

# تحلیل حساسیت زمان گسیختگی قاب بتن آرمه‌ی در معرض آتش‌سوزی پس از زلزله نسبت به پارامترهای طراحی و بارگذاری

مجید مرادی (دانشجوی دکتری)

حمیدرضا توکلی\* (دانشیار)

غلامرضا عبدالله زاده (استاد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

مهندسی عمران شریف، پاییز (۱۳۹۹)  
دوری ۲ - ۳۶، شماره ۱/۳، ص. ۹۷-۱۰۶

آتش‌سوزی پس از زلزله (PEF) یکی از رخداد‌های نادر با عواقب ناخوشایند است. زمان مقاومت سازه‌ها در برابر آتش‌سوزی در سازه‌های آسیب‌دیده ناشی از زلزله می‌تواند متفاوت از سازه‌های سالم باشد. در این تحقیق اهمیت پارامترهای طراحی و بارگذاری بر مقاومت قاب‌های بتن‌آرمه تحت بار آتش‌سوزی پس از زلزله بررسی شده است. برای این منظور حساسیت پارامترها با استفاده از روش تحلیل حساسیت FOSM مبتنی بر متغیرهای تصادفی بررسی شده است. زمان اولین گسیختگی در قاب بتن‌آرمه به عنوان مقاومت قاب بتن‌آرمه در برابر بار PEF در نظر گرفته شده است. نتایج نشان می‌دهد در بین پارامترهای طراحی تنش تسلیم میلگرد مهم‌ترین پارامتر در مقاومت قاب بتن‌آرمه است. در بین پارامترهای بارگذاری شدت بار لرزه‌یی بیشترین اهمیت را در مقاومت قاب‌های بتن‌آرمه در آتش‌سوزی پس از زلزله دارد.

واژگان کلیدی: آتش‌سوزی پس از زلزله، تحلیل حساسیت، قاب بتن‌آرمه، متغیر تصادفی.

## ۱. مقدمه

بارهای متعددی در طول عمر مفید ساختمان‌ها ایمنی سازه را تهدید می‌کنند. زلزله، آتش‌سوزی، انفجار و ... خطراتی هستند که ایمنی سازه را تهدید می‌کنند.<sup>[۱]</sup> هر یک از این بارها می‌توانند خسارات محلی در سازه ایجاد کنند یا اینکه باعث خسارت کلی در سازه شوند.<sup>[۲]</sup> مهم‌ترین باری که ایمنی سازه را به خطر می‌اندازد و در طراحی‌ها در نظر گرفته می‌شود بار وارد به سازه ناشی از زلزله است.<sup>[۳]</sup> زلزله می‌تواند باعث کاهش مقاومت در برابر بارهای بعدی در سازه شود.<sup>[۴]</sup> اما زلزله می‌تواند علاوه بر خطراتی که خود پدید می‌آورد، خطراتی را نیز متعاقباً به دنبال داشته باشد. این خطرات در طبیعت می‌تواند شامل رانش زمین و سونامی باشد. علاوه بر این موارد، زلزله خطراتی را نیز برای خود سازه به دنبال دارد.<sup>[۵]</sup> خسارات ناشی از زلزله به سامانه‌های الکتریکی و گازرسانی می‌تواند منجر به وقوع آتش‌سوزی در سازه شود و سرایت آتش به طبقات و ساختمان‌های مجاور می‌تواند باعث وقوع فاجعه‌یی ناشی از آتش‌سوزی شود. در کشور‌های زیادی از جمله ژاپن پدیده‌ی آتش‌سوزی پس از زلزله به‌دفعات رخ داده است.<sup>[۶]</sup> آتش‌سوزی و آتش‌سوزی پس از زلزله خطر بزرگی را برای جوامع بشری ایجاد می‌کند. این اتفاق را می‌توان از جمله حوادث نادر با

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۸/۲/۲۲، اصلاحیه ۱۳۹۸/۴/۱۷، پذیرش ۱۳۹۸/۴/۲۴.

DOI:10.24200/J30.2019.53085.2526

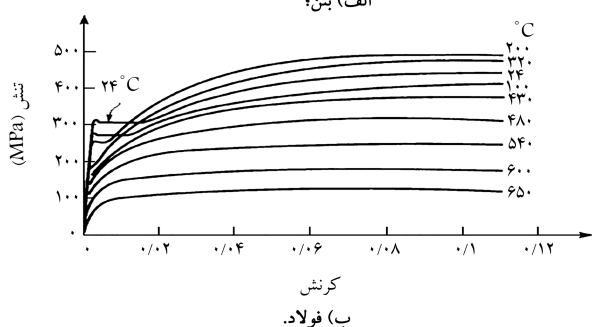
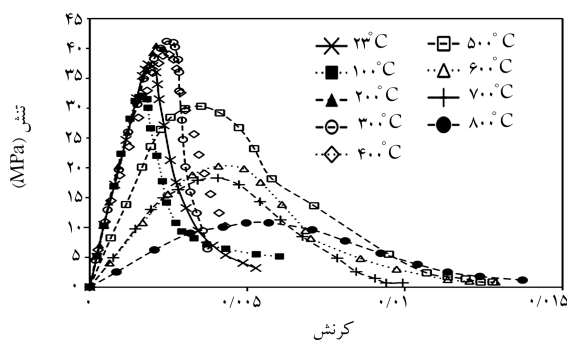
عواقب احتمالی زیاد در نظر گرفت.<sup>[۷]</sup> آتش‌سوزی پس از زلزله یک خطر بزرگ برای مکان‌های با تراکم زیاد محسوب می‌شود.<sup>[۸]</sup> وقوع آتش‌سوزی بعد از زلزله در قرن اخیر به‌عنوان یک نیروی مخرب و شدید شناخته شده است.<sup>[۹]</sup> تحقیقات وسیعی در زمینه‌ی آتش‌سوزی پس از زلزله انجام شده است. در این پژوهش به‌صورت مختصر به تعداد محدودی از آن‌ها اشاره شده است. لیو<sup>۲</sup> و همکاران (۲۰۱۰) به بررسی رفتار بارگذاری آتش پس از بار چرخه‌یی در دیوارهای برشی بتن‌آرمه پرداختند.<sup>[۱۰]</sup> اومش<sup>۳</sup> و همکاران (۲۰۱۱) نمونه‌ی آزمایشگاهی از قاب آسیب‌دیده‌ی بتن‌آرمه را تحت بارگذاری حرارتی بررسی کردند.<sup>[۱۱]</sup> ارون (۲۰۱۲) رفتار قاب‌های بتن‌آرمه را در سناریوی آتش‌سوزی پس از زلزله بررسی کرده است.<sup>[۱۲]</sup> جلیتک (۲۰۱۷) مقاومت سازه‌های فولادی را در برابر آتش‌سوزی پس از زلزله بررسی کرده است.<sup>[۱۳]</sup> طالبی و همکاران (۲۰۱۸) عملکرد ستون‌های فولادی با مقطع مرکب را تحت این بارگذاری بررسی کرده‌اند.<sup>[۱۴]</sup> سوندو و همکاران (۲۰۱۸) عملکرد سازه‌هایی با کف مرکب را تحت آتش‌سوزی پس از زلزله بررسی کردند.<sup>[۱۵]</sup> سونگ و همکاران (۲۰۱۶) رفتار اتصالات جوشی را در تیرهای سازه‌های فولادی در معرض آتش‌سوزی پس از زلزله بررسی کردند.<sup>[۱۶]</sup> با توجه به عدم وجود تحقیقات کافی در زمینه‌ی رفتار قاب‌های بتن‌آرمه در برابر بار آتش‌سوزی پس از زلزله، در این تحقیق سعی شده است تا به‌طور گسترده تأثیر

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 ۱ تغییرات تنش فشاری بتن و آرماتور در دماهای بالا براساس یوروکد ۲ و ۳ نشان داده شده است.

اگر دمای بحرانی دمایی تعریف شود که مقاومت مصالح در آن دما کاهش فراوانی داشته باشد، این دما در آرماتورها برابر  $50^{\circ}\text{C}$  درجه سانتی‌گراد و در بتن برابر  $30^{\circ}\text{C}$  درجه سانتی‌گراد در نظر گرفته می‌شود.<sup>[۲۱]</sup> 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.<sup>[۲۲]</sup> در این تحقیق تحلیل انتقال حرارت در نرم‌افزار آباکوس انجام شده است و پس از استخراج منحنی‌های دما - زمان در ارتفاع مقاطع، مدل‌سازی مکانیکی حرارتی در نرم‌افزار اپنسیس انجام شده است. در تحلیل انتقال حرارت در آباکوس خواص حرارتی بتن در نظر گرفته شده است. در مدل غیرخطی مکانیکی حرارتی در اپنسیس خواص مکانیکی مصالح بتنی و فولادی در نظر گرفته شده است. خواص حرارتی بتن در تحلیل انتقال حرارت بر اساس شکل ۲ تعریف شده است. برای خواص مکانیکی حرارتی از رفتار بتن و فولاد متناسب با استاندارد یوروکد استفاده شده است. مدل رفتاری مکانیکی حرارتی بتن و فولاد در نرم‌افزار اپنسیس در جدول ۱ نشان داده شده است.

### ۳.۲. بار آتش

روش‌های متعددی برای محاسبه‌ی دمای آزاد شده در طی فرایند آتش‌سوزی در یک محیط بسته وجود دارد.<sup>[۲۳]</sup> تمام این روش‌ها یک منحنی تاریخیچه‌ی زمانی دما به نام منحنی زمان - دما را ارائه می‌دهند. در این تحقیق از منحنی زمان - دمای ارائه شده در ISO۸۳۴ برای اعمال بار حرارتی به اجزای سازه‌ی استفاده شده است.



شکل ۱. منحنی تنش کرنش در دماهای مختلف.<sup>[۲۰ و ۱۹]</sup>

پارامترهای مختلف بر مقاومت قاب‌های بتن‌آرمه تحت بارگذاری آتش‌سوزی پس از زلزله ارزیابی شود. هدف از این تحقیق تعیین اهمیت پارامترهای بارگذاری و طراحی در قاب‌های بتن‌آرمه تحت بار آتش‌سوزی پس از زلزله است. برای انجام این هدف اهمیت چندین متغیر تصادفی با استفاده از روش تحلیل حساسیت تحلیل مرتبه‌ی اول گشتاور دوم (FOSM)<sup>[۲۴]</sup> بررسی شده است. برای شبیه‌سازی بار زلزله از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. بار حرارتی ارائه شده توسط ISO۸۳۴ به‌عنوان بارگذاری حرارتی در نظر گرفته شده است. قاب پس از طراحی و مدل‌سازی مکانیکی حرارتی بر اساس روش تحلیل حساسیت FOSM تحلیل شده است. در ادامه روش‌های مدل‌سازی و تحلیل بحث شده است.

## ۲. روش تحقیق

### ۲.۱. تحلیل حساسیت

روش‌های مختلفی برای ارزیابی حساسیت سازه نسبت به پارامترهای مورد نظر مهندسی وجود دارد. یکی از این روش‌ها روش تحلیل مرتبه‌ی اول ممان دوم (FOSM) است. در روش FOSM فقط میانگین و انحراف معیار (SD) متغیرهای تصادفی بر اساس توزیع خود فرض می‌شوند و میانگین و SD پاسخ‌ها اندازه‌گیری می‌شود. انحراف معیار این روش می‌تواند معیاری برای تحلیل حساسیت محسوب شد. مزیت اصلی روش FOSM این است که با وجود ساده‌تر بودن روند تحلیل در آن نسبت به سایر روش‌ها، مشخصات احتمالاتی پاسخ‌های سازه قابل دستیابی هستند.<sup>[۱۷]</sup> در واقع این روش با اینکه ساده است، دقت بالایی در تعیین میانگین و انحراف معیار پاسخ سازه دارد. در این روش  $Y = g(X)$  به‌عنوان تابعی با متغیر تصادفی  $X$  دارای میانگین  $\mu_X$  و واریانس  $\sigma_X^2$  در نظر گرفته می‌شود. با توجه به اینکه مشتقات  $g(x)$  نسبت به  $x$  موجود است، تقریب مرتبه‌ی اول از  $g(x)$  با استفاده از بسط سری تیلور در نقطه‌ی  $x_0$  به‌صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$Y \approx g_0 + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (X - x_0) \quad (1)$$

ممان مرتبه‌ی اول و دوم  $Y$  (یعنی میانگین و واریانس) می‌توانند از رابطه‌ی ۱ محاسبه شوند که این تقریب روش FOSM نامیده می‌شود. به‌طور خاص اگر  $x_0 = \mu_X$  (این یک انتخاب معمول در روش FOSM است) میانگین و واریانس از طریق روابط زیر محاسبه می‌شوند:

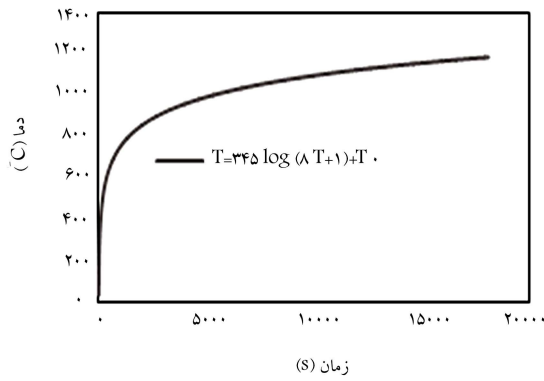
$$\mu_Y = g(\mu_X) \quad (2)$$

$$\sigma_Y^2 \approx \left(\frac{dg}{dx}\right)_0^2 \sigma_X^2 \quad (3)$$

این تقریب روش مقدار میانگین FOSM نامیده می‌شود که می‌توان با استفاده از آن مقدار میانگین و واریانس (و انحراف معیار) پاسخ را تخمین زد. توضیحات کاملی در مورد چگونگی انجام تحلیل حساسیت به روش FOSM در مرجع<sup>[۱۷]</sup> موجود است.

### ۲.۲. رفتار مصالح بتن‌آرمه در برابر حرارت

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 سازه‌ی می‌شود؛ درحالی‌که خواص مکانیکی باعث ازدست دادن سختی و مقاومت در اعضای سازه‌ی می‌شود.<sup>[۱۹ و ۱۸]</sup> خواص مکانیکی شامل کاهش مقاومت فشاری و



شکل ۳. منحنی استاندارد دما - زمان ISO ۳۴۴. [۲۳]

جدول ۲. رابطه‌ی شاخص آسیب و ترک‌خوردگی اعضای بتن آرمه. [۲۶، ۲۵]

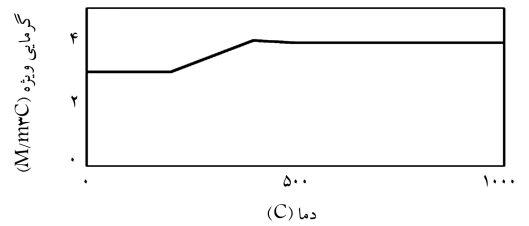
| شاخص       | توصیف   | سطح |
|------------|---|-----|
|            | آسیب  |     |
| °          | بدون آسیب   | °   |
| ۰/۱        | عرض ترک کمتر از ۰/۲ میلی‌متر                        | I   |
| ۰/۲-۰/۳    | عرض ترک بین ۰/۲ تا ۱ میلی‌متر                       | II  |
| ۰/۴-۰/۵    | عرض ترک بین ۱ تا ۲ میلی‌متر                         | III |
| ۰/۶ تا ۰/۷ | عرض ترک بیشتر از ۲ میلی‌متر به همراه کندگی پوشش بتن | IV  |
| > ۰/۸      | کندگی و تکه‌تکه شدن بتن                             | V   |

اثر ترک‌خوردگی و کنده شدن پوشش بتن از مفهوم شاخص آسیب استفاده شده است. در هر بار لرزه‌ی شاخص آسیب در المان‌هایی که در معرض بار حرارتی قرار خواهند گرفت محاسبه شده و سپس متناسب با هر شاخص آسیب بر مبنای مرجع [۲۴] (جدول ۲) میزان ترک‌خوردگی در مقطع در نظر گرفته شده است.

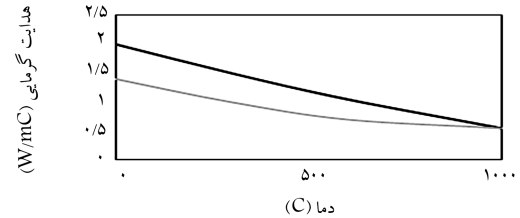
### ۳. مدل اجزای محدود

هدف از این تحقیق، تحلیل حساسیت قاب بتن‌آرمه در سناریوی آتش‌سوزی پس از زلزله است. برای این منظور یک سازه‌ی سه‌بعدی ۷ طبقه با ۴ دهانه‌ی ۵ متری با تصویر افقی ساختمان مربع در نظر گرفته شده است. برای طراحی سازه فرض شده است سازه در یک منطقه با لرزه‌خیزی زیاد ( $A = 0.3g$ ) و در زمین نوع سه واقع شده است. بار مرده برابر  $600 \text{ Kg/m}^2$  و بار زنده برابر  $200 \text{ Kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است. برای بارگذاری جانبی و (طراحی لرزه‌ای) از استاندارد ۲۸۰ ایران استفاده شده و قاب بتن‌آرمه بر اساس استاندارد طراحی سازه‌های بتن‌آرمه‌ی ایران طراحی شده است. برای طراحی این قاب از بتنی با مقاومت ۲۸ روزه برابر  $21 \text{ Mpa}$  و آرماتوری با تنش تسلیم  $240 \text{ Mpa}$  و مدول الاستیسیته‌ی  $2e5 \text{ Mpa}$  استفاده شده است. نتایج حاصل از طراحی سازه بر اساس مقاطع بتن‌آرمه در جدول ۳ نشان داده شده است.

پس از طراحی اولیه، قاب میانی سازه به‌عنوان قاب مورد بررسی برای تحلیل‌های مکانیکی حرارتی انتخاب شده است. برای مدل‌سازی مکانیکی حرارتی از نرم‌افزار اپنسیس استفاده شده است. در مدل‌سازی غیرخطی در تمام دهانه‌ها به‌جز دهانه‌های آتش‌سوزی از مدل مفصل خمیری متمرکز (شکل ۴) استفاده شده است؛ اما در دهانه‌هایی که بار حرارتی به آن اعمال می‌شود، از مدل رفتاری غیر خطی



الف) گرمای ویژه



ب) هدایت گرمایی

شکل ۲. تغییرات هدایت گرمایی و گرمای ویژه بتن در اثر حرارت.

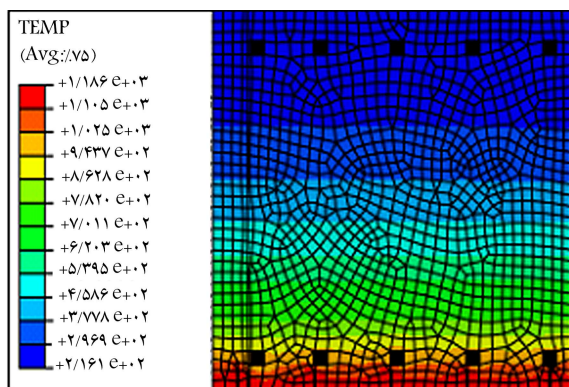
جدول ۱. مدل رفتاری فولاد و بتن در برابر حرارت.

| $\theta (^{\circ}C)$ | Concrete <sup>۲</sup> thermal |                       |                        | Steel <sup>۲</sup> thermal     |                                |                            |
|----------------------|-------------------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------------------|
|                      | $\frac{f_{c,\theta}}{f_{ck}}$ | $\epsilon_{c,\theta}$ | $\epsilon_{cu,\theta}$ | $\frac{f_{sy,\theta}}{f_{yk}}$ | $\frac{f_{sp,\theta}}{f_{yk}}$ | $\frac{E_{s,\theta}}{E_s}$ |
| ۲۰                   | ۱                             | ۰/۰۰۲۵                | ۰/۰۲                   | ۱                              | ۱                              | ۱                          |
| ۱۰۰                  | ۱                             | ۰/۰۰۴                 | ۰/۰۲۲۵                 | ۱                              | ۰/۹۶                           | ۱                          |
| ۲۰۰                  | ۰/۹۵                          | ۰/۰۰۵۵                | ۰/۰۲۵                  | ۱                              | ۰/۹۲                           | ۰/۸۷                       |
| ۳۰۰                  | ۰/۸۵                          | ۰/۰۰۷                 | ۰/۰۲۷۵                 | ۱                              | ۰/۸۱                           | ۰/۷۲                       |
| ۴۰۰                  | ۰/۷۵                          | ۰/۰۱                  | ۰/۰۳                   | ۰/۹۴                           | ۰/۶۳                           | ۰/۵۶                       |
| ۵۰۰                  | ۰/۶                           | ۰/۰۱۵                 | ۰/۰۳۲۵                 | ۰/۶۷                           | ۰/۴۴                           | ۰/۴                        |
| ۶۰۰                  | ۰/۴۵                          | ۰/۰۲۵                 | ۰/۰۳۵                  | ۰/۴                            | ۰/۲۶                           | ۰/۲۴                       |
| ۷۰۰                  | ۰/۳                           | ۰/۰۲۵                 | ۰/۰۳۷۵                 | ۰/۱۲                           | ۰/۰۸                           | ۰/۰۸                       |
| ۸۰۰                  | ۰/۱۵                          | ۰/۰۲۵                 | ۰/۰۴                   | ۰/۱۱                           | ۰/۰۶                           | ۰/۰۶                       |
| ۹۰۰                  | ۰/۰۸                          | ۰/۰۲۵                 | ۰/۰۴۲۵                 | ۰/۰۸                           | ۰/۰۵                           | ۰/۰۵                       |
| ۱۰۰۰                 | ۰/۰۴                          | ۰/۰۲۵                 | ۰/۰۴۵                  | ۰/۰۵                           | ۰/۰۳                           | ۰/۰۳                       |
| ۱۱۰۰                 | ۰/۰۱                          | ۰/۰۲۵                 | ۰/۰۴۷۵                 | ۰/۰۳                           | ۰/۰۲                           | ۰/۰۲                       |

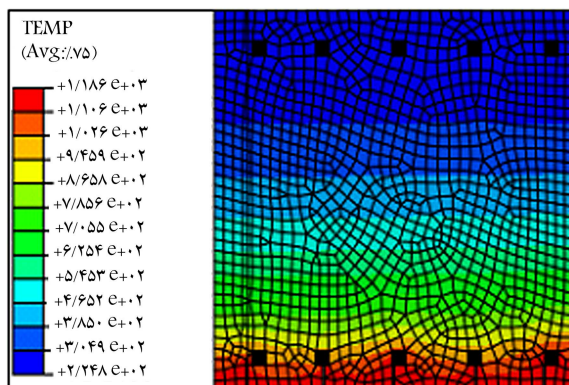
در این تحقیق فرض شده است بار حرارتی آن‌قدر به سازه اعمال می‌شود تا یک گسیختگی در سازه ایجاد شود. در یک فرض اولیه بار حرارتی به مدل ۵ ساعت به سازه اعمال خواهد شد. منحنی زمان - دمای ISO ۳۴۴ در مدت ۵ ساعت در شکل ۳ نشان داده شده است. از آنجایی که هدف اصلی این تحقیق ارزیابی میزان حساسیت مقاومت سازه در برابر بار آتش‌سوزی پس از زلزله است، از مدل‌های دارای فاز سردشونده و مدل‌های آتش طبیعی صرف‌نظر شده است. در واقع در این تحقیق از حساسیت پاسخ سازه به بار آتش صرف‌نظر شده است.

### ۴.۲. بار لرزه‌ی

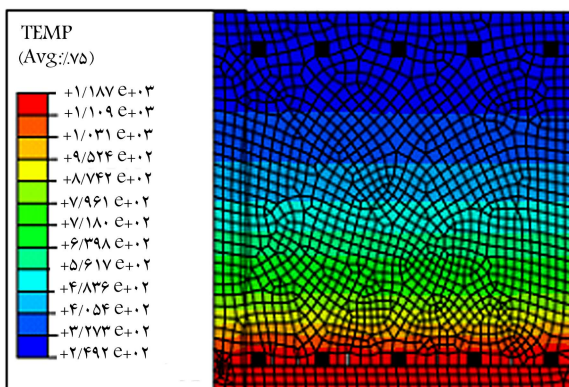
یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)<sup>۵</sup> است. در این روش مقدار شتاب بیشینه به‌صورت افزایشی از یک مقدار بسیار کم که در طی آن پاسخ سازه کشسانی است، مقیاس می‌شود و به تدریج افزایش می‌یابد تا به نقطه‌ی حالت حدی پس از تسلیم برسد. در تحلیل IDA برای درنظر گرفتن



الف) مقطع در سطح آسیب II؛



ب) مقطع در سطح آسیب III؛

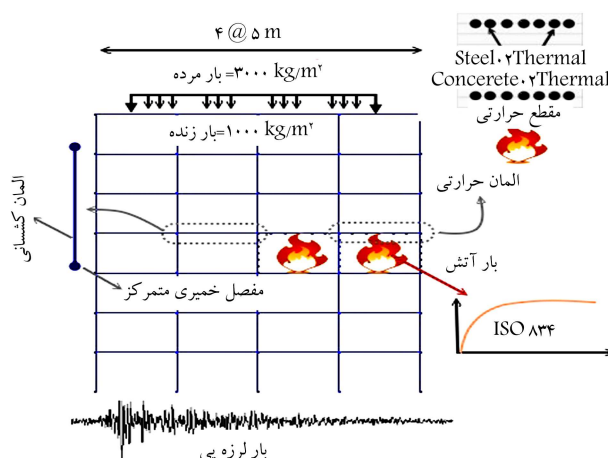


ج) مقطع در سطح آسیب IV.

شکل ۵. نتایج تحلیل انتقال حرارت در مقطع تیر.

است. نرم افزار اینسیس توانایی انجام تحلیل انتقال حرارت را ندارد؛ بنابراین در این تحقیق برای انجام تحلیل انتقال حرارت از نرم افزار آباکوس استفاده شده است. برای انجام تحلیل انتقال حرارت از مشخصات حرارتی ارائه شده در بخش ۲-۲ و منحنی حرارتی در بخش ۲-۳ استفاده شده است. مقاطع در نرم افزار آباکوس مدل سازی و تحلیل شده اند. پس از تحلیل انتقال حرارت ارتفاع هر مقطع به ۹ قسمت تقسیم شده و برای هر قسمت منحنی دما - زمان آن مقطع از نرم افزار آباکوس استخراج شده و در نرم افزار اینسیس برای تحلیل مکانیکی حرارتی استفاده شده است.

برای نمونه در شکل ۵ نتایج تحلیل انتقال حرارت برای مقاطع تیر بتن آرمه برای سه سطح آسیب II، III و IV نشان داده شده است. در نهایت از منحنی های دما - زمان ارتفاع های مقطع برای انجام تحلیل مکانیکی حرارتی در نرم افزار اینسیس



شکل ۴. مدل اجزای محدود قاب بتن آرمه با خواص مکانیکی حرارتی.

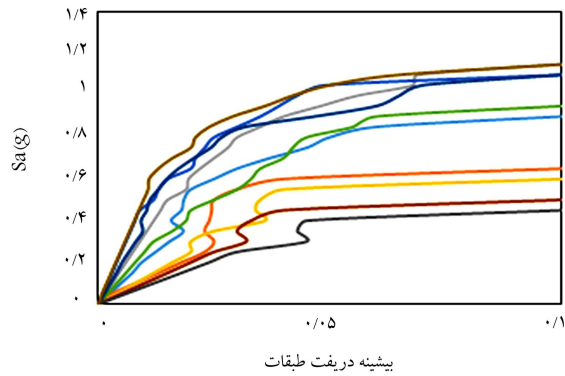
جدول ۳. مقاطع سازی قاب بتن آرمه.

| ستون  | ارتفاع مقطع | تیر   |      | ارتفاع مقطع | طبقه |
|-------|-------------|-------|------|-------------|------|
|       |             | پایین | بالا |             |      |
| ۲۰d۲۲ | ۷۰          | ۷d۲۰  | ۸d۲۰ | ۵۰          | ۱    |
| ۲۰d۲۲ | ۶۵          | ۷d۲۰  | ۸d۲۰ | ۴۵          | ۲    |
| ۱۸d۲۰ | ۵۵          | ۶d۱۶  | ۸d۱۶ | ۴۵          | ۳    |
| ۲۰d۱۸ | ۵۰          | ۶d۱۶  | ۷d۱۶ | ۴۰          | ۴    |
| ۲۰d۱۸ | ۴۵          | ۶d۱۲  | ۷d۱۲ | ۴۰          | ۵    |
| ۱۸d۱۶ | ۳۵          | ۶d۱۲  | ۷d۱۲ | ۳۵          | ۶    |
| ۱۸d۱۶ | ۳۵          | ۴d۱۲  | ۵d۱۲ | ۳۵          | ۷    |

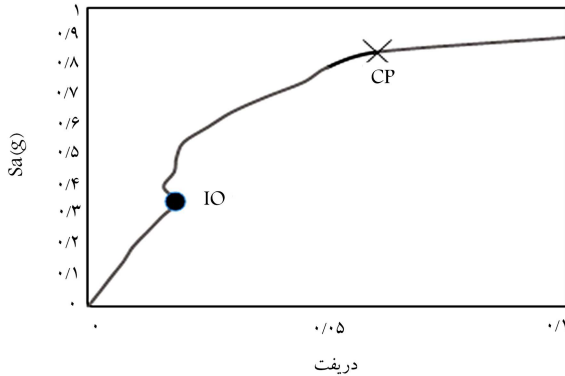
گسترده استفاده شده است. در مدل سازی پلاستیسیته ی گسترده از المان های dispBeamColumnThermal با مصالح Concrete Thermal و Steel Thermal برای آرماتور استفاده شده است. مشخصات حرارتی این مصالح در جدول ۱ نشان داده شده است. برای مدل سازی مکانیکی حرارتی هر المان به چند المان مکانیکی حرارتی کوچک تر تقسیم شده و در هر المان از مقطع حرارتی استفاده شده است.

### ۱.۳. آتش سوزی پس از زلزله

برای انجام تحلیل آتش سوزی پس از زلزله فرض شده است در اثر زلزله، یک حادثه ی آتش سوزی در دو دهانه از طبقه ی چهارم قاب هفت طبقه رخ می دهد (شکل ۴). برای مدل سازی شرایط آتش سوزی پس از زلزله باید تحلیل حرارتی پس از یک تحلیل مکانیکی انجام شود. بر اساس بخش ۲-۴ المان بتن آرمه ممکن است پس از بار مکانیکی دچار ترک خوردگی شود. این ترک خوردگی و از بین رفتن پوشش بتن می تواند بر انتقال حرارت در مقاطع بتن آرمه تأثیرگذار باشد. در این تحقیق ابتدا تحلیل های مکانیکی به صورت مجزا انجام شده است. در تحلیل های تاریخی زمانی، پس از انجام تحلیل، شاخص آسیب المان های موجود در ناحیه ی آتش سوزی محاسبه شده است. میزان ترک خوردگی و کنده گی بتن در هر شاخص خسارت برای المان ها فرض شده است و تحلیل حرارتی برای مقطع بتن آرمه صورت گرفته است. برای ارزیابی شاخص آسیب از روش پارکانگ<sup>۶</sup> استفاده شده است. برای هر سطح عملکرد و شاخص آسیب یک تحلیل انتقال حرارت در مقاطع بتن آرمه انجام شده



شکل ۷. منحنی‌های IDA زلزله‌های مختلف.

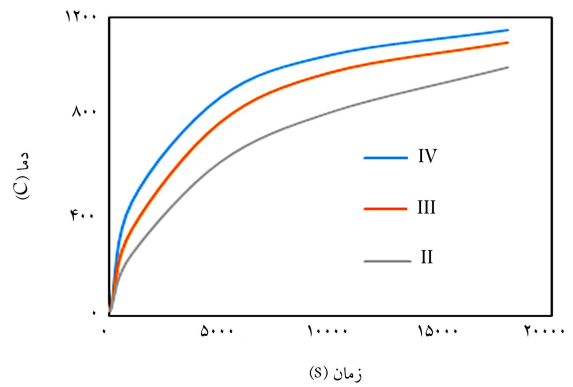


شکل ۸. سطح عملکرد در زلزله‌ی Imperial Valley.

فاصله‌ی شتاب‌نگاشت‌ها از منبع لرزه‌ی برابر با ۳۰ کیلومتر در نظر گرفته شده است. بار لرزه‌ی در Saهای مختلف به قاب وارد شده و پس از آن بار حرارتی اعمال شده است. برای مشخص شدن میانگین در بار لرزه‌ی ابتدا قاب برای شتاب‌نگاشت‌های جدول ۵ به صورت IDA تحلیل شده و نزدیک‌ترین شتاب‌نگاشت به میانگین شتاب‌نگاشت‌ها به عنوان شتاب‌نگاشت مورد نظر در تحلیل حساسیت متغیرهای تصادفی جدول ۴ انتخاب شده است. نتایج حاصل از تحلیل IDA در شکل ۷ نشان داده شده است. براساس این شکل نزدیک‌ترین شتاب‌نگاشت به میانگین شتاب‌نگاشت‌ها مربوط به شتاب‌نگاشت Imperial Valley است. بنابراین، این شتاب‌نگاشت به عنوان شتاب‌نگاشت مبنا در تحلیل‌های حساسیت متغیرهای تصادفی در جدول ۴ انتخاب شده است. در شکل ۸ نتایج حاصل از تحلیل IDA قاب مورد نظر با استفاده از شتاب‌نگاشت Imperial Valley نشان داده شده است. سطوح عملکرد IO و CP با استفاده از روش ۲۰٪ شیب الاستیک محاسبه شده است. براساس این شکل سطح CP در این شتاب‌نگاشت در  $Sa = 0.785g$  ایجاد شده است. بنابراین در تحلیل حساسیت برای متغیرهای تصادفی جدول ۴ بار لرزه‌ی با استفاده از شتاب‌نگاشت Imperial Valley تا  $Sa = 0.79g$  انجام شده است.

### ۳.۳. صحت‌سنجی

همان‌طور که قبلاً بیان شد، هدف از این تحقیق بررسی حساسیت زمان گسیختگی المان‌های سازه‌ی در سناریوی آتش‌سوزی پس از زلزله است. بنابراین، مهم‌ترین پارامتر در این تحقیق زمان گسیختگی در اثر آتش‌سوزی پس از زلزله است. با اینکه چند تحقیق به صورت آزمایشگاهی در زمینه‌ی آتش‌سوزی پس از زلزله انجام شده است،



شکل ۶. منحنی دما زمان در آرمانور پایین تیر.

جدول ۴. مشخصات متغیرهای تصادفی.

| نوع توزیع | COV(%)     | میانگین   | ویژگی                       |
|-----------|------------|-----------|-----------------------------|
| لاگ‌نرمال | ۱۰ [۲۸]    | ۲۴۰ MPa   | تنش تسلیم آرمانور (Fy)      |
| نرمال     | ۵ [۳۰، ۲۹] | ۲۵۵ MPa   | مدول الاستیسیته آرمانور (E) |
| لاگ‌نرمال | ۱۰ [۳۰]    | ۲۱ MPa    | مقاومت بتن (Fc)             |
| نرمال     | ۱۰ [۲۹]    | ۳۰۰۰ kg/m | بار مرده                    |
| گاما      | ۸۰ [۲۹]    | ۱۰۰۰ kg/m | بار زنده                    |
| گاما      | ۵          | ۵m        | طول دهانه                   |
| تعینی     | -          | ۴cm       | پوشش                        |

استفاده شده است. برای نمونه منحنی‌های دما - زمان برای میله‌گردهای پایینی تیر در شکل ۶ نشان داده شده است.

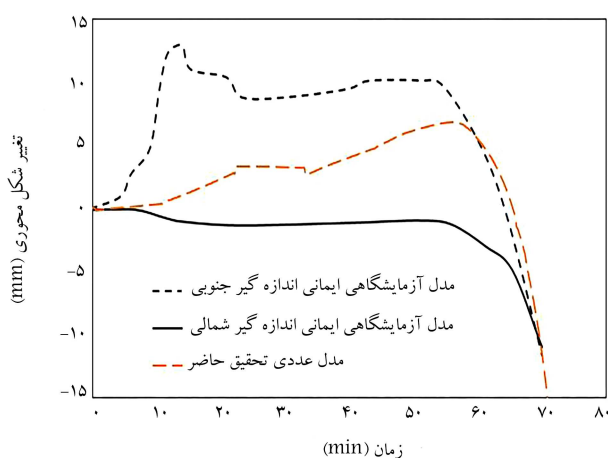
### ۲.۳. متغیرهای تصادفی

همان‌طور که گفته شد، برای تعیین حساسیت زمان گسیختگی قاب بتن‌آرمه به پارامترهای مختلف از تحلیل حساسیت FOSM مبتنی بر متغیرهای تصادفی استفاده شده است. سه نوع متغیر تصادفی در این تحقیق در نظر گرفته شده است. مصالح، بارگذاری و هندسی سه نوع متغیر تصادفی در نظر گرفته شده در این تحقیق هستند. تنش تسلیم آرمانور (Fy)، مدول الاستیسیته‌ی آرمانور (E)، مقاومت بتن (Fc) متغیرهای تصادفی مصالح هستند. بار مرده، زنده و بار لرزه‌ی 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. مشخصات مربوط به نوع توزیع و مقدار میانگین هر متغیر در جدول ۴ نشان داده شده است.

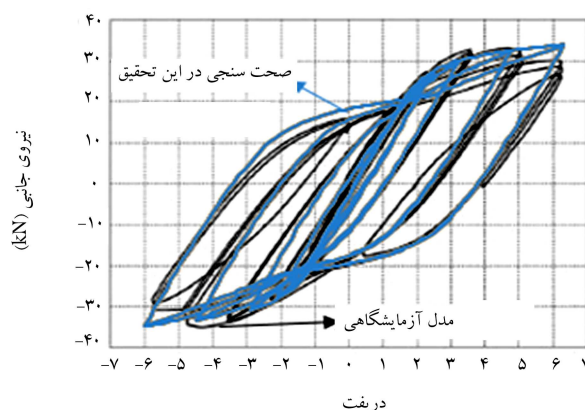
در تحلیل حساسیت تمام پارامترها به جز پارامتر مورد نظر در مقدار میانگین خود در نظر گرفته شده‌اند. مثلاً وقتی حساسیت زمان گسیختگی سازه نسبت به تنش تسلیم بررسی شده است، سایر متغیرها در مقدار میانگین خود وارد شده‌اند. از آنجایی که در روش‌های تحلیل حساسیت برای یک متغیر تصادفی (جدول ۴) سایر متغیرهای تصادفی باید در مقدار میانگین خود قرار داشته باشند، در بارگذاری PEF یک شتاب‌نگاشت زلزله انتخاب و تحلیل‌های حساسیت در شدت‌های مختلف آن انجام شده است. همچنین برای تعیین حساسیت زمان گسیختگی به متغیر شدت بارهای لرزه‌ی تمام متغیرهای تصادفی موجود در جدول ۴ در مقدار میانگین در نظر گرفته شده‌اند و حساسیت بار لرزه‌ی با استفاده از ده شتاب‌نگاشت محاسبه شده است. مشخصات این شتاب‌نگاشت‌ها در جدول ۵ نشان داده شده است. بیشترین

جدول ۵. مشخصات شتاب نگاشت‌ها.

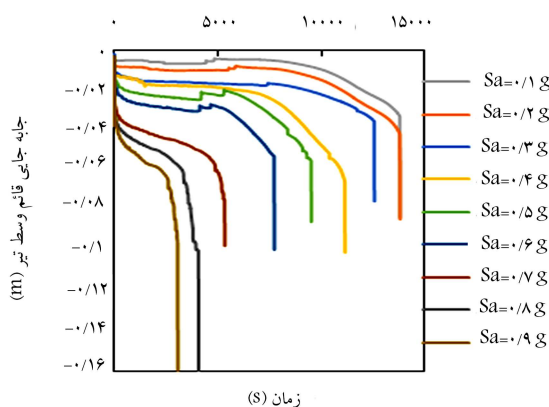
| نام                | ایستگاه                  | بیشترین<br>PGA (g) | بیشترین<br>PGV (cm/s) | بزرگا |
|--------------------|--------------------------|--------------------|-----------------------|-------|
| Chi-Chi, Taiwan    | TCU۰۸۴                   | ۱٫۱۶               | ۱۱۵٫۱                 | ۷٫۶   |
| Imperial Valley-۰۶ | Elcentro#۵               | ۰٫۵۲۸              | ۹۱٫۵                  | ۶٫۵   |
| Imperial Valley-۰۶ | Elcentro#۸               | ۰٫۶۰۲              | ۴۸٫۶                  | ۶٫۵   |
| Kocaeli, Turkey    | Izmit                    | ۰٫۲۲               | ۲۸٫۹                  | ۷٫۵   |
| Loma Prieta        | BRAN                     | ۰٫۶۴               | ۵۵٫۹                  | ۶٫۹   |
| Morgan Hill        | Coyote Lake Dam          | ۱٫۳                | ۶۲                    | ۶٫۲   |
| Nahanni            | Site ۲                   | ۰٫۴۵               | ۳۷٫۴                  | ۶٫۸   |
| Northridge         | Sylmar-Converter Station | ۰٫۸۹۷              | ۱۳۰٫۳                 | ۶٫۷   |
| Northridge         | Sylmar-Olive View        | ۰٫۸۴۳              | ۱۲۲٫۷                 | ۶٫۷   |
| San Fernando       | Pacoima Dam              | ۱٫۲۴               | ۱۱۶٫۵                 | ۶٫۶   |



شکل ۹. منحنی هیستریزیس در مدل آزمایشگاهی ایمانی و مدل عددی در تحقیق حاضر.



شکل ۱۰. منحنی تغییر مکان قائم در مدل آزمایشگاهی ایمانی و تحلیل عددی در تحقیق حاضر.



شکل ۱۱. منحنی مقاومت قاب تحت بارگذاری‌های PEF.

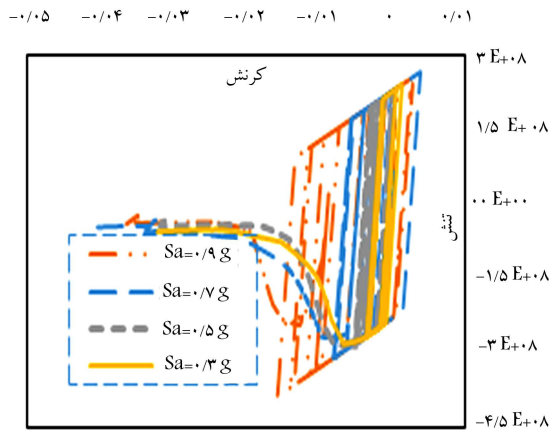
اما هنوز تحقیقی که در آن سازه‌ی بتن‌آرمه در اثر آتش‌سوزی به مرحله‌ی گسیختگی برسد، انجام نشده است. تنها تحقیق آزمایشگاهی که در آن زمان گسیختگی المان لحاظ شده است، مربوط به تحقیق ایمانی و همکاران است.<sup>[۲۷]</sup> در این تحقیق از مدل آزمایشگاهی ایمانی و همکاران (۲۰۱۴) برای انجام صحت‌سنجی استفاده شده است. آن‌ها یک ستون مرکب را در معرض بارهای سیکلیک به صورت کنترل‌شونده توسط تغییر مکان آزمودند (شکل ۹) و پس از آن در معرض بار آتش قرار داده‌اند. سپس تغییر شکل‌های قائم و زمان دوام آن را در طی بار حرارتی بررسی کردند. نتایج مدل‌سازی عددی در تحقیق حاضر نشان می‌دهد تغییر مکان قائم ستون در محدوده‌ی تغییر شکل‌های قائم در اندازه‌گیری‌های مختلف موجود در سرستون مدل آزمایشگاهی بوده است و زمان گسیختگی در مدل عددی تحقیق حاضر نسبت به مدل آزمایشگاهی ایمانی دقت کافی دارد. جابه‌جایی قائم در مدل عددی نزدیک به مقدار میانگین گیب‌های ۱ و ۲ در مدل آزمایشگاهی (شکل ۱۰) است که نشان‌دهنده‌ی صحت نتایج عددی در این تحقیق است.

انجام شده است. پیش از بررسی حساسیت سازه‌ها به پارامترهای مورد نظر تحقیق، پاسخ قاب بتن‌آرمه به بارگذاری‌های PEF بررسی شده است. برای ارزیابی مقاومت قاب در برابر بارهای PEF جابه‌جایی قائم دهانه‌ی تیرهای در معرض بار حرارتی مورد استفاده قرار گرفته است. در شکل ۱۱ جابه‌جایی‌های قائم تیر در دهانه‌ی

#### ۴. بررسی نتایج

پس از مرحله‌ی مدل‌سازی، تحلیل‌های مکانیکی حرارتی برای بارگذاری‌های PEF



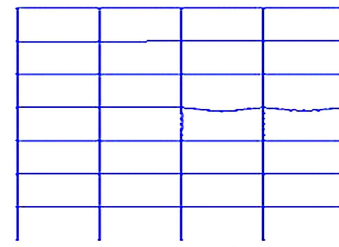


شکل ۱۳. منحنی تنش کرنش در آرما تور پایینی در تیر تحت بارگذاری PEF.

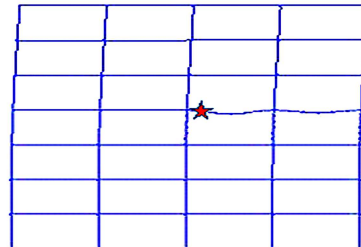
انجام تحلیل حساسیت پارامترهای تنش تسلیم آرما تور ( $F_y$ )، مدول الاستیسیته آرما تور ( $E$ )، مقاومت بتن ( $F_c$ )، بار مرده و زنده، طول دهانه و پوشش بتن به عنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده‌اند. مشخصات تابع توزیع، میانگین و  $COV$  این متغیرها در جدول ۴ نشان داده شده است. تمام این پارامترها برای هر یک از تحلیل‌های PEF در نظر گرفته شده‌اند. پس از انجام تحلیل‌ها نتایج برای هر  $S_a$  خاص به صورت فاصله‌ی بین میانگین به علاوه و منهای دو برابر انحراف معیار زمان گسیختگی در نمودارها ارائه شده است.

همان‌طور که در بخش ۳-۲ بیان شده است برای تحلیل حساسیت زمان گسیختگی نسبت به متغیرهای تصادفی در قاب بتن‌آرمه‌ی در معرض آتش سوزی پس از زلزله، از شتاب‌نگاشت Imperial Valley استفاده شده است. این شتاب‌نگاشت از  $S_a = 0.1g$  تا  $S_a = 0.9g$  با گام‌های  $0.1g$  مقیاس شده و سپس به قاب اعمال شده است. پس از هر بار اعمال بار لرزه‌یی بار حرارتی به صورت متوالی به قاب اعمال شده است. در واقع برای هر یک از مقادیر  $S_a$  یک تحلیل حساسیت با روش FOSM برای هر متغیر تصادفی صورت گرفته است. نتایج حاصل از تحلیل FOSM در بارگذاری PEF برای هر  $S_a$  در شکل ۱۴ نشان داده شده است. نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهد میزان حساسیت زمان گسیختگی در قاب بتن‌آرمه در  $0.2g - 0.1g$  دقیقاً همانند نتایج تحلیل FOSM در حالتی است که سازه فقط در معرض بار حرارتی قرار گرفته است. با افزایش  $S_a$  زمان گسیختگی و حساسیت به متغیرهای تصادفی تغییر می‌کند. نتایج حاصل از تحلیل حساسیت به روش FOSM در  $0.3g$  تا  $0.4g$  و  $0.4g$  نشان می‌دهد در هر دو حالت بیشترین میزان حساسیت گسیختگی به متغیرهای تصادفی مربوط به تنش تسلیم آرما تور است. با افزایش بیشینه‌ی شتاب حساسیت به پوشش آرما تور کاهش می‌یابد. همچنین در این دو حالت کمترین میزان حساسیت مربوط به طول دهانه و مدول الاستیسیته‌ی فولاد است.

بررسی نتایج شکل ۱۴ نشان می‌دهد به‌طورکلی با افزایش شدت بار لرزه‌یی مقاومت قاب بتن‌آرمه در برابر بار لرزه‌ای کاهش می‌یابد. با افزایش شدت بار لرزه‌یی حساسیت زمان گسیختگی قاب بتن‌آرمه به پوشش آرما تور کاهش می‌یابد. در شدت‌های بالای بار لرزه‌ای ( $S_a$  بزرگ‌تر از  $0.7g$ ) بار مرده بیشترین حساسیت را در زمان گسیختگی قاب ایجاد می‌کند. دو پارامتر تنش تسلیم آرما تور و مقاومت بتن در شدت‌های میانی ( $S_a$ )، بین  $0.4g$  تا  $0.7g$ ) بیشترین تأثیر را بر زمان گسیختگی



الف) در بار حرارتی تنها؛



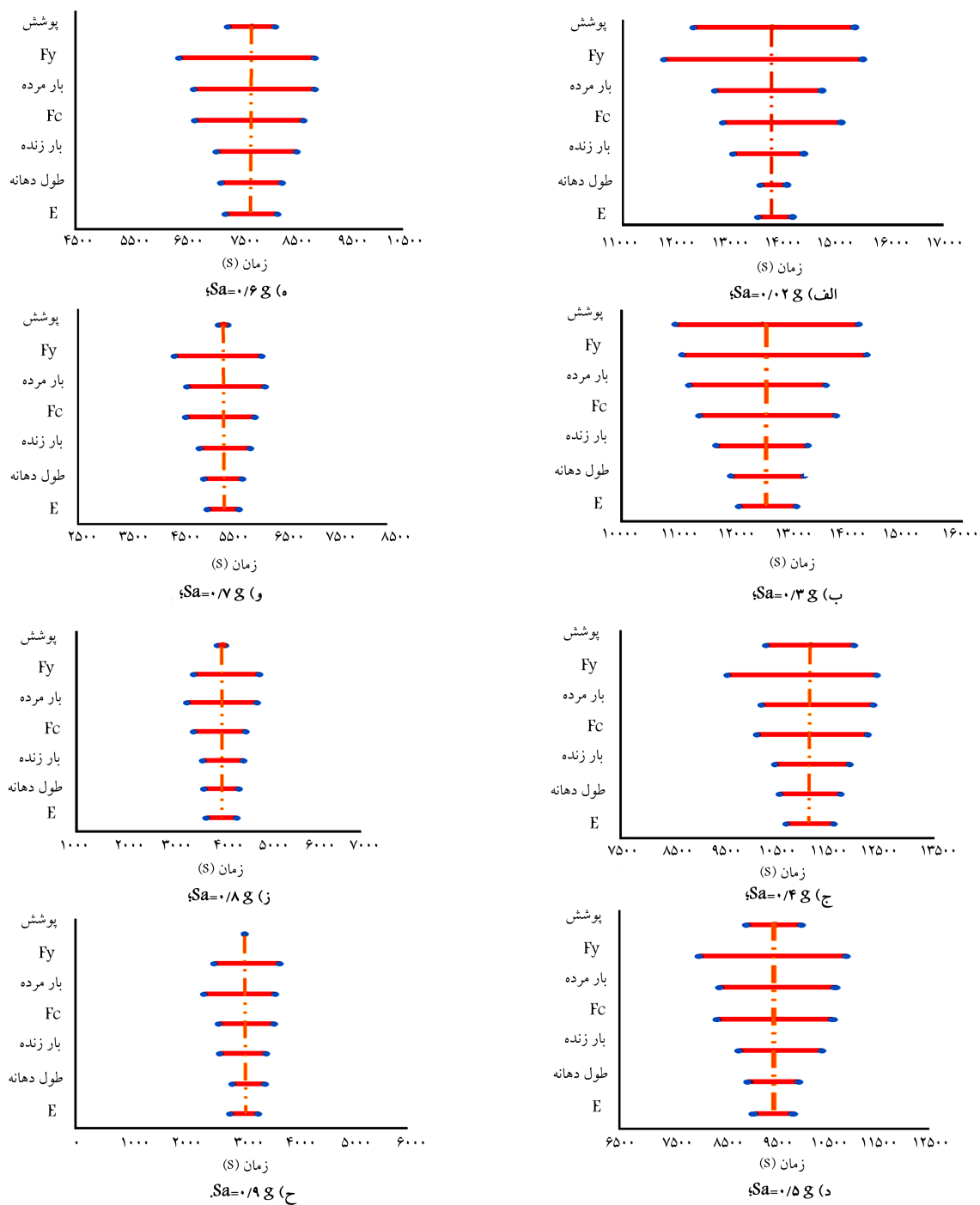
ب) در بار PEF در  $S_a = 0.9g$ .

شکل ۱۲. تغییر شکل قاب در لحظاتی قبل از گسیختگی.

آتش‌سوزی شده تحت بارهای PEF نشان داده شده است. زمان افزایش ناگهانی جابه‌جایی قائم تیر به عنوان گسیختگی سازه تحت بارهای PEF در نظر گرفته شده است. نتایج نشان می‌دهد که در تحلیل PEF زمان گسیختگی در  $S_a = 0.1g$  و  $S_a = 0.2g$  برابر با مقاومت قاب در برابر بار حرارتی تنهاست. با افزایش شتاب زلزله مقاومت سازه کاهش می‌یابد. در  $S_a = 0.3g$  گسیختگی در سازه در ثانیه‌ی ۱۲۵۷۶ اتفاق می‌افتد. در  $S_a = 0.7g$  زمان گسیختگی به ۵۱۵۳ ثانیه و در  $S_a = 0.9g$  زمان گسیختگی به ۳۰۸۱ ثانیه کاهش یافته است. تغییر شکل‌های قاب در لحظاتی قبل از گسیختگی در شکل ۱۲ برای حالت آتش‌سوزی و PEF در  $S_a = 0.9g$  نشان داده شده است. بر اساس این شکل تغییر شکل‌های قاب در بارگذاری PEF در  $S_a = 0.9g$  بسیار بیشتر از قاب در حالتی است که فقط تحت بارگذاری حرارتی قرار داشته است. این در حالی است که زمان گسیختگی در بارگذاری PEF در  $S_a = 0.9g$  برابر با ۳۰۸۱ ثانیه و در بارگذاری آتش فقط برابر ۱۳۸۱۶ ثانیه است. نتایج نشان می‌دهد زمان گسیختگی در آتش‌سوزی پس از شدت‌های مختلف بار لرزه‌ای می‌تواند بسیار کمتر (حدود ۲۲٪) از حالتی باشد که سازه تنها تحت بارگذاری حرارتی قرار دارد.

در ادامه‌ی روند تحقیق منحنی تنش و کرنش میل‌گرد پایین در تیر در ناحیه‌ی اتصال به ستون (ستاره در شکل ۱۲) ارزیابی شده است. این منحنی‌ها برای حالت بارگذاری PEF در شکل ۱۳ نشان داده شده است. این منحنی‌ها تا لحظاتی قبل از گسیختگی استخراج شده‌اند. مقدار کرنش‌ها در لحظه‌ی گسیختگی به شدت افزایش می‌یابد که نشان دادن آن باعث می‌شود منحنی‌های تنش کرنش به‌درستی قابل مقایسه نباشند؛ به همین دلیل این منحنی‌ها تا لحظاتی قبل از گسیختگی ارائه شده‌اند. نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهد با افزایش شتاب وارد بر سازه منحنی‌های هیستریزس آرما تور در حالت‌های کششی و فشاری با مساحت بیشتری تشکیل می‌شود. بنابراین، جابه‌جایی پسماند در شتاب‌های بیشتر زیادتر خواهد بود. این امر در کنار در نظر گرفتن اثر حذف پوشش آرما تور باعث می‌شود، آرما تورها در زمان کمتری گسیخته شوند.

پس از بررسی پاسخ قاب بتن‌آرمه تحت بارهای PEF حساسیت زمان اولین گسیختگی قاب بتن‌آرمه در سناریوی آتش‌سوزی پس از زلزله بررسی شده است. برای



شکل ۱۴. نتایج تحلیل حساسیت در بارگذاری آتش‌سوزی پس از زلزله.

بارگذاری PEF در شدت‌های مختلف بار لرزه‌ی بررسی شده است. برای این هدف از ده شتاب‌نگاشت زلزله استفاده شده است. مشخصات این شتاب‌نگاشت‌ها در جدول ۵ نشان داده شده است.

هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها از مقدار  $0.1g$  تا  $0.9g$   $Sa$  با گام‌های  $0.1g$  مقیاس شده و پس از هر بار تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، بار حرارتی به قاب اعمال شده است. پس از تحلیل، زمان گسیختگی در هر بارگذاری PEF استخراج شده است. مقدار نوسانات (میانگین به علاوه و منهای دو انحراف معیار) زمان گسیختگی محاسبه و در شکل ۱۶ ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد

قاب در بارگذاری PEF داشته است. در شکل ۱۵ تغییرات متغیرهای تصادفی در شدت‌های مختلف بار PEF نشان داده شده است. بر اساس این شکل مشاهده می‌شود به‌طور کلی با افزایش شدت PEF حساسیت زمان گسیختگی به متغیرهای تصادفی کاهش می‌یابد.

نتایج تحلیل PEF در شدت‌های لرزه‌ی مختلف نشان داده است با افزایش  $Sa$ ، زمان گسیختگی قاب بتن آرمه کاهش می‌یابد. بنابراین، در قاب بتن آرمه برخلاف قاب فولادی [۷] شدت بار لرزه‌ی پیش از بار حرارتی نیز بر زمان گسیختگی قاب بتن آرمه تأثیرگذار است. در ادامه‌ی روند تحقیق، حساسیت زمان گسیختگی قاب بتن آرمه در



حساسیت زمان گسیختگی به بار لرزه‌یی بسیار زیاد است و در شدت‌های بالا ( $Sa$  بیشتر از  $0.9g$ ) میزان حساسیت زمان گسیختگی به بار لرزه‌یی کاهش می‌یابد.

## ۵. نتیجه‌گیری

هدف از این تحقیق بررسی حساسیت متغیرهای تصادفی در زمان گسیختگی قاب‌های بتن‌آرمه در معرض بارگذاری آتش‌سوزی پس از زلزله بود. بدین منظور با استفاده از روش تحلیل حساسیت FOSM قاب‌های بتن‌آرمه در بارگذاری حرارتی پس از زلزله بررسی شده است. بار لرزه‌یی در  $Sa$  های مختلف برای یک زلزله‌ی خاص به سازه اعمال شده و در هر  $Sa$  پس از بار لرزه‌یی بار حرارتی اعمال شده است. نتایج این تحلیل نشان می‌دهد در بین پارامترهای طراحی در شدت‌های کم بار لرزه‌یی تنش تسلیم آرماتور و پوشش بتن بیشترین تأثیر را در پراکندگی زمان گسیختگی دارند. با افزایش  $Sa$  حساسیت زمان گسیختگی سازه به پارامتر پوشش بتن کاهش می‌یابد. تنش تسلیم آرماتور تقریباً در تمام شدت‌های PEF حساس‌ترین متغیر تصادفی است. مقاومت بتن و بار مرده نیز از حساس‌ترین متغیرهای تصادفی هستند. مدول الاستیسیته‌ی آرماتور و ابعاد دهانه (در صورت نادیده گرفتن پوشش آرماتور) کمترین حساسیت را برای زمان گسیختگی ایجاد می‌کنند. نتایج نشان داده است با افزایش  $Sa$ ، حساسیت زمان گسیختگی به متغیرهای تصادفی کاهش می‌یابد. در ادامه، تحلیل PEF برای ده شتاب‌نگاشت زلزله انجام شده است تا حساسیت زمان گسیختگی به بارهای لرزه‌یی بررسی شود.

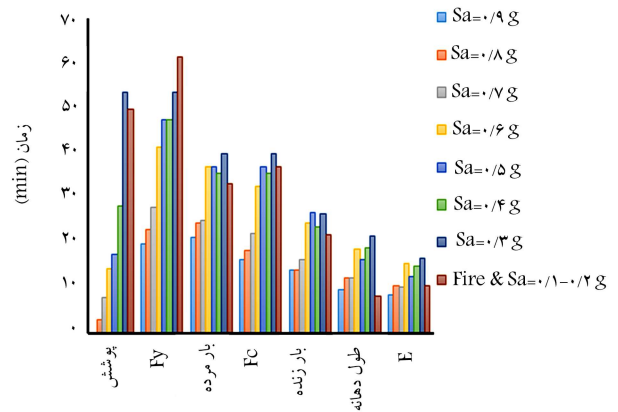
نتایج نشان می‌دهد بار لرزه‌یی در قاب‌های بتن‌آرمه (برخلاف قاب فولادی)<sup>[۷]</sup> بیشترین حساسیت را برای زمان گسیختگی ایجاد می‌کنند. مثلاً در  $Sa = 0.7g$  نوسانات پاسخ (میانگین به علاوه و منهای دو انحراف معیار) برای زمان گسیختگی برابر با ۱۴۵ دقیقه محاسبه شده است. درحالی که بیشترین نوسانات برای تنش تسلیم آرماتور، پوشش بتن و مقاومت بتن به ترتیب  $60^\circ$ ،  $53^\circ$  و  $40^\circ$  دقیقه محاسبه شده است.

## پانویس‌ها

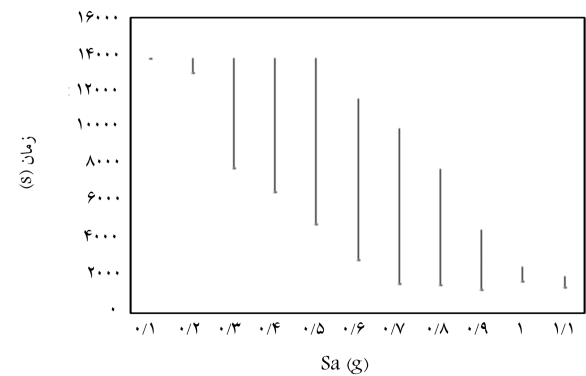
1. post-earthquake fire
2. Liu
3. Umesh
4. first-order second moment (FOSM)
5. incremental dynamic analysis
6. Park-Ang

## منابع (References)

1. Tavakoli H.R., Rashidi A. and Akbarpour S. "effect of lateral force resisting system on seismic performance of



شکل ۱۵. نوسانات زمان گسیختگی برای متغیرهای تصادفی تحت شتاب‌های مختلف.



شکل ۱۶. نوسانات زمان گسیختگی در شتاب‌های مختلف.

حساسیت زمان گسیختگی در قاب‌های بتن‌آرمه نسبت به پارامتر شدت لرزه‌یی بسیار متغیر است. در شدت‌های کم ( $Sa = 0.1g - 0.2g$ ) حساسیت زمان گسیختگی به شدت لرزه‌یی بسیار کم است. در شدت‌های میانی ( $Sa = 0.3g - 0.8g$ )

special steel frames under progressive collapse", *Sharif: Civil Engineering*, **31-2**, pp. 101-108 (in Persian) (2016).

2. Tavakoli, H.R. and Kiakojouri F. "Numerical study of progressive collapse in framed structures: a new approach for dynamic column removal", *International Journal of Engineering-Transactions A: Basics*, **26**, pp.685-692 (2013)
3. Tavaloki H.R, Naghavi F. and Goltabar A.R. "Effect of base isolation systems on increasing the resistance of structures subjected to progressive collapse", *Earthquakes and Structures*, **9**(3), pp. 639-656 (2015).
4. Tavakoli, H.R. and Moradi Afrapoli, M. "Robustness analysis of steel structures with various lateral load resisting systems under seismic progressive collapse", *Engineering Failure Analysis*, **83**, pp. 89-101 (2018).

5. Bommer J.J. and Boore D.M. "Engineering seismology encyclopaedia of Geology", New York, Academic Press (2004).
6. Scawthorn, C. "Fire Following Earthquakes", New York, McGraw-Hill, (1992).
7. Elhami Khorasani, N., Garlock, M. and Quiel, S. "Modeling steel structures in OpenSees: Enhancements for fire and multi-hazard probabilistic analyses", *Computers and Structures*, **157**, pp. 218-231 (2015).
8. Scawthorn, C., Eidinger, J.M. and Schiff, A.J. "Fire following earthquake. Technical council on lifeline earthquake engineering", Monograph No. 26. Reston: Published by the American Society of Civil Engineers (2005).
9. Scawthorn, C., Eidinger, J.M. and Schiff, A.J. "Fire following earthquake", ASCE Publications, Reston, VA, (2005).
10. Gui-rong, L., Yu-Pu, S. and Fu-Lai, Q. "Post-fire cyclic behavior of reinforced concrete shear walls", *Journal of Central South University, Technol*, **17**, pp. 1103-1108 (2010).
11. Kamath, P., Kumar Sharma, U., Kumar, V. and et al. "Full-scale fire test on an earthquake-damaged reinforced concrete frame", *Fire Safety Journal*, **73**, pp. 1-19 (2015).
12. Ervine, A. "Damaged reinforced concrete structures in fire", Edinburgh University, PhD Thesis, (2012).
13. Jelinek, T., Zania, V. and Giuliani, L., "Post-earthquake fire resistance of steel buildings", *Journal of Constructional Steel Research*, **138**, pp. 774-782 (2017).
14. Talebi, E., Korzen, M. and Hotman, S. "The performance of concrete filled steel tube columns under post-earthquake fires", *Journal of Constructional Steel Research*, **150**, pp. 115-128 (2018).
15. Suwondo, R., Cunningham, L. and Gilli, M. "Improving the performance of composite floors subjected to post-earthquake fire", *Fire Safety Journal*, **102**, pp. 18-26 (2018).
16. Song, Q., Heidarpour, A. and Zhao, X. "Post-earthquake fire behavior of welded steel I-beam to hollow column connections: An experimental investigation", *Thin-Walled Structures*, **98**, 143-153 (2016).
17. Lee, T.H. and Mosalam, K.M. "Seismic demand sensitivity of reinforced concrete shear-wall building using FOSM method", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **34:14**, pp. 1719-1736 (2005).
18. Dwaikat, M.B. and Kodur, V.K.R. "Fire induced spalling in high strength concrete beams", *Fire Technology*, **46(1)**, pp. 251-274 (2010).
19. Kodur, V.R. and Harmathy, T.Z., *Properties of Building Materials*, in SFPE Handbook of Fire Protection Engineering, P. J. DiNunno, Ed., National Fire Protection Association, Quincy, Mass, USA, (2008).
20. Minson, A. "Eurocode 2-3", *Concrete Structures*, **40(1)**, pp. 30-31 (2006).
21. Youssef, M.A. and Moftah, M. "General stress-strain relationship for concrete at elevated temperatures", *Engineering Structures*, **29(10)**, pp. 2618-2634 (2007).
22. Lie T. and Kodur, V.K.R., "Thermal and mechanical properties of steel-fibre-reinforced concrete at elevated temperatures," *Canadian Journal of Civil Engineering*, **23(2)**, pp. 511-517 (1996).
23. Remesh, K. and Tan, K.H. "Performance comparison of zone models with compartment fire tests", *Journal of Fire Sciences*, **25(4)**, pp. 321-353 (2007).
24. Kim, j., Park J.H. and Lee T.H. "Sensitivity analysis of steel buildings subjected to column loss", *Engineering Structures*, **33**, pp. 421-432 (2011).
25. Vamvatsikos, D. and Cornell, CA. "Incremental dynamic analysis. earthquake engineering and structural dynamics", **31(3)**, pp. 491-514 (2002).
26. Choi, H., Sanada, Y. Kashiwa, H. and et al. "Seismic response estimation method for earthquake-damaged RC buildings", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **45**, pp. 99-1018 (2016).
27. Imani, R., Mosqueda, G. and Bruneau, M. "Experimental study on post-earthquake fire resistance of ductile concrete-filled double-skin tube columns", *Journal of Structural Engineering*, **141(8)**, pp.04014192 (2015)
28. Guo, Q. and Jeffers, A.E. "Finite-element reliability analysis of structures subjected to fire", *Struct Engineering ASCE*, **49**, pp. 793-811 (2014).
29. Iqbal, S. and Harichandran, R.S. "Capacity reduction and fire load factors for LRFD of steel columns exposed to fire", *Fire Safty*, **46**, pp. 234-242 (2011).
30. Parisi, F., Scalvenzi, M. and Brunesi, E. "Performance limit states for progressive collapse analysis of reinforced concrete framed buildings", *Structural Concrete*, pp. 1-17 (2018).