



بررسی پارامتریک عدم قطعیت در شاخص اعتماد سازه‌های قاب خمشی بتنی با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی

آزاد یزدانی^{۱*}، امین محرابی مقدم^۱، محمدصادق شهیدزاده^۲

^۱ دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه کردستان، سنندج، ایران

^۲ دانشکده مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان، بهبهان، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۳۰ مهر ۱۳۹۴
بازنگری: ۱۸ اردیبهشت ۱۳۹۵
پذیرش: ۱۲ مرداد ۱۳۹۵
ارائه آنلاین: ۱۸ آبان ۱۳۹۵

کلمات کلیدی:

عدم قطعیت
قابلیت اطمینان
تحلیل دینامیکی افزایشی
طیف میانگین شرطی
سازه بتن آرمه

چکیده: در سال‌های اخیر طراحی سازه‌ها بر اساس تئوری قابلیت اطمینان توجه بسیاری را به خود جلب کرده است. محققین روش‌های متفاوتی برای محاسبه شاخص اعتماد ارائه داده‌اند که هر کدام از نظر فرضیات، سادگی و یا دقت متفاوت هستند. با توجه به تنوع روش‌های موجود لازم است اثرات عدم قطعیت در هر روش به نحو مناسبی در نظر گرفته شود. در این پژوهش به کمک تئوری قابلیت اطمینان عدم قطعیت‌های ناشی از روش‌های انتخاب رکورد، در نظر گرفتن اثرات فروریزش در توزیع‌های آماری، روش‌های تخمین نیاز و ظرفیت لرزه‌ای و در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مبانی، بر ایمنی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه در سطوح عملکردی بهره‌برداری، بهره‌برداری بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش بررسی می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که در نظر گرفتن عدم قطعیت ناشی از روش‌های انتخاب رکورد بر نتایج شاخص اعتماد سازه‌ها تاثیر قابل ملاحظه دارد. همچنین در سطح عملکردی آستانه‌ی فروریزش، در نظر گرفتن اثرات فروریزش بر مقادیر شاخص اعتماد سازه‌ها ضروری به نظر می‌رسد.

۱- مقدمه

تئوری قابلیت اطمینان، با توجه به توانایی آن در مدل کردن عدم قطعیت در پارامترهای بارگذاری و سازه‌ای از قبیل مشخصات مصالح، ابعاد هندسی و تحلیل غیرخطی سازه‌ها، مورد توجه زیادی قرار گرفته است. به طوری که امروزه نقشی اساسی در تحلیل و طراحی سازه‌ها بازی می‌کند و مبنای آئین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های طراحی شده است [۱]. قابلیت اطمینان با تکیه بر نظریات احتمالاتی، سطح ریسک مورد قبول آئین‌نامه‌ها در طراحی‌ها را تعیین می‌کند. اما با وجود این مزایا، محاسبه دقیق شاخص اعتماد در سازه‌های حجیم کاری پیچیده و نیازمند محاسبات طولانی است [۲].

از آنجا که محاسبه شاخص اعتماد تأثیر مستقیم بر نتیجه طراحی سازه‌ها دارد، لذا تعیین روشی ساده و دقیق اهمیت بالایی دارد. در این راستا محققان روش‌های متعددی برای محاسبه شاخص اعتماد کلی سازه‌ها ارائه داده‌اند که هر یک از نظر دقت و سادگی متفاوتند. یون و همکاران الگوریتمی ارائه دادند که می‌توان با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مبانی و تصادفی در تحلیل‌ها، میزان سطح اطمینان از برآورده شدن سطوح عملکردی در سطح

خطر نظیر را محاسبه کرد [۳]. استویکا و همکاران یک توزیع لوگ-نرمال سه پارامتری برای مدلسازی توزیع نیاز جابجایی در سطوح شدت بالا پیشنهاد دادند [۴]. یزدانی و زرگر با توجه به اهمیت سادگی و دقت در ارزیابی و محاسبه شاخص اعتماد سازه‌ها، روشی را برای محاسبه شاخص اعتماد بر مبنای ضریب شکل‌پذیری در سازه‌های قاب خمشی فولادی ارائه کردند [۵]. هامبورگر^۱ و همکاران روشی بر مبنای عملکرد و تئوری قابلیت اطمینان ارائه دادند، به گونه‌ای که انواع عدم قطعیت‌ها را به صورت کمی در برآورد نیاز و ظرفیت لرزه‌ای و شاخص اعتماد در نظر می‌گیرد [۶]. دولسک^۲ با ساده سازی و تحلیل غیر خطی سازه‌های یک درجه آزادی معادل، اثر عدم قطعیت‌های ذاتی و دانش را بر عملکرد یک سازه بتن مسلح ۴ طبقه بررسی کرد و به این نتیجه رسید که اثرات عدم قطعیت دانش با افزایش سطح عملکرد افزایش می‌یابد [۷]. بنازاده و جلالی با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA) و منحنی خطر تقاضای لرزه‌ای، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات صفحه‌ی کناری را با تأکید بر عدم قطعیت‌های لرزه‌ای، مورد بررسی قرار دادند [۸]. بنازاده و فرشته نژاد با ارائه روش جدید احتمالاتی

1 Hamburger
2 Dolsek

*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: a.yazdani@uok.ac.ir

۲- مبانی ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها

عدم قطعیت را می‌توان به عنوان خصوصیتی از سیستم در نظر گرفت که توصیف کننده نقص دانش بشری یا اطلاعات درباره‌ی یک سیستم است. منابع عدم قطعیت در کاربردهای مهندسی به دو زیر گروه عدم قطعیت آماری (عدم قطعیت طبیعی) و عدم قطعیت مبانی (عدم قطعیت دانش) تقسیم می‌شوند. به کمک نظریه قابلیت اطمینان، می‌توان این عدم قطعیت‌ها را بصورت روابط ریاضی در آورده و ملاحظات ایمنی و عملکرد را بطور کمی وارد روند تحلیل و یا طراحی سازه‌ها نمود.

۲-۱- روند کلی محاسبه احتمال فراگذشت سالیانه حالت حدی

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 [۱۵]. در این حالت یک روند مبتنی بر احتمالات در تعیین احتمال حالت حدی بیان می‌شود که بر اساس آن می‌توان شاخص اعتماد سازه‌ها را محاسبه کرد. احتمال فراگذشت حالت حدی سازه که به طور مختصر احتمال خرابی نامیده می‌شود به سه پارامتر اصلی شدت زمین لرزه، نیاز و ظرفیت لرزه‌ای وابسته است و به صورت رابطه‌ی ۱ بیان می‌شود [۱۵]:

$$P_f = [D > C] \quad (1)$$

در این رابطه D و C به ترتیب نیاز و ظرفیت لرزه‌ای هستند. در حالت کلی به منظور محاسبه احتمال خرابی، مسئله به کمک تئوری احتمال کل [۱۶] به چند بخش تفکیک می‌شود و هر کدام از بخش‌های تفکیک شده حل و دوباره با همدیگر ترکیب می‌شوند. بدین منظور لازم است که دو متغیر مشترک در دو مرحله تفکیک معرفی گردد، که عبارتند از متغیر مبتنی بر معیار خسارت و متغیر مبتنی بر معیار شدت زمین لرزه. معیار شدت زمین لرزه که در این مطالعه مورد بررسی قرار می‌گیرد، شتاب طیفی متناظر با دوره تناوب اصلی با میرایی ۵٪ $S_a(T_1, 5\%)$ است [۱۷ و ۱۸]. میزان خطر در ساختگاه با تابع احتمالاتی خطر $H_{Sa}(S_a)$ محاسبه می‌شود که بیان کننده احتمال فراگذشت سالیانه شدت زمین لرزه از مقدار مشخص شتاب طیفی S_a است. با استفاده از تابع قانون توان و به طور تقریبی منحنی خطر طیف پاسخ شتاب لرزه‌ای در منطقه با رابطه ۲ رگرسیون گیری می‌شود که در شکل ۱ نشان داده شده است [۳ و ۱۷].

$$H_{Sa}(S_a) = k_0(S_a)^{-k} \quad (2)$$

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 مبدا را نشان می‌دهد [۳]. جهت تعیین احتمال خرابی در گام نخست، باید منحنی‌های خطر لرزه‌ای $(H_{Sa} - S_a)$ و منحنی حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی سازه مورد نظر $(S_a - D)$ را با همدیگر ترکیب و منحنی خطر پاسخ را

مبنی بر شبیه‌سازی مکانیزم‌های شکست در چارچوب تحلیل دینامیکی افزایشی^۱ و با استفاده از شبکه احتمالاتی بیزین، به ارزیابی احتمالاتی سطح عملکرد آستانه فروریزش پرداختند [۹]. لطف الهی و همکاران بر اساس چارچوب قابلیت اعتماد سیستم نشان دادند که معیار جابجایی طبقات برای سطح عملکردی فروریزش قاب‌های فلزی خمشی مهاربندی شده، محافظه کارانه بوده و معیار جدیدی بر این اساس ارائه دادند [۱۰]. مطالعه شکر آبادی و همکاران بر روی ۳۰ قاب بتن‌آرمه نشان داد که لرزه‌خیزی منطقه اثر زیادی روی سطح عملکردی فروریزش دارد و در صورتیکه سازه مطابق ضوابط آیین‌نامه طراحی شده باشد، شکل‌پذیری^۲ کمترین اثر را خواهد داشت [۱۱].

با وجود تنوع در روش‌های تحلیل سازه‌ها و فرضیات صورت گرفته، شاخص اعتماد محاسبه شده همراه با عدم قطعیت است. عدم قطعیت وارد شده در اثر این فرضیات و روش‌ها از نوع عدم قطعیت مبانی بوده و با افزایش تعداد داده‌ها قابل حذف نیستند، لذا باید اثر این عدم قطعیت‌ها به صورت کمی در محاسبات لحاظ شود تا نتایج طراحی قابل اعتمادی بدست آید. بنابراین، با توجه به اهمیت در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در برآورد ایمنی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، در این مطالعه به کمک تئوری قابلیت اطمینان به بررسی عدم قطعیت‌های ناشی از روش‌های مختلف متداول نظیر انتخاب رکورد به دو شیوه‌ی سنتی و طیف میانگین شرطی^۳ (CMS)، در نظر گرفتن اثرات فروریزش در توزیع‌های آماری جهت توصیف داده‌های از دست رفته در تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، روش‌های تخمین نیاز و ظرفیت لرزه‌ای به دو روش قانون توان^۴ و نوارهای پاسخ چندگانه^۵ (MSA) و نیز اثر در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مبانی بر روی شاخص اعتماد سازه‌ها بحث می‌شود. مطالعه موردی برای محاسبه شاخص اعتماد دو قاب خمشی بتن‌آرمه پنج و هشت طبقه پنج دهانه که بر اساس آیین‌نامه‌های ایران بارگذاری و طراحی شده‌اند [۱۴-۱۲]، بر روی چهار سطح عملکردی بهره‌برداری (۹۹/۵٪ درصد در ۵۰ سال)، بهره‌برداری بی‌وقفه^۶ (IO)، ایمنی جانی^۷ (LS) و آستانه‌ی فروریزش^۸ (CP) انجام می‌گردد. نتایج نشان داد که در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های ناشی از روش‌های انتخاب رکورد و اثرات فروریزش در توزیع‌های آماری، بر نتایج شاخص اعتماد سازه‌ها تاثیر قابل ملاحظه دارد.

1 Incremental Dynamic Analysis

2 Ductility

3 Conditional Mean Spectra

4 Power Law

5 Multiple Stripe Analysis

6 Immediate Occupancy

7 Life Safety

8 Collapse Prevention

شتاب طیفی مربوط به میانه ظرفیت و β_{DU} و β_{CU} مقادیر پراکندگی برای بیان عدم قطعیت‌های مبانی در نیاز و ظرفیت بر مبنای جابجایی می‌باشند [۳ و ۱۹]. منحنی خطر میانگین می‌تواند از طریق رابطه‌ی ۶ محاسبه گردد.

$$\bar{H}(S_a^C) = \hat{H}(S_a^C) \exp(1/2 \beta_H^2) \quad (6)$$

در این رابطه β_H مقدار پراکندگی جهت بیان عدم قطعیت مبانی در منحنی خطر لرزه‌ای است [۳ و ۱۷]. در این حالت نیز پس از محاسبه احتمال فراگذشت سازه، با استفاده از رابطه ۴ شاخص اعتماد سازه‌ها محاسبه می‌شود.

۳- پارامترهای مورد مطالعه در عدم قطعیت

در روند محاسبات و بدست آوردن روابط فوق از فرضیات ساده کننده و تحلیل‌های تقریبی استفاده می‌شود، که می‌توان به برقراری توزیع لوگ نرمال بر نیاز و ظرفیت سازه‌ای و همچنین برقراری تابع قانون توان بر منحنی‌های خطر لرزه‌ای و تحلیل دینامیکی افزایشی اشاره کرد. همچنین عواملی نظیر انتخاب رکوردهای زلزله که در محاسبه پارامترهای مورد نیاز وجود دارد، در عدم قطعیت محاسبات چارچوب احتمالی ضرایب نیاز و ظرفیت بر مبنای جابجایی، تأثیرگذار هستند. در این بخش انواع رویکردهای موجود در محاسبه پارامترهای این چارچوب احتمالی بررسی می‌شود.

۳-۱ روش‌های قانون توان و نوارهای پاسخ چندگانه

در این مطالعه جهت بدست آوردن رابطه‌ی بین معیار شدت و میانگین معیار خسارت در تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، دو روش قانون توان و نوارهای پاسخ چندگانه استفاده می‌شود، که عدم قطعیت ناشی از آن‌ها بر شاخص اعتماد در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بررسی می‌شود [۲۰ و ۲۱]. در روش قانون توان، رگرسیون گیری خطی بر تمامی نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی در فضای لگاریتمی برقرار می‌شود و میانه‌های نیاز و ظرفیت از رابطه‌ی کلی ۷ بدست می‌آیند.

$$D = a(x)^b \quad (7)$$

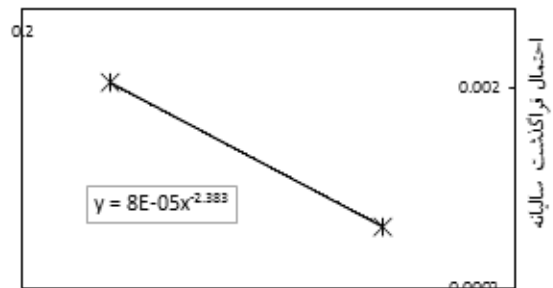
در این رابطه a و b به ترتیب معرف عرض از مبدا و شیب خط منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی در فضای لگاریتمی و X نیز مقدار مشخصی از شتاب طیفی است. با توجه به رابطه ۷، S_a^C که بیان کننده‌ی شتاب طیفی مربوط به میانه‌ی ظرفیت است، به صورت $S_a^C = (\hat{C}/a)^{1/b}$ محاسبه می‌شود. همچنین در این روش مقدار انحراف معیار به ازای تمامی سطوح شدت و به تبع آن تمامی سطوح عملکردی دارای مقدار ثابتی است که با رابطه ۸ محاسبه می‌شود [۱۷].

$$\beta_{D/Sa} = \sqrt{((\sum (\ln(d_i) - \ln(a.s_{a_i}^b))^2) / (n-2))} \quad (8)$$

در این رابطه d_i و S_{a_i} معرف خسارت و شتاب طیفی متناظر با مود اول

بدست آورد [۱۵]. منحنی خطر پاسخ بیان کننده‌ی احتمال فراگذشت سالیانه نیاز مبتنی بر جابجایی (D) از یک مقدار مشخص خسارت (d) است.

دامنه طیف شتاب پاسخ (g^*)



شکل ۱: منحنی خطر لرزه‌ای منطقه مورد مطالعه

Fig. 1. Seismic hazard curve of the studied region

در گام دوم، منحنی خطر پاسخ با ظرفیت بر مبنای جابجایی ترکیب و احتمال خرابی P_{PI} که بیان کننده‌ی احتمال فراگذشت سالیانه از حالت حدی متناظر با سطح عملکرد مورد نظر است، مطابق با رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود [۱۵].

$$P_{PI} = H(S_a^C) \exp(2/1 k^2/b^2 (\beta_{DSa}^2 + \beta_C^2)) \quad (3)$$

در رابطه‌ی بالا C و β_C به ترتیب بیان کننده‌ی میانه و انحراف معیار ظرفیت بر مبنای جابجایی و S_a^C نیز بیان کننده‌ی شتاب طیفی مربوط به میانه‌ی ظرفیت است. با محاسبه احتمال فراگذشت سالیانه و کمک از تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد (Φ)، می‌توان شاخص اعتماد (β) سازه‌ها را به صورت رابطه ۴ محاسبه کرد:

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_{PI}) \quad (4)$$

۲-۲ اثر عدم قطعیت‌های مبانی

از آنجا که اطلاعات علمی و کاربردی مورد استفاده جهت تخمین نیاز و ظرفیت لرزه‌ای و همچنین منحنی خطر لرزه‌ای، محدود و بصورت تقریبی هستند، پس برآوردهایی که بر اساس آن‌ها صورت می‌گیرد، از جمله P_{PI} در رابطه‌ی ۳ نیز به صورت تقریبی و دارای نوعی عدم قطعیت ذاتی می‌باشند. به دلیل آن که حذف کامل این نوع عدم قطعیت‌ها امکان پذیر نمی‌باشد و افزایش داده‌ها نیز اثری در کاهش آن‌ها ندارد؛ پس بهترین استراتژی جهت در نظر گرفتن آن در تحلیل‌ها، وارد کردن آن‌ها در روابط دقیق‌تر ارزیابی عملکرد هدف است. بنابراین، رابطه‌ی ۳ می‌تواند با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مبانی موجود در برآورد نیاز و ظرفیت لرزه‌ای سازه و همچنین منحنی خطر لرزه‌ای، بصورت رابطه‌ی ۵ بسط داده شود.

$$P_{PI} = \bar{H}(S_a^C) \exp[1/2 k^2/b^2 (\beta_{DR}^2 + \beta_{DU}^2 + \beta_{CR}^2 + \beta_{CU}^2)] \quad (5)$$

که در رابطه‌ی فوق $\bar{H}(S_a^C)$ معرف مقدار میانگین خطر لرزه‌ای در

سازه تحت رکورد نام و η نیز معرف تعداد رکوردها است.

در روش نوارهای پاسخ چندگانه، سازه به ازای تمامی سطوح شدت تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار می‌گیرد [۲۰]. در این روش جهت برقراری ارتباط بین معیار شدت و معیار خسارت از رگرسیون خطی محلی در فضای لگاریتمی استفاده می‌شود و مقدار شیب با توجه به نوارهای پاسخ مربوط و به صورت محلی برای هر شدت تعیین می‌شوند [۱۷ و ۲۰]؛ در نتیجه برخلاف روش قانون توان مقدار شیب b ثابت نیست. همچنین در این روش، مقدار میانه‌ی نیاز و انحراف معیار مربوط به هر یک از سطوح عملکردی بر روی نوار پاسخ آن سطح بدست می‌آید. مقدار انحراف معیار به ازای هر یک از سطوح شدت از رابطه‌ی ۹ محاسبه می‌شود.

$$\beta_{D/Sa} = \ln(\eta_{84\%}) - \ln(\eta_{16\%}) / 2 \quad (9)$$

در این رابطه $\eta_{16\%}$ و $\eta_{84\%}$ معرف مقادیر میانگین به علاوه و منهای انحراف معیار داده‌ها با فرض توزیع لوگ نرمال است.

۳-۲- انتخاب توزیع‌های آماری

توزیع حاکم بر پاسخ سازه‌ها معمولاً به صورت توزیع لوگ نرمال دو پارامتری در نظر گرفته می‌شود و محاسبات بر مبنای میانگین پاسخ‌ها انجام می‌گیرد. در طی انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی مشاهده می‌شود که سازه تحت رکوردها به ازای برخی سطوح شدت، دارای مقادیر بسیار بزرگ پاسخ و یا به دلیل عدم همگرایی عددی برنامه کامپیوتری فاقد پاسخ است، که به اصطلاح گفته می‌شود سازه دچار فروریزش شده است [۲۰]. در چنین شرایطی به ازای داده‌های از دست رفته هیچ مقداری در اختیار نیست و با کاهش داده‌ها، توزیع حاکم بر آن‌ها از توزیع واقعی فاصله می‌گیرد و مقادیر انحراف معیار و میانگین حاصل با مقادیر واقعی اختلاف دارند؛ پس برقراری توزیع لوگ نرمال دو پارامتری در حالت کلی نامناسب است [۱۸]. یک راه حل پیشنهاد شده جهت در نظر گرفتن اثرات داده‌های از دست رفته در توصیف داده‌ها، اضافه کردن پارامتر احتمال فروریزش در روابط مورد استفاده است. مطابق با این روش، به ازای هر یک از سطوح شدت، داده‌ها به دو بخش فروریزش و غیرفروریزش تقسیم می‌شوند. بر روی بخش فروریزش توزیع لوگ نرمال دو پارامتری برقرار بوده و برای در نظر گرفتن اثر داده‌های از دست رفته احتمال فروریزش به محاسبات وارد می‌شود [۴ و ۱۸]. در این مطالعه اثر انتخاب هر یک از این دو توزیع احتمالاتی بر محاسبه شاخص اعتماد سازه بررسی می‌شود.

۳-۳- انتخاب شتاب‌نگاشت‌های زلزله

به منظور انجام تحلیل دینامیکی افزایشی یک مجموعه ۱۰ تا ۲۰ شتاب‌نگاشتی برای سازه‌های تا ارتفاع متوسط لازم است [۱۸]. در این مطالعه جهت بررسی اهمیت روش‌های انتخاب رکورد و عدم قطعیت ناشی از آن‌ها بر شاخص اعتماد سازه‌ها برای انتخاب شتاب‌نگاشت، دو روش سنتی و

طیف میانگین شرطی [۲۲] مورد استفاده قرار گرفته است.

در روش سنتی برای انتخاب رکورد مشخصاتی از زلزله شامل بزرگای زلزله، ماکزیمم شتاب زمین، فاصله تا گسل، مکانیزم گسلش، نوع خاک، شکل طیف الاستیک مورد توجه قرار می‌گیرد. رکوردهای انتخاب شده در این مطالعه در

منطقه‌ای دور از حوزه گسل انتخاب می‌شود و همچنین بزرگای زلزله‌های انتخاب شده در بازه‌ی ۴/۵ تا ۷/۵ ریشتر (بزرگای گشتاوری^۱ M_W) و ماکزیمم شتاب زمین^۲ در بازه‌ی ۰/۰۵ g تا ۱ g در نظر گرفته شده است (جدول ۱).

در روش طیف میانگین شرطی علاوه بر خصوصیات منطقه‌ای شامل بزرگا و فاصله، شکل طیف پاسخ نیز که عامل مهمی در پاسخ غیرخطی سازه‌هاست به عنوان پارامتر دیگری جهت انتخاب رکورد در نظر گرفته شده است. شکل طیف پاسخ از آن جهت حائز اهمیت است که پاسخ غیرخطی سازه‌های چند درجه آزادی، در مودهای بالاتر تحت اثر دوره تناوب‌های کوچکتر از مود اصلی و با شروع رفتار غیرخطی سازه، دوره تناوب اصلی به دوره تناوبی بیش از مقدار اولیه افزایش می‌یابد [۲۲ و ۲۳].

در این حالت جهت در نظر گرفتن اثرات شکل طیف، روند انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها بر مبنای طیف هدف انجام می‌شود. اکثر آیین‌نامه‌ها طیف خطر یکنواخت^۳ (UHS) را به عنوان طیف هدف برای انتخاب شتاب‌نگاشت معرفی می‌کنند، که اغلب منجر به برآورد محافظه کارانه تقاضای لرزه‌ای در سازه‌ها می‌شود [۲۴]. طیف دیگری که می‌تواند به عنوان طیف هدف استفاده شود طیف میانگین شرطی است. این طیف برای بزرگا، فاصله و شتاب طیفی غالب منطقه محاسبه می‌گردد و هدف از کلمه شرطی در آن مشروط بودن این طیف به مقدار شتاب طیفی در دوره تناوب هدف است؛ به گونه‌ای که مقادیر طیف میانگین شرطی و طیف خطر یکنواخت در این دوره تناوب با هم برابر هستند. بر اساس توضیحات مطرح شده و اطلاعات موجود از تحلیل و تفکیک خطر لرزه‌ای منطقه مورد مطالعه در شهر تهران [۲۵ و ۲۶]، طیف میانگین شرطی و طیف رکوردهای انتخاب شده برای منطقه مورد مطالعه در شکل ۲ نمایش داده شده است. مشخصات رکوردهای انتخاب شده بر اساس روش طیف میانگین شرطی در جدول ۱ آورده شده است.

1 moment magnitude

2 Peak Ground-motion Acceleration

3 Uniform Hazard Spectra

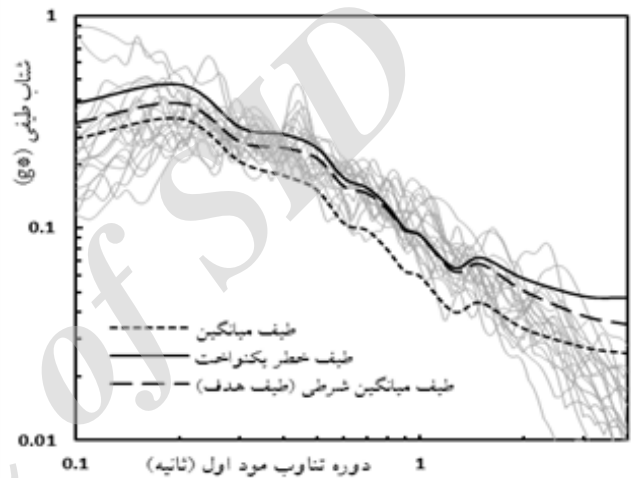
جدول ۱: مشخصات زمین لرزه‌های انتخابی به دو روش سنتی و طیف میانگین شرطی (CMS)

Table 1. Selected records using traditional and CMS method

سرعت	بزرگا	فاصله	ماکزیمم شتاب زمین	ایستگاه	جهت	زمین لرزه
شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده به روش سنتی						
۶۵۹/۶	۷/۳۵	۱۳/۹۴	۰/۴۰۶	Dayhook	TR	Tabas TR
۶۵۹/۶	۷/۳۵	۱۳/۹۴	۰/۳۲۷	Dayhook	LN	Tabas LN
۷۲۴	۷/۳۷	۱۲/۵۶	۰/۵۱۴	Abbar	LN	Manjil LN
۷۲۴	۷/۳۷	۱۲/۵۶	۰/۴۹۶	Abbar	TR	Manjil TR
۶۵۹/۶	۵/۸	۱۸/۸۹	۰/۰۹۳	Atina	NS	Lazio-Abruzzo Italy
۴۲۴/۸	۶/۱	۳۳/۲۹	۰/۰۸۹	Edessa (bsmt)	WE	Griva, Greece
۶۵۹/۶	۶/۴	۱۹/۵۴	۰/۲۱۵	Kozani	L	Kozani, Greece
۵۲۷/۹	۶/۱۹	۱۵/۹۶	۰/۲۷۱	Temblor pre	۲۹۵	Parkfield
۴۳۸/۸	۶/۳۶	۳۱/۷۱	۰/۰۵۶	Parkfield - Fault Zone ^۹	.	Coalinga
۶۵۹/۶	۶/۵۳	۱۵/۱۹	۰/۱۰۸	Cerro Prieto	۲۳۷	Imperial Valley
۶۸۴/۹	۶/۰۶	۳۸/۴۳	۰/۱۲۹	Anza - Red Mountain	۳۶۰	Palm Springs
۳۷۰/۸	۶/۷	۲۳/۹۹	۰/۳۱۲	(Brea Dam (Downstream	۱۳۰	Whittier Narrows
۳۹۱/۹	۶/۹۳	۴۱/۸۸	۰/۰۸۸	Apeel ۱۰ - Skyline	۹۰	Loma Prieta
۶۵۹/۶	۷/۱۴	۳۴/۳	۰/۱۲	Mudurnu	.	Duzce
۶۸۴/۹	۶/۶۱	۳۰/۱۹	۰/۰۷۱	Airmont Dam	۵۶	San Fernando
۶۰۲/۱	۶/۶۱	۱۳/۹۹	۰/۳۶۶	Lake Hughes ۱۲#	۲۱	San Fernando
۵۱۳/۷	۷/۰۱	۲۸/۷۸	۰/۲۲۸	Shelter Cove Airport	.	Cape Mendocino
۶۲۷/۶	۶/۹۳	۴۴/۱۱	۰/۱۱	Belmont - Envirotech	۷۵	Loma Prieta
۵۵۷/۴	۶/۶۹	۱۳/۴۲	۰/۸۷۷	Simi Valley - Katherine	.	Northridge
۷۴۰/۱	۶/۶۹	۲۰/۴۵	۰/۲۲۵	LA - Chalon Rd	۷۰	Northridge
شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده به روش طیف میانگین شرطی						
۶۵۹/۶	۷/۳۵	۱۳/۹۴	۰/۳۲۷	Dayhook	LN	Tabas
۷۲۴	۷/۳۷	۱۲/۵۶	۰/۵۱۴	Abbar	LN	Manjil
۴۱۵/۱	۶/۶۱	۲۵/۴۷	۰/۱۱	Pasadena Cit Athenaeum	۹۰	San Fernando
۶۷۰/۸	۶/۶۱	۲۲/۵۷	۰/۱۳۴	Lake Hughes ۹#	۲۹۱	San Fernando
۳۸۵/۴	۷/۳۶	۳۸/۸۹	۰/۱۷۸	Taft Lincoln School	۱۱۱	Kern County
۶۲۲/۹	۶/۱۹	۳۱/۸۸	۰/۰۸۱	(San Justo Dam (L Abut	۲۷۰	Morgan Hill
۷۲۹/۷	۶/۱۹	۱۴/۸۴	۰/۱۱۴	Gilroy - Gavilan Coll	۶۷	Morgan Hill
۶۸۴/۹	۷/۱۳	۴۲/۰۶	۰/۰۶۶	Twentynine Palms	۹۰	Hector Mine
۳۶۵/۲	۵/۶۱	۲۵/۶۹	۰/۰۹۱	LA - City Terrace	۱۸۰	Sierra Madre
۴۸۸/۸	۶/۹۳	۲۰/۲۶	۰/۲۴۴	Anderson Dam	۲۵۰	Loma Prieta
۳۶۷/۶	۶/۹۳	۳۹/۵۱	۰/۱۰۶	Fremont - Mission San Jose	۹۰	Loma Prieta
۶۶۳/۳	۶/۹۳	۱۸/۳۳	۰/۱۲۶	۶# Gilroy Array	.	Loma Prieta

Loma Prieta	۹۰	Gilroy Array ۶#	۰/۱۷	۱۸/۳۳	۶/۹۳	۶۶۳/۳
Loma Prieta	۰	Monterey City Hall	۰/۰۷۳	۴۴/۳۵	۶/۹۳	۶۸۴/۹
Northridge	۹	Arcadia - Campus Dr	۰/۰۸۹	۴۱/۴۱	۶/۶۹	۳۶۷/۵
Northridge	۲۷۹	Arcadia - Campus Dr	۰/۱۱	۴۱/۴۱	۶/۶۹	۳۶۷/۵
Northridge	۳۶۰	Alhambra - Fremont School	۰/۰۸	۳۶/۷۷	۶/۶۹	۵۵۰
Northridge	۲۷۰	N Hollywood - ColdwaterCan	۰/۲۷۱	۱۲/۵۱	۶/۶۹	۴۴۶
Northridge	۱۸۰	La Crescenta - New York	۰/۱۵۹	۱۸/۵	۶/۶۹	۴۴۶
Northridge	۷۰	LA - Chalon Rd	۰/۲۲۵	۲۰/۴۵	۶/۶۹	۷۴۰/۱

جهت آنالیز غیرخطی سازه‌های بتن‌آرمه تهیه شده و توانایی ایجاد چرخه‌های هیستریزس از روی مشخصات هندسی مقاطع بتن‌آرمه را دارد، استفاده می‌شود [۲۷]. مزیت این برنامه سادگی و سرعت آنالیز سازه‌های بتن‌آرمه که فاکتور مهمی در آنالیز سازه‌های با چندین عضو محسوب می‌شود، است. این برنامه قابلیت استفاده از مفاهیم پلاستیسیته متمرکز و گسترده را داشته و تدوین، تنظیم و فرمول‌بندی‌های آن بر مبنای مدل‌های ماکرو، که در آن اعضاء به عنوان یک المان کلی با رفتار غیرخطی بیان می‌شوند، صورت گرفته است. همچنین این برنامه تیر و ستون‌ها را با تغییرشکل‌های خمشی غیرخطی و تغییرشکل‌های برشی الاستیک و بصورت ماکرو مدل می‌کند. جهت مدل‌سازی‌ها در این مطالعه، از مفهوم پلاستیسیته گسترده و به منظور بیان رفتار غیرخطی المان تیر-ستون‌ها از مدل هیستریزس سه پارامتری پارک استفاده می‌شود؛ به گونه‌ای که پارامترهای کاهش سختی، کاهش مقاومت بر مبنای شکل‌پذیری و انرژی و نیز اثر ترک‌خوردگی و لغزش آرماتور در المان‌ها، بیان‌کننده رفتار قاب‌های طراحی شده باشند [۲۷].



شکل ۲: طیف هدف منطقه و رکوردهای انتخاب شده به روش طیف میانگین شرطی

Fig. 2. Regional design spectrum vs records selected by CMS method

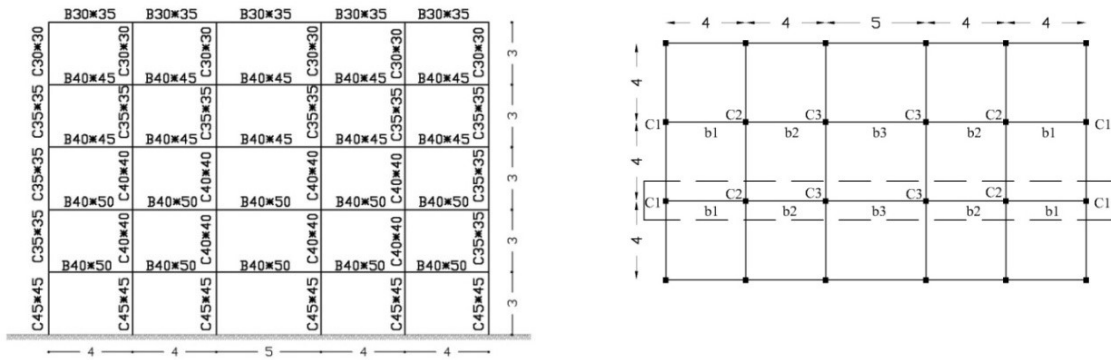
۴- نتایج تحلیل

۴-۱- جزئیات طراحی مدل‌های سازه‌ای

در این مطالعه دو سازه ۵ و ۸ طبقه ۵ دهانه منظم بتنی قاب خمشی، با شکل‌پذیری متوسط، دارای کاربری مسکونی و طراحی شده بر اساس ضوابط مقررات ملی ساختمان ایران [۱۴-۱۲] انتخاب شده است. ارتفاع طبقات سازه‌ها برابر با ۳ متر، عرض بارگیر هر یک از طبقات قاب‌ها برابر ۴ متر، دهانه‌ی میانی قاب‌ها برابر ۵ متر، دهانه‌(های) کناری برابر ۴ متر، سیستم باربر ثقیلی از نوع سقف تیرچه بلوک، محل سازه‌ها شهرستان تهران (با لرزه‌خیزی خیلی زیاد) و زمین ساختگاه خاک از نوع II می‌باشد. دوره تناوب اصلی سازه‌ها برابر ۰/۷۲ و ۰/۸۷ ثانیه است. جزئیات هندسی و مقاطع سازه‌های طراحی شده در شکل ۳ و جدول ۲ مشاهده می‌شود. برای بررسی رفتار واقعی سازه‌ها هنگام زلزله، لازم است که سازه در معرض یک آنالیز غیر خطی قرار گیرد؛ به این منظور از نرم افزار IDARC۲D-۷۷ که

	B30*35	B30*35	B30*35	B30*35	B30*35
3	B35*50 C30*30	B35*50 C30*30	B35*50 C30*30	B35*50 C30*30	B35*50 C30*30
3	B40*50 C35*35	B40*50 C30*30	B40*50 C30*30	B40*50 C35*35	B40*50 C35*35
3	B40*60 C35*35	B40*60 C40*40	B40*60 C40*40	B40*60 C35*35	B40*60 C35*35
3	B45*65 C35*35	B45*65 C40*40	B45*65 C40*40	B45*65 C35*35	B45*65 C35*35
3	B45*65 C40*40	B45*65 C40*40	B45*65 C40*40	B45*65 C40*40	B45*65 C40*40
3	B45*65 C45*45	B45*65 C45*45	B45*65 C45*45	B45*65 C45*45	B45*65 C45*45
3	B45*65 C40*40	B45*65 C45*45	B45*65 C45*45	B45*65 C45*45	B45*65 C40*40
3	B45*65 C45*45	B45*65 C45*45	B45*65 C45*45	B45*65 C45*45	B45*65 C45*45
3	C50*50	C45*45	C45*45	C45*45	C50*50
	4	4	5	4	4

1 Macro-models



شکل ۳: هندسه و مقاطع سازه‌های مورد مطالعه

Fig. 3. Geometry and element sections of studied structures

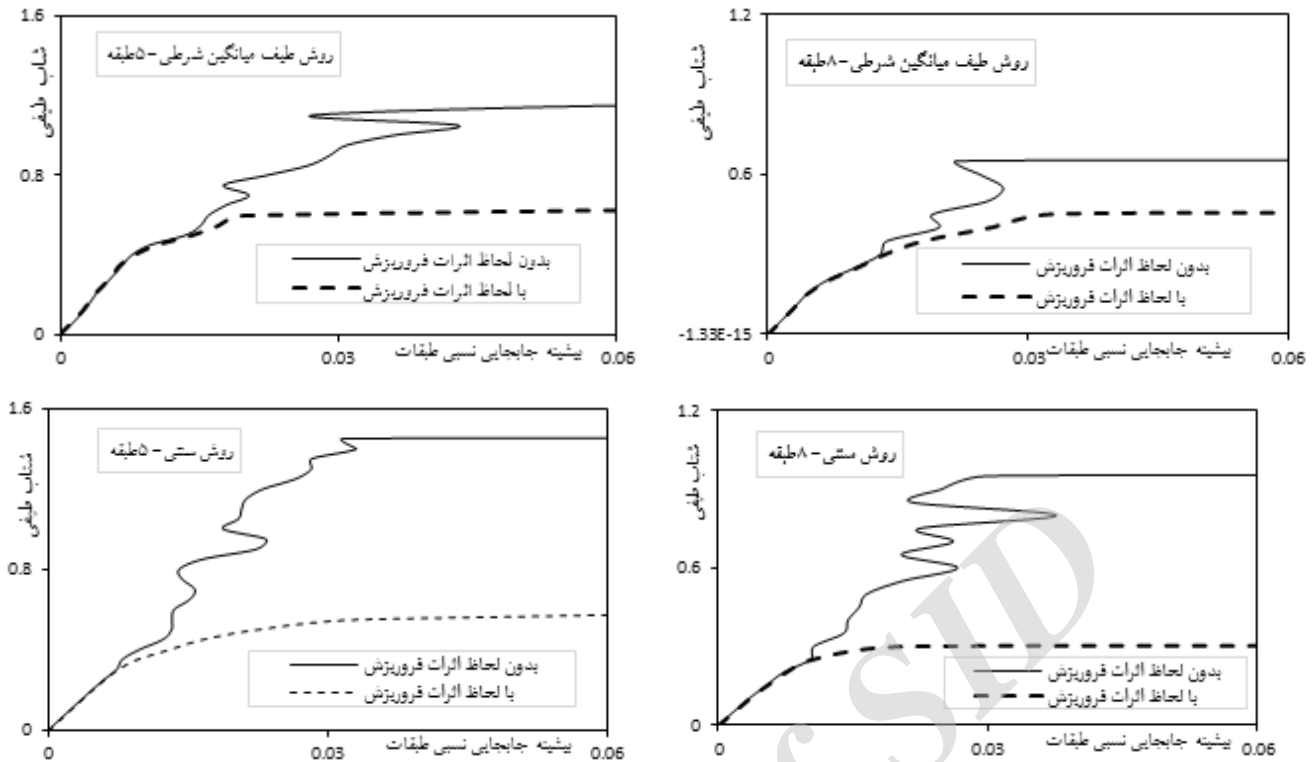
جدول ۲: مشخصات آرماتورگذاری سازه‌ها

Table 2. Reinforcements of designed structural sections

طبقه	ستون ۱ (C ₁)	ستون ۲ (C ₂)	ستون ۳ (C ₃)	تیر ۱ (b ₁)		تیر ۲ (b ₂)		تیر ۳ (b ₃)	
	سطح آرماتور (cm ²)	سطح آرماتور (cm ²)	سطح آرماتور (cm ²)	آرماتورگذاری (cm ²)		آرماتورگذاری (cm ²)		آرماتورگذاری (cm ²)	
				پایین	بالا	پایین	بالا	پایین	بالا
سازه ۵ طبقه									
۱	۲۵/۱۳	۲۰/۳۵	۲۰/۳۵	۸/۰۴	۱۱/۹۶	۸/۰۴	۱۱/۹۶	۵/۰۹	۱۱/۹۶
۲	۱۳/۵۷	۲۰/۳۵	۲۰/۳۵	۸/۰۴	۱۱/۹۶	۸/۰۴	۱۱/۹۶	۵/۰۹	۱۱/۹۶
۳	۱۲/۳۱	۲۰/۳۵	۲۰/۳۵	۶/۶۳	۱۰/۹۶	۶/۶۳	۱۰/۹۶	۴/۶۲	۱۱/۴۳
۴	۱۲/۳۱	۱۳/۵۷	۱۲/۳۱	۶/۶۳	۱۰/۹۶	۶/۶۳	۱۰/۹۶	۴/۶۲	۱۱/۴۳
۵	۹/۰۴	۱۲/۳۱	۱۲/۳۱	۲/۶۷	۶/۰۳	۲/۶۷	۶/۰۳	۲/۶۷	۷/۱
سازه ۸ طبقه									
۱	۳۰/۴۱	۲۵/۱۳	۲۰/۳۵	۸/۸۳	۱۰/۹۶	۸/۸۳	۱۰/۹۶	۶/۶۳	۱۰/۹۶
۲	۲۰/۳۵	۲۰/۳۵	۲۰/۳۵	۸/۸۳	۱۰/۹۶	۸/۸۳	۱۰/۹۶	۶/۶۳	۱۰/۹۶
۳	۲۰/۳۵	۲۰/۳۵	۲۰/۳۵	۸/۸۳	۱۰/۹۶	۸/۸۳	۱۰/۹۶	۶/۶۳	۱۰/۹۶
۴	۱۶/۰۸	۲۰/۳۵	۲۰/۳۵	۸/۸۳	۱۰/۹۶	۸/۸۳	۱۰/۹۶	۶/۶۳	۱۰/۹۶
۵	۱۲/۳۱	۲۰/۳۵	۲۵/۱۳	۶/۱۶	۹/۵۸	۶/۱۶	۹/۵۸	۶/۱۶	۱۰/۵۵
۶	۱۲/۳۱	۱۶/۰۸	۲۰/۳۵	۵/۰۹	۸/۵۷	۵/۰۹	۸/۵۷	۴/۶۲	۹/۱۷
۷	۱۲/۳۱	۱۳/۵۷	۹/۰۴	۴/۶۲	۶/۹۴	۴/۶۲	۶/۹۴	۳/۰۸	۶/۹۴
۸	۹/۰۴	۹/۰۴	۱۰/۱۷	۲/۳۶	۵/۸۱	۲/۳۶	۵/۸۱	۲/۶۷	۶/۹۴

معیار شدت انتخاب گردید [۱۸] و از طرف دیگر، معیار خسارت با توجه به نوع سازه جهت بررسی ناپایداری کلی دینامیکی، بیشینه جابجایی نسبی طبقات انتخاب شد [۱۹]. در شکل ۴ منحنی‌های میانگین پاسخ سازه‌ها نشان داده شده است.

به منظور محاسبه شاخص اعتماد، سازه‌های مورد نظر با استفاده از رکوردهای جدول ۱ تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفت. از آن جا که سازه‌های مورد بررسی دارای ارتفاع متوسط و در حوزه‌ی دور از گسل واقع شده‌اند، شتاب طیفی متناظر با دوره تناوب اصلی با میرایی ۵٪ به عنوان



شکل ۴: منحنی‌های میانگین حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی تحت رکوردهای سنتی و طیف میانگین شرطی

Fig. 4. Mean response curves of IDA using records selected by traditional and CMS methods

جدول ۳: جابجایی نسبی نظیر حالات حدی عملکردی

Table 3. Relative displacements of performance limit states

سازه	سطوح عملکردی			
	بهره برداری	IO	LS	CP
۵ طبقه	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲۵	۰/۰۲۹۷
۸ طبقه	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲۸۰

۴-۳- نتایج بررسی عدم قطعیت‌های مبانی

در این مطالعه ضمن کمی‌سازی عدم قطعیت‌های مبانی، اهمیت آن در شاخص اعتماد سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته، که نتایج آن در جدول ۴ آورده شده است. بر اساس نتایج، با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مبانی میزان شاخص اعتماد سازه‌ها کاهش می‌یابد و سطح بهره‌برداری با ۳٪ تغییر نسبت به حالت بدون عدم قطعیت‌های مبانی دارای بیشترین کاهش است. مشاهده می‌شود که اختلاف میزان شاخص‌ها در هر دو حالت کمتر از ۳٪ است و برای تمامی سطوح عملکردی تاثیر قابل ملاحظه‌ای در روند ارزیابی ایمنی سازه‌ها ندارد؛ به عنوان مثال، برای سطوح بهره‌برداری، بهره‌برداری بی‌وقفه و ایمنی‌جانی که عواقب خرابی آنها به ترتیب کم، تا حدودی و متوسط تخمین زده می‌شود [۲۸]، مقادیر شاخص اعتماد در هر دو حالت، ایمنی سازه‌ها را با حاشیه اطمینان مناسب نسبت به آیین‌نامه‌های معتبر نشان می‌دهند.

۴-۲- حالت‌های حدی بر روی منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی در ارزیابی‌های لرزه‌ای و بررسی عملکردی، بر روی منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی باید حالت‌های حدی تعریف شود. حالت‌های حدی مورد استفاده در این مطالعه، سطوح عملکردی رایج بهره‌برداری (۵/۹۹٪ در ۵۰ سال)، بهره‌برداری بی‌وقفه، ایمنی‌جانی و آستانه‌ی فروریزش می‌باشند، که در آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران و دستورالعمل‌های FEMA [۱۹] تعریف شده‌اند. مطابق با آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران، مقدار جابجایی نسبی ۰/۰۰۵ برای سطح بهره‌برداری و مقدار جابجایی نسبی ۰/۰۲ یا ۰/۰۲۵ برای سطح ایمنی‌جانی تعیین شده است. در آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران سطوح عملکردی بهره‌برداری بی‌وقفه متناظر با سطح خطر ۵۰٪ در ۵۰ سال و نیز سطح آستانه‌ی فروریزش متناظر با سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال کنترل نمی‌شود، از این رو مقدار حالت حدی آن‌ها با توجه به دستورالعمل‌های FEMA تعیین می‌شود. مطابق با دستورالعمل FEMA-۳۵۰، با حرکت از انتهای منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی، نقطه‌ای که شیب آن به بیشتر از ۲۰٪ شیب ناحیه‌ی الاستیک می‌رسد، به عنوان مقدار حالت حدی آستانه فروریزش تعیین می‌شود. مقادیر حالت‌های حدی سطوح عملکردی مورد بررسی در جدول (۳) خلاصه شده است.

جدول ۴: نتایج بررسی اثر عدم قطعیت‌های مبانی در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه

Table 4. Effect of epistemic uncertainty on structural performance

سازه	پارامترهای سازه‌ای						بدون عدم قطعیت مبانی	با عدم قطعیت مبانی	تغییرات (%)
	S_a^c	b	β_{DR}	β_{CR}	β_{DU}	β_{CU}	β	β	
سطح عملکرد بهره برداری (۹۹/۵٪ در ۵۰ سال)									
۵ طبقه	۰/۲۴۵	۱/۳۲۳	۰/۲۰۴	۰/۳	۰/۱۳	۰/۲۲۵	۲/۷۷۸	۲/۷۰۱	۲/۷۷٪
۸ طبقه	۰/۱۵۴	۱/۳۳۱	۰/۳۵۲	۰/۳	۰/۱۳	۰/۲۲۵	۲/۵۹۷	۲/۵۱۹	۳/۰۰٪
سطح عملکرد بهره برداری بی‌وقفه (۵۰٪ در ۵۰ سال)									
۵ طبقه	۰/۴۱۴	۱/۳۲۳	۰/۲۰۴	۰/۳	۰/۱۳	۰/۲۲۵	۳/۱۶۲	۳/۰۹۳	۲/۱۸٪
۸ طبقه	۰/۲۵۹	۱/۳۳۱	۰/۳۵۲	۰/۳	۰/۱۳	۰/۲۲۵	۲/۹۸۴	۲/۹۱۵	۲/۳۱٪
سطح عملکرد ایمنی جانی (۱۰٪ در ۵۰ سال)									
۵ طبقه	۰/۸۲۷	۱/۳۲۳	۰/۲۰۴	۰/۳	۰/۱۶۵	۰/۲۸۵	۳/۶۱۴	۳/۵۳۵	۲/۱۹٪
۸ طبقه	۰/۴۳۶	۱/۳۳۱	۰/۳۵۲	۰/۳	۰/۱۶۵	۰/۲۸۵	۳/۳۳۳	۳/۲۵۲	۲/۴۳٪
سطح عملکرد آستانه فروریزش (۲٪ در ۵۰ سال)									
۵ طبقه	۰/۹۴۳	۱/۳۲۳	۰/۲۰۴	۰/۶۱	۰/۲	۰/۳۴۶	۳/۵۷۳	۳/۴۷۱	۲/۸۵٪
۸ طبقه	۰/۵۵۳	۱/۳۳۱	۰/۳۵۲	۰/۴۴	۰/۲	۰/۳۴۶	۳/۴۴۱	۳/۳۴۲	۲/۸۸٪

می‌باید و در رابطه احتمال حالت حدی، اثر افزایش انحراف معیار را کاهش می‌دهد، که باعث می‌شود مقادیر شاخص اعتماد برای هر دو روش به هم نزدیک باشند. از این رو، با توجه به عملکرد یکسان هر دو روش در برآورد ایمنی سازه‌ها و اینکه محاسبات صورت گرفته بر مبنای روش قانون توان نسبت به روش نوارهای پاسخ چندگانه ساده‌تر است، استفاده از روش قانون توان منطقی‌تر به نظر می‌رسد.

۴-۵- نتایج اثرات فروریزش در توزیع‌های آماری

جدول ۶ نتایج حاصل از در نظر گرفتن اثرات فروریزش در توزیع‌های آماری (در حالت استفاده از روش قانون توان و رکوردهای طیف میانگین شرطی با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مبانی) را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که در سطوح عملکردی بهره‌بردار، بهره‌بردار بی‌وقفه و ایمنی جانی درصد تغییرات نتایج حاصل از رویکرد با لحاظ اثرات فروریزش نسبت به رویکرد بدون لحاظ اثرات فروریزش کمتر از ۳/۱۴ درصد بوده و مقادیر شاخص اعتماد آن‌ها تقریباً با هم مساوی و بزرگتر از حداقل مقادیر تعیین شده توسط آیین‌نامه‌های معتبر [۲۸] است؛ پس هر دو رویکرد، جهت ایمنی سازه‌ها در این سطوح عملکردی نتایج مشابه دارند. دلیل این است که در سطوح عملکردی مذکور، داده‌های از دست رفته در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی وجود ندارد یا تعداد آنها اندک است و تاثیری بر نتایج ندارد. تغییرات قابل توجه ۷/۳۴ و ۶/۵۷ درصد شاخص اعتماد سازه‌ها در سطح

۴-۴- نتایج بررسی اثرات روش‌های قانون توان و نوارهای پاسخ چندگانه با توجه به نتایج حاصل از روش نوارهای پاسخ چندگانه و قانون توان در جدول ۵ (با رکوردهای طیف میانگین شرطی، در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مبانی و بدون اثرات فروریزش)، هر دو روش تخمین تقریباً یکسانی را برای شتاب‌های طیفی متناظر با حالت‌های حدی دارند. از جمله تفاوت‌هایی که مشاهده می‌شود، تغییر در مقادیر انحراف معیار (پراکندگی) روی نیاز و شیب منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی هر یک از سطوح عملکردی است؛ به گونه‌ای که در روش نوارهای پاسخ چندگانه با افزایش سطوح شدت، میزان شیب نیاز و ظرفیت بر روی سطوح عملکردی و نیز مقادیر انحراف معیار نیاز افزایش می‌یابد؛ این در حالیست که در روش قانون توان (بدون در نظر گرفتن اثرات فروریزش)، این مقادیر به ازای تمامی سطوح عملکردی همواره ثابت هستند.

درصد تغییرات شاخص‌های اعتماد در جدول ۵ نسبت به روش قانون توان محاسبه شده است. قابل توجه است که برای تمامی سطوح عملکردی، با وجود اختلاف در مقادیر انحراف معیار و شیب نیاز و ظرفیت، درصد تغییرات نتایج به نحوی است که مقادیر شاخص اعتماد بدست آمده برای هر دو روش، جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه، عملکرد یکسانی را ارائه می‌دهند. دلیل اینگونه بیان می‌شود که در روش نوارهای پاسخ چندگانه، اگرچه با افزایش سطوح شدت مقادیر انحراف معیارهای روی نیاز افزایش می‌یابد، مقادیر شیب نیاز و ظرفیت بر نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی نیز افزایش

وجود دارد که تاثیر آن در مقادیر انحراف معیار و به تبع آن شاخص اعتماد سازه‌ها، نسبت به روش مقابل مشاهده می‌شود؛ از این رو در نظر گرفتن اثرات فروریزش در توزیع‌های آماری، برای سطوح عملکردی با سطح شدت بالا امری ضروری به نظر می‌رسد.

عملکردی آستانه‌ی فروریزش، اثرات داده‌های از دست رفته در توزیع‌های آماری را به خوبی نشان داده است. با توجه به مرزی بودن نتایج بدست آمده برای این سطح عملکردی با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌های معتبر [۲۸]، این درصد تغییر می‌تواند در برآورد ایمنی سازه تاثیرگذار باشد. در این سطح، سازه‌ها تحت برخی رکوردها دچار فروریزش شده و داده‌های از دست رفته

جدول ۵: نتایج روش قانون توان و نوار پاسخ چندگانه جهت محاسبه شاخص اعتماد

Table 5. Comparison of power law and MSA methods for reliability analysis

روش	سازه ۵ طبقه					تغییرات (%)	سازه ۸ طبقه					تغییرات (%)
	S_a^c	b_d	b_c	β_{DR}	β		S_a^c	b_d	b_c	β_{DR}	β	
سطح بهره برداری (۹۹/۵٪ در ۵۰ سال)												
قانون توان	۰/۲۴۵	۱/۳۲	۱/۳۲	۰/۲۰۴	۲/۷۰۱	۰/۱۵۴	۱/۳۳۱	۱/۳۳۱	۰/۳۵۲	۲/۵۱۸	۱/۹۶٪	
نوارهای پاسخ چندگانه	۰/۲۶۵	۱	۱/۰۳	۰/۲۰۸	۲/۶۹۴	۰/۱۶۴	۱	۱/۱۴۴	۰/۲۳۸	۲/۵۶۸		
سطح بهره برداری بی‌وقفه (۵۰٪ در ۵۰ سال)												
قانون توان	۰/۴۱۴	۱/۳۲	۱/۳۲	۰/۲۰۴	۳/۰۹۳	۰/۲۵۹	۱/۳۳۱	۱/۳۳۱	۰/۳۵۲	۲/۹۱۵	۲/۹۱٪	
نوارهای پاسخ چندگانه	۰/۴۵۵	۱	۱/۷۶	۰/۲۰۸	۳/۱۹۹	۰/۲۷۷	۱/۱۴۳	۱/۳۷۸	۰/۲۳۹	۳/۰۰۰		
سطح ایمنی جانی (۱۰٪ در ۵۰ سال)												
قانون توان	۰/۸۲۷	۱/۳۲	۱/۳۲	۰/۲۰۴	۳/۵۳۵	۰/۴۳۶	۱/۳۳۱	۱/۳۳۱	۰/۳۵۲	۳/۲۵۲	۱/۷۵٪	
نوارهای پاسخ چندگانه	۰/۸۳۰	۱/۰۶	۱/۸۸	۰/۳۳۴	۳/۵۷۴	۰/۴۵۸	۱/۴۳۷	۱/۷۹۲	۰/۵۲۸	۳/۳۰۹		
سطح آستانه فروریزش (۲٪ در ۵۰ سال)												
قانون توان	۰/۹۴۳	۱/۳۲	۱/۳۲	۰/۲۰۴	۳/۴۷۱	۰/۵۵۳	۱/۳۳۱	۱/۳۳۱	۰/۳۵۲	۳/۴۴۱	۳/۷۱٪	
نوارهای پاسخ چندگانه	۰/۹۱۹	۱/۷۶	۱/۸۱	۰/۵۱۸	۳/۵۲۱	۰/۵۱۷	۱/۷۹۲	۱/۷۹۲	۰/۹۱۱	۳/۳۱۳		

جدول ۶: نتایج لحاظ کردن اثرات فروریزش در محاسبه شاخص اعتماد
Table 6. Effect of consideration of collapse on reliability index

توزیع آماری	سازه ۵ طبقه				تغییرات (%)	سازه ۸ طبقه				تغییرات (%)
	S_a^c	b	β_{DR}	β		S_a^c	b	β_{DR}	β	
سطح بهره برداری (۹۹/۵٪ در ۵۰ سال)										
بدون فروریزش	۰/۲۴۵	۱/۳۲۳	۰/۲۰۴	۲/۷۰۸	۱/۴٪	۰/۱۵۴	۱/۳۳۱	۰/۳۵۲	۲/۵۱۸	۰/۶۸٪
با فروریزش	۰/۲۴۰	۱/۲۵۱	۰/۲۰۳	۲/۶۷۰		۰/۱۴۹	۱/۴۱۱	۰/۳۸۴	۲/۵۰۱	
سطح بهره برداری بی‌وقفه (۵۰٪ در ۵۰ سال)										
بدون فروریزش	۰/۴۱۴	۱/۳۲۳	۰/۲۰۴	۳/۱۶۲	۲/۴۰٪	۰/۲۵۹	۱/۳۳۱	۰/۳۵۲	۲/۹۱۵	۰/۹۶٪
با فروریزش	۰/۴۱۷	۱/۲۵۱	۰/۲۰۳	۳/۰۸۶		۰/۲۴۴	۱/۴۱۱	۰/۳۸۴	۲/۸۸۷	
سطح ایمنی جانی (۱۰٪ در ۵۰ سال)										
بدون فروریزش	۰/۸۲۷	۱/۳۲۳	۰/۲۰۴	۳/۶۱۴	۱/۷۱٪	۰/۴۳۶	۱/۳۳۱	۰/۳۵۲	۳/۲۵۲	۳/۱۴٪
با فروریزش	۰/۸۶۷	۱/۲۵۱	۰/۲۰۳	۳/۵۵۲		۰/۳۹۹	۱/۴۱۱	۰/۵۲۸	۳/۱۵۰	
سطح آستانه فروریزش (۲٪ در ۵۰ سال)										
بدون فروریزش	۰/۹۴۳	۱/۳۲۳	۰/۲۰۴	۳/۵۷۳	۷/۳۴٪	۰/۵۵۳	۱/۳۳۱	۰/۳۵۲	۳/۴۴۱	۶/۵۷٪
با فروریزش	۰/۹۹۶	۱/۲۵۱	۰/۶۱۱	۳/۳۱۱		۰/۵۰۸	۱/۴۱۱	۰/۸۲۳	۳/۲۱۱	

۴-۶- نتایج بررسی اثرات روش‌های انتخاب رکورد

بر اساس مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های غیرخطی سازه‌ها تحت دو مجموعه رکورد سنتی و طیف میانگین شرطی در جدول ۷ (روش قانون توان، با در نظر گرفتن اثرات فروریزش و عدم قطعیت‌های مبانی)، از جمله تفاوت‌هایی که می‌توان در این بخش مشاهده نمود، تخمین مقدار شتاب طیفی متناظر با حالت‌های حدی و انحراف معیارهای نیاز بر روی هر یک از سطوح عملکردی است. در نتایج حاصل از روش رکوردگیری سنتی، به دلیل پراکندگی زیاد در زلزله‌هایی که انتخاب شده است، نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی آنها نیز بر روی هر یک از سطوح شدت دارای پراکندگی بیشتری است (برای سازه ۵ طبقه در شکل ۵ نمایش داده شده است)؛ پس منطقی است که میزان انحراف معیار روی سطوح مربوط،

نسبت به نتایج حاصل از روش طیف میانگین شرطی که رکوردهای انتخابی را به طیف هدف منطقه محدود می‌کند، دارای مقادیر بزرگتری باشد. از این رو، اختلاف قابل ملاحظه ۶/۷۰ تا ۱۴/۳۵ درصد در مقادیر شاخص اعتماد سطوح عملکردی بهره‌برداری، بهره‌برداری بی‌وقفه و ایمنی جانی سازه‌ها، با توجه به توضیحات مطرح شده قابل توجیه است. از جمله موارد دیگری که در این بخش قابل توجه است، می‌توان به سطح عملکردی آستانه فروریزش اشاره نمود. در این سطح به دلیل آنکه در روش طیف میانگین شرطی نیز، مقادیر انحراف معیار روی نیاز افزایش می‌یابد و مقدار آن به انحراف معیار روش سنتی نزدیک می‌شود، اختلاف بین شاخص‌های اعتماد هر دو رویکرد نسبت به سایر سطوح عملکردی به ۲/۳۲ و ۵/۲۳ درصد به ترتیب برای سازه‌های ۵ و ۸ طبقه کاهش می‌یابد.

جدول ۷: نتایج محاسبه شاخص اعتماد برای روش انتخاب رکورد

Table 7. Reliability analysis using different record selection methods

روش انتخاب	سازه ۵ طبقه					سازه ۸ طبقه				
	S_a^c	b	β_{DR}	β	تغییرات (%)	S_a^c	b	β_{DR}	β	تغییرات (%)
سطح بهره‌برداری (۹۹/۵٪ در ۵۰ سال)										
طیف میانگین شرطی	۰/۲۴۰	۱/۲۵۱	۰/۲۰۳	۲/۶۷۰	%۱۲/۸۰	۰/۱۴۹	۱/۴۱۱	۰/۳۸۴	۲/۵۰۱	%۱۴/۳۵
روش سنتی	۰/۱۹۸	۱/۴۷۱	۰/۶۵۹	۲/۳۶۷		۰/۱۴۳	۱/۱۴۰	۰/۶۸۴	۲/۱۴۲	
سطح بهره‌برداری بی‌وقفه (۵۰٪ در ۵۰ سال)										
طیف میانگین شرطی	۰/۴۱۷	۱/۲۵۱	۰/۲۰۳	۳/۰۸۶	%۱۱/۹۳	۰/۲۴۴	۱/۴۱۱	۰/۳۸۴	۲/۸۸۷	%۸/۱۷۵
روش سنتی	۰/۳۱۸	۱/۴۷۱	۰/۶۵۹	۲/۷۵۷		۰/۲۶۳	۱/۱۴۰	۰/۶۸۴	۲/۶۵۱	
سطح ایمنی جانی (۱۰٪ در ۵۰ سال)										
طیف میانگین شرطی	۰/۸۶۷	۱/۲۵۱	۰/۲۰۳	۳/۵۵۲	%۱۱/۱۷	۰/۳۹۹	۱/۴۱۱	۰/۵۲۸	۳/۱۵۰	%۶/۷۰
روش سنتی	۰/۵۹۳	۱/۴۷۱	۰/۶۵۹	۳/۱۹۵		۰/۴۸۱	۱/۱۴۰	۰/۸۲۲	۲/۹۳۹	
سطح آستانه فروریزش (۲٪ در ۵۰ سال)										
طیف میانگین شرطی	۰/۹۹۶	۱/۲۵۱	۰/۶۱۱	۳/۳۱۱	%۲/۳۲	۰/۵۰۸	۱/۴۱۱	۰/۸۲۳	۳/۲۱۱	%۵/۲۳
روش سنتی	۰/۶۸۱	۱/۴۷۱	۰/۶۵۹	۳/۲۳۶		۰/۶۳۵	۱/۱۴۰	۰/۸۲۲	۳/۰۴۰	

روش سازگاری بیشتری با منطقه و سازه‌های مورد مطالعه خواهند داشت و نسبت به رکوردهای انتخاب شده به روش سنتی، برآورد واقع‌بینانه‌تری از پاسخ سازه و ارزیابی‌های عملکرد لرزه‌ای ارائه خواهند داد.

تحلیل نتایج بدست آمده در این بخش از مطالعه، به خوبی می‌تواند اهمیت در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های ناشی از روش‌های انتخاب رکورد در ارزیابی ایمنی سطوح عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها را نشان دهد. با توجه به اینکه روش طیف میانگین شرطی جهت انتخاب رکورد علاوه بر پارامترهای بزرگ و فاصله از مرکز گسیختگی، پارامتر شکل طیف از عوامل مهم در برآورد پاسخ غیرخطی را نیز در نظر می‌گیرد؛ رکوردهای انتخاب شده با استفاده از این

۲- در سطوحی از عملکرد که تحت تحلیل دینامیکی افزایشی سازه، داده‌های از دست رفته وجود ندارد و یا تعداد آنها اندک است (سطوح بهره‌برداری و ایمنی جانی)، محاسبه شاخص اعتماد سازه‌ها بدون در نظر گرفتن اثرات فروریزش دارای دقت مناسب است؛ اما در سطح عملکردی آستانه‌ی فروریزش که تعداد داده‌های از دست رفته زیاد است، در نظر گرفتن اثرات فروریزش بر نتایج برآورد ایمنی عملکرد لرزه‌ای سازه تاثیرگذار بوده و لحاظ نمودن آن در توزیع‌های آماری ضروری به نظر می‌رسد.

۳- مقادیر انحراف معیار نیاز و شیب نیاز و ظرفیت بر روی منحنی‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی، در روش نوارهای پاسخ چندگانه نسبت به روش قانون توان دقیق‌تر محاسبه شدند، ولی مشاهده شد که تغییر شاخص اعتماد حاصل از آنها کمتر از ۳/۷۱ درصد بوده و هر دو رویکرد در برآورد ایمنی سازه‌ها، در هر یک از سطوح عملکردی یکسان عمل می‌کنند.

۴- بدلیل پراکندگی گسترده زلزله‌های انتخاب شده به روش سنتی نسبت به رکوردهای انتخاب شده به روش طیف میانگین شرطی، نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی حاصل از آنها نیز بر روی هر یک از سطوح شدت، دارای پراکندگی و انحراف معیار بزرگتری هستند به گونه‌ای که باعث می‌شود شاخص اعتماد برخی از سطوح عملکردی تا ۱۴/۳۵ درصد تغییرات داشته باشد. رکوردهای انتخاب شده به روش طیف میانگین شرطی سازگاری بیشتری با منطقه و سازه‌های مورد مطالعه خواهند داشت و برآورد واقع‌بینانه‌تری از پاسخ سازه‌ها و ارزیابی‌های عملکرد لرزه‌ای ارائه خواهند داد. از این رو، جایگزین کردن روش‌های جدید انتخاب رکورد به جای روش‌های سنتی جهت ارزیابی ایمنی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها یک امر ضروری به نظر می‌رسد.

مراجع

- [1] FEMA, 273: NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, (1997).
- [2] A.H.-S. Ang, W.H.-C. Tang, Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Volume II---Decision, Risk and Reliability, John Wiley & Sons Inc, 1984.
- [3] S.-Y. Yun, R.O. Hamburger, C.A. Cornell, D.A. Foutch, Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames, Journal of Structural Engineering, 128(4) (2002) 534-545.
- [4] M. Stoica, R.A. Medina, R.H. McCuen, Improved probabilistic quantification of drift demands for seismic evaluation, Structural Safety, 29(2) (2007) 132-145.
- [5] A. Yazdani, P. Zargar, Reliability Index Evaluation of MRF Steel Structures Designed According to Iranian Code, Civil Engineering, 31.2(1.2) (2015) 83-90 (In Persian).
- [6] R. Hamburger, Performance-based seismic engineering: The next generation of structural engineering practice,



شکل ۵: اثر روش انتخاب رکورد بر پراکندگی پاسخ سازه ۵ طبقه (مقیاس لگاریتمی)

Fig. 5. Effect of record selection method on dispersion of 5-storey building (logarithmic scale)

۵- نتیجه گیری

با توجه به اهمیت در نظر گرفتن انواع عدم قطعیت‌ها در تحلیل‌ها و ارزیابی‌های عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، در این مطالعه به بررسی عدم قطعیت‌های ناشی از روش‌های انتخاب رکورد به دو شیوه سنتی و طیف میانگین شرطی، روش‌های تخمین نیاز و ظرفیت لرزه‌ای سازه‌ها به دو روش قانون توان و نوارهای پاسخ چندگانه، اثرات در نظر گرفتن فروریزش در توزیع‌های آماری و نیز تاثیر عدم قطعیت‌های مبانی بر شاخص اعتماد سازه، که معیاری برای بیان عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها است، پرداخته شد. بدین منظور، ارزیابی‌های مطرح شده بر روی دو سازه‌ی بتن‌آرمه ۵ و ۸ طبقه ۵ دهانه‌ی طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های ایران، انجام شد که نتایج ذیل حاصل گردید.

۱- در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مبانی جهت کمی‌سازی عدم قطعیت‌های ذاتی، باعث افزایش احتمال خرابی و کاهش شاخص اعتماد سازه‌ها بر روی سطوح عملکردی شده است؛ ولی مشاهده شد که درصد تغییرات نتایج کمتر از ۳% بوده و لحاظ نمودن آن در برآورد ایمنی سطوح عملکردی سازه‌های با ارتفاع متوسط بر مبنای شاخص اعتماد، تاثیری ندارد.

- [18] N. Shome, C.A. Cornell, Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures, Report No. RMS-35, Stanford University, 1999.
- [19] FEMA, Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings; Rep. No. FEMA-350, Prepare by SAC Joint Venture for FEMA, Washington, 2000.
- [20] F. Jalayer, C.A. Cornell, Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(8) (2009) 951-972.
- [21] P. Tothong, C.A. Cornell, Structural performance assessment under near-source pulse-like ground motions using advanced ground motion intensity measures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(7) (2008) 1013-1037.
- [22] J.W. Baker, C. Allin Cornell, Spectral shape, epsilon and record selection, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(9) (2006) 1077-1095.
- [23] L.S. Burks, J.W. Baker, Occurrence of negative epsilon in seismic hazard analysis deaggregation, and its impact on target spectra computation, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(8) (2012) 1241-1256.
- [24] J.W. Baker, C. Allin Cornell, A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(10) (2005) 1193-1217.
- [25] A. Yazdani, A. Shahpari, M.R. Salimi, The Use of Monte-Carlo Simulations in Seismic Hazard Analysis at Tehran and Surrounding Areas, *IJE TRANSACTIONS C: Aspects*, 25(2) (2012) 165-171.
- [26] A. Yazdani, M.S. Abdi, Stochastic Modeling of Earthquake Scenarios in Greater Tehran, *Journal of Earthquake Engineering*, 15(2) (2011) 321-337.
- [27] A.M. Reinhorn, S.K. Kunnath, R. Valles-Mattox, IDARC2D Version 7.0: A computer program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete buildings, State University of New York at Buffalo, (1998).
- [28] ISO-2394, General principles on reliability for structures, 2nd ed., Geneve, Switzerland, 1998.
- EQE Summary Report, (1996).
- [7] M. Dolšek, Simplified method for seismic risk assessment of buildings with consideration of aleatory and epistemic uncertainty, *Structure and Infrastructure Engineering*, (2011) 1-15.
- [8] M. Banazadeh, S.A. Jalali, Probabilistic Seismic Demand Assessment of Steel Moment Frames with Sideplate Connections, *Amirkabir Journal of Civil and Environmental Engineering*, 44(2) (2013) 47-64 (In Persian).
- [9] M. Banazadeh, S.E. Fereshtehnejad, Probabilistic Assessment of Collapse Limit- State in Steel Frames by Simulating Failure Modes Using Bayesian Probability Network, *Amirkabir Journal of Civil and Environmental Engineering*, 45(2) (2013) 83-96 (In Persian).
- [10] M. Lotfollahi, M. Banazadeh, M.M. Alinia, Application of system reliability-based assessment for collapse fragility of braced moment-resisting frames, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 24(11) (2015) 757-778.
- [11] M. Shokrabadi, M. Banazadeh, M. Shokrabadi, A. Mellati, Assessment of seismic risks in code conforming reinforced concrete frames, *Engineering Structures*, 98 (2015) 14-28.
- [12] NBRI, Topic 6: Loads on Buildings (Revision 3), 2013 (In Persian).
- [13] NBRI, Topic 9: Design and Construction of RC Buildings (Revision 4), 2013 (In Persian).
- [14] BHRC, Earthquake Resistant Design of Buildings: Standard 2800 (Revision 4), 2014 (In Persian).
- [15] C.A. Cornell, F. Jalayer, R.O. Hamburger, D.A. Foutch, Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines, *Journal of Structural Engineering*, 128(4) (2002) 526-533.
- [16] J.R. Benjamin, C.A. Cornell, Probability, statistics, and decision for civil engineers, Courier Corporation, 2014.
- [17] F. Jalayer, C.A. Cornell, A technical framework for probability-based demand and capacity factor (DCF) seismic formats., Report No. RMS-43, Stanford University, 2003.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:

A. Yazdani, A. Mehrabi Moghaddam, M.S. Shahidzadeh, Parametric Assessment of Uncertainties in Reliability Index of Reinforced Concrete MRF Structures Using Incremental Dynamic Analysis. *Amirkabir J. Civil Eng.*, 49(4) (2018) 755-768.

DOI: 10.22060/ceej.2016.707



Archive of SID