

Investigation the effect of structural parameters uncertainty on the response of incremental dynamic analysis of intermediate steel moment resisting frame structures

V. barzian¹, S. Motaghd^{2*}, A. Mehrabi Moghaddam³, A. Asghari Pari², L. Emadali²

1- M.Sc., Civil Engineering, Faculty of Engineering, Behbahan Khatam Alanbia University of Technology, Behbahan, Iran.

2-Assistant Prof., Civil Engineering, Faculty of Engineering, Behbahan Khatam Alanbia University of Technology, Behbahan, Iran.

3- M.Sc., Civil Engineering, Maroon Dam Power Plant & Irrigation Network Operation Company, Behbahan, Iran.

ABSTRACT

There are several sources of uncertainty in the analysis and design of steel moment resisting frames, the random assumption of each of which can have a significant effect on the satisfaction of performance requirements of the structure. Among these factors, structural parameters can be mentioned, the most important of which are yield stress, modulus of elasticity, sections geometry and structural mass. Evaluating the impact of these factors depends on how the parameters are distributed and modeled. In this study, three common types of uniform, normal and log normal distributions for the parameters of mass structures, yield stress, modulus of elasticity and sections geometry that are random in nature are considered and using Monte Carlo method, the effect of uncertainty of these parameters is considered. The seismic performance of steel structures is investigated. Studies are performed on 4 structures of 3, 5, 10 and 15 floors of steel moment resisting frames with medium ductility, which are designed according to Iranian regulations. In order to model the structures and perform incremental dynamic analysis, Open Sees software was used. In order to evaluate the seismic performance of the structures, fragility curves were used. The results show that the type of distribution does not have a significant effect on the results of applying uncertainties. It is also observed that considering the mass uncertainty, increases the acceleration range in the Collapse Prevention (CP) and life safety (LS), which shows the significant effect of mass uncertainty compared to other parameters.

ARTICLE INFO

Receive Date: 23 October 2021

Revise Date: 14 March 2022

Accept Date: 21 April 2022

Keywords:

*uncertainties
statistical distributions
Performance limit states
Monte Carlo simulations
structural fragility curve.*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.311616.2612>

*Corresponding author: Sasan Motaghd.

Email address: motaghd@bkatu.ac.ir

بررسی تأثیر عدم قطعیت پارامترهای سازه‌ای بر پاسخ آنالیز دینامیکی افزایشی ساختمان‌های قاب خمشی فولادی متوسط

- وحید برزیان^۱، ساسان معتقد^{۲*}، امین محرابی مقدم^۳، سید علی اصغری پری^۳، لطف الله عمادعلی^۴
 ۱- کارشناسی ارشد، مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیا بهبهان، بهبهان، ایران،
 ۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیا بهبهان، بهبهان، ایران
 ۳- کارشناسی ارشد، شرکت بهره برداری از سد و نیروگاه و شبکه‌های آبیاری مارون، بهبهان، ایران،
 ۴- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیا بهبهان، بهبهان، ایران
 ۵- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیا بهبهان، بهبهان، ایران

چکیده

عدم قطعیت پارامترهای سازه‌ای مانند تنش تسلیم، مدول الاستیسیته، هندسه مقاطع و جرم سازه اثر قابل توجهی در تأمین یا عدم تأمین الزامات ایمنی سازه دارند. عدم قطعیت با استفاده از توزیع‌های آماری مدل می‌شود. تخصیص توزیع و تعیین پارامترهای توزیع در پاسخ سازه نقش دارند. سؤال مهم این است که این نقش تا چه اندازه مهم است. این مساله در پژوهش‌ها مغفول مانده است. به منظور پاسخ به این پرسش در این پژوهش سه نوع توزیع رایج یکنواخت، نرمال و لگ نرمال برای پارامترهای سازه‌ای جرم، تنش تسلیم، مدول الاستیسیته و هندسه مقاطع که ماهیتی تصادفی دارند در نظر گرفته شده و با بهره‌گیری از روش مونت‌کارلو اثر عدم قطعیت این پارامترها بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فولادی بررسی می‌شود. مطالعات بر روی ۴ سازه ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط برای ۵ ترکیب مختلف از توزیع‌های احتمال انجام شده است. به منظور مدل‌سازی سازه‌ها و انجام تحلیل دینامیکی افزایشی از نرم افزار اینسیس و به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها از منحنی شکنندگی استفاده شده است. نتایج تحقیق نشان می‌دهد تغییر نوع توزیع کمتر از ۱٪ نتایج را تغییر داده است. بنابراین نوع توزیع تأثیر قابل ملاحظه‌ای در نتایج عدم قطعیت‌ها ندارد. همچنین مشاهده می‌شود با در نظر گرفتن عدم قطعیت جرم، بازه شتاب‌های حالت حدی فروریزش و ایمنی جانی حدود ۱۸٪ افزایش می‌یابد که نشان از تأثیر قابل توجه عدم قطعیت جرم نسبت به سایر پارامترها دارد. بنابراین می‌توان گفت نتایج تحلیل لرزه‌ای سازه به انتخاب نوع توزیع پارامترها حساسیت چندانی ندارد.

کلمات کلیدی: توزیع آماری، حالات حدی عملکرد، شبیه سازی مونت‌کارلو، منحنی شکنندگی سازه.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.311616.2612	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.311616.2612	۱۴۰۱/۱۰/۳۰	۱۴۰۱/۰۲/۰۱	۱۴۰۱/۰۲/۰۱	۱۴۰۰/۱۲/۲۳	۱۴۰۰/۰۸/۰۱
			ساسان معتقد		*نویسنده مسئول:	
			motaghed@bkatu.ac.ir		پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

عدم قطعیت خصوصیتی از سیستم است که توصیف کننده نقص اطلاعات درباره‌ی یک سیستم و وضعیت آتی آن است. منابع عدم قطعیت در کاربردهای مهندسی به دو زیر گروه عدم قطعیت آماری (کتره‌ای^۱) و عدم قطعیت مبانی (دانش^۲) تقسیم می‌شوند. به کمک نظریه قابلیت اطمینان، می‌توان این عدم قطعیت‌ها را به صورت روابط ریاضی در آورده و ملاحظات ایمنی و عملکرد را به طور کمی وارد روند تحلیل و یا طراحی سازه‌ها نمود.

وجود عدم قطعیت‌ها در مراحل مختلف تحلیل، طراحی و اجرای سازه، یکی از چالش‌های مهم در ارزیابی دقیق سازه‌ها در برابر زلزله‌های محتمل است. برای در نظر گرفتن این اثرات در روش‌های طراحی، از ضرایب ایمنی استفاده می‌شود. روش مقاومت مجاز و ضریب بار و مقاومت دو روش طراحی پرکاربرد هستند. در روش مقاومت مجاز دو متغیر ظرفیت با ضرایب اطمینان اصلاح می‌شوند و در روش دوم از ضرایب جزئی ایمنی استفاده می‌شود. در این روش‌ها امکان لحاظ اکثر عدم قطعیت‌ها وجود ندارد [۱]. هیچ یک از این روش‌ها درک دقیقی از عملکرد سازه ارائه نمی‌دهند. ارزیابی عملکرد واقعی سازه نیازمند استفاده از روش طراحی عملکردی با رویکرد احتمالی به منظور لحاظ نمودن عدم قطعیت‌های پارامترهای مؤثر در رفتار دقیق سازه است [۲].

پس از زلزله نرتریج ۱۹۹۴، فیما در پروژه SAC، روشی بر مبنای عملکرد و تئوری قابلیت اطمینان اتخاذ کرد و انواع عدم قطعیت‌ها را به صورت کمی در برآورد نیاز و ظرفیت لرزه‌ای در نظر گرفت [۳]. کرنل و همکاران بر اساس پروژه SAC، با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های لرزه‌ای و سازه‌ای چارچوب احتمالی بر مبنای عملکرد و تئوری قابلیت اطمینان، برای طرح و ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های با سیستم قاب خمشی ارائه دادند [۴]. وامواتسیکوس و فرجیاداکیس با استفاده از شبیه سازی مونت کارلو، با در نظر گرفتن پارامترهای منحنی هیسترسیس مدل رفتاری ایبارا-کراوینکلر^۳، عدم قطعیت‌های مبانی را در تحلیل IDA^۴ سازه‌های فولادی مد نظر قرار دادند [۵].

فرض توزیع برای متغیرهای تصادفی اساس اعمال عدم قطعیت است. سو و همکاران در بررسی قاب خمشی اسکله، عدم قطعیت سازه‌ای را فرایندهای گوسی (نرمال) فرض کرده‌اند [۶]. گنجوی و غلامرضا تبار تحلیل عدم قطعیت ۲۸۸۰۰ قاب فولادی تحت ۴۰ زلزله سازگار با در نظر گرفتن عدم قطعیت پیوند اصلی، میرایی و حرکت زمین ورودی با توزیع نرمال مورد بررسی قرار داده‌اند [۷]. کریمی قلعه جوق و بهشتی اول تحلیل عدم قطعیت قاب‌های خمشی فولادی را با چهار عامل شتاب طیفی، شرایط محلی ساختگاه، روابط تبدیل بزرگا و منحنی شکنندگی را لگ نرمال فرض کرده‌اند. [۸] دیانتی و همکاران سازه‌های فولادی با بادبند همگرا، با در نظر گرفتن عدم قطعیت نیاز، ظرفیت و خسارت با توزیع لگ نرمال مورد بررسی قرار داده‌اند. [۹] مداحی و همکاران عدم قطعیت‌های مربوط به تغییر در تحریکات لرزه‌ای و مدل سازی تنش تسلیم و مدول الاستیسیته دیوار برشی فولادی را به صورت لگ نرمال مدل کرده است. در این رابطه تنوع در متغیرهای تصادفی و توزیع آماری مدل، عملیات انتگرال گیری را دشوار می‌سازد [۱۰]. در همه این تحقیقات روش مونت کارلو برای شبیه سازی مورد استفاده بوده است.

سطوح عملکرد نیز در برخی تحقیقات مورد توجه بوده است. ذوالفقاری و همکاران عدم قطعیت ناشی از پارامترهای مدل ممان چرخشی اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر در قاب خمشی فولادی را مورد استفاده قرار دادند. در مطالعه آن‌ها تابع میانگین و انحراف استاندارد فروریزش را به روش سطح پاسخ تعیین کرده و اثر عدم قطعیت‌ها با استفاده از تحلیل مونت کارلو بر مبنای شبکه عصبی برای تعیین منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفت [۱۱]. خجسته‌فر و پاپی منحنی‌های شکنندگی فروریزش قاب خمشی فولادی با در نظر گیری عدم قطعیت‌ها را مورد بررسی قرار دادند [۱۲]. شکراللهی و همکاران مطالعه قاب خمشی فولادی در حالت استفاده بی وقفه،

¹ aleatory

² epistemic

³ Ibarra-krawinkler

⁴ Incremental dynamic analysis

آستانه فرو ریزش - با و بدون لحاظ عدم اطمینان پارامترهای ظرفیت سازه - به روش مونت کارلو را بر اساس مدل رفتاری اصلاح شده ایبارا-مدینا-کراوینکلر انجام داده‌اند. آن‌ها پارامترهای ظرفیت را بسیار مهم گزارش کرده‌اند [۱۳]. عسگریان و اردوبادی با لحاظ مساله شکل‌پذیری در رفتار قاب‌های خمشی فولادی، عدم قطعیت‌های مبانی نظیر تنش تسلیم و تنش نهایی مصالح فولاد، جرم و ضریب میرایی را بررسی کردند. نتایج آن‌ها نشان داد که اعمال عدم قطعیت تأثیر قابل توجهی بر روی قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه دارد [۱۴].

با توجه به اهمیت انتخاب شتاب‌نگاشت در تحلیل [۱۵]، توجه به الزامات انتخاب شتاب‌نگاشت روش IDA ضروری است. به عنوان مثال، بنزاده و همکاران با استفاده از ضرایب احتمالاتی، عملکرد سازه را در دو سطح بهره برداری بی وقفه و ایمنی جانی ارزیابی کردند. آن‌ها ارزیابی لرزه‌ای را با استفاده از ۴۰ شتاب‌نگاشت با تحلیل دینامیکی افزایشی انجام دادند [۱۶]. این مساله در سایر تحقیقات نیز مورد توجه بوده است [۱۷ و ۱۸].

در این پژوهش به بررسی تأثیر عدم قطعیت‌های سازه‌ای بر پاسخ سازه‌ها در سطوح عملکردی مختلف پرداخته می‌شود. همان‌گونه که دیده شد در پژوهش‌های قبل تأثیر عدم قطعیت پارامترهای سازه‌ای بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی مورد مطالعه قرار گرفته ولی تأثیر عدم قطعیت ناشی از انتخاب نوع توزیع آماری برای هر کدام از پارامترهای سازه‌ای بررسی نشده است. به این منظور سه نوع توزیع یکنواخت، نرمال و لگ نرمال برای پارامترهای سازه‌ای جرم، تنش تسلیم، مدول الاستیسیته و هندسه مقاطع که ماهیتی تصادفی دارند در نظر گرفته شده و با بهره‌گیری از روش مونت کارلو و تئوری قابلیت اطمینان اثر عدم قطعیت این پارامترها بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بررسی می‌شود. مطالعات بر روی چهار سازه ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط انجام می‌شود [۱۹-۲۲]. مدل‌سازی سازه‌ها و انجام تحلیل دینامیکی افزایشی در نرم افزار اپنسیس و با استفاده از مدل اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر و لحاظ کردن تغییر شکل‌های برشی چشمه برشی اتصال انجام می‌شود. بررسی‌ها بر روی پاسخ‌های سازه‌ای شامل جابجایی نسبی متناظر با فروریزش سازه، شتاب طیفی متناظر با سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش و نیز منحنی‌های شکنندگی نظیر دو سطح عملکردی مذکور انجام می‌شود.

۲- مدل‌های غیر قطعی

برای بیان رابطه بین یک یا چند متغیر تصادفی با یک یا چند متغیر تصادفی دیگر از مدل‌های آماری غیر قطعی استفاده می‌شود. مدل‌های غیر قطعی با استفاده از توزیع احتمال بیان می‌شوند. توزیع‌های احتمال مورد استفاده در این پژوهش شامل توزیع‌های یکنواخت، نرمال و لگ نرمال است. توزیع یکنواخت ساده‌ترین توزیع پیوسته است. فرض بر آنکه تمام نقاط در بازه (a,b) دارای امکان وقوع یکسان باشد؛ در این صورت متغیر تصادفی X را که برد آن مقادیر موجود در بازه (a,b) است، متغیر تصادفی یکنواخت می‌نامند. توزیع نرمال مهم‌ترین نوع توزیع پیوسته است و بسیاری از پدیده‌های طبیعی از این نوع توزیع پیروی می‌کنند. متغیر تصادفی X دارای توزیع نرمال است و به صورت $X \sim N(\mu, \sigma^2)$ نمایش داده می‌شود. اگر تابع چگالی احتمال به شکل رابطه (۱) باشد:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad -\infty < x < +\infty, \mu \in R, \sigma > 0 \quad (1)$$

دو پارامتر توزیع نرمال میانگین μ و واریانس σ متغیر تصادفی X هستند. توزیع لگ نرمال توزیعی است که لگاریتم طبیعی آن دارای توزیع نرمال با پارامترهای μ و σ است. به عبارت دیگر اگر X متغیری با توزیع نرمال باشد، آنگاه $Y = \exp(X)$ دارای توزیع لگ نرمال است. تابع توزیع متغیر تصادفی نرمال استاندارد به فرم رابطه (۲) بیان می‌شود.

$$f_X(x) = \frac{1}{x} \cdot \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (2)$$

در این پژوهش به منظور نمونه‌گیری و شبیه‌سازی ورودی مدل‌های غیر قطعی از روش شبیه‌سازی مونت کارلو استفاده می‌شود. شبیه‌سازی مونت کارلو یک روش نمونه برداری تصادفی ساده است که امکان ورود متغیرهای تصادفی بر مبنای مجموعه‌های نمونه‌برداری که به صورت تصادفی تولید شده‌اند را فراهم می‌نماید [۲۳]. از اهداف این مطالعه بررسی عدم قطعیت ناشی از انتخاب نوع توزیع‌های آماری برای هر یک از پارامترهای سازه‌ای است. پس از تخصیص نوع توزیع به هر یک از پارامترهای سازه‌ای، لازم است مشخصه‌های آن توزیع تعیین شود. به این منظور نیاز به تعیین میانگین، انحراف معیار و محدوده متغیر مورد نظر است.

پارامترهای تصادفی سازه‌ای شامل جرم، تنش تسلیم، مدول الاستیسیته و هندسه مقاطع در این مطالعه مورد توجه هستند. به منظور بررسی عدم قطعیت این پارامترها، محدوده تغییرات ضخامت و طول مقاطع بر اساس استاندارد اروپا (EN 10029) [۲۴] و واریانس تغییرات تنش تسلیم، مدول الاستیسیته و جرم بر اساس تحقیقات دولسک [۲۵] و مطابق جدول (۱) استفاده می‌شود.

جدول ۱- دامنه تغییرات و واریانس مشخصات مصالح و جرم طبقات [۲۴ و ۲۵]

مقادیر تصادفی	محدوده اسمی	متوسط	حدود تغییرات		واریانس
			حداقل	حداکثر	
تنش جاری شدن (Fy)	-	مقدار اسمی	-	-	5%
مدول الاستیسیته (Es)	-	مقدار اسمی	-	-	5%
جرم طبقه	-	مقدار اسمی	-	-	10%
طول	1<4000	مقدار اسمی	0	+20	-
	4000≤l<6000	مقدار اسمی	0	+30	-
ضخامت	3≤t<5	مقدار اسمی	-0.4	+0.8	-
	5≤t<8	مقدار اسمی	-0.4	+1.1	-
	8≤t<15	مقدار اسمی	-0.5	+1.2	-

به منظور بررسی عدم قطعیت انتخاب توزیع‌های آماری برای پارامترهای سازه‌ای مطابق جدول (۲)، پنج گروه توزیع به پارامترها تخصیص داده می‌شود. در هر گروه پارامترهای سازه‌ای دارای توزیع‌های آماری متفاوت هستند. با توجه به تحقیقات دولسک برای پارامترهای تنش تسلیم و مدول الاستیسیته توزیع نرمال و لگ نرمال پیشنهاد می‌شود. همچنین برای پارامترهای ضخامت مقاطع و طول آن‌ها توزیع یکنواخت و نرمال در نظر گرفته شده است [۲۵]. در این حالت با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو اثر هم‌زمان عدم قطعیت‌های توزیع‌های آماری و پارامترهای سازه‌ای بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها مورد مطالعه قرار می‌گیرد.

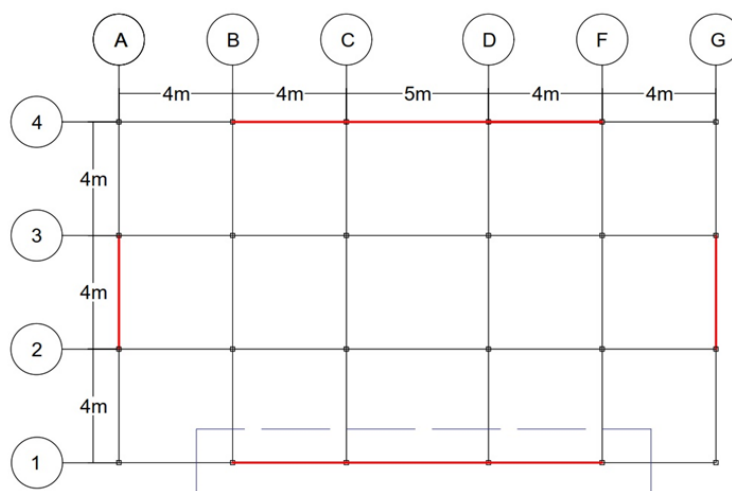
جدول ۲- پارامترهای توزیع متغیرهای در نظر گرفته شده جهت اعمال عدم قطعیت

متغیر تصادفی	نوع توزیع (۱)	نوع توزیع (۲)	نوع توزیع (۳)	نوع توزیع (۴)	نوع توزیع (۵)	مقدار متوسط	واریانس
تنش تسلیم	لگ نرمال	لگ نرمال	نرمال	نرمال	لگ نرمال	۲240 MPa	۱12 MPa
مدول الاستیسیته	لگ نرمال	لگ نرمال	نرمال	نرمال	لگ نرمال	2 × 10 ⁵ MPa	2 × 10 ⁴ MPa
طول مقاطع	نرمال	یکنواخت	یکنواخت	نرمال	لگ نرمال	مقدار ظاهری	جدول (۱)
ضخامت مقاطع	نرمال	یکنواخت	یکنواخت	نرمال	یکنواخت	مقدار ظاهری	جدول (۱)
جرم (طبقات)	-----	-----	-----	-----	لگ نرمال	31.7 ton	3.17 ton
جرم (بام)	-----	-----	-----	-----	لگ نرمال	34.8 ton	3.48 ton

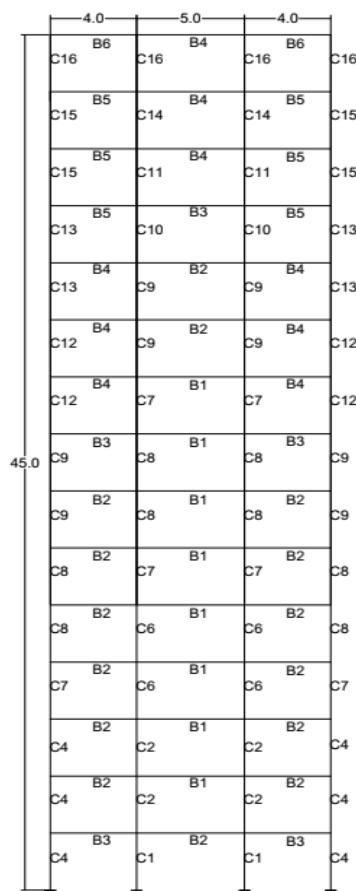
۳- مدل سازی و تحلیل

۳-۱- طراحی سازه

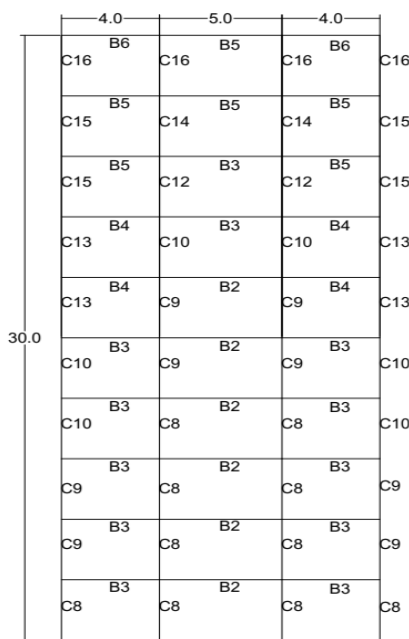
سیستم قاب خمشی با توجه به مزایای آن، امروزه توسعه قابل توجهی یافته است. به منظور بررسی اهداف مطرح شده در این پژوهش، مطالعات بر روی چهار سازه ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه منظم سه دهانه فولادی قاب خمشی با شکل پذیری متوسط و کاربری مسکونی انجام می شود. این سازه ها بر اساس ضوابط مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۹-۲۲] طراحی شده اند. بدین منظور مطابق با پلان نشان داده شده در شکل (۱) ابتدا مدل سه بعدی طراحی شده و سپس یک قاب دو بعدی از آن برداشت شده است. از این رو، قاب مورد بررسی یک قاب محیطی است. در این سازه ها، قاب های محیطی به استثنا ستون ابتدا و انتها و نیز تیر ستون های داخلی سازه که مفصلی هستند، به صورت گیردار مدل می شوند [۲۶]. در این حالت وزن وارده موسوم به gravity به قاب مورد نظر با توجه به سطح بارگیر قاب محیطی و وزن دیوارهای پیرامونی می باشد. در خصوص جرم لرزه ای (mass) با توجه به اینکه در هر جهت فقط دو قاب به صورت خمشی و مابقی قاب ها به صورت مفصلی هستند، نیمی از جرم لرزه ای سازه به قاب مورد نظر اختصاص داده می شود. سیستم باربر لرزه ای سازه ها در هر دو جهت متعامد به شکل یکسان است. ارتفاع طبقات در سازه ها برابر با ۳ متر، عرض بارگیر هر یک از طبقات قاب ها برابر ۴ متر، دهانه میانی همه ی قاب ها برابر ۵ متر، دهانه های کناری برابر ۴ متر، محل سازه ها شهر ارومیه (با لرزه خیزی زیاد)، خاک ساختگاه از نوع II سیستم باربر ثقلی از نوع سقف تیرچه بلوک، بار مرده و زنده طبقات به ترتیب $570 \frac{kg}{m^2}$ و $200 \frac{kg}{m^2}$ ، بار مرده و زنده بام به ترتیب $640 \frac{kg}{m^2}$ و $150 \frac{kg}{m^2}$ و بار دیوار پیرامونی دارای نما $400 \frac{kg}{m^2}$ ، بار دیوار جان پناه دارای نما $335 \frac{kg}{m^2}$ و فولاد مصرفی از نوع st37 می باشد. مطابق با استاندارد ۲۸۰۰، تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طبقات برای سازه های ۳ و ۵ طبقه به مقدار ۰/۰۲۵ و برای سازه های ۱۰ و ۱۵ طبقه به مقدار ۰/۰۲ محدود می گردد. به منظور رعایت الزامات و ضوابط طراحی و نیز توجه به رویکرد اقتصادی طرح، نسبت تنش ها در طراحی سازه ها در محدوده ۰/۷ تا ۰/۹ در نظر گرفته می شود. بر اساس ضوابط تکمیلی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در طرح لرزه ای نسبت پهنا به ضخامت اعضای فشاری (مقطع فشرده لرزه ای) رعایت شده و تأمین مهاربندی جانبی و ورق های پیوستگی مفروض است. نمای پلان و ارتفاع سازه های طراحی شده و دوره تناوب متناظر با مدل سازه ها (حاصل از نتایج مدل سازی) در شکل (۱) و (۲) و نیز مقاطع تیر و ستون ها در جدول (۳) ارائه شده است.



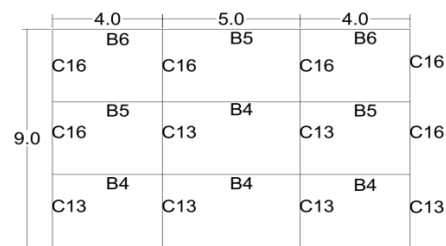
شکل ۱- پلان سازه های مورد مطالعه



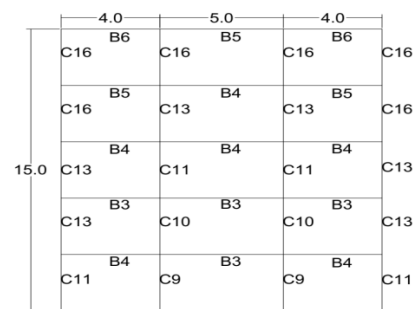
سازه ۱۵ طبقه (T=۲/۹۳)



سازه ۱۰ طبقه (T=۲/۲۸)



سازه ۳ طبقه (T=۱/۰۳)



سازه ۵ طبقه (T=۱/۳۸)

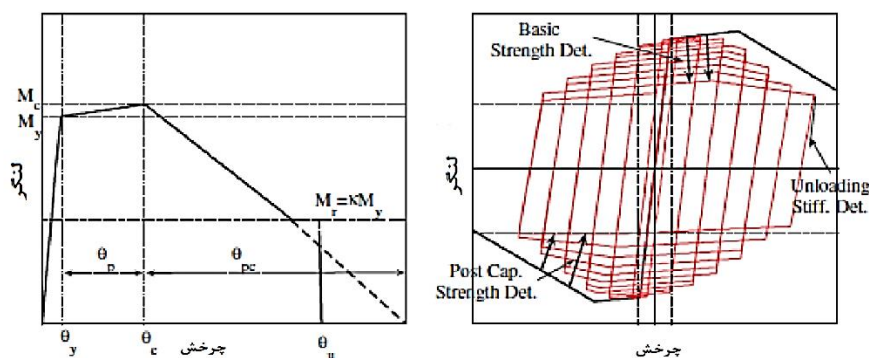
شکل ۲- نمای سازه‌های مورد مطالعه

جدول ۳- مقاطع تیر و ستون در شکل (۲)

مقاطع				تیر				
ستون				تیر				
شماره	مقطع	اختصار	شماره	مقطع	اختصار	شماره	مقطع	اختصار
۱	BOX300*25	C1	۹	BOX240*15	C9	۱	IPE450	B1
۲	BOX300*20	C2	۱۰	BOX200*15	C10	۲	IPE400	B2
۳	BOX350*25	C3	۱۱	BOX200*12	C11	۳	IPE360	B3
۴	BOX270*25	C4	۱۲	BOX180*15	C12	۴	IPE330	B4
۵	BOX270*20	C5	۱۳	BOX180*12	C13	۵	IPE300	B5
۶	BOX250*25	C6	۱۴	BOX150*12	C14	۶	IPE270	B6
۷	BOX250*20	C7	۱۵	BOX150*10	C15			
۸	BOX240*20	C8	۱۶	BOX150*8	C16			

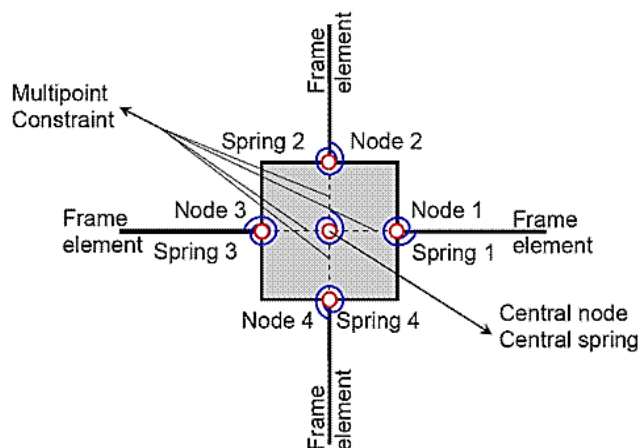
۳-۲- مدل سازی غیر خطی و صحت سنجی

به منظور مدل سازی و تحلیل سازه از نرم افزار اپنسیس با توانایی انجام تحلیل های خطی و غیرخطی با در نظر گرفتن رفتار هیستریسیس استفاده می شود [۲۶]. بدین منظور مدل هیستریسیس انتخابی باید قابلیت مدل سازی عوامل تأثیرگذار بر روی رفتار سازه اعم از رفتار الاستیک، غیر الاستیک، تشکیل مفاصل پلاستیک و فروریزش را داشته باشد. در این مطالعه به منظور در نظر گرفتن اثرات زوال سختی، مقاومت و کمانش های موضعی از مدل پلاستیسیته متمرکز (مفصل پلاستیک) استفاده شده است. در این روش به ازای هر عضو تیر یا ستون از یک عضو تیر یا ستون الاستیک و دو فنر دورانی پلاستیک با رفتار کاهنده در ابتدا و انتهای عضو که به طول صفر هستند تشکیل شده است. در حالت رفتاری الاستیک چون تیر به صورت الاستیک مدل می شود، دو فنر باید به صورت صلب مدل گردد؛ ولی با توجه به مباحث المان محدود و صفر شدن ماتریس سختی به دلیل عضو صلب، مدل ساخته شده واگرا می شود. برای جلوگیری از این اتفاق فنرها باید به صورت غیر صلب مدل شوند؛ در این حالت فنرها در تغییر شکل سهیم می شوند و تغییر شکلی بزرگ تر از واقعیت حاصل می شود. برای رفع این چالش از معادلات تحلیل سازه همانند روش شیب افت و سختی معادل و تغییر شکل ها استفاده می شود. بدین روش که تیر الاستیک سختی بیشتر از الاستیک و فنر سختی کمتر از سختی صلب می گیرد که معادل رفتار عضو الاستیک و مجموع فنرها در حالت اولیه می باشد. در حالت رفتاری غیرخطی نیز فنرها با رفتار کاهنده در اثر زوال، تغییر شکل با دقت بسیار بالا ارائه می دهند. مشخصه های فنر دورانی بر اساس منحنی های سه خطی اعضا و مطالعات تجربی تعیین می شود [۲۷]. مدل کاهندگی اصلاح شده ایبارا - کراوینکلر در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است (شکل ۳). لیگنوس طی آزمایش های فراوان برای تیرهای I شکل و ستون های BOX شکل با تغییراتی در مدل ایبارا - کراوینکلر به ارائه مدل های کاهندگی پرداخت که باعث پیش بینی دقیق تر رفتار المان ها تا سطح خرابی گردید [۲۶]. با توجه به شکل (۳) مشاهده می شود در این منحنی ها شاخه جدیدی وجود دارد که می تواند مقاومت از دست رفته پس از مقاومت پسماند را نیز پیش بینی کند. برای مدل سازی تغییر شکل های برشی چشمه برشی اتصال که تأثیر قابل توجهی بر جابجایی های نسبی خطی و غیرخطی طبقات قاب فولادی دارند، از المان joint2D استفاده شده است (شکل ۴) [۲۸]. در شکل (۴)، فنر وسط مربوط به سختی چشمه اتصال می باشد که با توجه به استفاده از مقاطع قوطی شکل برای ستون ها، سختی بسیار بالایی دارند.



شکل ۳- مدل اصلاح شده کاهندگی ایبارا - کراوینکلر [۲۶]

در شکل (۳)، M_y لنگر تسلیم مؤثر، M_c حاصل ضرب مدول الاستیک در مقاومت تسلیم، M_p لنگر پسماند (κM_y) ، θ_y ظرفیت تغییر شکل الاستیک، θ_p تغییر شکل پلاستیک، θ_c ظرفیت تغییر شکل نقطه cap، θ_u تغییر شکل با شروع مقاومت پسماند و θ_{pc} ظرفیت تغییر شکل بعد از نقطه cap می باشد.



شکل ۴- المان joint2D جهت مدل سازی اتصالات در نرم افزار اپنسیس [۲۹]

در نظر گرفتن اثرات P-delta از موارد مهم در طراحی و بررسی رفتار سازه می باشد که با اعمال نیروی جانبی بر سازه فعال می شود. در این مطالعه قاب های محیطی مورد بررسی با توجه به سطح بارگیر آن ها تحت اثر P-delta قرار می گیرند. با توجه به اینکه ستون های داخلی سازه در حالت سه بعدی مفصلی در نظر گرفته می شوند، هنگام اعمال نیروی جانبی، نیروی برشی خاصی تحمل نکرده و در صورت عدم اتصال به قاب خمشی، فرو می ریزند. از این رو؛ اثر P-delta این اعضا به قاب خمشی وارد می شود و برای لحاظ کردن اثرات آن، ستونی با تکیه گاه مفصلی با تیرهایی با اتصال مفصلی به قاب مورد نظر وصل می شود و سطح بارگیر این ستون، سطح بارگیر تیر ستون های داخلی تقسیم بر دو (نصف دیگر بر قاب محیطی دیگر وارد می شود) می باشد. به این ستون، ستون تکیه گاهی و یا به اصطلاح lean column می گویند.

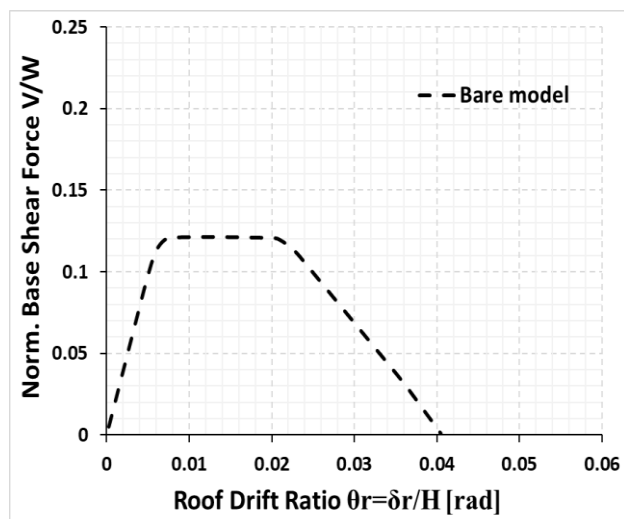
با توجه به ویژگی های نرم افزارهای اجزای محدود و اینکه نرم افزار اپنسیس یک نرم افزار اجزای محدود است؛ ابتدا یک مدل ریاضی از ویژگی های سازه، شامل ماتریس های حاوی ماتریس ضرایب حاکم بر سازه تشکیل می گردد. در تحلیل الاستیک این ماتریس ها دارای مقادیر ثابتی هستند و در تحلیل غیر خطی، تابعی از شرایط تغییر شکل اعضای مختلف موجود در سازه قرار می گیرند. تحلیل سازه بدین گونه است که در یک فرایند تکراری تحریک حاصل از زمین لرزه و یا بارگذاری گام به گام، بر سازه اعمال می شود. در پایان هر تکرار این ماتریس با توجه به شرایط تغییر مکانی، تغییر می کند و با استفاده از ماتریس سختی جدید آنالیز انجام می شود. این تکرار تا رسیدن به حالتی که تغییر ایجاد شده در ماتریس سختی از یک حد قابل قبول کوچک تر شده و پاسخ همگرا شود، ادامه می یابد.

واگرایی در سازه زمانی ایجاد می شود که مدل ریاضی سازه با توجه به گام بارگذاری نتواند پاسخی پیدا کند. چنین اتفاقی به دو دلیل ممکن است رخ دهد. اول آن که در یکی از گام های بارگذاری به دلیل تغییر ناگهانی در سختی برخی از اعضا، ماتریس سختی با وجود انجام تکرارهای زیاد به سمت یک مقدار واحد همگرا نمی شود. چنین حالتی معمولاً در شرایطی به وقوع می پیوندد که نمودار نیرو-تغییر مکان برخی از اعضا اصطلاحاً شامل نقاط تیز باشند. این حالت واگرایی معمولاً با به اندازه کافی کوچک کردن گام های بارگذاری قابل حل می باشد. وقوع این نوع واگرایی، ناشی از ضعف موجود در بیان قانون رفتاری اعضا و نیز ناکارآمد بودن الگوریتم به کار رفته برای حل مسئله می باشد. این حالت را نمی توان به عنوان معیاری برای فروریزش سازه ای در نظر گرفت. در این پژوهش به دلایلی از جمله تغییر حالات الگوریتم تحلیل (مانند نیوتون) و همچنین کوچک کردن گام های زمانی، الگوریتم نوشته شده برای تحلیل سازه ها به گونه ای است که تقریباً در هیچ یک از آنالیزهای انجام شده، این نوع واگرایی اتفاق نمی افتد.

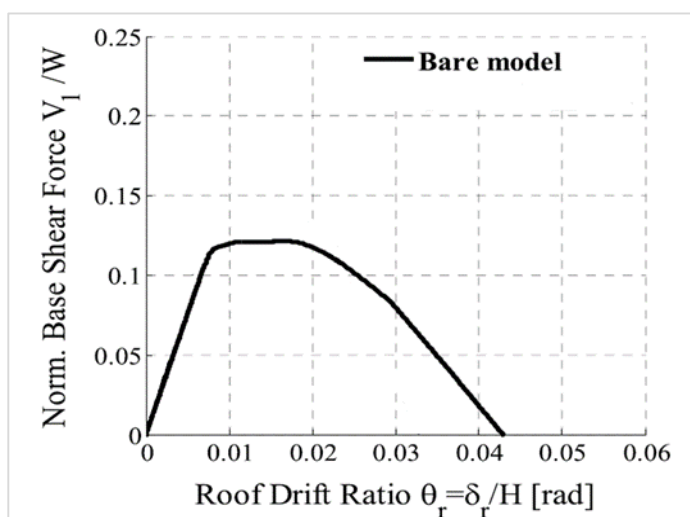
حالت دوم زمانی رخ می دهد که سازه از تمام ظرفیت های خود در برابر بارگذاری خارجی استفاده نموده است. در این حالت با افزایش اندکی در بار وارد به سازه، به دلیل تشکیل مفاصل پلاستیک متعدد و از دست رفتن سختی موجود در اعضای مقاوم سازه ای، یافتن پاسخ به دلیل ناپایداری غیر ممکن است؛ و یا در صورت امکان، به دلیل وجود سختی پس از تسلیم در اعضا، با بسیار کوچک کردن گام بارگذاری تغییر

مکان‌های سازه‌ای بسیار بزرگی به دست می‌آید. در این حالت واگرایی عددی ناشی از اتمام ظرفیت سازه برای مقابله در برابر بارگذاری وارده است که حکم به ناپایداری کلی سازه و فروریزش آن دارد.

در این بخش به منظور اعتبارسنجی نتایج حاصل از تحلیل‌های غیرخطی، صحت‌سنجی مدل‌سازی با نرم افزار اپنسیس انجام می‌شود. بدین منظور؛ یک قاب ۸ طبقه فولادی با سیستم قاب خمشی ویژه که در مطالعات الکادی و لیگنوس مورد بررسی قرار گرفته [۳۰]، در نرم افزار اپنسیس مدل‌سازی شده و تحت تحلیل غیر خطی پوش‌آور استاتیکی با الگوی بار جانبی مد اول قرار می‌گیرد. با توجه به شکل (۵) مشاهده می‌شود نتایج حاصل از مدل‌سازی انجام گرفته در این پژوهش با نتایج مطالعات الکادی و لیگنوس مطابقت دارد.



ب- مدل‌سازی در این مطالعه



الف- الکادی و لیگنوس [۳۰]

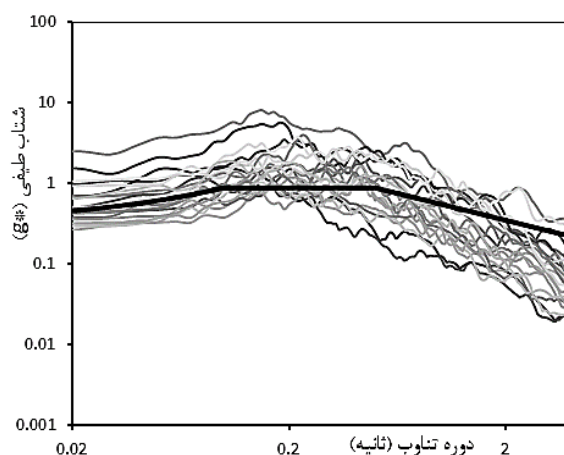
شکل ۵- مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی در نرم افزار اپنسیس با نتایج مطالعات الکادی و لیگنوس به منظور صحت‌سنجی

۳-۳- انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها

تحلیل دینامیکی افزایشی به مجموعه‌ای از رکوردها (حدود ۱۰ تا ۲۰ شتاب‌نگاشت برای سازه‌های تا ارتفاع متوسط) نیاز دارد [۲۹]. شتاب‌نگاشت‌های انتخابی باید توان حداکثر زلزله‌ی محتمل در مناطق لرزه‌خیزی مورد نظر تا حد فروریزش سازه‌ها را داشته باشند. با توجه به فرض احداث سازه‌ها بر روی خاک نوع II و در حوزه دور از گسل، زلزله‌ها بر روی خاک با سرعت موج برشی در بازه‌ی ۳۷۵ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه و فاصله‌ی بیش از ۱۰ km انتخاب شده‌اند [۲۱ و ۳۱]. بزرگای زلزله‌های انتخاب شده در بازه‌ی ۴/۵ تا ۷/۵ (M_w) و ماکزیمم شتاب زمین در بازه‌ی ۰/۰۵g تا ۱g است [۳۱]. انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها با در نظر گرفتن حداکثر سازگاری با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران انجام گرفته است بدین منظور از میان شتاب‌نگاشت‌هایی سازگار با منطقه، رکوردهایی که مجموع مربعات خطای طیف آن‌ها نسبت به طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ در بازه ۰/۲T تا ۱/۵T کمترین مقدار را دارد، انتخاب می‌شوند [۲۱]. در جدول (۴) مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده و در شکل (۶) طیف نظیر آن‌ها نشان داده شده است.

جدول ۴- مشخصات زمین لرزه‌های استفاده شده در تحلیل دینامیکی افزایشی (ثبت شده بر روی خاک نوع ۲)

ردیف	زمین لرزه	جهت	ایستگاه	ماکزیمم شتاب زمین	فاصله	بزرگا	سرعت
۱	TABAS	LN	DAYHOOK	۰/۳۲۷۹	۱۳/۹۴	۷/۳۵	۶۵۹/۶
۲	MANJIL	LN	Abbar	۰/۵۱۴۶	۱۲/۵۶	۷/۳۴	۷۴۲
۳	SAN FERNANDO	.	PEARBLOSSOM PUMP	۰/۱۰۱۸	۳۹/۹۸	۶/۶۱	۵۲۹/۱
۴	SAN FERNANDO	۲۷۰	PEARBLOSSOM PUMP	۰/۱۳۵۸	۳۸/۹۷	۶/۶۱	۵۲۹/۱
۵	SAN FERNANDO	۲۹۱	LAKE HUGHES	۰/۱۳۳۹	۲۲/۵۷	۶/۶۱	۶۷۰/۸
۶	KERN COUNTY	۱۱۱	TAFT LINCOLN SCHOOL	۰/۱۷۷۸	۳۸/۸۹	۷/۳۶	۳۸۵/۴
۷	MORGAN HILL	۶۷	GILROY GAVILAN COLL	۰/۱۱۴۴	۱۴/۸۴	۶/۱۹	۷۲۹/۷
۸	COYOTE LAKE	۳۰۳	SAN JUAN BAUTISTA	۰/۱۰۷۴	۱۹/۷	۵/۴۷	۳۷۰/۸
۹	FRIULI, ITALY	.	TOLMEZZO	۰/۳۵۱۳	۱۵/۸۲	۶/۵	۴۲۴/۸
۱۰	OROVILLE	۱۳۲	SANTA BARBARA COURTH	۰/۱۶۲۸	۲۴/۶	۶/۴۳	۴۸۲/۵
۱۱	N. PALM SPRINGS	۹۰	JOSHUA TREE FIRE ST	۰/۰۶۵۱	۲۶/۸۸	۶/۰۶	۳۷۹/۳
۱۲	LANDERS	.	TWENTYNINE PALMS	۰/۰۸۰۲	۴۱/۴۳	۷/۲۸	۶۸۴/۹
۱۳	LANDERS	۹۰	TWENTYNINE PALMS	۰/۰۶۰۳	۴۱/۴۳	۷/۲۸	۶۸۴/۹
۱۴	LOMA PRIETA	۲۵۰	ANDERSON DAM DOWNSTREAM	۰/۲۴۳۹	۲۰/۲۶	۶/۹۳	۴۸۸/۸
۱۵	LOMA PRIETA	.	FREMONT MISSION SJ	۰/۱۲۴۴	۳۹/۵۱	۶/۹۳	۳۶۷/۷
۱۶	LOMA PRIETA	۹۰	FREMONT MISSION SJ	۰/۱۰۵۷	۳۹/۵۱	۶/۹۳	۳۶۷/۶
۱۷	LOMA PRIETA	۲۲۵	SAN JOSE-SANTA	۰/۱۱۶۴	۳۳/۶۲	۶/۹۳	۴۸۸/۸
۱۸	NORTHRIDGE	۳۶۰	Alhambra - Fermont School	۰/۰۷۹۸	۳۶/۷۷	۶/۶۹	۵۵۰
۱۹	NORTHRIDGE	۱۸۰	La Crescenta - New York	۰/۱۵۹۱	۱۸/۵	۶/۶۹	۴۴۶
۲۰	NORTHRIDGE	۷۰	LA- Chalon Rd	۰/۲۲۵۵	۲۰/۴۵	۶/۶۹	۷۴۰/۱

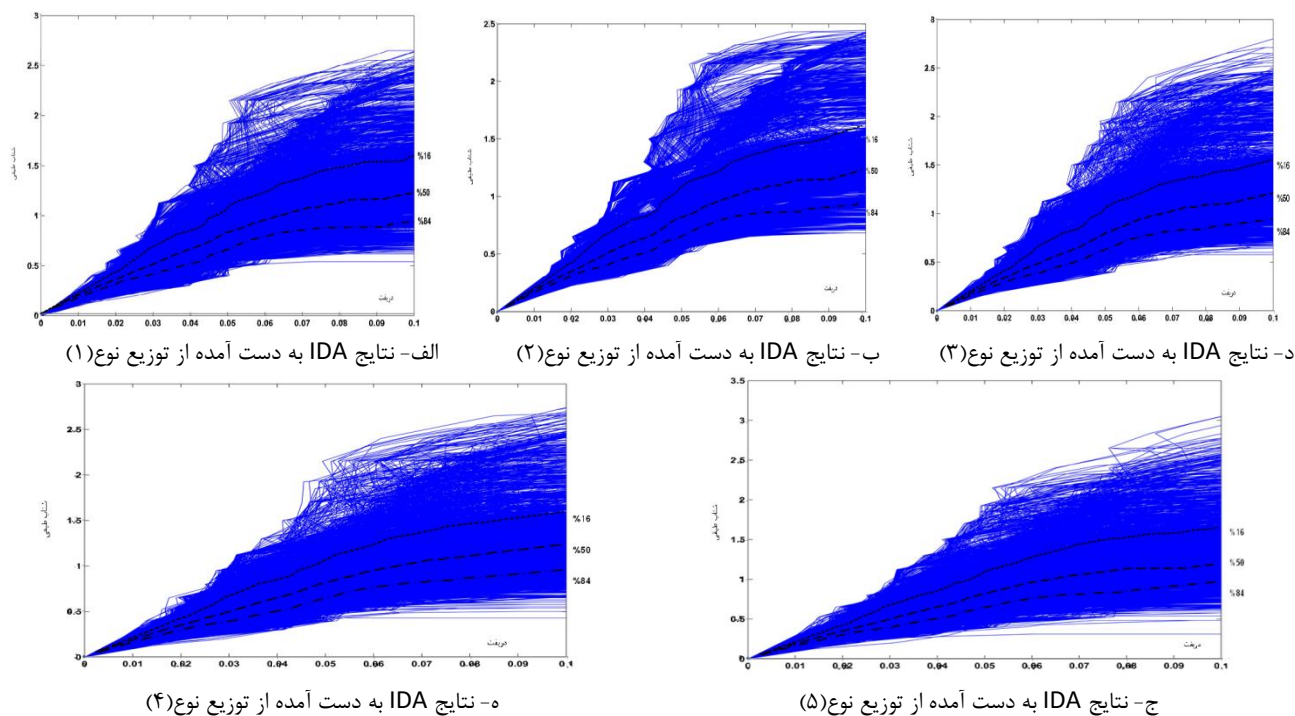


شکل ۶- سازگاری طیف رکوردهای انتخاب شده با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰

۳-۴- تحلیل دینامیکی افزایشی سازه‌ها

در روش IDA معیار خسارت تغییرات رفتار سازه در محدوده الاستیک، پلاستیک و فروریزش در سطوح مختلف معیار شدت زمین لرزه محاسبه می‌شود. با توجه به ارتفاع متوسط سازه‌های قرار گرفته در حوزه‌ی دور از گسل، شتاب طیفی متناظر با دوره تناوب اصلی به عنوان معیار شدت انتخاب می‌شود [۳۱]. بیشینه نسبت دریافت طبقات به عنوان معیار خسارت انتخاب می‌شود [۳۱]. منحنی IDA نمودار رفتار دینامیکی غیرخطی یک سازه‌ی مشخص تحت اثر یک رکورد زمین لرزه مشخص است. زلزله‌های انتخاب شده در جدول (۴) با ضرایب اسکالر افزایشی مقیاس شده و برای هر سری زمانی به دست آمده تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سازه انجام می‌شود. مطالعات قبلی نشان می‌دهد که برای محاسبه یک منحنی IDA به ازای یک رکورد حداقل ۱۲ ضریب مقیاس متفاوت لازم است [۳۲]. سپس میانگین و میانگین به اضافه و منهای انحراف معیار پاسخ (به ترتیب نظیر احتمال تجاوز ۵۰٪، ۸۴٪ و ۱۶٪) در سازه محاسبه می‌شود. بدین منظور به ازای هر یک از مقادیر معیار شدت (Sa) توزیع لگ نرمال بر روی داده‌های معیار خسارت برقرار می‌شود [۳۱]. به این ترتیب، به

منظور بررسی همزمان عدم قطعیت نوع توزیع و پارامترهای سازه‌ای، چهار سازه طرح و مدل‌سازی گردید و مطابق با جدول (۲) هر سازه در ۵ گروه مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو برای هر سازه در هر گروه ۲۰۰ انتخاب تصادفی در نظر گرفته می‌شود و هر انتخاب با استفاده از ۲۰ رکورد تحت تحلیل IDA قرار می‌گیرد (۴۰۰۰ تحلیل IDA برای هر سازه در هر گروه). به این ترتیب برای هر سازه جمعاً ۲۰،۰۰۰ تحلیل و مجموعاً برای تمامی سازه‌ها ۸۰،۰۰۰ تحلیل IDA انجام پذیرفته است. برای نمونه در شکل (۷) نمودارهای حاصل از تحلیل IDA سازه ۳ طبقه برای ۵ گروه توزیع و نیز چندک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ نمایش داده شده است.



شکل ۷- نتایج IDA سازه ۳ طبقه.

۳-۵- حالت‌های حدی عملکرد

در ارزیابی‌های لرزه‌ای و بررسی عملکردی مبتنی بر منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی لازم است حالت‌های حدی تعریف شود. حالت‌های حدی مورد استفاده در این مطالعه، سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش می‌باشند [۲۱ و ۳۳]. با توجه به عملکرد مورد انتظار از ساختمان‌های با اهمیت متوسط تحت اثر زلزله طرح در استاندارد ۲۸۰۰ و تعریف سطح عملکرد ایمنی جانی در دستورالعمل FEMA356، عملکرد سازه‌های مسکونی طراحی شده تحت زلزله طرح، ایمنی جانی فرض می‌شود [۱۸ و ۳۴]. در استاندارد ۲۸۰۰ ایران سطح عملکردی آستانه‌ی فروریزش متناظر با سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال کنترل نمی‌شود، از این رو مقدار حالت حدی آن با توجه به دستورالعمل FEMA350 تعیین می‌شود [۳۳]. مطابق با این دستورالعمل، با حرکت از انتهای منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی، نقطه‌ای که شیب آن به بیشتر از ۲۰٪ شیب ناحیه‌ی الاستیک می‌رسد، به عنوان مقدار حالت حدی آستانه فروریزش تعیین می‌شود. مطابق این دستورالعمل مقدار حاصل شده نباید از مقدار ۰/۱ بزرگ‌تر باشد. مقادیر حالت‌های حدی سطوح عملکردی مورد بررسی در جدول (۵) خلاصه شده است.

جدول ۵- جایجایی نسبی نظیر حالات حدی عملکردی

سازه	سطوح عملکردی	
	ایمنی جانی (LS)	آستانه فروریزش (CP)
۳ طبقه	۰/۰۲۵	۰/۰۷۸
۵ طبقه	۰/۰۲۵	۰/۰۷۶
۱۰ طبقه	۰/۰۲	۰/۰۶
۱۵ طبقه	۰/۰۲	۰/۰۵۷

۳-۶- منحنی شکنندگی

به منظور بیان کمی آسیب‌پذیری اجزای مختلف سازه‌ای و غیر سازه‌ای می‌توان احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان خسارت خاص را بر حسب یک معیار شدت بیان نمود. تکرار این عملیات برای مقادیر مختلف معیار شدت منجر به تولید منحنی‌های نرمال شده‌ای موسوم به منحنی شکنندگی می‌شود [۳۱].

پس از ساخت مدل‌های سازه‌ای و اعمال تحلیل IDA می‌توان پارامترهای تقاضا و ظرفیت مهندسی را در سطوح مختلف به دست آورد. با توجه به اعمال عدم قطعیت‌های سازه، معیارهای نیاز و ظرفیت متفاوتی تحت تحلیل IDA به دست می‌آید که برای ارزیابی و نمایش نتایج، می‌توان از منحنی شکنندگی که یک منحنی احتمالاتی برای یک حالت حدی است استفاده نمود. منحنی‌های شکنندگی را می‌توان در کلیه حالات حدی (بهره برداری بدون وقفه، ایمنی جانی، آستانه فروریزش و غیره) رسم کرد. برای این کار به عنوان مثال؛ در حالت حدی آستانه فروریزش از معیار شدتی که سازه در آن دچار فروریزش می‌گردد ($IM_{Collapse}$) استفاده می‌شود. بیشترین شدتی است که تحلیل دینامیکی پاسخی همگرا دارد و منحنی IDA بعد از آن هموار می‌شود. بنابراین به تعداد منحنی IDA، نقطه فروریزش سازه به دست می‌آید. طبق تحقیقات صورت گرفته شده توزیع لگ نرمال تابع بهینه و مناسبی برای بیان منحنی شکنندگی فروریزش است. بر این اساس رابطه منحنی شکنندگی با رابطه (۳) بیان می‌شود [۳۱].

$$P(Collapse | IM = im_i) = \Phi \left(\frac{LN(im_i) - LN(\eta_c)}{\beta_c} \right) \quad (3)$$

در این رابطه IM بیانگر معیار شدت (im_i نشان دهنده معیار شدت آستانه)، η_c میانگین، β_c انحراف معیار و Φ نشان دهنده تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد است.

۴- بررسی نتایج

نتایج حاصل از تحلیل‌ها شامل مقادیر شتاب طیفی متناظر با حالات حدی در جداول (۶) الی (۹)، مقادیر دررفت فروریزش در جداول (۱۰) الی (۱۳) و نیز منحنی‌های شکنندگی در شکل‌های (۸) و (۹) برای انواع حالات مطرح شده آورده می‌شود.

جدول ۶- مقادیر شتاب طیفی g متناظر با حالات حدی سازه ۳ طبقه برای ۵ نوع توزیع

نوع توزیع سازه	حالت حدی ایمنی جانی (LS)							حالت حدی فروریزش (CP)						
	کمترین شتاب	شتاب متوسط	بیشترین شتاب	انحراف معیار	احتمال فراگذشت حالت حدی (برحسب درصد)			کمترین شتاب	شتاب متوسط	بیشترین شتاب	انحراف معیار	احتمال فراگذشت حالت حدی (برحسب درصد)		
					۱۶	۵۰	۸۴					۱۶	۵۰	۸۴
بدون توزیع	۰/۲۹	۰/۳۶	۰/۵۵	۰/۱۶	۰/۳۰	۰/۳۶	۰/۴۳	۰/۷۵	۱/۱۸	۲/۰۶	۰/۲۸	۰/۸۸	۱/۱۸	۱/۵۷
توزیع (۱)	۰/۱۶	۰/۳۵	۰/۵۷	۰/۱۸	۰/۲۸	۰/۳۵	۰/۴۲	۰/۵۱	۱/۱۷	۲/۶۵	۰/۲۸	۰/۸۸	۱/۱۷	۱/۵۷
توزیع (۲)	۰/۲۲	۰/۳۵	۰/۵۷	۰/۱۶	۰/۳۰	۰/۳۵	۰/۴۲	۰/۶۵	۱/۱۸	۲/۴۲	۰/۲۸	۰/۸۸	۱/۱۸	۱/۵۷
توزیع (۳)	۰/۲۰	۰/۳۴	۰/۵۸	۰/۱۸	۰/۲۸	۰/۳۴	۰/۴۱	۰/۵۵	۱/۱۵	۲/۷۱	۰/۲۹	۰/۸۵	۱/۱۵	۱/۵۴
توزیع (۴)	۰/۱۵	۰/۳۴	۰/۶۸	۰/۱۹	۰/۲۸	۰/۳۴	۰/۴۲	۰/۴۰	۱/۱۷	۲/۷۱	۰/۲۹	۰/۸۷	۱/۱۷	۱/۵۷
توزیع (۵)	۰/۱۵	۰/۳۵	۰/۶۶	۰/۱۹	۰/۲۹	۰/۳۵	۰/۴۲	۰/۲۶	۱/۱۸	۳/۰۳	۰/۳۱	۰/۸۶	۱/۱۸	۱/۶۱

جدول ۷- مقادیر شتاب طیفی g متناظر با حالات حدی سازه ۵ طبقه برای ۵ نوع توزیع

نوع توزیع سازه	حالت حدی ایمنی جانی (LS)							حالت حدی فروریزش (CP)						
	کمترین شتاب	شتاب متوسط	بیشترین شتاب	انحراف معیار	احتمال فراگذشت حالت حدی %			کمترین شتاب	شتاب متوسط	بیشترین شتاب	انحراف معیار	احتمال فراگذشت حالت حدی %		
					۱۶	۵۰	۸۴					۱۶	۵۰	۸۴
بدون توزیع	۰/۱۷	۰/۲۴	۰/۳۲	۰/۱۸	۰/۲۰	۰/۲۴	۰/۲۹	۰/۴	۰/۸۹	۲/۰۶	۰/۴۳	۰/۵۸	۰/۹۰	۱/۳۸
توزیع (۱)	۰/۱۳	۰/۲۴	۰/۴۷	۰/۲۰	۰/۲۰	۰/۲۴	۰/۳۰	۰/۲۹	۰/۸۸	۲/۲۰	۰/۴۲	۰/۵۷	۰/۸۸	۱/۳۴
توزیع (۲)	۰/۱۵	۰/۲۴	۰/۴۱	۰/۱۹	۰/۲۰	۰/۲۴	۰/۲۹	۰/۲۹	۰/۸۸	۲/۱۵	۰/۴۱	۰/۵۸	۰/۸۸	۱/۳۴
توزیع (۳)	۰/۱۴	۰/۲۴	۰/۴۴	۰/۱۹	۰/۲۰	۰/۲۴	۰/۲۹	۰/۲۶	۰/۸۸	۲/۴۲	۰/۴۲	۰/۵۷	۰/۸۸	۱/۳۵
توزیع (۴)	۰/۱۲	۰/۲۴	۰/۵۲	۰/۲۱	۰/۱۹	۰/۲۴	۰/۳۰	۰/۲۲	۰/۸۸	۲/۵۵	۰/۴۳	۰/۵۷	۰/۸۸	۱/۳۵
توزیع (۵)	۰/۱۱	۰/۲۴	۰/۴۷	۰/۲۱	۰/۲۰	۰/۲۴	۰/۳۰	۰/۲۶	۰/۸۸	۲/۴۲	۰/۴۳	۰/۵۷	۰/۸۸	۱/۳۶

جدول ۸- مقادیر شتاب طیفی g متناظر با حالات حدی سازه ۱۰ طبقه برای ۵ نوع توزیع

نوع توزیع سازه	حالت حدی ایمنی جانی (LS)							حالت حدی فروریزش (CP)						
	کمترین شتاب	شتاب متوسط	بیشترین شتاب	انحراف معیار	احتمال فراگذشت حالت حدی %			کمترین شتاب	شتاب متوسط	بیشترین شتاب	انحراف معیار	احتمال فراگذشت حالت حدی %		
					۱۶	۵۰	۸۴					۱۶	۵۰	۸۴
بدون توزیع	۰/۰۵۳	۰/۱۱۱	۰/۱۴۶	۰/۲۸	۰/۰۸۳	۰/۱۱۱	۰/۱۴۸	۰/۱۳۵	۰/۲۶۲	۰/۶۱۷	۰/۴۴	۰/۱۶	۰/۲۶	۰/۴۰
توزیع (۱)	۰/۰۴	۰/۱۱	۰/۲۳	۰/۳	۰/۰۸۲	۰/۱۱	۰/۱۴۸	۰/۱۱	۰/۲۶	۱/۰۹	۰/۴۳	۰/۱۷	۰/۲۶	۰/۴۰
توزیع (۲)	۰/۰۴۲	۰/۱۱۱	۰/۳۰۲	۰/۲۹	۰/۰۸۲	۰/۱۱۱	۰/۱۴۸	۰/۱۱۱	۰/۲۶۷	۱/۰۹	۰/۴۴	۰/۱۷	۰/۲۶	۰/۴۱
توزیع (۳)	۰/۰۳۳	۰/۱۰۹	۰/۲۰۸	۰/۳۰	۰/۰۸۰	۰/۱۰۹	۰/۱۴۸	۰/۱	۰/۲۶۳	۱/۱۴	۰/۴۴	۰/۱۶۹	۰/۲۶	۰/۴۰
توزیع (۴)	۰/۰۳۳	۰/۱۱	۰/۲۴۵	۰/۳۱	۰/۰۸۱	۰/۱۱	۰/۱۵۱	۰/۱	۰/۲۶۳	۱/۱۴	۰/۴۴	۰/۱۶۹	۰/۲۶	۰/۴۰
توزیع (۵)	۰/۰۲۷	۰/۱۱	۰/۲۷	۰/۳۲	۰/۰۸۲	۰/۱۱	۰/۱۵۵	۰/۰۹	۰/۲۶	۱/۱۹	۰/۴۴	۰/۱۷۱	۰/۲۶	۰/۴۱

جدول ۹- مقادیر شتاب طیفی g متناظر با حالات حدی سازه ۱۵ طبقه برای ۵ نوع توزیع

نوع توزیع سازه	حالت حدی ایمنی جانی (LS)						حالت حدی فروریزش (CP)							
	کمترین شتاب	شتاب متوسط	بیشترین شتاب	انحراف معیار	احتمال فراگذشت حالت حدی (برحسب درصد)			کمترین شتاب	شتاب متوسط	بیشترین شتاب	انحراف معیار	احتمال فراگذشت حالت حدی (برحسب درصد)		
					۱۶	۵۰	۸۴					۱۶	۵۰	۸۴
بدون توزیع	۰/۰۳۲	۰/۰۷۹	۰/۱۳	۰/۴۱	۰/۰۵۲	۰/۰۷۹	۰/۱۲	۰/۱۱	۰/۱۹	۰/۴۸	۰/۳۹	۰/۱۲	۰/۱۹	۰/۲۸
توزیع (۱)	۰/۰۲۱	۰/۰۷۹	۰/۱۷	۰/۴۳	۰/۰۵۱	۰/۰۷۹	۰/۱۲۲	۰/۰۶۱	۰/۱۸	۰/۶۵	۰/۴۱	۰/۱۲۱	۰/۱۸۳	۰/۲۷
توزیع (۲)	۰/۰۲۵	۰/۰۷۹	۰/۱۵	۰/۴۱	۰/۰۵۲	۰/۰۷۹	۰/۱۲۱	۰/۰۷۴	۰/۱۸۴	۰/۵۵	۰/۳۹	۰/۱۲	۰/۱۸	۰/۲۷
توزیع (۳)	۰/۰۲۱	۰/۰۷۸	۰/۱۷	۰/۴۲	۰/۰۵۱	۰/۰۷۸	۰/۱۲	۰/۰۶۷	۰/۱۷۹	۰/۵۷	۰/۴۰	۰/۱۱	۰/۱۷	۰/۲۶
توزیع (۴)	۰/۰۲۰	۰/۰۷۹	۰/۲۵	۰/۴۴	۰/۰۵۰	۰/۰۷۹	۰/۱۲۳	۰/۰۶۱	۰/۱۸۲	۰/۷۰	۰/۴۱	۰/۱۲۰	۰/۱۸۲	۰/۲۷
توزیع (۵)	۰/۰۲۰	۰/۰۸۰	۰/۲۴	۰/۴۴	۰/۰۵۱	۰/۰۸	۰/۱۲۵	۰/۰۵۱	۰/۱۸	۰/۷۲	۰/۴۵	۰/۱۱	۰/۱۸۷	۰/۲۹

جدول ۱۰- مقادیر دریفت فروریزش سازه ۳ طبقه برای ۵ نوع توزیع حالت حدی فروریزش (CP)

نوع سازه	کمترین شتاب	شتاب متوسط	بیشترین شتاب	انحراف معیار	احتمال فراگذشت %		
					۱۶	۵۰	۸۴
بدون توزیع	۰/۰۶۰	۰/۰۷۸	۰/۰۹۸	۰/۱۵۱۳	۰/۰۶۷	۰/۰۷۸	۰/۰۹۱
توزیع (۱)	۰/۰۴۸	۰/۰۷۹	۰/۰۹۹	۰/۱۵۲۷	۰/۰۶۸	۰/۰۷۹	۰/۰۹۲
توزیع (۲)	۰/۰۴۸	۰/۰۷۸	۰/۰۹۹	۰/۱۵۱۳	۰/۰۶۷	۰/۰۷۸	۰/۰۹۱
توزیع (۳)	۰/۰۴۲	۰/۰۷۸	۰/۰۹۹	۰/۱۶۰۵	۰/۰۶۷	۰/۰۷۸	۰/۰۹۲
توزیع (۴)	۰/۰۴	۰/۰۷۹	۰/۰۹۹	۰/۱۵۷۰	۰/۰۶۸	۰/۰۷۹	۰/۰۹۳
توزیع (۵)	۰/۰۳۲	۰/۰۷۹	۰/۰۹۹	۰/۱۵۸۳	۰/۰۶۸	۰/۰۷۹	۰/۰۹۳

جدول ۱۱- مقادیر دریفت فروریزش سازه ۵ طبقه برای ۵ نوع توزیع حالت حدی فروریزش (CP)

نوع سازه	کمترین شتاب	شتاب متوسط	بیشترین شتاب	انحراف معیار	احتمال فراگذشت %		
					۱۶	۵۰	۸۴
بدون توزیع	۰/۰۳۱	۰/۰۷۶	۰/۰۹۶	۰/۲۵۴۴	۰/۰۵۸	۰/۰۷۶	۰/۰۹۷
توزیع (۱)	۰/۰۲۴	۰/۰۷۶	۰/۰۹۹	۰/۲۲۵۲	۰/۰۶	۰/۰۷۶	۰/۰۹۵
توزیع (۲)	۰/۰۲۶	۰/۰۷۶	۰/۰۹۹	۰/۲۳۵۰	۰/۰۶	۰/۰۷۶	۰/۰۹۶
توزیع (۳)	۰/۰۲۳	۰/۰۷۵	۰/۰۹۹	۰/۲۳۵۱	۰/۰۶	۰/۰۷۵	۰/۰۹۵
توزیع (۴)	۰/۰۲۳	۰/۰۷۶	۰/۰۹۹	۰/۲۲۶۰	۰/۰۶	۰/۰۷۶	۰/۰۹۵
توزیع (۵)	۰/۰۲۷	۰/۰۷۵	۰/۰۹۹	۰/۲۲۱۷	۰/۰۶	۰/۰۷۵	۰/۰۹۴

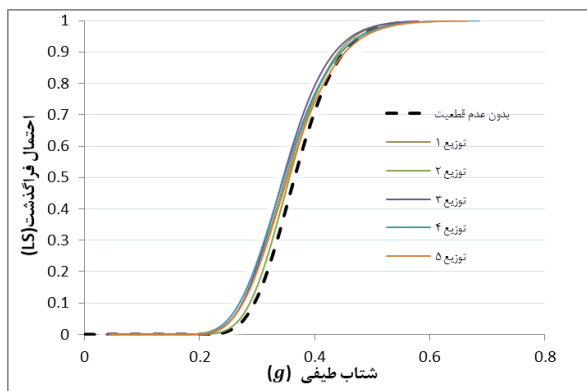
جدول ۱۲- مقادیر دریفت فروریزش سازه ۱۰ طبقه برای ۵ نوع توزیع حالت حدی فروریزش (CP)

نوع سازه	کمترین شتاب	شتاب متوسط	بیشترین شتاب	انحراف معیار	احتمال فراگذشت %		
					۱۶	۵۰	۸۴
بدون توزیع	۰/۰۲۹	۰/۰۵۷	۰/۰۸۵	۰/۳۶۴۹	۰/۰۳۹	۰/۰۵۷	۰/۰۸۲
توزیع (۱)	۰/۰۱۷	۰/۰۶	۰/۰۹۹	۰/۳۵۹۱	۰/۰۴۲	۰/۰۶	۰/۰۸۶
توزیع (۲)	۰/۰۱۷	۰/۰۶	۰/۰۹۹	۰/۳۶۱۸	۰/۰۴۲	۰/۰۶۰	۰/۰۸۶
توزیع (۳)	۰/۰۱۶	۰/۰۶	۰/۰۹۹	۰/۳۳۶۰	۰/۰۴۳	۰/۰۶	۰/۰۸۴
توزیع (۴)	۰/۰۱۶	۰/۰۶	۰/۰۹۹	۰/۳۴۹۶	۰/۰۴۲	۰/۰۶	۰/۰۸۵
توزیع (۵)	۰/۰۱۷	۰/۰۶	۰/۰۹۹	۰/۳۵۸۲	۰/۰۴۲	۰/۰۶۰	۰/۰۸۶

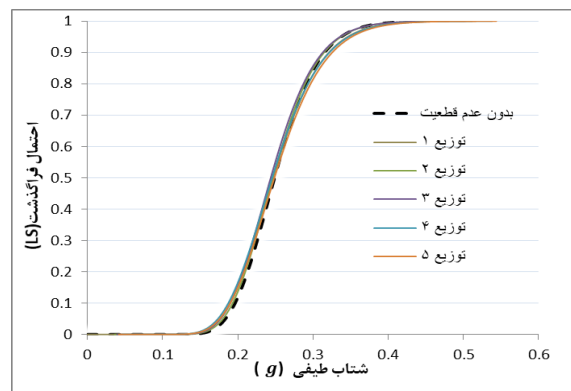
جدول ۱۳- مقادیر دریفت فروریزش سازه ۱۵ طبقه برای ۵ نوع توزیع حالت حدی فروریزش (CP)

نوع سازه	کمترین شتاب	شتاب متوسط	بیشترین شتاب	انحراف معیار	احتمال فراگذشت %		
					۱۶	۵۰	۸۴
بدون توزیع	۰/۰۲۶	۰/۰۵۸	۰/۰۹	۰/۳۰۵۳	۰/۰۴۳	۰/۰۵۸	۰/۰۷۹
توزیع (۱)	۰/۰۱۹	۰/۰۵۷	۰/۰۹۹	۰/۳۳۲۶	۰/۰۴	۰/۰۵۷	۰/۰۷۹
توزیع (۲)	۰/۰۱۹	۰/۰۵۷	۰/۰۹۹	۰/۳۲۸۵	۰/۰۴۱	۰/۰۵۷	۰/۰۷۹
توزیع (۳)	۰/۰۱۸	۰/۰۵۷	۰/۰۹۹	۰/۳۴۸۳	۰/۰۴	۰/۰۵۷	۰/۰۸۱
توزیع (۴)	۰/۰۱۵	۰/۰۵۷	۰/۰۹۹	۰/۳۵۵۹	۰/۰۴۰	۰/۰۵۷	۰/۰۸۱
توزیع (۵)	۰/۰۱۸	۰/۰۵۷	۰/۰۹۹	۰/۳۴۶۷	۰/۰۴	۰/۰۵۷	۰/۰۸۱

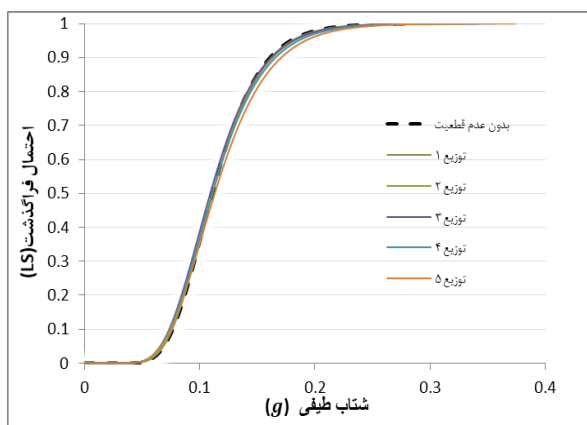
با بررسی نتایج مشاهده می‌شود که در سطوح عملکردی، اعمال عدم قطعیت پارامترهای سازه‌ای باعث ایجاد تغییرات در مقادیر کمترین و بیشترین شتاب طیفی نسبت به حالتی که عدم قطعیت لحاظ نمی‌شود، می‌گردد. به عنوان مثال؛ در سازه ۱۰ طبقه، در حالت بدون عدم قطعیت مقادیر کمترین و بیشترین شتاب طیفی در سطح LS به ترتیب ۰/۰۵۳ و ۰/۱۴۶، در صورتی که در حالت توزیع نوع ۱ که عدم قطعیت پارامترهای سازه‌ای در نظر گرفته شده به ترتیب مقادیر ۰/۰۴ و ۰/۲۳ حاصل شده است. برای همین سازه در سطح CP نیز در حالت بدون عدم قطعیت مقادیر کمترین و بیشترین شتاب طیفی ۰/۱۳ و ۰/۶۷ ولی در حالت توزیع نوع ۱ به ترتیب ۰/۱۱ و ۰/۰۹ ثبت شده است. همچنین با اعمال عدم قطعیت توزیع برای پارامترهای سازه‌ای (صرف نظر از نوع توزیع) پراکندگی نتایج حاصل شده برای پاسخ سازه‌ها تا حدودی افزایش یافته است. با بررسی شتاب‌های طیفی متناظر با احتمال‌های فراگذشت ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد حاصل از منحنی‌های شکنندگی و نیز مقادیر کمینه، متوسط و بیشینه شتاب‌های طیفی حاصل شده، مشاهده می‌شود در نظر گرفتن این نوع عدم قطعیت‌ها تأثیر قابل توجهی در پاسخ سازه نداشته و می‌تواند چشم پوشی شود. همچنین در سایر سازه‌ها و نیز حالات توزیع ۲ الی ۴ نیز نتایج مشابه حاصل شده است.



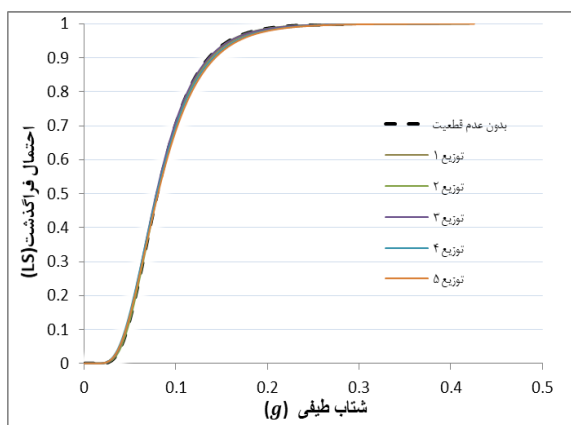
الف- سازه ۳ طبقه



ب- سازه ۵ طبقه

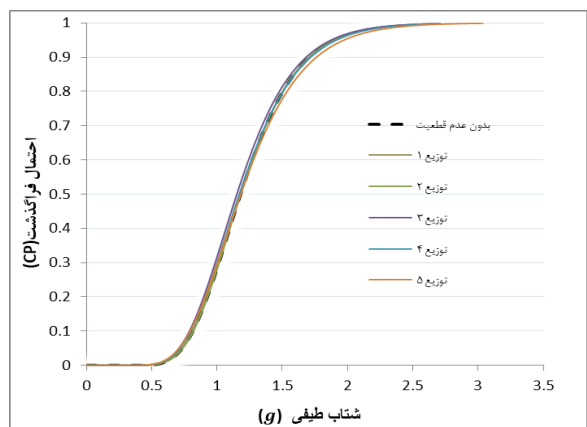


ج- سازه ۱۰ طبقه

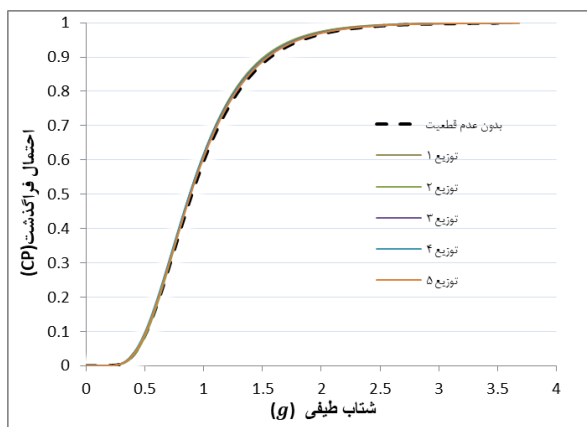


د- سازه ۱۵ طبقه

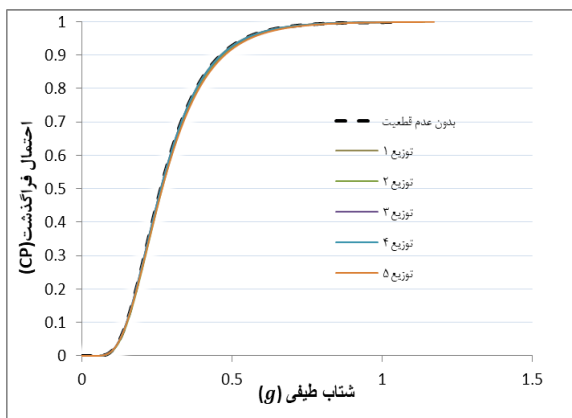
شکل ۸- منحنی شکنندگی در سطح LS



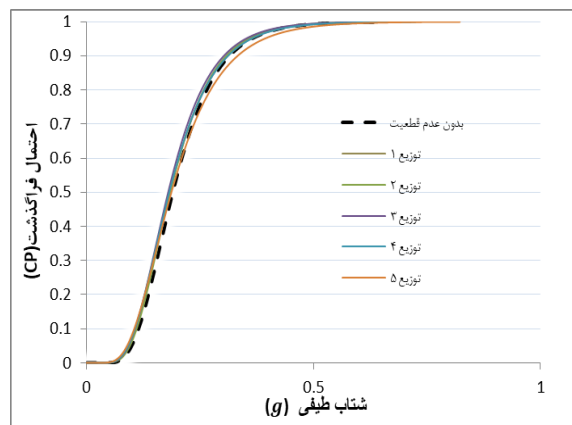
الف- سازه ۳ طبقه



ب- سازه ۵ طبقه



ج- سازه ۱۰ طبقه



د- سازه ۱۵ طبقه

شکل ۹- منحنی شکنندگی در سطح CP

در این پژوهش، همچنین عدم قطعیت نوع توزیع تخصیص داده شده به پارامترهای سازه‌ای در ۴ حالت توزیع مورد بررسی قرار می‌گیرد. همان‌گونه که در بخش (۲) ذکر گردید برای هر کدام از پارامترهای سازه‌ای ذکر شده می‌توان توزیع‌های یکنواخت، نرمال و لگ نرمال در نظر گرفت که در جدول (۲) خلاصه گردید. با توجه به نتایج و مقایسه انواع حالات توزیع نوع ۱ الی ۴، مشاهده می‌شود پاسخ‌های سازه در حالت توزیع نوع ۲ (با توزیع یکنواخت برای طول و ضخامت مقاطع و توزیع لگ نرمال برای تنش تسلیم و مدول الاستیسیته) دارای کمترین اختلاف نسبت به پاسخ سازه بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها است. پس از آن به ترتیب اختلاف پاسخ سازه‌ها در حالات توزیع نوع ۳ (با توزیع یکنواخت برای طول و ضخامت مقاطع و توزیع نرمال برای تنش تسلیم و مدول الاستیسیته)، توزیع نوع ۱ (با توزیع نرمال برای طول و ضخامت مقاطع و توزیع لگ نرمال برای تنش تسلیم و مدول الاستیسیته) و در نهایت توزیع نوع ۴ (با توزیع نرمال برای همه پارامترها) نسبت به پاسخ سازه‌های بدون لحاظ عدم قطعیت افزایش می‌یابد. نتایج نشان می‌دهند تخصیص توزیع نرمال به پارامترها باعث ایجاد بیشترین اختلاف و تخصیص توزیع یکنواخت باعث ایجاد کمترین اختلاف پاسخ سازه‌ها نسبت به حالت بدون عدم قطعیت نظیر می‌شوند. بنابراین حالت توزیع شماره ۴ با توزیع‌های نرمال بیشترین اختلاف پاسخ و حالت توزیع شماره ۲ بدون توزیع نرمال کمترین اختلاف پاسخ را دارند. همچنین با توجه به نتایج شتاب‌های طیفی متناظر با احتمال‌های فراگذشت ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد حاصل از منحنی‌های شکنندگی، مشاهده می‌شود عدم قطعیت ناشی از تخصیص نوع توزیع به پارامترهای سازه‌ای تأثیری قابل توجه در پاسخ و ارزیابی لرزه‌ای سازه نداشته و می‌تواند قابل چشم‌پوشی باشد. نتایج حاصل از تأثیر نوع توزیع‌ها بر پاسخ سازه‌ها به صورت منحنی شکنندگی در شکل (۸) و (۹) مشهود است.

با بررسی حالت توزیع نوع ۵ که علاوه بر عدم قطعیت‌های مقاطع سازه، عدم قطعیت جرم سازه نیز در نظر گرفته شده است، مشاهده می‌شود شتاب طیفی، کمینه و بیشینه شتاب طیفی و انحراف معیار ثبت شده (بخصوص در حالت CP) نسبت به بقیه حالات دامنه تغییرات بیشتری دارد، که نشان دهنده تأثیرگذاری بیشتر این نوع عدم قطعیت بر پاسخ سازه نسبت به سایر عدم قطعیت‌ها است. با توجه به نتایج منحنی‌های شکنندگی و نیز مقادیر شتاب طیفی متناظر با احتمال فراگذشت حالات حدی مشاهده می‌شود که تغییرات مطرح شده چشم‌گیر نبوده و این نوع توزیع نیز تأثیر قابل توجهی بر نتایج ارزیابی عملکرد سازه‌ها نداشته است.

نتیجه به دست از شکل‌های ۸ و ۹ را می‌توان تحت اثر دو عامل دانست. اول اثر کلی کم پارامترهای سازه‌ای بررسی شده بر پاسخ و دوم تأثیر کم تغییرات پارامترها. عامل اول که چندان مورد بحث این پژوهش نیست با یافته‌های محققان پیشین مبنی بر تأثیر کم این پارامترها همخوانی دارد [۱۱، ۱۳، ۱۴]. عامل دوم را می‌توان نتیجه خاص این مطالعه دانست. می‌توان گفت که تغییرات این پارامترها نیز از تأثیر خود آن‌ها تبعیت می‌کند. البته این بررسی با میانگین و انحراف معیار مجاز آیین نامه صورت گرفته است.

تأثیر ارتفاع در نتایج عدم قطعیت را می‌توان در دو بخش شامل تأثیر نوع توزیع‌های آماری و تأثیر پارامترهای سازه بررسی کرد. در مورد اثر نوع توزیع‌های آماری، در سازه‌های ۳ و ۵ طبقه، نسبت اختلاف بیشترین به کمترین شتاب طیفی حدود ۲۵ درصد ولی در سازه‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه کمتر از ۱۰ درصد ثبت شده است که نشان از حساسیت بیشتر نوع توزیع در سازه‌های با طبقات کمتر دارد. البته این موضوع در حالی است که نسبت چندک‌های به دست آمده اختلاف چندانی نسبت به هم نداشته (کمتر از ۱ درصد) که نشان می‌دهد نتایج در بازه یکسانی قرار گرفته است. در مورد اثر پارامترهای سازه، نسبت اختلاف بیشترین به کمترین شتاب طیفی در سازه ۱۰ طبقه بیشترین اختلاف (بیش از ۵۰ درصد) و پس از آن در سازه ۳ طبقه و سپس در سازه ۱۵ و در نهایت در سازه ۵ طبقه حدود ۱۵ درصد کمترین اختلاف را ثبت کرده است. این نتیجه باز هم عدم حساسیت به ارتفاع سازه را نشان می‌دهد. در این مورد نیز نسبت چندک‌های بدست آمده اختلاف چندانی (کمتر از ۱ درصد) با هم ندارند.

۵- نتیجه گیری

در چند دهه اخیر بررسی تأثیر الگوهای با دامنه‌های مختلف-که به عنوان ورودی در تحلیل سازه مورد استفاده قرار می‌گیرند- بر پاسخ سازه مورد توجه بوده است. دامنه الگوها می‌تواند مکان (توزیع مکانی)، زمان (سری زمانی) یا تعداد (هیستوگرام و توزیع احتمال) باشد. هدف از چنین تحلیل‌هایی بررسی کل دامنه ممکن پاسخ بر اساس کل دامنه ممکن ورودی، ارزیابی وضعیت تحلیل‌های نقطه‌ای (مانند تحلیل قطعی یا در سایر موارد تحلیل‌های مبتنی بر تک پارامترهای سری زمانی (مثلاً معیارهای شدت) یا در تحلیل‌های با بار متمرکز به جای بارهای توزیع شده) و ارائه راهنما به جهت اصلاحات احتمالی پاسخ‌های به دست آمده است. نمونه‌های بسیاری از چنین تحلیل‌های در ادبیات مهندسی زلزله دیده می‌شود. در این مقاله یکی از موضوعات کمتر مورد توجه در این تحلیل‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. این مساله پراکندگی مقادیر محتمل ورودی است که با توزیع احتمال ورودی مدل‌سازی می‌شود.

جهت بررسی تأثیر نوع توزیع عدم قطعیت‌ها بر رفتار سازه، در این پژوهش پارامترهای تنش تسلیم سازه، مدول الاستیسیته، ضخامت و طول مقاطع تیر و ستون و جرم سازه، در ۴ حالت با اعمال انواع توزیع به بررسی تأثیر تغییرات این پارامترها در پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها پرداخته شد. با توجه به نتایج به دست آمده در ۴ مجموعه توزیع می‌توان به طور خلاصه نتایج زیر را بیان کرد.

۱- توزیع نرمال دارای پراکندگی داده بیشتری (شتاب طیفی فروریزش) نسبت به دیگر توزیع‌ها است. بنابراین توزیع نرمال بیشترین و توزیع یکنواخت کمترین تغییرات را در نتایج اعمال می‌کند.

۲- به دلیل اختلاف جزئی شتاب طیفی متوسط و انحراف معیار در هر دو سطح LS و CP، می‌توان گفت که نوع توزیع تأثیر چندانی در نتایج اعمال عدم قطعیت‌ها (کمتر از ۱٪) ندارد.

همچنین در این پژوهش به منظور بررسی اثر عدم قطعیت جرم سازه، در یک مجموعه از توزیع‌ها، توزیع جرم نرمال فرض شده است. در این حالت

۱- اعمال توزیع عدم قطعیت جرم، پراکندگی بیشتر نتایج را در پی (حدود ۸٪) دارد.

۲- بازه شتاب‌های حالت حدی فروریزش و ایمنی جانی در اثر اعمال توزیع عدم قطعیت جرم به مقدار قابل توجهی افزایش یافته است. این افزایش نشان از تأثیر بیشتر تغییرات جرم نسبت به دیگر پارامترهای در نظر گرفته شده دارد.

به این ترتیب می‌توان با توجه به نتایج توزیع نرمال بیشترین و توزیع یکنواخت کمترین تغییرات را در نتایج اعمال می‌کند جرم را تأثیرگذارترین پارامتر در پاسخ لرزه‌ای سازه دانست که لازم است عدم قطعیت آن به صورت صحیح در محاسبات لحاظ شود. بررسی تغییرات پاسخ‌ها با ارتفاع نشان می‌دهد که با زیاد شدن ارتفاع تأثیر عدم قطعیت پارامترهای سازه و نوع توزیع تخصیص داده شده کاهش می‌یابد. در پایان لازم است تأکید شود که این بررسی با تعداد مشخص شتابنگاشت در حالت خاصی از سازه‌های فولادی قاب خمشی به دست آمده و تعمیم نتیجه به دست نیازمند انجام تحلیل سایر سازه‌ها، سایر ورودی‌ها و سایر پارامترها است.

۶- منابع و مراجع

- [1] Khojastehfar, E., Darbanian, R., Mohammadrezaee, A., Sharifi, Y., Seismic reliability of special steel moment frames, designed based on the third and fourth editions of 2800 standard in the performance framework of FEMA-350 regulation, 3rd National conference and 1st international conference on applied research in civil engineering, architecture and urban planning, March 9-10, 2016, Tehran, Iran. (In Persian).
- [2] Asgarian B, Sadrinezhad A, Alanjari P. "Seismic performance evaluation of steel Moment resisting frames through incremental dynamic analysis". *Journal of Constructional Steel Research* 2010;66:178-90.
- [3] SAC Joint Venture. (2000b). "Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment frame buildings." Rep. No. FEMA-351, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [4] Cornell; C.A.; Jalayer; F.; Hamburger; R.O.; Foutch; D.A.; "Probabilistic basis for the 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines"; *Journal of Structural Engineering; ASCE*; 128(4); 2001; 526-533
- [5] Vamvatsikos, D., & Fragiadakis, M., (2010), Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 39(2), 141-163.
- [6] Su, L., Wan, H. P., Dong, Y., Frangopol, D. M., & Ling, X. Z. (2021). Efficient uncertainty quantification of wharf structures under seismic scenarios using Gaussian process surrogate model. *Journal of Earthquake Engineering*, 25(1), 117-138.
- [7] Ganjavi, B., & Gholamrezatabar, A. (2018). More adequate seismic design force pattern for yielding structures considering structural and ground motion uncertainties effects. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27(16), e1537.
- [8] Jough, F. K. G., & Aval, S. B. (2018). Uncertainty analysis through development of seismic fragility curve for an SMRF structure using an adaptive neuro-fuzzy inference system based on fuzzy C-means algorithm. *Scientia Iranica*, 25(6), 2938-2953.
- [9] Dyanati, M., Huang, Q., & Roke, D. (2017). Cost-benefit evaluation of self-centring concentrically braced frames considering uncertainties. *Structure and Infrastructure Engineering*, 13(5), 537-553.
- [10] Maddahi, M., & Gerami, M., & Naderpour, H. (2021). The Effect of Structural Uncertainties of Steel Shear Wall on Seismic Performance of Rehabilitated Moment Frame. *JOURNAL OF STRUCTURAL AND CONSTRUCTION ENGINEERING*, 8(5), 130-147. <https://www.sid.ir/en/journal/ViewPaper.aspx?id=844663>
- [11] Zolfaghari, M. R., BEHESHTI, A. S., & Khojastehfar, E. (2015), Uncertainty analysis using fuzzy randomness method towards development of fragility curves for moment-resisting steel structures.
- [12] Khojastehfar, E., Papi, M., (2019), Estimation of fragility collapse curves of steel moment frame considering uncertainties using artificial neural network, 10th conference on steel & structure, December 10-12, Tehran, Iran. (In Persian).
- [13] Shokrollahi-Yancheshmeh, B., Mohebkah, A., Mahdavi Adeli, M. (2022). The Effect of Capacity Uncertainty on the Seismic Hazard Demand Curve Estimation of Steel Moment Resisting Frames. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(12), 1-1. doi: 10.22060/ceej.2020.18577.6903
- [14] Asgarian, B., and Ordoubadi, B., (2016), Effects of structural uncertainties on seismic performance of steel moment resisting frames, *Journal of Constructional Steel research*, Vol. 120, Pp.132-42.
- [15] Baker, J.W.; Cornell, C.A.; "Spectral shape, epsilon and record selection", *Earthquake Engineering & Structural Dynamic*, 35(9), pp:1077-1095, 2006.
- [16] Banazadeh M, Jalali SA, Abolmaali, A., (2010), Seismic performance of reduced beam section moment frames considering record-to-record uncertainties. In: 9th US national and 10th Canadian conference on earthquake engineering. [17] Baker, J.W.; Cornell, C.A.; "A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(10), pp: 1193-1217, 2005.
- [18] Yazdani, A., A. Mehrabi Moghaddam, and M. S. Shahidzadeh. "Parametric Assessment of Uncertainties in Reliability Index of Reinforced Concrete MRF Structures Using Incremental Dynamic Analysis." *Amirkabir Journal of Civil Engineering* 49.4 (2018): 755-768.
- [19] *Iranian National Building Code for Structural Loading-Standard 519 (part 6)*, Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran, in Persian, 2013.
- [20] *Iranian National Building Code, part 10, steel structure design*. Tehran(Iran): Ministry of Housing and Urban Development; 2013. (In Persian).
- [21] *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Building, Standard No. 2800*, forth Revision, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran, in Persian, 2015.
- [22] Barzian, vahid (2017), A framework for applying structural uncertainty in demand and capacity (DCFD) format, a case study steel structures. *Behbahan Khatam Alanbia University of Technology*, Behbahan, Iran(In Persian).

- [23] 49- Douglas Hubbard "How to Measure Anything: Finding the Value of Intangibles in Business" pg. 46, John Wiley & Sons, 2007.
- [24] British Standard, BS EN 10029:1991, Tolerances on dimensions, shape and mass for hot rolled steel plates 3 mm thick or above European Standard EN 10029, UDC 669.14-122.4-41:621.753.14:620.1
- [25] Dolsek, M. 2009."Incremental dynamic analysis with consideration of modelling uncertainties" Earthquake Engineering and Structural Dynamics 38(6): 805–825.
- [26] Lignos D. Sidesweay "collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations". Ph.D. thesis. Stanford University. 2008.
- [27] Nicknam, A., Farhangdoust, M., Mazarei, A., Ganjvar, M. (2018). Seismic Design Parameters Assessment of Special Steel Moment Resisting Frames Using the Collapse Margin Ratio (CMR) Method. Amir kabir Journal of Civil Engineering, 50(2), 335-354. doi: 10.22060/ceej.2017.11866.5091 (In Persian).
- [28] Altoontash, A., 2004, Simulation and damage models for performance assessment of reinforced concrete beam-column joints, PhD Dissertation, Stanford University, California, USA
- [29] Shome, N., Cornell, C.A., (1999), Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures, Stanford University, Report No. RMS-35.
- [30] Elkady, A., & Lignos, D. G. (2014). Modeling of the composite action in fully restrained beam-to-column connections: implications in the seismic design and collapse capacity of steel special moment frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(13), 1935-1954.
- [31] Jalayer, F., Cornell, C.A. (2003). A technical framework for probability-based demand and capacity factor (DCFD) seismic formats, Report No. RMS-43, RMS Program, Stanford University, Stanford.
- [32] Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. (2001), Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, pp: 491-514.
- [33] SAC Joint Venture. (2000a); "Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings; Rep. No. FEMA-350", Federal Emergency Management Agency; Washington, D.C., 2000.
- [34] Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 356. American Society of Civil Engineering. Federal Emergency Management Agency Washington, D.C., 2000.