

تحلیل احتمالاتی تأثیر ماهیت زلزله بر احتمال خرابی سازه‌ها

سیامک گل‌نرگسی^{۱*}، علی نظری^۲ و فرزاد شهابیان مقدم^۳

^۱ استادیار دانشکده عمران و محیط زیست، مؤسسه آموزش عالی خاوران، مشهد

^۲ کارشناسی ارشد مدیریت ساخت، مؤسسه آموزش عالی خاوران، مشهد

^۳ استاد دانشکده مهندسی، گروه عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

(دریافت: ۹۶/۲/۱۱، پذیرش: ۹۷/۱۲/۱۸، نشر آنلاین: ۹۸/۲/۴)

چکیده

به سبب وجود عدم قطعیت‌های فراوان در خصوصیات سازه و بارگذاری، استفاده از تحلیل‌های معمول با خطا همراه است. در این پژوهش برای رفع کاستی یادشده از تحلیل احتمالاتی استفاده شد. برای این کار، جهت بررسی احتمال خرابی، یک قاب بتنی مورد استفاده قرار گرفت و این سازه تحت اثر چهار زلزله میدان- دور السنتر، هاجینوهه، کرن کانتی و چی چی و چهار زلزله میدان- نزدیک کوبه، نورث ریج، کاپوت لیک و کوالینگا تحلیل گردید. کمیت‌های غیرقطعی سازه از قبیل جرم حجمی، ضریب کشسانی و ابعاد هندسی مقطع با سه نوع توزیع یکنواخت، نرمال و لوگ نرمال و در ضرایب پراکندگی مختلف ۵٪، ۱۰٪ و ۱۵٪ تولید و احتمال خرابی در هر حالت محاسبه شد. با بررسی نتایج به دست آمده می‌توان دریافت که احتمال خرابی سازه، مستقل از نوع توزیع احتمالاتی متغیرهای تصادفی بوده و وابسته به مقدار ضریب پراکندگی، ماهیت زلزله از نقطه نظر میدان دور و میدان نزدیک و حداکثر شتاب زلزله می‌باشد. به عبارت دیگر، نتایج حاصل از تحلیل احتمال‌اندیشانه نشان داد که احتمال خرابی سازه در زلزله‌های میدان- نزدیک با ضریب پراکندگی بالاتر، بیشتر از حالت مشابه در زلزله‌های میدان- دور است.

کلیدواژه‌ها: تحلیل احتمالاتی، زلزله، احتمال خرابی، مونت کارلو.

۱- مقدمه

تصادفی صورت می‌گیرد. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش درجات آزادی سازه، حجم محاسبات به نحو قابل توجهی افزایش می‌یابد. (Sciuvà, ۲۰۰۳; Melchers, ۲۰۰۴; Noh, ۲۰۰۶). روش دوم بر پایه استخراج روابطی استوار است که برای متغیرهای تصادفی به دست می‌آیند (Stefanou, ۲۰۰۴). با توجه به اهمیت استفاده از تحلیل‌های احتمال‌اندیشانه در مهندسی عمران، مطالعه و پژوهش در این زمینه رو به گسترش بوده که در ادامه به تعدادی از آن‌ها اشاره می‌شود.

Low (۲۰۱۶) با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو به تجزیه و تحلیل خستگی طولانی مدت سازه‌های ساحلی پرداخت. مطالعات موردی وی بر روی یک شناور نشان می‌دهد عواملی همچون حجم نمونه در بهبود محاسبات نقش دارد.

Gano و همکاران (۲۰۱۶) با استفاده از روش فازی^۱ و شبیه-سازی مونت کارلو^۲ روشی برای طراحی پایدار سازه‌های بتنی ارائه

در روش‌های مرسوم تحلیل سازه‌ها، مشخصات هندسی و مکانیکی سازه و بارگذاری به صورت قطعی در نظر گرفته می‌شوند. از آن‌جاکه این پارامترها دارای ماهیت تصادفی می‌باشند، نتایج حاصل از تحلیل، قابل اطمینان نبوده و به درستی بیانگر رفتار واقعی سازه‌ها نمی‌باشد. از طرفی روش‌های تحلیل با رویکرد احتمال‌اندیشانه قابلیت در نظر گرفتن عدم قطعیت در پارامترهای مختلف در تحلیل سازه‌ها را دارا بوده و با استفاده از آن می‌توان به بررسی رفتار واقعی سازه پرداخت. در این‌گونه تحلیل‌ها احتمال خرابی سازه‌ها با این فرض صورت می‌گیرد که متغیرهایی مانند ابعاد سازه، شرایط مرزی و بارهای وارده دارای عدم قطعیت باشند (Rackwitz, ۲۰۰۱) و (Zhang و Huang, ۲۰۱۳). تحلیل‌های احتمال‌اندیشانه به دو دسته کلی تقسیم‌بندی می‌شوند. اساس روش اول، تولید پاسخ‌های سازه از راه شبیه‌سازی متغیرهای

1. Fuzzy method
2. Montecarlo

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۵۱-۳۵۲۳۰۶۹۰

آدرس ایمیل: s.golnargesi@profs.khi.ac.ir (س. گل‌نرگسی)، nazari_al@yahoo.com (ع. نظری)، fshahabianm@yahoo.com

(ف. شهابیان مقدم).

با مطالعه پژوهش‌های سازه‌ای انجام گرفته در فضای عدم قطعیت می‌توان دریافت که تاکنون مطالعه کم‌تری در ارتباط با تأثیر نوع زلزله بر تحلیل احتمال‌اندیشانه سازه با توزیع‌های احتمالاتی و ضریب‌های پراکندگی متفاوت انجام پذیرفته است. از این رو در این پژوهش به بررسی کاستی‌های یادشده پرداخته شده است. بدین منظور یک قاب بتنی یک طبقه مورد استفاده قرار گرفته است. خصوصیات این سازه از قبیل: جرم حجمی، ضریب کشسانی و ابعاد تیر و ستون‌ها به صورت غیرقطعی و هرکدام با سه نوع تابع چگالی یکنواخت، نرمال و لوگ‌نرمال^۸ و نیز با سه ضریب پراکندگی ۵٪، ۱۰٪، ۱۵٪ در نظر گرفته شده است. این سازه تحت اثر چهار زلزله میدان- دور (السنتر، هاجینوهه^۹، کرن‌کانتی^۶ و چی‌چی^۷) و چهار زلزله میدان - نزدیک (نورث‌ریج^۸، کوبه^۹، کاپوت‌لیک^{۱۰} و کوآلینگا^{۱۱}) قرار گرفت. با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو متغیرهای تصادفی موردنظر در این پژوهش تولید و در تحلیل احتمال‌اندیشانه استفاده شد. با استفاده از این تحلیل احتمال‌اندیشانه احتمال خرابی در هر حالت محاسبه گردید.

۲- تحلیل احتمال‌اندیشانه با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو

به‌طور معمول برای تحلیل سازه‌ها با استفاده از روش‌های قطعی به بررسی رفتار سازه پرداخته می‌شود. با بررسی پارامترهای بکار رفته در تحلیل‌های دقیق می‌توان دریافت که بسیاری از این پارامترها دارای ماهیت قطعی نبوده و دارای ویژگی‌های احتمالاتی می‌باشند. به عنوان مثال، متغیرهایی مانند ابعاد و هندسه سازه، ویژگی‌های مواد و بارگذاری دارای خصوصیات غیرقطعی و احتمال‌اندیشانه می‌باشند و در نظر نگرفتن این عدم قطعیت‌ها در تحلیل سازه سبب فاصله گرفتن رفتار واقعی سازه با نتایج تحلیل‌های رایج می‌شود. براین اساس است که نیاز به استفاده از روش‌های تحلیل احتمال‌اندیشانه قوت می‌گیرد. به عبارت دیگر می‌توان گفت که تحلیل‌های احتمال‌اندیشانه راهکاری برای نشان دادن تأثیر تصادفی بودن کمیت‌های مؤثر بر تحلیل سازه‌ها و نیز نقش آن‌ها بر رفتار واقعی سازه شد.

برای انجام تحلیل‌های احتمال‌اندیشانه از روش‌های شبیه‌سازی استفاده می‌شود. این روش‌ها دارای انواع مختلفی هستند که یکی از مهم‌ترین و کاربردی‌ترین آن‌ها مونت‌کارلو نام دارد. با استفاده از روش مونت‌کارلو می‌توان بدون نیاز به انجام آزمایش فیزیکی به تولید یکسری از پارامترهای تحلیل سازه‌ها پرداخت. به

نمودند. Kozubal و همکاران (۲۰۱۳) با استفاده از تئوری قابلیت اطمینان، تأثیر خواص متغیر خاک بر روی شاخص قابلیت اطمینان شمع‌های تحت بار جانبی را مورد ارزیابی قرار دادند. آن‌ها شمع را در دو وضعیت، تحت بارهای جانبی قرار دادند. نتایج نشان داد نیروی جانبی و مدول الاستیک خاک در لایه‌های فوقانی بر شاخص قابلیت اطمینان شمع اثرگذار است.

Shahabian و Alamatian (۲۰۱۳) رفتار غیرخطی یک قاب فولادی تحت اثر زلزله‌السنتر^۲ با خواص احتمال‌اندیشانه را بررسی نمودند. آن‌ها در این تحلیل، خصوصیات سازه از قبیل جرم حجمی، ضریب کشسانی و ابعاد مقطع عضو را به صورت غیرقطعی در نظر گرفتند. Shahabian و همکاران (۲۰۱۳) با استفاده از تحلیل احتمال‌اندیشانه به مقایسه دقت رابطه‌های پیشنهاد شده برای تخمین مقاومت تیر ورق پرداختند.

Moghaddasi و همکاران (۲۰۱۱) با استفاده از تحلیل احتمال‌اندیشانه، اثرات متقابل خاک، فونداسیون و سازه بر روی پاسخ‌های لرزه‌ای سازه را بررسی نمودند.

Rezaee Pazhand و همکاران (۲۰۱۱) با استفاده از بحث عدم قطعیت، پایداری قاب‌های فولادی را مورد بررسی قرار دادند. Karkon و همکاران (۲۰۱۱) به بررسی روابط ارائه شده برای محاسبه مقاومت فشاری ستون‌های محصور شده با FRP در فضای عدم قطعیت پرداختند. آن‌ها مقاومت فشاری بتن و مقاومت کششی FRP را به عنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفتند.

Naess و همکاران (۲۰۰۹) روشی را با استفاده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای تخمین قابلیت اطمینان سیستم‌های سازه‌ای ارائه کردند. این روش با هزینه محاسبات متوسط، می‌تواند تخمین نزدیکی از قابلیت اطمینان سیستم سازه‌ای موردنظر را به دست دهد.

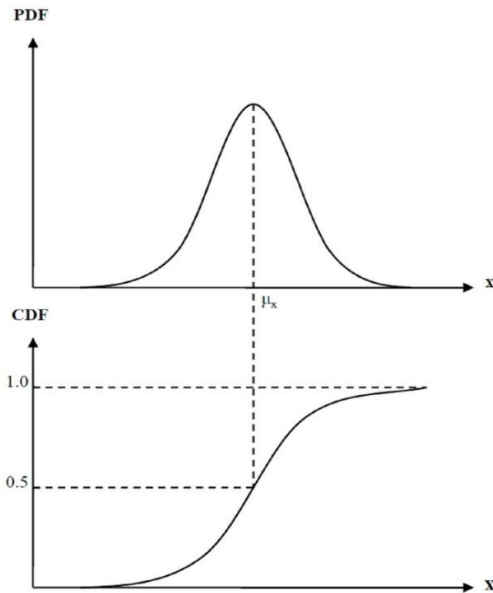
Choe و همکاران (۲۰۰۸) به بررسی احتمال‌اندیشانه قاب‌های بتنی در معرض خوردگی پرداختند. Ergonul (۲۰۰۵) از تحلیل احتمال‌اندیشانه برای کاهش خسارت سازه در زلزله استفاده کرد. او متغیرهای تأثیرگذار در زمینه خسارت ناشی از زلزله را به صورت تصادفی در نظر گرفت.

Paola (۲۰۰۴) روشی را برای تحلیل عدم قطعیت در سازه‌های خرابی‌ی ارائه نمود. Schueremans و Gemert (۲۰۰۴) با استفاده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو ایمنی دیوارها با مصالح بنایی را بررسی کردند. آن‌ها با در نظر گرفتن سه کمیت دارای عدم قطعیت شامل بار، ابعاد و مقاومت، اقداماتی را برای افزایش شاخص ایمنی دیوارها ارائه دادند.

8. Northridge
9. Kobe
10. Kayuta lake
11. Coalinga

3. EL Centro
4. Log normal
5. Hachinohe
6. Kern county
7. Chi-chi

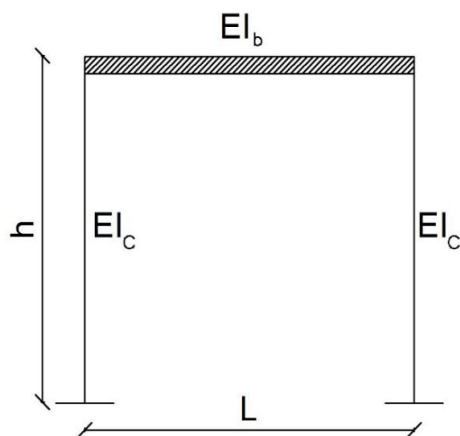
$$P_F = P(Y < 0) \quad (2)$$



شکل ۱- نمودار تابع چگالی (PDF) و تابع توزیع تجمعی احتمال (CDF) برای متغیر تصادفی نرمال

۳- مدل سازی

جهت انجام تحلیل احتمال‌اندیشانه و بررسی تأثیر نوع زلزله، توزیع احتمالاتی و ضرایب پراکندگی مختلف بر احتمال خرابی از یک قاب بتنی یک طبقه مشابه شکل (۲) استفاده شد. مشخصات قاب و مصالح به کار رفته در جدول (۱) مشاهده می‌شود.



شکل ۲- قاب بتنی

عبارت دیگر می‌توان گفت که روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، فنی عددی است که بجای انجام آزمایش‌های متعدد، توسط برنامه‌های رایانه‌ای انجام می‌شود.

در روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، ابتدا برای هر یک از متغیرهای تصادفی (X_i) موجود در تابع عملکردی (Y)، یک عدد تصادفی دارای توزیع یکنواخت در بازه ۰ و ۱ تولید می‌شود. به‌طور معمول در فرآیند رایانه‌ای، این اعداد تصادفی بر مبنای قواعد ماشینی تهیه می‌شوند. به عبارت دیگر، این اعداد به‌طور کامل تصادفی انتخاب شده و قواعد خاصی بر گزینش آن حاکم نمی‌باشد. به این اعداد انتخابی، اعداد شبه‌تصادفی^{۱۲} و به برنامه تولید آن، مولد اعداد تصادفی^{۱۳} می‌گویند. در گام بعد، به تولید اعداد تصادفی موردنظر برای هر یک از متغیرهای تصادفی موجود در تابع عملکردی پرداخته شده و مقدار تابع هدف بر اساس متغیرهای تولید شده محاسبه می‌شود. لازم به ذکر است که تولید اعداد تصادفی برای هر متغیر (X_i) براساس مشخصات تابع توزیع احتمال و عدد تصادفی با توزیع یکنواخت تولید شده بین ۰ و ۱ بین آن متغیر تصادفی انجام می‌گیرد.

قابل توجه است که در روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، انتخاب تابع توزیع احتمال مناسب جهت تولید متغیرهای تصادفی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است و سبب اقتصادی شدن فرآیند شبیه‌سازی و تسریع در رسیدن به جواب بهینه می‌شود. به‌طور معمول می‌توان از توزیع‌های احتمالاتی مختلفی نظیر توزیع نرمال، لوگ‌نرمال، پواسون^{۱۴} و ... جهت فرآیند شبیه‌سازی استفاده کرد که دارای توابع چگالی و توزیع تجمعی (PDF, CDF) مختص به خود می‌باشند. به‌عنوان مثال تابع چگالی احتمال و تابع توزیع تجمعی متغیر تصادفی نرمال در شکل (۱) مشاهده می‌شود. با هر بار تکرار فرآیند گام‌به‌گام یاد شده، مقداری برای تابع عملکردی به‌دست می‌آید و این فرآیند تا زمانی تکرار می‌شود که تابع عملکردی به میزان کافی تولید شود. در گام نهایی، نتایج به‌دست آمده برای تابع عملکردی تحت پردازش آماری قرار گرفته و احتمال شکست محاسبه می‌گردد (Ghiass, ۲۰۱۴). در این پژوهش، با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، از یک تابع عملکردی به صورت رابطه (۱) استفاده می‌شود. پارامترهای به کار رفته در این رابطه عبارت‌اند از: R : مقاومت سازه و Q : بارهای وارده (Collins و Nowak, ۲۰۰۰).

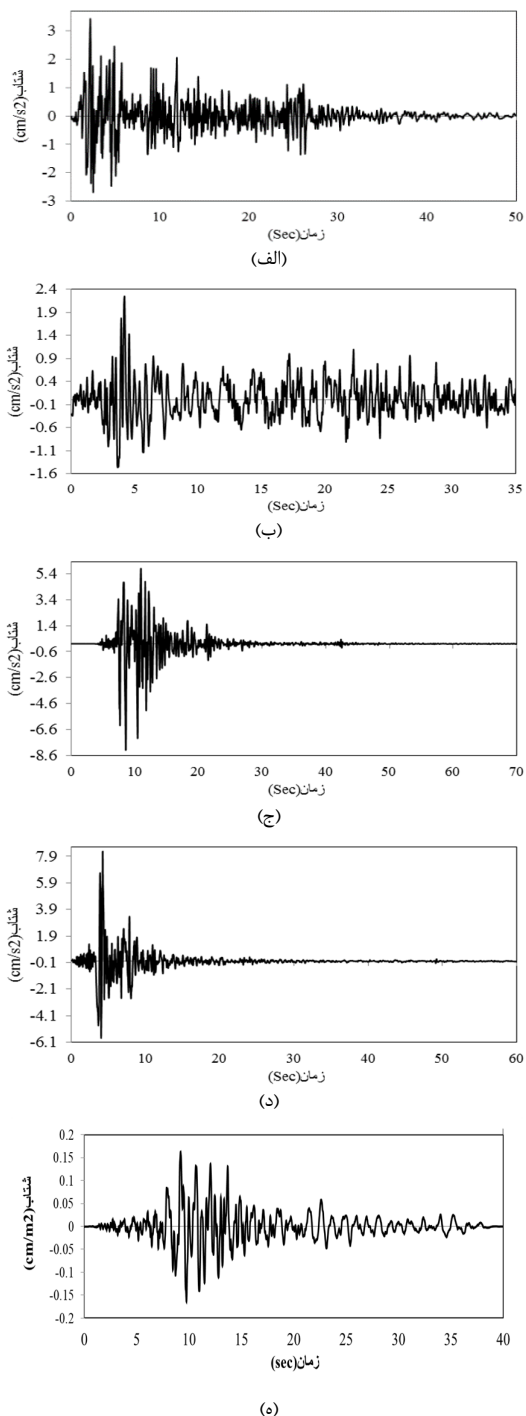
$$Y = R - Q \quad (1)$$

در این روش شبیه‌سازی، پارامترهای R و Q به صورت مجزا تولید شده و مقدار Y به ازای هر شبیه‌سازی به‌دست می‌آید. احتمال خرابی نیز با استفاده از رابطه (۲) حاصل می‌گردد:

14. Poisson

12. Pseudo-random number
13. Random number generator

عبارت‌اند از 0.8267g, 0.0265g, 0.1494g, 0.2250g, 0.3417g, 0.4144g, 0.0163g, 0.8178g می‌توان شتاب‌نگاشت‌های مربوط به این هشت زلزله را در شکل (۳) مشاهده نمود.



شکل ۳- شتاب‌نگاشت

جدول ۱- مشخصات قاب بتنی

مقدار	متغیر
۰/۳mx ۰/۵۵ m	ابعاد مقطع تیر و ستون
۲۵ (MPa)	مقاومت بتن (f_c)
۵ (m)	عرض دهانه قاب (L)
۵ (m)	ارتفاع قاب (h)
۲۳۰۰ (kg/m^3)	جرم حجمی بتن (γ_c)
۲۳۴ x ۱۰۹ (kg/m^2)	ضریب الاستیسیته بتن (E_c)

درقاب خمشی فوق با در نظر گرفتن سختی خمشی تیرها و نیز صرف‌نظر کردن از تغییر شکل‌های برشی، مقدار سختی قاب برای حالت‌های مختلف I_b و I_c به صورت زیر به دست می‌آید:

$$K_t = \frac{24EI_c}{h^3} \eta \tag{۳}$$

که در آن سختی کلی قاب (کیلوگرم بر متر)، EI_c سختی خمشی ستون‌ها (کیلوگرم در مترمربع)، h ارتفاع ستون‌ها (متر)، مقدار η از رابطه (۴) به دست می‌آید:

$$\eta = \frac{12\rho + 1}{12\rho + 4} \tag{۴}$$

که در رابطه فوق ρ عبارتند است از:

$$\rho = \frac{I_b}{4I_c} \tag{۵}$$

پارامترهای به کار رفته در رابطه (۵) عبارت‌اند از ρ سختی خمشی تیر به ستون، I_b ممان اینرسی تیر (m^4)، I_c ممان اینرسی ستون‌ها (m^4)، (Chopra, ۱۹۹۵). ضریب کشسانی مقطع براساس رابطه ارائه شده توسط آیین‌نامه CSA به صورت رابطه (۶) می‌باشد:

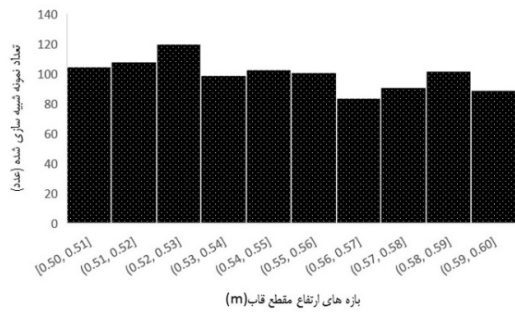
$$E_c = (3300\sqrt{f'_c} + 6900)\left(\frac{\gamma_c}{2300}\right) \tag{۶}$$

که در آن E_c ضریب کشسانی (مگاپاسکال)، f'_c مقاومت بتن (مگاپاسکال)، γ_c جرم حجمی بتن (کیلوگرم بر مترمکعب) (CSA, ۲۰۰۴).

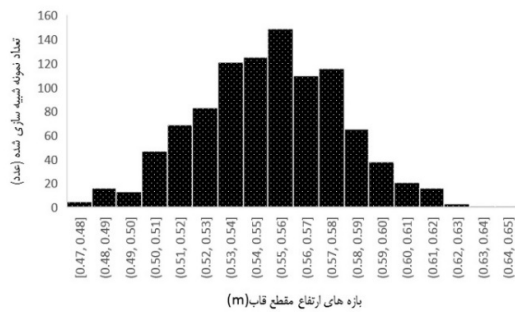
در تحلیل دینامیکی صورت گرفته برای در نظر گرفتن اثر جرم کف‌ها و دیگر جرم‌های اضافی، جرم حجمی اعضا قاب، پنج برابر جرم حجمی بتن در نظر گرفته می‌شود. همچنین مقاطع تیر و ستون‌ها نیز همسان فرض شده‌اند.

در این پژوهش از چهار زلزله میدان- دور و چهار زلزله میدان- نزدیک جهت انجام تحلیل استفاده شد. شتاب‌نگاشت زلزله‌های مورد استفاده در این پژوهش عبارت‌اند از: السنترو، هاجینوهه، کرن کانتی، چی چی، کوبه، نوئریچ، کاپوت‌لیک و کوآلینگا. مقدار حداکثر شتاب پایه مربوط به این ۸ زلزله به ترتیب

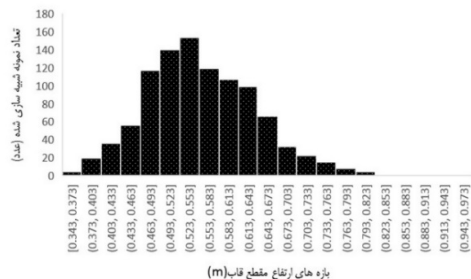
قابل توجه است که علی‌رغم عدم وجود توزیع یکنواخت در کاربردهای فیزیکی، استفاده از توزیع یکنواخت در این پژوهش، صرفاً جهت ارزیابی و مقایسه نتایج تحلیل این مقاله با پژوهش Alamatian و همکاران (۲۰۱۳) انجام پذیرفته است. به عنوان مثال می‌توان نتایج شبیه‌سازی متغیر تصادفی ارتفاع مقطع قاب را در سه توزیع مختلف یکنواخت، نرمال و لوگ‌نرمال و به ازای ضریب پراکندگی ۵٪ در هیستوگرام‌های موجود در شکل‌های (۵) تا (۷) مشاهده نمود.



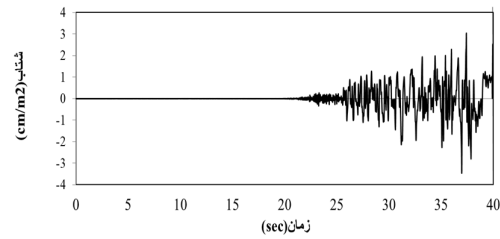
شکل ۵- هیستوگرام مربوط به شبیه‌سازی پارامتر تصادفی ارتفاع مقطع قاب در توزیع یکنواخت با ضریب یکنواختی ۵٪



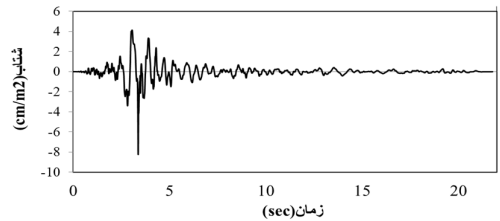
شکل ۶- هیستوگرام مربوط به شبیه‌سازی پارامتر تصادفی ارتفاع مقطع قاب در توزیع نرمال با ضریب یکنواختی ۵٪



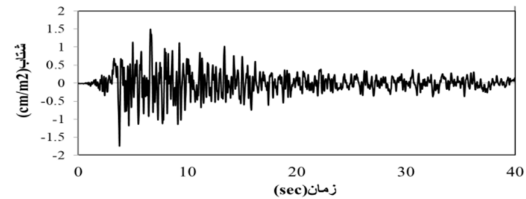
شکل ۷- هیستوگرام مربوط به شبیه‌سازی پارامتر تصادفی ارتفاع مقطع قاب در توزیع لوگ‌نرمال با ضریب یکنواختی ۵٪



(و)



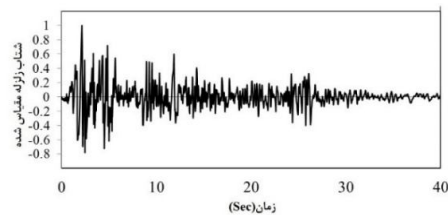
(ز)



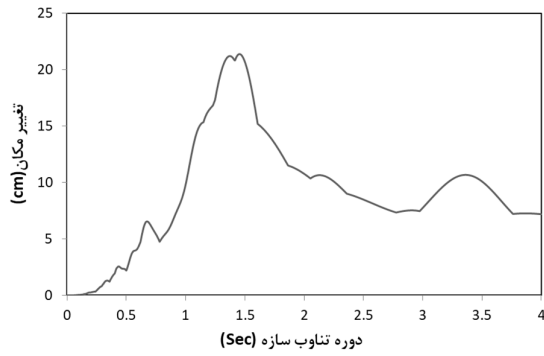
(ح)

ادامه شکل ۳- شتاب‌نگاشت‌های: الف) السنترو، ب) هاجپنوهه، ج) کوبه، د) نور ثریج، ه) کابوت‌لیک، و) چی‌چی، ز) کوآلینگا، ح) کرن‌گانتی

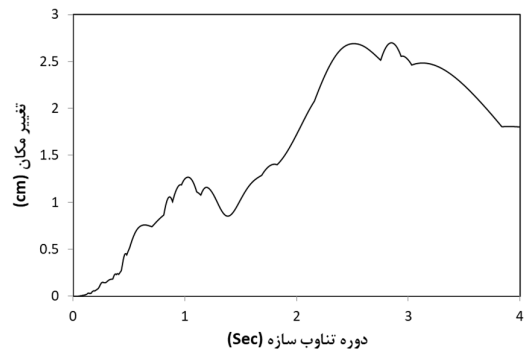
قابل توجه است که رکوردهای مورد استفاده در این پژوهش مقیاس شده‌اند، ولی به دلیل محدودیت حجم مقاله، فرایند مقیاس نمودن رکوردها آورده نشده است. به‌عنوان نمونه می‌توان نمودار مربوط به رکورد مقیاس شده زلزله السنترو را در شکل (۴) مشاهده نمود. برای تحلیل احتمال‌اندیشانه قاب، ابتدا کمیت‌های جرم حجمی، ضریب کشسانی و ابعاد هندسی مقطع اعضا با سه تابع چگالی یکنواخت، نرمال و لوگ‌نرمال و سه ضریب پراکندگی ۱۰٪ و ۱۵٪ تولید می‌شوند.



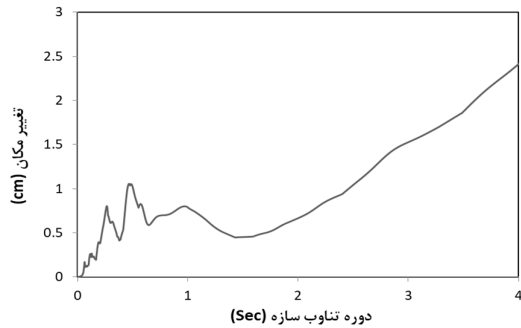
شکل ۴- شتاب‌نگاشت مقیاس شده زلزله السنترو



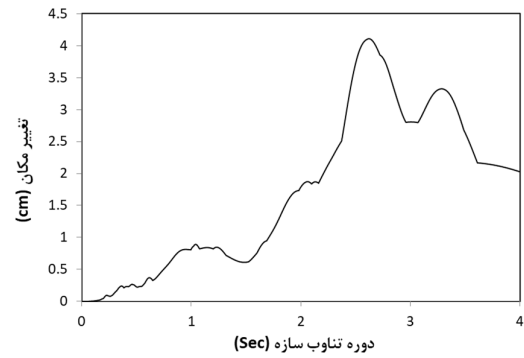
(ث)



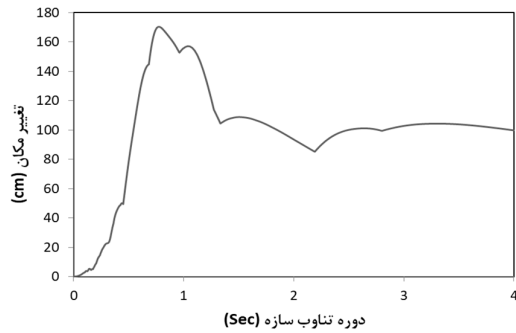
(الف)



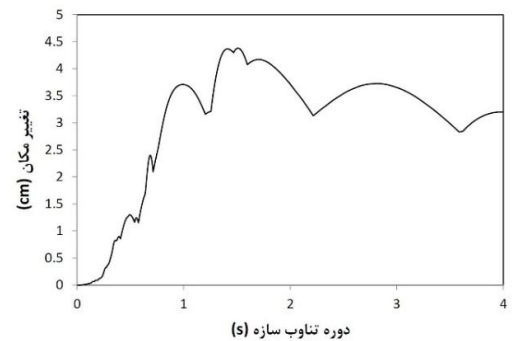
(ج)



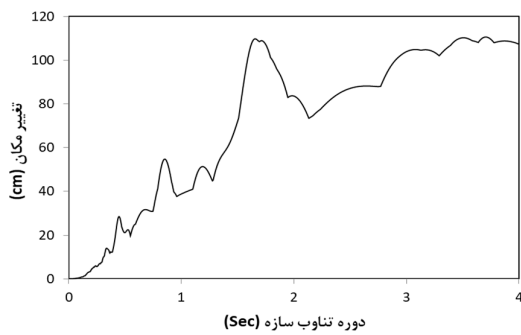
(ب)



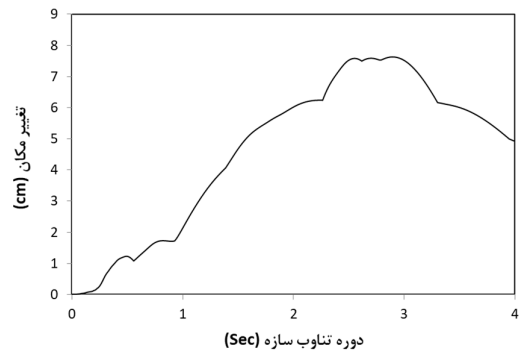
(چ)



(پ)



(ح)



(ت)

شکل ۸- طیف پاسخ سازه در زلزله‌های: الف) السنترو، ب) هاجینوهه، پ) کوبه، ت) نور تریج، ث) کایوت‌لیک، ج) چی‌چی، چ) کوآلینگا، ح) کرن‌کانتی

در نظر گرفته می‌شود. نوع توزیع برای تمامی متغیرها نرمال فرض شده است. اگر مشخصات مکانیکی بتن و فولاد به قرار زیر باشد:

- میانگین مقاومت کششی فولاد (f_s): 400 Mpa
- میانگین مقاومت فشاری بتن (f_c): 200 Mpa
- براساس آیین‌نامه آبا مقطع تیر مزبور با مشخصات زیر به دست می‌آید:
- مساحت سطح مقطع فولاد کششی: 21.2cm²
- عرض مقطع تیر: 30cm
- عمق مقطع تیر: 35cm
- تابع حالت حدی نیز به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$g = \frac{21.2 \times f_s \left(35 - \frac{f_s \times 21.2}{0.85 f_c \times 30 \times 21.2 \times 2} \right)}{D \times 250000} - \frac{L \times 250000}{8} \quad (8)$$

که در جدول (۲) وضعیت‌های مختلف برای ضرایب پراکندگی پارامترهای طراحی مشخص شده است.

جدول ۲- حالت‌های مختلف تحلیل احتمال اندیشانه

پارامتر	حالت اول	حالت دوم	حالت سوم
f_s	٪۱۰	٪۱۰	٪۱۰
f_c	٪۲۰	٪۱۰	٪۱۰
D	٪۱۰	٪۱۰	٪۱۰
L	٪۲۰	٪۲۰	٪۱۰

جدول ۳- مقایسه نتایج صحت‌سنجی

پارامتر	نتیجه پژوهش		
	حالت اول	صحت‌سنجی	اختلاف
حالت اول	بی‌نهایت	بی‌نهایت	۰
	بی‌نهایت	بی‌نهایت	۰
	۵/۰۶۸۹	۵/۰۱۳۲	٪۱
	۵/۰۷۶۱	۴/۹۰۹۱	٪۳
حالت دوم	بی‌نهایت	بی‌نهایت	۰
	۴/۵۲۶۴	۴/۸۳۳۳	٪۷
	۴/۳۶۰۱	۴/۲۶۷۵	٪۲
	۴/۳۶۷۶	۴/۱۳۲۳	٪۵
حالت سوم	بی‌نهایت	بی‌نهایت	۰
	۵/۰۷۶۱	۴/۹۰۹۱	٪۶
	۲/۸۵۸۷	۲/۹۱۲۳	٪۲
	۲/۸۶۷۴	۳/۰۰۱	٪۵
حالت سوم	۲/۸۶۴۶	۲/۶۶۰۵	٪۷

پس از شبیه‌سازی متغیرهای تصادفی موجود، جرم و سختی قاب برای هر سیکل از شبیه‌سازی براساس رابطه‌های (۳) تا (۵) محاسبه شده و زمان تناوب طبیعی سازه در هر گام به دست می‌آید. حال با داشتن طیف پاسخ سازه در هر زلزله می‌توان حداکثر تغییر مکان سازه در هر گام از شبیه‌سازی را به دست آورد. برای به دست آوردن طیف پاسخ از نرم‌افزار سائزموسیگنال^{۱۵} استفاده شده است. طیف پاسخ سازه زلزله‌های مورد استفاده در این پژوهش را می‌توان در شکل (۸) مشاهده نمود.

در هر سیکل شبیه‌سازی‌ها، زمان تناوب سازه محاسبه شده و با توجه به نمودار طیف پاسخ، حداکثر تغییر مکان متناظر با آن محاسبه می‌گردد. اگر احتمال خرابی قاب به صورت امکان افزایش تغییر مکان‌های احتمال‌اندیشانه از تغییر مکان‌های به دست آمده در حالت یقین‌اندیشانه تعریف گردد، می‌توان احتمال خرابی قاب را از رابطه زیر به دست آورد (Collins و Nowak، ۲۰۰۰).

$$\bar{P} = \frac{n}{N} \quad (7)$$

در این رابطه، N تعداد کل پاسخ‌های شبیه‌سازی شده و n تعدادی از پاسخ‌هاست که مقدار آن‌ها از حد مجاز (مقدار یقین‌اندیشانه) بیشتر می‌باشد. منظور از خرابی در تحلیل احتمال‌اندیشانه انجام شده در این پژوهش، عدم توانایی سازه در برآورد هدفی است که برای آن تعریف شده است. به عبارت دیگر، منظور از خرابی احتمالاتی مورد استفاده، فروریختن سازه و منهدم شدن آن نبوده و به معنای تجاوز پاسخ‌های سازه (مانند تغییر مکان حداکثر بام) از یک مقدار میانگین مشخص است و این مقدار می‌تواند در محدوده تغییر شکل‌های خطی سازه نیز در نظر گرفته شود. قابل توجه است که تعداد شبیه‌سازی‌های انجام شده در این پژوهش به ازای تابع توزیع و ضریب پراکندگی مشخص برابر ۱۰۰۰ سیکل می‌باشد.

۴- صحت‌سنجی

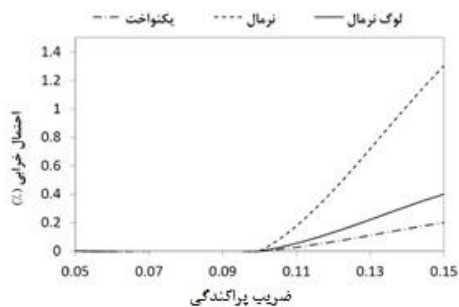
برای صحت‌سنجی نتایج به دست آمده، نتایج یکی از پژوهش‌های انجام شده با استفاده از الگوریتم مورد استفاده برای این پژوهش مجدد تکرار شد. جهانی و شایانفر (۱۳۸۶) در این پژوهش به بررسی اثر ضریب تغییرات پارامترهای اصلی بر شاخص قابلیت اعتماد اعضای سازه‌های در آبا پرداخته‌اند. آن‌ها شاخص قابلیت اعتماد اعضای سازه‌های مختلف (تیر، ستون و قاب) را با تغییر ضریب پراکندگی، مورد ارزیابی قرار داده‌اند. برای صحت‌سنجی الگوریتم مورد استفاده، نتایج حاصل برای تیر مورد مطالعه بررسی شد. برای این کار، تیر دو سر ساده‌ای به طول ۵ متر تحت بار زنده (L) ۲۰ کیلو نیوتن بر متر و بار مرده (D) ۲۰ کیلو نیوتن بر متر

۵- تحلیل و تفسیر نتایج

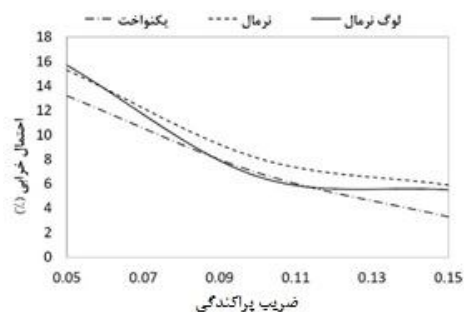
جهت انجام تحلیل احتمال‌اندیشانه و بررسی نتایج حاصل از آن، سازه یک درجه آزادی موردنظر در این پژوهش تحت اثر چهار زمین‌لرزه میدان دور (السنتره، هاچینوهه، کرن کانتی و چی چی) و چهار زمین‌لرزه میدان نزدیک (کوبه، نورث‌ریج، کایوت‌لیک و کوآلینگا) قرار گرفت و احتمال خرابی آن در توزیع‌های احتمالی و ضرایب پراکندگی مختلف به دست آمد. می‌توان نتایج به دست آمده را در جدول (۴) و شکل‌های (۹) تا (۱۵) مشاهده نمود.

با توجه به نتایج، علی‌رغم عدم وجود تفاوت قابل توجه بین نتایج توزیع‌های نرمال و لوگ نرمال می‌توان بین داشت که در تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌ها، تفاوت جزئی و اندک در احتمال شکست نیز حائز اهمیت می‌باشد. همچنین به سبب متفاوت بودن ماهیت فیزیکی پارامترهای تصادفی به کار رفته در این پژوهش، نیاز به استفاده از توزیع‌های احتمالاتی مختلف، بیش‌ازپیش احساس می‌شود. از این‌رو در این پژوهش از سه نوع توزیع مختلف یکنواخت، نرمال و لوگ نرمال، برای متغیرهای تصادفی استفاده شده است.

همچنین با توجه به نتایج ارائه شده می‌توان دریافت که احتمال خرابی در زلزله‌های میدان- دور، بسیار پایین‌تر از موارد مشابه در زلزله‌های میدان- نزدیک است.



شکل ۹- منحنی احتمال خرابی در زلزله السنتره برحسب ضریب پراکندگی

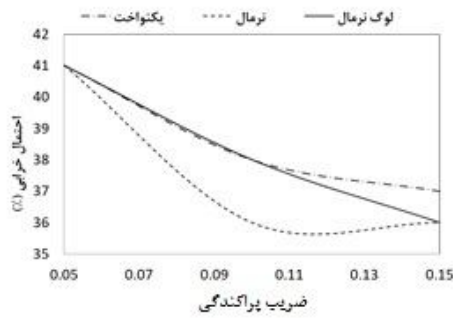


شکل ۱۰- منحنی احتمال خرابی در زلزله هاچینوهه برحسب ضریب پراکندگی

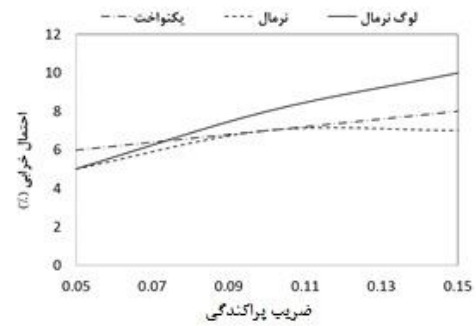
نتایج حاصل از تکرار محاسبات با الگوریتم مورد استفاده در جدول (۳) آمده است. بررسی‌ها نشان می‌دهد میانگین اختلاف بین نتایج حاصل از پژوهش انجام شده و الگوریتم مورد استفاده در حدود ۳،۱۶٪ است که قابل قبول می‌باشد.

جدول ۴- احتمال خرابی در ۸ زلزله السنتره، هاچینوهه، کرن- کانتی و چی چی، کوبه، نورث‌ریج، کایوت‌لیک و کوآلینگا بر حسب ضریب پراکندگی و توزیع‌های مختلف

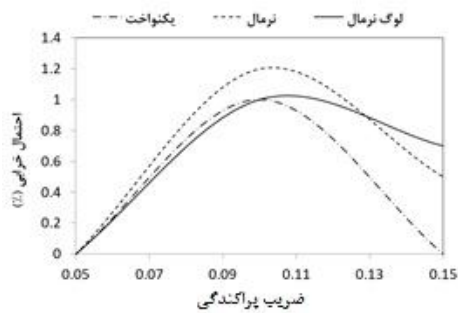
ضریب پراکندگی	لوگ نرمال	نرمال	یکنواخت
زلزله السنتره			
٪۵	۰	۰	۰
٪۱۰	۰	۰	۰
٪۱۵	٪۰/۴	٪۱/۳	٪۰/۲
زلزله هاچینوهه			
٪۵	٪۱/۶	٪۱/۵	٪۱/۳
٪۱۰	٪۷	٪۸	٪۷
٪۱۵	٪۶	٪۶	٪۳
زلزله کرن کانتی			
٪۵	٪۵	٪۵	٪۶
٪۱۰	٪۸	٪۷	٪۷
٪۱۵	٪۱۰	٪۷	٪۸
زلزله چی چی			
٪۵	٪۱	٪۱	٪۱
٪۱۰	٪۲	٪۲	٪۱
٪۱۵	٪۳	٪۳	٪۲
زلزله کوبه			
٪۵	٪۳/۴	٪۳/۶	٪۳/۵
٪۱۰	٪۲/۵	٪۲/۶	٪۲/۲
٪۱۵	٪۲/۴	٪۲/۶	٪۲/۸
زلزله نورث‌ریج			
٪۵	٪۵۰	٪۴۸	٪۴۹
٪۱۰	٪۴۹	٪۴۹	٪۵۰
٪۱۵	٪۵۰	٪۵۱	٪۴۷
زلزله کایوت‌لیک			
٪۵	٪۴۱	٪۴۱	٪۴۱
٪۱۰	٪۳۸	٪۳۶	٪۳۸
٪۱۵	٪۳۶	٪۳۶	٪۳۷
زلزله کوآلینگا			
٪۵	۰	۰	۰
٪۱۰	٪۱	٪۱/۲	٪۱
٪۱۵	٪۰/۷	٪۰/۵	۰



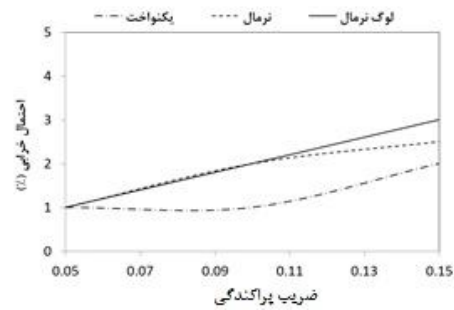
شکل ۱۵- منحنی احتمال خرابی در زلزله کاپوت‌لیک برحسب ضریب پراکندگی



شکل ۱۱- منحنی احتمال خرابی در زلزله کرن‌کانتی برحسب ضریب پراکندگی

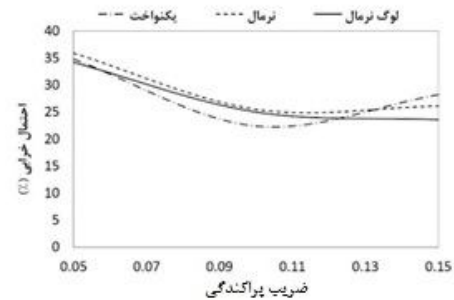


شکل ۱۶- منحنی احتمال خرابی در زلزله کوآلینگا برحسب ضریب پراکندگی

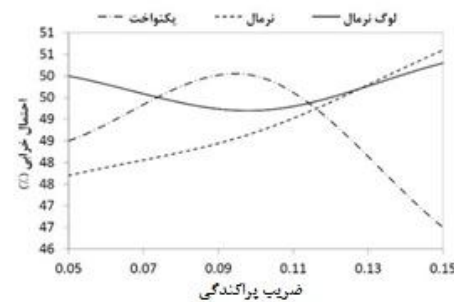


شکل ۱۲- منحنی احتمال خرابی در زلزله چی‌چی برحسب ضریب پراکندگی

بنابراین می‌توان دریافت که احتمال خرابی سازه، رابطه مستقیمی با ماهیت زلزله از نقطه‌نظر میدان دور یا نزدیک دارد. برای درک بیشتر این مطلب می‌توان از نمودارهای مربوط به طیف پاسخ سازه در چهار زلزله یاد شده استفاده نمود (شکل ۷). محور افقی طیف، بیانگر دوره تناوب سازه و محور قائم، حداکثر پاسخ تغییر مکان را نشان می‌دهد. با توجه به مشخصات جرم و سختی سازه فوق می‌توان نشان داد که دوره تناوب سازه در حالت یقین-اندیشانه برابر با مقدار $T_n=1.025$ ثانیه محاسبه می‌شود. با بررسی دوره تناوب در طیف پاسخ سازه در زلزله‌های مختلف می‌توان به ارتباط بین احتمال خرابی سازه با نوع زلزله در ضرایب پراکندگی و توزیع‌های احتمالاتی مختلف پی برد. به عنوان مثال احتمال خرابی سازه در زلزله السنترو در تمامی توزیع‌های احتمالاتی و ضرایب پراکندگی مختلف، نزدیک به صفر می‌باشد (جدول ۴). با بررسی طیف پاسخ سازه در این زلزله (شکل ۸) می‌توان دریافت که به ازای دوره تناوب برابر با $T_n=1.025$ s در حالت یقین‌اندیشانه، نمودار طیف در حداکثر مقدار خود قرار داشته و T_n های در همسایگی T_n یقین‌اندیشانه، دارای حداکثر پاسخ کم‌تری نسبت به پاسخ حالت یقین‌اندیشانه می‌باشند. بنابراین با فرض مقادیر احتمال‌اندیشانه برای پارامترهای تصادفی سازه و محاسبه



شکل ۱۳- منحنی احتمال خرابی در زلزله کوبه برحسب ضریب پراکندگی



شکل ۱۴- منحنی احتمال خرابی در زلزله نورث‌ریج برحسب ضریب پراکندگی

حالت یقین‌اندیشانه می‌باشند. نمودار احتمال خرابی این زلزله بر حسب ضریب پراکندگی‌های مختلف را، در شکل (۱۳) نیز مشاهده نمود.

با بررسی نتایج مربوط به زلزله کایوت‌لیک در جدول (۴) و شکل (۱۵) می‌توان دریافت که با افزایش ضریب پراکندگی، احتمال خرابی سازه در توزیع‌های مختلف کاهش می‌یابد. در این حالت به دلیل شیب تند صعودی نمودار طیف پاسخ، نتایج دوره تناوب سازه در فضای احتمال‌اندیشانه هرچند اعداد نزدیکی به دوره تناوب قطعی سازه هستند اما نتایج مربوط به مقادیر تغییر مکان سازه متناظر با دوره تناوب سازه با اختلاف زیادی تغییر می‌کنند. این موضوع از نمودار طیف پاسخ این زلزله در شکل (۸) قابل مشاهده است.

نتایج به‌دست آمده برای زلزله کوآلینگا در جدول (۴) نشان می‌دهد عکس زلزله کایوت‌لیک در این زلزله شیب نمودار طیف پاسخ (شکل ۸)) در حول دوره تناوب قطعی سازه به شدت نزولی است که همین امر موجب کاهش نتایج احتمال شکست شده است. مقایسه نتایج مربوط به زلزله‌های السنترو، هاچینوهه، کرن‌کانتی، چی‌چی، کوبه، نورث‌ریچ، کایوت‌لیک و کوآلینگا نشان می‌دهد که مقدار احتمال خرابی سازه در زلزله کوبه بیشتر از مقدار مشابه از دو زمین‌لرزه دیگر است. علت این پدیده آن است که حداکثرهای متوالی شتاب در این زلزله، بیشتر از مقادیر مشابه در زلزله‌های میدان- دور السنترو و هاچینوهه است و این اختلاف، سبب ایجاد پاسخ‌های بزرگ‌تر در سازه می‌شود. از این‌رو است که مقادیر مربوط به احتمال خرابی در زلزله کوبه افزایش یافته است.

نتایج مربوط به زلزله نورث‌ریچ، متفاوت با سایر زلزله‌هاست. این تفاوت مربوط به ماهیت خاص این زمین‌لرزه می‌باشد. این زلزله با خاصیت پرتابی است و در مدت زمان بسیار کوتاهی به حداکثر مقدار خود که قابل‌توجه است می‌رسد (شکل ۲)). این تفاوت را می‌توان در طیف پاسخ سازه در این زلزله نیز مشاهده نمود. با بررسی نمودار موجود در شکل (۸) می‌توان دریافت که این طیف، رفتاری صعودی داشته و لذا با افزایش ضریب پراکندگی، مقدار تغییر مکان‌های احتمال‌اندیشانه محاسبه شده افزایش می‌یابد. این امر سبب افزایش احتمال خرابی سازه می‌شود. نتایج به‌دست آمده برای این زلزله را می‌توان در جدول (۴) و شکل (۱۴) مشاهده کرد. با توجه به نتایج به‌دست آمده می‌توان دریافت که بیشترین احتمال خرابی سازه در زلزله نورث‌ریچ در حدود ۵۰٪ بوده که در ضریب پراکندگی ۱۵٪ رخ می‌دهد.

۶- نتیجه‌گیری

با بررسی مطالعات انجام شده در زمینه تحلیل احتمال‌اندیشانه سازه‌ها، می‌توان دریافت که تاکنون پژوهش کم‌تری در ارتباط با

مقدار T_n غیرقطعی در توزیع‌ها و ضرایب پراکندگی متفاوت، می‌توان نشان داد که حداکثر پاسخ متناظر با T_n ‌های به‌دست آمده، کم‌تر از مقدار محاسبه شده در حالت یقین‌اندیشانه می‌باشد. بنابراین می‌توان دریافت که احتمال خرابی سازه در این زلزله به سمت صفر میل می‌نماید و مستقل از مقدار ضریب پراکندگی و نوع توزیع احتمالاتی می‌باشد.

با بررسی نتایج مربوط به زلزله هاچینوهه در جدول (۴) و شکل (۱۰) می‌توان دریافت که با افزایش ضریب پراکندگی، احتمال خرابی سازه در توزیع‌های مختلف کاهش می‌یابد. زیرا در این حالت نیز با افزایش ضریب پراکندگی، دوره تناوب سازه در فضای احتمال‌اندیشانه، دارای مقداری در حول دوره تناوب قطعی سازه بوده و مقادیر تغییر مکان حداکثر آن با توجه به طیف پاسخ در این زلزله، با افزایش ضریب پراکندگی، کاهش می‌یابد.

بررسی نتایج مربوط به زلزله کرن‌کانتی نشان می‌دهد با افزایش ضریب پراکندگی، احتمال خرابی سازه در توزیع‌های مختلف افزایش می‌یابد. نتایج حاصل از تحلیل که در جدول (۴) و شکل (۱۱) آمده، نشان می‌دهد با افزایش ضریب پراکندگی، دوره تناوب سازه در فضای احتمال‌اندیشانه، دارای مقداری در حول دوره تناوب قطعی سازه بوده و مقادیر تغییر مکان حداکثر آن با توجه به طیف پاسخ در این زلزله (شکل ۸))، با افزایش ضریب پراکندگی، افزایش می‌یابد. هرچند این مقادیر نزدیک به هم هستند.

بررسی نتایج مربوط به زلزله چی‌چی (شکل ۱۲)) نشان می‌دهد احتمال شکست برای تمامی توزیع‌ها و ضرایب پراکندگی مقادیر کوچکی است. دلیل این امر همانند زلزله السنترو به نمودار طیف پاسخ این زلزله (شکل ۸)) در حول مقدار دوره تناوب قطعی بستگی دارد. نمودار طیف پاسخ این زلزله در مقادیر بزرگ‌تر از مقدار قطعی نزول‌یست که همین امر بر نتایج احتمالاتی تأثیر داشته است.

با بررسی نتایج مربوط به زلزله میدان- نزدیک کوبه، رفتاری مشابه رفتار سازه در زلزله‌های میدان- دور مشاهده می‌شود. به عبارت دیگر، علی‌رغم این‌که زلزله کوبه، زمین‌لرزه‌ای با خصوصیات زلزله‌های میدان- نزدیک است، ولی دارای حداکثرهای متوالی شتاب در یک بازه زمانی مشخص (مشابه زلزله‌های میدان- نزدیک) می‌باشد. این مفهوم را می‌توان در شتاب‌نگاشت این زلزله مشاهده کرد (شکل ۲)). بنابراین در این زلزله نیز با افزایش ضرایب پراکندگی، احتمال خرابی سازه کاهش می‌یابد.

می‌توان این نتیجه را از طیف پاسخ سازه در زلزله کوبه نیز به دست آورد. به عبارت دیگر با بررسی شکل (۸) می‌توان دریافت که افزایش ضریب پراکندگی، سبب تغییر دوره تناوب احتمال-اندیشانه سازه نسبت به حالت یقین‌اندیشانه شده و مقدار تغییر مکان‌های حداکثر متناظر با آن، دارای مقدار کم‌تری نسبت به

- Design of concrete structures, "CSA Standard", Canada Standard Association, 2004, 32.
- Ergonul SA, "Probabilistic approach for earthquake loss estimation", *Structural Safety*, 2005, 27, 309-321.
- Ghiass M, "An Introduction to the Monte Carlo Simulation Methods", *Polymerization*, 2014, 4 (1), 67-77.
- Huang X, Zhang Y, "Reliability-Sensitivity Analysis Using Dimension Reduction Methods and Saddle Point Approximations", *International Journal for Num Engineering Mechanics*, 19, 321-329, 2004.
- Karkon M, Tavakolizadeh M, Shahabian F, "Reliability Analysis of the existing relationship to determine the compressive strength of concrete columns confined with FRP", 2th Reliability Engineering Congress, Tehran, Iran, 24-26 October, 2011.
- Kozubal J, Pula W, Wyjadłowski M, Bauer J, "Influence of varying soil properties on evaluation of pile reliability under lateral loads", *Journal of Civil Engineering and Management*, 2013, 19 (2), 272-284.
- Low Y, "A reduction technique for long-term fatigue analysis of offshore structures using Monte Carlo simulation", *Engineering Structures*, 2016, 128, 283-295.
- Melchers RE, Ahmmed MA, "Fast approximate method for parameter sensitivity estimation in Monte Carlo structural reliability", *Computers and Structures*, 2004, 82, 55-51.
- Moghaddasi M, Cubrinovski M, Chase J, Pampanin S, Carr A, "Effects of soil-foundation-structure interaction on seismic structural response via robust Monte Carlo simulation", *Engineering Structures*, 2011, 33, 1338-1347.
- Naess A, Leira B, Batsevych A, "System reliability analysis by enhanced Monte Carlo simulation", *Structural Safety*, 2009, 31, 349-355.
- Noh HC, Park T, "Monte Carlo simulation-compatible stochastic field for, application to expansion-based stochastic finite element method", *Computers and Structures*, 2006, 84, 2363-2372.
- Nowak AS, Collins KR, "Reliability of structures", Mc Graw-Hill, 2000, 69-80.
- Paola MD, "Probabilistic analysis of truss structures with uncertain parameters", *Probabilistic Engineering Mechanics*, 2004, 19, 321-329.
- Rackwitz R, "Reliability Analysis-A Review and Some Perspectives", *Structural Safety*, 2001, 23 (4), 365-395.
- Rezaee Pazhand M, Shahabian F, Bambaeechee M, "Examine the reliability of two-dimensional stability of steel frames with semi-rigid connections and non-deterministic characteristics", 06th National Congress on Civil Engineering, Semnan, Iran, 26-27 April, 2011.
- Schueremans L, Gemert D, "Assessing the safety of existing structures: Reliability based assessment framework, examples and application", *Journal of Civil Engineering and Management*, 2004, X (2), 131-141.
- تأثیر ماهیت زلزله از نقطه نظر میدان دور یا نزدیک بر احتمال شکست سازه انجام پذیرفته است. از این رو در این پژوهش به بررسی تأثیر زلزله‌های میدان- دور و میدان- نزدیک بر احتمال خرابی سازه در توزیع‌های احتمالاتی و ضرایب پراکندگی مختلف پرداخته شد. بدین منظور از یک قاب بتنی استفاده شد و سازه در سه توزیع احتمالاتی یکنواخت، نرمال و لوگ‌نرمال و به ازای سه ضریب پراکندگی ۰/۵، ۱۰٪ و ۱۵٪ تحلیل گردید. تحلیل احتمال- اندیشانه با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو انجام پذیرفت. نتایج متنوعی از این پژوهش حاصل شد که در ادامه به برخی از آن‌ها اشاره می‌شود:
- احتمال خرابی سازه مستقل از نوع توزیع احتمالاتی متغیرهای تصادفی بوده و وابسته به ضریب پراکندگی و طیف پاسخ سازه در زلزله موردنظر می‌باشد.
 - ماهیت زلزله از نظر حوزه دور و نزدیک گسل نیز و حداکثر میزان شتاب آن تأثیر مستقیمی بر احتمال خرابی دارد. به عبارت دیگر بیشترین احتمال خرابی مربوط به زلزله‌های میدان- نزدیک و کم‌ترین مقدار آن مربوط به زلزله‌های میدان- دور است.
 - در زلزله‌های میدان- دور، با افزایش ضریب پراکندگی، احتمال خرابی سازه کاهش می‌یابد. این گرایش در زلزله میدان- نزدیک کوبه نیز برقرار می‌باشد.
 - با افزایش هرچه بیشتر ضریب پراکندگی، دامنه بیشتری از طیف پاسخ سازه، در محدوده زمان تناوب حالت یقین‌اندیشانه قرار گرفته و احتمال خرابی سازه را تحت تأثیر خود قرار می‌دهد.
 - بیشترین احتمال خرابی سازه در زلزله میدان- نزدیک نورتریج و در ضریب پراکندگی ۱۵٪ رخ داده و در حدود ۵۰٪ می‌باشد.
- ۷- مراجع
- Alamatian J, Shahabian F, "Probabilistic nonlinear dynamic analysis of a plane frame with material and geometric uncertainties", *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, 2013, 14 (5), 665-680.
- Caño A, Cruz M, Gómez D, Pérez M, "Fuzzy method for analysing uncertainty in the sustainable design of concrete structures", *Journal of Civil Engineering and Management*, 2016, 22 (7), 924-935.
- Choe DE, Gardoni P, Rosowsky D, Hawkaas T, "Probabilistic capacity models and seismic fragility estimates for RC columns subject to corrosion", *Reliability Engineering and System Safety*, 2008, 93, 383-393.
- Chopra P, "Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering", Prentice Hall International, 1995, 9-11.

- Sciuva MD, Lomario DA, "Comparison Monte Carlo and FORMs in calculating the reliability of a composite structure", *Composite Structures*, 2003, 59, 155-162.
- Shahabian F, Elachachi S, Breyse D, "Safety analysis of the patch load resistance of plate girders: influence of model error and variability", *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 2013, 46 (2), 145-160.
- Shayanfar M, Jahani E, "Reliability Index in ABA Design Code", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 2010, 42 (1), 41-46.
- Stefanou G, Papadrakakis M, "Stochastic finite element analysis of shells with combined random material and geometric properties, Computer", *Methods Applied Mechanic Engineering*, 2004, 193, 139-160.

EXTENDED ABSTRACT

A Probabilistic Analysis of the Effects of Earthquake's Nature and Content on the Probability of Structural Failure

Siamak Golnargesi ^{a,*}, Ali Nazari ^b, Farzad Shahabian Moghaddam ^c

^a Faculty of Civil Engineering, Khavaran Institute of Higher Education, Mashhad 5135230690, Iran

^b Construction Management of Civil Engineering, Khavaran Institute of Higher Education, Mashhad 5135230690, Iran

^c Faculty of Civil Engineering, Ferdowsi university, Mashhad, Iran

Received: 02 May 2017, Accepted: 10 March 2019

Keywords:

Probabilistic Analysis, Earthquake, Failure Probability.

1. Introduction

By studying structural analyses in the space of uncertainty, it is apparent that there has been a little research on the effects of the type of earthquake on probabilistic analysis of the structure with various random distributions and coefficients of variation. Therefore, this research attends to this shortcoming. In order to do so, a one-story steel frame has been used. Structural properties such as density, elastic modulus and beam and column dimensions are considered as uncertain parameters with each having three uniform, normal and log-normal types of density function and three coefficients of variation of 5%, 10% and 15%. This structure excited by two far-field earthquakes (El Centro and Hachinohe), and two near-field ground accelerations (Northridge and Kobe). By applying Monte Carlo simulation method in this research, desired random variables are generated and applied in probabilistic analysis.

2. Methodology

2.1. Probabilistic Analysis through Monte Carlo Simulation Method

In order to conduct probabilistic analysis, simulation methods are applied. These methods are of various kinds, one of the most important and practical of which is called "Monte Carlo." Applying the Monte Carlo method provides the possibility to generate a number of structural analysis parameters without physical experiment. In other words, Monte Carlo simulation method is a numerical technique conducted through computer software rather than multiple experiments.

In the method Monte Carlo simulation method, the R and Q parameters are generated separately and the failure probability can be calculated by substituting the mentioned parameters in equation 1.

$$P_F = P(Y < 0) \quad (1)$$

2.2. Modeling

In order to study the effects of earthquakes type, probability distribution and coefficients of variation on probabilistic analysis a one-story concrete frame, as in Fig 1, have been used. Frame characteristics are shown in Table 1.

* Corresponding Author

E-mail addresses: s.golnargesi@profs.khi.ac.ir (Siamak Golnargesi), nazari_al@yahoo.com (Ali Nazari), fshahabianm@yahoo.com (Farzad Shahabian Moghaddam).

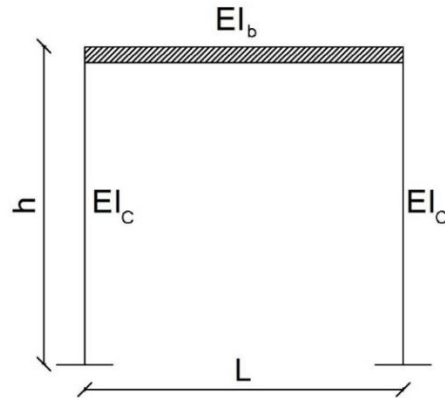


Fig. 1. Concrete Frame

Table 1. Frame Characteristics

Variable	Amount
The dimensions of the beam and column	25 (MPa)
Resistance Concrete	5 (m)
Frame width	5 (m)
Frame height	2300 (kg/m ³)
Density Concrete	2.34 x 10 ⁹ (kg/m ²)
Elastic modulus Concrete	m ⁴
Beam moment of inertia (I _b)	m ⁴
Column moment of inertia (I _c)	0.3m x 0.55m

3. Results and discussion

In order to perform probabilistic analysis and study its results, the structure with one degree of freedom applied in this research was exposed to 2 far-field records (El Centro and Hachinohe) and 2 near-field records (Kobe and Northridge) and its failure probability in various probability distributions and dispersion coefficients was calculated. Results are displayed in Table 2.

Table 2. Failure Probability in 4 Records of El Centro, Hachinohe, Kobe and Northridge According to Various Dispersion Coefficients and Distributions

Dispersion Coefficients	Uniform	Normal	Lognormal
El Centro			
5%	0	0	0
10%	0	0	0
15%	0.2%	1.3%	0.4%
Hachinohe			
5%	13%	15%	16%
10%	7%	8%	7%
15%	3%	6%	6%
Kobe			
5%	35%	36%	34%
10%	22%	26%	25%
15%	28%	26%	24%
Northridge			
5%	49%	48%	50%
10%	50%	49%	49%
15%	47%	51%	50%

4. Conclusions

The probabilistic analysis was conducted through Monte Carlo simulation method. Different results were obtained through this research, some of which are as follows:

- Structure failure probability is independent from probability distribution of random variables and depends on dispersion coefficient and structure response spectrum in the alleged record.
- The frequency content of the earthquake and its maximum acceleration directly affect failure probability. In other words, the highest failure probability is observed in near-field records and the lowest in far-field records.
- In far-field records, structure failure probability is decreased by an increase in the dispersion coefficient. This tendency is apparent in the near-field record of Kobe as well.

With a larger increase in the dispersion coefficient, a higher range of the structure response spectrum lies into the deterministic period and affects structure failure probability.

5. References

Nowak AS, Collins KR, "Reliability of structures", Mc Graw-Hill, 2000, 69-80.

Chopra P, "Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering", Prentice Hall International, 1995, 9-11.

Design of concrete structures, "CSA Standard", Canada Standard Association, 32, 2004.