

چکیده

تئوری قابلیت اعتماد در کنار منحنی‌های شکنندگی میزان تأثیرپذیری سازه از عدم قطعیت‌های مدل‌سازی را نشان می‌دهد. این نمودارها احتمال فراگذشت از یک سطح خرابی مشخص را در مقابل پارامترهای لرزه‌ای مشخص می‌کنند. در این مقاله تحلیل قابلیت اعتماد سیستم قاب خمشی تقویت‌شده با میراگر ویسکوز با اعمال عدم قطعیت در تحریک لرزه‌ای ورودی و مشخصات سازه‌ای و به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی انجام شده است. برای این منظور تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی بر روی قاب ۵ و ۱۰ طبقه، مدل‌سازی شده در نرم‌افزار OpenSees تحت مجموعه ۲۲ زوج شتاب‌نگاشت رکوردهای حوزه دور اعمال شده است. همچنین به کمک روش مونت کارلو ۱۰۰۰۰ منحنی شکنندگی جهت تعیین منحنی شکست نهایی شبیه‌سازی شد. نتایج نشان می‌دهد با افزایش طبقات سازه تأثیر لحاظ نمودن عدم قطعیت در پاسخ سازه‌ها قابل توجه می‌باشد. بر اساس نتایج با در نظر گرفتن عدم قطعیت در قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه در احتمال فرو ریزش ۵۰ درصد مقدار شتاب طیفی (Sa) متناظر به ترتیب ۷/۱ درصد و ۹/۳ درصد نسبت به زمانی که عدم قطعیت در مشخصات سازه‌ای در نظر گرفته نشود، کمتر می‌گردد. همچنین در مقادیر شتاب طیفی متناظر با پررود اصلی سازه برای قاب ۵ طبقه و ۱۰ طبقه با در نظر گرفتن عدم قطعیت در صد احتمال شکست به ترتیب حدود ۵۲/۴ درصد و ۷۴/۷ درصد بیشتر می‌شود.

واژگان کلیدی: تحلیل قابلیت اعتماد، میراگر ویسکوز، سازه فولادی، منحنی شکست.

قابلیت اعتماد لرزه‌ای و منحنی شکست سیستم‌های سازه‌ای قاب خمشی فولادی مجهز به میراگر ویسکوز

فؤاد کندری

دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

غلامرضا نوری (نویسنده مسئول)

استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران،
r.nouri@khu.ac.ir

پیمان همای

استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

۱- مقدمه

بارهای خارجی، ابعاد هندسی و همچنین پارامترهای غیر سازه‌ای مانند تحریک لرزه‌ای موضوعی است که اخیراً جای خود را در علوم مهندسی باز کرده است [۲]. احتمال خرابی سازه‌ای که با استفاده از روش‌های معین طرح شده است، می‌تواند بیشتر از احتمال خرابی سازه‌ای باشد که در شرایط مشابه و به کمک روش‌ها و مدل‌های احتمالاتی با احتساب عدم قطعیت‌ها طراحی شده است [۳]. با توجه به اینکه اثر خطرات پدیده‌های طبیعی همچون زلزله بر روی سازه غیر تعینی می‌باشد و ظرفیت اعضای سازه نیز در تحمل بارها با عدم قطعیت‌هایی همراه است از این رو طراحی بر اساس آیین‌نامه باعث به دست آوردن سطح مجهولی از ایمنی می‌شود و ممکن است طرح اقتصادی نگردد. لذا در گام

در سال‌های اخیر توجه محققین به بررسی لرزه‌ای سازه‌های موجود با در نظر گرفتن منابع مختلف عدم قطعیت معطوف شده است. همچنین از اهداف چهارچوب پیشنهادی توسط مرکز تحقیقات مهندسی زلزله پاسیفیک (PEER) تعیین خطرپذیری زلزله‌ها با رویکرد احتمالاتی و با در نظر گرفتن منابع مختلف عدم قطعیت به منظور تسهیل در اتخاذ تصمیم منطقی در مدیریت خطرپذیری زلزله است [۱]. آسیب‌های ایجاد شده در سازه‌ها که به صورت احتمالاتی در قالب منحنی شکنندگی بیان می‌گردند، جزء اصلی روابط ارائه شده توسط PEER را تشکیل می‌دهد. تحلیل و طراحی سازه‌ها مبتنی بر قابلیت اعتماد به دلیل طبیعت تصادفی پارامترهای سازه‌ای از قبیل خواص مصالح،

زیرساخت‌های عمرانی پرداخت. ایشان یک برنامه رایانه‌ای جدید به نام Rt [۸] را در زمینه قابلیت اعتماد و تحلیل ریسک طراحی نمود. برنامه رایانه‌ای Rt نوعی نرم‌افزار برای قابلیت اطمینان و تحلیل بهینه‌سازی است که با تمرکز خود بر روی تحلیل چندحالت^۲، نیاز به ابزار برای انجام تحلیل قابلیت اطمینان و بهینه‌سازی مدرن را برطرف می‌کند. این نوع تحلیل مستلزم ارزیابی مکرر توابع است که مقادیر، مانند پاسخ سازه، خسارت و حتی زیان مالی مستقیم و غیرمستقیم را پیش‌بینی می‌کند. نرم‌افزار Rt با هماهنگی کتابخانه‌ای از مدل‌های احتمالی این چالش را برطرف می‌کند. مدل‌های موجود در کتابخانه از عبارات جبری تا الگوریتم‌های شبیه‌سازی عددی پیچیده متغیر است [۸-۹]. دالستا و همکاران [۱۰] به تأثیر تغییرات ویژگی‌های میراگر و اسکوز بر قابلیت اعتماد لرزه‌ای سازه‌های خطی پرداختند. آنها همچنین حساسیت پاسخ دینامیکی را با توجه به تأثیر تغییرات این سیستم به دست آوردند. نتایج آنها نشان داد اگر تنها ضریب میراگر متغیر باشد، تغییرات پاسخ سازه‌ای زیاد نیست اما در صورتی که ضریب میراگر به همراه توان سرعت تغییر کند تغییرات پاسخ قابل توجه است [۱۰].

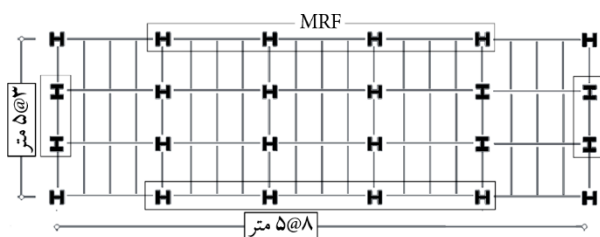
در این مقاله تأثیر در نظر گرفتن عدم قطعیت مشخصات سازه، سیستم کنترلی و ورودی لرزه‌ای در پاسخ لرزه‌ای و منحنی شکست سازه‌های قاب خمشی فولادی تقویت شده با میراگر و اسکوز بررسی می‌شود. پاسخ سازه با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی تحت ۴۴ شتاب‌نگاشت (۲۲ زوج شتاب) رکورد حوزه دور پیشنهادی در FEMA-P695 [۱۱] محاسبه و سپس منحنی‌های شکست این سازه‌ها ترسیم می‌گردند. با توجه به اینکه برای مدل‌سازی پارامترهای عدم قطعیت مدل، مانند شکنندگی، شکل‌پذیری فولاد مورد استفاده در تیرها و ستون‌ها و همچنین در نظر گرفتن عدم قطعیت ناشی از ضریب میرایی میراگر (ضریب C) و تحریک لرزه‌ای باید تعداد تحلیل‌های فراوانی را انجام داد؛ برای این منظور در این مقاله از روش سطح پاسخ برای تولید رویه سطحی و تشکیل معادله رگرسیونی استفاده شده است. با توجه به معادله رگرسیونی

نخست باید منابع عدم قطعیت را شناسایی و در مراحل بعد به دنبال روش‌هایی برای لحاظ کردن اثرات این عدم قطعیت‌ها بود. در چند سال اخیر، مطالعات و پژوهش‌های زیادی به منظور تأثیر لحاظ نمودن عدم قطعیت مدل‌سازی بر پاسخ سازه‌ها انجام شده است. لیل و همکاران [۴] به ارزیابی عدم اطمینان مدل‌سازی بر خطر لرزه‌ای فروریزش ساختمان‌ها پرداختند. آنان عدم قطعیت در سختی، شکل‌پذیری، ظرفیت و چرخه زوال را برای قاب‌های شکل‌پذیر و غیر شکل‌پذیر در نظر گرفتند و با به دست آوردن رویه سطح پاسخ^۱ و با روش شبیه‌سازی مونت کارلو تأثیر پارامترهای عدم قطعیت در مدل‌سازی را بررسی کردند. بر اساس نتایج، در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مدل‌سازی باعث افزایش پراکندگی و میانگین در پاسخ شکنندگی سازه می‌شود. این میانگین معمولاً تا ۲۰ درصد کاهش می‌یابد [۴]. آلتیری و همکاران [۵] به طراحی بهینه بر اساس قابلیت اعتماد میراگر و اسکوز غیرخطی پرداختند. آنها با رویکرد در نظر گرفتن عدم قطعیت در ورودی‌های لرزه‌ای (شدت، مدت‌زمان، ویژگی‌های فرکانسی) به طراحی میراگر به روش مبتنی بر عملکرد پرداختند. نتایج نشان داد، استفاده از روش بهینه‌یابی در حالی که پارامترهای میراگر کمینه شده باشد، اجازه کنترل احتمال شکست سازه را می‌دهد. آنها جهت تحلیل از قاب سه‌طبقه SAC استفاده کردند. گوا و همکاران [۶] چارچوبی برای انجام تجزیه و تحلیل قابلیت اطمینان لرزه‌ای سازه‌های هیستریک با میراگر و اسکوالاستیک با و بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت ارائه دادند و با در نظر گرفتن حداکثر جابه‌جایی میان‌طبقه‌ای به‌عنوان معیاری از حالت حدی سازه و حداکثر تغییر شکل مواد و اسکوالاستیک به‌عنوان معیاری از حالت حدی میراگر، احتمالات شکست سازه و میراگر و اسکوالاستیک را به ترتیب با استفاده از روش قابلیت اطمینان مرتبه اول و سطح پاسخ تخمین زدند. نتایج آنها نشان داد که وجود عدم قطعیت‌ها، قابلیت اطمینان ساختمان را کاهش اما مجهز کردن سازه به میراگر و اسکوالاستیک به‌طور قابل توجهی قابلیت اطمینان ساختمان را افزایش می‌دهد [۶]. محصولی [۷] به بررسی مدل‌ها، روش‌ها و نرم‌افزارهای احتمالاتی برای ارزیابی خطر

۴. در نظر گرفتن مقادیر مختلفی برای پارامترهای عدم قطعیت (روش باکس- ویلسون).
۵. برآورد تابع توزیع شاخص خرابی با تحلیل دینامیکی افزایشی.
۶. برآورد مقادیر میانگین و انحراف معیار منحنی شکندگی فروریزش به دست آمده از حالت‌های باکس- ویلسون.
۷. به دست آوردن تابع رگرسیون مرتبه دوم به منظور تخمین مقادیر میانگین و انحراف معیار.
۸. استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو به منظور تولید تعداد زیادی از این مدل‌ها برای تعیین میانگین و انحراف معیار منحنی شکندگی فروریزش تولید شده.
۹. تعیین و تحلیل منحنی شکندگی نهایی که در آن تمامی منابع عدم قطعیت لحاظ شده است.

۲-۱- انتخاب و مدل‌سازی سازه‌ها

سازه‌های بررسی شده در این مطالعه، قاب‌های خمشی ۵ و ۱۰ طبقه مجهز به میراگر ویسکوز منتخب از مرجع [۱۳] می‌باشد که در آن مطالعه مطابق آیین‌نامه Eurocode8 (EC8) طراحی شده‌اند (شکل ۱). سازه استفاده شده در این پژوهش در مقاله [۱۴] نیز مورد بررسی قرار گرفته است و نمودارهای IDA استفاده شده در آن مقاله، ملاکی برای صحت‌سنجی مدل حاضر در مقاله می‌باشد. در مقاله حاضر قابلیت اعتماد لرزه‌ای و منحنی شکست برای قاب‌های منتخب مطالعه شده است. برای صحت‌سنجی مدل ساخته شده در مقاله حاضر و مطالعه کارواشیلیس [۱۳] دو منحنی ظرفیت به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی باهم مقایسه شده‌اند که نتایج در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل (۱): نمایش پلان ساختمان مورد نظر [۱۳].

به دست آمده و با به کارگیری روش شبیه‌سازی مونت کارلو ۱۰۰۰۰ منحنی شکندگی تولید و منحنی شکندگی نهایی با توجه به در نظر گرفتن تمامی پارامترهای عدم قطعیت ترسیم می‌گردد. همچنین در این مقاله برای تحلیل آنالیز حساسیت از نمودارهای تورنادو^۳ استفاده شده است که با استفاده از این نمودارها، پارامترهایی که بیشترین و یا کمترین پتانسیل اثرگذاری بر روی پاسخ سازه را دارند، تعیین شده‌اند.

۲- مطالعه اثر عدم قطعیت بر منحنی شکندگی

منحنی‌های شکندگی منحنی‌هایی هستند که احتمال فروریزش سازه‌ها را به ازای شدت‌های مختلف زلزله نشان می‌دهند، به بیان دیگر این منحنی‌ها، آسیب‌پذیری اجزای مختلف سازه‌ای و غیر سازه‌ای را بر حسب میزان خطر لرزه‌ای بر حسب یکی از ویژگی‌های جنبش شدید زمین بیان می‌کند. شیب منحنی‌ها بیانگر میزان عدم قطعیت در ظرفیت است که با افزایش شیب مقدار آن کاهش می‌یابد [۱۲]. می‌توان شکندگی را توسط رابطه (۱) بیان داشت:

$$P(c | IM = x) = \varphi\left(\frac{\ln\left(\frac{x}{\theta}\right)}{\beta}\right) \quad (1)$$

$P(c | IM = x)$ احتمال این است که تحریکی با مقدار $IM = x$ (در این مقاله IM شتاب طیفی فروریزش است) موجب خرابی سازه گردد. Φ تابع توزیع تجمعی استاندارد است. θ میانگین تابع شکندگی است و β انحراف معیار آن می‌باشد. برای بررسی اثر عدم قطعیت بر منحنی شکندگی، لازم است ابتدا سازه با توجه به پارامترهای عدم قطعیت در نظر گرفته شده، مدل‌سازی و تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفته و سپس منحنی شکندگی نهایی آن‌ها را ترسیم شود.

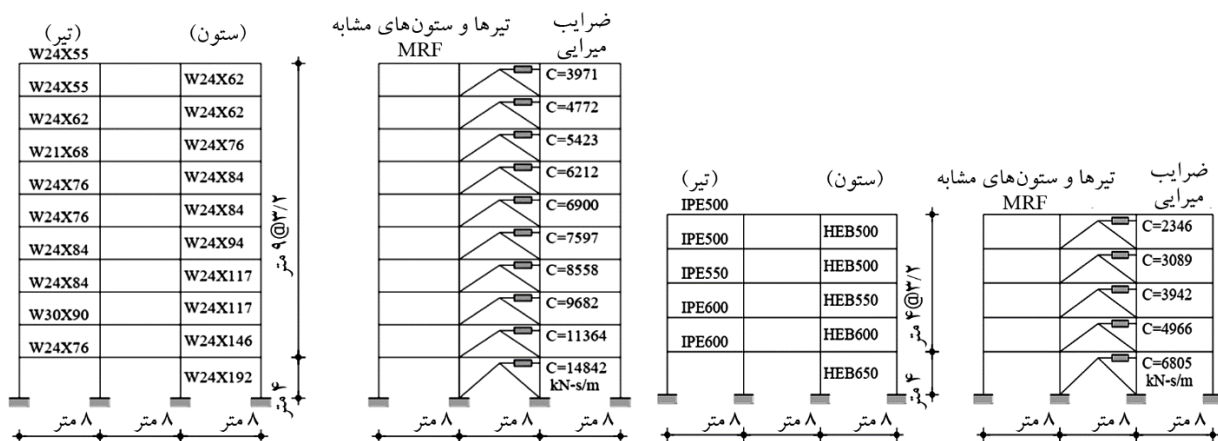
بر این اساس، مراحل انجام این تحقیق به صورت زیر می‌باشد:

- انتخاب و مدل‌سازی دو سازه ۵ و ۱۰ طبقه و در نظر گرفتن پارامترهای عدم قطعیت در آنها و تحریک لرزه‌ای.
- انتخاب شاخص خرابی برای حد فروریزش.
- انتخاب شتاب‌نگاشت‌های پیشنهادی FEMA.

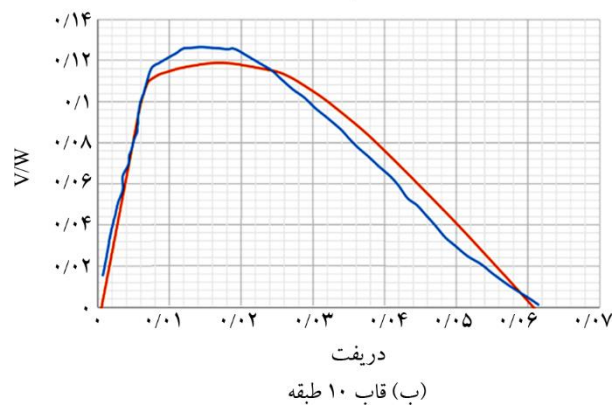
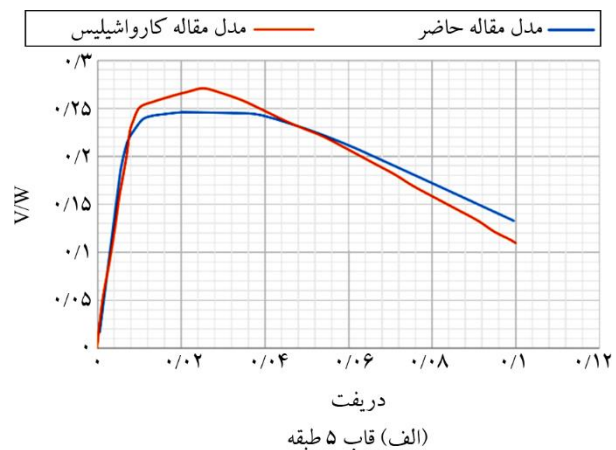
انتخابی به همراه مقاطع استفاده شده در آن را نشان می‌دهد. در نرم‌افزار OpenSees زمانی که از مدل فایبر استفاده شود، خرابی در المان، هنگامی در نظر گرفته می‌شود که مقدار F_y و F_u به مقدار نهایی خود برسند. روش فایبر تنها قادر به مدل‌سازی رفتار غیرخطی ناشی از تسلیم تک‌محوره مصالح در این نرم‌افزار می‌باشد؛ در حالی که در اعضای سازه‌ای عوامل مهم دیگری نیز منجر به رفتار غیرخطی عضو می‌شوند. در یک عضو فولادی ساخته شده از مقاطع جدار نازک، این عوامل شامل، کماتش پیشی - جانبی و کماتش محلی بال و جان عضو می‌باشد که روش فایبر قادر به در نظر گرفتن آنها نیست. این مودهای رفتار غیرخطی معمولاً به شکل افت مقاومت و سختی منحنی نیرو - تغییر مکان عضو خود را نشان می‌دهد و از آن به‌عنوان زوال رفتاری یاد می‌شود. در قاب‌های خمشی دو بعدی با مقاطع جدار نازک فولادی (مثل مقاطع بال‌پهن و قوطی شکل) به دلیل اهمیت رفتار غیرخطی ناشی از کماتش محلی عضو، روش فایبر منجر به پیش‌بینی ظرفیت غیرخطی بیش از واقع برای سازه می‌شود و به همین دلایل از روش فایبر در این مقاله استفاده نشده است.

۲-۲- انتخاب شاخص خرابی برای حد فروریزش

مطابق با دستورالعمل HAZUS جابه‌جایی میان طبقه‌ای به‌عنوان یکی از معیارهای فروریزش [۱۵] و همچنین مطابق با FEMA350 [۱۶] معیار کاهش شیب ۲۰ درصدی منحنی نسبت به شیب اولیه جزء معیارهای خرابی در این مقاله در نظر گرفته شده است.



شکل (۳): مشخصات مدل قاب ۵ و ۱۰ طبقه انتخابی [۱۳].



شکل (۲): مقایسه منحنی پوش‌آور برای مدل ۵ و ۱۰ طبقه [۱۳] و مطالعه حاضر.

پریود اصلی مدل برای قاب ۵ طبقه در مقاله کارواشلیس [۱۳] ۱/۲۷ ثانیه و در مدل ساخته شده در این مقاله برابر ۱/۱۲ ثانیه است. این پریود برای سازه ۱۰ طبقه به ترتیب ۲/۴۲ و ۲/۲۴ ثانیه می‌باشد. تفاوت مدل مرجع و مقاله حاضر در نظر گرفتن مدل رفتاری چشمه اتصال و گاست پلیت در مدل‌سازی است که در این مقاله جهت بالا بردن دقت پاسخ، مدل‌سازی شده است. شکل (۳) قاب‌های

۳-۲- الگوریتم Hunt-Fill

جدول (۱): زوج شتاب‌نگاشت پیشنهادی آیین‌نامه FEMA-P695.

ردیف	زلزله			ایستگاه ثبت	
	نام	سال	M		
۱	USC	Beverly Hills- Mulhol	نورث‌ریج	۱۹۹۴	۶/۷
۲	USC	Canyon Country-WLC	نورث‌ریج	۱۹۹۴	۶/۷
۳	ERD	Bolu	دوزجه، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۱
۴	SCSN	HECTOR	هکتور مین	۱۹۹۹	۷/۱
۵	UNAMUCSD	Delta	امپریال ولی	۱۹۷۹	۶/۵
۶	USGS	Elcentro Array #11	امپریال ولی	۱۹۷۹	۶/۵
۷	CUE	Nishi-Akashi	کوبه، ژاپن	۱۹۹۵	۶/۹
۸	CUE	Shin-Osaka	کوبه، ژاپن	۱۹۹۵	۶/۹
۹	ERD	Duzce	کو کائیلی، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۵
۱۰	KOERI	Arcelik	کو کائیلی، ترکیه	۱۹۹۹	۷/۵
۱۱	CDMG	Yermo Fire Station	لاندرز	۱۹۹۲	۷/۳
۱۲	SCE	Coolwater	لاندرز	۱۹۹۲	۷/۳
۱۳	CDMG	Capitola	لوماپریتا	۱۹۸۹	۶/۹
۱۴	CDMG	Gilroy Array #3	لوماپریتا	۱۹۸۹	۶/۹
۱۵	BHRC	Abbar	منجیل، ایران	۱۹۹۰	۷/۴
۱۶	CDMG	El Centro Imp. Co.	سوپرستیشن هیلز	۱۹۸۷	۶/۵
۱۷	USGS	Poe Road (Temp)	سوپرستیشن هیلز	۱۹۸۷	۶/۵
۱۸	CDMG	Rio Dell Overpass	کاپ مندوسینو	۱۹۹۲	۷
۱۹	CWB	Chy 101	چی چی، تایوان	۱۹۹۹	۷/۶
۲۰	CWB	TCU045	چی چی، تایوان	۱۹۹۹	۷/۶
۲۱	CDMG	LA - Hollywood Store	سان‌فرناندز	۱۹۷۱	۶/۶
۲۲	-----	Tolmezzo	فریولی، ایتالیا	۱۹۷۶	۶/۵

مشخص کردن تعداد گام‌های مورد نیاز برای رسیدن به فروریزش در تحلیل IDA قبل از انجام تحلیل غیرممکن می‌باشد و ممکن است تعداد این تحلیل‌ها و به طبع زمان مورد نیاز برای رسیدن به سطح فروریزش زیاد باشد. بدین منظور برای کاهش تعداد گام‌های لازم برای رسیدن به فروریزش از این الگوریتم استفاده می‌گردد [۱۷]. در ابتدا مقدار کوچکی به عنوان شتاب طیفی اولیه انتخاب می‌گردد که سازه در حالت خطی باقی بماند. سپس در مرحله Hunt (شکار کردن) مقادیر شتاب به صورت جهشی در هر گام افزایش می‌یابد تا اینکه به اولین شتاب پس از فروریزش سازه برسد، سپس برای تعیین دقیق‌تر شتاب فروریزش لازم است بین نقطه فروریزش و آخرین نقطه قبل از فروریزش به ریز بازه‌هایی تقسیم شود و این روند تا جایی ادامه داده می‌شود تا به دقت مورد نظر رسیده، این مرحله Bracket نام دارد و در نهایت نقطه فروریزش به‌طور دقیق‌تری محاسبه می‌گردد. در ادامه به علت افزایش جهشی شتاب در مرحله Hunt برای تأمین تعداد نقاط کافی برای رسم منحنی IDA بین هر دو نقطه مرحله Hunt باید تحلیل دیگری صورت گیرد که به این روند Fill (پر کردن) گفته می‌شود.

۴-۲- انتخاب شتاب‌نگاشت‌های پیشنهادی FEMA

در این مقاله در فرآیند تحلیل IDA برای لحاظ نمودن عدم قطعیت ناشی زلزله، از ۴۴ شتاب‌نگاشت (۲۲ زوج شتاب‌نگاشت) حوزه دور از مجموعه شتاب‌نگاشت‌های زلزله پیشنهادی FEMA-P695 [۱۱] استفاده شده است. مشخصات این شتاب‌نگاشت‌ها در جدول (۱) آمده است.

۵-۲- روش سطح پاسخ و باکس - ویلسون

با توجه به اینکه تعداد تحلیل در روش شبیه‌سازی مونت کارلو زیاد و با در نظر گرفتن اینکه زمان هر تحلیل بسیار بالا است، برای کاهش زمان تحلیل می‌توان از روش‌های رگرسیون‌گیری یا سطح پاسخ استفاده کرد. بدین منظور در ابتدا با استفاده از روش

باکس - ویلسون حالت‌هایی که بیشترین اهمیت را در پاسخ سازه دارند تحلیل و با توجه به نتایج این حالت‌ها تابع رگرسیونی تشکیل داد. روش سطح پاسخ به‌عنوان یکی از روش‌های مطرح در مسائل قابلیت اعتماد است. ایده اصلی در روش RS استفاده از یک تابع چندجمله‌ای شامل متغیرهای احتمالاتی برای تخمین تابع عملکرد و یا پاسخ سازه می‌باشد. بر همین اساس تابع عملکرد معمولاً به‌وسیله تابع چندجمله‌ای زیر بیان می‌شود [۱۸]:

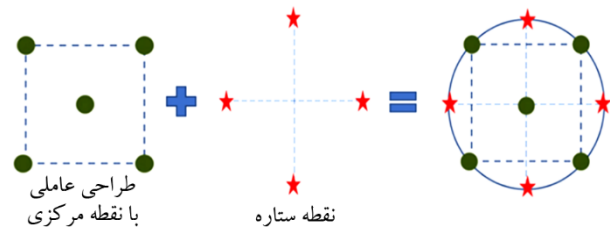
$$G(x) \approx \bar{G}(x) = a + \sum_{i=1}^n b_i x_i + \sum_{i=1}^n c_i x_i^2 + \sum_{i \neq j}^n d_{ij} x_i x_j \quad (2)$$

که در آن $G(x)$ تابع حالت حدی و تابع عملکردی واقعی سیستم و

جدول (۲): متغیرهای تصادفی انتخاب شده در مدل سازی.

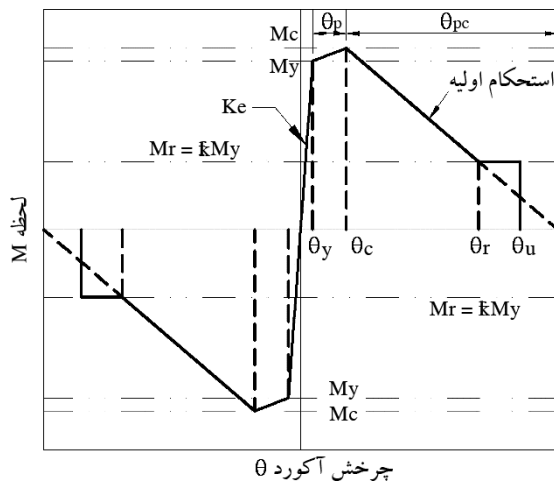
نوع توزیع آماری	متغیر	میانگین	ضریب تغییرات	نوع توزیع آماری
شکل پذیری تیر (BD)	θ_p	(۳) [۲۱]	۰/۴۳ [۲۱]	نرمال
	θ_{PC}	(۴) [۲۱]	۰/۴۱ [۲۱]	نرمال
	Λ	(۵) [۲۱]	۰/۴۳ [۲۱]	نرمال
سختی تیر (BS)	M_y	بر اساس خواص فولاد	۰/۲	نرمال
	K_e	M_y / θ_y	۰/۲	نرمال
شکل پذیری ستون (CD)	θ_p	(۳) [۲۱]	۰/۴۳ [۲۱]	نرمال
	θ_{PC}	(۴) [۲۱]	۰/۴۱ [۲۱]	نرمال
	Λ	(۵) [۲۱]	۰/۴۳ [۲۱]	نرمال
سختی ستون (CS)	M_y	بر اساس خواص فولاد	۰/۲	نرمال
	K_e	M_y / θ_y	۰/۲	نرمال
ضریب میرایی میراگر ویسکوز (VD)	C	مقدار به دست آمده برای هر طبقه	۰/۳۱ [۲۲]	نرمال

$\bar{G}(x)$ تابع تخمینی در روش سطح پاسخ می باشد. x_i متغیرهای احتمالاتی، a, b_i, c_i, d_i مجهولات مسئله می باشند. از روش های رگرسیون می توان در مواردی برای محاسبه RS استفاده نمود. یک طرح کارآمد، روش طراحی مرکب مرکزی است [۱۹]. طراحی مرکب مرکزی^۴ یا به اختصار CCD شامل نقاط مرکزی^۵ است و برای تخمین انحنا^۶ از نقاط ستاره^۷ استفاده می شود (شکل ۴). با این حال این روش نیاز به $N = 2^n + 2n + 1$ بار ارزیابی دقیق تابع $G(x)$ برای به دست آوردن چند جمله ای مرتبه دوم دارد (n تعداد پارامترهای عدم قطعیت). یکی از مواردی که در این روش باید به آن دقت کرد انتخاب محدوده اعداد مورد استفاده برای f در $\mu_i \pm f\sigma_i$ می باشد. محدوده پیشنهادی برای f عددی بین (۱ تا ۲) می باشد [۲۰]. در این مقاله مقدار $1/7$ بر اساس مطالعات پیشین انتخاب شده است [۴]. در جدول (۲) پارامترهای عدم قطعیت در نظر گرفته شده در این مقاله برای قاب های ۵ و ۱۰ طبقه درج شده است.



شکل (۴): باکس- ویلسون روش طراحی مرکب مرکزی.

که در این رابطه ها در آن h و t_w عمق و ضخامت جان، b_f و t_f عرض و ضخامت بال، L و d طول دهانه و عمق تیر، F_y مقاومت تسلیم و C_{unit}^1 و C_{unit}^2 ضرایب تبدیل واحد هستند. در شکل (۵) [۲۱]، θ_p ظرفیت دوران پیش کلاهیکی برای بارگذاری یکنواخت، θ_{PC} ظرفیت دوران پس کلاهیکی برای بارگذاری یکنواخت، Λ پارامتر زوال چرخه ای، M_y تنش تسلیم مؤثر، K_e سختی مؤثر و C ضریب میرایی میراگر ویسکوز می باشد.



شکل (۵): مدل رفتاری ایبارا-کراوینکلر [۲۱].

رابطه های (۳) الی (۵) اشاره شده در جدول (۲) به صورت

زیر می باشند:

$$\theta_p = 0.0865 \times \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.365} \times \left(\frac{b_f}{2 \times t_f}\right)^{-0.140} \times \left(\frac{1}{d}\right)^{0.340} \times \left(\frac{C_{unit}^1 \times d}{533}\right)^{-0.721} \times \left(\frac{C_{unit}^2 \times F_y}{355}\right)^{-0.230} \quad (3)$$

$$\theta_{PC} = 5.63 \times \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.565} \times \left(\frac{b_f}{2 \times t_f}\right)^{-0.800} \times \left(\frac{C_{unit}^1 \times d}{533}\right)^{-0.280} \times \left(\frac{C_{unit}^2 \times F_y}{355}\right)^{-0.430} \quad (4)$$

$$\Lambda = \frac{E_t}{M_y} = 495 \times \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.340} \times \left(\frac{b_f}{2 \times t_f}\right)^{-0.595} \times \left(\frac{C_{unit}^2 \times F_y}{355}\right)^{-0.360} \quad (5)$$

در این مقاله با توجه به اینکه پنج پارامتر شامل شکل پذیری تیر (BD)، سختی تیر (BS)، شکل پذیری ستون (CD)، سختی ستون (CS) و ضریب میرایی میراگر ویسکوز (VD) برای عدم قطعیت در نظر گرفته شده است (جدول ۲). طبق روش باکس- ویلسون و طراحی مرکب مرکزی ۴۳ حالت ($N = 2^n + 2n + 1 = 43$) برای لحاظ نمودن عدم قطعیت در تحلیل قاب ۵ و ۱۰ طبقه در نظر گرفته شده است. این ۴۳ حالت در نظر گرفته شده در جدول (۳) نشان داده شده است.

جدول (۳): ۴۳ حالت باکس- ویلسون برای لحاظ نمودن عدم قطعیت، میانگین و انحراف از معیار در دو ستون انتهایی به‌طور نمونه برای قاب ۵ طبقه.

ردیف	حالت‌های مختلف (۴۳ حالت)						
	سیگما (LN)	میانگین (LN)	$\mu(VD)$	$\mu(CD)$	$\mu(CS)$	$\mu(BD)$	$\mu(BS)$
۱	۰/۳۵۰	۰/۶۱۰۴	$\mu(VD)$	$\mu(CD)$	$\mu(CS)$	$\mu(BD)$	$\mu(BS)$
۲	۰/۳۱۹	۰/۶۸۳۹	$\mu(VD)$	$\mu(CD)$	$\mu(CS)$	$\mu(BD)$	$\mu(BS)+1.7\sigma(BS)$
۳	۰/۴۲۵	۰/۴۱۱۶	$\mu(VD)$	$\mu(CD)$	$\mu(CS)$	$\mu(BD)$	$\mu(BS)-1.7\sigma(BS)$
۴	۰/۳۴۸	۰/۶۱۲۷	$\mu(VD)$	$\mu(CD)$	$\mu(CS)$	$\mu(BD)+1.7\sigma(BD)$	$\mu(BS)$
۵	۰/۳۶۷	۰/۳۲۳۳	$\mu(VD)$	$\mu(CD)$	$\mu(CS)$	$\mu(BD)-1.7\sigma(BD)$	$\mu(BS)$
۶	۰/۳۱۵	۰/۶۳۲۵	$\mu(VD)$	$\mu(CD)$	$\mu(CS)+1.7\sigma(CS)$	$\mu(BD)$	$\mu(BS)$
۷	۰/۳۷۰	۰/۴۷۹۰	$\mu(VD)$	$\mu(CD)$	$\mu(CS)-1.7\sigma(CS)$	$\mu(BD)$	$\mu(BS)$
۸	۰/۳۵۲	۰/۶۱۵۲	$\mu(VD)$	$\mu(CD)+1.7\sigma(CD)$	$\mu(CS)$	$\mu(BD)$	$\mu(BS)$
۹	۰/۳۵۸	۰/۵۰۲۵	$\mu(VD)$	$\mu(CD)-1.7\sigma(CD)$	$\mu(CS)$	$\mu(BD)$	$\mu(BS)$
۱۰	۰/۳۴۶	۰/۶۸۳۱	$\mu(VD)+1.7\sigma(VD)$	$\mu(CD)$	$\mu(CS)$	$\mu(BD)$	$\mu(BS)$
۱۱	۰/۳۸۷	۰/۴۷۷۸	$\mu(VD)-1.7\sigma(VD)$	$\mu(CD)$	$\mu(CS)$	$\mu(BD)$	$\mu(BS)$
۱۲	۰/۳۳۲	۰/۷۴۹۷	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۱۳	۰/۳۲۳	۰/۶۵۰۹	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۱۴	۰/۳۲۷	۰/۷۳۰۵	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۱۵	۰/۳۲۲	۰/۳۶۶۰	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۱۶	۰/۳۲۶	۰/۶۴۰۷	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۱۷	۰/۳۲۹	۰/۵۱۵۸	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۱۸	۰/۳۳۴	۰/۶۲۴۶	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۱۹	۰/۳۷۲	۰/۴۶۳۰	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۲۰	۰/۳۳۱	۰/۶۸۸۷	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۲۱	۰/۳۲۷	۰/۵۹۲۸	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۲۲	۰/۳۱۷	۰/۶۸۲۸	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۲۳	۰/۳۲۸	۰/۵۷۲۴	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۲۴	۰/۳۲۷	۰/۵۹۸۱	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۲۵	۰/۳۴۱	۰/۴۵۵۹	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۲۶	۰/۳۳۷	۰/۵۶۷۴	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۲۷	۰/۳۶۵	۰/۴۲۳۲	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)+\sigma(BS)$
۲۸	۰/۳۸۰	۰/۵۶۷۷	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۲۹	۰/۳۸۲	۰/۴۶۸۳	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۳۰	۰/۳۷۲	۰/۵۷۰۲	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۳۱	۰/۳۸۰	۰/۴۴۸۱	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۳۲	۰/۳۹۱	۰/۵۴۴۶	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۳۳	۰/۴۱۴	۰/۴۲۹۷	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۳۴	۰/۳۹۳	۰/۵۱۹۲	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۳۵	۰/۴۰۱	۰/۳۹۰۳	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)+\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۳۶	۰/۳۸۸	۰/۵۳۵۸	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۳۷	۰/۳۷۲	۰/۴۰۵۱	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۳۸	۰/۳۷۷	۰/۵۳۰۲	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۳۹	۰/۳۷۹	۰/۳۹۳۵	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)+\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۴۰	۰/۳۹۷	۰/۴۹۷۳	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۴۱	۰/۳۹۴	۰/۳۴۸۹	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)+\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۴۲	۰/۴۲۳	۰/۴۶۱۷	$\mu(VD)+\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$
۴۳	۰/۴۰۹	۰/۳۲۲۳	$\mu(VD)-\sigma(VD)$	$\mu(CD)-\sigma(CD)$	$\mu(CS)-\sigma(CS)$	$\mu(BD)-\sigma(BD)$	$\mu(BS)-\sigma(BS)$

که برای اضافه نشدن حجم مقاله از درج جدول آن اجتناب شده است. مقدار R^2 (R Square)، مربوط به ضرایب میانگین و انحراف معیار در جدول (۴) نشان می‌دهد که مدل رگرسیونی تخمین زده شده توسط روابط (۶) و (۷) تا چه حد دقت کافی را در تخمین ضرایب دارد. همچنین برای بررسی صحت درستی تابع رگرسیون نیز می‌توان از آنالیز واریانس استفاده نمود. آنالیز واریانس برای قاب ۵ طبقه در جدول (۵) نشان شده است و برای قاب ۱۰ طبقه نیز به همین صورت می‌باشد.

جدول (۴): ضرایب C_0 تا C_{20} برای میانگین و C'_0 تا C'_{20} انحراف معیار قاب ۵ طبقه.

انحراف معیار برای C_0 تا C_{20}					
Sig.	t	انحراف معیار	انحراف معیار		مدل
		استاندارد شده	Std. Error	B	
		Beta			
۰/۰۰۰۰	۲۸/۵۶۶۰		۰/۰۲۰۲	۰/۵۷۷۴	C_0
۰/۰۰۰۰	۱۳/۱۵۹۰	۰/۵۹۶۶	۰/۰۰۵۳	۰/۰۶۹۹	C_1
۰/۳۸۰۰	-۰/۸۹۵۰	-۰/۰۴۱۲	۰/۰۰۸۴	-۰/۰۰۷۵	C_2
۰/۰۰۰۰	۰/۶۹۹۰	۰/۳۰۳۷	۰/۰۰۵۳	۰/۰۳۵۶	C_3
۰/۰۰۰۰	-۴/۱۶۸۰	-۰/۱۹۱۹	۰/۰۰۸۴	-۰/۰۳۵۱	C_4
۰/۰۰۰۰	۸/۲۷۲۰	۰/۳۷۵۰	۰/۰۰۵۳	۰/۰۴۴۰	C_5
۰/۵۷۸۰	-۰/۵۶۵۰	-۰/۰۲۶۰	۰/۰۰۸۴	-۰/۰۰۴۸	C_6
۰/۰۱۶۰	۲/۶۲۱۰	۰/۱۱۸۸	۰/۰۰۵۳	۰/۰۱۳۹	C_7
۰/۶۶۴۰	-۰/۴۴۰۰	-۰/۰۲۰۲	۰/۰۰۸۴	-۰/۰۰۳۷	C_8
۰/۰۰۰۰	۱۱/۷۶۴۰	۰/۵۳۳۳	۰/۰۰۵۳	۰/۰۶۲۵	C_9
۰/۶۵۸۰	۰/۴۴۹۰	۰/۰۲۰۷	۰/۰۰۸۴	۰/۰۰۳۸	C_{10}
۰/۹۷۷۳۰	۰/۰۳۵۰	۰/۰۰۱۶	۰/۰۰۵۸	۰/۰۰۰۲	C_{11}
۰/۰۰۳۰	۳/۴۱۱۰	۰/۱۵۴۶	۰/۰۰۵۸	۰/۰۱۹۷	C_{12}
۰/۷۸۴۰	۰/۲۷۷۰	۰/۰۱۲۶	۰/۰۰۵۸	۰/۰۰۱۶	C_{13}
۰/۷۱۵۰	-۰/۳۷۱۰	-۰/۰۱۶۸	۰/۰۰۵۸	-۰/۰۰۲۱	C_{14}
۰/۷۷۸۰	۰/۲۸۶۰	-۰/۰۱۳۰	۰/۰۰۵۸	-۰/۰۰۱۷	C_{15}
۰/۹۸۵۰	-۰/۰۱۹۰	-۰/۰۰۰۹	۰/۰۰۵۸	-۰/۰۰۰۱	C_{16}
۰/۶۵۹۰	-۰/۴۴۷۰	-۰/۰۲۰۳	۰/۰۰۵۸	-۰/۰۰۲۶	C_{17}
۰/۳۳۰۰	-۰/۹۹۶۰	-۰/۰۴۵۲	۰/۰۰۵۸	-۰/۰۰۵۸	C_{18}
۰/۳۰۱۰	-۱/۰۶۰۰	-۰/۰۴۸۱	۰/۰۰۵۸	-۰/۰۰۶۱	C_{19}
۰/۷۳۸۰	-۰/۳۳۹۰	-۰/۰۱۵۴	۰/۰۰۵۸	-۰/۰۰۲۰	C_{20}
	Std. Err. Estimate	Adjusted R Square	R Square	R	
	۰/۰۳۳۰	۰/۹۱۴۰	۰/۹۵۵۰	۰/۹۷۷۰	

برای نمونه، مقادیر میانگین و انحراف معیار برای قاب ۵ طبقه در دو ستون انتهایی جدول (۳) ارائه شده است.

۲-۶- برآورد تابع توزیع شاخص خرابی با تحلیل دینامیکی افزایشی

استفاده از روش رویه سطح پاسخ برحسب پارامترهای مدل سازی سازه، امکان استفاده از روش شبیه سازی مونت کارلو را بر مبنای سطح پاسخ فراهم می‌کند که به مراتب زمان محاسباتی را نسبت به روش مونت کارلو معمولی کم می‌کند. با توجه به روش رویه سطح، در این مقاله تابعی درجه دو برای میانگین و انحراف معیار به دست آورده می‌شود و ضرایب ثابت روابط (۶) و (۷) با کمک نرم افزار SPSS محاسبه می‌گردد. معادلات زیر به ترتیب معادلات درجه دوم رویه سطح برای مقادیر میانگین و انحراف معیار برای قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه می‌باشند.

$$\begin{aligned} \mu_c = & C_0 + C_1(BS) + C_2(BS^2) + C_3(BD) + \\ & C_4(BD^2) + C_5(CS) + C_6(CS^2) + C_7(CD) + \\ & C_8(CD^2) + C_9(VD) + C_{10}(VD^2) + C_{11}(BS)(BD) + \\ & C_{12}(BS)(CS) + C_{13}(BS)(CD) + C_{14}(BS)(VD) + \\ & C_{15}(BD)(CS) + C_{16}(BD)(CD) + C_{17}(BD)(VD) + \\ & C_{18}(CS)(CD) + C_{19}(CS)(VD) + C_{20}(CD)(VD) + \varepsilon \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \sigma_c = & C'_0 + C'_1(BS) + C'_2(BS^2) + C'_3(BD) + \\ & C'_4(BD^2) + C'_5(CS) + C'_6(CS^2) + C'_7(CD) + \\ & C'_8(CD^2) + C'_9(VD) + C'_{10}(VD^2) + \\ & C'_{11}(BS)(BD) + C'_{12}(BS)(CS) + C'_{13}(BS)(CD) + \\ & C'_{14}(BS)(VD) + C'_{15}(BD)(CS) + C'_{16}(BD)(CD) + \\ & C'_{17}(BD)(VD) + C'_{18}(CS)(CD) + C'_{19}(CS)(VD) + \\ & C'_{20}(CD)(VD) + \varepsilon \end{aligned} \quad (7)$$

ضرایب C_0 تا C_{20} ضرایب میانگین و همچنین ضرایب C'_0 تا C'_{20} برای ضرایب انحراف معیار تابع رگرسیون هستند.

۲-۷- برآورد مقادیر میانگین و انحراف معیار و به دست آوردن تابع رگرسیون منحنی شکنندگی فروریزش

مقادیر ضرایب به دست آمده برای میانگین و انحراف معیار در جدول (۴) برای قاب‌های ۵ طبقه آورده شده است. این مقادیر به همین روش برای قاب ۱۰ طبقه به دست می‌آید

ادامه جدول (۴).

انحراف معیار برای C'0 تا C'20					
Sig.	t	انحراف معیار		مدل	
		انحراف معیار استاندارد شده	انحراف معیار غیر استاندارد		
		Beta	Std. Error	B	
۰/۰۰۰۰	۵۷/۴۲۹۰		۰/۰۰۶۱	۰/۳۵۲۹	C'0
۰/۰۰۰۰	-۱۷/۸۷۲	-۰/۸۶۶۲	۰/۰۰۱۶	-۰/۰۲۸۹	C'1
۰/۰۱۷۰	۲/۵۸۴۰	۰/۱۲۷۲	۰/۰۰۲۶	۰/۰۰۶۶	C'2
۰/۳۱۱۰	-۱/۰۳۶۰	-۰/۰۵۰۲	۰/۰۰۱۶	-۰/۰۰۱۷	C'3
۰/۵۴۸۰	۰/۶۱۰۰	۰/۰۳۰۰	۰/۰۰۲۶	۰/۰۰۱۶	C'4
۰/۰۰۰۰	-۶/۷۰۷۰	-۰/۳۲۵۰	۰/۰۰۱۶	-۰/۰۱۰۸	C'5
۰/۱۷۳۰	-۱/۴۱۰۰	-۰/۰۶۹۴	۰/۰۰۲۶	-۰/۰۰۳۶	C'6
۰/۱۵۷۰	-۱/۴۶۵۰	-۰/۰۷۱۰	۰/۰۰۱۶	-۰/۰۰۲۴	C'7
۰/۷۹۱۰	-۰/۲۶۸۰	-۰/۰۱۳۲	۰/۰۰۲۶	-۰/۰۰۰۷	C'8
۰/۰۱۷۰	-۲/۵۷۰۰	-۰/۱۲۴۵	۰/۰۰۱۶	-۰/۰۰۴۲	C'9
۰/۰۸۰۰	۱/۸۳۵۰	۰/۰۹۰۴	۰/۰۰۲۶	۰/۰۰۴۷	C'10
۰/۷۶۵۰	۰/۳۰۲۰	۰/۰۱۴۶	۰/۰۰۱۸	۰/۰۰۰۵	C'11
۰/۲۴۹۰	۱/۱۸۳۰	۰/۰۵۷۳	۰/۰۰۱۸	۰/۰۰۲۱	C'12
۰/۳۶۸۰	-۰/۹۱۹۰	-۰/۰۴۴۵	۰/۰۰۱۸	-۰/۰۰۱۶	C'13
۰/۲۶۷۰	-۱/۱۴۰۰	-۰/۰۵۵۳	۰/۰۰۱۸	-۰/۰۰۲۰	C'14
۰/۵۷۲۰	۰/۵۷۴۰	۰/۰۲۷۸	۰/۰۰۱۸	۰/۰۰۱۰	C'15
۰/۵۳۹۰	۰/۶۲۴۰	-۰/۰۳۰۲	۰/۰۰۱۸	-۰/۰۰۱۱	C'16
۰/۳۸۹۰	-۰/۸۷۹۰	-۰/۰۴۲۶	۰/۰۰۱۸	-۰/۰۰۱۵	C'17
۰/۰۱۶۰	۲/۵۹۷۰	-۰/۰۱۲۵۹	۰/۰۰۱۸	-۰/۰۰۴۶	C'18
۰/۰۷۳۰	-۱/۸۸۳۰	-۰/۰۹۱۲	۰/۰۰۱۸	-۰/۰۰۳۳	C'19
۰/۲۴۱۰	۱/۲۰۶۰	۰/۰۵۸۵	۰/۰۰۱۸	۰/۰۰۲۱	C'20
	Std. Err. Estimate	Adjusted R Square	R Square	R	
	۰/۰۰۹۹	۰/۹۰۱۰	۰/۹۴۸۰	۰/۹۷۴۰	

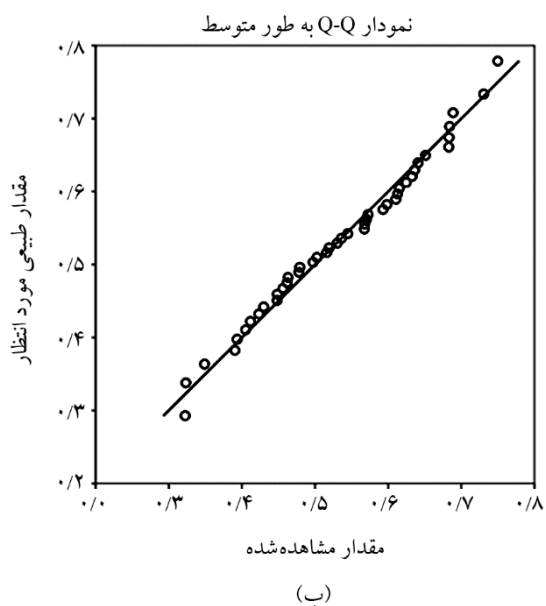
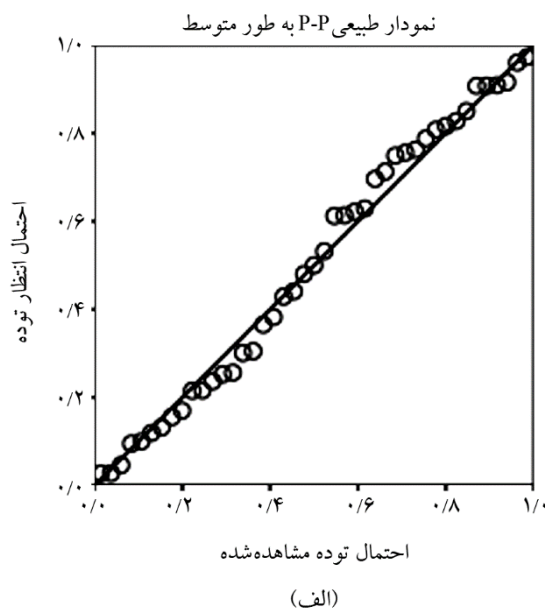
جدول (۵): آنالیز واریانس SPSS قاب ۵ طبقه.

جدول آنالیز واریانس					
Sig.	F	مربع متوسط	df	مجموع مربعات	مدل
۰	۲۳/۲۲۹	۰/۰۲۵	۲۰	۰/۴۹۶	پس‌رفت
		۰/۰۰۱	۲۲	۰/۰۲۳	باقیمانده
			۴۲	۰/۵۱۹	جمع

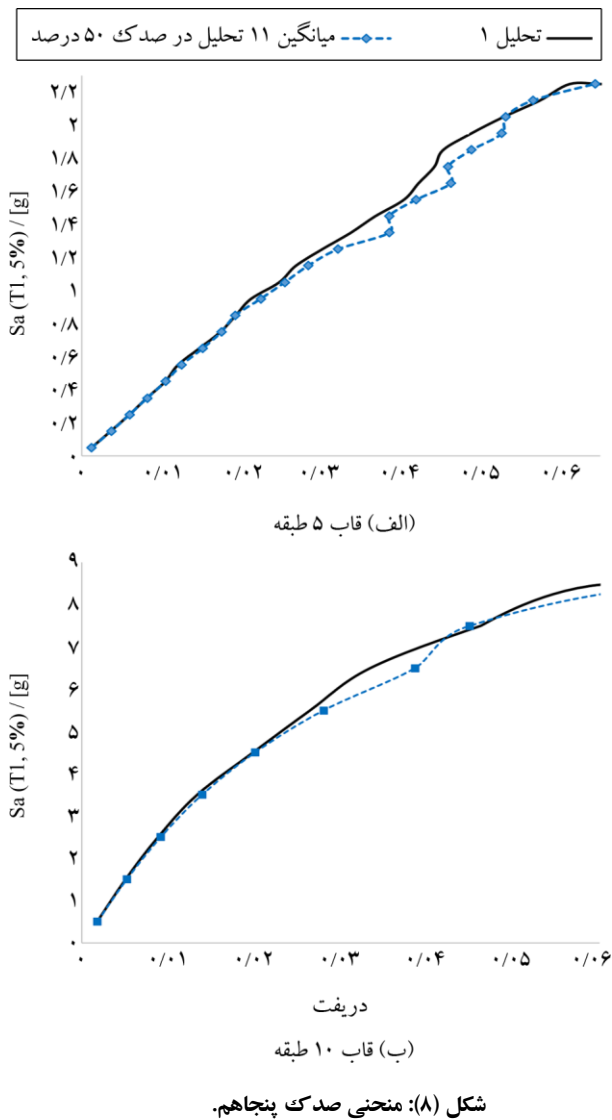
با توجه به جدول (۵) مقدار F عددی بزرگ و مقدار sig عددی بسیار کوچک شده است و این نشان‌دهنده‌ی تطابق خوب داده‌ها با مدل رگرسیونی به دست آمده دارد. برای برآورد مدل رگرسیونی فرضیاتی را در نظر گرفته شده

است که عبارتند از:

۱. فرض نرمال بودن باقی مانده‌ها (رسم نمودار Q-Q و یا Normal Probability Plot)، شکل (۶)؛
۲. فرض ثابت بودن واریانس باقی مانده‌ها (رسم نمودار مقادیر پیش‌بینی در مقابل باقی مانده‌ها)؛
۳. فرض تصادفی بودن باقی مانده‌ها (رسم نمودار مقادیر پیش‌بینی در مقابل باقی مانده‌ها).



شکل (۶): نمودار Normal Probability Plot برای نشان دادن نرمال بودن باقی مانده‌ها. (الف) قاب ۵ طبقه و (ب) نمودار Q-Q plot قاب ۵ طبقه.



با توجه به نمودارهای شکل (۸)، منحنی میانگین به دست آمده با فرض عدم قطعیت در دررفت‌های بالای ۳ درصد پایین‌تر از منحنی سازه بدون مدل‌سازی عدم قطعیت قرار گرفته است و این یعنی در نظر گرفتن عدم قطعیت در تحلیل سازه‌ها باعث می‌شود برآورد شتاب فروریزش برای سازه برای شتاب‌های کمتر باشد. با توجه به نمودار، مقادیر طیفی شتاب فرو ریزش برای سازه ۵ و ۱۰ طبقه در مقایسه با حالت بدون عدم قطعیت به ترتیب ۵ و ۷ درصد کمتر است.

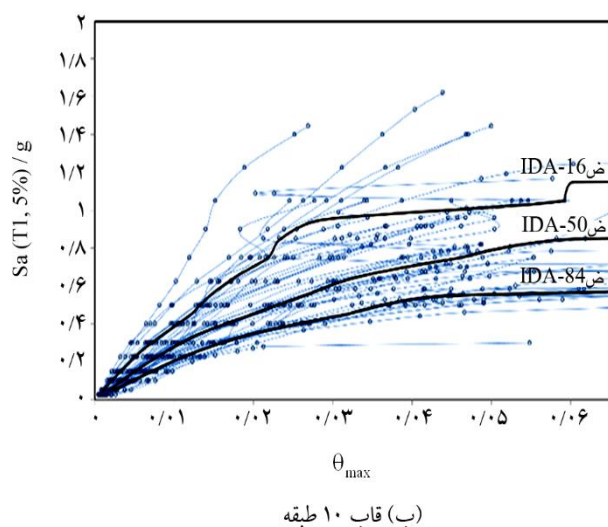
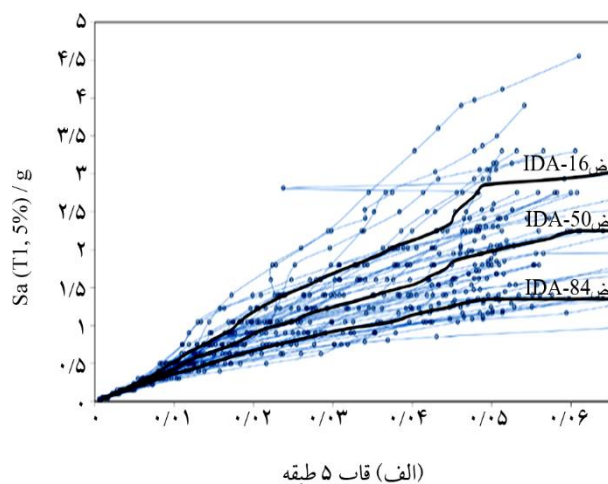
۹-۲- تعیین منحنی شکنندگی نهایی

منحنی‌های شکنندگی در حقیقت تحلیل ظرفیت فرو ریزش سازه‌ها در یک چارچوب احتمالاتی بوده و ظرفیت جانبی سازه

این مقادیر به همین روش برای قاب ۱۰ طبقه به دست می‌آید که برای اضافه نشدن حجم زیاد مقاله از درج نمودارهای آن اجتناب شده است.

۸-۲- نمودار IDA و تحلیل آن

نمودارهای IDA به همراه صدک‌های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد برای قاب ۵ و ۱۰ طبقه در شکل (۷) نشان داده شده است. برای مقایسه تأثیر در نظر گرفتن عدم قطعیت مدل بر منحنی‌های IDA در حالت صدک پنجاهم، بین منحنی IDA، ۱۱ حالت اول باکس- ویلسون (جدول ۳) میانگین‌گیری شده است. این منحنی میانگین با منحنی IDA بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت در سازه در نمودارهای شکل (۸) مقایسه شده‌اند.



شکل (۷): منحنی IDA.

در احتمال شکست ۵۰ درصد مقدار Sa در حالت بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت برای قاب ۵ طبقه g ۱/۸۴ و برای قاب ۱۰ طبقه g ۰/۷۲۰ می‌باشد.

جدول (۶): ترتیب اهمیت تغییر پارامترها در قاب ۵ و ۱۰ طبقه.

ترتیب اهمیت تغییر پارامترها در قاب ۵ طبقه			
Sa	$\mu - 1.7\sigma$	Sa	$\mu \pm 1.7\sigma$
۱/۶۷	$\mu(\text{CD}) - 1.7\sigma (\text{CD})$	۱/۹۸۳	$\mu(\text{BS}) + 1.7\sigma (\text{BS})$ $\mu(\text{VD}) + 1.7\sigma (\text{VD})$
۱/۶۲۲	$\mu(\text{CS}) - 1.7\sigma (\text{CS})$ $\mu(\text{VD}) - 1.7\sigma (\text{VD})$	۱/۸۸۳	$\mu(\text{CS}) + 1.7\sigma (\text{CS})$
۱/۴۷۵	$\mu(\text{BS}) - 1.7\sigma (\text{BS})$	۱/۸۵	$\mu(\text{CD}) + 1.7\sigma (\text{CD})$
۱/۳۸۵	$\mu(\text{BD}) - 1.7\sigma (\text{BD})$	۱/۸۴۱۵	$\mu(\text{BD}) + 1.7\sigma (\text{BD})$
ترتیب اهمیت تغییر پارامترها در قاب ۱۰ طبقه			
Sa	$\mu - 1.7\sigma$	Sa	$\mu + 1.7\sigma$
۰/۶۴۵	$\mu(\text{CD}) - 1.7\sigma (\text{CD})$	۰/۷۸۳۳	$\mu(\text{BS}) + 1.7\sigma (\text{BS})$
۰/۶۱۵	$\mu(\text{CS}) - 1.7\sigma (\text{CS})$ $\mu(\text{VD}) - 1.7\sigma (\text{VD})$	۰/۷۳۳۵	$\mu(\text{BD}) + 1.7\sigma (\text{BD})$
۰/۶۰۸	$\mu(\text{BS}) - 1.7\sigma (\text{BS})$	۰/۷۱۷۰	$\mu(\text{CS}) + 1.7\sigma (\text{CS})$ $\mu(\text{CD}) + 1.7\sigma (\text{CD})$

مقادیر Sa جدول (۶) از بالا به پایین به صورت نزولی مرتب شده است.

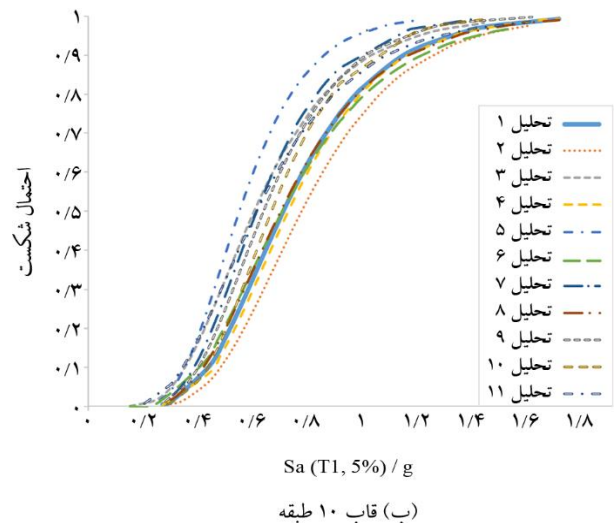
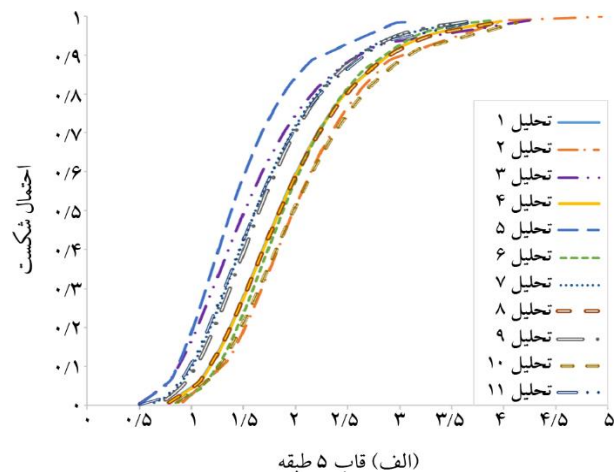
در شکل (۹) به ازای مقادیر Sa متناظر با پریرود اصلی دو سازه، که به ترتیب برای سازه ۵ و ۱۰ طبقه، برابر g ۰/۸۸ و g ۰/۳ است، احتمال شکست بین حدود صفر تا دوازده درصد متغیر است.

ذکر این نکته حائز اهمیت است که تأثیر تغییرات ضریب میرایی میراگر ویسکوز در شتاب‌های بالاتر مؤثر است. این نتایج در شکل (۹) نیز مشخص می‌باشند. همچنین برای تحلیل آنالیز حساسیت می‌توان از نمودار شکل (۱۰) که به نمودار تورنادو معروف است استفاده نمود. این نمودارها نشان می‌دهد که کدام پارامتر بیشترین و یا کمترین پتانسیل اثرگذاری بر روی پاسخ سازه را دارد. همان‌طور که از نمودار تورنادو دو قاب تحلیل شده مشخص است تغییرات پارامتر BS و BD بیشترین تأثیر را در فروریزش سازه دارد.

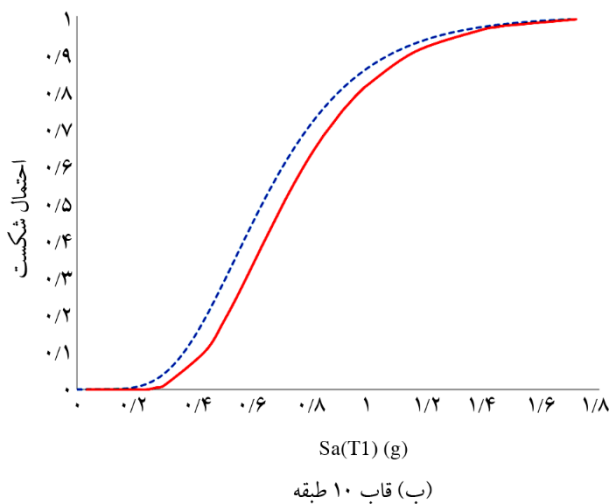
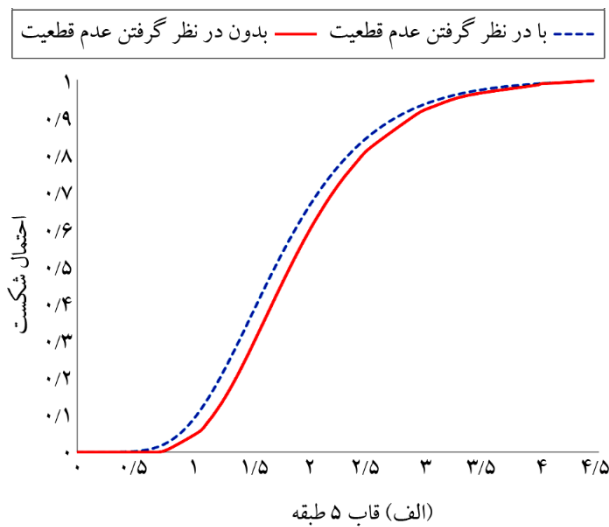
تابع شکنندگی نهایی بر پایه نتایج به دست آمده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو که شامل هر دو عدم قطعیت در مدل‌سازی و رکوردهای لرزه‌ای می‌باشد، به دست می‌آید. هر فرآیند مونت کارلو به تهیه شرایط مختلف آسیب‌پذیری و احتمال شکست می‌پردازد.

معمولاً در سطح احتمال ۵۰ درصد بر روی منحنی‌ها سنجیده می‌شود. در شکل (۹) نمودار شکنندگی برای حالت‌هایی که تمامی پارامترهای عدم قطعیت (جدول ۲) در مقدار میانگین μ و یا $\mu \pm 1.7\sigma$ (میانگین ± 1.7 برابر انحراف معیار) قرار دارند (۱۱ حالت اول باکس - ویلسون) برای (الف) قاب ۵ طبقه و (ب) ۱۰ طبقه ارائه شده است.

در شکل (۹) برای احتمال فراگذشت ۵۰ درصد در سازه ۵ طبقه با لحاظ نمودن حالت‌های عدم قطعیت پارامترها، مقدار Sa فروریزش در بازه g ۱/۴ الی g ۲/۰ و برای سازه ۱۰ طبقه در بازه g ۰/۵۵ الی g ۰/۷۸ متغیر است. با توجه به نمودارهای منحنی شکنندگی و جدول (۶) برای احتمال شکست ۵۰ درصد، ترتیب اهمیت تغییر پارامترها نشان داده شده است.



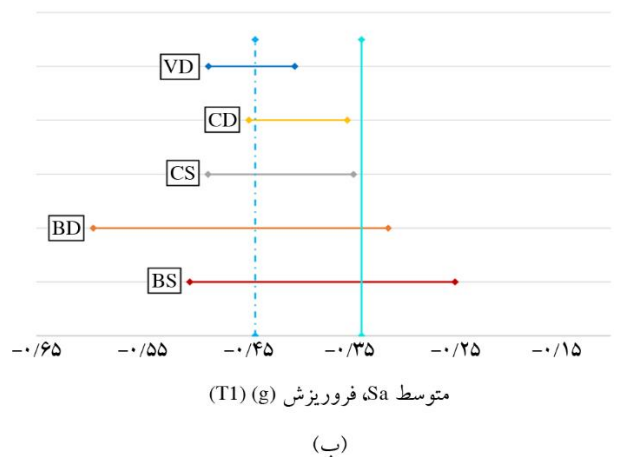
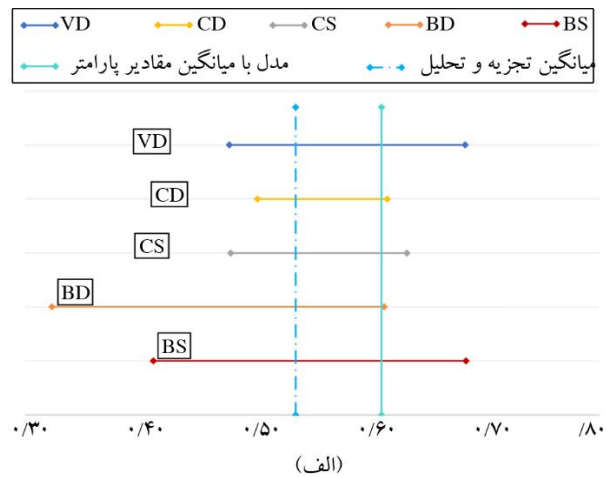
شکل (۹): نمودار شکنندگی برای حالت‌های مختلف (۱۱ حالت اول باکس - ویلسون) در نظر گرفتن عدم قطعیت در مدل‌سازی.



شکل (۱۱): منحنی شکنندگی.

پیدا می‌کند، اما با توجه به نمودارهای شکنندگی به دست آمده در این مقاله، علاوه بر اینکه کاهش میانگین کاهش، مقدار انحراف معیار افزایش پیدا کرده است؛ به طور مثال برای قاب ۵ طبقه در احتمال ۵۰ درصد مقدار Sa بدون و با در نظر گرفتن عدم قطعیت به ترتیب برابر $1/83$ g و $1/7$ g می‌باشد که در نظر گرفتن عدم قطعیت کاهش ۷/۱ درصدی را نشان می‌دهد. همچنین برای قاب ۱۰ طبقه در احتمال ۵۰ درصد مقدار Sa با لحاظ نمودن عدم قطعیت، ۹/۳ درصد کاهش پیدا کرده است.

احتمال شکست به ازای مقادیر شتاب طیفی متناظر با پیروند اصلی سازه با لحاظ نمودن عدم قطعیت به ترتیب برای سازه ۵ و ۱۰ طبقه $51/4$ و $74/7$ بیشتر می‌شود. این موضوع نشان‌دهنده اهمیت در نظر گرفتن عدم قطعیت در سازه‌ها به خصوص در



شکل (۱۰): نمودار تورنادو آنالیز حساسیت در (الف) قاب ۵ طبقه و (ب) قاب ۱۰ طبقه.

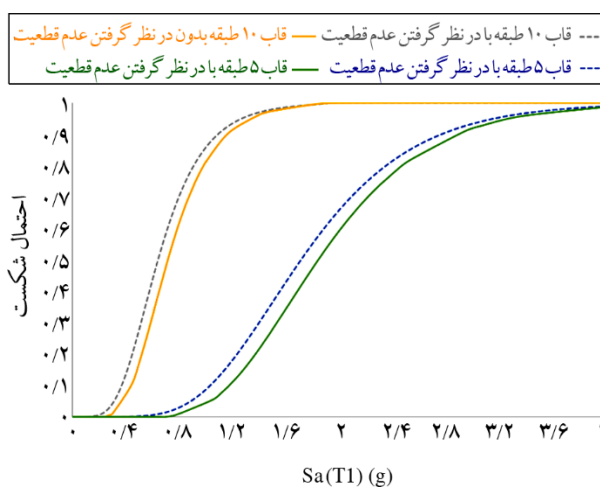
با توجه به این موضوع به تعداد 10000 بار منحنی شکنندگی تولید شده است و سپس بین این منحنی‌های ساخته شده میانگین‌گیری و تابع شکنندگی نهایی به دست می‌آید. منحنی شکنندگی نهایی در شکل (۱۱) نشان داده شده است. با توجه به اینکه شیب منحنی‌ها بیانگر میزان عدم قطعیت در ظرفیت است و با افزایش شیب مقدار ظرفیت کاهش می‌یابد [۱۲] مشخص می‌شود در هر دو سازه ۵ طبقه و ۱۰ طبقه، شیب در حالتی که عدم قطعیت در مدل‌سازی در نظر گرفته شود، بیشتر از حالتی است که سازه بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت طراحی شده باشد و همین موضوع نشان‌دهنده کاهش ظرفیت سازه است.

روش پیشنهادی FEMA-P695 برای تولید منحنی‌های شکنندگی بدین گونه است که در میانگین منحنی‌های شکنندگی شکنندگی هیچ تغییری حاصل نمی‌شود و فقط انحراف معیار تغییر

ادامه جدول (۷).

شماره تجزیه و تحلیل	Sigma (LN) (10ST)	Sigma (LN) (5ST)
تحلیل ۷	۰/۳۶	۰/۳۷
تحلیل ۸	۰/۴۰	۰/۳۵
تحلیل ۹	۰/۳۶	۰/۳۶
تحلیل ۱۰	۰/۳۴	۰/۳۵
تحلیل ۱۱	۰/۴۵	۰/۳۹
تحلیل ۱۲	۰/۳۷	۰/۳۳
تحلیل ۱۳	۰/۳۹	۰/۳۲
تحلیل ۱۴	۰/۳۸	۰/۳۳
تحلیل ۱۵	۰/۴۱	۰/۳۲
تحلیل ۱۶	۰/۳۸	۰/۳۳
تحلیل ۱۷	۰/۴۱	۰/۳۳
تحلیل ۱۸	۰/۳۷	۰/۳۳
تحلیل ۱۹	۰/۴۳	۰/۳۷
تحلیل ۲۰	۰/۴۱	۰/۳۳
تحلیل ۲۱	۰/۴۲	۰/۳۳
تحلیل ۲۲	۰/۴۲	۰/۳۲
تحلیل ۲۳	۰/۴۱	۰/۳۳
تحلیل ۲۴	۰/۳۶	۰/۳۳
تحلیل ۲۵	۰/۴۳	۰/۳۴
تحلیل ۲۶	۰/۳۷	۰/۳۴
تحلیل ۲۷	۰/۳۹	۰/۳۷
تحلیل ۲۸	۰/۳۵	۰/۳۸
تحلیل ۲۹	۰/۴۱	۰/۳۸
تحلیل ۳۰	۰/۳۹	۰/۳۷
تحلیل ۳۱	۰/۴۴	۰/۳۸
تحلیل ۳۲	۰/۳۷	۰/۳۹
تحلیل ۳۳	۰/۴۵	۰/۴۱
تحلیل ۳۴	۰/۳۶	۰/۳۹
تحلیل ۳۵	۰/۴۴	۰/۴۰
تحلیل ۳۶	۰/۳۹	۰/۳۹
تحلیل ۳۷	۰/۴۳	۰/۳۷
تحلیل ۳۸	۰/۵۳	۰/۳۸
تحلیل ۳۹	۰/۴۶	۰/۳۸
تحلیل ۴۰	۰/۳۶	۰/۴۰
تحلیل ۴۱	۰/۴۴	۰/۳۹
تحلیل ۴۲	۰/۳۷	۰/۴۲
تحلیل ۴۳	۰/۴۵	۰/۴۱
میانگین	۰/۴۰	۰/۳۸

سازه‌های بلند مرتبه می‌باشد که در قابلیت اعتماد سیستم‌های سری نیز قابل توجیه است. در سیستم‌های سری هرچه تعداد المان‌ها بیشتر شود احتمال شکست بیشتر می‌شود و با توجه به این موضوع هرچه تعداد طبقات یک سازه بیشتر شود تأثیر عدم قطعیت بیشتر قابل توجه می‌باشد. در شکل (۱۲) منحنی شکنندگی با در نظر گرفتن عدم قطعیت و بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت در قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه با هم مقایسه شده است.



شکل (۱۲): منحنی شکنندگی قاب ۵ و ۱۰ طبقه.

با مقایسه دو نمودار نهایی منحنی شکنندگی و با توجه به جدول (۷) مشخص می‌شود، بین این دو سازه هرچه تعداد طبقات بیشتر باشد پراکندگی Sa در هر تحلیل بیشتر است و این بیشتر بودن پراکندگی باعث می‌گردد فاصله بین منحنی شکست بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت و با در نظر گرفتن عدم قطعیت بیشتر شود.

 جدول (۷): مقایسه پراکندگی Sa شکست قاب ۵ و ۱۰ طبقه.

شماره تجزیه و تحلیل	Sigma (LN) (10ST)	Sigma (LN) (5ST)
تحلیل ۱	۰/۳۸	۰/۳۵
تحلیل ۲	۰/۳۷	۰/۳۲
تحلیل ۳	۰/۴۲	۰/۴۳
تحلیل ۴	۰/۳۷	۰/۳۵
تحلیل ۵	۰/۳۵	۰/۳۷
تحلیل ۶	۰/۴۳	۰/۳۲

۳- بحث و نتیجه گیری

در این مقاله منحنی‌های شکنندگی سازه‌های قاب خمشی تقویت شده با میراگر ویسکوز در حالت‌های بدون یا با لحاظ نمودن عدم قطعیت در سازه شامل عدم قطعیت ورودی لرزه‌ای، پارامترهای طراحی تیر و ستون ضریب میرایی میراگر ویسکوز بررسی و مقایسه شده است.

بدین منظور تحلیل دینامیکی افزایشی با ۴۴ رکورد زلزله حوزه دور پیشنهادی FEMA برای قاب‌های مدل‌سازی شده در نرم‌افزار Opensees انجام شده است؛ سپس با تولید تابع رگرسیون درجه دو و با روش شبیه‌سازی مونت کارلو به تولید ۱۰۰۰۰ منحنی شکنندگی پرداخته شده است. منحنی شکنندگی نهایی با لحاظ تمامی پارامترهای عدم قطعیت با میانگین‌گیری منحنی‌های شکنندگی به دست آمد.

نتایج حاصل از ارزیابی احتمالاتی پاسخ‌ها به شرح زیر است:

۱. منحنی میانگین IDA به دست آمده با فرض لحاظ نمودن عدم قطعیت در دریافت‌های بالای ۳ درصد، پایین‌تر از منحنی سازه بدون مدل‌سازی عدم قطعیت قرار دارد. در جابجایی متناظر با حد فروریزش، شتاب طیفی متناظر با پیوند اصلی سازه برای قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه در مقایسه با حالت بدون عدم قطعیت به ترتیب ۵ و ۷ درصد کمتر برآورد گردید.
۲. به ازای مقادیر Sa متناظر با پیوند اصلی دو سازه، که به ترتیب برابر ۰/۸۸ g و ۰/۳ g برای سازه ۵ و ۱۰ طبقه است، احتمال شکست بین حدود صفر تا دوازده درصد با لحاظ نمودن تمامی پارامترهای عدم قطعیت در نظر گرفته شده در این مقاله، متغیر است.

۳. احتمال شکست با لحاظ نمودن عدم قطعیت به ازای مقادیر طیفی متناظر با مود اول سازه، در قاب ۵ و ۱۰ طبقه به ترتیب ۵۲/۴ و ۷۴/۷ درصد افزایش می‌یابد. این موضوع نشان‌دهنده اهمیت در نظر گرفتن عدم قطعیت در سازه‌ها به خصوص در سازه‌های بلند مرتبه می‌باشد.

۴. نتایج نشان داد لحاظ نمودن عدم قطعیت در برخی از پارامترها موجب افزایش و در برخی دیگر موجب کاهش ظرفیت سازه

می‌شود؛ اما اگر تأثیر لحاظ نمودن عدم قطعیت در تمام پارامترها هم‌زمان در نظر گرفته شود، مجموع موجب کاهش ظرفیت و افزایش احتمال فروریزش می‌گردد.

۵. نتایج نشان داد تغییرات ضریب میرایی میراگر ویسکوز در شتاب‌های بالاتر تأثیر گذار است.

در سیستم‌های سری احتمال شکست برابر احتمال شکست تک تک اجزای سیستم می‌باشد و هرچه تعداد المان‌ها بیشتر گردد احتمال شکست بیشتر می‌شود. با توجه به این موضوع هرچه تعداد طبقات یک سازه بیشتر شود تأثیر عدم قطعیت بیشتر قابل توجه می‌باشد و می‌توان نتیجه گرفت در سازه‌های بلند مرتبه لحاظ نمودن عدم قطعیت در پارامترهای سازه‌ای و لرزه‌ای قابل توجه است و این موضوع در این تحقیق به درستی قابل مشاهده است. به عنوان نمونه به ترتیب در قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه ۷/۱ درصد و ۹/۳ درصد منحنی در احتمال فروریزش ۵۰ درصد به عقب می‌رود و احتمال شکست بیشتر می‌شود.

مراجع

1. Moehle, J. and Deierlein, G.G. (2004) A framework methodology for performance-based earthquake engineering. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, 679.
2. Rahimi, S. and Nemati, M. (2015) Introduction to Reliability Methods and its Applications in Structural Engineering. *First National Conference on Applied Research in Civil Engineering* (in Persian).
3. Rezaei, F., Gerami, M., and Naderpour, H. (2017) Evaluation of seismic reliability of steel moment resisting frames rehabilitated by concentric braces with probabilistic models. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, 4(2), 5-18 (in Persian).
4. Liel, A.B., Haselton, C.B., Deierlein, G.G., and Baker, J.W. (2009) Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings. *Structural Safety*, 31(2), 197-211.
5. Altieri, D., Tubaldi, E., Patelli, E., and Dall'Asta, A. (2017) Assessment of optimal design methods of viscous dampers. *Procedia Engineering*, 199,

17. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2004) Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake Spectra*, **20**(2), 523-553.
18. Bucher, C.G. and Bourgund, U. (1990) A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems. *Structural Safety*, **7**(1), 57-66.
19. Myers, R.H. and Carter, W.H. (1973) Response surface techniques for dual response systems. *Technometrics*, **15**(2), 301-317.
20. Zhang, Z.Y., Huang, W.B., Zhou, Y.F., and Song, T.S. (2012) Seismic reliability analysis of complex structure. *Advanced Materials Research*, **446**, 2321-2325. Trans Tech Publ.
21. Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2011) Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, **137**(11), 1291-1302.
22. Wolfe, R., Yun, H.B., Masri, S., Tasbihgoo, F., and Benzoni, G. (2008) Fidelity of reduced-order models for large-scale nonlinear orifice viscous dampers. *Structural Control and Health Monitoring: The Official Journal of the International Association for Structural Control and Monitoring and of the European Association for the Control of Structures*, **15**(8), 1143-1163.
6. Guo, A., Xu, Y., and Wu, B. (2002) Seismic reliability analysis of hysteretic structure with viscoelastic dampers. *Engineering Structures*, **24**(3), 373-383.
7. Mahsuli, M. (2012) *Probabilistic Models, Methods, and Software for Evaluating Risk to Civil Infrastructure*. University of British Columbia.
8. Mahsuli, M. and Haukaas, T. (2013) *The Computer Program Rt.* (The University of British Columbia) Retrieved: <http://terje.civil.ubc.ca/the-computer-program-rt/>.
9. Mahsuli, M. and Haukaas, T. (2012) Computer program for multimodel reliability and optimization analysis. *Journal of Computing in Civil Engineering*, **27**(1), 87-98.
10. Dall'Asta, A., Scozzese, F., Ragni, L., and Tubaldi, E. (2017) Effect of the damper property variability on the seismic reliability of linear systems equipped with viscous dampers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **15**(11), 5025-5053.
11. Agency, F.E. (2009) *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. FEMA P695.
12. Maniei, S., Sarvoghadd moghaddam, A., and Ghafouri ashtiani, M. (2016) Probabilistic Assessment of the Asymmetric Collapsing Short Buildings in the Plan. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, **3**(2), 47-69, (in Persian).
13. Karavasilis, T.L. (2016) Assessment of capacity design of columns in steel moment resisting frames with viscous dampers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **88**, 215-222.
14. Karavasilis, T. and Konstantinos, K. (2019) Limits for the interstorey drift sensitivity coefficient θ of steel MRFs with viscous dampers designed according to Eurocode 8. *Dynamics and Earthquake Engineering*, **117**, 203-215.
15. Agency, F.E. (2003) HAZUS-MH MR4 Technical Manual. *National Institute of Building Sciences and Federal Emergency Management Agency (NIBS and FEMA)*, 213.
16. Agency, F.E. (2000) *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. FEMA350, 196.

واژه‌نامه

Response Surface	۱- سطح پاسخ
Multi-Model Analysis	۲- تحلیل چندحالتی
Tornado Diagram	۳- نمودار تورنادو
Central Composite Design	۴- طراحی مرکب مرکزی
Center Point	۵- نقاط مرکزی
Curvature	۶- انحنا
Star Point	۷- نقاط ستاره

Seismic Reliability of Steel Frames Systems Equipped with Viscose Dampers

Foad Kondori¹, Gholamreza Nouri^{2*}, and Payman Homami³

1. M.Sc. Student, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran
2. Assistant Professor, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran,
*Corresponding Author, email: r.nouri@khu.ac.ir
3. Assistant Professor, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

Structures may undergo unexpected changes during the construction and assembly of materials and their sections, or may be affected by earthquakes of various magnitudes and mechanisms during their life time. Each of these changes may affect the possibility of structural failure. These variable parameters are examined as reliability. By the theory of reliability, uncertainties of the structural and non-structural parameters such as material properties, geometrical dimensions, and seismic inputs, etc. are taken into account. The theory of reliability with fragility curves shows which part of the model is more affected by uncertainties. These curves show the probability of passing a certain level of damage against seismic parameters.

This paper presents a reliability analysis of the steel moment resistance structure equipped with viscous dampers applied by uncertainties in seismic input and structural properties such as ductility and fragility of beam and column, damping coefficient of dampers by obtaining fragility curves. Given the intensity and frequency of near-field earthquakes that cause large displacements in the structure and it is possible that the braces on which the dampers are mounted enter the nonlinear domain before activating or collapse of viscous damper, the analysis are examined only on the basis of far field earthquakes. Nonlinear incremental dynamic analysis (IDA) is applied to the 5 and 10-story frames modeled in OpenSees software under a set of 22 pairs of acceleration records. Also, to reduce the time and number of analyzes, the response level method has been used in this study. The number of scenarios required for the response level method is obtained from the box-Wilson method. According to the results obtained from the analyzes (mean and deviation from the failure level criterion), a second-degree surface procedure for mean and standard deviation has been internalized. The Monte Carlo method also simulated 10,000 fragility curves to determine the final fragility curve. The results show that increasing structural story has a significant effect on the uncertainty in the response of structures. Based on the results, considering uncertainties in 5 and 10-story structure reduce failure spectral acceleration (S_a) by 7.1% and 9.3% respectively. Besides, in spectral values corresponding to the first mode of 5 and 10-story structures, with considering the uncertainty, probability of failure increase about 52.4% and 74.7%, respectively. The results showed that considering the uncertainty in some parameters increases and others reduce the capacity of the structure; however, by considering uncertainty in all mentioned parameters simultaneously, it will reduce the capacity and increase the probability of collapse.

Keywords: Reliability Analysis, Viscose Dampers, Steel Frames Systems, Fragility Curve.