

# استخراج منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای سازه‌های فولادی با بهبود لرزه‌ای روش نمود مدل با ابعاد بالا

پیام اسدی\* (دانشیار)

حسین عباسی (کارشناس ارشد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۳)  
دوره ۳۰، شماره ۱، صص. ۶۵-۷۶، (پژوهشی)

منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی احتمالاتی سازه‌ها تحت خطر لرزه‌ای کاربرد دارند. تولید اعداد تصادفی با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای محاسبه منحنی شکنندگی، مستلزم تحلیل‌های فراوان است. تاکنون روش‌های مختلفی برای استخراج منحنی شکنندگی با تعداد تحلیل‌های کمتر پیشنهاد شده است. در مطالعه‌ی حاضر، روشی پیشنهاد شده است که با بهبود روش ریاضی، نمود مدل با ابعاد بالا از منظر خطر لرزه‌ای، با تولید مجموعه‌ای کمتر از اعداد تصادفی و در نتیجه، با انجام تحلیل‌های بسیار کمتر، منحنی شکنندگی با دقت بالا برای سازه‌های فولادی تحت خطر زلزله تولید می‌کند. منحنی‌های شکنندگی برای سه سازه‌ی ۹، ۴ و ۱۲ طبقه فولادی با روش پیشنهادی محاسبه و به دست آمده و با منحنی تولید شده با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو و همچنین سایر روش‌های موجود مقایسه شده‌اند. یافته‌ها نشان داده‌اند که روش پیشنهادی با تعداد تحلیل‌های بسیار کمتری از روش مونت‌کارلو، منحنی‌های شکنندگی تولید می‌کند، که خطای کمتری نسبت به سایر روش‌های موجود دارد.

واژگان کلیدی: منحنی شکنندگی، روش مونت‌کارلو، روش کرنل، روش نمود مدل با ابعاد بالا، ارزیابی لرزه‌ای.

asadi@iut.ac.ir  
eng.ho.abbasi@gmail.com

## ۱. مقدمه و تاریخچه پژوهش

جزئی در مقاومت، تأثیر چندانی در احتمال خرابی سازه ندارد، ولی افزایش هر چند کوچک در میرایی سازه، تأثیر زیادی در کاهش احتمال خرابی سازه دارد. اسدی و بخشی (۲۰۱۳)<sup>[۱]</sup> منحنی‌های شکنندگی را برای سازه‌ی بتنی مسلح برای ارزیابی تأثیر متغیرهای تصادفی، مانند: عدم قطعیت PGA، ضریب اهمیت ساختمان‌ها و ظرفیت شکل‌پذیری به دست آورده و نشان داده‌اند که قابلیت انعطاف‌پذیری ویژه می‌تواند احتمال افزایش بیش از حد خرابی را کاهش دهد. اربریک<sup>۳</sup> و همکاران (۲۰۰۴)<sup>[۲]</sup> منحنی‌های شکنندگی سازه‌های بتن مسلح دارای دال تخت و قاب خمشی را مقایسه کرده‌اند. متغیرهای تصادفی، شامل: عدم قطعیت در مصالح، مقاومت تسلیم فولاد، و مقاومت فشرده‌ی بتن بوده و نتایج نشان داده‌اند که سازه‌ی دارای دال تخت نسبت به سازه‌ی دارای سیستم قاب خمشی، آسیب‌پذیری بیشتری داشته است، که در ترازهای بالای خرابی بیشتر بوده است.

روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو<sup>۴</sup> برای تولید اعداد تصادفی کاربرد دارد، که در آن،

منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی احتمالاتی سازه‌ها تحت خطر زلزله و برآورد هزینه‌های خسارت‌های احتمالی مورد انتظار سازه‌ها تحت خطر زلزله کاربرد دارند. منحنی‌های شکنندگی آسیب‌پذیری احتمالی سازه‌ها در معرض خطر زلزله را به صورت احتمال فراگذشت از محدوده‌ی خسارت مورد نظر برحسب پارامتر شدت زلزله مانند PGA<sup>۱</sup> نشان می‌دهند.<sup>[۱]</sup>

تاکنون مطالعات بسیاری از منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی لرزه‌ای آثار پارامترهای مختلف در رفتار احتمالاتی سازه‌ها تحت زلزله استفاده کرده‌اند. رین‌هورن<sup>۲</sup> و همکاران (۲۰۰۱)<sup>[۲]</sup> اثر تغییرات پارامترهای سختی، مقاومت و میرایی را در منحنی شکنندگی ساختمان ۴ طبقه‌ی بتن مسلح با دیوار برشی تحت زلزله ارزیابی کرده و دریافته‌اند که افزایش اندک در سختی اعضا، احتمال خرابی را کاهش می‌دهد. تغییرات

\* نویسنده مستقر

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۱/۲۰، اصلاحیه ۱۴۰۲/۴/۱۰، پذیرش ۱۴۰۲/۴/۲۵

استناد به این مقاله:

اسدی، پیام و عباسی، حسین. ۱۴۰۳. استخراج منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای سازه‌های فولادی با بهبود لرزه‌ای روش نمود مدل با ابعاد بالا. مهندسی عمران شریف، ۴۰(۱).

صص. ۶۵-۷۶. DOI:10.24200/J30.2023.62038.3203

اعداد تصادفی با تابع چگالی احتمال، مقدار میانگین و انحراف استاندارد پیش‌فرض تولید می‌شوند. برای حصول اطمینان از درستی و هم‌گرایی روش مونت‌کارلو، تعداد زیادی تحلیل موردنیاز است؛ در نتیجه، روشی زمان‌بر و پرهزینه است.<sup>[۵]</sup> تانتالا<sup>۵</sup> و همکارش (۲۰۰۲)،<sup>[۶]</sup> برای ارزیابی لرزه‌های ساده‌های بلند، منحنی‌های شکنندگی را با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو به دست آورده‌اند. کازانتزی<sup>۶</sup> و همکاران (۲۰۱۴)،<sup>[۷]</sup> از تحلیل دینامیکی افزایشی و شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای ارزیابی عملکرد ساختمان ۴ طبقه فولادی با پارامترهای تصادفی، مانند مقاومت و شکل‌پذیری استفاده کرده‌اند.

از مطالعاتی که بر روی روش‌های جایگزین شبیه‌سازی مونت‌کارلو متمرکز بوده‌اند، زی و ژو<sup>۷</sup> (۲۰۱۶)،<sup>[۸]</sup> ژو و همکاران (۲۰۱۷)،<sup>[۹]</sup> زی و همکاران (۲۰۱۹)،<sup>[۱۰]</sup> از روش فاصله‌ی زمانی برای تخمین میدان پاسخ دینامیکی سیستم لوفینگ<sup>۸</sup> جرثقیل با پارامترهای تصادفی استفاده کرده و دریافته‌اند که روش اخیر در مقایسه با روش مونت‌کارلو، سریع‌تر و کم‌هزینه‌تر است. اگرچه دقت روش اخیر را می‌توان با در نظر گرفتن اصطلاحات مرتبه‌ی بالاتر بهبود بخشید، ولی زمان محاسباتی بسیار بیشتری لازم است. چن<sup>۹</sup> و همکاران (۲۰۱۶)،<sup>[۱۱]</sup> روش جدیدی را برای تحلیل دینامیکی تصادفی سازه‌های غیرخطی پیشنهاد کردند، که در آن، یک الگوریتم برای انتخاب نقطه در تحلیل پاسخ لرزه‌ای تصادفی سازه‌ها ارائه دادند و دریافته‌اند که روش مذکور، عملکرد خوبی برای دست‌کم ۵۰ متغیر تصادفی دارد. واماوتسیکوس و فراگیا داکیس<sup>۱۰</sup> (۲۰۱۵)،<sup>[۱۲]</sup> از تحلیل دینامیکی افزایشی برای ارزیابی تغییرپذیری تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت پارامترهای غیرقطعی مدل‌های سازه‌ای، با تکیه بر روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای ساختمان ۹ طبقه فولادی استفاده کردند. همچنین برای ارزیابی پارامتر تصادفی عملکرد لرزه‌ای از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، برآورد نقطه‌ای، و روش‌های ممان دوم مرتبه‌ی اول استفاده کردند و دریافته‌اند که روش برآورد نقطه‌ای و روش ممان دوم مرتبه‌ی اول به هزینه‌ی محاسباتی کمتری نیاز دارد. در صورتی‌که شبیه‌سازی مونت‌کارلو بر روی یک تابع سطح پاسخ<sup>۱۱</sup> و نه در یک مدل دینامیکی با ساختاری بسیار پیچیده انجام شود، هزینه‌های محاسباتی شبیه‌سازی مونت‌کارلو به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد.<sup>[۱۳]</sup> از سایر روش‌های پیشنهادی، کریک<sup>۱۲</sup> و همکاران (۲۰۰۷)،<sup>[۱۴]</sup> و ژوک<sup>۱۳</sup> و سنسوی (۲۰۱۶)،<sup>[۱۵]</sup> الگوریتم کوکو<sup>۱۴</sup> را برای استخراج منحنی‌های شکنندگی پیشنهاد دادند. سوردت<sup>۱۵</sup> و چو (۲۰۱۳)،<sup>[۱۶]</sup> روش شبیه‌سازی GPC<sup>۱۶</sup> را پیشنهاد دادند تا تعداد تحلیل‌های شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی را کاهش دهند. در مطالعه‌ی دیگری، ساها<sup>۱۷</sup> و همکاران (۲۰۱۶)،<sup>[۱۸]</sup> با استفاده از شبیه‌سازی GPC تأثیر پارامترهای تصادفی مشخصات مخازن ذخیره‌سازی مایع با پایه‌ی جدا شده را به کمک منحنی‌های شکنندگی ارزیابی کردند و نشان دادند که زمان تحلیل‌ها تا ۷۵٪ کاهش می‌یابد.

در سال‌های اخیر، برای ارزیابی لرزه‌ای با استخراج منحنی‌های شکنندگی و همچنین تعداد تحلیل‌های محدود و دقت کافی، روش‌های مختلفی مانند: روش کرنل<sup>۱۸</sup> و نمود مدل با ابعاد بالا (HDMR)<sup>۱۹</sup> ارائه شده است؛ که در آنها، روابط پاسخ سازه برای تعداد محدودی اعداد تصادفی تولید شده، محاسبه و با استفاده از آنها، منحنی شکنندگی تولید می‌شود. بدین ترتیب، تعداد تحلیل‌ها کاهش می‌یابد، هر چند خطاهای محاسباتی نیز به همراه دارند.<sup>[۲۰-۱۹]</sup> نیلسون<sup>۲۰</sup> و همکارش (۲۰۰۷)،<sup>[۲۱]</sup> منحنی‌های شکنندگی را به روش کرنل برای ارزیابی لرزه‌ای پل‌ها گسترش دادند و دریافته‌اند که هر چند هزینه‌های محاسباتی به صورت قابل توجه کاهش می‌یابد، اما خطای محاسبه با روش کرنل تا حدود ۴۰٪ است. یونیکریشنان<sup>۲۱</sup> و همکاران (۲۰۱۳)،<sup>[۲۱]</sup> برای استخراج منحنی‌های شکنندگی، روش HDMR را

پیشنهاد دادند و گزارش کردند که روش HDMR برای سازه‌ی ساده‌ی جرم و فنر و برای سیستم قاب خمشی بتنی ۶ طبقه، هزینه‌های محاسباتی را حدوداً ۹۸٪ کاهش داده است. رحمان<sup>۲۲</sup> و همکاران (۲۰۱۹)،<sup>[۲۲]</sup> در ارزیابی خطر لرزه‌ای، منحنی‌های شکنندگی را برای قاب فولادی با روش HDMR تولید کردند و نشان دادند که استفاده از روش اخیر برای استخراج منحنی‌های شکنندگی باعث کاهش هزاران تحلیل دینامیکی افزایشی شده است. تاجامپوریام<sup>۲۳</sup> (۲۰۱۴)،<sup>[۲۳]</sup> روش‌های شبیه‌سازی مونت‌کارلو، کرنل و HDMR را برای استخراج منحنی‌های شکنندگی سازه‌ی بتنی خمشی از نظر تعداد و زمان تحلیل مقایسه کرد و دریافت که کارایی روش‌های کرنل و HDMR در کاهش زمان و هزینه‌ی محاسبات است. همچنین نتایج نشان داد که منحنی‌های شکنندگی تولید شده به روش کرنل، مطابقت چندانی به دلیل تعداد محدود نقاط انتخاب شده با روش پایه‌ی مونت‌کارلو ندارد. هر چند روش HDMR استفاده شده، روشی بسیار کارآمد بوده است، اما نقاط انتخابی برای هر متغیر در تمامی سطوح عملکردی یکسان در نظر گرفته شده است؛ بنابراین در بعضی موارد، دقت محاسبات منحنی‌های شکنندگی را کاهش داده است.

اسدی و سورانی (۲۰۲۰)،<sup>[۱]</sup> پس از بررسی نقاط ضعف و قوت روش‌های مونت‌کارلو، کرنل و HDMR برای استخراج منحنی‌های شکنندگی، روش نمود مدل با ابعاد بالا را از نظر لرزه‌ای بهبود دادند و آن را به اختصار روش SI-HDMR<sup>۲۴</sup> نامیدند. از الگوریتم پیشنهادی برای استخراج منحنی‌های شکنندگی یک سیستم دینامیکی یک درجه‌ی آزادی و یک قاب بتنی ۵ طبقه استفاده شد و نتایج نشان داد که روش پیشنهادی SI-HDMR، هم‌زمان با کاهش قابل توجه تعداد تحلیل‌ها، دقت بالاتری نسبت به سایر روش‌های ذکر شده برای استخراج منحنی‌های شکنندگی دارد.

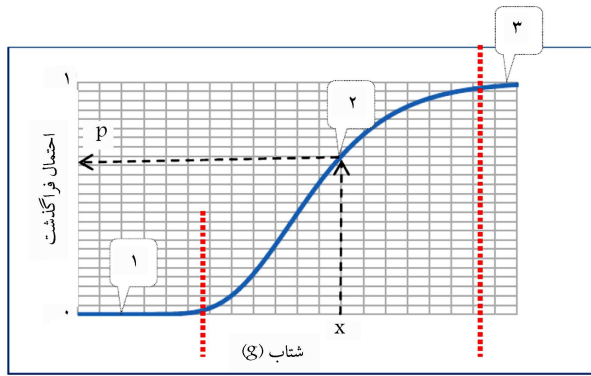
جمع‌بندی مطالعات پیشین نشان می‌دهد که منحنی‌های شکنندگی، ابزاری مناسب برای ارزیابی انواع سازه‌ها تحت تغییرات پارامترهای مختلف هستند. همچنین با توجه به زمان‌بر بودن و پرهزینه بودن روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، مطالعات زیادی بر روی ارائه‌ی روش‌هایی مانند: کرنل، HDMR و SI-HDMR برای استخراج منحنی‌های شکنندگی با دقت بالا، اما تعداد کمتر تحلیل متمرکز شده‌اند. در مطالعه‌ی حاضر، روش پیشنهادی SI-HDMR، که قبلاً برای قاب‌های بتنی مطرح شده بود، برای سازه‌های فولادی و به صورت سه‌بعدی توسعه یافته و پس از ارائه‌ی آن، روش SI-HDMR بر روی سه نمونه سازه‌ی فولادی ۴، ۹ و ۱۲ طبقه آزموده شده است. روش‌های پیشرفته‌ی ذکر شده‌ی متکی بر الگوریتم شبیه‌سازی مونت‌کارلو، هر چند تعداد تحلیل‌ها را کاهش می‌دهند، اما همواره خطای محاسباتی دارند. از میان روش‌های اخیر، دو روش کرنل و HDMR، که بر روی سازه‌های مشابه آزموده شده‌اند، در مطالعه‌ی حاضر مقایسه شده‌اند.

## ۲. تئوری و مفاهیم اولیه

### ۲.۱. تابع شکنندگی

با فرض احتمال لوگ نرمال برای احتمال خرابی سازه، احتمال فزونی تقاضا از یک مقدار خرابی مشخص (δ)، که معرف تابع شکنندگی است، به صورت رابطه‌ی ۱ است:

$$P(\Delta_D > \delta | IM = im) = 1 - \Phi\left(\frac{Ln(\delta) - \lambda_D | IM = im}{\beta_D}\right) \quad (1)$$



شکل ۱. شکل کلی منحنی شکنندگی [۱]

در ناحیه ۱ اول، احتمال رخداد خرابی نزدیک به ۰ و بیشینه‌ی برابر با ۰/۰۲، در ناحیه ۲ سوم نزدیک به ۱ و دست‌کم برابر ۰/۹۸ است و در میانی دوم، بین ۰/۰۲ تا ۰/۹۸ است. مطابق روابط ۳ و ۴، با استفاده از تابع معکوس توزیع تجمع، مقادیر پاسخ میانگین سازه به ازاء احتمال‌های ۰/۰۲ و ۰/۹۸ در هر سطح عملکرد با مقدار خرابی  $\delta$  محاسبه می‌شوند:

$$P(\Delta_D < \delta) = 0.02 \quad (3)$$

$$\rightarrow \ln(\lambda_{D,0.02}) = \ln(\delta) + \beta_D + \Phi^{-1}(0.02)$$

$$P(\Delta_D < \delta) = 0.98 \quad (4)$$

$$\rightarrow \ln(\lambda_{D,0.98}) = \ln(\delta) + \beta_D + \Phi^{-1}(0.98)$$

که در آنها،  $\beta_D$  از تحلیل‌های اولیه با مقادیر میانگین متغیرهای تصادفی به دست می‌آید. با استفاده از منحنی پاسخ میانگین بر حسب شدت زلزله با مقادیر میانگین، پارامترهای تصادفی شدت زلزله متناظر با مقادیر  $\lambda_{D,0.98}$  و  $\lambda_{D,0.02}$  در هر سطح عملکرد به دست می‌آیند.

ب) در روش کنونی، برای محاسبه‌ی پاسخ سازه تحت سایر شدت‌های زلزله و با مقادیر تصادفی مختلف، توابع پاسخی به ازاء هر متغیر مستقلاً تولید می‌شوند. لذا، شکل کلی توابع پاسخ به صورت رابطه‌ی ۵ است:

$$f(X) = f_0 + \sum_{i=1}^N f_i(X) \quad (5)$$

که در آن،  $f$  تابع پاسخ تولیدشده‌ی نهایی،  $X$  بردار متغیرها،  $f_i$  تابع پاسخ به ازاء متغیر تصادفی  $i$ ام،  $N$  تعداد متغیرهای تصادفی، و  $f_0$  مقدار تابع پاسخ به ازاء مقادیر میانگین متغیرهای تصادفی هستند. متغیرهای تصادفی، شامل دو دسته متغیرهای تصادفی مربوط به ویژگی‌های سازه و عوامل مرتبط با شدت زلزله می‌شوند. برای تولید توابع مختلف  $f_i$ ، ابتدا ترکیب‌هایی از متغیرها تهیه می‌شود و سپس آنها، تحت شدت‌های کلیدی زلزله، تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی می‌شوند. هر ترکیب شامل مقادیر مختلف از یک متغیر تصادفی با میانگین سایر متغیرهاست. در مطالعه‌ی حاضر، توابع پاسخ  $f_i$  توابع چندجمله‌ای درجه ۲ مطابق با رابطه‌ی ۶ فرض شده‌اند. ضرایب ثابت  $a$ ،  $b$  و  $c$  در رابطه‌ی ۶ به کمک روابط ۷ و ۸ تخمین زده می‌شوند:

$$ax_i^2 + bx_i + c = y_i \quad (6)$$

جدول ۱. مقادیر بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقات در هر سطح عملکرد برای سازه‌های فولادی [۲۶]

حدود آسیب	توصیف حدود آسیب	حداکثر جابجایی نسبی طبقات (%)
DS۱	تغییر سازه‌ای نیاز نمی‌باشد	۱/۵
DS۲	نیاز به تغییرات سازه‌ای	۲/۷
DS۳	نیاز به تغییرات سازه‌ای عمده	۴/۷
DS۴	فروریزش و تخریب	۷/۱

که در آن،  $\Phi$  تابع توزیع جمع‌ی نرمال استاندارد،  $\lambda_D$  لگاریتم طبیعی میانگین تقاضای زلزله به عنوان تابع بزرگای زلزله،  $\beta_D$  انحراف استاندارد توزیع نرمال برای تقاضای زلزله‌ی مورد نظر و IM معرف پارامتر شدت زلزله هستند.

در پژوهش حاضر، شاخص خرابی  $\delta$ ، بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه‌ای انتخاب شده است. در جدول ۱، مطابق با استاندارد FEMA – P۵۸ [۲۶]، حدود جابجایی نسبی طبقه‌ی برای ارزیابی عملکرد سازه‌های فولادی ارائه شده است.

دو پارامتر  $\lambda_D$  و  $\beta_D$  در تابع شکنندگی بسیار مهم هستند و روش پایه‌ای برای محاسبه‌ی آنها، استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو است؛ که در آن، به کمک الگوریتمی مانند رابطه‌ی ۲، تعداد زیادی مقدار برای متغیرهای تصادفی با در اختیار داشتن مقدار میانگین و انحراف استاندارد هر متغیر تولید می‌شود. [۲۷]

$$Get \ 0 < I_i < 6075$$

$$I_{i+1} = (106I_i + 1283) \text{ mod } 6075 \quad (2)$$

$$\rightarrow r_{i+1} = I_{i+1} / 6075$$

$$\rightarrow x_{i+1} = F^{-1}(r_{i+1})$$

که در آن،  $x_i$  متغیر تصادفی تولید شده و  $F$  تابع جمع‌ی احتمال اختیارشده برای متغیر تصادفی است. مقدار  $r_i$  مقدار تولید شده با الگوریتم مونت کارلو است؛ که چون در گام بعدی، الگوریتم متناظر با احتمال رخداد پدیده کوچک‌تر یا مساوی  $x_i$  است، الگوریتم مونت کارلو مقدار  $r_i$  را بین ۰ تا ۱ تولید می‌کند.

سپس سازه‌های تولید شده با مقادیر مذکور متغیرهای تصادفی تحت خطر زلزله تحلیل و پاسخ سازه در هر حالت به دست می‌آید. با در دست داشتن پاسخ‌های اخیر، مقادیر میانگین ( $\lambda_D$ ) و انحراف استاندارد ( $\beta_D$ ) به دست می‌آیند. فرایند تولید متغیر تصادفی با شبیه‌سازی مونت کارلو تا حصول هم‌گرایی ادامه می‌یابد.

با توجه به اینکه در تحلیل سازه‌ها در برابر زلزله، مدت زمان لازم برای هر تحلیل غیرخطی و همچنین تعداد تحلیل‌ها با روش پایه‌ای استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو بسیار زیاد هستند، در مطالعه‌ی حاضر، روشی پیشنهاد شده است که برای سازه‌های فولادی دو مقدار  $\lambda_D$  و  $\beta_D$  را با دقت مناسب و با تعداد تحلیل‌های کم به ازاء شدت‌های مختلف زلزله و در سطوح مختلف عملکردی به دست می‌دهد.

## ۲.۲. روش پیشنهادی SI – HDMR

به صورت کلی، مراحل استخراج منحنی شکنندگی با کمک روش پیشنهادی SI-HDMR به این شرح است:

الف) مطابق شکل ۱، منحنی شکنندگی به صورت کلی برای هر سطح عملکرد به سه ناحیه تقسیم می‌شود:



شکل ۲. مراحل استخراج منحنی شکنندگی با روش پیشنهادی SI-HDMR.

می‌شود:

$$\beta_{comp} = \sqrt{\frac{\beta_{d/IM}^2 + \beta_c^2}{b}} \quad (10)$$

$$\beta_{d/IM} \cong \sqrt{\frac{\sum (\ln(d_i) - \ln(aIM^b))^2}{N - 2}} \quad (11)$$

که در آنها،  $d_i$  مقادیر پاسخ به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی،  $a(IM)^b$  مقادیر میانگین پاسخ در هرگام پیش‌روندگی شتاب با توجه به ضرایب  $a$  و  $b$  به دست آمده از منحنی برازش رابطه‌ی توانی،  $N$  تعداد شتاب‌نگاشت‌ها و  $\beta_c$  انحراف استاندارد مرتبط با هر سطح عملکرد است، که مقدار  $0.25/^\circ$  برای آن پیشنهاد شده است.

گام ۶. پس از محاسبه‌ی مقدار میانگین از رابطه‌ی ۹ و میزان انحراف استاندارد در هر سطح شتاب از رابطه‌ی ۱۰، با استفاده از تابع شکنندگی، احتمال فراگذشت از مقدار خرابی متناظر با هر سطح عملکرد محاسبه شده است.

همچنین مراحل مختلف استخراج منحنی شکنندگی با روش HDMR به این شرح است:

گام ۱. مقادیری برای پارامترهای تصادفی انتخاب می‌شوند. برای این منظور، از میانگین و ۲ برابر انحراف استاندارد متغیرها استفاده می‌شود؛

گام ۲. پس از انتخاب نقاط برای پارامترهای تصادفی، مقادیر مذکور باید با هم ترکیب شوند. لذا، مقادیر متغیر مورد نظر با میانگین متغیرهای دیگر ترکیب می‌شوند.

$$\begin{bmatrix} x_1^2 & x_1 & 1 \\ x_2^2 & x_2 & 1 \\ x_3^2 & x_3 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$XA = Y \rightarrow A = X^{-1}Y \quad (8)$$

که در آنها،  $x_1$  تا  $x_3$  مقادیر مختلف متغیر تصادفی و  $y_1$  تا  $y_3$  پاسخ‌های به دست آمده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای ترکیب‌های مختلف تحت شدت‌های زلزله به دست آمده در گام الف هستند. همچنین  $X$  ماتریس متغیرها،  $A$  ماتریس ضرایب و  $Y$  ماتریس پاسخ هستند. از آنجایی که در تابع شکنندگی، هر دو مقدار میانگین و انحراف استاندارد مورد نیاز است، لذا باید برای هر دو پارامتر اخیر، تابع پاسخ تهیه شود. در مطالعه‌ی حاضر، برای محاسبه‌ی توابع پاسخ، از هر مقدار تصادفی ( $x_j$ ) سه مقدار انتخاب شده است. همچنین، برای هر شتاب‌نگاشت، یک تابع پاسخ تهیه شده است؛ ولی تابع انحراف استاندارد برای مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها تولید شده است.

پس از تهیه‌ی توابع پاسخ در هر سطح عملکرد، به کمک روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، مقادیر مختلف برای متغیرهای  $x_j$  تولید و به ازاها ترکیب‌های مختلف  $x_j$ ، یک مقدار پاسخ برای هر شتاب‌نگاشت و یک مقدار انحراف استاندارد برای مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها تخمین زده شده است. الگوریتم استفاده شده برای توزیع مونت‌کارلو مطابق با رابطه‌ی ۲ بوده است. کمینه‌ی تعداد عدد تصادفی تولید شده،  $50^\circ$  و شرط هم‌گرایی عدم تغییر نتایج بیش از  $2\%$  در  $50$  عدد تولید شده‌ی متوالی بوده است. مقدار میانگین و انحراف استاندارد مقادیر پاسخ تخمین زده شده در تابع شکنندگی جای‌گذاری شده و منحنی‌های شکنندگی برای هر سطح عملکرد به دست آمده‌اند. در شکل ۲، مراحل ذکر شده‌ی روش پیشنهادی برای استخراج منحنی شکنندگی مشاهده می‌شود.

### ۳.۲. روش‌های کرنل و HDMR

تاکنون روش‌های مختلفی برای استخراج منحنی‌های شکنندگی با تعداد تحلیل‌های کمتر ارائه شده است، که دو روش کرنل و HDMR از مطرح‌ترین آنها هستند. در روش کرنل، برای هر سطح عملکرد خاص، یک تابع شکنندگی به منظور تعیین احتمال فراگذشت از مقدار خرابی متناظر با هر سطح عملکرد برای هر شدت زمین لرزه ارائه می‌شود. مراحل استخراج منحنی شکنندگی به روش کرنل به این شرح است:

گام ۱. ابتدا تعداد گام پیش‌روندگی برای شتاب طیفی انتخاب می‌شود؛

گام ۲. برای پارامترهای تصادفی به تعداد گام‌ها، اعداد تصادفی به روش مونت‌کارلو تولید می‌شوند؛

گام ۳. در هر گام، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی انجام می‌شود، سپس میانگین پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مختلف استخراج می‌شود؛

گام ۴. بین نقاط شدت زلزله و میانگین پاسخ، نمودار رابطه‌ی توانی به صورت رابطه‌ی ۹ برازش داده می‌شود

$$\widehat{EDP} = a(IM)^b \quad (9)$$

گام ۵. میزان پراکندگی پاسخ‌ها محاسبه و با استفاده از روابط ۱۰ و ۱۱ تخمین زده

جدول ۲. مقاطع اعضاء سازه‌ی ۹ طبقه‌ی مورد مطالعه. [۹]

طبقه	مشخصات تیر	مشخصات ستون
۱	W40x183	W14x55
۲	W40x183	W14x55
۳	W36x150	W14x55
۴	W36x150	W14x45
۵	W36x150	W14x45
۶	W33x118	W14x39.8
۷	W33x118	W14x39.8
۸	W27x94	W14x34.2
۹	W21x62	W14x34.2

داشتند، که ضخامت آنها در ۶ طبقه‌ی اول برابر با ۱۸ میلی‌متر و در ۶ طبقه‌ی دوم برابر با ۱۶ میلی‌متر بوده است. همچنین مقطع همه‌ی تیرها، از نوع استاندارد  $50 \times W16$  بوده است.

### ۲.۳. مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees

نرم‌افزار OpenSees [۲۶، ۲۳] یک نرم‌افزار تحلیل ماکروسکوپیک است و در حوزه‌ی تحلیل و پژوهش ساختارهای سازه‌ای و ژئوتکنیکی قابلیت دارد. در پژوهش حاضر، سازه‌ها به‌صورت غیرخطی برای انجام تحلیل در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شده‌اند. برای مدل‌سازی چشمه‌های اتصال از روش‌های مدل‌سازی گویا [۲۷] و کراوینگر [۲۸] استفاده شده است. اتصال چشمه‌ی اتصال به تیرهای مجاور از نوع صلب بوده و در محل اتصال آن به ستون‌های فوقانی و تحتانی، مفاصل خمیری تعریف شده است. در مدل‌سازی با مدل مفصل خمیری برای مدل‌سازی اعضا، نقاط ابتدا و انتهای عضو که احتمالاً در زلزله، رفتار غیرخطی خواهند داشت به‌صورت یک مفصل متمرکز غیرخطی مدل‌سازی شده‌اند. در روش اخیر، امکان مدل‌سازی نرم‌شدگی اعضا و زوال سازه نیز وجود دارد. مدل‌سازی اعضاء تیر و ستون سازه در روش مفصل متمرکز به‌صورت کشسان بوده و رفتار غیرخطی سازه‌ها در مفصل‌های خمیری در انتهای تیر یا ستون تعریف شده است. در نتیجه، سختی مفاصل خمیری ستون‌ها، میزان صلبیت اتصال چشمه‌ی اتصال به ستون‌ها را مشخص خواهد کرد. مدل‌سازی مفاصل خمیری تیرها و ستون‌ها، رفتار ممان انحنای مفاصل خمیری مذکور، منطبق بر مدل زوال ایبارا [۲۹] - کراوینگر بوده است، [۳۳] که در مدل اشاره شده، برای تعریف رفتار لنگر-انحنای، مطابق با مصالح تک‌محوری Bilin بوده است، که توسط لیگنوس و کراوینگر [۳۰] گسترش یافته است. [۳۴] مفاصل خمیری با المانی با طول صفر (Zerolength) ایجاد و سپس رفتار المان مذکور در جهت دورانی منطبق بر رفتار لنگر - انحنای مصالح Bilin تعریف شده است. اثر P-Delta بر روی قاب‌های خمشی نیز لحاظ شده است.

زمان تناوب‌های سازه در نرم‌افزار OpenSees برای سازه‌های ۹، ۴ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر با  $1/3$ ،  $1/7$  و  $2/3$  ثانیه بوده است. برای راستی‌آزمایی، منحنی پش‌آور یک نمونه سازه‌ی ساده‌ی ۴ طبقه از مطالعه‌ی شی [۳۱] و همکاران [۳۵]، [۳۵]

سیس هر ترکیب، تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی می‌شود و سپس مقدار میانگین و انحراف استاندارد پاسخ سازه‌ها به ازاء شتاب‌نگاشت مختلف به‌دست می‌آید؛

۳. برای میانگین و انحراف استاندارد پاسخ‌ها، یک رابطه‌ی چندجمله‌ای درجه‌ی ۲ به ازاء هر متغیر تصادفی، مانند آنچه در روش SI-HDMR ذکر شده است، محاسبه می‌شود. بدین ترتیب، با استفاده از روابط به‌دست آمده، امکان محاسبه‌ی مقادیر میانگین و انحراف استاندارد پاسخ به ازاء هر مجموعه از اعداد تصادفی ایجاد می‌شود.

۴. در این مرحله، برای هر شدت زلزله و به ازاء مقادیر تصادفی تولید شده با شبیه‌سازی مونت‌کارلو، مقادیر میانگین و انحراف استاندارد پاسخ‌ها به‌دست می‌آید تا با جایگذاری در تابع شکنندگی، منحنی شکنندگی تولید شود.

برتری روش SI-HDMR نسبت به روش HDMR به این شرح است:

۱. در روش SI-HDMR، محدوده‌ی متغیرهای تصادفی براساس حدود واقعی تنظیم می‌شود؛ اما در روش HDMR، حدهای بالا و پایین، اختلاف دو برابر انحراف استاندارد با مقدار میانگین دارند، که ممکن است که حدود ذکر شده از حدود واقعی اختلاف زیادی داشته باشند و تحلیل‌ها در نقاط غیرواقعی انجام شود؛

۲. در روش SI-HDMR، برای هر شتاب‌نگاشت و هر حد عملکرد، یک تابع پاسخ تولید می‌شود، که خود سبب کاهش خطا می‌شود؛

۳. در روش SI-HDMR، مقادیر کلیدی شدت زلزله براساس شکل کلی منحنی‌های شکنندگی و متناظر با هر حد عملکرد به‌دست می‌آید، که سبب کاهش خطای محاسباتی می‌شود.

### ۳. مدل‌سازی و تحلیل سازه‌ها

در بخش کنونی، مشخصات سازه‌های فولادی بررسی و همچنین مدل‌سازی آنها در نرم‌افزار تشریح شده است. همچنین راستی‌آزمایی رفتار غیرخطی در نرم‌افزار تشریح شده است.

#### ۳.۱. مشخصات سازه‌های فولادی بررسی شده

سه سازه‌ی ۹، ۴ و ۱۲ طبقه‌ی فولادی به ترتیب از مطالعات کازانتزی (۲۰۱۴)، [۷] و امواتسکیوس و فراگیا داکیس (۲۰۱۰)، [۱۲] و جیانگ و همکاران (۲۰۲۰)، [۲۸] برای پژوهش حاضر انتخاب شده‌اند. سازه‌ها شکل‌پذیری ویژه‌ای داشتند. سازه‌ی ۴ طبقه، ۴ دهانه در سمت شمالی - جنوبی و ۳ دهانه در سمت شرقی - غربی داشت، که طول هر دهانه ۹/۱ متر و ارتفاع طبقه‌ی اول آن، ۴/۶ متر و بقیه‌ی طبقات ۳/۷ متر بوده است. سازه‌ی مذکور، براساس آیین‌نامه‌های AISC [۳۰] و IBC [۲۹]، در شهر لس‌آنجلس طراحی شده است. خاک سه سازه‌ی اخیر، مطابق طبقه‌بندی زلزله‌ی آیین‌نامه‌ی ASCE [۳۱]، از طبقه‌ی D بوده است. مقاطع تیرهای سازه‌ی ۴ طبقه در دو طبقه‌ی اول  $102 \times W27$  و در دو طبقه‌ی بعدی  $93 \times W21$  و نیز ستون‌های آن در سه طبقه‌ی اول  $117 \times W24$  و در طبقه‌ی آخر  $76 \times W24$  بوده‌اند. مشخصات مقاطع قاب سازه‌ی ۹ طبقه در جدول ۲ ارائه شده است. ارتفاع طبقات سازه‌ی ۱۲ طبقه برابر با ۳ متر با ۶ دهانه به طول ۶ متر بوده است. ستون‌های سازه‌ی ۱۲ طبقه، مقطعی به‌صورت قوطی مربع‌شکل با عرض ۵۰۰ میلی‌متر

جدول ۳. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده. [۳۷]

شماره	نام زلزله	ایستگاه	سال	PGA (g)
۱	Landers	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	۰/۲۴
۲	Landers	Cool Water	۱۹۹۲	۰/۳۸
۳	Hector Mine	Hector	۱۹۹۹	۰/۳۴
۴	Northridge	Canyon Country - W Lost Cany	۱۹۹۴	۰/۴۸
۵	Northridge	Mulhol - Beverly Hills ۱۲۵۲۰	۱۹۹۴	۰/۶۹
۶	Imperial Valley	Delta	۱۹۷۹	۰/۳۸
۷	Imperial Valley	El Centro Array # ۱۱	۱۹۷۹	۰/۲۴
۸	Kobe	Shin - Osaka	۱۹۹۵	۰/۳۶
۹	Kobe	Nishi - Akashi	۱۹۹۵	۰/۵
۱۰	Kocaeli	Duzce	۱۹۹۹	۰/۳۶
۱۱	San Fernando	LA - Hollywood Stor FF	۱۹۷۱	۰/۲۲
۱۲	Superstition Hills	Poe Road (temp)	۱۹۸۷	۰/۴۵
۱۳	Loma Prieta	Gilroy Array # ۳	۱۹۸۹	۰/۵۵
۱۴	Loma Prieta	Hollister Differential Array	۱۹۸۹	۰/۲۸
۱۵	Tabas Iran	Boshrooyeh	۱۹۷۸	۰/۱۶

#### ۱.۴. شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده

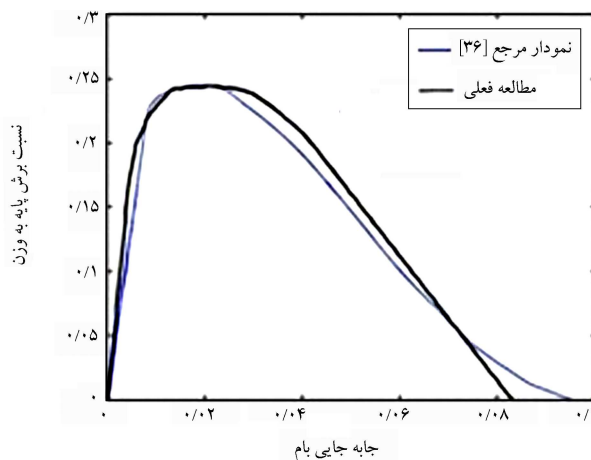
روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)، یک روش تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها براساس عملکرد است، که رفتار سازه را در طیف وسیعی از شدت‌های مختلف زلزله بیان می‌کند. [۳۶] طبق آیین‌نامه‌ی ۱۶ - ۷ - ASCE، [۳۷] دست‌کم ۱۱ زوج شتاب‌نگاشت افقی برای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی موردنیاز است. در پژوهش حاضر، از ۱۵ شتاب‌نگاشت از مطالعات ۲ ngawest، [۳۷] با بزرگی بین ۶/۵ تا ۷ ریشتر، ثبت شده بر روی خاک D و با فاصله‌ی بیشتر از ۱۰ کیلومتر به‌عنوان شتاب‌نگاشت دور از گسل مستخرج شده است. در جدول ۳، شتاب‌نگاشت‌های استفاده‌شده ارائه شده است. همچنین طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها مطابق با ضوابط طیف طرح مندرج در آیین‌نامه‌ی ۱۶ - ۷ - ASCE، [۳۷] مقیاس شده است.

#### ۲.۴. پارامتر تصادفی تنش تسلیم فولاد

مهم‌ترین پارامتر تصادفی برای تعیین ظرفیت مقاومت جانبی سازه‌های فولادی، تنش تسلیم است. در مطالعه‌ی حاضر، مشخصات پارامتر تصادفی تنش تسلیم از منابع [۳۸، ۳۹] استخراج شده است، که دارای میانگین ۲۴۰ MPa، انحراف استاندارد ۲۸ MPa و توزیع نرمال بوده است. برای تنش تسلیم، اعداد تصادفی با شبیه‌سازی مونت‌کارلو تولید شده است.

#### ۵. نتایج و بحث

در بخش کنونی، منحنی‌های شکنندگی به‌دست‌آمده از روش‌های مختلف با یکدیگر مقایسه و بر روی نتایج بحث شده است.



شکل ۳. مقایسه‌ی منحنی پوش‌آور مطالعه‌ی شی و همکاران (۲۰۲۰)، [۳۵] با مطالعه‌ی حاضر.

به‌دست آمده و با منحنی پوش‌آور راستی‌آزمایی شده‌ی مطالعه‌ی اخیر، [۳۵] در شکل ۳ مقایسه شده است، که تطابق مناسب دو منحنی را نشان می‌دهد.

#### ۴. پارامترهای تصادفی

در مطالعه‌ی حاضر، از دو دسته پارامترهای تصادفی مرتبط با تحریک زلزله و مصالح مصرفی استفاده شده است.

سپس برای استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش HDMR، در هرگام پیش‌روندگی شدت زلزله با کمک روش شبیه‌سازی مونت کارلو، مقادیر زیاد تنش تسلیم تولید شده و میانگین پاسخ‌های به‌دست‌آمده با کمک توابع پاسخ به‌دست آمده است. منحنی‌های شکنندگی در هر سطح خرابی، با مقادیر میانگین و انحراف استانداردهای به‌دست‌آمده‌ی اخیر، تولید شده‌اند.

#### ۴.۵. استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش SI - HDMR

مقدار میانگین بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه‌ای سازه‌های فولادی تحت ۱۵ شتاب‌نگاشت یاد شده با مقدار تنش تسلیم متوسط به ازاء شدت‌های مختلف زلزله به‌دست آمده است. با توجه به آیین‌نامه‌ی FEMA - P695<sup>[۲۰]</sup> انحراف استاندارد پاسخ‌ها برای سازه‌های با کیفیت عالی و خوب طراحی شده برابر ۲/۰ و ۳/۰ بوده است، که برای در نظر گرفتن در رابطه‌ی معکوس تابع شکنندگی (روابط ۳ و ۴) مقدار ۲۵/۰ اختیار شده است.

سپس مقادیر میانگین پاسخ‌ها از روابط ۳ و ۴، در هر سطح عملکرد و شتاب زلزله متناظر با مقادیر میانگین محاسبه شده، به‌دست آمده است. بدین ترتیب، ترکیب‌های تولیدشده با روش SI-HDMR برای سطوح مختلف عملکردی به‌دست آمده است.

در ادامه، تحلیل IDA بر روی ترکیب‌های به‌دست‌آمده انجام شده و با کمک روابط ۶ الی ۸، توابع پاسخ برای هر شتاب‌نگاشت و تابع انحراف استاندارد برای مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها در هر سطح عملکرد به‌دست آمده است. ضرایب ثابت معادلات اخیر به‌صورت درجه دوم بوده است. با به‌دست‌آوردن توابع مذکور، در هر سطح شتاب با کمک شبیه‌سازی مونت‌کارلو، تعداد زیادی مقدار برای تنش تسلیم تولید شده و سپس پاسخ میانگین به‌دست آمده است. با جای‌گذاری مقادیر میانگین و انحراف استاندارد به‌دست‌آمده در توابع شکنندگی، منحنی‌های شکنندگی با روش SI-HDMR تولید شده است.

#### ۵.۵. مقایسه منحنی‌های شکنندگی تولیدشده با روش‌های مختلف

در بخش حاضر، منحنی‌های شکنندگی تولیدشده به روش SI-HDMR با روش‌های متداول در سطوح عملکردی مختلف مقایسه شده‌اند. در شکل‌های ۴ الی ۶، مقایسه‌ی منحنی‌های تولید شده به روش‌های مختلف مشاهده می‌شود.

نتایج نشان می‌دهند که منحنی‌های شکنندگی تولیدشده به روش SI-HDMR در تمامی سطوح عملکردی سازه‌ها مطابقت خوبی با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو داشته است؛ که دلیل آن، سازگاری توابع پاسخ ایجاد شده با پاسخ واقعی سازه‌هاست. منحنی شکنندگی تولید شده به روش HDMR در سطوح عملکردی پایین‌تر، مطابقت خوبی با روش مونت‌کارلو داشته و در روش کرنل نیز به دلیل انتخاب محدود پارامترهای تصادفی، دقت منحنی‌های شکنندگی کاهش یافته است.

برای محاسبه‌ی درصد خطای روش‌های کرنل، HDMR و SI-HDMR در مقایسه با روش پایه‌ای از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو مطابق رابطه‌ی ۱۷ استفاده شده است:

$$Error = \frac{\sum \left| \frac{x - x_{MCS}}{x_{MCS}} \right|}{n} \times 100 \quad (17)$$

که در آن،  $x$  مقدار احتمال فراگذشت در هر سطح عملکرد در یکی از روش‌های

#### ۱.۵. استخراج منحنی‌های شکنندگی با شبیه‌سازی مونت‌کارلو

برای محاسبه‌ی منحنی‌های شکنندگی با شبیه‌سازی مونت‌کارلو، پس از تولید مقادیر تصادفی برای پارامترهای تصادفی، سازه‌های مختلف تولید شده با مقادیر مذکور، تحت تحلیل تاریخچه‌ی زمانی افزایشی در چندین Sa قرار گرفته و پاسخ‌های سازه (بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه‌ای سازه‌ها) در هر Sa به‌دست آمده است. براساس مقادیر میانگین و انحراف استاندارد لگاریتم طبیعی پاسخ‌های به‌دست‌آمده و با استفاده از توابع شکنندگی، احتمال فراگذشت آسیب در سطوح مختلف محاسبه شده است.

#### ۲.۵. استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش کرنل

برای استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش کرنل، به تعداد گام‌های پیش‌روندگی شدت زلزله، اعداد تصادفی به روش مونت‌کارلو تولید می‌شود. سازه‌های تولید شده مختلف، هر یک تحت شدت زلزله‌ی متناظر خود قرار می‌گیرند. سپس تابع توانی به پاسخ‌های به‌دست‌آمده برازش می‌شود. روابط ۱۲ الی ۱۴، روابط برازش شده به پاسخ‌های به‌دست‌آمده به ترتیب برای سازه‌های ۴، ۹ و ۱۲ طبقه هستند.

$$\widehat{EDP} = 0.0335(IM)^{0.9922} \quad (12)$$

$$\widehat{EDP} = 0.0254(IM)^{0.9522} \quad (13)$$

$$\widehat{EDP} = 0.0677(IM)^{1.2039} \quad (14)$$

که در آنها، EDP پارامتر موردانتظار تقاضای مهندسی است، که در مطالعه‌ی حاضر، برابر میانگین بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقه‌ای است. با در اختیارداشتن مقدار ذکر شده و مقادیر انحراف استاندارد، منحنی شکنندگی برای سازه‌ها تولید می‌شود.

#### ۳.۵. استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش HDMR

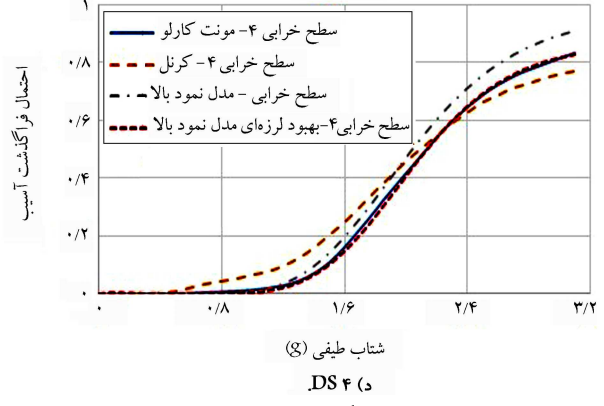
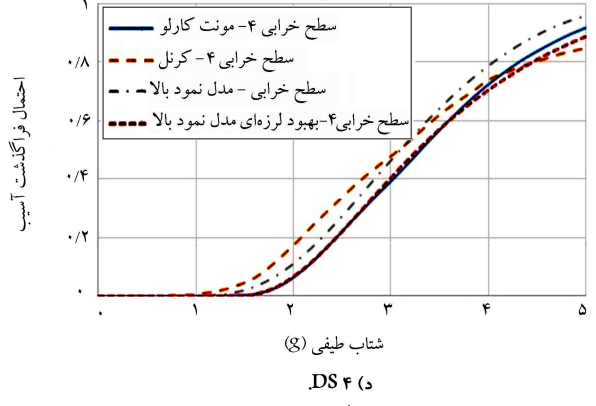
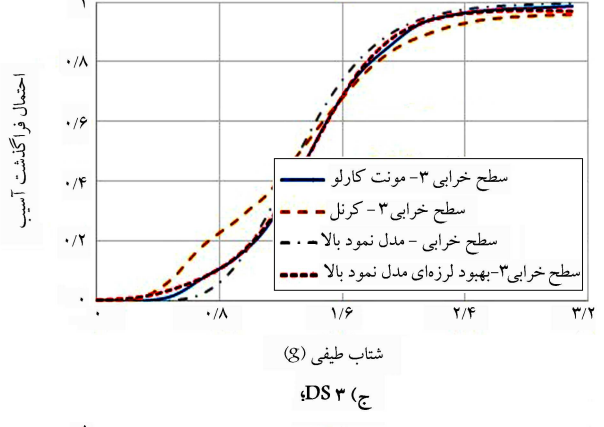
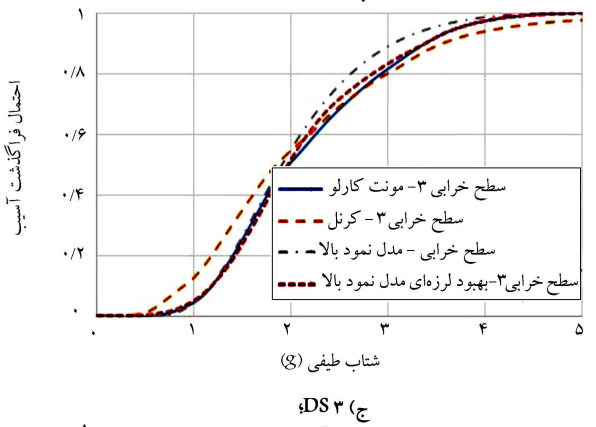
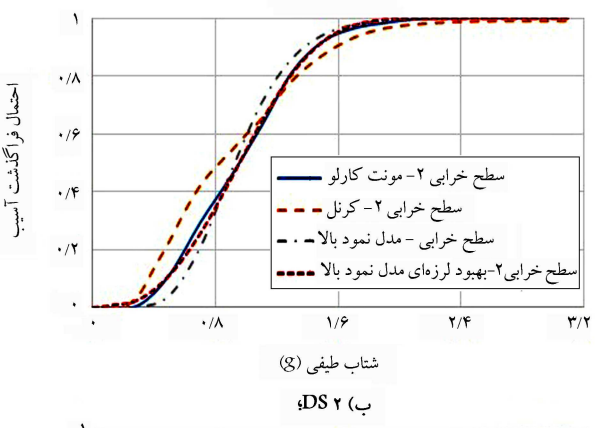
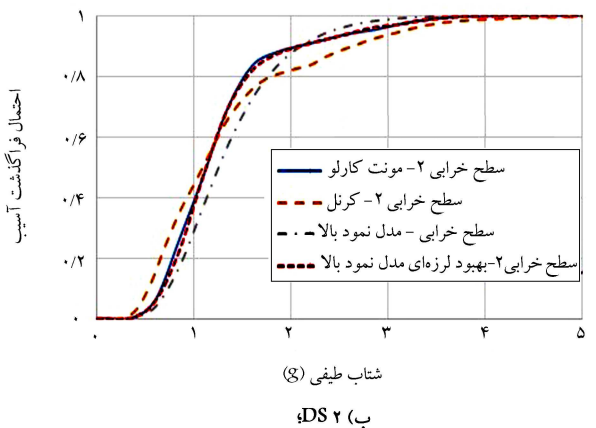
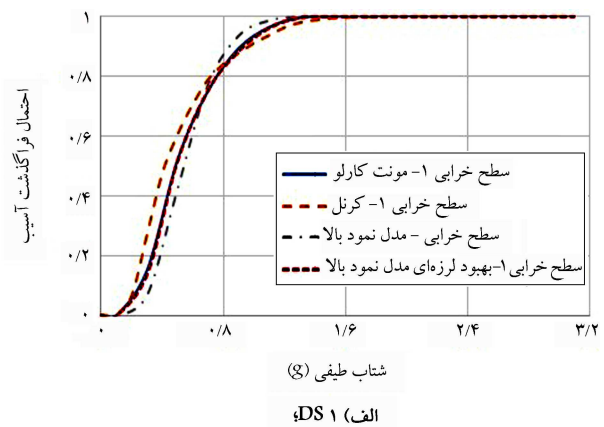
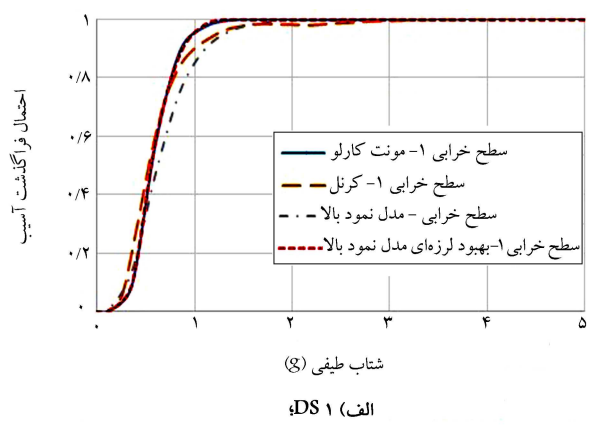
برای استخراج منحنی‌های شکنندگی به روش HDMR، مقدار میانگین، مجموع میانگین، و دو برابر انحراف استاندارد و همچنین تفاضل مقدار میانگین و دو برابر انحراف استاندارد پارامتر تصادفی تنش تسلیم برای سه سازه‌ی ۴، ۹ و ۱۲ طبقه ترکیب شده‌اند.

سپس ترکیب‌های مختلف از پارامترهای تصادفی به‌دست آمده تحت تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی قرار گرفته و توابع چندجمله‌ای درجه‌ی ۲ برای میانگین پاسخ‌ها و انحراف استاندارد آنها بر حسب متغیرهای تصادفی برای متغیرهای تصادفی برازش شده است. در روابط ۱۵ و ۱۶، روابط کلی برازش شده ارائه شده است:

$$\mu_y(OR\sigma_y) = f_0 + f(f_y) + f(f_{Sa}) \quad (15)$$

$$f(x) = ax^2 + bx + c \quad (16)$$

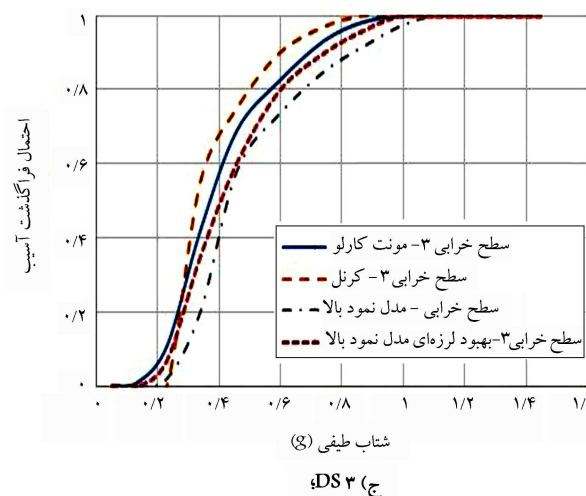
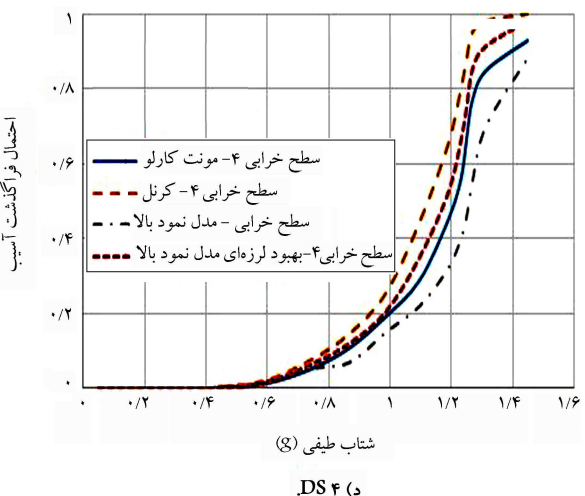
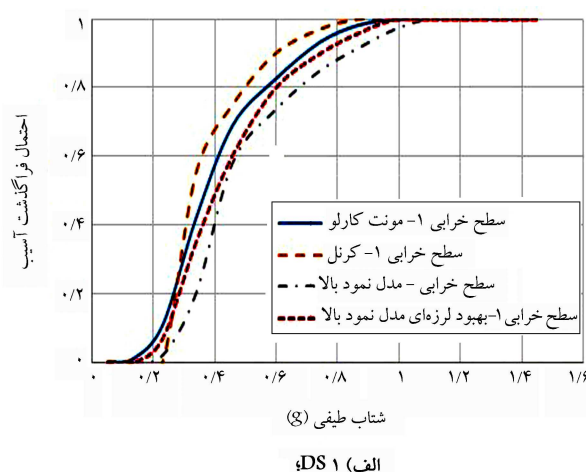
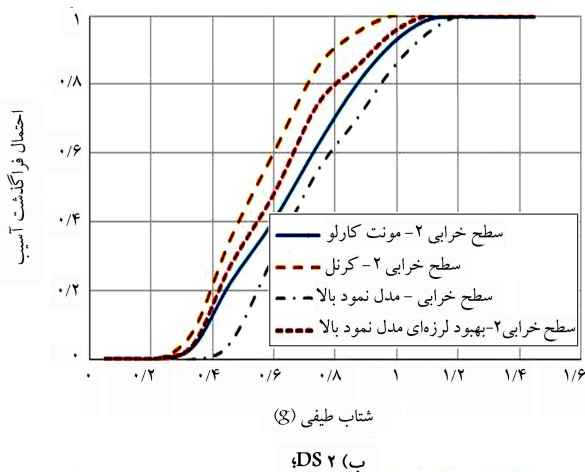
که در آنها،  $y$  معرف پاسخ سازه،  $\mu$  معرف میانگین پاسخ‌ها،  $\sigma$  معرف انحراف استاندارد پاسخ‌ها، ضرایب  $a$ ،  $b$  و  $c$  ضرایب ثابت برازش شده و  $f_0$  معرف مقدار میانگین یا انحراف استاندارد پاسخ‌ها به ازاء مقادیر میانگین پارامترهای تصادفی هستند.



شکل ۵. مقایسه‌ی منحنی شکنندگی تولید شده‌ی روش‌های متداول برای سازه‌ی ۹ طبقه در سطوح عملکردی.

شکل ۴. مقایسه‌ی منحنی شکنندگی تولید شده‌ی روش‌های متداول برای سازه‌ی ۴ طبقه در سطوح عملکردی.





شکل ۶. مقایسه‌ی منحنی شکنندگی تولیدشده‌ی روش‌های متداول برای سازه‌ی ۱۲ طبقه در سطوح عملکردی.

منحنی‌های شکنندگی تولیدشده با روش SI-HDMR با منحنی‌های شکنندگی تولیدشده با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو و همچنین سایر روش‌های استخراج منحنی شکنندگی با تعداد کم تحلیل مقایسه شده و این نتایج به دست آمده است:

— استفاده از روش پیشنهادی، تعداد تحلیل‌ها را نسبت به روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو بیش از ۹۹٪ کاهش داده است. هر چند تعداد تحلیل‌های موردنیاز در روش SI-HDMR (۳۰۰ تحلیل برای هر سازه) نسبت به روش (۷۵ HDMR تحلیل برای هر سازه ۴) برابر است، اما کاهش به حدی بوده است که این نسبت افزایش چشم‌گیر نبوده است. همان‌طور که روش پیشنهادی SI-HDMR، در حدود ۳۰٪ تعداد تحلیل کمتر از روش کرنل (۴۶۵ تحلیل برای هر سازه) دارد؛

— روش پیشنهادی SI-HDMR نسبت به روش پایه‌ی مونت‌کارلو کمترین خطا را داشته است. بیشینه‌ی مقدار خطا در روش SI-HDMR، ۲۷٪ بوده است (برای سازه‌ی ۱۲ طبقه در سطح عملکرد ۴)، در حالی که بیشینه‌ی خطای روش‌های کرنل و HDMR به ترتیب تا ۸۰ و ۶۰ درصد (برای سازه‌ی ۹ طبقه در سطح عملکرد ۴) بوده است؛

— خطاهای محاسباتی برای استخراج منحنی شکنندگی در سطوح بالای عملکردی

ذکر شده، مقدار احتمال فراگذشت در هر سطح عملکرد در روش استفاده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو و  $n$  تعداد کل مقدارها در هر سطح عملکرد هستند. در جدول‌های ۴ الی ۶، روش‌های استخراج منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌ها، از نظر: زمان، تعداد تحلیل، و میزان خطا با روش مونت‌کارلو مقایسه شده‌اند. نتایج نشان می‌دهند که میزان خطا برای استخراج منحنی شکنندگی به روش SI-HDMR نسبت به سایر روش‌ها کمتر است. همچنین خطای روش‌های دیگر برای سطوح عملکردی بالا (مانند سطح عملکرد ۴) بیشتر است، ولی میزان خطا در روش SI-HDMR، تفاوتی با تغییر سطوح عملکردی افزایشی، مانند سایر روش‌ها ندارد. افزایش اندک زمان محاسبات برای روش SI-HDMR در مقایسه با روش HDMR با توجه به کاهش قابل ملاحظه‌ی مقادیر خطا، توجیه‌پذیر است.

## ۶. جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در مطالعه‌ی حاضر، روش SI-HDMR برای استخراج منحنی‌های شکنندگی سازه‌های فولادی با تعداد کمتری تحلیل نسبت به حالت استخراج منحنی شکنندگی با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو ارائه شده است. روش SI-HDMR بر روی سه سازه‌ی ۴، ۹ و ۱۲ طبقه آزموده شده است. برای ارزیابی کارایی روش پیشنهادی،

جدول ۴. مقایسه‌ی روش‌های مختلف استخراج منحنی شکنندگی برای سازه‌ی ۴ طبقه.

روش	تعداد تحلیل	زمان تحلیل	خطا (%)			
			DS۴	DS۳	DS۲	DS۱
موننت کارلو	۱۵ × ۳۰۰ × ۱۶	۷۹۲ ساعت	-	-	-	-
کرنل	۱۵ × ۳۱	۳ ساعت	۶۰	۵۲	۳۵	۱۶
HDMR	۱۵ × ۵	۳۰ دقیقه	۳۰	۱۷	۸/۵	۲
SI-HDMR	۱۵ × ۵ × ۴	۲ ساعت	۲۱	۹	۱/۵	۰/۱

جدول ۵. مقایسه‌ی روش‌های مختلف تولید استخراج شکنندگی برای سازه‌ی ۹ طبقه.

روش	تعداد تحلیل	زمان تحلیل	خطا (%)			
			DS۴	DS۳	DS۲	DS۱
موننت کارلو	۱۵ × ۳۰۰ × ۱۶	۹۰۰ ساعت	-	-	-	-
کرنل	۱۵ × ۳۱	۶ ساعت	۸۰	۳۵	۲۵	۹
HDMR	۱۵ × ۵	۱ ساعت	۶۰	۱۰	۷/۵	۳
SI-HDMR	۱۵ × ۵ × ۴	۴ ساعت	۲۲	۷	۱	۰/۳

جدول ۶. مقایسه‌ی روش‌های مختلف استخراج منحنی شکنندگی برای سازه‌ی ۱۲ طبقه.

روش	تعداد تحلیل	زمان تحلیل	خطا (%)			
			DS۴	DS۳	DS۲	DS۱
موننت کارلو	۱۵ × ۳۰۰ × ۱۶	۱۰۰۰ ساعت	-	-	-	-
کرنل	۱۵ × ۳۱	۸ ساعت	۴۰	۵۸	۳۵	۲۰
HDMR	۱۵ × ۵	۱ ساعت	۳۳	۴۰	۳۴	۲۴
SI-HDMR	۱۵ × ۵ × ۴	۴ ساعت	۲۷	۲۱	۱۶	۱۵

-- با توجه به اینکه تغییر شکل‌های خمیری و آسیب‌های رخ داده در سازه‌های ۹ و ۱۲ طبقه نسبت به سازه‌ی ۴ طبقه بیشتر بوده است، خطای محاسبات منحنی شکنندگی برای سازه‌های ۹ و ۱۲ طبقه نسبت به خطای محاسبات منحنی شکنندگی برای سازه‌ی ۴ طبقه به صورت قابل ملاحظه‌ای بیشتر بوده است.

به علت رفتار غیرخطی بیشتر سازه، بیشتر بوده است. در هر صورت خطای روش پیشنهادی SI-HDMR برای محاسبه‌ی منحنی شکنندگی سطح عملکرد DS۴ (بالاترین سطح عملکردی)، در حدود ۲۷٪ بوده است، که به صورت قابل ملاحظه‌ای از خطای روش‌های کرنل (تا ۸۰٪) و HDMR (تا ۶۰٪) کمتر بوده است؛

### پانویس‌ها

1. Peak Ground Acceleration
2. Reinbhorn
3. Erberik
4. Monte Carlo
5. Tantala
6. Kazantzi
7. Zhou & Zi
8. luffing system
9. Chen
10. Vamvatsikos & Fragiadakis
11. Response Surface Function

12. Craig
13. Jough & Şensoy
14. Cuckoo algorithm
15. Generalized Polynomial Chaos
16. Sudret & Chu
17. Saha
18. Cornell
19. High Dimensional Model Representation
20. Nielson
21. Unnikrishnan
22. Rahman
23. Towashiraporn

24. Seismic Improvement of the High-Dimensional Model Representation
25. Jiang
26. Open System for Earthquake Engineering Simulation
27. Gupta
28. Krawinkler
29. Ibarra
30. Lignos & Krawinkler
31. Shi

### منابع (References)

1. Asadi, P. and Sourani, H., 2020, Fragility curves production by seismic improvement of the high-dimensional model representation method, *Engineering Computations*, 37(1), pp.120-143, doi.org/10.1108/EC-12-2018-0586.
2. Reinhorn A, Barron-Corverra, R. and Ayala, A., 2001. Spectral evaluation of seismic fragility of structures, *Proceedings ICOSSAR*.
3. Bakhshi, A. and Asadi, P., 2013. Probabilistic evaluation of seismic design parameters of RC frames based on fragility curves, *Scientia Iranica*. 20(2), pp.231-41, doi.org/10.1016/j.scient.2012.11.012.
4. Erberik, M.A. and Elnashai, A.S. 2004. Fragility analysis of flat-slab structures, *Engineering Structures*, 26(7), pp.937-48, doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.02.012.
5. Wen, Y., Ellingwood, B.R. and Bracci, J.M., 2004. Vulnerability function framework for consequence-based engineering, *MAE Center Report 04-04*.
6. Tantala M. and Deodatis G. 2002. Development of seismic fragility curves for tall buildings. *15th ASCE Engineering Mechanics Conference*.
7. Kazantzi, A., Vamvatsikos, D. and Lignos, D., 2014, Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty, *Engineering Structures*, 78, pp.69-77, doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.06.044.
8. Zi, B. and Zhou, B., 2016. A modified hybrid uncertain analysis method for dynamic response field of the LSOAAC with random and interval parameters, *Journal of Sound and Vibration*, 374, pp.111-37, doi.org/10.1016/j.jsv.2016.03.032.
9. Zhou, B., Zi, B. and Qian, S., 2017. Dynamics-based nonsingular interval model and luffing angular response field analysis of the DACS with narrowly bounded uncertainty, *Nonlinear Dynamics*, 90(4), pp.2599-626. doi.org/10.1007/s11071-017-3826-1.
10. Zi, B., Zhou, B., Zhu, W. and Wang, D. 2019. Hybrid function-based moment method for luffing angular response of dual automobile crane system with random and interval parameters. *Journal of Computational and Nonlinear Dynamics*, 14(1), doi.org/10.1115/1.4041967.
11. Chen, J., Yang, J. and Li, J. 2016. A GF-discrepancy for point selection in stochastic seismic response analysis of structures with uncertain parameters, *Structural Safety*, 59, pp.20-31. doi.org/10.1016/j.strusafe.2015.11.001.
12. Vamvatsikos, D. and Fragiadakis, M., 2010, Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(2), pp.141-63, doi.org/10.1002/eqe.935.
13. Buratti, N., Ferracuti, B. and Savoia, M., 2010. Response surface with random factors for seismic fragility of reinforced concrete frames. *Structural Safety*, 32(1), pp.42-51. doi.org/10.1016/j.strusafe.2009.06.003.
14. Craig, J.I., Frost, J.D., Goodno, B.J., Towashiraporn, P., Chawla, G., Seo. J.W. and Dueñas- Osorio L., 2007. Rapid assessment of Fragilities for Collections of Buildings and Geostructures, MAE Center CD Release 07-17.
15. Jough FKG., sensoy, S., 2016. Prediction of seismic collapse risk of steel moment frame mid-rise structures by meta-heuristic algorithms, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15(4), pp.743-57, doi.org/10.1007/s11803-016-0362-9.
16. Sudret, Bruno. and Chu V. Mai., 2013. Computing seismic fragility curves using polynomial chaos expansions. In 11th International conference on structural safety and reliability (ICOSSAR 2013). Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.
17. Saha, S.K., Sepahvand, K., Matsagar, V.A., Jain, A.K. and Marburg, S., 2016. Fragility analysis of base-isolated liquid storage tanks under random sinusoidal base excitation using generalized polynomial chaos expansion-based simulation, *Journal of Structural Engineering*, 142(10), 04016059, doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.00015.
18. Saha, S.K., Matsagar, V. and Chakraborty, S. 2016. Uncertainty quantification and seismic fragility of base-isolated liquid storage tanks using response surface models, *Probabilistic Engineering Mechanics*, 43, pp.20-35, doi.org/10.1016/j.probengmech.2015.10.008.
19. McKay, M.D., Beckman, R.J. and Conover, W.J., 2000. A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. *Technometrics*, 42(1), pp.55-61. doi.org/10.2307/1268522.
20. Mukherjee, D., Rao, B. and Prasad, A. 2012. Cut-HDMR-based fully equivalent operational model for analysis of unreinforced masonry structures. *Sadhana*, 37(5), pp.609-28. doi.org/10.1007/s12046-012-0094-0.
21. Unnikrishnan, V., Prasad, A. and Rao, B., 2013. Development of fragility curves using high-dimensional model representation. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 42(3), pp.419-30. doi.org/10.1002/eqe.2214.
22. Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O. and Foutch, D.A. 2002, Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines, *Journal of Structural Engineering*, 128(4), pp.526-33, doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(5).
23. Nielson, B.G. and DesRoches, R., 2007. Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(6), pp.823-39. doi.org/10.1002/eqe.655.
24. Nahar, T.T., Rahman, M.M., Tuan, C.A. and Kim, D.K., 2019. Seismic risk assessment based on drift ratio for

- steel frame using high dimensional model representation and incremental dynamic analysis. *In Proceedings of the International Conference on Planning, Architecture and Civil Engineering*.
25. Thachampuram, Sanju.J., 2014. Development of fragility curves for an RC frame. PhD Diss.
  26. Fema P58. 2012., Applied Technology Council. and National Earthquake Hazards Reduction Program (US). Seismic performance assessment of buildings. Federal Emergency Management Agency.
  27. Metcalfe, A.V., 1997. Statistics in Civil Engineering (Arnold Applications of Statistics Series), *John Wiley & Sons Inc*.
  28. Jiang, L., Jiang, L., Hu, Y., Ye, J. and Zheng, H., 2020, Seismic life-cycle cost assessment of steel frames equipped with steel panel walls. *Engineering Structures*, 211, p.110399, doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110399.
  29. The international building code, 2006, International Building code (IBC (2006).
  30. AISC. 2016., Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction ANSI/AISC 360-16. Chicago, Illinois.
  31. ASCE 07., 2016. Minimum design loads for buildings and other structures. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
  32. McKenna, F., 2011, OpenSees: A framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science & Engineering*, 13(4), pp.58-66.
  33. Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H., 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), pp.1489-511. doi.org/10.1002/eqe.495.
  34. Lignos, D.G. and Krawinkler, H., 2011. Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, 137(11), pp.1291-302, doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000376.
  35. Shi, F., Ozbulut, O.E. and Zhou, Y. 2020. Influence of shape memory alloy brace design parameters on seismic performance of self-centering steel frame buildings. *Struct Control Health Monit*, 27(1), e2462. doi.org/10.1002/stc.2462.
  36. Hossain, K.A., 2013. Structural optimization and life-cycle sustainability assessment of reinforced concrete buildings in seismic regions. PhD diss.
  37. <https://ngawest2.berkeley.edu>.
  38. Barsom, J. and Frank, K., 2000, State of art report on materials and fracture. FEMA 355a Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
  39. Roeder C., 2000. State of the art report on connection performance. Federal Emergency Management Agency (FEMA) Bulletin.
  40. FEMA P695, 2009. Applied Technology Council. Quantification of building seismic performance factors. US Department of Homeland Security.