

ارزیابی شاخص اعتماد سازه‌ی فولادی قاب خمشی طراحی شده براساس آیین‌نامه‌ی فولاد ایران

آزاد یزدانی* (دانشیار)

پویان زرگر (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه کردستان

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۴ (ص. ۸۳-۹۰ شماره ۱/۲، ۳۱-۳۰)

تئوری قابلیت اعتماد، نقشی اساسی در ضوابط طراحی سازه‌ها ایفا می‌کند و تحلیل و طراحی سازه‌ها بر مبنای نظریه‌ی قابلیت اعتماد، که شاخه‌ی از تئوری عمومی احتمالات است، در سال‌های اخیر توجه بسیاری را به خود جلب کرده است. علت این توجه، توانایی در مدل‌کردن عدم قطعیت در پارامترهای بارگذاری و سازه‌ی از قبیل مشخصات مصالح، ابعاد هندسی، و تحلیل غیرخطی سازه‌هاست. در این نوشتار، برای محاسبه‌ی شاخص اعتماد سازه‌ها روشی ارائه شده است که دو نکته‌ی مهم یعنی ساده‌بودن و دقت روش در ارزیابی و محاسبه‌ی شاخص اعتماد سازه‌ها در نظر گرفته شده است. مقادیر شاخص اعتماد به کمک نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی و انتخاب ضریب شکل‌پذیری به‌عنوان معیار غیرخطی سازه محاسبه می‌شود. براساس فرمول‌بندی ارائه شده، مقدار شاخص اعتماد به‌عنوان نمونه در سازه‌های فولادی قاب خمشی طراحی شده براساس آیین‌نامه‌ی فولاد ایران مورد ارزیابی قرار گرفته است.

واژگان کلیدی: شاخص اعتماد، تحلیل دینامیکی افزایشی، شکل‌پذیری، سازه‌های قاب خمشی فولادی.

۱. مقدمه

مبنای طراحی در حالت حدی که براساس نظریه‌ی احتمالات استوار است، در چند سال اخیر در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های مختلف طراحی اعمال شده است.^[۱-۳] قابلیت اعتماد سازه‌ها نقشی اساسی در فرمول‌بندی ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی و در ضرایب بار آیین‌نامه‌های بارگذاری ایفا می‌کند. به کمک تئوری قابلیت اعتماد سازه‌ها، مقدار سطح اعتماد هدف در طراحی سازه‌ها، که به نوعی بیانگر سطح ریسک مورد قبول در آیین‌نامه‌های طراحی است، محاسبه می‌شود. به کمک طراحی احتمالاتی می‌توان مبنای قابلیت اعتماد سازه‌ها در طراحی در حالت حدی را اعمال کرد. روش‌های متفاوتی برای تعیین مقدار شاخص اعتماد مطرح شده است.^[۴-۷] روش‌هایی که بر مبنای مقادیر اعتماد مرتبه‌ی اول^۱ هستند، بیشتر در تعیین شاخص اعتماد المان‌های سازه‌ی کاربرد دارند. در تعیین شاخص اعتماد سازه‌های ساخته شده از چند المان به‌طور معمول از روش‌هایی که بر مبنای شبیه‌سازی هستند، استفاده می‌شود، که این روش‌ها نیازمند محاسبات طولانی و پیچیده‌اند.^[۸]

روش تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)^۲، یک روش تحلیل پارامتری است که در چند سال اخیر به شکل‌های مختلفی به‌منظور تخمین عملکرد کلی سازه تحت بارهای لرزه‌ی به‌کار برده می‌شود.^[۱۰] در این روش سازه تحت اثر زمین‌لرزه‌های مختلف به‌صورت غیرخطی دینامیکی تحلیل می‌شود و برای اینکه رفتار سازه در کل

* نویسنده مستقر

تاریخ: دریافت ۱۷/۱۰/۱۳۹۱، اصلاحیه ۱۲/۴/۱۳۹۲، پذیرش ۲۷/۵/۱۳۹۲.

a.yazdani@uok.ac.ir
pouyan.zargar@yahoo.com

محدوده‌ی خطی و غیرخطی بررسی شود، شدت زمین‌لرزه با یک ضریب به‌عنوان ضریب مقیاس تغییر داده می‌شود و سازه تحت اثر مجموعه‌ی این زمین‌لرزه‌ها قرار می‌گیرد. در روش تحلیل دینامیکی افزایشی به‌خوبی تغییرات رفتار سازه از محدوده‌ی کشسان به محدوده‌ی جاری شدن و در نهایت، خرابی را مشاهده و مشخصه‌ی پاسخ سازه نسبت به سطوح مختلف زمین‌لرزه محاسبه می‌شود و استنباط سازه‌ی بهتری از پاسخ نسبت به زمین‌لرزه‌های ضعیف تا شدید به‌دست می‌آید.

هدف اصلی این مطالعه، محاسبه‌ی شاخص اعتماد سازه‌های قاب خمشی فولادی است، که براساس آیین‌نامه‌ی ایران بارگذاری و طراحی شده‌اند.^[۱۱-۱۳] با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی، پاسخ لرزه‌ی قاب‌های مختلف محاسبه و با استفاده از فرمول‌بندی ارائه شده در این مطالعه، مقدار شاخص اعتماد این سازه‌ها محاسبه شده است.

۲. روند کلی محاسبه‌ی احتمال فراگذشت سالیانه‌ی حالت

حدی

در چند سال اخیر، مطالعات زیادی به‌منظور تعیین اثر عدم قطعیت‌ها و پارامترهای تصادفی در تعیین نیرو و مقاومت سازه‌ها انجام شده است،^[۱۴] که امتیاز عمده‌ی این

استفاده از تابع قانون توان^۴،^[۱۵،۱۶] به طور تقریبی منحنی خطر طیف پاسخ شتاب لرزه‌یی در منطقه به شکل رابطه‌ی ۴ رگرسیون‌گیری می‌شود:

$$H_{Sa}(S_a) = P[S_a \geq x] = k_0 \cdot x^{-k} \quad (4)$$

همان‌طور که در شکل ۱ نشان داده شده است، در این رابطه، k برابر با شیب خطی است که از نقاط متناظر با احتمال فراگذشت ۱۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال عمر مفید سازه می‌گذرد (به ترتیب نظیر احتمال فراگذشت سالیانه ۱/۴۷۵ و ۱/۲۴۷۵) و k_0 مقدار عرض از مبدأ را نشان می‌دهد.

در تحلیل دینامیکی افزایشی، سازه تحت اثر چندین رکورد مختلف زمین‌لرزه قرار گرفته است، که هر کدام از آنها پاسخ‌های متفاوتی دارند، به طوری که میانگین‌شان در محاسبات در نظر گرفته شده است. براساس داده‌های به دست آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی می‌توان مابین معیار شدت و مقدار میانگین پارامتر متغیر حالت که با η_μ نشان داده می‌شود، رابطه‌ی به دست آورد. برای اعمال خطای استفاده از میانگین نتایج، یک مدل احتمالاتی شرطی مطابق رابطه‌ی ۵ ارائه شده است:

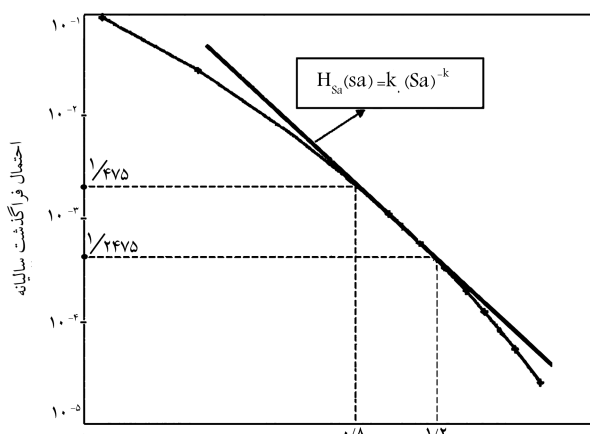
$$\mu = \eta_\mu(x) \cdot \varepsilon \quad (5)$$

که در آن، ε یک متغیر تصادفی با میانگین واحد و توزیع احتمالاتی لگ نرمال است، که مقدار انحراف معیار آن برابر با $\beta_{\mu|S_a}$ است. به منظور انطباق تابع قانون توان بر روی منحنی حاصل از نتایج تحلیل، که براساس شتاب طیفی متناظر با دوره‌ی تناوب اصلی سازه و ضریب شکل‌پذیری است، از رگرسیون‌گیری خطی در فضای لگاریتمی استفاده می‌شود.^[۱۶،۱۷] بر این اساس، رابطه‌ی بین پاسخ شتاب طیفی (که به عنوان متغیر با x نشان داده می‌شود) و میانگین ضریب شکل‌پذیری به صورت رابطه‌ی ۶ بیان شده است:

$$\eta_\mu(x) = a \cdot x^b \quad (6)$$

۳.۲. احتمال فراگذشت سالیانه‌ی منحنی خطر پاسخ سازه

در این مطالعه، متغیر حالت مبتنی بر ضریب شکل‌پذیری با در نظر گرفتن مشخصات تصادفی در این ضریب و یک روند کلی برای محاسبه‌ی احتمال فراگذشت سالیانه‌ی



دامنه طیف شتاب پاسخ (g)

شکل ۱. مدل تحلیل خطر استفاده‌شده در تعیین احتمال فراگذشت سالیانه‌ی حالت حدی.

روش‌ها تعیین میزان خسارت محتمل در سازه‌ها در طول عمر آنهاست. در ارزیابی عملکردی احتمالاتی، عملکرد به صورت تعداد (متوسط) فراگذشت سالیانه از یک حالت حدی مشخص بیان می‌شود، که به طور مختصر احتمال حالت حدی نامیده می‌شود. بر این اساس یک روند مبتنی بر احتمالات در تعیین احتمال حالت حدی بیان می‌شود، که براساس آن می‌توان شاخص اعتماد سازه‌ها را محاسبه کرد.

۱.۲. احتمال حالت حدی^۳

در این مطالعه، ضریب شکل‌پذیری (μ)، که به صورت متغیر تصادفی در نظر گرفته شده است، به عنوان متغیر حالت تعریف شده و برابر با نسبت جابجایی نظیر حالت حدی بر جابجایی نظیر وارد شدن به مرحله‌ی غیرخطی در سازه‌ی مورد مطالعه است. احتمال فراگذشت حالت حدی سازه نیز، که در این مطالعه بر روی حالت حدی خرابی کلی سازه تعریف و به طور مختصر احتمال خرابی نامیده شده است، به صورت رابطه‌ی ۱ در نظر گرفته شده است:

$$P_f = P[\mu > \mu_{cr}] \quad (1)$$

که در این رابطه، μ متغیر حالت و μ_{cr} متغیر حالت حدی است. در حالت کلی، به منظور محاسبه‌ی این احتمال خرابی، مسئله به کمک تئوری احتمال کل به چند بخش تفکیک و هر کدام از بخش‌های تفکیک شده حل و دوباره با هم‌دیگر ترکیب می‌شوند. لازم است عبارت احتمال حالت حدی در دو مرحله تجزیه و دو متغیر مشترک در دو مرحله تفکیک معرفی شود. در مرحله اول، عبارت احتمال حالت حدی نسبت به متغیر حالت مبتنی بر ضریب شکل‌پذیری (به عنوان نخستین متغیر مشترک) به صورت رابطه‌ی ۲ تجزیه می‌شود:

$$P_f = P[\mu > \mu_{cr}] = \sum_{all\ m} P[\mu > \mu_{cr} | \mu = m] \cdot P[\mu = m] \quad (2)$$

در مرحله دوم، لازم است که یک معیار شدت زمین‌لرزه به عنوان پارامتر واسطه بین مشخصات زمین‌لرزه و رفتار سازه به کار برده شود. مطالعات قبلی نشان می‌دهد که در سازه‌های با دوره‌ی تناوب کم و متوسط، شتاب طیفی در دوره‌ی تناوب نظیر مد اصلی سازه معیار مناسبی از شتاب زمین‌لرزه است.^[۱۲] با تفکیک عبارت احتمال متغیر حالت مبتنی بر ضریب شکل‌پذیری مساوی با یک مقدار مشخص m نسبت به شتاب طیفی (به عنوان دومین متغیر مشترک)، رابطه‌ی ۲ به صورت رابطه‌ی ۳ ارائه می‌شود:

$$P_f = P[\mu > \mu_{cr}] = \sum_{all\ m} \sum_{all\ x} P[\mu > \mu_{cr} | \mu = m] \cdot P[\mu = m | S_a = x] \cdot P[S_a = x] \quad (3)$$

این تذکر لازم است که معادلاتی که در این بخش به دست آمده‌اند، به ازاء متغیرهای مشترک از نوع گسسته قابل قبول هستند. بنابراین، این روند به عنوان یک نمای شماتیک و کلی از استراتژی حل مسئله محسوب می‌شود.

۲.۲. رابطه‌ی بین شتاب طیفی و متغیر حالت

در ارزیابی لرزه‌یی احتمالاتی، تصادفی بودن متغیرها باعث عدم قطعیت در تعیین احتمال حالت حدی می‌شود. تغییرات احتمال فراگذشت سالیانه در برابر معیار شدت (در این مطالعه شتاب طیفی) به کمک تحلیل خطر احتمالاتی محاسبه می‌شود. با

از آنجایی که فرض شده است متغیر حالت مبتنی بر ضریب شکل پذیری یک متغیر لگ نرمال است، عبارت $P[\mu > m | S_a = x]$ به منظور ساده کردن محاسبات با استفاده از تغییر متغیر براساس تابع توزیع تجمعی متغیر نرمال استاندارد به صورت رابطه‌ی ۱۳ بیان می‌شود:

$$\begin{aligned} P[\mu > m | S_a = x] &= 1 - P[\mu \leq m | S_a = x] \\ &= 1 - P\left[\frac{\ln \mu - \text{mean} \ln \mu}{\beta_{\mu|S_a}} \leq \frac{\ln m - \text{mean} \ln \mu}{\beta_{\mu|S_a}} | S_a = x\right] \\ &= 1 - P\left[\frac{\ln \mu - \ln \eta_{\mu|S_a}(x)}{\beta_{\mu|S_a}} \leq \frac{\ln m - \ln \eta_{\mu|S_a}(x)}{\beta_{\mu|S_a}}\right] \\ &= 1 - \Phi\left(\frac{\ln\left(\frac{m}{a \cdot x^b}\right)}{\beta_{\mu|S_a}}\right) \end{aligned} \quad (13)$$

در این رابطه، $\Phi(\cdot)$ نشان‌دهنده‌ی تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد است. با جای‌گذاری رابطه‌ی ۱۳ در رابطه‌ی ۱۲، توزیع احتمال خطر پاسخ به صورت رابطه‌ی ۱۴ بیان می‌شود:

$$\begin{aligned} H_{\mu}(m) &= \int_0^{\infty} P[\mu > m | S_a = x] \cdot |dH_{S_a}(x)| \\ &= \int_0^{\infty} \left[1 - \Phi\left(\frac{\ln\left(\frac{m}{a \cdot x^b}\right)}{\beta_{\mu|S_a}}\right)\right] \cdot |dH_{S_a}(x)| \end{aligned} \quad (14)$$

با استفاده از انتگرال جزء به جزء و تعریف تابع چگالی احتمال توزیع نرمال استاندارد و تقریب زدن منحنی خطر شتاب طیفی با قانون توان، توزیع احتمال خطر پاسخ مطابق با رابطه‌ی ۱۵ است:

$$\begin{aligned} H_{\mu}(m) &= \int_0^{\infty} \frac{b}{x \cdot \beta_{\mu|S_a}} \cdot \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \\ &\cdot \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln m - \ln a \cdot x^b}{\beta_{\mu|S_a}}\right)^2\right] \cdot k \cdot x^{-k} \cdot dx \end{aligned} \quad (15)$$

با توجه به خارج کردن ضرایب ثابت از انتگرال و تغییر متغیر و توجه به این نکته که انتگرال تابع چگالی احتمال توزیع نرمال در محدوده‌ی صفر تا بی‌نهایت برابر با واحد است، رابطه‌ی ۱۵ به صورت رابطه‌ی ۱۶ ساده شده است: [۱۵]

$$\begin{aligned} H_{\mu}(m) &= k \cdot \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \left(\frac{\beta_{\mu|S_a}}{b}\right)^2\right) \cdot \exp\left(-k \ln\left(\frac{m}{a}\right)^{\frac{1}{b}}\right) \\ &= k \cdot \left(\frac{m}{a}\right)^{-\frac{k}{b}} \cdot e^{\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \beta_{\mu|S_a}^2} \end{aligned} \quad (16)$$

که براساس این رابطه می‌توان منحنی خطر متغیر نظیر شکل پذیری را محاسبه کرد.

۴.۲. تعیین احتمال فراگذشت سالیانه‌ی حالت حدی

با در نظر گرفتن تابع چگالی احتمال ضریب شکل پذیری بحرانی به صورت $f_{\mu cr}(m)$ و توزیع احتمال خطر پاسخ به صورت $H_{\mu}(m)$ ، احتمال خرابی، که در رابطه‌ی ۲ به صورت گسسته بیان شده است، در حالت استفاده از متغیر پیوسته به صورت رابطه‌ی ۱۷ بیان می‌شود: [۸]

$$P_f = \int_0^{\infty} H_{\mu}(m) \cdot f_{\mu}(m) dm \quad (17)$$

متغیر حالت از یک مقدار مشخص مانند m (که به صورت خطر پاسخ بیان می‌شود) ارائه شده است. با جای‌گذاری رابطه‌ی ۶ در رابطه‌ی ۵، متغیر حالت طوری مدل می‌شود که شکل کلی آن به صورت تابع قانون توان با در نظر گرفتن عدم قطعیت است (رابطه‌ی ۷):

$$\mu = a \cdot x^b \cdot \varepsilon \quad (7)$$

از آنجایی که ε دارای توزیع لگ نرمال است، μ نیز یک متغیر تصادفی با مشخصات آماری ارائه شده در رابطه‌ی ۸ است:

$$\eta_{\mu|S_a}(x) = a \cdot x^b \quad \sigma_{\ln \mu|S_a}(x) = \beta_{\mu|S_a} \quad (8)$$

که در آن، $\sigma_{\ln \mu|S_a}$ میانگین و انحراف استاندارد شرطی لگاریتم طبیعی متغیر حالت مبتنی بر ضریب شکل پذیری به شرط شتاب طیفی است. فرض می‌شود که میانگین شرطی نیاز به شرط شتاب طیفی $\eta_{\mu|S_a}(x)$ (به طور خلاصه تر $\eta_{\mu}(x)$)، به صورت تقریبی از تابعی براساس قانون توان پیروی می‌کند.

به منظور تعیین منحنی خطر پاسخ $(H_{\mu}(m))$ ، لازم است احتمال فراگذشت سالیانه از یک مقدار مشخص ضریب شکل پذیری مانند m محاسبه شود. منحنی خطر پاسخ به صورت حاصل ضرب احتمال اینکه شتاب طیفی برابر با مقدار x شود، در احتمال شرطی فراگذشت پاسخ از مقدار m به شرط اینکه شتاب طیفی برابر مقدار x باشد، بیان می‌شود (رابطه‌ی ۹):

$$\begin{aligned} H_{\mu}(m) &= \nu \cdot P[\mu > m] \\ &= \nu \cdot \sum_{all \ x} P[\mu > m | S_a = x] \cdot P[S_a = x] \end{aligned} \quad (9)$$

در این رابطه، ضریب ν نشان‌دهنده‌ی نرخ رویداد (سالیانه) زمین لرزه در منطقه‌ی مورد مطالعه است. در حالت متغیرهای پیوسته رابطه‌ی ۹ به صورت رابطه‌ی ۱۰ بیان می‌شود:

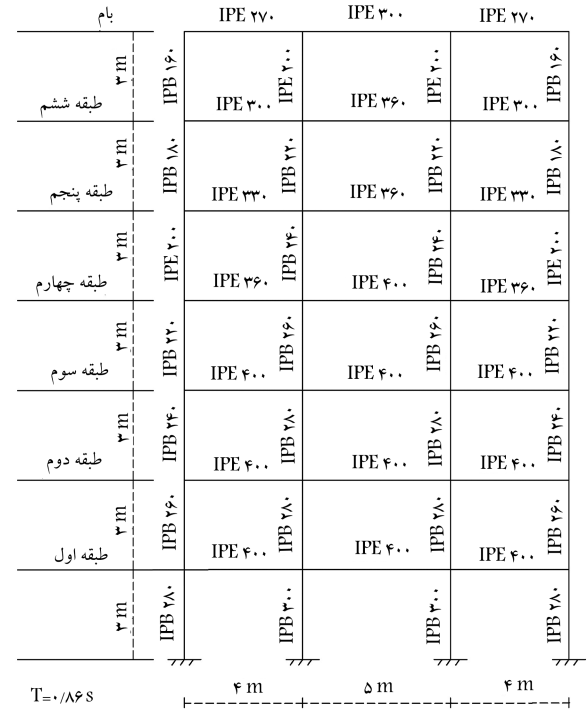
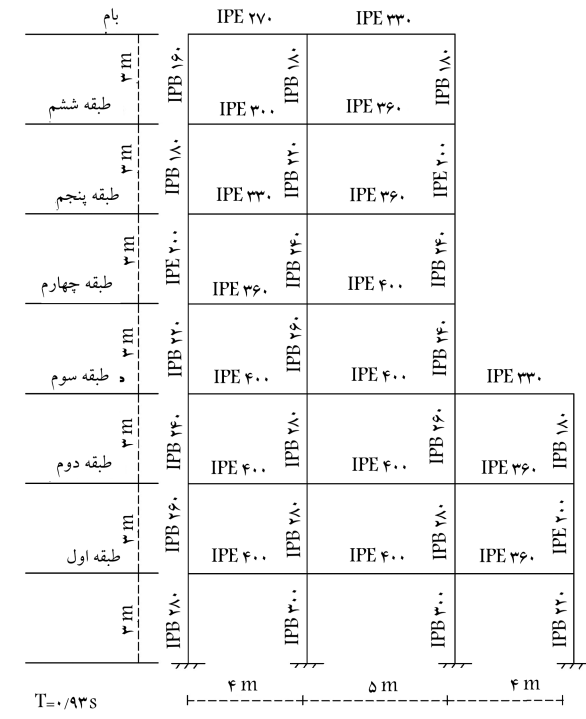
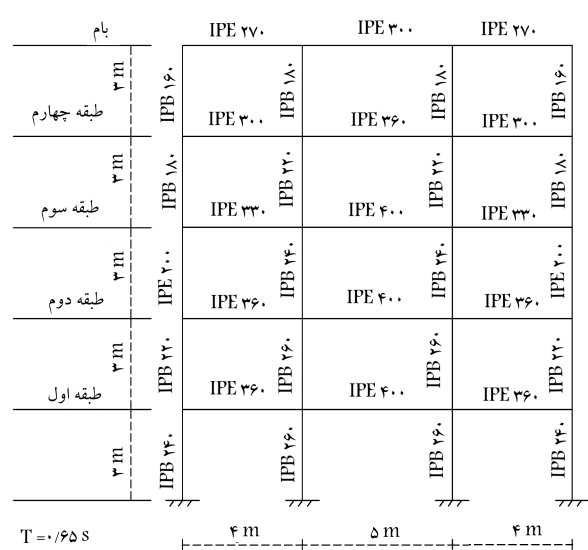
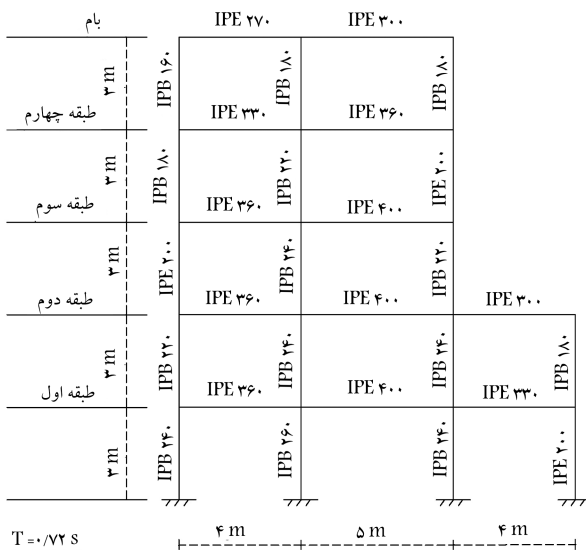
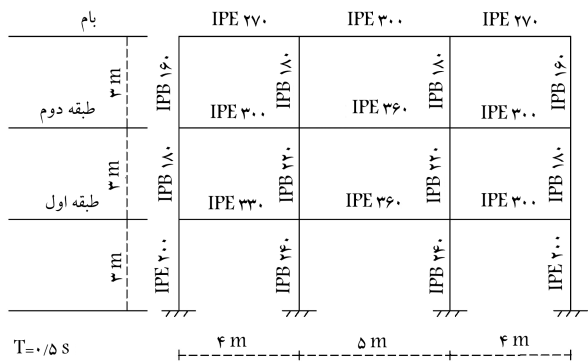
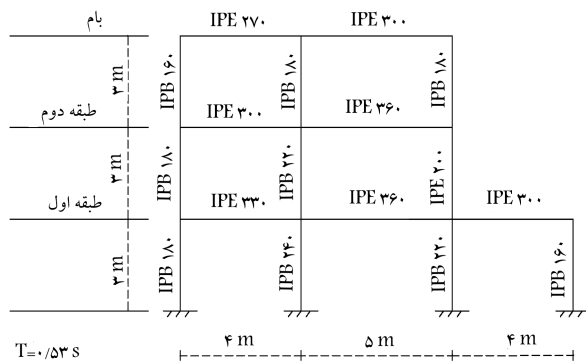
$$\begin{aligned} H_{\mu}(m) &= \nu \cdot P[\mu > m] = \int_0^{\infty} P[\mu > m | S_a = x] \cdot \nu \cdot f_{S_a}(x) \cdot dx \\ &= \int_0^{\infty} P[\mu > m | S_a = x] \cdot \nu \cdot dG_{S_a}(x) \end{aligned} \quad (10)$$

که در آن، $f_{S_a}(x)$ برابر با تابع چگالی احتمال نظیر شتاب طیفی x و عبارت $G_{S_a}(x)$ متمم تابع توزیع تجمعی $S_a = x$ در رابطه‌ی ۱۰، براساس ارتباط ریاضی بین متمم تابع توزیع تجمعی و تابع چگالی احتمال، مقدار قدرمطلق $dG_{S_a}(x)/dx$ جایگزین $f_{S_a}(x)$ می‌شود. منحنی خطر شتاب طیفی $(H_{S_a}(x))$ برابر با حاصل ضرب متمم تابع توزیع تجمعی شتاب طیفی $(G_{S_a}(x))$ ، در نرخ رویداد زمین لرزه در منطقه است (رابطه‌ی ۱۱): [۱]

$$H_{S_a}(x) = \nu \cdot G_{S_a}(x) \quad (11)$$

بر این اساس، رابطه‌ی ۱۰ بر حسب منحنی خطر شتاب طیفی به صورت رابطه‌ی ۱۲ بیان می‌شود:

$$H_{\mu}(m) = \int_0^{\infty} P[\mu > m | S_a = x] \cdot |dH_{S_a}(x)| \quad (12)$$



شکل ۲. هندسه و مقاطع در سازه‌های مورد مطالعه (دوره‌ی تناوب اصلی سازه‌ها در شکل‌ها نشان داده شده است).

در این رابطه، $\lambda = E[\ln(m)]$ و $\xi = Var[\ln(m)]^2$ و متغیرهای Z_n و Z_{n+1} به صورت رابطه‌ی ۲۰ بیان می‌شود:

$$Z_n = \frac{-(\lambda - k\xi^r) + \ln m_n}{\xi}$$

$$Z_{n+1} = \frac{-(\lambda - k\xi^r) + \ln m_{n+1}}{\xi} \quad (20)$$

در این حالت، مقدار احتمال فراگذشت حالت حدی کل سازه برابر با مجموع احتمال فراگذشت در بازه‌ی صفر تا بی‌نهایت است (رابطه‌ی ۲۱):

$$P_f = \sum_n P_n \quad (21)$$

با محاسبه‌ی احتمال فراگذشت سازه و استفاده از تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، می‌توان شاخص اعتماد (β) سازه‌ها را به صورت رابطه‌ی ۲۲ محاسبه کرد:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (22)$$

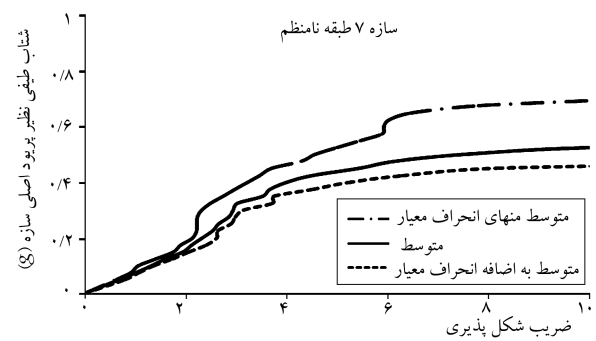
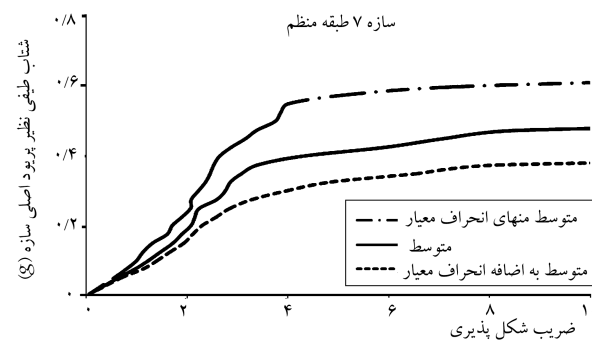
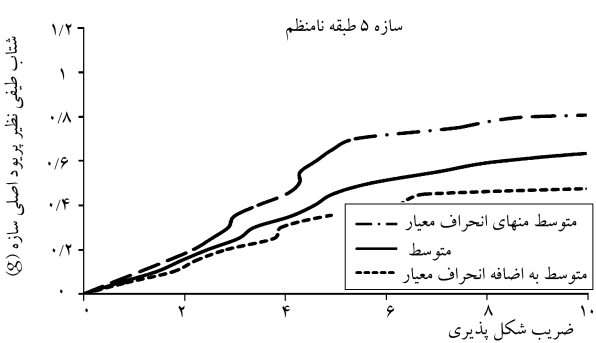
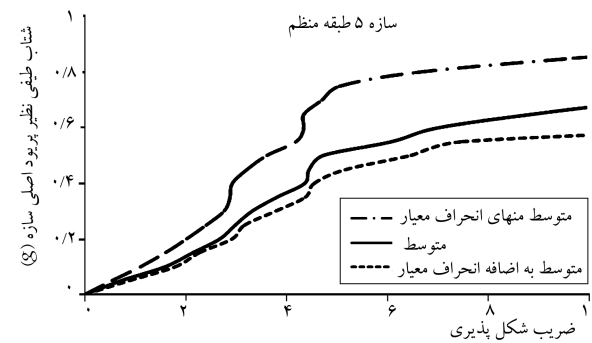
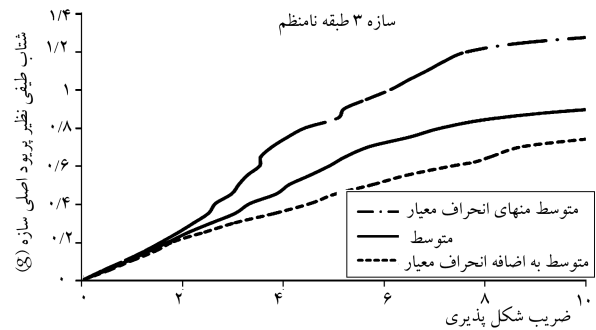
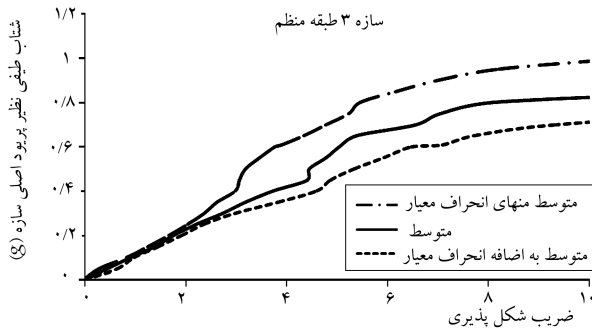
با جای‌گذاری معادله‌ی ۱۶ در معادله‌ی ۱۷، احتمال فراگذشت حالت حدی به فرم رابطه‌ی ۱۸ در می‌آید:

$$P_f = \int_0^{\infty} k^* m^{*(-k^*)} \cdot f_{\mu}(m) dm \quad (18)$$

که در آن، $k^* = k/b$ و $m^* = (m/a)$ و $k_0^* = k_0 \cdot e^{\frac{1}{b} \frac{k^r}{\xi} \beta^r} |S_a$ و $f_{\mu}(m)$ احتمال فراگذشت تقسیم‌کردن متغیر حالت به بازه‌های مختلف متغیر حالت، [۱۷] احتمال فراگذشت حالت حدی در هر بازه از شکل‌پذیری به صورت رابطه‌ی ۱۹ محاسبه می‌شود، که در این حالت می‌توان روند محاسبات را ساده‌تر کرد:

$$P_n = \int_{\mu_n}^{\mu_{n+1}} k_0^* m^{*(-k^*)} \cdot f_{\mu}(m) dm = \{\Phi(Z_{n+1}) - \Phi(Z_n)\}$$

$$\frac{k_0}{(a(-k^*))} \exp(-k^* \lambda) \cdot \exp\left(\left(\frac{(k^*)^r \xi^r}{2}\right)^2\right) \quad (19)$$

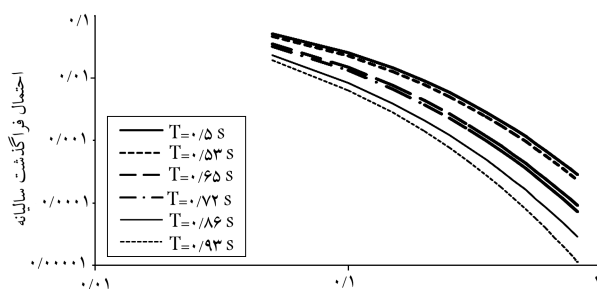


شکل ۳. منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی.

۳. نتایج تحلیل

۱.۳. معرفی سازه‌ها

در این مطالعه، ۶ سازه فولادی قاب خمشی (۳ طبقه منظم، ۳ طبقه نامنظم، ۵ طبقه منظم، ۵ طبقه نامنظم، ۷ طبقه منظم و ۷ طبقه نامنظم) با شکل پذیری متوسط با کاربری مسکونی و طراحی شده براساس روش تنش مجاز براساس ضوابط مقررات ملی ساختمان ایران^[۱۲] انتخاب شده است. ارتفاع طبقات در کل سازه‌ها برابر با ۳ متر و محل سازه‌ها شهرستان تهران (با لرزه‌خیزی خیلی زیاد) و زمین



شکل ۳. دامنه طیف شتاب پاسخ (g)

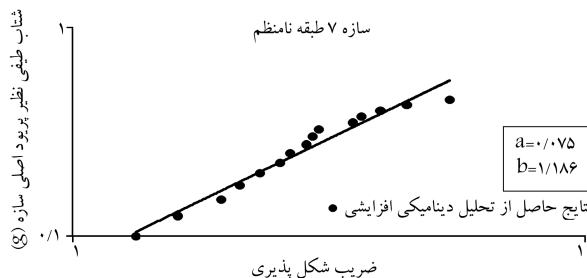
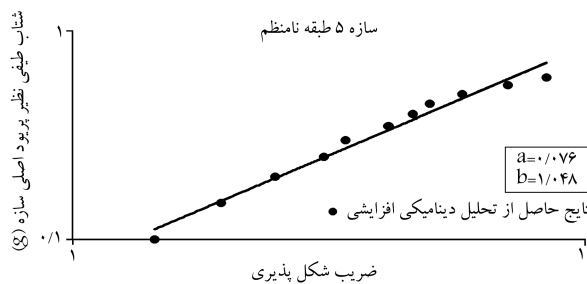
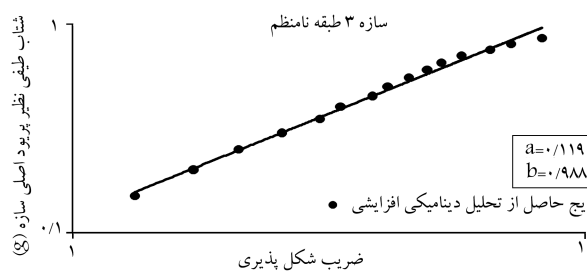
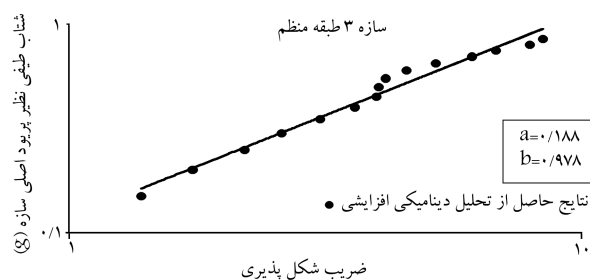
شکل ۴. منحنی خطر حاصل از تحلیل خطر به ازاء دامنه‌های طیف پاسخ شتاب در دوره‌ی بازگشت‌های مختلف.

ساختمان خاک نوع II است. شکل ۲، هندسه و مقاطع سازه‌های طراحی شده را به‌طور شماتیک نشان می‌دهد. در این سازه‌ها، تیرها با مقاطع IPE و ستون‌ها با مقاطع IPB طراحی شده‌اند. دوره‌ی تناوب اصلی سازه‌های مختلف بر روی شکل ۲ نشان داده شده است، که دوره‌ی تناوب سازه‌ها از ۰/۵ تا ۰/۹۳ تغییر می‌کند.

۲.۳. نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی سازه‌ها

در این مطالعه، ۱۵ رکورد زمین‌لرزه‌ی ثبت شده در ایستگاه‌های مختلف به گونه‌ی انتخاب شده‌اند، که فاصله‌ی ایستگاه ثبت رکوردهای زلزله‌ها تا مرکز زلزله (فاصله‌ی رومرکز)، بیشتر از ۱۵ کیلومتر باشد و خاک منطقه‌ی که رکوردهای زلزله در آن ثبت شده است، با نوع خاک منطقه‌ی که سازه‌ها طراحی شده‌اند، مطابقت داشته باشد (جدول ۱).

به منظور تحلیل دینامیکی افزایشی، سازه‌های نشان داده شده در شکل ۲ به کمک نرم‌افزار DRAIN-۲DX^[۱۸] مدل شده‌اند. یک منحنی IDA، ترسیم‌ی از رفتار دینامیکی غیرخطی یک سازه‌ی مشخص تحت اثر یک رکورد زمین‌لرزه مشخص است و با توجه به اینکه این منحنی وابستگی زیادی به رکورد زلزله‌ی انتخاب شده دارد، مطالعات IDA یک رکورد نمی‌تواند به تنهایی رفتار واقعی سازه را برای رویدادهای دیگر زمین‌لرزه‌ها، که ممکن است در رویدادهای آینده اتفاق بیفتند، پیش‌بینی کند. بنابراین لازم است که تعداد مناسبی از رکوردهای زمین‌لرزه انتخاب شود تا بتوان محدوده‌ی پاسخ‌های سازه را پوشش داد. بر این اساس،



شکل ۵. مقادیر ضرایب a و b در سازه‌های مختلف با اعمال کردن قانون بر روی نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی.

جدول ۱. مشخصات زمین‌لرزه‌یی استفاده‌شده در تحلیل دینامیکی افزایشی (ثبت‌شده بر روی خاک نوع ۲).

زمین‌لرزه	ایستگاه	شماره‌ی رکورد	بیشینه‌ی شتاب زمین (cm/s^2)	بزرگی زلزله (Mw)	فاصله از مرکز زلزله (کیلومتر)
طیس	طیس	۱ - ۱۰۸۴	۸۹۸	۷٫۳	۵۴
گیلان	منجیل	۱ - ۱۳۷۷	۲۰۵٫۳	۵٫۳	۱۸
خراسان	دره‌گز	۱۴۴۲	۱۰۳٫۶	۵٫۳	۶۵
کرمان	سیرچ	۴ - ۱۳۴۷	۷۴٫۶	۵٫۹	۳۸
خوزستان	حسینیه علیا	۴ - ۱۵۰۶	۱۸۲٫۵	۵٫۳	۲۳
خراسان	قائن	۱۱۳۹	۲۱۶٫۶	۷	۵۲
یزد	طیس	۳ - ۱۱۳۶	۲۱۵٫۳	۶	۳۱
یزد	طیس	۱۱ - ۱۱۰۳	۱۰۴٫۲	۵٫۵	۵۵
مازندران	پل سفید	۱۳۷۳	۱۰۴٫۱	۵٫۹	۲۶
بلده	تهران	۳۳۱۸	۱۲۱	۶٫۳	۷۳
بلده	دیلمان	۳۳۷۶	۱۰۸٫۱	۶٫۳	۱۶۲
فارس	کازرون	۱ - ۲۲۱۶	۱۰۰٫۲	۵٫۲	۱۳۵
آوج	درسچین	۲ - ۲۷۶۹	۷۷٫۶	۶٫۵	۴۰
فارس	میمند	۲ - ۱۴۹۰	۵۰۳٫۳	۵٫۹	۱۷
خوزستان	حسینیه علیا	۱ - ۱۵۰۶	۱۹۰٫۶	۵٫۵	۱۷

جدول ۲. مقادیر شاخص اعتماد در سازه‌های مختلف.

طبقه ۷		طبقه ۵		طبقه ۳	
نامنظم	منظم	نامنظم	منظم	نامنظم	منظم
۲٫۶۰	۲٫۵۴	۲٫۶۸	۲٫۸۰	۲٫۷۵	۲٫۷۷

براساس رابطه‌ی ۲، مقدار احتمال فراگذشت حالت حدی کل سازه براساس احتمال خرابی سازه در بازه‌های مختلف محاسبه شده است. با توجه به اینکه در رابطه‌ی ۱۹ فرض شده است که متغیرها دارای توزیع نرمال هستند، مقدار شاخص اعتماد سازه‌ها به کمک جداول نرمال استاندارد محاسبه شده است (جدول ۲). مقادیر شاخص اعتماد (β) در ۵۰ سال عمر مفید برای سازه‌های انتخاب‌شده در این مطالعه از ۲٫۵۴ تا ۲٫۸۰ تغییر کرده است، که نشان می‌دهد به طور متوسط مقدار خرابی این سازه‌ها (P_f) از ۰٫۲۶ تا ۰٫۵۵ تغییر می‌کند. این تذکر لازم است که این مقادیر کمتر از مقدار شاخص اعتماد هدف سه در سازه‌های با عمر مفید ۵۰ سال است.

۴. نتیجه‌گیری

شاخص اعتماد سازه‌ها بیان دقیق‌تر احتمال ایمن بودن سازه در طول عمر مفید سازه است. روش‌های صریحی که به منظور تعیین مقدار قابلیت اعتماد مطرح می‌شوند، بیشتر در تعیین مقدار اعتماد المان‌های سازه‌یی کاربرد دارند. در تعیین مقدار قابلیت اعتماد سازه‌های مرکب از چند المان به طور معمول از روش‌هایی که بر مبنای شبیه‌سازی هستند، استفاده می‌شود؛ که این روش‌ها نیازمند محاسبات طولانی و پیچیده است. در این مطالعه بر مبنای ضریب شکل‌پذیری، که مشخصه‌ی مناسبی برای بیان رفتار غیرخطی سازه است، بدون محاسبات خیلی پیچیده و با در نظر گرفتن عدم قطعیت، شاخص اعتماد کلی سازه‌ها محاسبه شده است. براساس فرمول‌بندی ارائه‌شده می‌توان روندی به منظور طراحی یا بهسازی سازه‌ها طوری ارائه کرد که سازه به مقدار شاخص هدف برسد.

زلزله‌های انتخاب‌شده در جدول ۱ با ضرایب اسکالر متفاوت به مقیاس در آمده و سازه‌ها تحت اثر این زلزله‌ها و به ازاء ضرایب مقیاس متفاوت، تحلیل تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی انجام شده‌اند. مطالعات پیشین نشان می‌دهد که برای محاسبه‌ی یک منحنی IDA به ازاء یک رکورد، دست‌کم ۱۲ ضریب مقیاس متفاوت لازم است.^[۱۱] برای محاسبه‌ی منحنی IDA متوسط لازم است که به ازاء رکوردهای مختلف (۱۵ رکورد)، منحنی‌های IDA به کمک محاسبات آماری، میانگین (5%) و میانگین به اضافه و منهای انحراف معیار پاسخ (نظیر: 84% و 16%) در سازه‌های مختلف محاسبه شود (شکل ۳). بر اساس این اشکال، مقادیر میانگین متغیر حالت مبتنی بر ضریب شکل‌پذیری و مقادیر مختلف انحراف استاندارد شرطی لگاریتم طبیعی متغیر حالت مبتنی بر شرط شتاب طیفی ($\beta_{\mu|S_a}$) طبق فرمول‌بندی ارائه‌شده در این مطالعه تعیین شده است. این تذکر لازم است که هر کدام از این اشکال‌ها، به کمک 180 (۱۵ رکورد) و به ازاء هر رکورد ۱۲ ضریب مقیاس متفاوت) تحلیل تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی محاسبه شده‌اند.

۳.۳. ارزیابی شاخص اعتماد سازه‌های طراحی شده

ضرایب k و k_c همان‌طور که در رابطه‌ی ۴ اشاره شد، براساس نتایج حاصل از تحلیل خطر احتمالاتی در شهر تهران محاسبه شده‌اند.^[۱۹] منحنی حاصل از تحلیل خطر به ازاء دامنه‌های طیف پاسخ شتاب دوره‌های تناوب مختلف (نظیر دوره‌ی بازگشت‌های اصلی سازه‌های مورد مطالعه) در شکل ۴ نشان داده شده است. همچنین به منظور اعمال کردن قانون توان (رابطه‌ی ۵) و محاسبه‌ی ضرایب a و b بر روی منحنی متوسط حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی در سازه‌های مختلف، نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی در فضای لگاریتمی - لگاریتمی برده می‌شود. در شکل ۵، ضرایب a و b در سازه‌های مختلف نشان داده شده است. به کمک ضرایب a ، k ، k_c ، b ، مقادیر انحراف استاندارد به شرط شتاب طیفی ($\beta_{\mu|S_a}$) و براساس رابطه‌ی ۱۹، احتمال خرابی سازه‌های مختلف در بازه‌های مختلف و

پانوشتها

1. first-order reliability method
2. incremental dynamic analysis
3. limit state probability
4. power-law function
5. complementary cumulative distribution function

منابع (References)

1. DOE, *Natural Phenomena Hazards Design and Evaluation Criteria for Department of Energy Facilities*, DOE-STD-1020-94, U.S. Dept. of Energy, Washington, DC (1994).
2. FEMA 350, *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, Washington, DC, Report No. FEMA-350, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency (2000).
3. NBCC, *National Building Code of Canada, Ottawa*, Canadian Commission on Building and Fire Codes, National Research Council of Canada (2005).
4. Seneviratna, G. and Krawinkler, H. "Evaluation of inelastic MDOF effects for seismic design", *Stanford University, Stanford, CA, Rep.*, **120**, Blume Earthquake Engineering Center (1997).
5. Bazzurro, P., Cornell, C.A., Shome, N. and Carballo, J.E. "Three proposals for characterizing MDOF nonlinear seismic response", *J. Struct. Eng., ASCE*, **124**(11), pp. 1281-1290 (1998).
6. Shome, N. and Cornell, C.A. "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures", Stanford University, Report No. RMS-35 (1999).
7. Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O. and Foutch, D.A. "Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines", *J. Struct. Eng., ASCE*, **128**(4), pp. 526-33 (2002).
8. Benjamin, J.R. and Cornell, C.A., *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers*, McGraw-Hill (1970).
9. Ang, A. H-S. and Tang, W. H., *Probability Concepts in Engineering Planning and Design, II*, Basic Principles. New York, NY: John Wiley & Sons, ISBN: 9780471032007 (1984).
10. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**, pp. 491-514 (2001).
11. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Building, Standard No. 2800, Third Revision, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (2005) (in Persian).
12. Iranian National Building Code for Steel Structure Design, (part 10), Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran (2006) (in Persian).
13. Iranian National Building Code for Structural Loading-Standard 519 (part 6), Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran (2000) (in Persian).
14. Luco, N. and Cornell, C.A. "Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions", *Earthquake Spectra*, **23**(2), pp. 357-392 (2007).
15. Jalayer, F. and Cornell, A. "A technical framework for probability-based demand and capacity factor (DCFD) seismic formats", RMS Technical Report No.43 to the PEER Center, Stanford University, Stanford, CA (2003).
16. Takada, T. and Yamaguchi, K. "Two-step seismic limit state design procedure based on non-linear LRFD and dynamic response analyses", *Structural Safety*, **24**(2-4), pp. 397-415 (2002).
17. Okano, H. and Maegawa, T. "Relationship between safety margin of shear strength and probability of shear failure during reference period in RC building", *J. Struct. Constr. Eng. AIJ.*, **54**(2), pp. 75-81 (2001) (In Japanese).
18. Prakash, V., Powell, G.H. and Filippou, F.C., *DRAIN-2DX: Base Program User Guide*, Berkeley, CA, Report No. UCB/SEMM-92/29 (1992).
19. Yazdani, A. and Abdi, M.S. "Stochastic modeling of earthquake scenarios in greater Tehran", *Journal of Earthquake Engineering*, **15**(2), pp. 321-337 (2011).