

Effect of structural and seismic uncertainties on the performance of steel buckling-restrained braced frames equipped with intelligent materials

Seyede Vahide Hashemi ¹, Mahmoud Miri ^{2*}, Mohsen Rashki ^b, Sadegh Etedali ³

1- Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran

2- Department of Architectural Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran

3- Department of Civil Engineering, Birjand University of Technology, Birjand, Iran

ABSTRACT

Uncertainty of design parameters is one of the most important variables in determining the reliability of structures. In the design and analysis of steel frames, buckling-restrained brace (BRB) equipped with intelligent materials such as shape memory alloy (SMA), there are various variables such as gravity loads, lateral loads, material properties, and geometrical specifications that the uncertainty of each of which can have a significant effect on the safety of the structure. In this research, considering the existing uncertainties in material properties, loading and geometry of members, the reliability of steel BRB frames equipped with intelligent materials has been investigated. Evaluation of sensitivity and reliability analyses based on kriging meta-model of BRB frames with and without SMAs under artificial near-fault earthquakes are conducted. For this purpose, two frames 5 and 15-story with BRB with and without SMA have been studied under 9 artificial near-fault earthquakes. Nonlinear dynamic analyses were performed using OpenSees software and reliability analyses were performed by linking MATLAB software on frames. The results of this research showed that in the studied frames, the random variables of the length of SMA and the cross-sectional area of the BRB were the most effective variables in calculating the probability of failure in BRB frames with and without intelligent materials, respectively. Also, by increasing the height of the frames, the reliability index has decreased. For example, the reliability index of a 5-story BRB frame with SMA has decreased by approximately 17% compared to a 15-story frame. Meanwhile, the maximum values of the reliability index using SMA in 5 and 15-story frames have increased by 10 and 6%, respectively.

ARTICLE INFO

Receive Date: 25 January 2022

Revise Date: 01 May 2022

Accept Date: 04 May 2022

Keywords:

Buckling-restrained brace (BRB),
Shape memory alloy (SMA),
Sensitivity analysis,
Reliability,
Kriging meta-model,
Artificial near-fault earthquakes.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.326425.2708>

*Corresponding author: Mahmoud Miri
Email address: Mmiri@eng.usb.ac.ir

تأثیر عدم قطعیت‌های سازه‌ای و لرزه‌ای بر عملکرد قاب‌های فولادی مهاربندی کمانش-

تاب مجهز به مصالح هوشمند

سیده وحیده هاشمی^۱، محمود میری^{۲*}، محسن راشکی^۳، صادق اعتدالی^۴

۱- گروه مهندسی عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

۲- گروه مهندسی عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

۳- گروه مهندسی معماری، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

۴- گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی بیرجند، بیرجند، ایران

چکیده

عدم قطعیت پارامترهای طراحی از مهم‌ترین شاخص‌های تعیین کننده قابلیت اطمینان سازه‌ها می‌باشد. در طراحی و تحلیل قاب‌های فولادی مهاربندی کمانش‌تاب مجهز به مصالح هوشمند، متغیرهای گوناگونی از قبیل بارهای ثقلی، بارهای جانبی، خصوصیات مصالح و مشخصات هندسی وجود دارند که عدم قطعیت هر یک از آنها می‌تواند اثر قابل توجهی در ایمنی سازه داشته باشد. در این تحقیق با در نظر گرفتن عدم قطعیت موجود در خصوصیات مصالح، بارگذاری و هندسه اعضا به بررسی قابلیت اطمینان قاب‌های فولادی مهاربندی کمانش‌تاب مجهز به مصالح هوشمند پرداخته شده است. ارزیابی تحلیل حساسیت و قابلیت اطمینان مبتنی بر مدل جایگزین کریجینگ قاب‌های دارای مهاربند کمانش‌تاب با و بدون آلیاژهای حافظه‌دار شکلی تحت زلزله‌های نزدیک به گسل مصنوعی صورت پذیرفته است. برای این منظور، تعداد دو قاب ۵ و ۱۵ طبقه دارای مهاربند کمانش‌تاب با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت ۹ زلزله نزدیک به گسل مصنوعی مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار OpenSees و تحلیل‌های قابلیت اطمینان توسط لینک با نرم‌افزار MATLAB بر روی قاب‌ها انجام شده است. نتایج این تحقیق نشان داد که در قاب‌های موردنظر، متغیرهای تصادفی طول آلیاژ حافظه‌دار شکلی و سطح مقطع هسته‌ی مهاربند کمانش‌تاب، به ترتیب تأثیرگذارترین متغیرها در محاسبه‌ی احتمال خرابی در قاب‌های مهاربندی کمانش‌تاب با و بدون مصالح هوشمند بوده‌اند. همچنین با افزایش ارتفاع قاب‌ها، مقدار شاخص قابلیت اطمینان کاهش یافته است. به‌عنوان نمونه، شاخص قابلیت اطمینان قاب ۵ طبقه‌ی مهاربندی کمانش‌تاب با آلیاژ حافظه‌دار شکلی نسبت به قاب ۱۵ طبقه به‌طور تقریبی ۱۷ درصد کاهش و همچنین مقدار بیشینه شاخص قابلیت اطمینان در قاب‌های ۵ و ۱۵ طبقه دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی به ترتیب معادل ۱۰ و ۶ درصد افزایش یافته است.

کلمات کلیدی: مهاربند کمانش‌تاب، آلیاژ حافظه‌دار شکلی، تحلیل حساسیت، قابلیت اطمینان، مدل جایگزین کریجینگ، زلزله نزدیک به گسل مصنوعی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.326425.2708	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.326425.2708	۱۴۰۲/۰۲/۳۱	۱۴۰۱/۰۲/۱۴	۱۴۰۱/۰۲/۱۴	۱۴۰۱/۰۲/۱۱	۱۴۰۰/۱۱/۰۵
			محمود میری Mmiri@eng.usb.ac.ir		*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

مبحث کنترل لرزه‌ای ساختمان‌ها در مقابل زلزله همواره چالش مهمی برای مهندسی سازه و زلزله بوده است. در این میان در تحقیقات مختلف روش‌های گوناگونی برای کنترل رفتار لرزه‌ای سازه‌ها ارائه شده است. مبنای کنترل رفتار سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های مختلف، اتلاف انرژی زلزله و مصون ماندن المان‌های اصلی آن‌ها می‌باشد. در توسعه روش‌های طراحی لرزه‌ای، تاکید بسیار زیادی بر جلوگیری از خسارت‌های جانی در هنگام وقوع شدیدترین زلزله‌ای که در یک منطقه ممکن است رخ دهد، بوده است. در طراحی مبتنی بر شکل‌پذیری، خسارت وارده به المان‌های شکل‌پذیر و تغییر شکل‌های بزرگ غیر ارتجاعی جز اصلی فلسفه طراحی می‌باشد. رویکرد دیگر این است که به جای استهلاک انرژی توسط حلقه‌ی شکل‌پذیر، از ورود انرژی به سازه جلوگیری به عمل آید. این رویکرد، یک روش جدید می‌باشد که در نهایت منجر به معرفی تجهیزات کنترلی از جمله محرک‌ها، جداسازها و میراگرها و مصالح هوشمند نظیر آلیاژهای حافظه‌دار شکلی گردیده است. انتظار عامه جامعه این است که سازه‌ها در یک سطح ایمنی قابل قبولی طراحی شوند. این انتظارات با عمل کردن به دستورالعمل آیین‌نامه‌های طراحی برآورده می‌شود. آیین‌نامه‌های طراحی ضوابطی ارائه می‌دهند که منابع عدم قطعیت را در سازه به حساب می‌آورند. به این ضوابط، ضوابط طراحی بر اساس قابلیت اطمینان گفته می‌شود. منابع عدم قطعیت در سازه‌های مجهز به مهاربند کمانش-تاب و آلیاژ حافظه‌دار شکلی که تمرکز اصلی این مقاله است، شناسایی می‌شود. امروزه این مطلب کاملاً پذیرفته شده است که پیش‌بینی رفتار واقعی سیستم‌های سازه‌ای، وابسته به برخی منابع عدم قطعیت‌ها یا پارامترهای تصادفی است. در واقع به دلیل وجود عدم قطعیت در پارامترهای تحلیل و طراحی در مهندسی عمران، مانند بارهای وارد بر سازه، پارامترهای هندسی سازه مانند ابعاد و سطح مقطع و یا پارامترهای فیزیکی مانند مقاومت مصالح، دستیابی به یک طرح کاملاً ایمن تقریباً غیرممکن است. در نتیجه می‌توان گفت که این پارامترها مقادیر ثابت و دقیقی ندارند بلکه می‌توان آن‌ها را به وسیله‌ی توزیع‌های آماری مختلفی مدل‌سازی نمود [۱ و ۲].

در روش‌های مبتنی بر شاخص قابلیت اطمینان، وابستگی پاسخ به نقطه شروع جستجو، خطی‌سازی تابع شرایط حدی، لزوم انتقال متغیرها به فضای استاندارد نرمال و همگرا شدن به پاسخ بهینه محلی برای مسائل دارای چندین نقطه طراحی هستند، از جمله معایب می‌باشند [۳ و ۴]. بنابراین استفاده از روش‌های شبیه‌سازی اجتناب ناپذیر می‌باشد.

به‌طور کلی روش‌های شبیه‌سازی در برآورد احتمال خرابی، براساس تولید نمونه‌های تصادفی مطابق با نحوه توزیع متغیرهای مسئله و محاسبه پاسخ سیستم به‌ازای هر متغیر تولید شده می‌باشد. روش شبیه‌سازی مونت کارلو به‌عنوان دقیق‌ترین روش در این زمینه کاربرد دارد که بر مبنای پوشش تمامی فضای امکان توسط نمونه‌های تولید شده استوار است و در سال ۱۹۴۹ توسط متروپولیس و یولام ارائه شد [۵]. این روش دارای هزینه محاسباتی بالایی بوده و برای جبران این ضعف، از روش‌های مبتنی بر مدل جایگزین استفاده می‌شود.

استفاده از روش‌های جدید مبتنی بر مدل جایگزین مانند شبکه‌های عصبی و روش سطح پاسخ در بررسی مسائلی که تابع شرایط حدی به‌صورت صریح در دسترس نباشد، یک راه حل کارآمد می‌باشد. روش‌های سطح پاسخ^۱ (RS)، روش کریجینگ^۲ و روش شبکه عصبی مصنوعی^۳ (ANN) روش‌های پرکاربرد در تحلیل قابلیت اطمینان می‌باشند. تحلیل قابلیت اطمینان در سیستم‌های دارای تابع شرایط حدی پیچیده به فرم بسته و انتگرال‌گیری مستقیم غیر ممکن می‌باشد. هر روش بکار رفته برای تحلیل قابلیت اطمینان به‌طور مستقیم با تابع شرایط حدی سروکار دارد. استفاده از مدل جایگزین به جای تابع شرایط حدی و یا ترکیب آن با روش‌های شبیه‌سازی کارایی آن‌ها را توسعه داده است [۶-۹]. ایده‌ی اصلی در مدل‌های جایگزین استفاده از تعداد محدود متغیرهای ورودی و پاسخ تابع پیچیده و یا نامشخص مورد نظر به‌ازای متغیرهای ورودی و آموزش آن‌ها به جای تابع شرایط حدی اصلی و استفاده در تحلیل قابلیت اطمینان می‌باشد [۱۰].

در اکثر مطالعات انجام گرفته بر روی مهاربندهای کمانش‌تاب مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی ابعاد هندسی و خواص مصالح فولادی و آلیاژ حافظه‌دار شکلی به‌صورت معین و قطعی در نظر گرفته شده است [۱۱-۱۸]. تحقیقات انجام گرفته در این زمینه نشان می‌دهد، مطالعات کمی وجود دارد که عدم قطعیت در پارامترهای مهاربندهای کمانش‌تاب مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی و سازه‌های دارای این مهاربندها را در نظر گرفته باشد.

¹ Response surface

² Kriging

³ Artificial Neural Network

اندرو^۴ و همکاران [۱۹] ریسک خرابی مهاربند کمانش تاب را هنگامی که در معرض بارهای لرزه‌ای قرار می‌گیرد، به صورت بهینه کمی کردند و میزان شکستگی ناشی از خستگی را در هسته مهاربند کمانش تاب مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق تخمین احتمال خرابی BRB^۵ با توجه به ظرفیت آن و منحنی‌های شکنندگی متناسب با سطوح عملکردی مختلف ارائه شده است. لی^۶ و همکاران [۲۰] ارزیابی قابلیت اطمینان سازه ۸ طبقه با مهاربندهای قطری و دیوار برشی پانلی توسط روش نمونه گیری با اهمیت و روش سطح پاسخ، را مورد بررسی قرار دادند. تغییرمکان نسبی بالای دیوار به عنوان معیار عملکرد سازه برای محاسبه احتمال خرابی در نظر گرفته شد. نتایج قابلیت اطمینان لرزه‌ای نشان داد که، دیوار برشی پانلی عملکرد بهتری از مهاربندهای قطری دارد. روتا^۷ و همکاران [۲۱] رویکرد تحلیلی جدید برای توسعه منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های مصالح بنایی ارائه دادند. آن‌ها منابع عدم قطعیت در بارهای لرزه‌ای و مصالح را در نظر گرفته و از روش مونت کارلو برای محاسبه احتمال خرابی استفاده کردند. سپس با انجام تحلیل‌های غیرخطی به توسعه منحنی‌های شکنندگی پرداختند.

باساگا^۸ و همکاران [۲۲] به تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌های ۴ و ۸ طبقه بتنی دارای مهاربندهای فولادی و اتصالات نیمه گیردار پرداختند. حالت حدی مقاومت فشاری ستون‌های بتن مسلح، مقاومت فولاد در مهاربندها و تغییرمکان نسبی میان طبقه‌ای به عنوان تابع شرایط حدی در ارزیابی قابلیت اطمینان سازه‌ها در نظر گرفته شده است. آن‌ها از روش FORM^۹ و مونت کارلو در این مطالعه بهره گرفتند. خطیبی‌نیا و همکاران [۲۳] از الگوریتم جستجوی ثقلی گسسته برای طراحی بهینه مبتنی بر قابلیت اطمینان سازه‌های بتن مسلح استفاده کردند. اندرکنش خاک و سازه نیز برای بهبود عملکرد طرح در نظر گرفته شده است. آن‌ها از روش شبیه‌سازی مونت کارلو به منظور ارزیابی قابلیت اطمینان و از روش‌های پیش‌بینی برای بررسی پاسخ‌های سیستم اندرکنش خاک و سازه بهره بردند.

اساله^{۱۰} و همکاران [۲۴] ۵ مدل مهاربند کمانش تاب دارای رفتار غیرخطی دینامیکی در نظر گرفتند. آن‌ها از تکنیک‌های سریع در مدل‌ها از جمله شبکه‌های عصبی با تاخیر زمانی، رگرسیون مدل‌های گوسی مخلوط، سیستم‌های استنتاج عصبی-فازی تطبیقی و رگرسیون طبقه‌بندی شده چندجمله‌ای استفاده کردند. نتایج بدست آمده از مدل‌ها با تکنیک‌های معرفی شده، پیش‌بینی خیلی خوبی از رفتار آزمایشگاهی آن دارد.

دنگ^{۱۱} و همکاران [۲۵] به توسعه منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای با استفاده از روش‌های شبیه سازی پرداختند. آن‌ها برای افزایش سرعت و صرفه جویی در زمان محاسبات بجای استفاده مستقیم از روش مونت کارلو، برای ساخت مدل جایگزین از روش کریجینگ استفاده کردند. سپس صحت این روش را برای دو مثال عددی مورد بررسی قرار دادند.

سگورا^{۱۲} و همکاران [۲۶] از مدل جایگزین کریجینگ برای ارزیابی لرزه‌ای سدهای وزنی در تحلیل‌های شکنندگی بهره بردند. آن‌ها کارایی روش پیشنهادی را برای تولید توابع شکنندگی چندمتغیره بررسی نمودند. تحلیل شکنندگی مدل‌ها از طریق مقایسه با دستورالعمل‌های ایمنی فعلی برای ایجاد طیف وسیعی از مقادیر پارامترهای مدل که قابل استفاده هستند، ارزیابی شدند. نی^{۱۳} و همکاران [۲۷] تحلیل قابلیت اطمینان و طراحی بهینه در سازه‌های غیرخطی را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها با استفاده از مدل جایگزین کریجینگ و روش FORM به مطالعه سازه‌های غیرخطی فولادی و بتن آرمه پرداختند و صحت روش پیش‌بینی کریجینگ را با روش مونت کارلو سنجیدند. صفایی و همکاران [۲۸] ارزیابی قابلیت اطمینان دو قاب ۳ و ۹ طبقه بتن مسلح با و بدون مهاربندای همگرا دارای اتصال قائم را مورد بررسی قرار دادند. توابع شرایط حدی مورد استفاده در این مطالعه، حداکثر جابجایی بام و حداکثر جابجایی بین طبقه‌ای می‌باشد. تعداد ۵ منبع دارای عدم قطعیت در مدل‌ها در نظر گرفته شده و تحلیل حساسیت و ارزیابی قابلیت اطمینان با استفاده از روش مونت کارلو انجام گرفته است. نتایج حاکی از بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای پیشنهادی دارد.

⁴ Andrews

⁵ Buckling restrained brace

⁶ Li

⁷ Rota

⁸ Basaga

⁹ First-Order Reliability Method

¹⁰ Assaleh

¹¹ Dang

¹² Segura

¹³ Ni

محسنیان و همکاران [۲۹] به رویکرد احتمالاتی و ارتقا ضرایب اصلاح پاسخ چند مرحله‌ای به منظور طراحی مبتنی بر عملکرد قاب‌های دارای مهاربند کمانش‌تاب پرداختند. آن‌ها تحلیل قابلیت اطمینان قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با سیستم‌های موزی و سری مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که، قاب‌های دارای مهاربند کمانش‌تاب دارای قابلیت اطمینان لرزه‌ای بالایی در سطوح شدت لرزه‌ای زیاد می‌باشند. با بررسی کرنش محوری هسته مهاربند به‌عنوان شاخص خرابی موضعی، نشان داده شد که مدل‌های مورد مطالعه در سطوح عملکردی بالاتر از ایمنی جانی قرار دارند. هاشمی و همکاران [۳۰] به ارزیابی قابلیت اطمینان و تحلیل حساسیت مهاربند کمانش‌تاب مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی به‌صورت میکرو پرداختند. آن‌ها در این تحقیق از مدل‌های جایگزین کریجینگ، تابع پایه شعاعی^{۱۴} و سطح پاسخ جمله‌ای بهره بردند. نتایج نشان داد که روش کریجینگ در مقایسه با سایر روش‌ها، احتمال خرابی را به بهترین حالت پیش‌بینی کرده است. هاشمی و همکاران [۳۱] به ارائه یک تکنیک طراحی بهینه دو هدفه برای (SC-BRB)^{۱۵} بر اساس الگوریتم بهینه‌سازی چند هدفه جستجوی فاخته (MOCS)^{۱۶} تحت رکوردهای زلزله نزدیک به گسل پالس‌دار پرداخته است.

در این تحقیق، با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های موجود در مصالح، بارگذاری و مشخصات هندسی سیستم مهاربندی به ارزیابی قابلیت اطمینان و تحلیل حساسیت قاب‌های ۵ و ۱۵ طبقه فولادی مهاربندی کمانش‌تاب مجهز به مصالح هوشمند پرداخته شده است. به‌منظور کاهش هزینه‌های محاسباتی روش مونت کارلو در ارزیابی قابلیت اطمینان و تحلیل حساسیت از روش کریجینگ برای پیش‌بینی پاسخ‌های غیرخطی سازه‌ای استفاده شده است. تعداد ۹ زلزله نزدیک به گسل مصنوعی با فواصل گسل و بزرگی گشتاوری مختلف در نظر گرفته شده است. همچنین مقایسه احتمال خرابی و شاخص قابلیت اطمینان، جهت افزودن این مصالح هوشمند به مهاربند کمانش‌تاب تحت زلزله‌های نزدیک به گسل مصنوعی ارائه گردیده است.

۲- مبانی تحقیق

۲-۱- قابلیت اطمینان

تئوری قابلیت اطمینان، در طرح سازه‌ها تحت اثر بارهای مختلف (بارهای ثقیلی، لرزه‌ای و ضربه‌ای) می‌تواند بکار گرفته شود. اصولاً تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌ها به ارزیابی عملکرد ایمنی ساختمان‌ها و به تبع آن نیاز و یا عدم نیاز به مقاوم‌سازی آن‌ها، بهینه‌سازی طراحی و تعیین احتمال خرابی آن‌ها کمک می‌کند. آئین‌نامه‌های طراحی جدید نیز بر اساس مدل‌های احتمالاتی از بار و مقاومت بنا نهاده شده‌اند. به طور کلی می‌توان، تحلیل قابلیت اطمینان را عاملی در جهت افزایش اعتماد نسبت به آنچه که ساخته می‌شود، دانست. بعلاوه تحلیل قابلیت اطمینان بر مبنای روش‌های مبتنی بر شبیه‌سازی، ارزیابی کارایی یا عدم کارایی سازه‌های موجود را در برابر بارهای مختلف فراهم می‌کند. در تئوری قابلیت اطمینان معمولاً مسئله‌ی سلامت و خرابی (خصوصاً مسائل سازه‌ای) می‌باشند که با در نظر گرفتن کمیت‌های غیرقطعی و متغیرهای تصادفی مسئله با استفاده از روش‌های مبتنی بر شبیه‌سازی و نرم‌افزارهای احتمالاتی، می‌توان آن‌ها را از دیدگاه احتمال اندیشانه مورد بررسی قرار داد [۳۲].

وجود عدم قطعیت در مسائل مهندسی موجب شده تا نیاز به برآورد قابلیت اطمینان و محاسبه‌ی احتمالاتی خرابی با استفاده از روش‌های شبیه‌سازی، بیشتر مورد توجه پژوهشگران قرار گیرد. لذا برای رسیدن به تحلیل واقع‌بینانه از عملکرد سازه، می‌بایست اثر عدم قطعیت‌ها در برآورد احتمال خرابی لحاظ گردد. توانایی‌های فراوان روش‌های شبیه‌سازی مبتنی بر قابلیت اطمینان موجب کاربرد روزافزون آن‌ها در حل مسائل مختلف قابلیت اطمینان سازه‌ها شده است. در این روش‌ها، دستیابی به دقتی معین مستلزم تعداد قابل توجهی از عملیات شبیه‌سازی می‌باشد. با اتخاذ رویکردهای مختلف می‌توان با تعداد کمتری از نمونه‌ها به دقت‌های قابل قبولی دست یافت. از آنجایی که توابع شرایط حدی در مسائل مهندسی اغلب شکل صریح یا بسته ندارند و معمولاً غیرخطی می‌باشند، از روش‌های مبتنی بر شبیه‌سازی استفاده می‌گردد. روش‌های مرتبه‌ی اول قابلیت اطمینان (FORM) [۳۴] و مرتبه‌ی دوم قابلیت اطمینان (SORM)^{۱۷} [۳۳ و ۳۴] به‌دلیل در نظر گرفتن تابع شرایط حدی به‌صورت خطی علی‌رغم کاهش مدت زمان، دقت مناسبی در تحلیل سازه‌های غیرخطی ندارند. در نتیجه،

¹⁴ Radial basis function

¹⁵ Self-centering buckling restrained braces

¹⁶ Multi-objective cuckoo search

¹⁷ Second-Order Reliability Method

روش‌های شبیه‌سازی نسبت به روش‌های تحلیلی از صحت برآورد بالایی در تخمین احتمال خرابی توابع غیرخطی برخوردار بوده و نیاز به محاسبه‌ی بردار حساسیت بر مبنای گرادیان تابع عملکرد ندارند. اما، این روش‌ها نیازمند برآورد بالایی از تابع عملکرد برای یک تخمین مناسب بوده و نیز حجم داده‌های شبیه‌سازی آنها، ممکن است وابسته به نوع مسئله و تعداد متغیرهای تصادفی باشد - [۳۵]. در برآورد احتمال خرابی سازه‌ها با استفاده از روش‌های شبیه‌سازی، بر اساس تولید نمونه‌های تصادفی مطابق با نحوه‌ی توزیع احتمالاتی متغیرهای مسئله، پاسخ سیستم سازه‌ای به‌ازای هر متغیر تولید شده محاسبه می‌شود [۳۶]. لذا همان‌گونه که ذکر شد، در این تحقیق با عنایت به جذابیت استفاده از تئوری قابلیت اطمینان در بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی مهاربندی کمانش‌تاب مجهز به مصالح هوشمند از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو استفاده شده و سپس به منظور کاهش زمان تحلیل‌های احتمالاتی و افزایش دقت از روش پیش‌بینی کریجینگ با کمک نرم‌افزارهای OpenSees [۳۷] و MATLAB [۳۸] بهره برده شده است. در ادامه، همواره مسأله سلامت و خرابی به شکل‌های مختلف نمود می‌یابد که در مباحث مهندسی، تئوری قابلیت اطمینان با در نظر گرفتن کمیت‌های غیرقطعی و متغیرهای تصادفی مسأله، این مفاهیم را به دیده احتمالات می‌نگرد. یک مشکل اساسی در تئوری قابلیت اطمینان، محاسبه انتگرال چند بعدی احتمال شکست (P_f) است که به صورت رابطه‌ی (۱) تعریف شده است:

$$P_f = Prob [g(X) \leq 0] = \int_{g(X) \leq 0} f(X) dX \quad (1)$$

که در آن X بردار متغیرهای تصادفی بیانگر عدم قطعیت‌هایی مانند بارگذاری، خصوصیات مواد، عوامل محیطی و شرایط ساخت را نشان می‌دهد. $g(X)$ و $f(X)$ به ترتیب تابع عملکرد و تابع چگالی احتمال مشترک متغیرهای تصادفی X و $g(X) \leq 0$ نشان‌دهنده ناحیه‌ای است که در آن خرابی رخ می‌دهد [۳۹].

۲-۱-۱- روش شبیه‌سازی مونت کارلو

در میان روش‌های قابلیت اطمینان، شبیه‌سازی مونت کارلو دقیق‌ترین و پرکاربردترین روش جهت محاسبه احتمال خرابی می‌باشد. احتمال خرابی در روش مونت کارلو به صورت رابطه‌ی (۲) به دست می‌آید:

$$P_f = \int \dots \int I [X] f(X) dX = E [I(X)] = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I [X_i] \quad (2)$$

که در آن N تعداد کل نمونه‌های تولید شده و $I[X]$ تابع شمارنده است که برای نقاط در ناحیه خرابی $g(X) \leq 0$ برابر یک و برای نقاط در ناحیه سلامت صفر تعریف می‌شود. در روش مونت کارلو، پاسخ تابع شرایط حدی برای کل نمونه‌ها در فضای طراحی محاسبه می‌شود، لذا در صورتی که احتمال خرابی کم باشد، نیاز به تولید نمونه‌های بیشتر و به همان اندازه تعداد دفعات فراخوانی تابع شرایط حدی نیز افزایش می‌یابد. به همین دلیل و به منظور افزایش نرخ همگرایی و کاهش تعداد نمونه‌ها باید از ترکیب آن با دیگر روش‌ها مانند سطح پاسخ (RS)، شبکه عصبی مصنوعی (ANN)، کاهش ابعاد^{۱۸}، تابع اساسی شعاعی^{۱۹} (RBF) و کریجینگ بهره گرفت [۳۹].

۲-۱-۲ روش کریجینگ

مدل جایگزین کریجینگ یک روش درون‌یابی برای پیش‌بینی پاسخ داده‌های مشخص می‌باشد. روش کریجینگ، یک تابع را با استفاده از ترکیبی از توابع مبنا تقریب می‌زند. در این روش تابع پاسخ مجهول مورد نظر $y(x)$ که از n متغیر با دامنه $x \in D \subseteq R^n$ تشکیل شده است، حاصل مجموع یک تابع رگرسیون $y_r(x)$ و یک تابع آماری $F(x)$ به صورت رابطه‌ی (۳) می‌باشد:

¹⁸ Dimension reduction

¹⁹ Radial basis function

$$y(x) = y_r(x) + F(x) \quad (3)$$

مقادیر پاسخ پیش‌بینی شده توسط مدل کریجینگ $\hat{y}(x)$ در نقاط تعریف شده ورودی، از رابطه‌ی (۴) به‌دست آمده است:

$$\hat{y}(x) = f(x)^T \cdot \beta^* + r(x)^T (Y - F \cdot \beta^*) \quad (4)$$

که در آنجا Y یک ماتریس ستونی با m مولفه که حاوی مقادیر فرکانس‌های نمونه‌های ورودی حاصل شده از حل دقیق سه بعدی می‌باشد. F ماتریس $m \times p$ از ورودی‌ها می‌باشد یعنی $F_{ij} = f_j(x_i)$. $r(x)$ نیز یک بردار می‌باشد که همبستگی بین نقاط طراحی و x را مطابق رابطه‌ی (۵) مشخص می‌کند:

$$r(x)^T = [R(\theta, x_1, x), \dots, R(\theta, x_m, x)]^T \quad (5)$$

مطابق رابطه‌ی (۶)، رگرسیون $F \cdot \beta \cong Y$ به روش حداقل کردن مربعات تعمیم یافته حاصل شده است:

$$\beta^* = (F^T \cdot R^{-1} F)^{-1} F^T \cdot R^{-1} Y \quad (6)$$

واریانس تخمین زده شده از رابطه‌ی (۷) حاصل شده است:

$$\sigma^2 = \frac{1}{m} (Y - F \cdot \beta^*)^T \cdot R^{-1} \cdot (Y - F \cdot \beta^*) \quad (7)$$

ماتریس R و در نتیجه β^* و σ^2 وابسته به θ می‌باشند [۸].

۲-۲- تحلیل حساسیت

رهیافت‌های انجام تحلیل حساسیت را می‌توان به دو دسته تقسیم‌بندی نمود: تعینی و احتمالی؛ که بعضاً به‌عنوان رهیافت‌های محلی و کلی نیز شناخته شده‌اند. اگر مدل بسیار پیچیده بوده و نتوان با روش مونت‌کارلو آن را تحلیل نمود، معمولاً از روش تحلیل حساسیت تعینی استفاده می‌شود. در این حالت مدل با تعداد تحلیل کم، با ترکیب مختلف پارامترها که هر بار یکی از آن‌ها تغییر می‌کند و با تحلیل ابتدایی تأثیر آن‌ها بر خروجی‌ها سنجیده می‌شود، یا با استفاده از روش الحاقی مطالعه اثر فضای پارامتر مبتنی بر مشتقات پارامترها انجام می‌شود. در این حالت می‌توان به‌طور هم‌زمان نتایج و تأثیر مقادیر محاسبه شده را با استفاده از اطلاعات مشتقات جزئی به‌دست آورد. مزیت این روش و همه روش‌های محلی این است که تنها اطلاعات محلی پیرامون پارامتر یا پارامترهای مورد نظر را مورد توجه قرار می‌دهد. معمولاً پارامترهای تحلیل خطر در محدوده وسیعی تغییر می‌کنند. بررسی حساسیت احتمال خرابی به متغیرهای تصادفی، از نکات کلیدی و مهم در ساده‌سازی و طراحی بهینه بخصوص در مسائل با تعداد متغیرهای تصادفی زیاد می‌باشد. عموماً در مباحث طراحی بر اساس قابلیت اطمینان، گام اول یافتن اهمیت هر یک از متغیرها در مسئله و تأثیر آن بر احتمال خرابی سازه می‌باشد. چنانچه تأثیر متغیر تصادفی بر احتمال خرابی جزء سازه‌ای ناچیز باشد، جهت ساده‌سازی و کاهش ابعاد مسئله می‌توان آن متغیر را به‌صورت قطعی حذف نمود و مسئله را ساده‌تر نمود. در روش‌های شبیه‌سازی، تحلیل حساسیت اغلب با ارزیابی نرخ تغییر احتمال خرابی به تغییرات هر متغیر تصادفی انجام می‌شود [۴۰]. با استفاده از این روش، نرخ تغییرات احتمال خرابی نسبت به میانگین هر متغیر را می‌توان با یک‌بار شبیه‌سازی (که برای برآورد احتمال خرابی انجام می‌پذیرد) به‌صورت رابطه‌ی (۸) محاسبه نمود.

$$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_x} = \frac{\partial}{\partial \mu_x} \int I[g(X) < 0] f_X dX \quad (8)$$

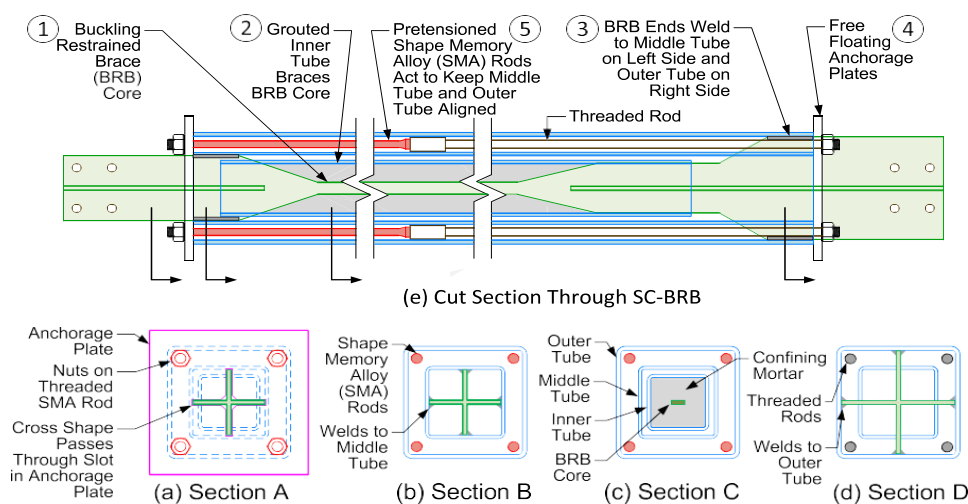
در رابطه‌ی (۸)، (P_f) احتمال خرابی، (X) متغیر تصادفی، $(g(X))$ تابع عملکرد، (f_X) تابع چگالی احتمال توأم متغیرها و (I) بردار شمارنده می‌باشند. به‌عبارت دیگر، آنالیز حساسیت، متغیرهای تصادفی دارای اهمیت که بیشترین تأثیر را بر احتمال خرابی دارند شناسایی می‌کند [۴۰].

۳- صحت سنجی مدل سازی

به‌منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی و شبیه‌سازی در نرم‌افزار OpenSees از مدل آزمایشگاهی شامل مهاربند کمانش‌تاب با میله‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی، ارائه شده در مطالعه میلر و همکاران^{۲۰} استفاده شده است [۴۱]. سیستم مهاربندی کمانش‌تاب مجهز به آلیاژ حافظه‌دار

²⁰ Miller et al.

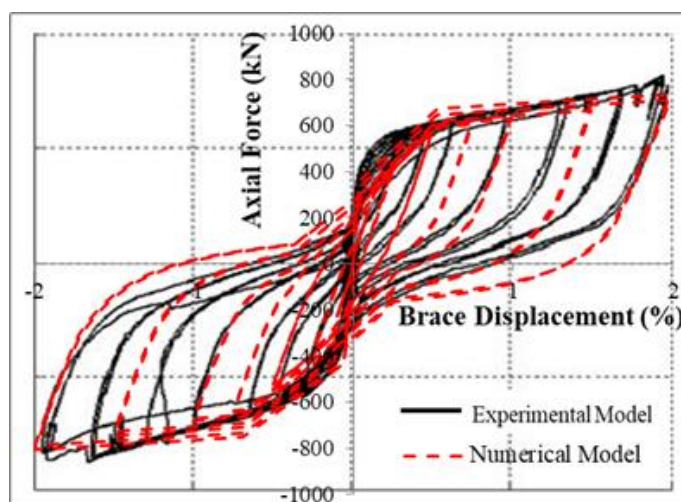
شکلی در شکل (۱) توصیف شده است. برای مدل سازی مهاربند کمانش تاب و میله‌ی آلیاژ حافظه‌دار شکلی از المان‌های تیر-ستون غیرخطی استفاده شده است. این المان‌ها به صورت جابجایی و بر پایه‌ی پلاستیسیته‌ی گسترده می‌باشند تا رفتار واقعی المان‌ها را در تحلیل غیرخطی ارزیابی نمایند. جهت ممانعت از کمانش مهاربند مورد نظر از المان‌های GAP در دو انتهای غلاف‌ها برای مدل سازی لغزش صفحات استفاده شده است. میله‌های صلب در راستای طول میله‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی نیز به صورت المان الاستیک مدل شده‌اند. همچنین ۴ میله‌ی آلیاژ حافظه‌دار شکلی به کار برده شده نیز در شکل (۱) نشان داده شده است. مشخصات مکانیکی آلیاژ حافظه‌دار شکلی مورد استفاده در این تحقیق مطابق جدول (۱) می‌باشد. هم‌پوشانی نمودارهای هیستریزس نیروی محوری-تغییر شکل مهاربند مدل آزمایشگاهی و مدل شبیه سازی شده در نرم افزار OpenSees در شکل (۲) ارائه شده است. در جدول شماره (۲) نیز درصد خطای پارامترهای مورد مطالعه تحت بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌ی عددی و آزمایشگاهی ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود با مدل سازی این مهاربند در نرم افزار OpenSees نتایج قابل قبولی در ارزیابی صحت مدل سازی به دست آمده است.



شکل ۱: مدل آزمایشگاهی مهاربند کمانش تاب مجهز به میله‌های SMA [۴۱]

جدول ۱: مشخصات مکانیکی آلیاژ حافظه‌دار بر اساس منحنی رفتار ارائه شده [۴۲]

نوع ماده	سختی اولیه (K_1)	سختی نهایی (K_2)	تنش فعال سازی	ضریب بتا (β)
	(N/m^2)	(N/m^2)	(N/m^2)	
آلیاژ حافظه‌دار شکلی	۶۳۴۳۱۷۹۲۰۰۰	۲۰۸۰۴۱۲۹۸۷	۲۶۸۸۹۵۶۴۰	۰/۵



شکل ۲: مقایسه منحنی هیستریزیس نمونه‌ی عددی و آزمایشگاهی

جدول ۲: درصد خطای پارامترهای مورد مطالعه تحت بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌ی عددی و آزمایشگاهی

پارامترهای مورد مطالعه	نمونه‌ی آزمایشگاهی	نمونه‌ی عددی	درصد خطا
نیروی تسلیم (kN)	۴۹۵	۴۷۴	٪ ۴/۲۴
نیروی نهایی (kN)	۷۸۸	۷۶۵	٪ ۲/۹۱
تغییر مکان تسلیم (mm)	۵/۶۵	۴/۹۹	٪ ۱۱/۶۸
تغییر مکان نهایی (mm)	۶۶/۲۰	۶۴/۸۷	٪ ۲/۰۰
سختی اولیه (kN/m)	۸۷۶۱۰/۶۱	۹۴۹۸۹/۹۷	٪ ۸/۴۲

۴- طراحی و مدل‌سازی قاب‌ها

۴-۱- مدل‌سازی قاب‌های فولادی مهاربندی کمانش‌تاب با مصالح هوشمند

در این تحقیق، تاثیر عدم قطعیت‌ها بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی مهاربندی کمانش‌تاب با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی بررسی و مقایسه می‌شود. به‌منظور نیل به اهداف این تحقیق، ابتدا سازه‌های ۵ و ۱۵ طبقه به‌صورت سه بعدی بر اساس مباحث مقررات ملی ساختمان (مبحث ششم و دهم مقررات ملی [۴۳ و ۴۴]) و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۴۵] طراحی گردید. به‌منظور طراحی سازه‌های مذکور از تحلیل‌های استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی استفاده شده است. مقاطع طراحی‌شده برای قاب‌ها در جدول‌های (۳) و (۴) ارائه شده است. در ادامه‌ی مدل‌سازی، در هر سازه یکی از قاب‌های کناری با استفاده از نرم‌افزار OpenSees به‌صورت دو بعدی مدل شده و رفتار ارتجاعی قاب‌ها، که در دهانه‌های مختلف دارای مهاربندند، در دو حالت مهاربند کمانش‌تاب با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی بررسی شده است. پلان سازه‌های مذکور مطابق شکل (۳) در هر طرف دارای ۶ دهانه می‌باشد. فاصله‌ی دهانه‌ها ۶ متر و ارتفاع طبقات ۴ متر در نظر گرفته شده است. بار مرده‌ی طبقات ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده‌ی طبقات و بام به ترتیب ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع لحاظ گردید. نمای قاب دو بعدی کناری مطابق شکل (۴) ارائه شده است. در این مقاله، مصالح به-کار رفته در تیرها، ستون‌ها و مهاربندها همگی از نوع ST37 با مدول الاستیسیته برابر ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال، تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و تنش نهایی ۳۷۰ مگاپاسکال، در نظر گرفته شده است. مصالح فولادی تک‌محوری دو خطی با سخت‌شوندگی سینماتیکی و سختی ایزوتروپیک بر اساس مدل Steel01 با میزان سخت‌شدگی ۳ درصد فرض شده‌اند [۴۶]. برای اعضای سازه‌ای تیر و ستون از المان تیر-ستون

غیرخطی در مدل‌سازی استفاده شده است. این المان‌ها به صورت نیرویی^{۲۱} و بر پایه‌ی پلاستیسیته‌ی گسترده می‌باشند تا رفتار واقعی المان‌ها را در تحلیل غیرخطی ارزیابی نمایند. مدل عددی مهاربند کمانش‌تاب مجهز به میله‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی در راستای غلاف‌های داخلی و خارجی و جزئیات مدل‌سازی آن به ترتیب در شکل‌های (۵) و (۶) ارائه شده است. این مکانیسم مطابق شکل‌های مذکور شامل سه قسمت می‌باشد: (۱) هسته‌ی BRB، ملات بتنی، پوشش بتنی و مصالح غیرچسبنده (۲) چهار میله‌ی آلیاژ حافظه‌دار شکلی و صفحات لغزان (۳) غلاف داخلی، غلاف میانی و غلاف خارجی می‌باشد. به منظور محاسبه‌ی سطح مقطع هسته‌ی مهاربند کمانش‌تاب و میله‌های آلیاژ حافظه‌دار رابطه‌های (۹) تا (۱۲) به کار برده می‌شوند. پارامترهای P_u ، F_{i-SMA} ، F_{ySC} ، A_{SC} ، A_{SMA} ، β و ω به ترتیب معادل نیروی نهایی مهاربند، تنش تسلیم هسته فولادی BRB، تنش اولیه SMA، سطح مقطع هسته فولادی BRB، کل سطح مقطع میله‌های SMA، ضریب مقاومت فشاری و ضریب سخت‌شدگی کرنشی می‌باشد. ضمناً، سطح مقطع آلیاژ حافظه‌دار چنان تعیین شده است که به هنگام تسلیم هسته‌ی مهاربندهای کمانش‌تاب جاری گردد.

$$P_{u-BRB-SMA} = 0.9F_{ySC}A_{SC} + 0.9F_{i-SMA}A_{SMA} \quad (9)$$

$$\beta\omega F_{ySC}A_{SC} \leq F_{i-SMA}A_{SMA} \quad (10)$$

$$A_{SC} = \frac{P_{u-BRB-SMA}}{\phi F_{ySC}(1 + \beta\omega)} \quad (11)$$

$$A_{SMA} = \frac{\beta\omega F_{ySC}A_{SC}}{F_{i-SMA}} \quad (12)$$

برای مدل‌سازی غلاف‌های داخلی و خارجی از المان تیر-ستون الاستیک با ممان اینرسی بالا استفاده شده است. این غلاف‌ها به انتهای الاستیک قطعات مهاربند کمانش‌تاب به وسیله‌ی المان zero-length متصل شده‌اند. المان‌های GAP در دو انتهای غلاف‌ها برای مدل‌سازی لغزش صفحات استفاده شده است. میله‌های صلب در راستای طول میله‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی به صورت المان الاستیک مدل شده‌اند. مصالح المان GAP در فشار الاستیک در نظر گرفته شده و از تاثیرات کشش صرف‌نظر گردیده است. المان اضافی نیز برای مدل‌سازی تماس بین صفحات لغزان و غلاف‌ها استفاده شده است. هسته‌ی مهاربند کمانش‌تاب و میله‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی به صورت المان تیر-ستون جابجایی^{۲۲} مدل شده‌اند. برای مدل‌سازی این آلیاژها از دستور Self-Centering در نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. جهت برآورد رفتار غیرخطی هندسی از تبدیل همگرد استفاده شده است که در این نوع تبدیل، تبدیلات هندسی غیرخطی را به صورتی کاملاً دقیق از سیستم محلی به سیستم کلی محاسبه کرده است. همچنین اتصالات تیر به ستون و ستون به پی، صلب فرض شده است.

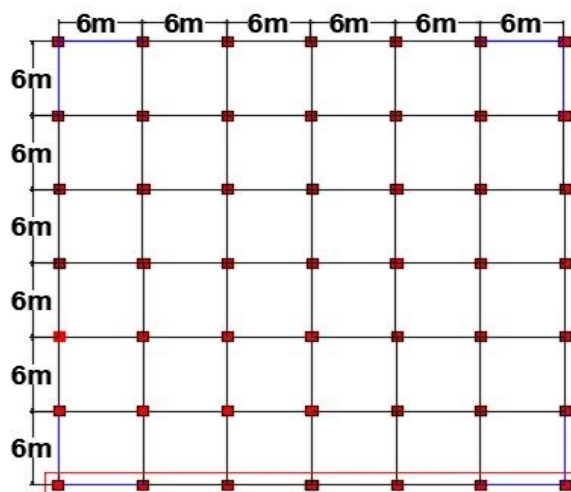
جدول ۳: مقاطع طراحی شده قاب ۵ طبقه

شماره طبقه	ستون		تیر		قاب دارای BRB-SMA	قاب دارای BRB
	دهانه‌های کناری	دهانه‌های وسط	دهانه‌های کناری	دهانه‌های وسط	سطح مقطع هسته BRB (mm^2)	سطح مقطع هسته SMA (mm^2)
طبقه ۱ و ۲	BOX 30*30*3	BOX 25*25*2	IPE 550	IPE 270	۱۱۴۵/۱	۳۵۴/۳
طبقه ۳ و ۴	BOX 20*20*1.5	BOX 20*20*1.5	IPE 550	IPE 270	۹۶۲/۵	۲۹۸/۱
طبقه ۵	BOX 20*20*1.5	BOX 20*20*1.5	IPE 360	IPE 270	۷۸۱/۸	۱۵۶/۲

²¹ Force Beam-Column Element²² Displacement Beam-Column Element

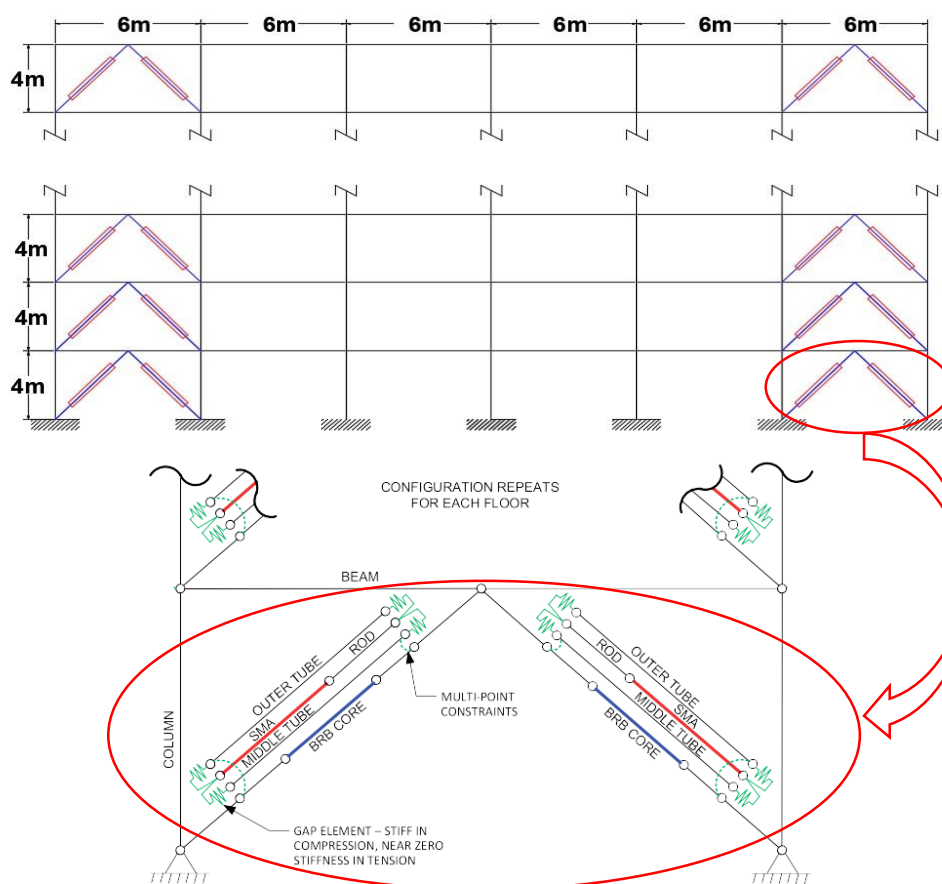
جدول ۴: مقاطع طراحی شده قاب ۱۵ طبقه

شماره طبقه	ستون		تیر		قاب دارای BRB	قاب دارای BRB-SMA
	دهانه های کناری	دهانه های وسط	دهانه های کناری	دهانه های وسط	سطح مقطع هسته BRB (mm^2)	سطح مقطع هسته SMA (mm^2)
طبقه ۱ و ۲ و ۳	BOX 50*50*1	BOX 30*30*2.5	IPE 600	IPE 360	۴۵۸۵/۵	۲۶۸۹/۳
طبقه ۴ و ۵ و ۶	BOX 40*40*3	BOX 30*30*2	IPE 600	IPE 360	۴۱۲۶/۴	۳۰۱۵/۲
طبقه ۷ و ۸	BOX 25*25*2	BOX 23*23*2	IPE 500	IPE 330	۳۶۴۳/۹	۲۶۷۴/۴
طبقه ۹	BOX 25*25*1.5	BOX 22*22*1.5	IPE 450	IPE 330	۲۹۷۷/۸	۲۱۳۶/۲
طبقه ۱۰	BOX 25*25*1.5	BOX 21*21*1.5	IPE 400	IPE 300	۲۲۶۳/۳	۱۸۴۵/۴
طبقه ۱۱	BOX 23*23*1.5	BOX 21*21*1.5	IPE 360	IPE 270	۱۷۹۳/۱	۱۲۸۴/۹
طبقه ۱۲ و ۱۳	BOX 22*22*1.5	BOX 20*20*1.5	IPE 330	IPE 250	۱۲۵۴/۳	۹۸۹/۹
طبقه ۱۴ و ۱۵	BOX 22*22*1	BOX 20*20*1.5	IPE 300	IPE 230	۸۶۴/۹	۴۲۶/۴

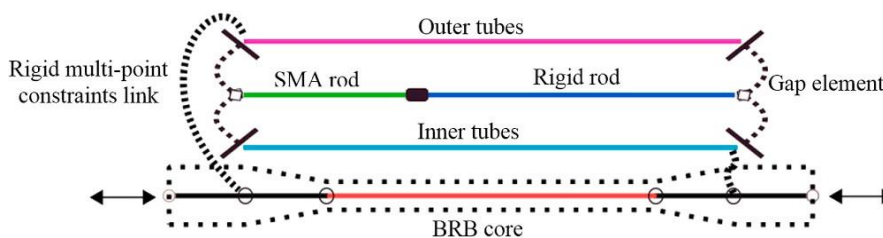


The Selected Frame

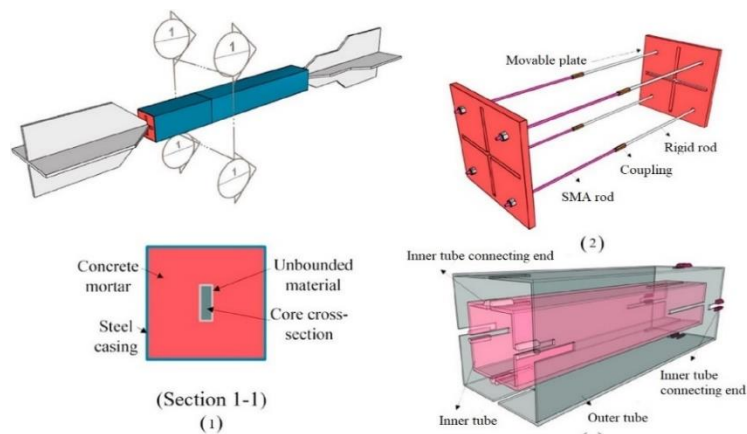
شکل ۳: پلان مشترک سازه های ۵ و ۱۵ طبقه سه بعدی مورد مطالعه در این تحقیق



شکل ۴: قاب کناری استخراج شده از سازه‌های سه بعدی مورد نظر



شکل ۵: نمای کلی مهاربند کمانش تاب مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی [۱۴]



شکل ۶: جزئیات مهاربند کمانش تاب مجهز به آلیاژ حافظه دار شکلی (۱) مهاربند کمانش تاب (۲) میله های SMA (۳) غلافها [۱۴]

۲-۴- زلزله های نزدیک به گسل مصنوعی

در سال های اخیر بررسی رفتار سازه ها تحت رکوردهای نزدیک به گسل که دارای حداکثر فاصله ی ۱۰ کیلومتر هستند، مورد توجه واقع شده است. با این حال تعداد و نوع رکوردهای نزدیک به گسل (از نظر بزرگی و فاصله تا گسل) برای استفاده در شبیه سازی های عددی کافی نمی باشد، لذا تعدادی از محققین مدل های تحلیلی زمین لرزه های مختلف را گسترش دادند که حالت پالس مانند زلزله های نزدیک به گسل را ارائه می دهد. در این مطالعه، آگراوال^{۲۳} و هی^{۲۴} مدل پالس را مورد استفاده قرار دادند [۴۷] و توانایی آن را در بیان رکوردهای نزدیک به گسل معمولی نشان دادند و یک مدل ریاضی ساده سازی شده از آن را بیان کردند. با وجود اینکه زلزله های نزدیک به گسل شامل حال کاهش در انتهای شتاب نگاشت می شوند، در نتیجه تاریخچه زمانی سرعت به صورت یک تابع سینوسی کاهش یافته تعریف می شود، که به صورت رابطه ی (۱۳) می باشد [۴۸-۵۰]:

$$v(t) = se^{-\xi_p \omega_p t} \sin \omega_p \sqrt{(1 - \xi_p^2)} t \quad (13)$$

با انتگرال گیری از رابطه ی (۱۳) شتاب زمین به صورت رابطه ی (۱۴) بدست می آید [۴۸-۵۰]:

$$a(t) = se^{-\xi_p \omega_p t} [-\xi_p \omega_p \sin \omega_p \sqrt{(1 - \xi_p^2)} t + \omega_p \sqrt{(1 - \xi_p^2)} \cos \omega_p \sqrt{(1 - \xi_p^2)} t] \quad (14)$$

که ξ_p ضریب میرایی منحنی سینوسی کاهش یافته می باشد که به منظور تولید زلزله های نزدیک به گسل با بیشینه سرعت زمین v_p ، زمان تناوب پالس T_p و ضریب کاهش یافته ξ_p در مدل پالس استفاده می شود. دامنه اولیه پالس s و فرکانس نمودار سینوسی کاهش یافته ω_p می باشد که از رابطه های پیشنهادی توسط دیسللی^{۲۵} و بودارام^{۲۶} طبق رابطه های (۱۵) و (۱۶) به دست می آید [۴۸-۵۰]:

$$\omega_p = 2\pi / [T_p \sqrt{(1 - \xi_p^2)}] \quad (15)$$

$$S = v_p / [e^{-\xi_p \omega_p t_p} \sin \omega_p \sqrt{(1 - \xi_p^2)} t_p] \quad (16)$$

²³ Agrawal

²⁴ He

²⁵ Dicleli

²⁶ Buddaram

در اینجا t_p نیز زمان در بیشینه سرعت بوده که با مساوی قرار دادن رابطه‌ی (۱۵) با صفر و حل براساس t بدست می‌آید. به منظور تولید تاریخچه زمانی پالس زلزله در فواصل نزدیکترین گسل خاص (r) برای زلزله‌های با بزرگی لحظه‌ای خاص M_w ، بیشینه سرعت زمین v_p و زمان تناوب پالس T_p مطابق رابطه‌های (۱۷) و (۱۸) محاسبه می‌شود [۴۸-۵۰]:

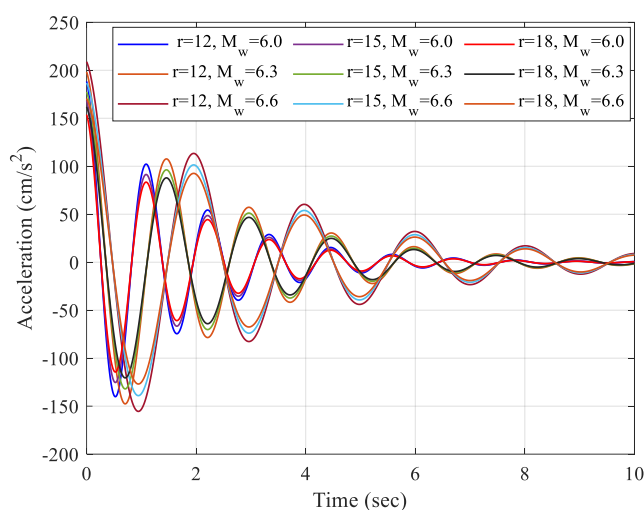
$$\log_{10}(v_p) = -1.0 + 0.5M_w - 0.5 \log_{10}(r) \quad (17)$$

$$\log_{10}(T_p) = -2.5 + 0.425M_w \quad (18)$$

در این مطالعه، مدل‌های پالس زلزله برای کوتاه‌ترین فواصل گسل ۱۲، ۱۵ و ۱۸ کیلومتر و بزرگی زلزله ۶/۰، ۶/۳ و ۶/۶ و ترکیبات آن‌ها شبیه‌سازی شده است. مقادیر عددی سرعت پالس v_p ، زمان تناوب پالس T_p ، از رابطه‌های (۱۷) و (۱۸) برحسب تغییرات پارامترهای M_w و r محاسبه می‌شوند. مقادیر عددی دیگر پارامترها مانند ضریب میرایی سینوسی کاهش‌ی مورد نیاز برای تولید پالس‌های زلزله‌های نزدیک گسل مصنوعی از ۲۰٪ تا حداکثر ۵۰٪ برای زلزله‌های نزدیک به گسل ثبت شده، که شامل پالس‌های سرعت با جهت‌پذیری به سمت جلو و عقب که مرتبط با ضریب میرایی ۲۰٪ می‌باشند، مورد نیاز می‌باشد. در ادامه، پارامترهای زلزله‌ی نزدیک به گسل برای بزرگی گشتاوری مختلف و فواصل گسل مطابق جدول (۵) ارائه شده است. همچنین شکل (۷)، شبیه‌سازی شتاب زلزله‌ی نزدیک به گسل با پالس-های متفاوت را نشان می‌دهد.

جدول ۵: پارامترهای حرکت زمین نزدیک به گسل برای بزرگی گشتاوری مختلف و فواصل گسل

ضریب میرایی (%)	سرعت پالس ($\frac{cm}{s}$)	زمان تناوب پالس (s)	بزرگی	فاصله از گسل (km)	رکورد مصنوعی
۱۰	۲۸	۱/۱۲	۶/۰		R-12-6.0
۱۰	۴۰	۱/۵۰	۶/۳	۱۲	R-12-6.3
۱۰	۵۷	۲/۰۲	۶/۶		R-12-6.6
۱۰	۲۵	۱/۱۲	۶/۰		R-15-6.0
۱۰	۳۶	۱/۵۰	۶/۳	۱۵	R-15-6.3
۱۰	۵۱	۲/۰۲	۶/۶		R-15-6.6
۱۰	۲۳	۱/۱۲	۶/۰		R-18-6.0
۱۰	۳۳	۱/۵۰	۶/۳	۱۸	R-18-6.3
۱۰	۴۶	۲/۰۲	۶/۶		R-18-6.6



شکل ۷: شبیه‌سازی شتاب حرکات زمین نزدیک به گسل با پالس‌های متفاوت

۳-۴- عدم قطعیت‌های مورد مطالعه

همان‌گونه که ذکر شد، در این مطالعه برای محاسبه‌ی احتمال خرابی، از مدل جایگزین کریجینگ استفاده شده است. بدین منظور ابتدا متغیرهای دارای عدم قطعیت در این سیستم سازه‌ای شناسایی شده و با تولید نمونه‌ها براساس توزیع‌های احتمالاتی اختصاص داده شده به هر متغیر و با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، تابع شرایط حدی مسئله‌ی قابلیت اطمینان مورد ارزیابی قرار گرفته است. در هر بار تحلیل سازه‌ای، متغیرهای تصادفی تعریف شده بر اساس توزیع انتخابی، مقادیری را به خود اختصاص می‌دهند. متغیرهای تصادفی سازه‌ای شامل بار ثقلی، مشخصات فولاد مورد استفاده و مشخصات هندسی طبقه‌بندی شده‌اند. این متغیرها شامل: مقاومت تسلیم، مدول الاستیسیته مصالح، طول تیر دهانه، ارتفاع ستون، بارهای زنده و مرده می‌باشند. متغیرهای مرتبط به مهاربند کمانش‌تاب و آلیاژ حافظه‌دار شکلی عبارت‌اند از: سطح مقطع، مدول الاستیسیته، طول و تنش آلیاژ حافظه‌دار شکلی و همچنین سطح مقطع، طول، مدول الاستیسیته و تنش تسلیم هسته‌ی مهاربند کمانش‌تاب می‌باشد. در جدول‌های (۶) و (۷)، متغیرهای تصادفی و مشخصات آماری آن‌ها شامل نوع توزیع احتمالاتی، میانگین، انحراف معیار و ضریب تغییرات آن‌ها در قاب‌های فولادی دارای مهاربند کمانش‌تاب مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی ارائه شده است.

جدول ۶: عدم قطعیت‌های سازه‌ای در این تحقیق

متغیر تصادفی	تعریف متغیر	توزیع احتمالاتی	میانگین	ضریب تغییرات یا انحراف معیار
DL	Dead load (kg/m)	Normal	۱۵۰۰	۲۸/۵
LL	Live load (kg/m)	Gamma	۶۰۰	۴۰۰
f_y	Yield strength (MPa)	Lognormal	۴۰۰	۰/۰۷
E	Elasticity modulus (MPa)	Lognormal	۲۰۰۰۰۰	۰/۰۳
L	Beam length (m)	Lognormal	۶	۳۰/۴
H	Story column height (m)	Normal	۴	۳۰/۴

جدول ۷: عدم قطعیت‌های مهاربند کمانش تاب مجهز به آلیاژ حافظه‌دارشکلی در این تحقیق

متغیر تصادفی	تعریف متغیر	توزیع احتمالاتی	میانگین	ضرب تغییرات	انحراف معیار
A_SMA	SMA area (m^2)	Log-Normal	۰/۰۱۴۸	۰/۰۲	۰/۴۵۹۵۸
E_SMA	E_SMA (MPa)	Normal	۲۸۶۴۷/۷۱	۰/۰۵	۲۰۷/۷۵
S_SMA	SMA_stress (MPa)	Log-Normal	۳۴/۴۷۳۷	۰/۱۰	۰/۵
L_SMA	SMA length ratio	Normal	۰/۳	۰/۰۱	۰/۰۰۳
A_BRB core	BRB Core area (m^2)	Log-Normal	۰/۰۰۱۳	۰/۰۴	۰/۰۸۵۱۲
L_BRB core	BRB Core length (m)	Normal	۱/۸۲۸	۰/۰۱	۰/۷۲
Fy_BRB core	Fy_BRB core (MPa)	Log-Normal	۲۷۵/۷۹	۰/۱۰	۴
E_BRB core	E_BRB core (MPa)	Normal	۱۹۹۹۴۷/۹۶	۰/۰۵	۱۴۵۰

۴-۴- معرفی تابع شرایط حدی

برای محاسبه‌ی احتمال خرابی، از آنجاکه سیستم سازه‌ای مدنظر غیرخطی می‌باشد، جهت افزایش دقت از روش‌های شبیه‌سازی بهره‌گیری می‌شود. ابتدا می‌بایست، متغیرهای تصادفی تعریف‌شده برای مدل سازه‌ای مورد بررسی، براساس توزیع انتخابی، مقادیری را به خود اختصاص داده و سپس تابع شرایط حدی مسئله قابلیت اطمینان با انجام تحلیل‌های غیرخطی سازه‌ای، مورد ارزیابی قرار گیرد. تابع شرایط حدی پیشنهادی برای مدل‌های مورد بررسی در این تحقیق مطابق رابطه‌ی (۱۹) ارائه می‌گردد.

$$g_1 = 0.1 - (\text{Max}(\text{Drift})) \quad (19)$$

در رابطه‌ی (۱۹)، $\text{Max}(\text{Drift})$ حداکثر تغییر مکان نسبی سازه در هر بار تحلیل و مقدار ۰/۱ حد فروریزش سازه براساس آیین‌نامه FEMA 356 [۵۱] می‌باشد. حال چنانچه پس از انجام تحلیل $g_1 > 0$ شود، نمونه در ناحیه‌ی سلامت و چنانچه $g_1 \leq 0$ گردد، نمونه در ناحیه‌ی خرابی قرار می‌گیرد.

۵- بحث و بررسی نتایج

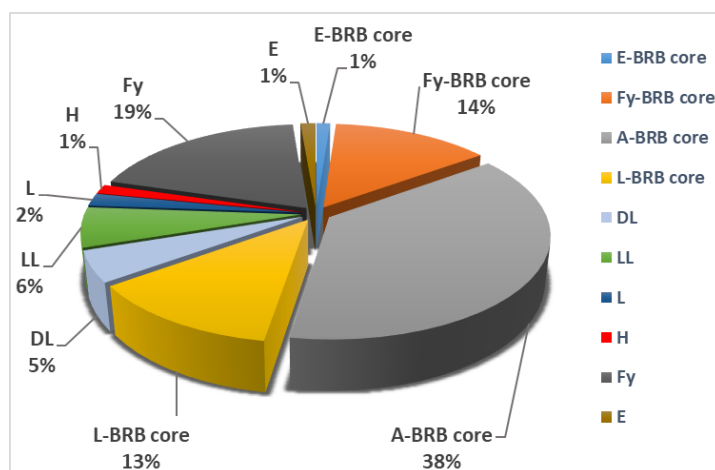
۵-۱- ارزیابی نتایج تحلیل حساسیت

تحلیل حساسیت مبتنی بر روش شبیه‌سازی با ارزیابی نرخ تغییرات احتمال خرابی نسبت به تغییرات میانگین هر متغیر تصادفی انجام شده و نتایج تحلیل حساسیت برای قاب ۵ طبقه نیز در جدول (۸) ارائه شده است. مطابق شکل‌های (۸) و (۹)، در قاب ۵ طبقه دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی، متغیر تصادفی طول آلیاژ حافظه‌دار شکلی و در قاب ۵ طبقه بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی سطح مقطع هسته مهاربند کمانش تاب، تأثیرگذارترین متغیرها در محاسبه‌ی احتمال خرابی بوده‌اند.

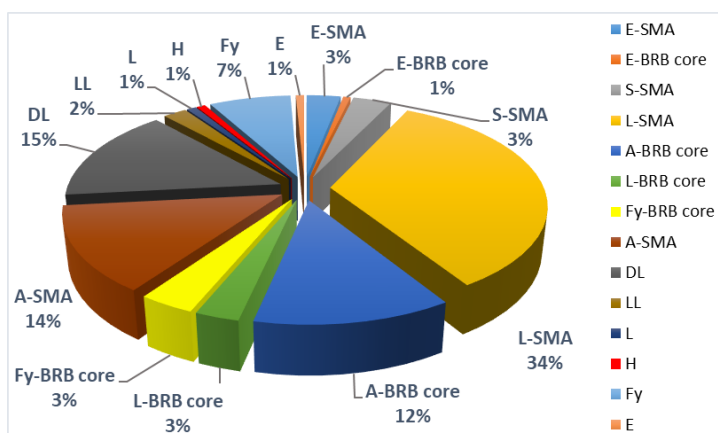
جدول ۸: نتایج تحلیل حساسیت قاب ۵ طبقه مهاربندی کمانش تاب با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی

SC-BRB	BRB	تغییر احتمال خرابی به ازای تغییر هر متغیر
-۰/۰۳۷۲	-	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(A-SMA)}}$
۰/۰۰۸۳۵	-	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(E-SMA)}}$
۰/۰۰۹۴۹	-	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(S-SMA)}}$
-۰/۰۹۳۲	-	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(L-SMA)}}$
-۰/۰۳۴۱	-۰/۰۵۷۱	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(A-BRB \text{ core})}}$

0.00765	-0.0189	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(L-BRB \text{ core})}}$
-0.0097	-0.0202	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(FyBRB \text{ core})}}$
0.00181	0.00183	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(E-BRB \text{ core})}}$
0.0411	0.00740	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(DL)}}$
0.00574	0.00955	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(LL)}}$
0.00232	0.00308	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(L)}}$
0.00220	0.00227	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(H)}}$
-0.02	-0.0298	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(Fy)}}$
0.002	0.00204	$\frac{\partial P_f}{\partial \mu_{(E)}}$



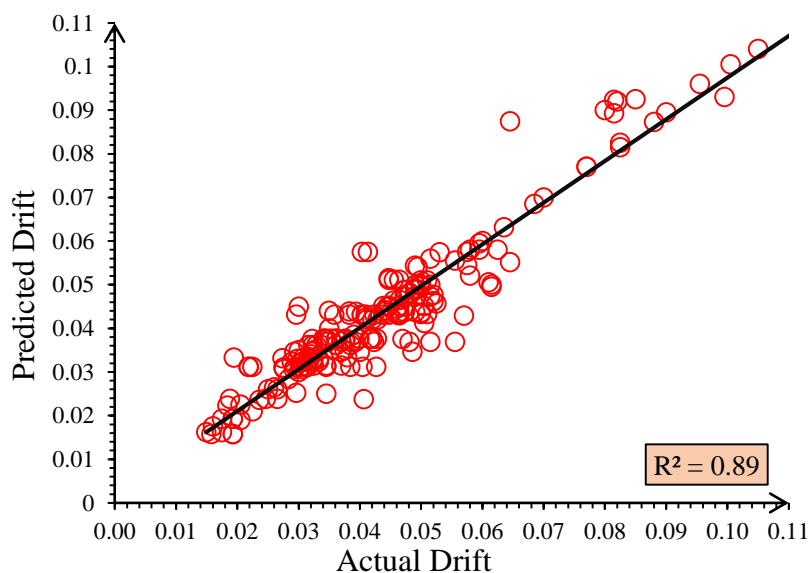
شکل ۸: درصد مشارکت عدم قطعیت‌ها در قاب ۵ طبقه مهاربندی کمانش تاب بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی



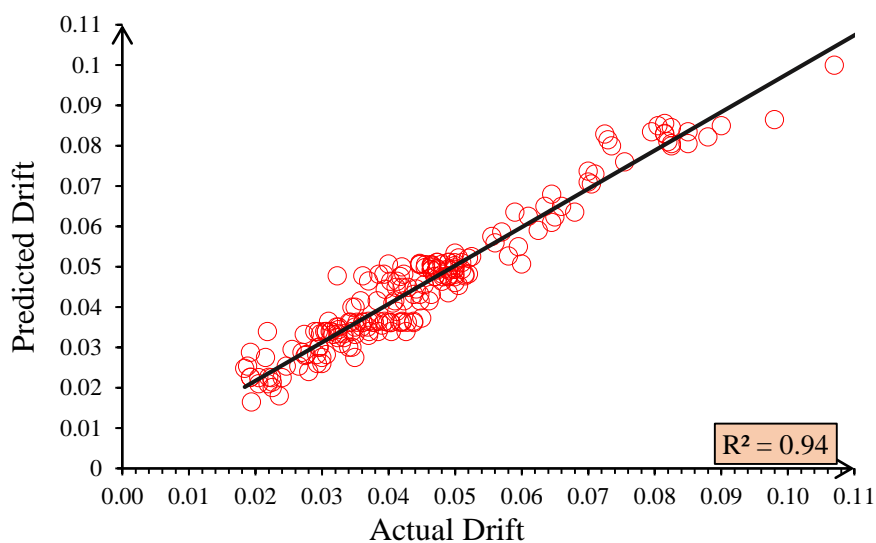
شکل ۹: درصد مشارکت عدم قطعیت‌ها در قاب ۵ طبقه مهاربندی کمانش تاب با آلیاژ حافظه‌دار شکلی

۵-۲- ارزیابی نتایج قابلیت اطمینان

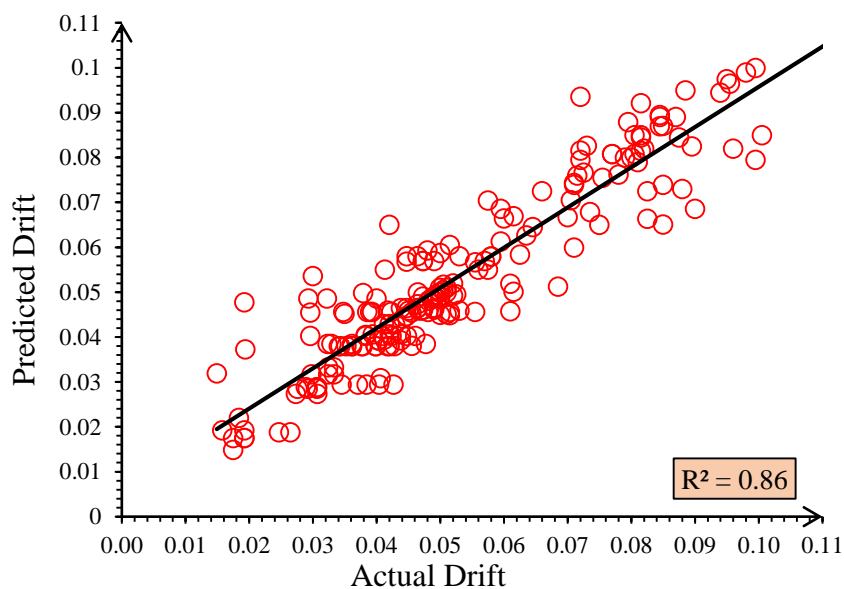
در این مطالعه، برای ساخت مدل‌های جایگزین، ۳۰۰۰ نمونه تصادفی براساس توزیع آماری مشخص شده برای هر متغیر تصادفی، درج شده در جدول‌های ۵ و ۶ تولید شده است و تغییر مکان نسبی متناسب با آن‌ها محاسبه شده و سپس از ۳۰۰۰ نمونه تصادفی، ۲۰۰۰ نمونه به‌طور تصادفی برای آموزش مدل‌های جایگزین و ۱۰۰۰ نمونه برای آزمایش آن‌ها انتخاب می‌شوند. در این تحقیق، ضریب (R^2) به‌منظور مشخص کردن عملکرد مدل‌های مورد مطالعه اعمال شده است. ضریب R^2 به‌عنوان معیارهای کیفیت لازم در انواع مختلف کاربردهای مهندسی استفاده شده است. در این بخش، عملکرد روش کریجینگ در پیش‌بینی تغییر مکان نسبی قاب‌های مذکور بررسی شده است. سپس برای ۹۰ نمونه‌ای که به‌طور تصادفی انتخاب شده‌اند، مقادیر تغییر مکان نسبی پیش‌بینی شده قاب‌های مذکور در مقابل خروجی‌های واقعی مربوطه در شکل (۱۰) تا (۱۳) ارائه شده است. مقادیر مربوط به ضریب R^2 برای قاب‌های ۵ و ۱۵ طبقه دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی به‌ترتیب مقادیر ۰/۹۴ و ۰/۸۸ برآورد شده است که نشان‌دهنده قابلیت مدل جایگزین کریجینگ در پیش‌بینی پاسخ مدل‌های سازه‌ای مجهز به مصالح هوشمند می‌باشد. به‌عبارت دیگر، واضح است که یک همبستگی خطی قوی بین مقادیر واقعی تغییر مکان نسبی قاب‌های مذکور و پاسخ پیش‌بینی شده براساس روش کریجینگ می‌باشد و کمترین خطا را در پیش‌بینی پاسخ‌های سازه‌ای مذکور دارد.



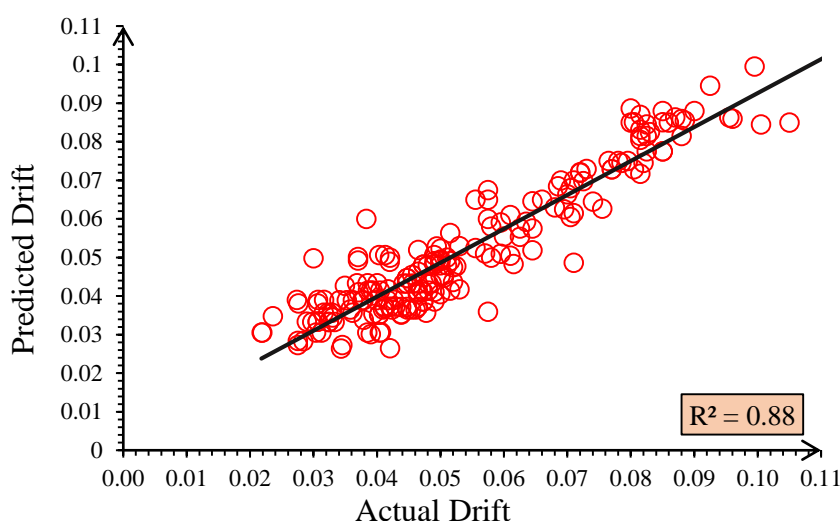
شکل ۱۰: نمودار رگرسیون بین مقادیر پیش‌بینی شده و واقعی تغییر مکان نسبی قاب ۵ طبقه مهاربندی کمانش‌تاب بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی



شکل ۱۱: نمودار رگرسیون بین مقادیر پیش بینی شده و واقعی تغییر مکان نسبی قاب ۵ طبقه مهاربندی کمانش تاب با آلیاژ حافظه دار شکلی



شکل ۱۲: نمودار رگرسیون بین مقادیر پیش بینی شده و واقعی تغییر مکان نسبی قاب ۱۵ طبقه مهاربندی کمانش تاب بدون آلیاژ حافظه دار شکلی



شکل ۱۳: نمودار رگرسیون بین مقادیر پیش بینی شده و واقعی تغییر مکان نسبی قاب ۱۵ طبقه مهاربندی کمانش تاب با آلیاژ حافظه دار شکلی

در ادامه، به منظور بررسی صحت و دقت مدل‌های جایگزین کریجینگ، مطابق رابطه‌های (۲۰) تا (۲۲)، شاخص‌های میانگین مربعات خطاها (MSE)^{۲۷}، میانگین خطای مطلق (MAE)^{۲۸} محاسبه و با ضریب همبستگی (R²)^{۲۹} مقایسه شده‌اند. شاخص میانگین مربعات خطاها و میانگین خطای مطلق همواره مقداری نامنفی دارند، هرچقدر مقدار آن به صفر نزدیکتر باشد، نشان دهنده میزان کمتر خطاست. نتایج پارامترهای آماری حاصله از مدل‌های جایگزین کریجینگ در جدول (۹) ارائه شده است.

$$MSE = \frac{\sum_1^N (R_{Pre} - R_{Exp})^2}{N} \quad (20)$$

$$MAE = \frac{\sum_1^N |R_{Pre} - R_{Exp}|}{N} \quad (21)$$

$$R^2 = \frac{[\sum_1^N (R_{Pre} - \bar{R}_{Pre})(R_{Exp} - \bar{R}_{Exp})]^2}{\sum_1^N (R_{Pre} - \bar{R}_{Pre})^2 \sum_1^N (R_{Exp} - \bar{R}_{Exp})^2} \quad (22)$$

جدول ۹: نتایج پارامترهای آماری حاصله از مدل‌های جایگزین کریجینگ

۱۵ طبقه		۵ طبقه		پارامترهای آماری
SC-BRB	BRB	SC-BRB	BRB	
۶۳/۲	۸۹/۳	۲۴/۴	۵۹/۳	MSE
۴/۲	۴/۹	۲/۸	۳/۹	MAE
۰/۸۸	۰/۸۶	۰/۹۴	۰/۸۹	R ²

حال با استفاده از مدل جایگزین کریجینگ، به ارزیابی احتمالاتی و تحلیل قابلیت اطمینان مدل‌های موردنظر پرداخته می‌شود. در ادامه، احتمال خرابی (P_f) براساس روش کریجینگ پیش‌بینی و شاخص قابلیت اطمینان (β) نیز مطابق با رابطه‌ی (۲۳) ارائه شده است. در

²⁷ the mean squared errors

²⁸ the mean absolute error

²⁹ the correlation coefficient

این رابطه، (P_f) احتمال خرابی و ϕ^{-1} معکوس تابع توزیع تجمعی استاندارد نرمال می‌باشد. نتایج تحلیل قابلیت اطمینان با در نظر گرفتن پارامترهای دارای عدم قطعیت در جدول‌های (۶) و (۷) انجام گرفته است.

$$\beta = -\phi^{-1}(P_f) \quad (23)$$

در تحقیق حاضر، به دلیل تعداد زیاد متغیرهای تصادفی تولیدشده در روش مونت کارلو و همچنین صرف زمان و هزینه‌ی زیاد جهت انجام تحلیل‌های غیرخطی و محاسبه‌ی تابع شرایط حدی، از روش پیش‌بینی کریجینگ که با تعداد نمونه‌ی کمتر جواب قابل قبولی را ارائه می‌دهند، استفاده شده است. همان‌طور که در جدول‌های (۱۰) و (۱۱) مشاهده می‌شود، نتایج احتمال خرابی و شاخص قابلیت اطمینان مدل‌های سازه‌ای ۵ و ۱۵ طبقه مهاربندی کمانش‌تاب در دوحالت با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی برای ۹ زلزله نزدیک به گسل مصنوعی ارائه شده است.

جدول ۱۰: نتایج قابلیت اطمینان قاب ۵ طبقه

SC-BRB		BRB		رکورد مصنوعی
احتمال خرابی (P_f)	شاخص قابلیت اطمینان (β)	احتمال خرابی (P_f)	شاخص قابلیت اطمینان (β)	
۰/۰۰۰۵	۳/۲۹	۰/۰۰۱۲	۳/۰۳	R-12-6.0
۰/۰۰۰۷	۳/۱۹	۰/۰۰۱۷	۲/۹۳	R-12-6.3
۰/۰۰۱۱	۳/۰۶	۰/۰۰۲۱	۲/۸۳	R-12-6.6
۰/۰۰۰۴	۳/۳۵	۰/۰۰۱۱	۳/۰۶	R-15-6.0
۰/۰۰۰۵	۳/۲۹	۰/۰۰۱۲	۳/۰۳	R-15-6.3
۰/۰۰۰۹	۳/۱۲	۰/۰۰۱۶	۲/۹۵	R-15-6.6
۰/۰۰۰۲	۳/۵۴	۰/۰۰۰۷	۳/۱۹	R-18-6.0
۰/۰۰۰۴	۳/۳۵	۰/۰۰۰۸	۳/۱۵	R-18-6.3
۰/۰۰۰۶	۳/۲۴	۰/۰۰۱۰	۳/۰۹	R-18-6.6

جدول ۱۱: نتایج قابلیت اطمینان قاب ۱۵ طبقه

SC-BRB		BRB		رکورد مصنوعی
احتمال خرابی (P_f)	شاخص قابلیت اطمینان (β)	احتمال خرابی (P_f)	شاخص قابلیت اطمینان (β)	
۰/۰۰۰۷	۳/۰۳	۰/۰۰۱۳	۳/۰۱	R-12-6.0
۰/۰۰۰۸	۳/۰۱	۰/۰۰۱۸	۲/۹۱	R-12-6.3
۰/۰۰۱۰	۲/۹۵	۰/۰۰۲۵	۲/۸۰	R-12-6.6
۰/۰۰۰۵	۳/۲۹	۰/۰۰۱۱	۳/۰۶	R-15-6.0
۰/۰۰۰۶	۳/۲۴	۰/۰۰۱۵	۲/۹۷	R-15-6.3
۰/۰۰۰۹	۳/۱۲	۰/۰۰۱۹	۲/۸۹	R-15-6.6
۰/۰۰۰۳	۳/۴۳	۰/۰۰۰۶	۳/۲۴	R-18-6.0
۰/۰۰۰۳	۳/۴۳	۰/۰۰۰۹	۳/۱۲	R-18-6.3
۰/۰۰۰۵	۳/۲۹	۰/۰۰۱۱	۳/۰۶	R-18-6.6

۶- نتیجه گیری

در این تحقیق، به بررسی تاثیر عدم قطعیت‌های سازه‌ای و لرزه‌ای، بر عملکرد قاب‌های ۵ و ۱۵ طبقه دارای مهاربند کمانش‌تاب با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت زلزله‌های نزدیک به گسل مصنوعی پالس‌دار پرداخته شده است. باتوجه به صحت‌سنجی مکانیسم مدل-سازی مهاربند کمانش‌تاب و آلیاژ حافظه‌دار شکلی که نتیجه قابل قبولی ارائه داده است، می‌توان به مدل‌های غیرخطی ایجاد شده و پاسخ‌های به‌دست‌آمده، اطمینان داشت. به این منظور، با مدل‌سازی قاب‌های مهاربندی کمانش‌تاب با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی ۵ و ۱۵ طبقه در نرم‌افزار *OpenSees*، شناسایی متغیرهای دارای عدم قطعیت و تعریف تابع شرایط حدی مسئله بر مبنای تغییر مکان نسبی، ابتدا تحلیل حساسیت و سپس ارزیابی قابلیت اطمینان براساس مدل جایگزین کریجینگ انجام و مقایسه گردیده است. با بررسی نتایج حاصل از تحلیل‌های احتمالاتی موارد ذیل قابل ذکر است:

۱. نتایج تحلیل حساسیت نشان می‌دهد که در قاب دارای مهاربند کمانش‌تاب بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی، سطح مقطع هسته مهاربند کمانش‌تاب، مقاومت تسلیم مقاطع و مقاومت تسلیم هسته مهاربند کمانش‌تاب به ترتیب بیشترین اثر و مدول الاستیسیته مقاطع، ارتفاع طبقات و مدول الاستیسیته مهاربند کمانش‌تاب کمترین اثر را در احتمال خرابی سازه‌ی مورد نظر داشته‌اند. در حالی که در قاب دارای مهاربند کمانش‌تاب با آلیاژ حافظه‌دار شکلی، طول آلیاژ، بار مرده طبقات و سطح مقطع آلیاژ به ترتیب بیشترین اثر و مدول الاستیسیته مقاطع، ارتفاع طبقات، طول دهانه و مدول الاستیسیته مهاربند کمانش‌تاب کمترین اثر را در احتمال خرابی سازه‌ی مورد نظر داشته‌اند.
۲. به‌منظور بررسی صحت و دقت مدل‌های جایگزین کریجینگ، شاخص‌های MAE ، MSE و R^2 برای مدل‌های قاب مهاربندی کمانش‌تاب با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی بررسی شده‌اند، شاخص‌های MAE و MSE برای مدل‌های با آلیاژ مقادیر کمتر و ضریب R^2 برای مدل‌های با آلیاژ، مقادیر بیشتری برآورده شده است، در نتیجه این مطلب نشان‌دهنده‌ی خطای کمتر مدل جایگزین کریجینگ در پیش‌بینی پاسخ لرزه‌ای قاب مهاربندی کمانش‌تاب مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی می‌باشد.
۳. مقادیر ضریب R^2 برای قاب‌های ۵ و ۱۵ طبقه مهاربندی کمانش‌تاب دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی به ترتیب مقادیر ۰/۹۴ و ۰/۸۸ و در حالت بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی به ترتیب مقادیر ۰/۸۹ و ۰/۸۶ برآورد شده است که نشان دهنده‌ی قابلیت مدل جایگزین کریجینگ در پیش‌بینی پاسخ مدل‌های سازه‌ای مجهز به مصالح هوشمند می‌باشد. به‌عبارت دیگر، واضح است که یک همبستگی خطی قوی بین مقادیر واقعی تغییر مکان نسبی قاب‌های مذکور و پاسخ پیش‌بینی شده براساس روش کریجینگ می‌باشد و کمترین خطا را در پیش‌بینی پاسخ‌های سازه‌ای دارد.
۴. با محاسبه‌ی احتمال خرابی قاب‌های مهاربندی کمانش‌تاب با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت زلزله‌های نزدیک به گسل مصنوعی پالس‌دار برای تابع شرایط حدی، مشخص می‌شود که با افزایش تغییر مکان نسبی، احتمال خرابی افزایش یافته و شاخص قابلیت اطمینان کاهش می‌یابد.
۵. مطابق مدل جایگزین کریجینگ، شاخص قابلیت اطمینان مدل‌های مهاربندی کمانش‌تاب مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی بیشتر از حالت بدون آلیاژ می‌باشد. به‌عنوان نمونه، تحت اثر رکورد زلزله‌ی $R-18-6.0$ ، شاخص قابلیت اطمینان قاب ۵ طبقه در حالت با آلیاژ حافظه‌دار شکلی معادل ۱۰ درصد افزایش داشته است.
۶. با توجه به نتایج قابلیت اطمینان لرزه‌ای، مهاربند کمانش‌تاب مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی در قاب ۵ طبقه در گستره‌ی وسیع‌تری از سطح تقاضای لرزه‌ای باعث آسیب‌پذیری کمتر و ایمنی بیش‌تری نسبت به قاب ۱۵ طبقه می‌شود.
۷. با افزایش ارتفاع قاب‌ها، احتمال خرابی آن‌ها تحت اثر زلزله‌های نزدیک به گسل مصنوعی افزایش و شاخص قابلیت اطمینان کاهش یافته است. با افزایش تعداد طبقات، مد خرابی آن‌ها تغییر کرده و بر رفتار غیرخطی آن‌ها تحت زلزله‌های نزدیک به گسل مصنوعی تاثیر می‌گذارد و باعث ناپایداری دینامیکی قاب ۱۵ طبقه می‌شود. به‌عنوان نمونه، تحت اثر رکورد زلزله‌ی $R-18-6.0$ ، شاخص قابلیت اطمینان قاب ۱۵ طبقه نسبت به ۵ طبقه در حالت با آلیاژ حافظه‌دار شکلی معادل ۳ درصد کاهش داشته است.

۸. به کارگیری آلیاژ حافظه دار شکلی در سیستم ساختمانی قاب فولادی دارای مهاربند کمانش تاب باعث بهبود رفتار لرزه ای سیستم شده و موجب کاهش هزینه های بازسازی و تعمیر سیستم ساختمانی آسیب دیده شده و به نوعی موجب ارتقای برگشت پذیری سیستم می شود.

مراجع

- [1] Horie, T. and Yabe, Y. (1993). Elasto-Plastic Behavior of Steel Brace with Restraint System for Post Buckling. *Annual technical papers of steel structures*, Vol. 1, pp. 187–194.
- [2] Song, G., Ma, N., Li, H. (2006). Applications of shape memory alloys in civil structures. *Engineering Structures*; Vol. 28, pp. 1266-1274.
- [3] Zhao, Y.-G., Ono, T., and Kato, M. (2002). Second-Order Third-Moment Reliability Method, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, 8, pp. 1087–1090.
- [4] Sørensen, J. D. (2004). Notes in Structural Reliability Theory and Risk Analysis, Aalborg University.
- [5] Metropolis, N., and Ulam, S. (1949). The Monte Carlo Method, *J. Am. Stat. Assoc.*, Vol. 44, 247, pp. 335–341.
- [6] Bucher, C.G., Chen, Y.M. & Schueller, G.I. (1998). Time variant reliability analysis utilizing response surface approach, in Proceedings of the 2nd IFIP WG 7.5 Conference on Reliability and Optimization of Structural Systems.
- [7] Gayton, N., Bourinet, J.M. & Lemaire, M. (2003). CQ2RS: a new statistical approach to the response surface method for reliability analysis, *Structural Safety*, Vol. 25, pp. 99–121.
- [8] Kaymaz, I. (2015). Application of kriging method to structural reliability problems. *Structural Safety*, Vol. 27, pp. 133-51.
- [9] Papadrakakis M, Papadopoulos V, Lagaros ND. (1996). Structural reliability analysis of elastic-plastic structures using neural networks and Monte Carlo simulation. *Comput Methods Appl Mech Eng*, Vol. 136, 1, pp. 145–63.
- [10] Guan, X.L. & Melchers, R.E. (2001). Effect of response surface parameter variation on structural reliability estimates, *Structural Safety*, Vol. 23, pp. 429–444.
- [11] Fayeeg Ghowsi A., Ranjan Sahoo D. (2015). Fragility assessment of buckling-restrained braced frames under near-field earthquakes, *Steel and Composite Structures*, Vol. 19, 1, pp. 173- 190.
- [12] Nazarimofrad, E., Shokrgozar, A. (2019). Seismic performance of steel braced frames with self-centering buckling-restrained brace utilizing superelastic shape memory alloys, *Struct Design Tall Spec Build*.
- [13] Fayeeg Ghowsi, A. Ranjan Sahoo, D. (2020). Near-field earthquake performance of SC-BRBs with optimal design parameters of SMA, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 175.
- [14] Fayeeg Ghowsi, A. Ranjan Sahoo, D., Seismic response of SMA-based self-centering buckling-restrained braced frames under near-fault ground motions, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 139, 2020.
- [15] Hashemi, S., Miri, M., Rashki, M., Etedali, S. (2022). Investigation the Sidesway Collapse and Seismic Fragility Analysis of Frames with BRB Equipped with SMAs. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, Vol. 54, 2, pp. 17-17. (In Persian)
- [16] Pouraminian, M., Hashemi, S., Sadeghi, A., Pournakhshian, S. (2021). Probabilistic Assessment the Seismic Collapse Capacity of Buckling-Restrained Braced Frames Equipped with Shape Memory Alloys. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Vol. 8, Special Issue 2. (In Persian)
- [17] Hashemi, S.V., Pouraminian, M., Sadeghi, A. (2021). Seismic Fragility Curve Development of Frames with BRB's Equipped with Smart Materials subjected to Mainshock-Aftershock Ground Motion. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Vol. 8, 9. (In Persian)
- [18] Hashemi S.V., Pouraminian M., Sadeghi A., Pournakhshian S. (2021). Seismic Performance of Buckling Restrained Braced Frames with Shape Memory Alloy Subjected to Mainshock-Aftershock Near-Fault Ground Motion. *Modares Civil Engineering journal*, Vol. 21, 4, pp. 35-50.
- [19] Andrews, B. M., Song, J., Fahnestock, L. A. (2009) Assessment of buckling-restrained braced frame reliability using an experimental limit-state model and stochastic dynamic analysis, *Earthquake Engineering And Engineering Vibration*, Vol. 8, 3, pp. 373-385.

- [20] Minghao, Li, Frank, Lam, Ricardo, O., Foschi. (2009). Seismic Reliability Analysis of Diagonal Braced and Structural-Panel-Sheathed Wood Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, 5.
- [21] Rota, M., Penna, A., Magenes, G., A. (2011). methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. *Engineering Structures*, Vol. 32, 5, pp. 1312-1323.
- [22] Basaga, H. B., Kartal, M. E., Bayraktar, A., (2012). Reliability analysis of steel braced reinforced concrete frames with semi-rigid connections, *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, Vol. 12, 5.
- [23] Khatibinia, M. Salajegheh, E. Salajegheh J. & Fadaee MJ. (2013). Reliability-based design optimization of reinforced concrete structures including soil-structure interaction using a discrete gravitational search algorithm and a proposed metamodel, *Engineering Optimization*, Vol. 45, 10, pp. 1147-1165.
- [24] Assaleh KH. AlHamaydeh, M., Choudhary, I., (2015). Modeling nonlinear behavior of Buckling Restrained Braces via different artificial intelligence methods, *Applied Soft Computing*, Vol. 37, pp. 923-938.
- [25] Dang CT., Tran T., Nguyen DM, Pham M., Le TP. Use of Kriging metamodels for seismic fragility analysis of structures. In: Ha-Minh C., Dao D., Benboudjema F., Derrible S., Huynh D., Tang A. (eds) CIGOS. (2020). Innovation for Sustainable Infrastructure. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 54. Springer, Singapore.
- [26] Segura, Jamie RE. Patrick Paultre, P., (2020). Metamodel-Based Seismic Fragility Analysis of Concrete Gravity Dams, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 146, 7.
- [27] Pinghe Ni, Jun Li, Hong Hao, Weimin Yan, Xiuli Du, Hongyuan Zh, (2020). Reliability analysis and design optimization of nonlinear structures, *Reliability Engineering and System Safety*.
- [28] Safaei, S., Naderpour, H. & Gerami, M., (2020). Reliability assessment of RC frames rehabilitated by eccentrically braces having vertical shear link. *SN Appl. Sci.* Vol. 2, 466.
- [29] Mohsenian, V. Gharaei Moghaddam, N. Hajirasouliha, I., (2020). Reliability analysis and multilevel response modification factors for buckling restrained braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 171.
- [30] Hashemi, S. V., Miri, M., Rashki, M., & Etedali, S. (2021). Reliability and reliability-based sensitivity analysis of self-centering buckling restrained braces using meta-models. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*.
- [31] Hashemi, S.V., Miri, M., Rashki, M., Etedali, S. (2022). Multi-objective optimal design of SC-BRB for structures subjected to different near-fault earthquake pulses, *Structures*, Vol. 36, pp. 1021-1031.
- [32] Ramon Gaxiola-Camacho, H. Azizsoltani, A. Halder, S. M. Vazirizade, and F. Javier Villegas-Mercado. (2020). Chapter 13 - Novel concepts for reliability analysis of dynamic structural systems, *Handbook of Probabilistic Models*, Butterworth-Heinemann, pp. 305-346.
- [33] Cornell, A. (1969). A probability based structural code, *Journal Proceedings*, ACI, Vol. 66, 12, pp. 974-985.
- [34] Fiessler, H. J. Neumann, and R. Rackwitz. (1979). Quadratic limit states in structural reliability, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 105, 4, pp. 661-674.
- [35] Saravani, and Keshtegar, B. (2019). Random - weighted Monte Carlo Simulation Method for Structural Reliability Analysis. *Computational Methods in Engineering Isfahan University of Technology (IUT)*, Vol. 37, 2, pp. 41-60. (In Persian).
- [36] Keshtegar, B. and Hao, P. (2018). Enriched self-adjusted performance measure approach for reliability-based design optimization of complex engineering problems, *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 57, pp. 37-51.
- [37] *OpenSees*, Open System for Earthquake Engineering Simulation Manual, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, (2007). <http://opensees.berkeley.edu>.
- [38] *MATLAB* (matrix laboratory), Multi paradigm numerical computing environment and proprietary programming language developed by Math Works, (2013). <https://www.mathworks.com/help/matlab/>
- [39] Rakhshanimehr, M., Rashki, M., Miri, M. and Azhdari Moghaddam, M. (2017). Reliability Analysis of Flexural Steel Frames by Using the Weighted Simulation Method and Radial Basis Function Interpolation. *Journal of Modeling in Engineering*, Vol. 14, 47, pp. 21-32.
- [40] MiarNaemi F., Azizyan Gh., Rashki M. (2019). Reliability sensitivity analysis method based on subset simulation hybrid techniques. *Applied Mathematical Modelling*. Vol. 75, pp. 607-626.

- [41] Eatherton MR., Fahnestock LA. and Miller DJ. (2014). Computational study of self-centering buckling-restrained braced frame seismic performance. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol. 43, 13, pp.1897–1914.
- [42] Taftali, B. (2007). Probabilistic seismic demand assessment of steel frames with shape memory alloy connections. *PhD Dissertation*, Georgia Institute of Technology, Atlanta.
- [43] *INBC*, Design Loads for Buildings. (2013). Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (in Persian).
- [44] *INBC*, Design and Construction of Steel Structures. (2013). Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (in Persian).
- [45] *BHRC*, Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. (2014). Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (in Persian).
- [46] Sadeghi A, Kazemi H. Samadi M. (2021). Single and multi-objective optimization of steel moment-resisting frame buildings under vehicle impact using evolutionary algorithms. *J Build Rehabil*, Vol. 6, 21.
- [47] Agrawal A., He W. (2002). A close-form approximation of near-fault ground motion pulses for flexible structures. *ASCE Eng Mech Conference*, Vol. 15, pp. 131–8.
- [48] Hall JF., Heaton TH., Halling MW., Wald DJ. (1995). Near-source ground motion and its effects on flexible buildings. *Earthquake Spectra*, Vol. 11, 4, pp.569–605.
- [49] Dicleli, M., Buddaram, S. (2007). Equivalent linear analysis of seismic-isolated bridges subjected to near-fault ground motions with forward rupture directivity effect, *Engineering Structures*, 29 (1), pp. 21–32.
- [50] Somerville P. (1998). Development of an improved representation of near fault ground motions. in: *SMIP98 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data*.
- [51] *FEMA-356*. (2000). Pre-standard and commentary of seismic rehabilitation of building. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.