۲ درصدی را نسبت به روش مونت کارلو ایجاد کرده است که در تحلیل حساسیت خطاهای معقولی هستند. نتایج تحلیل دیاگرام تورنادو نشان می‌دهد با افزایش مدت زمان اعمال بار حرارتی حساسیت‌زایی متغیرهای تصادفی بر روی ماکزیمم دریافت سازه افزایش می‌یابد. این افزایش از پهنای خطوط مربوط به نوسانات دریافت کاملاً مشخص است.



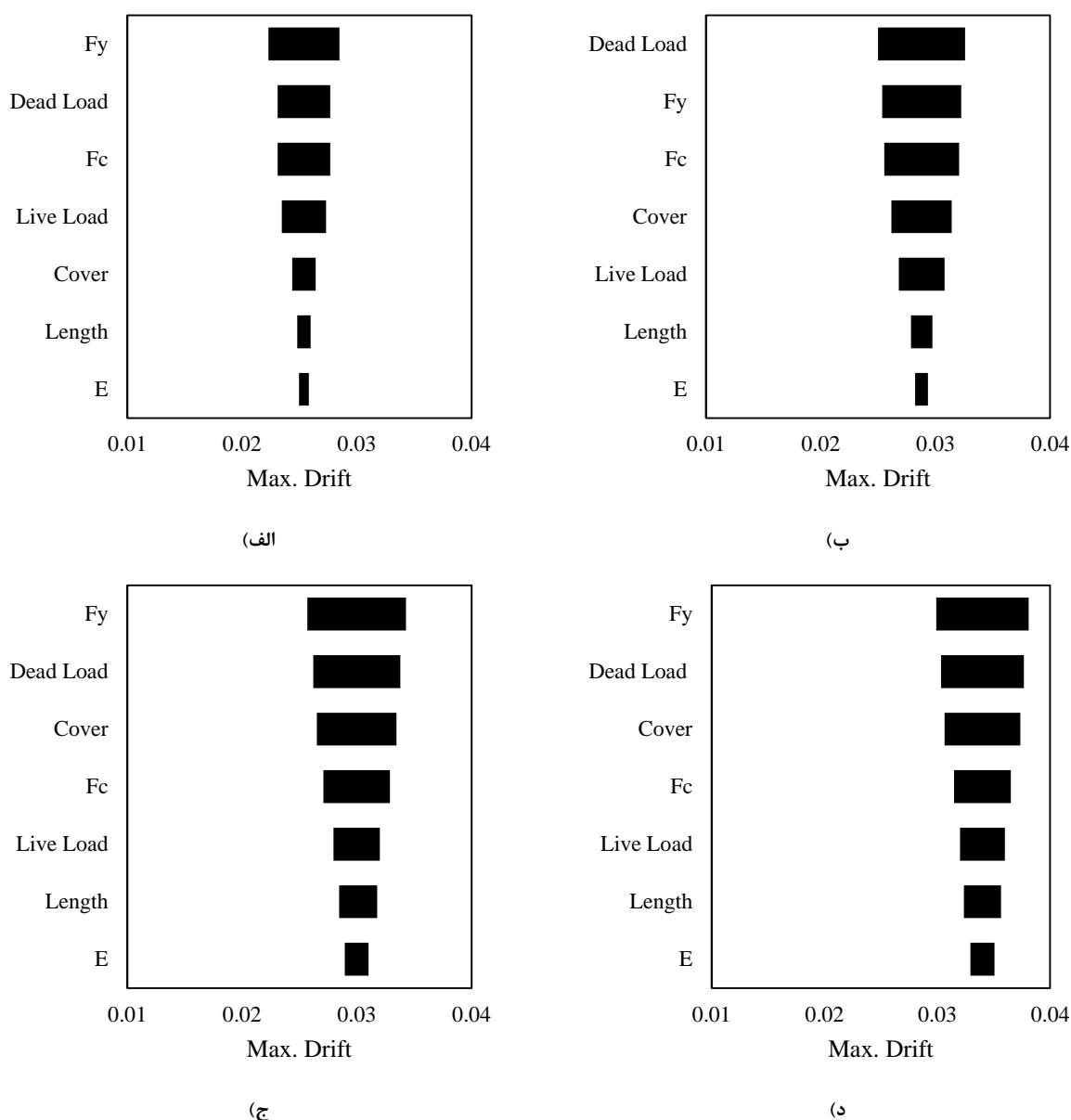
شکل ۱۷: دیاگرام تورنادو مربوط به دریفت در زلزله نورتریج در حالت‌های مختلف تحلیل مکانیکی حرارتی (الف) بدون بار حرارتی (ب) یک ساعت بار حرارتی (ج) دو ساعت بار حرارتی (د) سه ساعت بار حرارتی

از آنجای که روش دیاگرام تورنادو نتایج معقول با خطای کمی را ارائه داده است، تحلیل حساسیت برای حالت‌های مختلف بارگذاری صرفاً توسط روش دیاگرام تورنادو صورت گرفته است. در شکل ۱۸ نتایج مربوط به تحلیل حساسیت به روش دیاگرام تورنادو برای سناریوی اعمال بار حرارتی پیش از رکورد زلزله ایمپریال ولی ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد تغییر بار لرزه‌ای از رکورد زلزله نورتریج به ایمپریال ولی تغییراتی را بر روی منحنی‌های دیاگرام تورنادو علاوه بر مقدار نوسانات ایجاد کرده است. به عنوان مثال در حالت مربوط به اعمال بار حرارتی به مدت یک ساعت، جای پوشش بتن و مقاومت بتن در منحنی‌ها عوض شده است. و یا در حالت مربوط به اعمال دو ساعت بار حرارتی جای تنش تسلیم و بار مرده نسبت به اعمال رکورد زلزله نورتریج تغییر کرده است. نتایج نشان داده است در مقایسه‌ی بین رکورد زلزله نورتریج و ایمپریال ولی، ماکزیمم دریفت طبقات در طی رکورد زلزله ایمپریال ولی حساسیت بیشتری را نسبت به تنش تسلیم آرماتورها تجربه کرده‌اند. و این حساسیت‌زایی مربوط به تنش تسلیم آرماتور در حالت‌های آتش سوزی دو و سه ساعته بیشتری از حالت‌های بدون آتش و آتش یک ساعته بوده است.



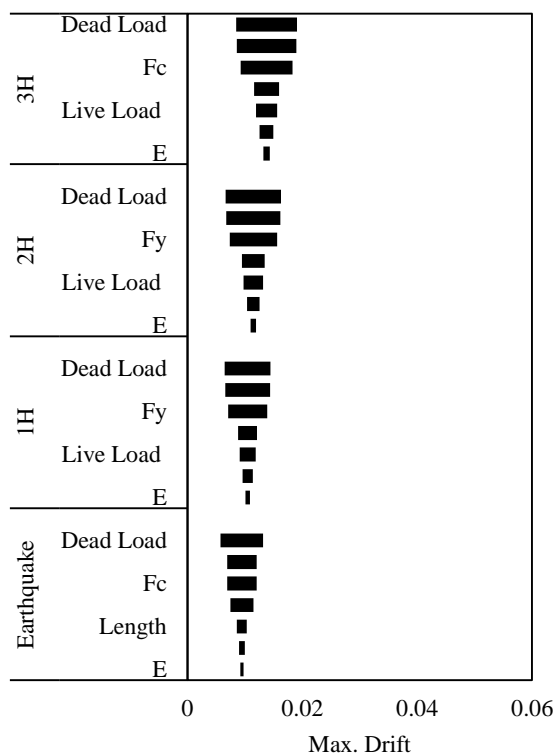
شکل ۱۸: دیاگرام تورنادو مربوط به دریفت در زلزله ایمپریال ولی در حالت‌های مختلف تحلیل مکانیکی حرارتی الف) بدون بار حرارتی ب) یک ساعت بار حرارتی ج) دو ساعت بار حرارتی د) سه ساعت بار حرارتی

بررسی نوسانات ماکزیمم دریفت طبقات نسبت به متغیرهای تصادفی نشان می‌دهد که در سناریوی زلزله‌ی تنها پارامترهای تنش تسلیم، مقاومت نهایی بتن و بار مرده بیشترین تاثیر را بر پاسخ دینامیکی سازه دارند. اما با اعمال بار حرارتی تاثیرات پوشش بتن بر انتقال حرارت بر روی ماکزیمم دریفت طبقات تاثیرات بیشتری را اعمال می‌کند این تاثیر تا جای ادامه دارد که حتی تاثیرات اندازه پوشش آرماتورها از تغییرات مقاومت بتن نیز پیشی می‌گیرد. بنابراین می‌توان گفت با اعمال بار حرارتی نقش بار مرده و پوشش بتن در تغییرات پاسخ دینامیکی سازه نسبت به حالتی که سازه تنها تحت بار لرزه‌ای قرار دارد از اهمیت بیشتری برخوردار است. این موارد در نتایج مربوط به تحلیل مکانیکی حرارتی تحت رکورد زلزله لوما نیز وجود دارد (شکل ۱۹).

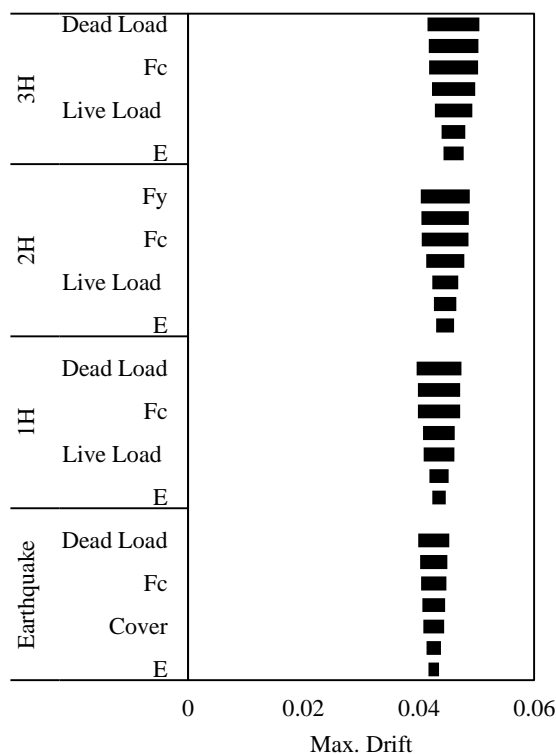


شکل ۱۹: دیاگرام تورنادو مربوط به دریفت در زلزله لوماپریتا در حالت های مختلف مکانیکی حرارتی (الف) بدون بار حرارتی (ب) یک ساعت بار حرارتی (ج) دو ساعت بار حرارتی (د) سه ساعت بار حرارتی

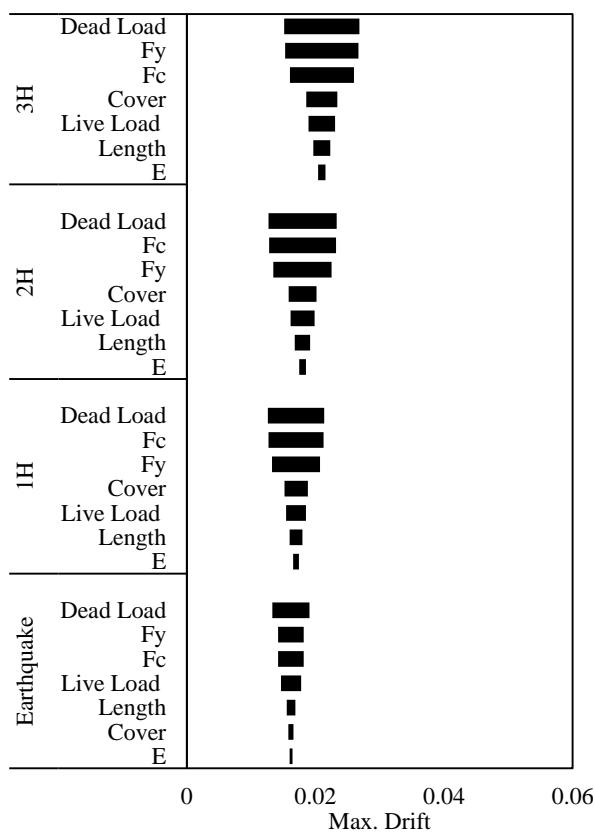
در شکل ۲۰ منحنی های دیاگرام تورنادو برای سایر سناریوهای در نظر گرفته شده در این تحقیق به صورت یک جا ارایه شده است. همانطور که در این شکل ملاحظه می شود در اکثر سناریوها مدول الاستیسیته کمترین حساسیت زایی و بار مرده بیشترین حساسیت زایی را در سناریوی زلزله ی بعد از آتش سوزی داشته اند. پهنای نمودار دیاگرام تورنادو در تمامی سناریوها با افزایش زمان اعمال بار آتش افزایش می یابد که نشان می دهد حساسیت ماکزیمم دریفت طبقات با اعمال بار آتش افزایش می یابد.



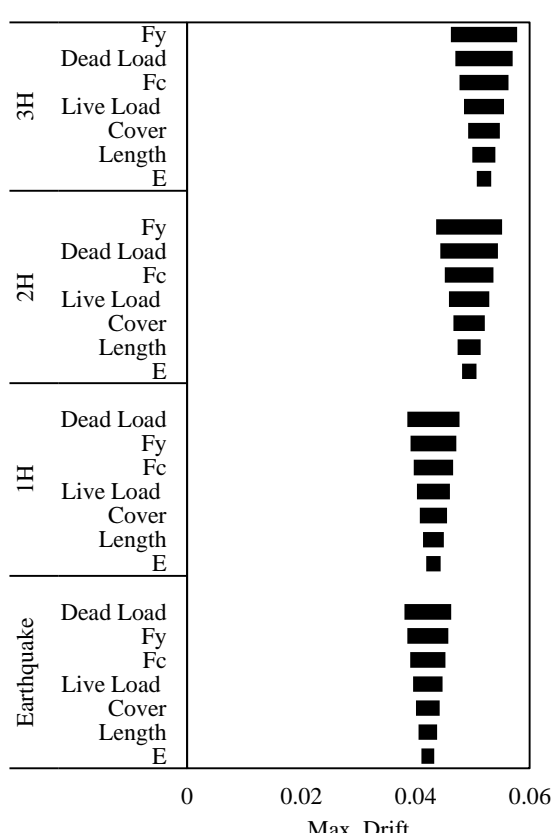
(ب)



(الف)



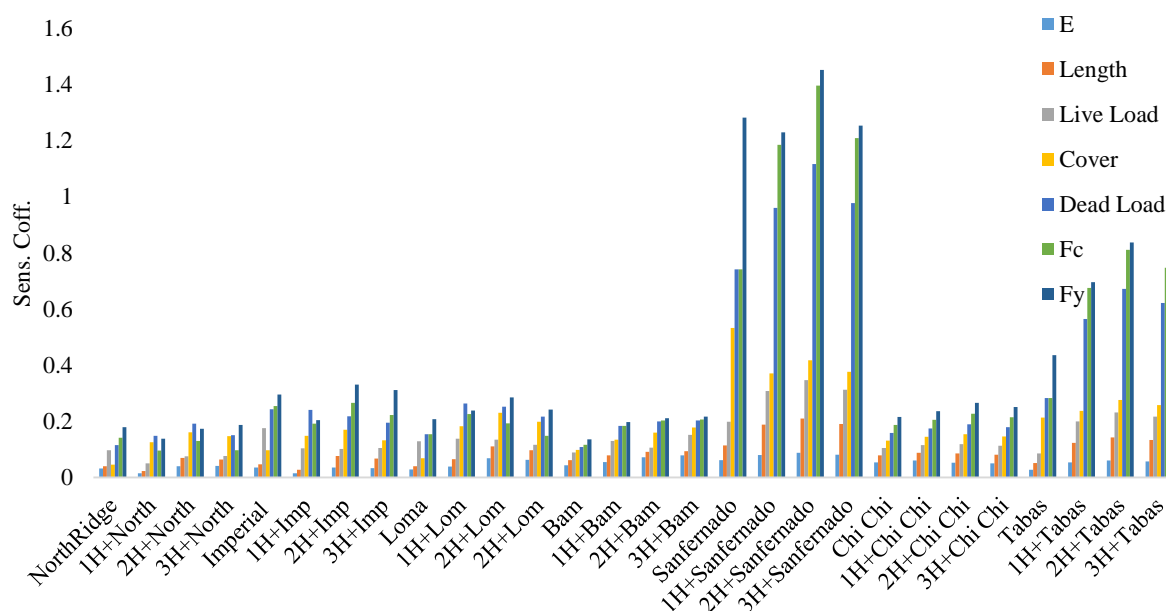
(د)



(ج)

شکل ۲۰: منحنی‌های دیاگرام تورنادو در سناریوهای زلزله الف) بم ب) سنفرنادو ج) چی چی د) طیس

یکی از مهمترین اهداف در تحلیل حساسیت ارایه‌ی ضریب حساسیت است. ضریب حساسیت نرمال شده‌ی نوسانات پاسخ سازه به میانگین پاسخ سازه است. همانند نوسانات هرچه این ضریب مقدار بزرگتری داشته باشد، حساسیت پاسخ سازه نسبت به آن متغیر تصادفی بیشتر خواهد بود. در شکل ۲۱ مقادیر ضریب حساسیت سازه نسبت به متغیرهای تصادفی ارایه شده است. بررسی ضریب حساسیت نشان می‌دهد بیشترین ضریب حساسیت‌ها مربوط به پارامترهایی هستند که بیشترین نوسانات را در پاسخ سازه ایجاد کرده‌اند. تنش تسلیم در سناریوی زلزله‌ی سنفرنادو بعد از دو ساعت آتش سوزی بیشترین ضریب حساسیت و بیشترین حساسیت‌زایی را در بین متغیرهای تصادفی داشته است. با بررسی نتایج مشخص شده است اگرچه با افزایش مدت زمان اعمال بار حرارتی از دو ساعت به سه ساعت مقدار دریافت میانگین افزایش می‌یابد اما افزایش نوسانات در این سناریو تاثیر بیشتری بر افزایش دریافت میانگین داشته به همین دلیل در این سناریو ضریب حساسیت از ضریب حساسیت مربوط به سه ساعت آتش سوزی بیشتر است. همچنین از آنجایی که در زلزله‌ی طبس و سنفرنادو مقادیر دریافت سازه کمتر بوده و مقدار نوسانات به مقدار دریافت نزدیک تر بوده است، ضریب حساسیت در این رکوردها بیشتر بوده است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت مقدار ضریب حساسیت در سناریوی زلزله‌ی بعد از آتش سوزی در پاسخ‌های کم لرزه‌ای بیشتر از پاسخ‌های زیاد است همچنین بیشترین حساسیت‌زایی در زلزله‌ی بعد از دو ساعت آتش سوزی محاسبه شده است.



شکل ۲۱: ضریب حساسیت

۶- خلاصه و نتیجه گیری

هدف از این تحقیق انجام تحلیل حساسیت لرزه‌ای در یک قاب بتن آرمه‌ای بوده است که در معرض بار حرارتی نیز بوده است. برای این منظور یک قاب بتن آرمه هفت طبقه پس از طراحی اولیه به صورت غیرخطی با در نظر گرفتن خواص مکانیکی-حرارتی در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شده است. هفت رکورد برای بارهای لرزه‌ای و سه بار حرارتی استاندارد برای یک، دو و سه ساعت حرارت مستقیم به عنوان بارهای حرارتی انتخاب شده است. در ابتدا پاسخ‌های دینامیکی سازه تحت سناریوهای مختلف ارزیابی و سپس با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو حساسیت ماکزیمم دریافت طبقات نسبت به تغییرات متغیرهای تصادفی بررسی شده است. بار زنده و مرده، طول دهانه، پوشش آرماتور، مدول الاستیسیته و تنش تسلیم آرماتور به همراه مقاومت نهایی بتن، متغیرهای تصادفی این تحقیق انتخاب شده‌اند. شبیه‌سازی مونت کارلو برای بار لرزه‌ای نورتریج که بیشترین دریافت حاصل را در سازه ایجاد کرده است انجام شده است. با استفاده از این تحلیل نتایج تحلیل دیاگرام تورنادو اعتبار سنجی شده و خطای آن محاسبه شده است. در انتها نیز با استفاده از روش دیاگرام تورنادو

نوسانات و ضریب حساسیت ماکزیمم دریافت طبقات نسبت به متغیرهای تصادفی بررسی و ارایه شده است. خلاصه نتایج به صورت زیر دسته بندی شده است:

۱- بررسی تحلیل‌های تعینی در راستای ارزیابی رفتار سازه نشان می‌دهد که اعمال بار حرارتی پیش از بار لرزه‌ای به سازه، قطعا بر رفتار لرزه‌ای سازه تاثیر گذار است و باعث کاهش مقاومت و افزایش پاسخ دینامیکی سازه می‌شود. نتایج نشان داده است مقدار میانگین دریافت طبقه بحرانی برای هفت رکورد اعمال شده، برای حالت‌های بدون آتش‌سوزی، یک ساعت آتش‌سوزی، دو ساعت آتش‌سوزی و سه ساعت آتش‌سوزی به ترتیب برابر با ۰/۰۲۷، ۰/۰۲۹، ۰/۰۳۳ و ۰/۰۳۶ می‌باشد. همچنین ارزیابی منحنی‌های هیستریزس بتن و آرماتور نشان داده است که اعمال بار حرارتی باعث کاهش ظرفیت المان‌ها در بار لرزه‌ای می‌شود. علاوه بر این جایجایی وسط دهانه نیز در حالت با آتش نسبت به بدون آتش افزایش می‌یابد.

۲- اعتبارسنجی تحلیل دیاگرام تورنادو نسبت به منحنی‌های تابع توزیع تجمعی حاصل از تحلیل مونت‌کارلو نشان می‌دهد در این سناریو تحلیل دیاگرام تورنادو ماکزیمم خطایی در حدود ۱۳٪ دارد که در تحلیل‌های حساسیت خطای چندانی محسوب نمی‌شود.

۳- بررسی نتایج حاصل از تحلیل حساسیت در حالت لرزه‌ای نشان می‌دهد تنش تسلیم آرماتور، بار مرده، مقاومت بتن و بار زنده بیشترین حساسیت‌زایی لرزه‌ای را ایجاد می‌کنند. این درحالی است که در حالتی که سازه قبلا تحت بار حرارتی قرار گرفته باشد، حساسیت لرزه‌ای نسبت به متغیرهای تنش بار مرده، تسلیم آرماتور، مقاومت بتن و پوشش آرماتور بیشتر از سایر پارامترها خواهد بود. در اکثر سناریوهای زلزله‌ای بعد از آتش‌سوزی مدول الاستیسیته کمترین حساسیت‌زایی و بار مرده بیشترین حساسیت‌زایی را در سناریوی زلزله‌ای بعد از آتش‌سوزی داشته‌اند. پارامترهای مدول الاستیسیته آرماتور، طول دهانه و بار زنده کمترین حساسیت‌زایی را در سناریوی زلزله بعد از آتش‌سوزی داشته‌اند.

۴- با اعمال بار حرارتی پهنای منحنی دیاگرام تورنادو وسیع‌تر از حالتی است که سازه تنها تحت بار لرزه‌ای تحلیل شده است. که بیان‌گر تاثیرپذیری متغیرها از بار حرارتی می‌باشد.

۵- بررسی نوسانات و ضریب حساسیت نشان می‌دهد اضافه شدن بار حرارتی پیش از بار لرزه‌ای مقدار حساسیت سازه نسبت به متغیرهای تصادفی را افزایش می‌دهد. بیشترین ضریب حساسیت برابر با ۱/۴۵ و کمترین ضریب حساسیت برابر با ۰/۰۱۴ بر آورد شده است. مقدار ضریب حساسیت در سناریوی زلزله‌ای بعد از آتش‌سوزی در پاسخ‌های کم لرزه‌ای بیشتر از پاسخ‌های زیاد است همچنین بیشترین حساسیت‌زایی در زلزله‌ای بعد از دو ساعت آتش‌سوزی محاسبه شده است.

منابع

- [1] Iu, C, K. Chan, S, L. and Zha, X, X. (2005). Nonlinear pre-fire and post-fire analysis of steel frames. *Engineering structures*. 27(11). Page(1689-1702).
- [2] 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. Page(136-147).
- [3] Yang, H. Liu, F. and Gardner, L. (2015). Post-fire behaviour of slender reinforced concrete columns confined by circular steel tubes. *Thin-Walled Structures*. 87. Page (12-29)
- [4] 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. Page (218-231).
- [5] Ni, S. and Birely, A, C. (2018). Post-fire seismic behavior of reinforced concrete structural walls. *Engineering Structures*. 168. Page(163-178).
- [6] Gooranorimi, O. Claire, G. Francisco, J. (2018). Post-fire behavior of GFRP bars and GFRP-RC slabs. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 30(3). Page(04017296).
- [7] Li, X. Xu, Z. Bao, Y. Cong, Z. (2019). Post-fire seismic behavior of two-bay two-story frames with high-performance fiber-reinforced cementitious composite joints. *Engineering Structures*. 183. Page(150-159).
- [8] Bin, Cai. Xu, L, F. and Fu, F. (2019). Shear resistance prediction of post-fire reinforced concrete beams using artificial neural network. *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 13(1). Page(1-13).
- [9] Li, L. Liu, X. Jiangtao, Y. Lu, Z. (2019). Experimental study on seismic performance of post-fire reinforced concrete frames. *Engineering Structures*. 179. Page(161-173).

- [10] Shachar, Y, M Dancygier, A, N. (2020) . Assessment of reinforced concrete slabs post-fire performance. Fire Safety Journal. 111. Page(102932).
- [11] Pachideh, G. Gholhaki, M. Noori, Y. (2020) . An Investigation into the Impact of Fire on Lateral Stability and Strength of Thin Steel Plate Shear Walls. Amirkabir Journal of Civil Engineering. 52(4) . Page (859-872).
- [12] Esfahani, M. hoseinzade, M Shakiba, M. (2021). Experimental investigation of residual flexural capacity of damaged reinforced concrete beams exposed to elevated temperatures. Engineering Structures. 240(4). Page (112388).
- [13] Wang, Y. Jiang, Y. Huang, Z. (2021) . Post-fire behaviour of continuous reinforced concrete slabs under different fire conditions. Engineering structures. 226. Page (111342).
- [14] Tang. Wilson, H. and Ang, A. (2007). Probability Concepts in Engineering: Emphasis on Applications to Civil & Environmental Engineering. Wiley.
- 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) . Page (625-641).
- [16] Kim, J. Park, J. Lee, T-H. (2011). Sensitivity analysis of steel buildings subjected to column loss. Engineering Structures. 33(2). Page (421-432).
- [17] Kucherenko, S. Fernandez, M-R. (2009) Monte Carlo evaluation of derivative-based global sensitivity measures. Reliability Engineering & System Safety. 94(7). Page(1135-1148).
- [18] De Lataillade, A. Blanco, S. Clergent, Y. (2002). Monte Carlo method and sensitivity estimations. Journal of Quantitative Spectroscopy and Radiative Transfer . 75(5). Page (529-538).
- [19] Stocchi, A. and B, Richard. (2019) . Sensitivity of engineering demand parameters as a function of structural typology and assessment method. Nuclear Engineering and Design. 343. Page (151-165).
- [20] Choudhury, T. and Kaushik, H.B. (2018). Seismic response sensitivity to uncertain variables in RC frames with infill walls. Journal of Structural Engineering. 144(10). Page (04018184).
- [21] Porter, K, A. Beck, J. L. and Shaikhutdinov, R. V. (2002). Sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables. Earthquake Spectra. 18(4). Page(719-743).
- [22] Borgonovo, E. Elmar, P. (2017). Tornado diagrams, in Sensitivity Analysis. Springer. Page (17-25).
- [23] Lee, T, H. and Mosalam, K, M. (2005) Seismic demand sensitivity of reinforced concrete shear-wall building using FOSM method. Earthquake engineering & structural dynamics. 34(14). Page (1719-1736).
- [24] Dwaikat, M. and Kodur, V. (2010). Fire induced spalling in high strength concrete beams. Fire technology. 46(1). Page (251).
- [25] Kodur, V. and Harmathy, T. (2016). Properties of building materials, in SFPE handbook of fire protection engineering. Springer. Page (277-324).
- [26] Narayanan, R. EN1992 Eurocode 2: Design of concrete structures. in Proceedings of the Institution of Civil Engineers- Civil Engineering. 2001. Thomas Telford Ltd.
- [27] Franssen, J-M. Zaharia, R. (2005). Design of Steel Structures Subjected to Fire: Background and Design Guide to Eurocode 3.
- [28] Youssef, M. and Moftah, M. (2007) General stress-strain relationship for concrete at elevated temperatures. Engineering structures. 29(10). Page (2618-2634).
- [29] Asadi, I. Shafigh, P. (2018). Thermal conductivity of concrete-A review. Journal of Building Engineering. Page (81-93).
- [30] EN 1991-1-2. Design of composite steel and concrete structures-part 1-2: general rules-structural fire design, eurocodes. 2005.
- [31] Behnam, B. (2018). Failure sensitivity analysis of tall moment-resisting structures under natural fires. International Journal of Civil Engineering. 16(12). Page (1771-1780).
- [32] Guo, Q. and Jeffers A.E. (2015). Finite-element reliability analysis of structures subjected to fire. Journal of Structural Engineering. 141(4). Page (04014129).
- [33] Gernay, T. Khorasani, N.E. and Garlock, M. (2016). Fire fragility curves for steel buildings in a community context: A methodology. Engineering Structures. 113. Page (259-276).
- [34] Qiao, C., Fire resistance of reinforced concrete restrained members during heating and cooling phases. Guangzhou: South China University of Technology, 2009.