

Evaluation of low-rise steel moment-resisting frame reliability index based on performance levels

Mohammad Ali Fathali¹, Seyed Rohollah Hoseini Vaez^{1*}

1- Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran

ABSTRACT

In designing a structure, due to the uncertainty in some parameters, it is necessary to ensure that the design is responsive to the design requirements. For this purpose, the theory of reliability is used. In this study, the reliability of the low-rise steel moment-resisting frame was evaluated based on performance levels. For this purpose, based on the Monte Carlo simulation method, a step-by-step process was presented to use it to calculate the steel moment-resisting frame reliability index for probabilistic constraints of plastic hinges limitation and inter-story drift ratio limitation at each performance level. Also, cross-sectional area, moment of inertia and plastic section modulus of members, modulus of elasticity and yield stress of steel, and gravity loading are considered as random parameters in this study. Finally, using the presented process method, the reliability of a three-story steel moment-resisting frame, which is optimized based on the performance-based design method, was evaluated. The results show that in some plastic hinges at the performance level of immediate occupancy, the probability of plastic rotation less than the acceptance criteria of this level is not desirable, while in other plastic hinges and performance levels, a suitable reliability index was obtained for the probabilistic constraint of plastic rotation constraint. Also, based on the results, it is very unlikely that the inter-story drift ratio of stories will exceed the limits considered at each level of performance.

ARTICLE INFO

Receive Date: 29 June 2021
Revise Date: 01 August 2021
Accept Date: 04 August 2021

Keywords:

*Reliability assessment
Monte-Carlo simulation
method
Performance-based design
Probability of failure
Low-rise Steel moment-
resisting frame*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.292854.2480>

*Corresponding author: Seyed Rohollah Hoseini Vaez
Email address: hoseinivaez@qom.ac.ir

ارزیابی شاخص قابلیت اطمینان قاب خمشی فولادی کوتاه مرتبه بر مبنای سطوح عملکرد

محمد علی فتحعلی^۱، سید روح الله حسینی واعظ^{۱*}

۱- دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران

چکیده

در طراحی یک سازه، باید نسبت به پاسخگو بودن طرح در برابر ملزومات طراحی، با توجه به ماهیت احتمالاتی برخی پارامترها، اطمینان مناسبی حاصل کرد. برای بررسی میزان ایمنی طرح، می‌توان از نظریه قابلیت اطمینان استفاده کرد. در این مطالعه، به ارزیابی قابلیت اطمینان قاب خمشی فولادی کوتاه مرتبه طراحی شده بر اساس عملکرد پرداخته شد. برای این منظور، بر اساس روش شبیه سازی مونت کارلو و تحلیل استاتیکی غیرخطی، یک فرآیند مرحله‌ای به صورت یک فلوجارت ارائه گردید تا با استفاده از آن بتوان شاخص قابلیت اطمینان قاب خمشی را برای توابع حدی محدودیت دوران پلاستیک مفاصل پلاستیک و میزان جابجایی نسبی میان طبقه در هر سطح عملکرد محاسبه نمود. پارامترهای تصادفی در نظر گرفته شده در این مطالعه عبارتند از: سطح مقطع، ممان اینرسی و اساس مقطع پلاستیک اعضا، مدول الاستیسیته و تنش تسلیم فولاد و بارگذاری ثقلی. در انتها، بر اساس فلوجارت ارائه شده، قابلیت اطمینان یک قاب خمشی فولادی سه طبقه که بر اساس روش مبتنی بر عملکرد، طراحی بهینه شده است، ارزیابی شد. نتایج بدست آمده نشان می‌دهند که در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه طرح بهینه انتخابی، احتمال کمتر بودن مقادیر دوران پلاستیک تعدادی از مفاصل از مقادیر معیارهای پذیرش آن‌ها در این سطح مطلوب نیست؛ در حالیکه در سایر مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد دیگر، شاخص قابلیت اطمینان مناسبی برای قید احتمالاتی محدودیت دوران پلاستیک بدست آمد. همچنین، بر اساس نتایج بدست آمده، احتمال فراتر رفتن میزان جابجایی نسبی میان طبقه طبقات از حدود در نظر گرفته شده در هر سطح عملکرد، بسیار اندک است.

کلمات کلیدی: ارزیابی قابلیت اطمینان، روش شبیه سازی مونت کارلو، طراحی بر مبنای عملکرد، احتمال خرابی، قاب خمشی کوتاه مرتبه.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.292854.2480	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.292854.2480	۱۴۰۱/۰۱/۳۱	۱۴۰۰/۰۵/۱۳	۱۴۰۰/۰۵/۱۳	۱۴۰۰/۰۵/۱۰	۱۴۰۰/۰۴/۰۸
سید روح الله حسینی واعظ hoseinivaez@qom.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

در طراحی یک سازه، پارامترهایی نظیر بارهای خارجی، مشخصات مصالح، هندسه سازه و مشخصات مقاطع دارای عدم قطعیت احتمالاتی هستند. این عدم قطعیت‌ها، نتیجه طراحی را تحت تأثیر قرار می‌دهند؛ به گونه‌ای که در نظر نگرفتن آن‌ها، اطمینان نسبت به پاسخگو بودن طرح در برابر ملزومات طراحی را از بین می‌برد. به عبارت دیگر، نسبت به ایمنی طرح نمی‌توان مطمئن بود. منظور از ایمنی یک طرح، توانایی آن طرح در برآورده‌سازی یک یا چند قید خاص با در نظر گرفتن عدم قطعیت احتمالاتی پارامترها است. هر چه احتمال ارضای قید مورد نظر توسط طرح بیشتر باشد، آن طرح برای آن قید خاص، ایمن‌تر خواهد بود. ایمنی یک طرح، به کمک نظریه قابلیت اطمینان قابل ارزیابی است [۱-۳]. در تحلیل قابلیت اطمینان، عدم قطعیت پارامترهای تأثیرگذار در نتیجه طراحی، به صورت ریاضی مدل‌سازی می‌شوند و میزان اثرگذاری آن‌ها در پاسخگو بودن طرح نسبت به یک یا چند قید طراحی، بررسی می‌گردد.

در تحلیل قابلیت اطمینان، هدف محاسبه احتمال خرابی یا ایمنی بر مبنای جداسازی فضای ایمن و شکست توسط تابع حالت حدی است که روش‌های گوناگونی برای آن پیشنهاد و ارائه شده است. این روش‌ها را می‌توان به صورت کلی، در سه دسته تحلیلی، تقریبی و مبتنی بر شبیه‌سازی (نمونه‌گیری) تقسیم نمود. دسته اول که روش‌های تحلیلی هستند، با استفاده از انتگرال‌گیری و محاسبات ریاضی، احتمال شکست یا ایمنی را به صورت دقیق برآورد می‌کنند که در مورد مسائل غیرخطی و با ابعاد بالا غیرقابل استفاده هستند. بنابراین، توجه و تمرکز مطالعات روی دو دسته دیگر است.

به صورت کلی، روش‌هایی که از تقریب مشتق مرتبه اول تابع حالت حدی استفاده می‌کنند، روش قابلیت اطمینان مرتبه اول^۱ (FORM) و روش‌هایی که از تقریب مشتق مرتبه دوم این تابع بهره می‌برند، روش قابلیت اطمینان مرتبه دوم^۲ (SORM) نامیده می‌شوند. کرنل^۳ در سال ۱۹۶۹ اولین روش تقریبی مرتبه اول قابلیت اطمینان را ارائه کرد [۴]. شاخص قابلیت اطمینان تقریبی کرنل، بر اساس فاصله میانگین تابع حالت حدی تا مرز خرابی تعریف می‌شود. روش کرنل برای محاسبه این شاخص قابلیت اطمینان، بر مبنای جداسازی ناحیه سلامت و خرابی، و انتگرال‌گیری از لنگرهای اول و دوم متغیرهای تصادفی (میانگین و واریانس) و استفاده از بسط سری تیلور مرتبه اول برای خطی‌سازی تابع حالت حدی حول نقطه میانگین می‌باشد. این روش، FOSM^۴ نامیده شده است. همچنین به دلیل خطی‌سازی تابع حالت حدی حول نقطه میانگین، به نام MVFOSM^۵ نیز شناخته می‌شود [۵]. بر پایه ایده کرنل، هاسوفر و لیند^۶ در سال ۱۹۷۴ تعریف جدیدی از شاخص قابلیت اطمینان ارائه نمودند [۶]. طبق تعریف ارائه شده توسط هاسوفر و لیند، شاخص قابلیت اطمینان برابر است با کمترین فاصله نقاط واقع بر مرز فضای ایمن و شکست از مبداء در فضای نرمال استاندارد متغیرهای تصادفی. همچنین، نقطه‌ای که به ازای آن کمترین فاصله بدست آید، نقطه طراحی یا نقطه با بیشترین احتمال وقوع خرابی نامیده می‌شود. مزیت اصلی تعریف هاسوفر و لیند نسبت به FOSM این است که از مشکل عدم یکتایی نتایجی که در نتایج FOSM متناظر با شکل‌های مختلف تابع حالت حدی مشاهده شده است، جلوگیری می‌کند.

برای حل مسئله محاسبه شاخص قابلیت اطمینان تعریف شده توسط هاسوفر و لیند، که بعدها توسط رکویتز و فیسلر کامل‌تر شد [۷]، راه‌های گوناگونی پیشنهاد شده است. دسته‌ای از این روش‌ها، جزء روش‌های FORM و SORM هستند و با استفاده از تقریب مشتق مرتبه اول یا دوم بسط تیلور تابع حالت حدی در نقطه‌ای با بیشترین احتمال خرابی^۷ (MPP) به حل مسئله ارزیابی قابلیت اطمینان می‌پردازند. این روش‌ها را روش‌های مبتنی بر MPP نیز می‌نامند. هاسوفر و لیند برای محاسبه شاخص قابلیت اطمینانی که تعریف کردند، به خطی‌سازی تابع حالت حدی بر اساس بسط تیلور مرتبه اول آن در MPP (نقطه طراحی)، نه نقطه میانگین مانند FOSM، در فضای نرمال استاندارد متغیرها پرداختند. به روش ارائه شده توسط هاسوفر و لیند HL می‌گویند. تعریف و روش ارائه شده توسط آن‌ها، برای

¹ First Order Reliability Method

² Second Order Reliability Method

³ Cornell

⁴ First Order Second Moment

⁵ Mean Value First Order Second Moment

⁶ Hasofer and Lind

⁷ Most Probable Point (MPP) on the failure surface

متغیرهایی بود که توزیع آن‌ها نرمال باشد. رکویتز و فیسلر با استفاده از روش انتقال نرمال معادل دو پارامتری، محدودیت این روش را مرتفع نمودند و روش HL-RF را ارائه کردند. در زمینه روش‌های HL-RF که یک روش مرتبه اول است، تعدادی از محققین سعی کرده‌اند تا با روش‌هایی مانند استفاده از لنگرهای بالاتر از متغیرهای تصادفی، دقت این روش را افزایش دهند تا از محدودیت‌های استفاده از این روش، بکاهند [۸-۱۲].

اگر میزان غیرخطی بودن، تابع حالت حدی زیاد باشد، ممکن است استفاده از روش‌های تقریبی FORM منجر به نتایج غیرمنطقی و نادرست شود. یکی از روش‌های حل این مشکل در برخی از مسائل، استفاده از بسط تیلور مرتبه دوم (SORM) یا مرتبه‌های بالاتر برای تقریب تابع حالت حدی است [۱۳]. البته روش SORM نیز محدودیت‌هایی دارد و در مسائلی که به دلیل تعدد متغیرها و بالا بودن میزان غیرخطی بودن فضای آن‌ها، کارآمد نیست. مطالعات متعددی بر روی روش SORM انجام شده است و سعی کرده‌اند که عملکرد این روش را بهبود و محدودیت‌های استفاده از آن را کاهش دهند [۱۴-۱۹].

محاسبه شاخص قابلیت اطمینان تعریف شده توسط هاسوفر و لیند، اساساً یک مسئله بهینه‌سازی است [۲۰]. بنابراین دسته دیگر از روش‌های ارزیابی قابلیت اطمینان، استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی برای حل مسئله محاسبه شاخص قابلیت اطمینان تعریف شده توسط هاسوفر و لیند است. در این راستا، الگبد^۸ از الگوریتم فراابتکاری ازدحام ذرات (PSO) [۲۱]، حسینی و اعظ و همکاران از الگوریتم‌های برخورد اجسام (CBO)، تبخیر آب (WEO)، سیستم ذرات ارتعاشی (VPS) و نسخه‌های بهبودیافته این سه الگوریتم [۲۲]، ژونگ^۹ و همکاران از الگوریتم ازدحام سلپ‌ها (SSA) [۲۳]، حسینی و همکاران از الگوریتم‌های برخورد اجسام (CBO)، سیستم ذرات ارتعاشی (VPS) و نسخه‌های بهبودیافته آن‌ها [۲۴] و کاوه و همکاران نیز از یک اپراتور ابتکاری [۲۵] بهره بردند.

روش‌های مبتنی بر شبیه‌سازی، با استفاده از نمونه‌گیری از فضای متغیرها، به محاسبه احتمال ایمنی و شکست سیستم در برابر شرایط اعمال شده بر آن، می‌پردازند. نتیجه این روش‌ها نیز تقریبی است. یکی از پرکاربردترین روش‌های شبیه‌سازی در ارزیابی قابلیت اطمینان، روش شبیه‌سازی مونت کارلو^{۱۰} (MCS) است. این روش توسط متروپولیس و اولام در سال ۱۹۴۹ ارائه شده است [۲۶]. از مزایای این روش می‌توان به گستردگی کاربرد آن در تمامی مسائل اشاره کرد. اما برای اینکه پاسخ حاصل، دقت مناسبی داشته باشد، تعداد نمونه‌های بسیاری مورد بررسی قرار گیرند. این موضوع، باعث شده است که به کارگیری روش شبیه‌سازی مونت کارلو در برخی از مسائل، هزینه محاسباتی بالایی داشته باشد. به منظور کاهش حجم محاسبات شبیه‌سازی مونت کارلو، روش‌های مبتنی بر شبیه‌سازی دیگری توسط پژوهشگران ارائه گردید که هر کدام ویژگی‌های خاصی را دارا می‌باشند. این روش‌ها توسط پژوهشگران دیگر مورد استفاده قرار گرفت که در این راستا می‌توان به روش‌های زیر اشاره نمود: روش شبیه‌سازی آبرمکعب لاتین^{۱۱} توسط اولسن^{۱۲} و همکاران [۲۷]، نمونه‌گیری اهمیت^{۱۳} توسط ابراهیم^{۱۴} [۲۸]، شبیه‌سازی زیر مجموعه‌ای^{۱۵} توسط آیو^{۱۶} و همکاران [۲۹]، نمونه‌گیری خطی^{۱۷} توسط پردوارتر^{۱۸} و همکاران [۳۰]، روش سطح پاسخ^{۱۹} توسط کانگ^{۲۰} و همکاران [۳۱]، شبیه‌سازی وزنی^{۲۱} توسط راشکی و همکاران [۳۲]، و نمونه‌گیری تقریبی^{۲۲} توسط بوچر^{۲۳} [۳۳].

⁸ Charles Elegbed

⁹ Zhong

¹⁰ Monte-Carlo Simulation

¹¹ Latin hypercube sampling

¹² Olsson

¹³ Importance sampling

¹⁴ Ibrahim

¹⁵ Subset simulation

¹⁶ Siu-Kui Au

¹⁷ Line sampling

¹⁸ Pradlwarter

¹⁹ Response surface method

²⁰ Kang

²¹ Weighted simulation method

²² Asymptotic sampling

²³ Bucher

تأثیر عدم قطعیت پارامترهای طراحی در طراحی بهینه سازه‌ها، اهمیتی دوچندان دارد [۳۴]؛ چراکه در طراحی بهینه، غالباً هدف کم کردن وزن سازه و استفاده حداکثری از ظرفیت اعضا است. بنابراین در فرآیند حل مسئله مقید بهینه‌سازی، طرح بهینه به گونه‌ای بدست می‌آید که حداقل در برخی از قیود، به حد مجاز بسیار نزدیک شده باشد که این موضوع باعث می‌شود که طرح بهینه از ایمنی مناسب برخوردار نباشد؛ زیرا به دلیل عدم قطعیت پارامترها، ممکن است در عمل، پاسخ بهینه از قیود مورد نظر تجاوز نماید.

از این رو، در مطالعه حاضر، به ارزیابی قابلیت اطمینان قاب خمشی فولادی کوتاه‌مرتبه براساس عملکرد پرداخته شده است. با توجه به اینکه قاب انتخاب شده جهت بررسی، براساس عملکرد طراحی بهینه شده است، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل مورد استفاده در این مطالعه برای بررسی عملکرد قاب می‌باشد. براین اساس، سطح مقطع، ممان اینرسی و اساس مقطع پلاستیک اعضا به همراه مدول الاستیسیته و تنش تسلیم فولاد و بارگذاری ثقلی به عنوان پارامترهای تصادفی در نظر گرفته شده‌اند. همچنین محدودیت میزان دوران پلاستیک مفاصل پلاستیک و مقدار جابجایی نسبی میان طبقه در سه سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP)، قیودی هستند که در مطالعه حاضر، به ازای آن‌ها، شاخص قابلیت اطمینان سازه محاسبه شده است. به دلیل تعدد توابع حالت حدی در نظر گرفته شده و گستردگی کارایی روش شبیه‌سازی مونت کارلو برای انواع مسائل، این روش برای ارزیابی قابلیت اطمینان مورد استفاده قرار گرفته است. مثال مورد بررسی، یک قاب خمشی فولادی سه طبقه می‌باشد که براساس روش مبتنی بر عملکرد، طراحی بهینه شده است. در نهایت، براساس یک روند مرحله‌ای ارائه شده، این قاب مورد ارزیابی قابلیت اطمینان قرار گرفته است.

ادامه مقاله به صورت زیر سازماندهی شده است: در بخش ۲، مفهوم ارزیابی قابلیت اطمینان، روش شبیه‌سازی مونت کارلو و توابع حالت حدی در نظر گرفته شده بیان شده است. مشخصات قاب خمشی فولادی سه طبقه در نظر گرفته شده به همراه نتایج ارزیابی قابلیت اطمینان آن در قسمت ۳ ارائه گردیده و در قسمت ۴ نتیجه‌گیری مطالب بیان شده است.

۲- قابلیت اطمینان

در ارزیابی قابلیت اطمینان یک سیستم، پارامترهایی که دارای عدم قطعیت احتمالاتی هستند، به عنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفته می‌شوند. هر یک از این متغیرها، دارای یک توزیع آماری با مشخصاتی از قبیل میانگین، انحراف معیار و ضریب پراکندگی می‌باشند. ایمنی یک سیستم، بر مبنای توانایی آن سیستم در برآورده‌سازی یک قید خاص با در نظر گرفتن عدم قطعیت احتمالاتی پارامترها بررسی می‌شود. هر چه احتمال ارضای قید مورد نظر توسط سیستم بیشتر باشد، آن سیستم برای آن قید خاص، ایمن‌تر خواهد بود. برای این منظور در تئوری قابلیت اطمینان، تابعی از متغیرهای تصادفی (X) به نام تابع حالت حدی تعریف می‌شود که به کمک آن می‌توان فضای شکست و ایمن را در برآورد یک قید توسط سیستم شناسایی کرد. تابع حالت حدی (g)، به صورت رابطه (۱) تعریف می‌شود:

$$g(X) = R - Q \quad (1)$$

که R مقدار توانایی سیستم در راستای برآورد قید مورد نظر و Q حد قید در نظر گرفته شده است. در صورتیکه مقدار g مثبت باشد ($g > 0$)، سیستم در ناحیه ایمن و در صورتیکه مقدار g منفی یا صفر باشد ($g \leq 0$)، سیستم در ناحیه شکست قرار می‌گیرد. در صورتیکه سیستم مورد بررسی، یک سازه باشد، متغیرهای تصادفی، پارامترهایی مانند مشخصات مصالح، بارهای خارجی و مشخصات هندسی مقاطع المان‌ها و سازه هستند. همچنین، R و Q نیز به ترتیب می‌توانند بیانگر مقادیر مقاومت و بار وارد بر سازه باشند.

در تحلیل قابلیت اطمینان، میزان ایمنی یک سازه را می‌توان براساس احتمال خرابی (یا ایمنی) یا شاخصی به نام شاخص قابلیت اطمینان (β) تعیین نمود که رابطه آن با احتمال خرابی (P_f)، براساس تخمین مرتبه اول از تابع حالت حدی، طبق رابطه (۲) است.

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f) \quad (2)$$

در رابطه (۲)، Φ^{-1} معکوس تابع چگالی تجمعی توزیع نرمال می‌باشد.

۲-۱- روش شبیه سازی مونت کارلو

برای محاسبه شاخص قابلیت اطمینان روش های متفاوتی وجود دارد. دسته ای از این روش ها، روش های مبتنی بر شبیه سازی هستند که مهم ترین آن ها روش شبیه سازی مونت کارلو (MCS) می باشد. در این روش براساس متغیرهای تصادفی، N نمونه تولید می شود و سپس، تابع حالت حدی برای هر نمونه مورد بررسی قرار می گیرد. احتمال خرابی براساس تعداد نمونه هایی که در فضای شکست قرار گرفته اند (N_f)، طبق رابطه (۳) محاسبه می شود.

$$P_f = P(g \leq 0) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(g(\mathbf{X}_i)) \quad (3)$$

در رابطه (۳)، I تابع شاخص است. در صورتیکه تابع حالت حدی به ازای نمونه i ام از متغیرهای تصادفی ($g(\mathbf{X}_i)$) منفی یا برابر صفر باشد، مقدار I برابر ۱ و در غیر این صورت مقدارش صفر خواهد بود. در انتها شاخص قابلیت اطمینان بر اساس احتمال خرابی و با استفاده از رابطه (۲) محاسبه می گردد.

۲-۲- توابع حالت حدی

در این پژوهش، محدودیت دوران پلاستیک مفاصل در هر سطح عملکرد، مطابق رابطه (۴)، به عنوان قید احتمالاتی در نظر گرفته شده است.

$$g_{i,j}^{\theta} = \theta_{i,j}^{all} - \theta_{i,j}^p ; \quad i = 1, 2, \dots, nh \quad , \quad j = IO, LS, CP \quad (4)$$

در رابطه (۴)، $\theta_{i,j}^p$ و $\theta_{i,j}^{all}$ به ترتیب دوران پلاستیک مفصل پلاستیک i ام و مقدار مجاز آن در سطح عملکرد j ام مطابق FEMA356 است [۳۵]؛ نیز تعداد مفاصل پلاستیک می باشد.

محدودیت جابجایی نسبی میان طبقه در هر سطح عملکرد، قید احتمالاتی دیگری است که مطابق رابطه (۵)، در این پژوهش در نظر گرفته شده است.

$$g_{s,j}^D = D_{s,j}^{all} - D_{s,j} ; \quad s = 1, 2, \dots, ns \quad , \quad j = IO, LS, CP \quad (5)$$

در رابطه فوق، $D_{s,j}$ و $D_{s,j}^{all}$ جابجایی نسبی میان طبقه s ام و مقدار مجاز جابجایی نسبی میان طبقه در سطح عملکرد j ام است. جابجایی نسبی میان طبقه مجاز در سطح عملکرد IO، LS و CP، به ترتیب ۰/۰۱۲، ۰/۰۳۱ و ۰/۰۶۱ در نظر گرفته شده است [۳۶، ۳۷]. پارامتر ns نیز تعداد طبقات می باشد. برای محاسبه مقدار دوران مفاصل پلاستیک و جابجایی طبقات، هر نمونه تولید شده از متغیرهای احتمالاتی، مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی با الگوی بار جانبی متناسب با شکل مود اول ارتعاشی، قرار گرفته است. برای مدلسازی و تحلیل نمونه ها، از نرم افزار اپنسیس [۳۸]، مطابق با شیوه های بیان شده در مرجع [۳۹] استفاده شده است. مقدار تغییرمکان هدف هر سطح عملکرد طبق FEMA356، مطابق رابطه (۶) بدست می آید:

$$\delta_i^t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a^i \frac{T_e^2}{4\pi^2} g ; \quad i = IO, LS, CP \quad (6)$$

که در آن، C_0 ، ضریبی است که تغییرمکان طیفی را به تغییرمکان محتمل بام مربوط می کند؛ C_1 ، ضریبی است که تغییرمکان ماکزیمم غیرالاستیک مورد انتظار را به تغییرمکان الاستیک مربوط می کند؛ C_2 ، ضریب اصلاح جهت نشان دادن اثرات شکل هیستریزس، کاهش سختی و مقاومت روی پاسخ تغییرمکان ماکزیمم می باشد؛ C_3 ، ضریب اصلاح جهت نشان دادن افزایش تغییرمکان به علت اثرات P- Δ است؛ T_e ، زمان تناوب اصلی موثر ساختمان در راستای مورد نظر است که مطابق رابطه (۷) محاسبه می شود:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7)$$

که در آن، T_i زمان تناوب اصلی سازه، K_i و K_e به ترتیب سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی مؤثر سازه هستند. همچنین، S_d^i شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر سازه برای سطح عملکرد نام است. در این پژوهش، سه سطح عملکرد IO، LS و CP به ترتیب با سه سطح خطر لرزه‌ای با امکان وقوع ۲۰٪، ۱۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال، مرتبط هستند.

محاسبه تغییرمکان هدف، فرآیندی همراه با سعی و خطاست که نیازمند فرض اولیه می‌باشد و براساس رفتار دوخطی سازه بدست می‌آید. در این پژوهش، از روش بیان شده در فصل سوم مرجع [۳۹] برای محاسبه تغییرمکان هدف استفاده شده است. فرض اولیه برای تغییرمکان هدف سطوح عملکرد، طبق مقادیر پیشنهادی FEMA 356، ۰/۷، ۲/۵ و ۵/۰ درصد ارتفاع کل سازه به ترتیب برای سطوح IO، LS و CP در نظر گرفته شده‌اند.

شکل ۱، فرآیند مرحله به مرحله شیوه ارزیابی قابلیت اطمینان قاب خمشی فولادی در این پژوهش را طبق توابع حالت حدی بیان شده، نشان می‌دهد. پارامتر f در این فلوجارت، شمارنده تعداد نمونه‌هایی است که در روند تحلیل استاتیکی غیرخطی آن‌ها، به دلایلی از جمله عدم همگرایی نتایج، اخلاص ایجاد شده و تحلیل آن‌ها کامل و با موفقیت به پایان نرسیده است. این نمونه‌ها، از کل نمونه‌ها جدا شده و در محاسبه احتمال خرابی و شاخص قابلیت اطمینان در نظر گرفته نمی‌شوند.

۳- مثال عددی

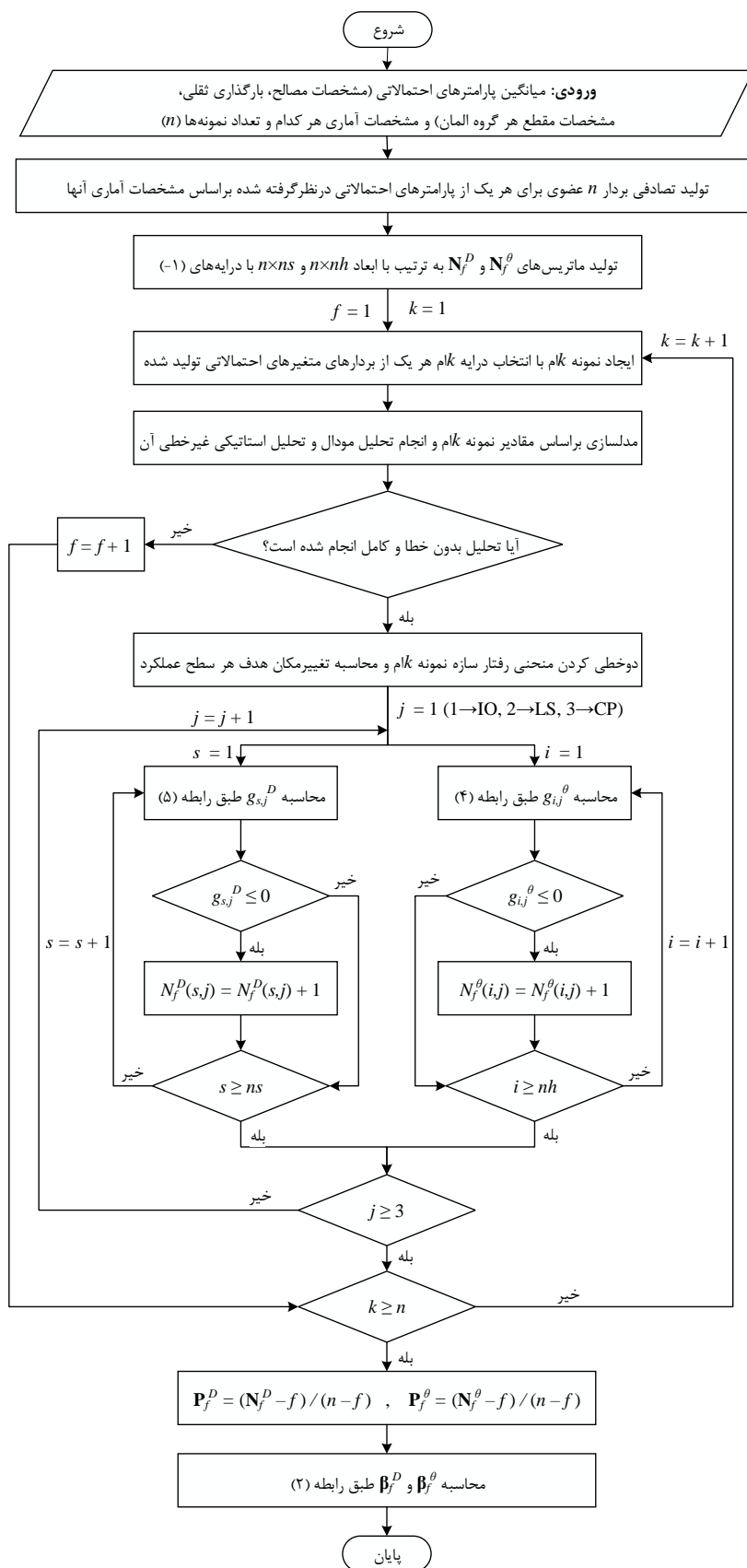
در این بخش به ارزیابی قابلیت اطمینان یک قاب خمشی فولادی سه طبقه چهار دهانه پرداخته شده است. این قاب، در مطالعات متعددی، مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی و طراحی بهینه براساس عملکرد قرار گرفته است [۳۷، ۳۹-۴۱]. شکل ۲، هندسه، گروه‌بندی اعضا (اعداد روی المان‌ها) و بارگذاری این قاب را نشان می‌دهد. همچنین، شماره‌گذاری مفاصل پلاستیک این قاب در شکل ۳ نشان داده شده است. پارامترهای احتمالاتی در نظر گرفته شده به همراه مشخصات آماری آن‌ها در جدول ۱ ارائه شده است. میزان عدم قطعیت بارهای ثقلی نسبت به سایر پارامترهای احتمالاتی بیشتر است؛ اما با توجه به اینکه مقادیر در نظر گرفته شده برای بارهای ثقلی، ضریب‌دار هستند (۱/۱) برابر مجموع بار زنده و مرده، ضریب پراکندگی آن‌ها برابر با سایر پارامترها انتخاب شده است. این قاب مطابق روش ارائه شده در مرجع [۳۹] بهینه‌سازی شده و مقاطع هر گروه المان از طرح بهینه انتخاب شده، مطابق جدول ۲ می‌باشد. با توجه به نوع سیستم سازه، مقدار ضریب C_0 برای قاب سه طبقه برابر ۱/۳ و ضریب C_m برابر ۰/۹ در نظر گرفته شده‌اند. با فرض اینکه نوع خاک ساخت‌گاه D است و میرایی مؤثر سازه ۵ درصد می‌باشد، مقادیر پارامترهای k_1 ، k_2 ، F_a و F_v مطابق جدول ۳ می‌باشند. وزن‌های لرزه‌ای طبقات اول و دوم، ۴۶۸۸ کیلو نیوتن و سقف ۵۰۷۱ کیلو نیوتن می‌باشد.

جدول ۱: مشخصات آماری پارامترهای احتمالاتی

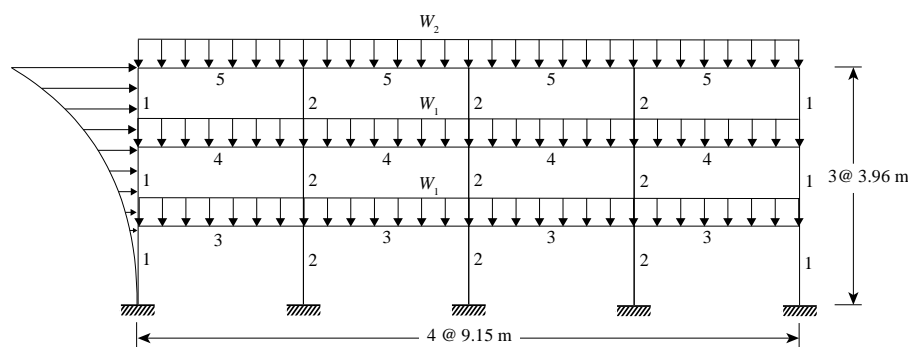
ضریب پراکندگی	میانگین	پارامتر احتمالاتی
۰/۰۵	۲۰۰ گیگاپاسکال	مدول الاستیسیته (E)
۰/۰۵	۳۹۷ مگاپاسکال	تنش تسلیم مورد انتظار فولاد برای ستون‌ها (F_y^c)
۰/۰۵	۳۳۹ مگاپاسکال	تنش تسلیم مورد انتظار فولاد برای تیرها (F_y^b)
۰/۰۵	۳۲/۲ کیلونیوتن بر متر	بار ثقلی طبقه اول و دوم (W_1)
۰/۰۵	۲۸/۸ کیلونیوتن بر متر	بار ثقلی طبقه سوم (W_2)
۰/۰۵	براساس مقطع هر المان (جدول ۲)	سطح مقطع المان‌ها (A)
۰/۰۵	براساس مقطع هر المان (جدول ۲)	ممان اینرسی المان‌ها (I)
۰/۰۵	براساس مقطع هر المان (جدول ۲)	اساس مقطع پلاستیک المان‌ها (Z)

جدول ۲: مقاطع گروه المان‌ها

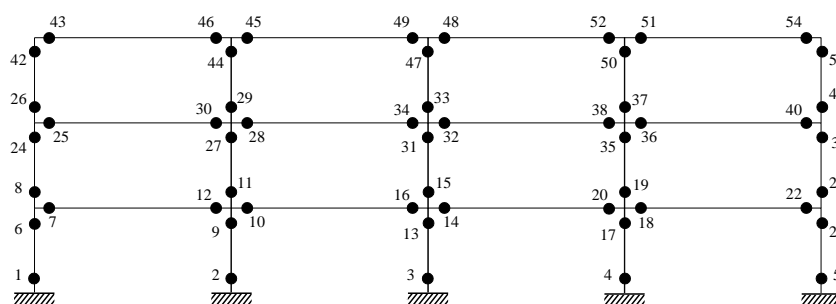
مقطع	گروه المان
W14×370	۱
W14×605	۲
W10×49	۳
W40×211	۴
W18×40	۵



شکل ۱: فلوجارت ارزیابی قابلیت اطمینان قاب خمشی فولادی.



شکل ۲: قاب خمشی سه طبقه و چهار دهانه.



شکل ۳: شماره گذاری مفاصل پلاستیک قاب خمشی سه طبقه.

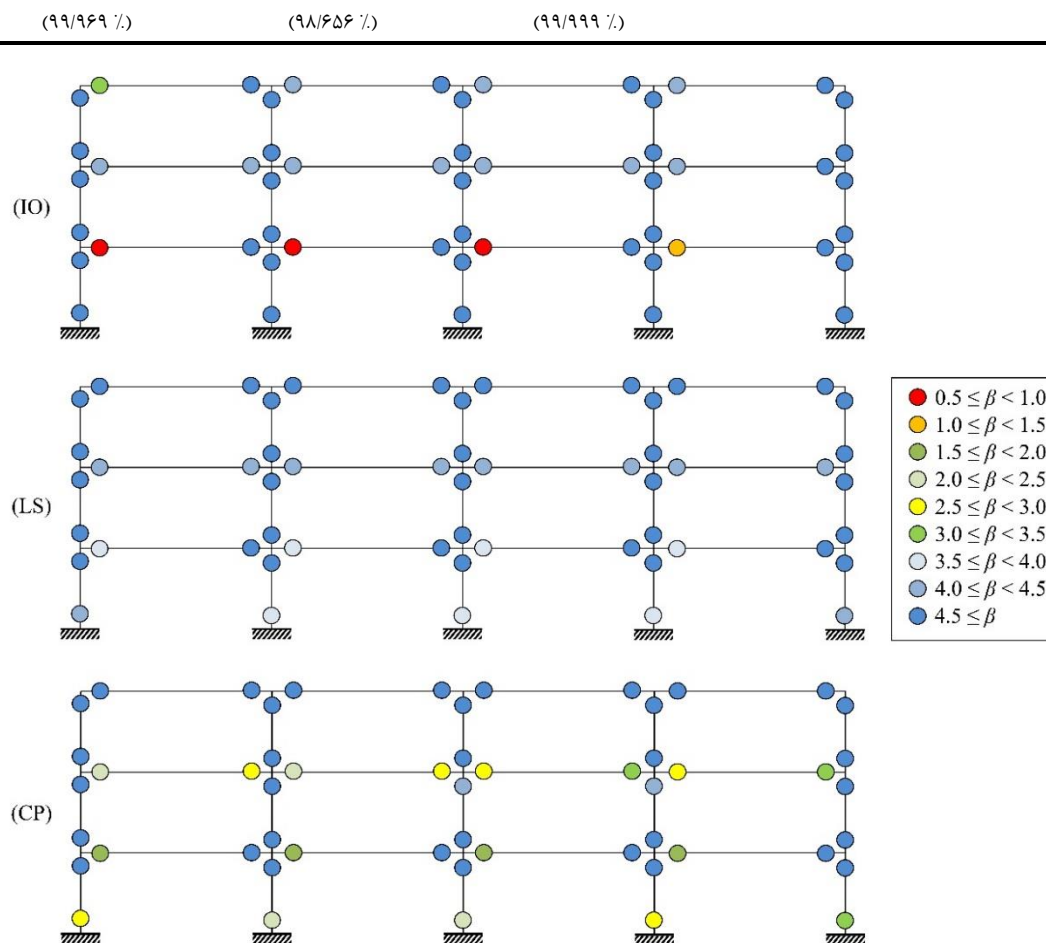
جدول ۳: مقادیر شتاب طیفی و ضرایب ساختگاه فرض شده

F_v	F_a	$S_1 (g)$	$S_8 (g)$	سطوح خطر	سطوح عملکرد
۲/۰۰	۱/۲۷	۰/۱۹۸	۰/۶۵۸	۲۰ درصد در ۵۰ سال	IO
۱/۹۲	۱/۱۸	۰/۲۳۷	۰/۷۹۴	۱۰ درصد در ۵۰ سال	LS
۱/۷۰	۱/۰۴	۰/۳۴۶	۱/۱۵۰	۲ درصد در ۵۰ سال	CP

به منظور ارزیابی قابلیت اطمینان این قاب با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو، ۱۰^۵ نمونه در نظر گرفته شده است. برای اطمینان از کافی بودن تعداد نمونه‌های در نظر گرفته شده، ۱۰ مرتبه ارزیابی قابلیت اطمینان انجام شده است. بیشترین ضریب پراکندگی شاخص‌های قابلیت اطمینان محاسبه شده، ۳/۳۸ درصد است که کافی بودن تعداد نمونه‌های در نظر گرفته شده را نشان می‌دهد. شکل ۴ شاخص قابلیت اطمینان محاسبه شده برای محدودیت دوران پلاستیک هر یک از مفاصل پلاستیک را در سه سطح عملکرد نشان می‌دهد. مطابق شکل ۴، اکثر شاخص‌های قابلیت اطمینان محاسبه شده، بیشتر از ۳ می‌باشد که نشان‌دهنده میزان اطمینان بالا از عدم تخطی از حدود مجاز برای دوران پلاستیک این مفاصل است. نتایج ارزیابی قابلیت اطمینان محدودیت جابجایی نسبی میان طبقه در هر سطح عملکرد نیز در جدول ۴ ارائه شده است. طبق نتایج جدول ۴، با احتمال بیشتر از ۹۹/۶۹۰٪ می‌توان به فراتر رفتن میزان جابجایی نسبی میان طبقه از حد مجاز در نظر گرفته شده، اطمینان داشت.

جدول ۴: نتایج ارزیابی قابلیت اطمینان محدودیت جابجایی نسبی میان طبقه در هر سطح عملکرد

شاخص قابلیت اطمینان β (احتمال ایمنی P_s)			طبقه
CP	LS	IO	
۳/۴۹۸	۲/۷۳۷	بی‌نهایت	۱
(۹۹/۹۷۷٪)	(۹۹/۶۹۰٪)	(۱۰۰٪)	
۳/۴۵۳	۲/۴۳۵	۴/۲۵۰	۲
(۹۹/۹۷۲٪)	(۹۹/۲۵۵٪)	(۹۹/۹۹۹٪)	
۳/۴۲۳	۲/۲۱۳	۴/۲۵۰	۳



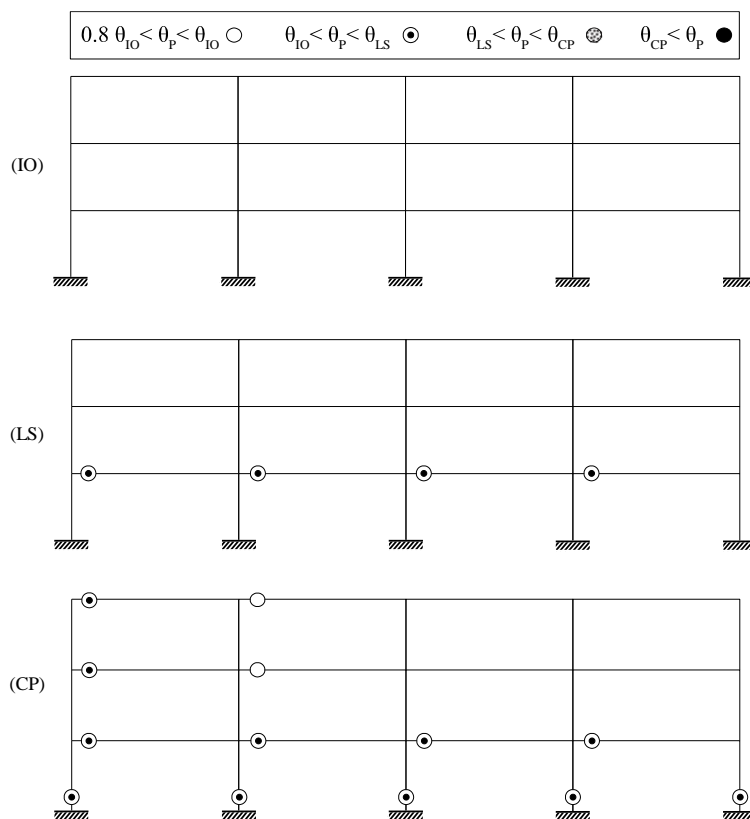
شکل ۴: شاخص قابلیت اطمینان محدودیت دوران پلاستیک مفاصل پلاستیک در هر سطح عملکرد.

برای هر سطح عملکرد سازه، محدوده عملکرد هر مفصل پلاستیک به ازای کمترین و بیشترین دوران پلاستیک ایجاد شده در آن‌ها در بین تمام نمونه‌های ساخته شده، به ترتیب در شکل‌های ۵ و ۶ نشان داده شده است. مطابق شکل ۵، در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه سازه، کمترین دوران پلاستیک ایجاد شده در تمامی مفاصل کمتر از $0.18\theta_y$ آن مفاصل است. همچنین، در سطوح عملکرد دیگر سازه، کمترین دوران پلاستیک ایجاد شده در هیچ‌یک از مفاصل، از مقدار مجاز سطح LS آن مفاصل فراتر نرفته است. شکل ۶ نشان می‌دهد که در سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش سازه برخی از نمونه‌ها، بیشترین دوران پلاستیک ایجاد شده در تعدادی از مفاصل از مقدار مجاز حد CP آن مفاصل تجاوز کرده است. در شکل ۷ کمترین و بیشترین جابجایی نسبی میان طبقه در هر سطح عملکرد در بین تمام نمونه‌ها نمایش داده شده است. مطابق این شکل، جابجایی نسبی میان طبقه به ازای سطح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش سازه در بعضی از نمونه‌ها، از حد مجاز در نظر گرفته شده برای سطح عملکرد آستانه فروریزش سازه فراتر رفته است. همچنین می‌توان مشاهده نمود که کمترین جابجایی نسبی میان طبقه در هر سطح عملکرد در تمام نمونه‌ها، از حد در نظر گرفته شده برای آن سطح، تجاوز نکرده است.

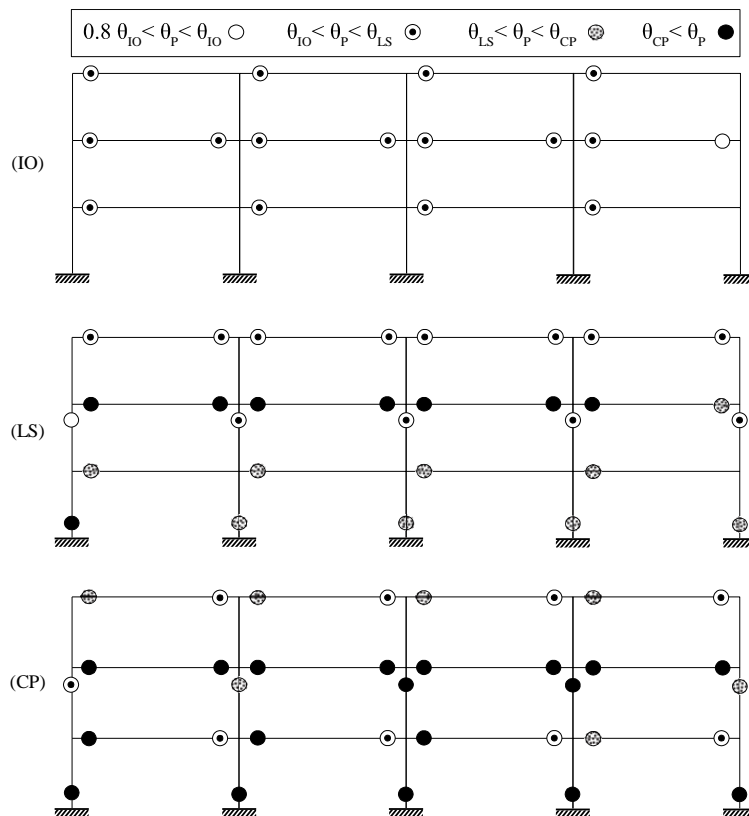
۴- نتیجه‌گیری

در این مطالعه، به ارزیابی قابلیت اطمینان قاب خمشی فولادی کوتاه مرتبه طراحی شده براساس عملکرد پرداخته شد. پارامترهای احتمالاتی در نظر گرفته شده عبارتند از: سطح مقطع، ممان اینرسی و اساس مقطع پلاستیک اعضا به همراه مدول الاستیسیته و تنش تسلیم فولاد و بارگذاری ثقیلی. همچنین، محدودیت میزان دوران پلاستیک مفاصل پلاستیک و مقدار جابجایی نسبی میان طبقه در سطوح مختلف عملکرد، به عنوان توابع حالت حدی در نظر گرفته شدند. با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو و براساس روند مرحله‌ای ارائه

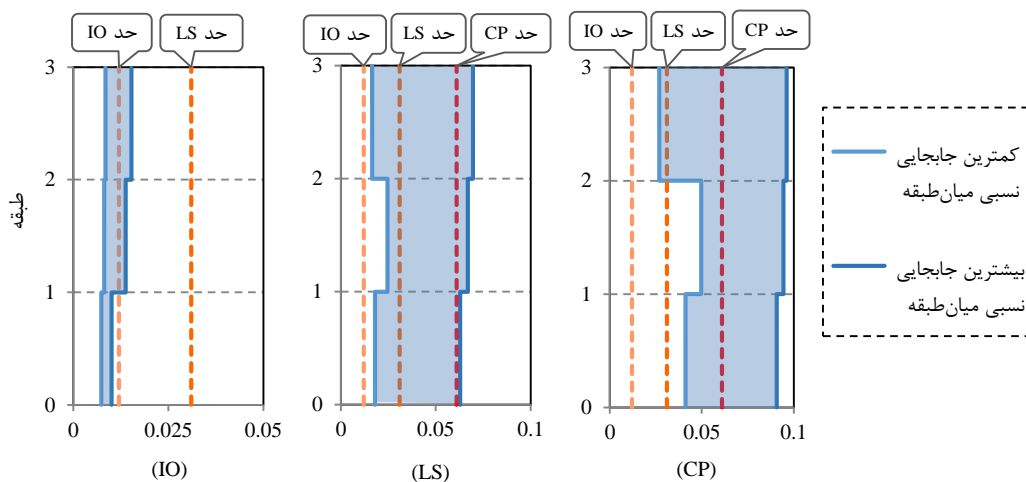
شده، به محاسبه شاخص قابلیت اطمینان این قیود احتمالاتی برای یک قاب خمشی فولادی سه طبقه پرداخته شد که این قاب در مطالعات پیشین، براساس روش طراحی مبتنی بر عملکرد، طراحی بهینه شده بود.



شکل ۵: محدوده عملکرد مفاصل پلاستیک در هر سطح عملکرد سازه به ازای کمترین دوران پلاستیک ایجاد شده در آن‌ها در تمام نمونه‌ها.



شکل ۶: محدوده عملکرد مفاصل پلاستیک در هر سطح عملکرد سازه به ازای بیشترین دوران پلاستیک ایجاد شده در آن‌ها در تمام نمونه‌ها.



شکل ۷: کمترین و بیشترین جایجایی نسبی میان طبقه در هر سطح عملکرد در بین تمام نمونه‌ها.

نتایج بدست آمده از ارزیابی قابلیت اطمینان نشان می‌دهند که با توجه به روند شکل‌گیری مفاصل در طرح بهینه انتخاب شده، در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) سازه، تعداد معدودی از مفاصل پلاستیک، شاخص قابلیت اطمینان مطلوبی را برای عدم تجاوز دوران پلاستیک از معیارهای پذیرش این سطح ندارند. اما در سایر مفاصل پلاستیک سازه مورد بررسی و در سطوح عملکرد دیگر آن، می‌توان به کمتر بودن میزان دوران پلاستیک از حدود مجاز اطمینان داشت. همچنین، می‌توان از نتایج حاصل دریافت که احتمال اینکه جایجایی نسبی میان طبقه طبقات مختلف سازه مورد بررسی، از حدود در نظر گرفته شده در هر سطح عملکرد فراتر روند، بسیار اندک است.

مراجع

- [1] Pouraminian, M., Pournakhshian, S. and Moahammad Hosseini, M. (2019). Reliability analysis of Pole Kheshti historical arch bridge under service loads using SFEM. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, 4 (1), 21.
- [2] Nguyen, H.D., Shin, M. and Torbol, M. (2020). Reliability assessment of a planar steel frame subjected to earthquakes in case of an implicit limit-state function. *Journal of Building Engineering*, 32, 101782.
- [3] Rahgozar, N., Pouraminian, M. and Rahgozar, N. (2021). Reliability-based seismic assessment of controlled rocking steel cores. *Journal of Building Engineering*, 44, 102623.
- [4] Cornell, C.A. (1969). A Probability-Based Structural Code. *ACI Journal Proceedings*, 66 (12), 974-85.
- [5] Choi, S.-K., Grandhi, R.V. and Canfield, R.A. (2007). *Reliability-based structural design*. London: Springer.
- [6] Hasofer, A.M. and Lind, N.C. (1974). Exact and invariant second-moment code format. *Journal of the Engineering Mechanics division*, 100 (1), 111-21.
- [7] Rackwitz, R. and Flessler, B. (1978). Structural reliability under combined random load sequences. *Computers & Structures*, 9 (5), 489-94.
- [8] Tichý, M. (1994). First-order third-moment reliability method. *Structural Safety*, 16 (3), 189-200.
- [9] Wang, L. and Grandhi, R.V. (1996). Safety index calculation using intervening variables for structural reliability analysis. *Computers & Structures*, 59 (6), 1139-48.
- [10] Santosh, T.V., Saraf, R.K., Ghosh, A.K. and Kushwaha, H.S. (2006). Optimum step length selection rule in modified HL-RF method for structural reliability. *International Journal of Pressure Vessels and Piping*, 83 (10), 742-8.
- [11] Yang, D. (2010). Chaos control for numerical instability of first order reliability method. *Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation*, 15 (10), 3131-41.
- [12] Gong, J.-X. and Yi, P. (2011). A robust iterative algorithm for structural reliability analysis. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 43 (4), 519-27.
- [13] Fiessler, B., Rackwitz, R. and Neumann, H.-J. (1979). Quadratic limit states in structural reliability. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 105 (4), 661-76.
- [14] Breitung, K. (1984). Asymptotic Approximations for Multinormal Integrals. *Journal of Engineering Mechanics*, 110 (3), 357-66.
- [15] Hohenbichler, M. and Rackwitz, R. (1988). Improvement of Second-Order Reliability Estimates by Importance Sampling. *Journal of Engineering Mechanics*, 114 (12), 2195-9.
- [16] Tvedt, L. (1990). Distribution of Quadratic Forms in Normal Space-Application to Structural Reliability. *Journal of Engineering Mechanics*, 116 (6), 1183-97.
- [17] Kiureghian, A.D. and Stefano, M.D. (1991). Efficient Algorithm for Second-Order Reliability Analysis. *Journal of Engineering Mechanics*, 117 (12), 2904-23.
- [18] Cai, G.Q. and Elishakoff, I. (1994). Refined second-order reliability analysis. *Structural Safety*, 14 (4), 267-76.
- [19] Köylüoğlu, H.U. and Nielsen, S.R.K. (1994). New approximations for SORM integrals. *Structural Safety*, 13 (4), 235-46.
- [20] Liu, P.-L. and Der Kiureghian, A. (1991). Optimization algorithms for structural reliability. *Structural Safety*, 9 (3), 161-77.
- [21] Elegbede, C. (2005). Structural reliability assessment based on particles swarm optimization. *Structural Safety*, 27 (2), 171-86.
- [22] Hoseini Vaez, S.R., Mehanpour, H. and Fathali, M.A. (2020). Reliability assessment of truss structures with natural frequency constraints using metaheuristic algorithms. *Journal of Building Engineering*, 28, 101065.
- [23] Zhong, C., Wang, M., Dang, C. and Ke, W. (2020). Structural reliability assessment by salp swarm algorithm-based FORM. *Quality and Reliability Engineering International*, 36 (4), 1224-44.
- [24] Hosseini, P., Hoseini Vaez, H.R., Fathali, M.A. and Mehanpour, H. (2020). Reliability Assessment of Transmission Line Towers Using Metaheuristic Algorithms. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 10 (3), 531-51.
- [25] Kaveh, A., Hoseini Vaez, S.R., Hosseini, P. and Fathali, M.A. (2021). Heuristic Operator for Reliability Assessment of Frame Structures. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 65 (3), 702-16.
- [26] Metropolis, N. and Ulam, S. (1949). The monte carlo method. *Journal of the American statistical association*, 44 (247), 335-41.
- [27] Olsson, A., Sandberg, G. and Dahlblom, O. (2003). On Latin hypercube sampling for structural reliability analysis. *Structural Safety*, 25 (1), 47-68.
- [28] Ibrahim, Y. (1991). Observations on applications of importance sampling in structural reliability analysis. *Structural Safety*, 9 (4), 269-81.
- [29] Au, S.K., Ching, J. and Beck, J.L. (2007). Application of subset simulation methods to reliability benchmark problems. *Structural Safety*, 29 (3), 183-93.

- [30] Pradlwarter, H.J., Schuëller, G.I., Koutsourelakis, P.S. and Charmpis, D.C. (2007). Application of line sampling simulation method to reliability benchmark problems. *Structural Safety*, 29 (3), 208-21.
- [31] Kang, S.-C., Koh, H.-M. and Choo, J.F. (2010). An efficient response surface method using moving least squares approximation for structural reliability analysis. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 25 (4), 365-71.
- [32] Rashki, M., Miri, M. and Azhdary Moghaddam, M. (2012). A new efficient simulation method to approximate the probability of failure and most probable point. *Structural Safety*, 39, 22-9.
- [33] Bucher, C. (2009). Asymptotic sampling for high-dimensional reliability analysis. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 24 (4), 504-10.
- [34] Hoseini Vaez, S.R., Hosseini, P., Fathali, M.A., Asaad Samani, A. and Kaveh, A. (2020). Size and Shape Reliability-Based Optimization of Dome Trusses. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 10 (4), 701-14.
- [35] FEMA-356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [36] Gong, Y. (2003). *Performance-based design of steel building frameworks under seismic loading*. Ph.D. Thesis. Waterloo, Ontario, Canada: University of Waterloo, Civil Engineering.
- [37] Karimi, F. and Hoseini Vaez, S.R. (2019). Two-stage optimal seismic design of steel moment frames using the LRFDPBD method. *Journal of Constructional Steel Research*, 155, 77-89.
- [38] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G.L. (2016). *Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees): version 2.5.0*. University of California, Berkeley, California, USA: Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.
- [39] Hoseini Vaez, S.R., Fathali, M.A. and Asaad Samani, A. (2021). *Optimum Performance-based Design of Steel Frames*. Qom: University of Qom Press.
- [40] Kaveh, A., Azar, B.F., Hadidi, A., Sorochi, F.R. and Talatahari, S. (2010). Performance-based seismic design of steel frames using ant colony optimization. *Journal of Constructional Steel Research*, 66 (4), 566-74.
- [41] Kaveh, A. and Nasrollahi, A. (2014). Performance-based seismic design of steel frames utilizing charged system search optimization. *Applied Soft Computing*, 22, 213-21.