



Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on Development of Plastic Hinges

V. Saberi^{*1}, H. Saberi², A. Sadeghi²

¹ Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran

² PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

ABSTRACT: Building collapse is a level of the structure performance in which the amount of financial and life loss is maximized, so this event could be the worst incident in the construction. In this study, the collapse of low and mid-rise Regular special steel moment frames with 3, 6, and 9 story were designed by ETABS according to code guidelines and then the collapse of mentioned frames has been evaluated by nonlinear static pushover and incremental dynamic (IDA) analyses with SeismoStruct. The nonlinear static pushover analyses with three lateral load patterns were used to determine the likely location of the plastic hinges at the moment of probable failure mechanism for the mentioned frames and the nonlinear incremental dynamic analyses were used to assess the seismic intensities corresponding to form each failure mechanisms. Thus, the intensity of earthquake and the values of drift corresponding to the failure of studied frames were calculated. To perform nonlinear dynamic analyses, 10 far-fault records were used. The results of this study showed that the collapse of studied frames occurs under the far-fault records in different drifts and seismic intensities and the value of relative drift equivalent to the collapse limit varies from 2 to 5 percentage and It was also found that the collapse capacity of 3 and 6-story frames is 3.3 g and 3.4 g respectively in the uniform lateral load method and in 9-story frame, the collapse capacity of the first mode and linear lateral load methods is more and equals to 2.5 g.

Review History:

Received: 2019-04-21

Revised: 2020-01-05

Accepted: 2020-01-06

Available Online: 2020-01-29

Keywords:

Collapse

Plastic Hinges

Special Steel Moment Frame

Nonlinear Analyses

Far-Fault Record

1. INTRODUCTION

For many years, the collapse of moment frame structures against seismic loads has been estimated based on the ductility demand and drift response of the stories [1]. Fereshtehnejad et al. [2] presented a novel, robust theoretical approach based on plasticity theory of structures. In this method, the nonlinear pushover static analysis is used to predict the probable mechanism of structural failure and the nonlinear incremental dynamic analysis (IDA) is used to determine the seismic intensity corresponding to the formation of predetermined failure mechanisms. In the mentioned study, by performing numerous numerical analyses and considering the uncertainties in modelling parameters and capacity of structural components, it is concluded that the failure mechanism of structures is mainly a function of structural characteristics and the location of plastic hinges under different seismic loads. The results of static and dynamic analyses have been shown that the both mechanism are similar. But, the process and order of formation the plastic hinges varies under different records. Finally the ultimate mechanisms of collapse under different earthquake records are consistent with the prediction of the nonlinear pushover static analysis. Nazri and Ken [3] investigated the performance of steel moment frames using the nonlinear static and dynamic analyses. In order to investigate the dynamic behavior of 2 dimensional

frames with 3, 6 and 9-story, 14 near and far-fault ground motion records have been used. The results show that far-fault records have caused more damage than near-fault records and the performance levels have been determined using nonlinear pushover static analyses. In this study, as a novelty, the damage intensity like peak ground acceleration (PGA) and drift related to collapse limit like Maximum Interstory Drift Ratio (MIDR) have been investigated and compared in order to determine the collapse behavior of steel moment frames with special ductility under the effect of far-fault records based on plastic hinges development according to lateral loading patterns using the nonlinear static and dynamic analyses. In addition, this methodology has been proposed by Fereshtehnejad et al. already, which is based on the method of plasticity theory.

2. METHODOLOGY

In this study, steel moment frames 3, 6 and 9-story with regular configuration and special ductility are designed in two dimensional. The application of these structures is residential in accordance with the fourth edition of seismic Iranian standard 2800 [4] and soil type is III. Design acceleration is due to very high relative hazard area (PGA = 0.35) for all prototypes. dead and live loads of stories are considered 1750 kg/m and 1000 kg/m respectively and live load of roof is 750 kg/m. Frames are designed according to code guidelines [4, 5, 6] by ETABS software [7] and then nonlinear static and

*Corresponding author's email: saberi.vahid@gmail.com



Table 1. The ratio of plastic hinges in columns to total plastic hinges subjected to 3 lateral loading pattern

Pattern	3-story	6-story	9-story
Mode 1	% 47.8	% 40.5	% 36.4
Linear	% 47.8	% 39	% 37.3
Uniform	% 40	% 40	% 37.5

Table 2. The average of PGA related to collapse limit of the studied frames

Frames	Average of PGA (g)		
	Pattern		
	Mode 1	Linear	Uniform
3-story	0.93	0.93	1.02
6-story	1.01	1.02	1.44
9-story	1.6	1.6	1.64

Table 3. The average of MIDR related to collapse of limit the studied frames

Frames	Average of MIDR (%)		
	Pattern		
	Mode 1	Linear	Uniform
3-story	3.35	3.35	3.47
6-story	4.12	4.13	5.39
9-story	5.33	5.31	6.41

dynamic analyses were performed under 10 far-fault ground motion records based on FEMA P695 [8] by SeismoStruct software [9].

3. RESULTS AND DISCUSSION

The nonlinear pushover static analyses for three steel moment frames with special ductility are performed with 3 types of lateral loading patterns such as the first vibration mode “Mode 1”, linear and uniform patterns. The ratio of the number of plastic hinges in the columns to the total number of plastic hinges is formed at the moment of structural failure is shown in Table 1. The results show that the average 40% of the plastic hinges are formed in the columns and 60% in the beams due to the strong column-weak beam principle in the design of the studied frames.

In this study, we combine the results of nonlinear pushover static analysis and incremental dynamic analysis (IDA) by using plasticity theory in order to determine the point of structural collapse and the corresponding PGA and MIDR values. The collapse limit of the studied frames is presented

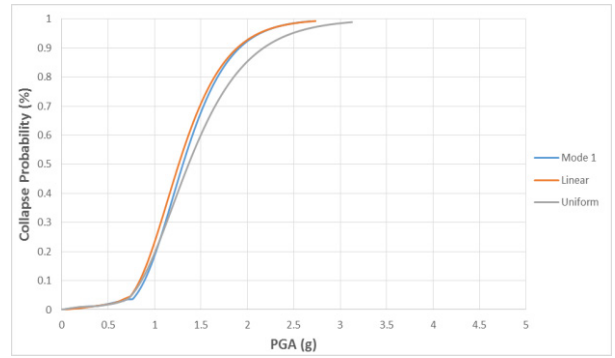


Fig. 1. The fragility curves of 3-story frame

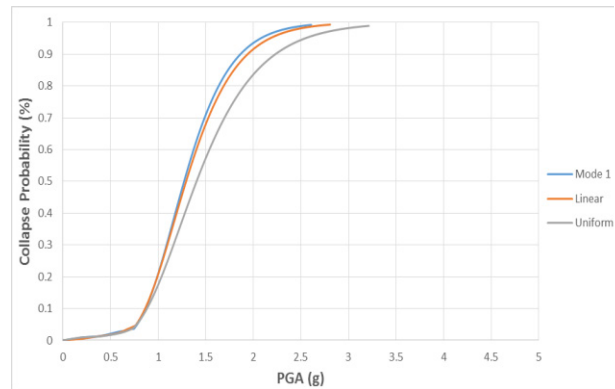


Fig. 2. The fragility curves of 6-story frame

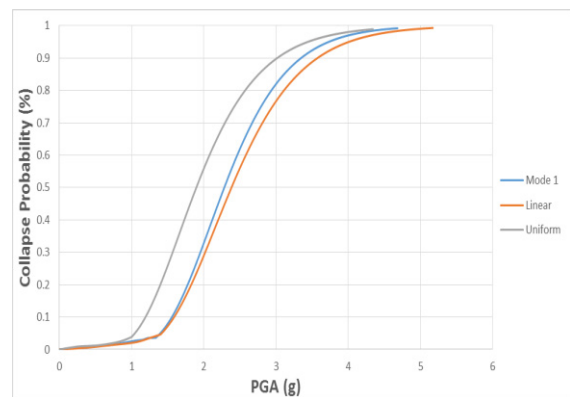


Fig. 3. The fragility curves of 9-story frame

in Tables 2 and 3 under 10 far-fault ground motion records.

In this study, the fragility curves of different lateral loading patterns (the first mode, linear, and uniform) of 3, 6 and 9-story frames are presented in Figs 1 to 3 based on PGA.

4. CONCLUSIONS

In this study, using the plasticity theory to evaluate the collapse point of 3, 6 and 9-story steel moment frames with special ductility and regular configuration based on the results of nonlinear pushover static and nonlinear incremental dynamic analyses (IDA) are discussed. The results of the analyses are presented below:

- The nonlinear pushover static analyses performed under 3 lateral loading patterns (the first mode, linear and uniform). The first mode and linear lateral loading patterns have similar

results for 3 and 6-story frames. However, under the uniform lateral loading pattern, the failure mechanism estimation is not suitable only under 3-story steel moment frame and the damage intensity corresponding to the collapse limit for this pattern is higher than other lateral loading patterns. But with higher height and higher modal effects, the accuracy of the uniform loading pattern has been increased and suitable results have been achieved for 9-story frame.

- The average collapse (MIDR) values for the studied frames presented in the range of 3.35 to 5.33%. Since the fourth edition of Iranian Standard 2800 restricted the maximum interstory drift to 2 or 2.5%, it can be expected that the sample frames will not collapse under the effects of the earthquake. It is also proposed the threshold 5% adopted by FEMA-356 for the collapse limit, which appears to be non-conservative for low-rise frames.

- Based on the fragility curves, it is found that the uniform lateral loading pattern showed a higher collapse capacity than the other patterns in 3 and 6-story frames, but in 9-story frame, the linear and first mode lateral loading patterns presented more collapse capacity than uniform loading pattern.

REFERENCES

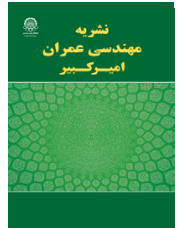
- [1] H. Krawinkler, R. Medina, B. Alavi, Seismic drift and ductility demands and their dependence on ground motions, *Engineering Structures*, 25(5) (2003) 637-653.
- [2] E. Fereshtehnejad, M. Banazadeh and A. Shafieezadeh, System reliability-based seismic collapse assessment of steel moment frames using incremental dynamic analysis and Bayesian probability network, *Engineering Structures*, 118 (2016) 274-286.
- [3] F.M. Nazri, P.Y. Ken, Seismic performance of moment resisting steel frame subjected to earthquake excitations. *Front. Struct. Civ. Eng.* 8, (2014) 19-25.
- [4] BHRC. Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800, (2014). (In Persian).
- [5] INBC. Design and Construction of Steel Structures. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10, (2013). (In Persian).
- [6] INBC. Design Loads for Buildings. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6, (2013). (In Persian).
- [7] Habibullah, A. SAP-Three Dimensional Analysis of Building Systems. Manual. Computers and Structures Inc., Berkeley, California, (2018). <https://www.csiamerica.com/>
- [8] FEMA P 695. Quantification of Building Seismic Performance Factors. Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA, (2009).
- [9] SeismoStruct, A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, SeismoSoft's Ltd, (2018). <https://www.seismosoft.com/>

HOW TO CITE THIS ARTICLE

V. Saberi, H. Saberi, A. Sadeghi, Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on Development of Plastic Hinges, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(11) (2021) 693-696.

DOI: [10.22060/ceej.2020.16177.6146](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.16177.6146)





ارزیابی فروریزش قاب های خمشی فولادی بر اساس توسعه ی مفاصل پلاستیک

وحید صابری^{۱*}، حمید صابری^۲ و عباسعلی صادقی^۳

^۱ استادیار، دانشکده عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان کی، سمنان، ایران

^۲ استادیار، دانشکده عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان کی، سمنان، ایران

^۳ دانشجوی دکتری تخصصی، گروه عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸-۰۲-۰۱

بازنگری: ۱۳۹۸-۱۰-۱۵

پذیرش: ۱۳۹۸-۱۰-۱۶

ارائه آنلاین: ۱۳۹۸-۱۱-۰۹

کلمات کلیدی:

فروریزش

مفاصل پلاستیک

قاب خمشی فولادی ویژه

تحلیل های غیرخطی

رکورد حوزه ی دور از گسل

خلاصه: فروریزش ساختمان سطحی از عملکرد سازه است که در آن میزان صدمات جانی و مالی به حداکثر خود می رسد، لذا این رخداد می تواند ناگوارترین حادثه در صنعت ساخت و ساز باشد. در این تحقیق، سه قاب خمشی فولادی ۳، ۶ و ۹ طبقه ی منظم با شکل پذیری ویژه بر اساس ضوابط آیین نامه ای با استفاده از نرم افزار ETABS طراحی و سپس فروریزش قاب های مذکور توسط تحلیل های غیرخطی استاتیکی بار افزون و دینامیکی افزایشی (IDA) با استفاده از نرم افزار SeismoStruct مورد ارزیابی قرار گرفته است. از تحلیل های غیرخطی بار افزون با سه الگوی مختلف بار جانبی به منظور تعیین موقعیت محتمل مفاصل پلاستیک در لحظه ی فروریزش استفاده شده است تا بتوان با بهره گیری از آن ها، مکانیسم های خرابی محتمل قاب های مذکور را مشخص نمود و از تحلیل های دینامیکی غیرخطی افزایشی به منظور ارزیابی شدت های لرزه ای متناظر با شکل گیری هر یک از مکانیسم های خرابی استفاده شده است. بدین ترتیب، شدت زلزله و مقادیر پاسخ دررفت متناظر با فروریزش قاب های مورد مطالعه محاسبه گردیده و برای انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی از ۱۰ رکورد حوزه ی دور از گسل استفاده شده است. نتایج این تحقیق نشان می دهد که فروریزش قاب های مورد مطالعه تحت رکوردهای دور از گسل در دررفت ها و شدت های لرزه ای مختلف رخ می دهد و مقدار دررفت نسبی معادل حد فروریزش بین ۲ تا ۵ درصد متغیر است و همچنین مشخص شد که ظرفیت فروریزش در قاب های ۳ و ۶ طبقه در روش بار جانبی یکنواخت بیشتر و به ترتیب معادل $3/3$ g و $3/4$ g می باشد و در قاب ۹ طبقه، ظرفیت فروریزش در روش های بار جانبی مد اول و خطی بیشتر و معادل $5/2$ g است.

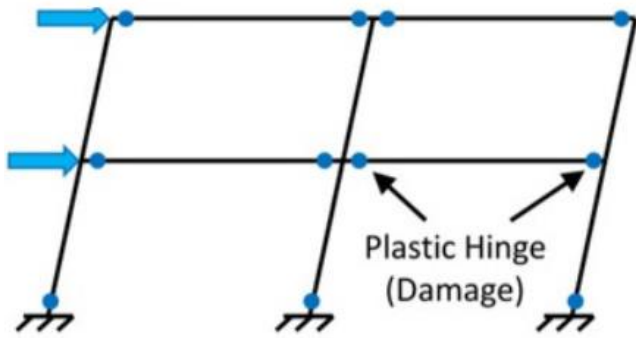
۱- مقدمه

مهندسی در طرح لرزه ای آن ها تلقی می شود [۱]. سازه های طراحی شده بر اساس ضوابط آیین نامه ای می بایست در برابر زلزله های خیلی شدید نیز استحکام خود را حفظ نمایند و دچار ناپایداری نگردند این در حالی است که ساختمان ها تحت زلزله های خفیف می بایست استحکام کافی داشته باشد و همچنین هیچ ترکی در اجزای سازه ای و غیر سازه ای آن ایجاد نگردد. در میان اهداف مختلفی که برای تأمین عملکرد مناسب در برابر شدت های لرزه ای مختلف در نظر گرفته می شود، حفظ جان ساکنین در مقابل زلزله های خیلی شدید دارای بیشترین اهمیت است بنابراین سازه می بایست قادر به پایداری خود در مقابل بارهای خیلی شدید نیز

از میان حوادث طبیعی که در جهان رخ می دهد زلزله یکی از پرخطرترین حوادثی است که در طول تاریخ بشر جان انسان های بسیاری را گرفته است و یکی از مخرب ترین بارهایی می باشد که سازه ممکن است در طول عمر خود آن را تجربه نماید. بنابراین یکی از اهداف مهم در حوزه مهندسی سازه و زلزله تأمین ایمنی کافی برای سازه تحت انواع بارگذاری های محتمل در عمر مفید آن می باشد. پیش بینی و جلوگیری از فروریزش ساختمان ها و برآورد صحیح دقیق از رفتار سازه ها در مقابل وقایع لرزه ای آینده یکی از چالش های مهم

* نویسنده عهده دار مکاتبات: saberi.vahid@gmail.com





شکل ۱. قاب خمشی تحت نیروی جانبی و تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون ها [۳].

Fig. 1. The Moment frame subjected to lateral force and plastic hinges formation in beams and columns

زیاد در رابطه با عملکرد واقعی سازه تحت بار زلزله اشاره نمود [۲]. یکی از مهم ترین اهداف تحلیل سازه تعیین لحظه ای است که سازه دچار فروریزش می شود. زمانی که بتوان شدت های لرزه ای متناظر با فروریزش سازه را با نتایج حاصل از تحلیل خطر یک منطقه مورد مقایسه قرار داد، آنگاه می توان در رابطه با تصمیمات لازم جهت مقاوم سازی سازه های موجود و طراحی سازه های جدید اظهار نظر نمود [۳].

از قاب خمشی فولادی ویژه به عنوان یک سیستم بسیار انعطاف پذیر انتظار می رود رفتار غیر الاستیک قابل توجهی که در اعضای متعدد آن تحت زلزله های شدید بوجود می آید را تحمل نمایند. هدف مهندس طراح اینست که نقطه اولیه این رفتار غیر الاستیک به صورت مفاصل پلاستیک^۱ در تیرها و در نزدیکی اتصال تیر به ستون بوجود آید. در یک ساختمان که پیکر بندی سازه ای آن به درستی انجام شده است، تشکیل مفاصل می بایست در چندین طبقه اتفاق افتد تا شدت تقاضای لرزه ای برای جابجایی کل در یک طبقه متمرکز نشده و در کل سازه گسترش یابد در نتیجه میزان تغییر شکل های بوجود آمده در نقاط مختلف محدود می شود و کرنشهای عضو مورد نظر به حدی خواهد رسید که قابل تحمل توسط آن المان باشد. مطابق شکل (۱)، علاوه بر تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها، انتظار می رود در چشمه اتصال تیر و ستون و همچنین در پایین ستونها نیز رفتار غیر الاستیک وجود داشته باشد.

رفتار لرزه ای سازه ها در مقابل بارهای زلزله با مفهوم سطح عملکرد بیان می شود. سطح عملکرد در واقع میزان حاشیه ایمنی

باشد تا میزان تلفات جانی و مالی به حداقل خود برسد. از این رو بحث فروریزش سازه ها و کمی سازی این مفهوم از مسائل مهم در حوزه ی مهندسی سازه و زلزله به شمار می آید.

با توجه به امکان رخداد زلزله های قدرتمند در کشورمان، موضوع تحلیل لرزه ای سازه ها همواره چالش مهمی برای مهندسی سازه بوده است. در این راستا تعریف روش های مختلف تحلیل در آئین نامه ها و تحقیقات همواره این سؤال را در ذهن تداعی کرده است که کدام روش جهت طراحی، ایمن تر و مقرون به صرفه تر می باشد. برای محاسبه ی پاسخ های لرزه ای می توان از تحلیل های خطی و یا غیرخطی استفاده نمود. منظور از روش های خطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار ارتجاعی اجزاء آن می باشد. روش های تحلیل خطی زمانی مناسب هستند که در هنگام زلزله رفتار اجزاء سازه در محدوده خطی قرار داشته باشد و یا تعداد کمی از اجزاء آن از حیطه ی خطی خارج شوند. از جمله روش های تحلیل خطی می توان به تحلیل های استاتیکی خطی، دینامیکی خطی و شبه دینامیکی یا طیفی اشاره کرد. روش های تحلیل غیرخطی جهت ارزیابی رفتار سازه ها قابل اعتمادتر و با رفتار واقعی مصالح سازگارترند. روش های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی در رفتار سنجی سازه ها کاربرد بیشتری دارند. با ورود المان های سازه به حیطه ی غیر خطی، جابه جایی ها نسبت به نیروها توصیف بهتری از پاسخ سازه ارائه می دهند و با محدود کردن تغییر مکان ها به جای نیروها، سطح تخریب سازه ها به طور مؤثری کنترل می شود. تغییر نگرش طراحی از طراحی بر اساس نیرو به سطح عملکرد سازه، فلسفه ی جدیدی در طراحی سازه ها تحت عنوان طراحی بر اساس عملکرد ایجاد کرده است. در بحث طراحی بر اساس عملکرد انتظار این است که سازه تحت اثر زلزله های با شدت های متفاوت، عملکردهای مختلفی از خود نشان دهد. در سطوح عملکرد آستانه ی فروریزش و ایمنی جانی سازه وارد مرحله ی غیر خطی شود و آسیب پذیری توسط ظرفیت تغییر شکل غیر خطی المان های سازه ای و غیر سازه ای کنترل شود. روش های پیشنهادی اکثر آئین نامه ها، تحلیل های خطی بر اساس کنترل نیرو می باشد [۲].

با گذشت زمان و پیشرفت روش های تحلیل غیر خطی برای تخمین رفتار سازه ها تحت اعمال بار لرزه ای به واسطه ی پیشرفت در علوم کامپیوتری (سخت افزاری و نرم افزاری) هنوز خلأهایی در این زمینه وجود دارد که از جمله ی آن می توان به وجود عدم قطعیت های

1 Plastic Hinges

دارد. برای سازه‌هایی با تعداد طبقات ۵ یا کمتر، حد 0.25 لحاظ می‌گردد و برای سازه‌هایی با تعداد طبقات بیشتر حد 0.2 در نظر گرفته شده است.

برای سالیان متمادی فروریزش سازه‌ها در برابر بارهای زلزله بر اساس نیاز شکل‌پذیری و پاسخ دررفت نسبی طبقات برآورد می‌گردید [۷]. به همین منظور برخی محققین در پی راهکارهایی بودند تا بتوانند پاسخ دررفت سازه را با استفاده از روش‌های تحلیلی با دقت مناسب برآورد کنند. یکی از روش‌هایی که در این زمینه توسط ایوان^۵ [۸] مطرح شد، ارائه‌ی طیف دررفت تعمیم‌یافته بود که ارتباط بین مشخصات رکورد زلزله، مشخصات رفتار دینامیکی سازه و پاسخ حداکثر دررفت سازه را بر اساس تئوری انتشار موج‌برشی در سیستم تیر برشی معادل سازه برقرار می‌کند. این روش بعدها توسط میراندا^۶ [۹] توسعه داده شد و توسط بسیاری از محققین از جمله یانگ و همکاران^۷ [۱۰] و میراندا و همکاران [۱۱] مورداستفاده قرار گرفت. دلیل استفاده از شاخص دررفت نسبی طبقه به‌عنوان شاخص خرابی در سازه بر این اساس صورت گرفته است که میزان خرابی در سازه‌های شکل‌پذیر رابطه‌ی مستقیم با این پارامتر دارد. در ادامه، با توجه به مطالعات شفيعی و همکاران [۱۲] بر روی انواع سیستم‌های سازه‌ای، مشخص شد که خرابی سازه‌های مختلف که دارای سیستم باربر جانبی یکسان می‌باشند، در مقادیر مختلفی از دررفت نسبی طبقه اتفاق می‌افتد. کاسن و همکاران^۸ [۱۳] نشان دادند که این اختلاف در مقدار دررفت متناظر با دررفت نسبی طبقه علاوه بر اینکه به مشخصات سازه بستگی دارد. تابع ویژگی‌های رکورد زلزله شامل مدت‌زمان مؤثر، محتوای فرکانس و اثر مؤلفه‌ی قائم است. همچنین نیکنام و همکاران [۱۴] نشان دادند که دررفت متناظر با حد فروریزش سازه‌ها تا حد زیادی وابسته به مشخصات هندسی و پیکربندی سازه مورد نظر است. بنابر آنچه بیان شد دیگر محققین به این نتیجه رسیدند که می‌بایست معیارهای دقیق‌تری برای تعیین سطح عملکرد سازه‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای ارائه نمود که از این میان، روشی که توسط فرشته‌نژاد و همکاران [۱۵] ارائه گردید، روشی نوین و با پایه تئوریک قوی می‌باشد که بر اساس تئوری خمیری سازه‌ها است.

سازه برای تحمل بارهای لرزه‌ای را بیان می‌دارد. مهم‌ترین سطوح عملکردی که در ارزیابی لرزه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند شامل عملکرد بی‌وقفه^۱، ایمنی جانی^۲، جلوگیری از فروریزش^۳ و فروریزش کلی^۴ سازه می‌باشد. در ادامه سطوح عملکرد معرفی می‌شود [۴].

سطح عملکرد بی‌وقفه، به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله، مقاومت و سختی اجزای ساده تغییر قابل‌توجهی پیدا نکند و استفاده‌ی بی‌وقفه از آن ممکن باشد و اجزای غیر سازه‌ای در اثر زلزله دچار خرابی جزئی شوند، به‌گونه‌ای که پس از زلزله، راه‌های دسترسی و فرار مانند درها، راهروها، پله‌ها، آسانسورها و روشنایی آن‌ها مختل نشده و استفاده از ساختمان بی‌وقفه میسر باشد.

سطح عملکرد ایمنی جانی، به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله، خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به‌اندازه‌ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود و خرابی اجزای غیر سازه‌ای در اثر زلزله خطر، جدی برای جان ساکنین به وجود نیارد.

سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش، به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله، خرابی گسترده‌ای در سازه ایجاد می‌شود، اما ساختمان فرو نریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

سطح عملکرد فروریزش کلی، به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله، خرابی گسترده‌ای در سازه ایجاد می‌شود و ساختمان دچار ناپایداری شده و فرو میریزد و تلفات جانی و مالی حداکثر است.

در سازه‌های قاب خمشی ویژه که رفتار اعضای باربر به‌صورت شکل‌پذیر است، میزان غیرخطی شدن رفتار سازه، سطح عملکرد آن را مشخص می‌کند. به‌عنوان مثال استاندارد FEMA-356 [۵] بیان می‌دارد که برای قاب‌های خمشی در صورتی که دررفت نسبی طبقه از 5% تجاوز کند، سازه دچار فروریزش شده است. همچنین استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم [۶] که سطح ایمنی جانی را مبنای ارائه ضوابط طراحی قرار داده است، مقدار حداکثر دررفت نسبی طبقات را به $2/5$ و 2 درصد محدود نموده که این بستگی به تعداد طبقات سازه

5 Iwan
6 Miranda
7 Yang et al.
8 Cussen et al.

1 Immediate Occupancy
2 Life Safety
3 Collapse Prevention
4 Global Collapse

کردند. وهدانی و همکاران [۲۲]، با استفاده از این روش شدت‌های متناظر با فروریزش چند قاب خمشی را تعیین نمودند و منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای را برای آن‌ها به دست آوردند. شریعتی و همکاران [۲۳]، به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی پرداخته‌اند و میزان خرابی را بر اساس گزارش HAZUS [۲۴] تعیین کرده‌اند. راکشه و کالوانه^۸ [۲۵]، به بررسی ظرفیت فروریزش قاب‌های خمشی بتن مسلح با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی پرداخته‌اند.

در این تحقیق، به‌عنوان نوآوری به بررسی و برآورد شدت خرابی و نیز دریافت متناظر با حد فروریزش برای تعیین دقیق لحظه‌ی فروریزش قاب‌های خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه تحت رکوردهای دور از گسل برمبنای توسعه‌ی مفاصل پلاستیک بر اساس الگوهای مختلف بار جانبی با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی پرداخته‌شده است. ضمناً در این تحقیق، از روش معرفی‌شده توسط فرشته‌نژاد و همکاران که مبتنی بر روش تئوری خمیری سازه‌ها است، بهره گرفته‌شده است. لازم به ذکر است که عدم قطعیت‌های مختلف (مدلسازی، طراحی، آزمایشگاهی، رکورد به رکورد و فروریزش کل سازه) از چالش‌های روش تحلیل خمیری می‌باشد و همچنین روند خرابی در سازه‌ها به صورت قطعی و ۱۰۰ درصدی قابل پیش‌بینی نیست و علاوه بر سیستم سازه‌ای که در مطالعه‌ی فرشته پور و همکاران مشخص گردیده به عوامل زیادی از جمله جهت انتشار امواج زلزله‌ها، محتوای فرکانسی، حداکثر شتاب و مدت زمان موثر زلزله بستگی دارد. در نتیجه به منظور کاهش زمان تحلیل‌های نرم‌افزاری، قاب‌های مورد مطالعه به صورت دو بعدی در نظر گرفته شده‌اند و از اثر اندرکنش خاک-سازه صرف نظر شده است. بنابراین با توجه به نکات فوق‌الذکر، این روش برای سایر مدل‌های واقعی قابل تسری نمی‌باشد.

در ادامه، روش تحقیق برای ارزیابی فروریزش قاب‌های خمشی فولادی بر اساس توسعه‌ی مفاصل پلاستیک مطابق مراحل زیر ارائه شده است. در این تحقیق، به منظور کاهش زمان تحلیل‌های فرضیات ساده‌کننده‌ای مانند قاب‌های خمشی دو بعدی، زلزله‌های دور از گسل و تعداد محدودی زلزله‌ها لحاظ شده است و عدم

در این روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون^۱ جهت پیش‌بینی مکانیسم محتمل خرابی سازه به کار می‌رود و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی^۲ جهت تعیین شدت لرزه‌ای متناظر با شکل‌گیری مکانیسم‌های از پیش تعیین‌شده مورد استفاده قرار می‌گیرند. تحقیق مذکور با انجام تحلیل‌های متعدد عددی و لحاظ نمودن عدم قطعیت در پارامترهای مدل‌سازی و ظرفیت اجزای سازه‌ای، به این نتیجه رسیدند که مکانیسم فروریزش سازه عمدتاً تابعی از مشخصات سازه است و محل تشکیل مفاصل پلاستیک تحت بارهای مختلف لرزه‌ای مشابه است. البته روند و ترتیب شکل‌گیری مفاصل سازه تحت رکوردهای مختلف متفاوت می‌باشد، اما نهایتاً مکانیسم‌های نهایی فروریزش تحت رکوردهای مختلف زلزله مطابق آن است که تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون، آن را پیش‌بینی می‌کند. الکادی و لیگنوس^۳ [۱۶]، تأثیر سیستم‌های قابی ثقلی را بر روی ظرفیت و اضافه مقاومت فروریزش سازه‌های فولادی با قاب‌های محیطی خمشی ویژه بررسی کردند. نذری و کن^۴ [۱۷]، به بررسی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی پرداخته‌اند. به منظور بررسی دینامیکی سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه از ۱۴ رکورد نزدیک و دور از گسل استفاده شده است. نتایج تحقیق مذکور نشان می‌دهد که زلزله‌های دور از گسل بیشتر از زلزله‌های نزدیک به گسل باعث خرابی شده‌اند و سطوح عملکردی با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی بار افزون تعیین شده است. ایدس و همکاران^۵ [۱۸]، معیار شتاب طیفی میانگین را برای ارزیابی ریسک فروریزش سازه‌ها تحت تأثیر زلزله ارائه کردند. بای و همکاران^۶ [۱۹]، ظرفیت فروریزش قاب‌های خمشی فولادی را با در نظر گرفتن اثر کاهندگی تحت تکان‌های با زمان تناوب بلند زمین مطالعه نمودند. الکادی و لیگنوس [۲۰]، یک پایگاه داده برای رفتار هیستریزیس ۴۰ ستون فولادی با مقطعی عمیق و با بال‌های پهن را در مقیاس واقعی ارائه دادند، در این تحقیق شرایط پایداری این ستون‌ها تحت بار چرخه‌ای بررسی شده است. سوزوکی و لیگنوس^۷ [۲۱]، رفتار ستون‌های فولادی در سطح فروریزش را به‌عنوان بخشی از ساختمان‌های فولادی بررسی

- 1 Pushover Analysis
- 2 Incremental Dynamic Analysis
- 3 Elkady and Lignos
- 4 Nazri & Ken
- 5 Eides et al.
- 6 Bai et al.
- 7 Suzuki and Lignos

مدل سازی و تحلیل به روش دینامیکی غیرخطی، امروزه از روش های مختلف تحلیل استاتیکی غیرخطی به عنوان روشی جایگزین استفاده می شود [۲۷]. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، بار جانبی با آهنگ ثابت و الگوی مشخص تا رسیدن تغییر مکان نقطه ی مشخصی از سازه به تغییر مکان هدف از پیش تعیین شده افزایش می یابد. الگوهای بار مورد استفاده در این تحلیل به دو دسته ی الگوهای بار ثابت و متغیر طبقه بندی می شوند. در الگوهای بار ثابت، نیروهای اینرسی در حین زلزله ثابت و بدون تغییر باقی می ماند. این در حالی است که در الگوهای متغیر، نیروهای اینرسی جانبی با توجه به سختی سازه ناشی از رفتار غیرخطی المان های سازه، در هر گام افزایش می یابد. استفاده از الگوی بار ثابت در حین تحلیل و در نظر نگرفتن کاهش سختی سازه، از جمله کاستی های روش تحلیل استاتیکی غیرخطی سنتی (روش های موجود در آیین نامه های FEMA-356 [۵] و 40-ATC [۲۸]) است. به همین منظور در سال های اخیر روش های پیشرفته تحلیل استاتیکی غیرخطی توسط محققین مختلف ارائه شده است که از جمله آن ها می توان به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون تطبیقی بر اساس جابه جایی (DAP)^۲ [۲۹] و روش بار افزون تطبیقی با لحاظ کردن اندرکنش بین مدی (APAM)^۲ [۳۰] اشاره نمود که توضیحات تکمیلی پیرامون این روش ها در مراجع ذکر شده است.

در این تحقیق، با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون سنتی با سه الگوی بار جانبی از قبیل الگوی بار متناسب با مد اول ارتعاش سازه، الگوی بار خطی و الگوی بار یکنواخت، برآورد موقعیت مفاصل پلاستیک در لحظه ی خرابی قاب های خمشی فولادی مورد ارزیابی قرار گرفته است. برخی از محققین، زمان خرابی سازه در تحلیل پوش آور را نقطه ای قلمداد می کنند که مقاومت سازه به ۷۵ تا ۸۵ درصد حداکثر مقاومت آن برسد [۳۱]. در همین راستا در این تحقیق نقطه ی خرابی لحظه ای در نظر گرفته می شود که مقاومت سازه در ناحیه ی نرم شدگی منحنی بار افزون به ۸۰ درصد حداکثر برش پایه برسد. محل تشکیل مفاصل پلاستیک در المان های سازه ای در لحظه ی فروریزش سازه، به عنوان مکانیسم کلی خرابی آن سازه تعیین می گردد و با توجه به استفاده از سه الگوی مختلف بار جانبی،

قطعیت های مختلف (مدلسازی، طراحی، آزمایشگاهی، رکورد به رکورد و فروریزش کل سازه) متناسب با آیین نامه ی FEMA P695 [۲۶] در این پژوهش در نظر گرفته نشده است. پس مجددا تاکید می شود که این روش قابل توسعه و تسری به سایر مدل های واقعی سه بعدی نمی باشد. در ادامه گام به گام روش تحقیق به شرح ذیل ارائه می گردد:

- ۱- انتخاب سه قاب خمشی فولادی با شکل پ ذیری ویژه نمونه با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹ و پیکربندی منظم و در نظر گرفتن فرضیات ساده کننده ای در مدل سازی آن ها.
- ۲- طراحی سازه ها بر اساس ضوابط مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم.
- ۳- تهیه مدل های غیرخطی قاب های مورد مطالعه.
- ۴- انجام تحلیل های استاتیکی غیرخطی بار افزون قاب های مورد مطالعه با استفاده از سه الگوی بار جانبی مختلف برای تشخیص محل تشکیل مفاصل پلاستیک در لحظه ی خرابی.
- ۵- انتخاب ۱۰ رکورد حوزه ی دور از گسل و پردازش آن ها جهت استفاده در تحلیل های دینامیکی غیرخطی.
- ۶- انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی افزایشی قاب ها تحت رکوردهای انتخابی.
- ۷- برآورد دررفت متناظر با لحظه ی خرابی با تلفیق نتایج تحلیل های استاتیکی غیرخطی بار افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی.
- ۸- ارزیابی تغییرات مکانیسم خرابی و دررفت متناظر با حد فروریزش برای قاب های نمونه تحت رکوردهای انتخابی.
- ۹- مقایسه ی مقادیر دررفت حد فروریزش با مقادیر ارائه شده توسط آیین نامه های طراحی لرزه ای.

۲- مبانی تحلیل

۲-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون)^۱

به دلیل رفتار غیرخطی سازه در حین زلزله های شدید، فلسفه طراحی لرزه ای سازه ها بر مبنای رفتار غیرخطی آن ها است، بنابراین آسیب پذیری سازه ها در برابر زلزله توسط ظرفیت تغییر شکل غیر الاستیک المان های سازه ای کنترل می شود. با توجه به پیچیدگی های

2 The Displacement based Adaptive Pushover Analysis
3 The Adaptive Pushover Analysis based on Modal Mass Participation

1 Nonlinear Static Pushover Analysis

سه مکانیسم خرابی به دست آمده است.

زمان خرابی لحظه‌ای تعیین می‌گردد که تمامی مفاصل پلاستیک پیش‌بینی‌شده توسط تحلیل بار افزون طی بارگذاری لرزه‌ای تشکیل شوند [۱۵] اما می‌بایست به این نکته توجه داشت که در تعیین شدت‌های خرابی ممکن است در برخی موارد، مکانیسم خرابی به صورت باشد که توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون شناسایی نگردد. برای رفع این مشکل، دو معیار دیگر برای تشخیص نقطه‌ی خرابی کلی در سازه‌های مورد بررسی در نظر گرفته شده است که عبارت‌اند از:

۱- بر طبق ضوابط آیین‌نامه ی FEMA-350 [۵] حداکثر دریافت نسبی معادل خرابی سازه‌های قاب خمشی برابر ۱۰ درصد در نظر گرفته می‌شود.

۲- بر طبق پیشنهاد بیکر [۳۳] حداکثر شتاب طیفی مد اول سازه $S_a(T_1)$ معادل هشت برابر شتاب گرانش زمین در نظر گرفته می‌شود.

بنابراین در این تحقیق در گام‌های مختلف تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی، نقطه خرابی لحظه‌ای در نظر گرفته شده است که هر یک از مکانیسم‌های پیش‌بینی‌شده توسط تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون شکل گیرند یا یکی از دو معیار فوق‌الذکر تأمین کردند.

۲-۳- تحلیل منحنی شکنندگی^۴

برای تولید منحنی‌های شکنندگی بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA)، از روش‌های آماری استفاده شده است. هدف استخراج منحنی‌های شکنندگی برای حد فروریزش و تفسیر احتمالاتی و مقایسه‌ی رفتار قاب‌های مورد نظر بوده است. برای شرایط فوق منحنی‌های شکست بر اساس رابطه‌ی (۱) به دست آمده است [۳۴]:

$$\text{Fragility}(x) = P[S_a \geq S_{a,c} | S_a = x] = P[S_{a,c} \leq x] \quad (1)$$

تابع $\text{Fragility}(x)$ ، مقدار عددی منحنی شکنندگی، فروریزش به ازای شتاب طیفی X می‌باشد. S_a شتاب طیفی و $S_{a,c}$ ظرفیت فروریزش سازه می‌باشد. $P[S_{a,c} \leq x]$ احتمال فراگذشت شتاب طیفی X از ظرفیت فروریزش سازه می‌باشد. منحنی شکنندگی می‌تواند به عنوان تابع توزیع تجمعی^۵ (CDF) شتاب‌های فروریزش تحلیل‌های

۲-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی^۱

تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی یک روش تحلیل پارامتری می‌باشد که در سال‌های اخیر برای تخمین‌های مختلف سطح عملکردی یک ساختمان تحت اثر بارهای لرزه‌ای، فراگیر شده است. مدل‌های ساختمانی تحت یک یا چند رکورد زلزله با شدت‌های مختلف مدل گردیده و یک یا چند منحنی پاسخ در اثر مقدار شدت لرزه‌ای تولید می‌گردد.

شدت رکوردهای اعمالی بر سازه که در طول تحلیل‌ها اضافه می‌گردد با پارامتر سنجه‌ی شدت^۲ (IM) و خروجی تحلیل‌ها که پاسخ سازه می‌باشد با پارامتر سنجه‌ی خسارت^۳ (DM) نمایش داده می‌شود. منحنی‌های (IDA) در واقع ترسیم رابطه‌ی بین پاسخ سازه (DM) نسبت به تغییر شدت رکوردها (IM) است. پارامترهای انتخابی برای (IM) و (DM) باید به خوبی نمایانگر اثر زلزله و رفتار سازه باشد. الگوریتم مورد استفاده جهت مقیاس رکوردها به الگوریتم گام به گام مرسوم می‌باشد. الگوریتم گام به گام را می‌توان ساده‌ترین روش جهت فهم و برنامه نویسی دانست. تحلیل‌ها با افزایش سطوح (IM) با گام‌های مساوی تا زمانی که همگرایی حاصل گردد (نشانه‌ای از پایداری دینامیکی کلی) ادامه می‌یابد. در این صورت لازم است که کاربر فقط گام (IM) و حداکثر تعداد تحلیل‌های دینامیکی را انتخاب نموده تا نتایج حاصل گردد. جهت بیان سطح مقیاس، لازم است انتخاب اولیه و موقتی از (IM) (که قابل مقیاس باشد) صورت گیرد. پس از انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، یک یا چند منحنی از پاسخ سازه (DM) در مقابل سطوح مختلف جنبش زمین (IM) حاصل می‌شود. در نهایت با تعریف حالات حدی و پردازش نتایج با استفاده از روابط احتمالاتی، عملکرد سازه مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. اطلاعات حاصله از تحلیل (IDA) بینشی از رفتار و پلی بین نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون و پاسخ دینامیکی غیرخطی سازه‌ها می‌باشد [۳۲].

پس از تعیین موقعیت مفاصل پلاستیک در تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون، در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی

1 Nonlinear Incremental Dynamic Analysis

2 Intensity Measure

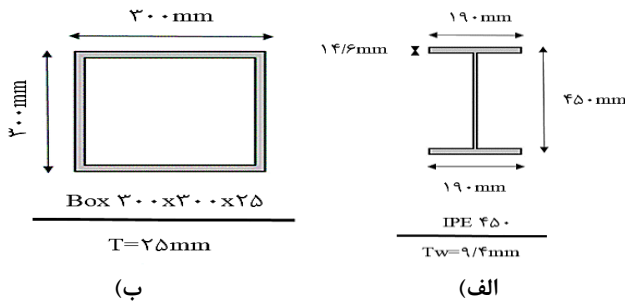
3 Damage Measure

4 Nonlinear Incremental Dynamic Analysis

5 Cumulative Distribution Function

جدول ۱. مشخصات رکوردهای مورد استفاده در این تحقیق
Table 1. The specifications of used records in this study

شماره	زلزله و سال وقوع	M _w	R (km)	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)
۱	Chi-Chi CHY101-W, Taiwan, September 20, 1999	۷/۶	۱۱/۱۴	۳۵۳/۲	۷۰/۶۴	۰/۲
۲	Imperial Valley, H-E01240, October ۱۵, ۱۹۷۹	۶/۵	۱۰/۴	۳۱۵/۸	۳۱/۵۸	۰/۱
۳	Loma Prieta, G02090, October, 1989	۶/۹	۱۲/۷	۳۰۹/۳	۴۰/۲۱	۰/۱۳
۴	Loma Prieta, G03090, October 18, ۱۹۸۹	۶/۹	۱۴/۴	۳۷۲/۶۶	۴۴/۷۲	۰/۱۲
۵	Northridge, CNP 196, January 17, ۱۹۹۴	۶/۷	۱۵/۸	۴۰۴/۶۶	۶۰/۷	۰/۱۵
۶	Northridge, LOS000, January 17, ۱۹۹۴	۶/۷	۱۳	۴/۷۴	۴۳/۱	۰/۱۱
۷	Tabas, OS-T1, September 16, 1978	۷/۴	۲۶/۱	۱/۶۹	۱۵/۴۴	۰/۱۱
۸	Kobe, HIK000, January 16, 1995	۶/۹	۹۵/۷۲	۴/۶۵	۲۰/۲۲	۰/۲۳
۹	N. Palm Springs, TFS000, July 8, ۱۹۸۶	۶/۰.۶	۶۴/۸	۰/۴۱۴	۶/۹	۰/۰.۶
۱۰	Manjil, HRC Rudсар, June 21, 1990	۷/۳۷	۶۴/۶۷	۱/۳۸	۱۱/۵۴	۰/۱۲



شکل ۲. مقاطع قاب های مورد مطالعه الف) Box 300X300X25 ب) IPE450
Fig. 2. The studied frames' sections a) Box 300X300X25 b) IPE450

بیشینه ی زمین به شتاب بیشینه ی آن ارائه شده است.

۴ - مدل سازی قاب ها

در این تحقیق، تعداد ۳ قاب خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه ۳، ۶ و ۹ طبقه منظم به صورت دو بعدی طراحی شده اند. کاربری سازه ها مسکونی در نظر گرفته شده و خاک محل قرارگیری سازه ها بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم [۶] نوع III است. شتاب

دینامیکی افزایشی تحت زلزله های مختلف نیز برآورد گردد [۳۴].

۳- مشخصات رکوردهای مورد استفاده

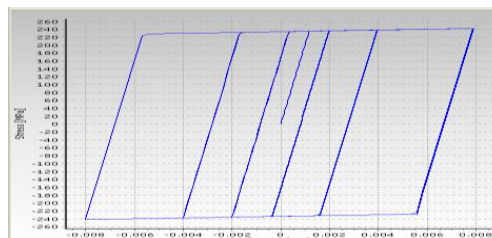
در این تحقیق، از ۱۰ رکورد حوزه ی دور از گسل^۱ که بر اساس استاندارد FEMA P695 [۲۶] دارای فاصله از گسل (فاصله ی رو مرکز) بیشتر از ۱۰ کیلومتر می باشند، استفاده شده است. این رکوردها از سایت PEER [۳۵] استخراج شده اند. نوع خاک رکوردها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم [۶]، نوع III لحاظ شده است. از رکوردهای مذکور برای انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) استفاده شده است و رکوردهای مورد مطالعه با ضریب مقیاس های مختلف به سازه اعمال و شدت PGA^۲ و نیز پاسخ حداکثر دررفت نسبی بین طبقه ای (MIDR)^۳ برای لحظه فروریزش آنها تعیین شد. در جدول (۱) مشخصات رکوردهای مورد استفاده در این تحقیق شامل بزرگای زلزله، فاصله از گسل (فاصله ی رومرکز، شتاب بیشینه ی زمین، سرعت بیشینه ی زمین و نسبت سرعت

1 Far-Fault Record
2 Peak Ground Acceleration
3 Maximum Interstory Drift Ratio

جدول ۲. مقاطع قابهای مورد مطالعه
Table 2. The studied frames' sections

قاب نمونه	طبقه	ستون‌های کناری	ستون‌های میانی	تیرها
طبقه ۹	۳-۱	Box 300X300 X 25	Box 360 X 360 X 25	IPE 450
	۵-۴	Box 260 X 260 X 25	Box 320 X 320 X 25	IPE 450
	۷-۶	Box 240 X 240 X 20	Box 300 X 300 X 25	IPE 400
	۹-۸	Box 220 X 220 X 12/5	Box 240 X 240 X 12/5	IPE 360
طبقه ۶	۲-۱	Box 280 X 280 X 22	Box 320 X 320 X 22	IPE 400
	۴-۳	Box 260 X 260 X 20	Box 300 X 300 X 20	IPE 400
	۶-۵	Box 220 X 220 X 14	Box 240 X 240 X 20	IPE 360
طبقه ۳	۳-۱	Box 220 X 220 X 12	Box 240 X 240 X 16	IPE360

Modulus of elasticity (kPa)	2.0200E+008
Yield strength (kPa)	235000
Strain hardening parameter (-)	0.005
Fracture/buckling strain (-)	0.1
Specific weight (kN/m ³)	78.



(ب)

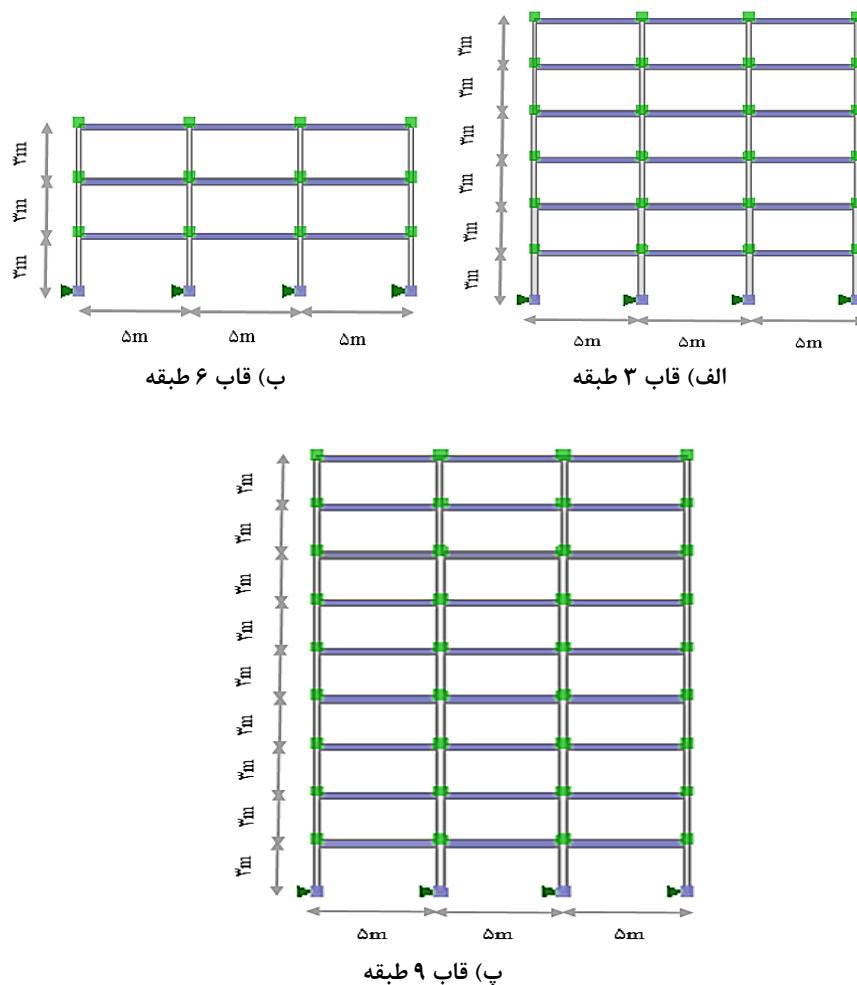
(الف)

شکل ۳. منحنی تنش-کرنش فولاد دو خطی و مشخصات فولاد در نرم‌افزار SeismoStruct
Fig. 3. Stress-strain curve of bilinear steel and its' specifications in SeismoStruct software

ابعاد مقاطع تیر و ستون در جدول (۲) نشان داده شده است. طراحی قاب‌ها بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ای [۳۶ و ۳۷] در نرم‌افزار ETABS [۳۸] صورت پذیرفت و مدل‌سازی و تحلیل‌های غیرخطی قاب‌ها در نرم‌افزار Seismostruct [۳۹] انجام شده است. المان‌های تیر-ستون اعضای سازه‌ای به صورت المان‌های غیرالاستیک برمبنای مفصل پلاستیک infrmFBPH^۱ در نظر گرفته شده‌اند. میرایی معادل ۵٪ لحاظ شد و همچنین برای مدل‌سازی غیرخطی مصالح فولادی از منحنی‌های تنش-کرنش دوخطی^۲ با سختی کرنشی سینماتیکی ۰/۰۰۵ مطابق شکل (۳) قسمت الف استفاده شده است. در شکل (۳) قسمت ب، مدل رفتاری دوخطی فولاد و پارامترهای مدول الاستیسیته^۳، مقاومت تسلیم^۴، کرنش سخت‌شدگی^۵، کرنش

مبنای طرح با توجه به پهنه‌ی خطر نسبی خیلی زیاد ($0.35=PGA$) برای تمام سازه‌ها در نظر گرفته شده است. بارگذاری قاب‌ها شامل بار مرده و زنده طبقات به ترتیب معادل ۱۷۵۰ کیلوگرم بر متر و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر و بار مرده و زنده بام به ترتیب معادل ۱۷۵۰ کیلوگرم بر متر و ۷۵۰ کیلوگرم بر متر لحاظ شده است. برای مقاطع ستون‌ها از مقطع Box استفاده شده است. همان‌طور که در شکل (۲) قسمت الف نشان داده شده است مقطع Box 300X300X25 که ستون‌های کناری طبقات ۱ تا ۳ قاب ۹ طبقه را تشکیل می‌دهد دارای طول و عرض ۳۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۲۵ میلی‌متر است. همچنین برای مقاطع تیر از مقطع I شکل استفاده شده است. همان‌گونه که در شکل (۲) قسمت ب نشان داده شده است مقطع IPE450 که تیر طبقات ۱ تا ۳ سازه ۹ طبقه را تشکیل می‌دهد دارای عرض بال بالا و پایین ۱۹۰ میلی‌متر، ضخامت بال بالا و پایین ۱۴/۶ میلی‌متر، ضخامت جان ۹/۴ میلی‌متر و ارتفاع کلی ۴۵۰ میلی‌متر است. سایر

1 Inelastic Frame based on Plastic Hinge
2 Bilinear
3 Elasticity Module
4 Yield Strength
5 Hardening Strain



شکل ۴. نمای دوبعدی قاب های مورد مطالعه
 Fig. 4. 2D elevation studied frames a) 3-story frame b) 6-story frame c) 9-story frame

یک سازه ی فولادی ۴ طبقه با ابعاد هندسی واقعی را در میز لرزه ی مرکز دفاعی ژاپن تحت شتابنگاشت زلزله قرار دادند و رفتار آن را در مرحله ی فروریزش مطالعه نمودند. این سازه بر اساس آئین نامه ها و مقررات لرزه ای کشور ژاپن طراحی شده و تمام مشخصات مربوط به مقاطع، مصالح و بارهای وارده ی این سازه در منبع [۴۰] ارائه شده است. شکل (۷) نمای کلی سازه ی مورد نظر را نشان می دهد. برای اعمال بار لرزه ای به سازه ی فوق از شتاب نگاشت زلزله ی کوبه در ایستگاه Takatori استفاده شده است که مولفه های افقی این زلزله به صورت توامان به سازه ی مذکور اعمال و در نتیجه ناپایداری به علت فروریزش تدریجی^۴ در طبقه ی اول گزارش شده است. لیگنوس و

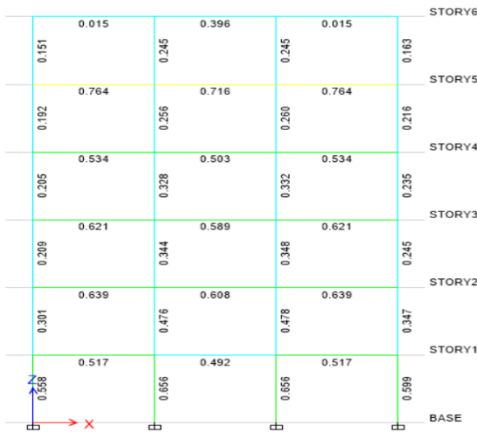
شکست/کمانش^۲ و وزن مخصوص فولاد مصرفی ارائه شده است. در شکل (۴) نیز نمای قاب های مورد مطالعه ارائه شده است. نسبت تنش مقاطع قاب ها نیز در شکل (۵) نشان داده شده است. در ادامه، مفاصل پلاستیک بر اساس شکل (۶) به صورت اتوماتیک بر اساس آیین نامه ی FEMA-356 [۵] در تیرها و ستون های قاب خمشی فولادی تعریف گردیده است.

۵ - صحت سنجی

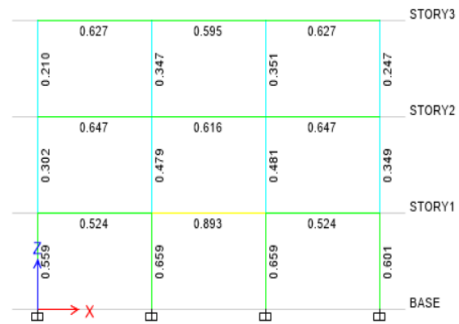
در این تحقیق، به منظور صحت سنجی مدل سازی از مطالعه ی سوویتا و همکاران^۳ [۴۰] استفاده شده است. در مطالعه ی مذکور،

- 1 Fracture Strain
- 2 Buckling
- 3 Suita et al.

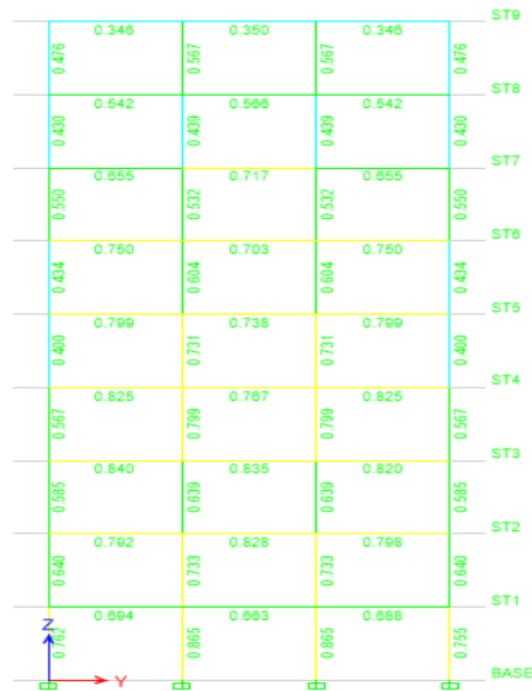
4 Sidesway Collapse



(ب) قاب ۶ طبقه



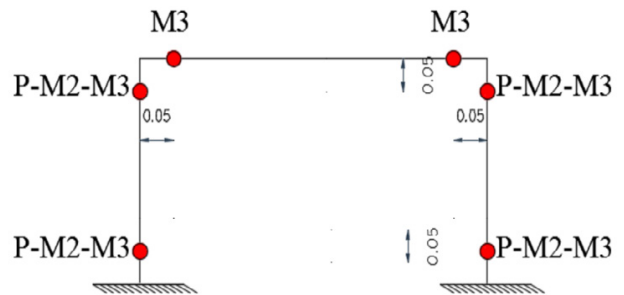
(الف) قاب ۳ طبقه



(ج) قاب ۹ طبقه

شکل ۵. نسبت تنش قاب های طراحی شده
Fig. 5. The stress ratio of designed frames

همکاران^۱ با توجه به نتایج این آزمایش تلاش کردند یک مدل تحلیلی عددی دقیق برای ارزیابی فروریزش سازه های قاب خمشی فولادی ارائه کنند [۳۳]. آنها با ارائه ی نتایج دقیق نشان دادند که می توان با مدل سازی صحیح، به صورت تقریبی فروریزش سازه ها را ارزیابی و پیش بینی نمود. در تحقیق لیگنوس و همکاران عنوان شده است که مزیتی بین مطالعه ی قاب سه بعدی با قاب دو بعدی در ارزیابی



شکل ۶. تعریف مفاصل پلاستیک تیر و ستون در قاب خمشی فولادی
Fig. 6. The definition of plastic hinges in beam and column of steel moment frame

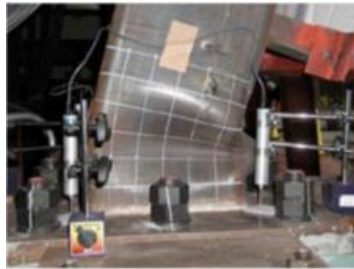
1 Lignos et al.



ب) مکانیسم فروریزش طبقه‌ی اول



الف) مدل آزمایشگاهی

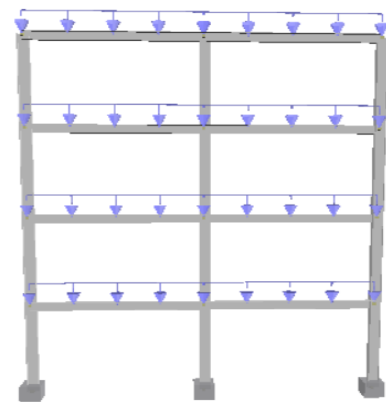


ج) کماتش موضعی بالا و پایین ستون طبقه‌ی اول

شکل ۷. مکانیسم فروریزش طبقه‌ی اول قاب ۴ طبقه‌ی سازه‌ی فولادی تحت زلزله‌ی کوبه [۴۰]

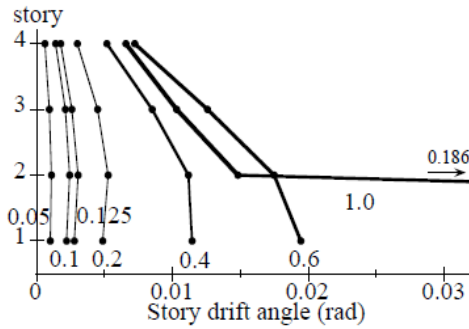
Fig. 7. The first story collapse mechanism of 4-story steel frame subjected to Kobe earthquake a) Experimental model b) The first story collapse mechanism c) Local buckling of the top and bottom of the first story

پتانسیل فروریزش تدریجی آن‌ها مشاهده نشده است. در تحقیق حاضر، قاب دو دهانه‌ی این سازه به صورت دو بعدی مدل‌سازی گردیده است. شکل (۸) قاب مورد نظر را به منظور صحت سنجی نشان می‌دهد که این قاب در نرم افزار اجزا محدودی SeismoStruct مدل‌سازی و تحت زلزله‌ی مذکور قرار گرفت. مطابق مرجع مورد نظر، زلزله‌ها در ۴ سطح ۲۰٪، ۴۰٪، ۶۰٪ و ۱۰۰٪ شتاب، به سازه اعمال و بیشترین نسبت جابجایی نسبی طبقه بر ارتفاع طبقه سازه‌ی مذکور با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. نتایج مدل تحلیلی مطالعه‌ی لیگنوس و همکاران نتایج تقریباً مشابهی با نتایج آزمایشگاهی داشته است [۳۳]. نتایج به دست

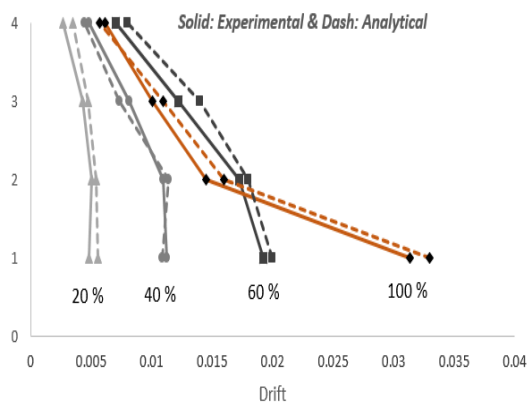


شکل ۸. قاب دو دهانه‌ی مدل‌سازی شده جهت صحت سنجی در نرم افزار SeismoStruct

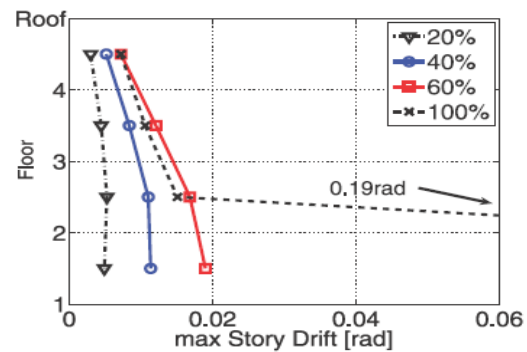
Fig. 8. 2 span frame in SeismoStruct software for verification The modelling of



الف) نتایج تحقیق سو ویتا و همکاران [۲۲]



ج) نتایج تحقیق حاضر



ب) نتایج تحقیق لیگنوس و همکاران [۲۳]

شکل ۹. نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی سازه ی مورد نظر تحت زلزله ی کوبه

Fig. 9. The results of experimental and analytical structure subjected to Kobe earthquake a) The results of Suita et al. b) The results of Lignos et al. c) The results of present study

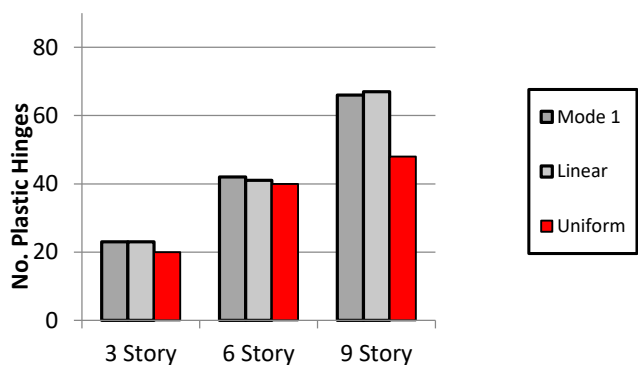
متناسب با مد اول ارتعاش سازه که در این تحقیق با نماد "Mode 1"، الگوی بار خطی با نماد "Linear" و الگوی بار یکنواخت با نماد "Uniform" نشان داده شده است، صورت پذیرفت. در این تحقیق، هدف از انجام تحلیل های استاتیکی غیرخطی بار افزون صرفاً تعیین موقعیت شکل گیری مفاصل پلاستیک در اعضای باربر لرزه ای می باشد بنابراین تغییر مکان هدف تا جایی ادامه داده شده است که فروریزش سازه قابل رؤیت باشد به عبارت دیگر نمودار بار افزون به ناحیه ی سختی منفی وارد شود و مقدار برش پایه سازه در ناحیه نرم شدگی به ۸۰ درصد حداکثر مقدار برش پایه برسد. این نقطه به عنوان فروریزش سازه در نظر گرفته می شود. محور قائم منحنی های بار افزون نشان دهنده ی V_p/W بیانگر برش پایه نرمال شده به وزن سازه و محور افقی آن برحسب مقدار

آمده در تحقیق حاضر نیز مطابقت قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی داشته و می توان با اطمینان به مدل سازی قاب های مورد مطالعه ۳، ۶ و ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه پرداخت. شکل (۹) قسمت های الف، ب و ج به ترتیب نتایج تحقیق سوویتا و همکاران، لیگنوس و همکاران و تحقیق حاضر را در ارزیابی پتانسیل فروریزش قاب ۴ طبقه ی دو دهانه ی مورد نظر بر روی میز لرزه را نشان می دهد.

۶- نتایج و بحث

۶-۱- نتایج تحلیل های استاتیکی غیرخطی بار افزون

تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون برای سه قاب خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه با ۳ نوع بارگذاری جانبی از قبیل الگوی



شکل ۱۳. تعداد مفاصل پلاستیک در لحظه فروریزش قاب های نمونه تحت سه الگوی بار جانبی

Fig. 13. The Number of plastic hinges in collapse moment of prototype frames subjected to 3 lateral loading pattern

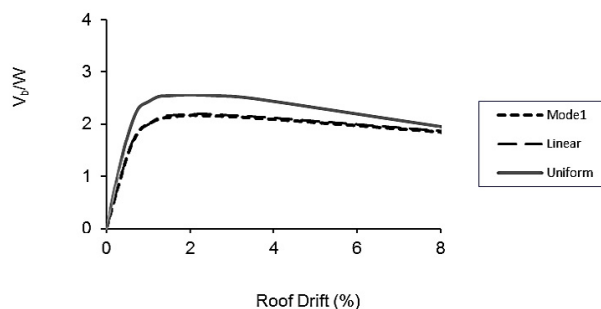
در جهت ایمنی کاربرد دارد و در این الگو آثار مدهای بالاتر به طور ضمنی در نظر گرفته شده است.

تعداد مفاصل پلاستیک در لحظه ی فروریزش قاب های مورد مطالعه تحت سه الگوی بارگذاری در شکل (۱۳) ارائه شده است. نتایج نشان می دهد که با افزایش تعداد طبقات، تعداد مفاصل پلاستیک مورد نیاز برای تشکیل مکانیسم فروریزش پلاستیک افزایش می یابد. تعداد مفاصل پلاستیک برای سه الگوی بار جانبی بسیار نزدیک است تنها الگوی بار یکنواخت، تعداد مفاصل کمتری را برای وقوع فروریزش سازه ها پیش بینی می نماید بنابراین می توان این گونه بیان نمود که پیش بینی شکل مکانیسم گسیختگی که توسط تحلیل بار افزون پیش بینی می شود، برای سازه های منظم با تعداد طبقات محدود برای الگوهای متداول بار جانبی چندان متفاوت نیست.

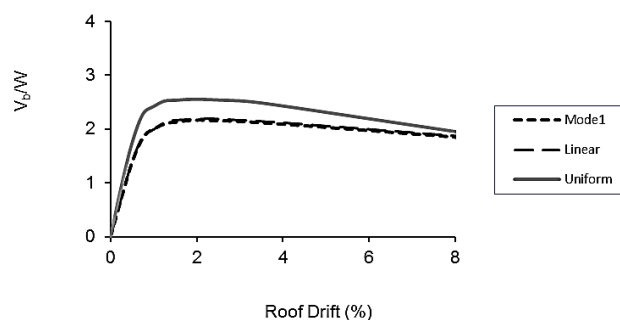
نسبت تعداد مفاصل پلاستیک در ستون ها به تعداد کل مفاصل پلاستیک تشکیل شده در لحظه ی خرابی سازه در جدول (۳) نشان داده شده است. نتایج نشان می دهد که به طور میانگین حدود ۴۰ درصد از مفاصل پلاستیک در ستون ها و ۶۰ درصد در تیرها تشکیل شده که علت آن را می توان رعایت اصل ستون قوی - تیر ضعیف در طراحی قاب های مورد مطالعه دانست.

۶-۲- نتایج تحلیل های دینامیکی غیرخطی افزایشی

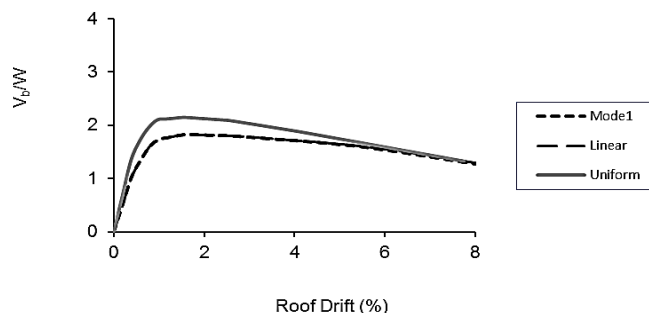
تحلیل های دینامیکی افزایشی برای سه قاب خمشی با شکل پذیری ویژه با ۳ الگوی بارگذاری تحت رکوردهای دور از گسل صورت پذیرفت. شاخص شدت متناظر با شتاب طیفی مد اول



شکل ۱۰. منحنی بار افزون قاب ۳ طبقه
Fig. 10. The pushover curve of 3-story frame



شکل ۱۱. منحنی بار افزون قاب ۶ طبقه
Fig. 11. The pushover curve of 6-story frame



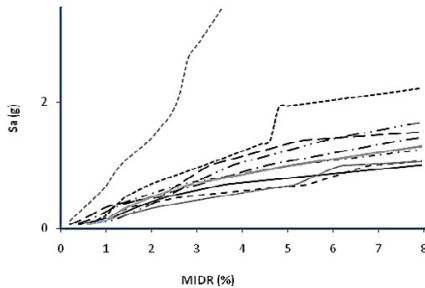
شکل ۱۲. منحنی بار افزون قاب ۹ طبقه
Fig. 12. The pushover curve of 9-story frame

دریافت بام می باشد که نمونه هایی از این منحنی ها در شکل های (۱۰)، (۱۱) و (۱۲) نشان داده شده است. نتایج حاصله از شکل های مذکور نشان می دهد که الگوی بار خطی و مد اول ارتعاش سازه نتایج مشابهی را ارائه داده اند که علت آن را می توان منظم بودن سازه ها در ارتفاع و محدود بودن تعداد طبقات دانست این در حالی است که الگوی بار یکنواخت در مقادیر یکسان از دریفت بام، مقادیر برش پایه ی بیشتری را نشان داده است که علت آن را می توان این مطلب دانست که الگوی بار یکنواخت جهت نتایج محافظه کارانه و

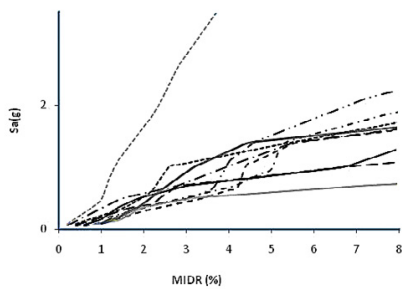
جدول ۳. نسبت تعداد مفاصل پلاستیک در ستونها به تعداد کل مفاصل پلاستیک تحت سه الگوی بار جانبی

Table 3. The ratio of plastic hinges in columns to total plastic hinges subjected to 3 lateral loading pattern

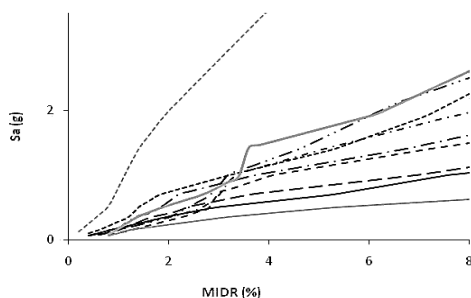
انواع الگوهای بار جانبی	طبقه ۳	طبقه ۶	طبقه ۹
الگوی مد اول	٪۴۷/۸	٪۴۰/۵	٪۳۶/۴
الگوی خطی	٪۴۷/۸	٪۳۹	٪۳۷/۳
الگوی یکنواخت	٪۴۰	٪۴۰	٪۳۷/۵



شکل ۱۴. منحنی های IDA قاب ۳ طبقه
Fig. 14. The IDA curves of 3-story frame



شکل ۱۵. منحنی های IDA قاب ۶ طبقه
Fig. 15. The IDA curves of 6-story frame



شکل ۱۶. منحنی های IDA قاب ۹ طبقه
Fig. 16. The IDA curves of 9-story frame

با میرایی $S_a(T_1, 5\%)$ و شاخص خسارت متناظر با ماکزیمم دریافت نسبی بین طبقه ای (MIDR) لحاظ شده و قاب ها تحت تحلیل های دینامیکی افزایشی قرار گرفته اند.

۶-۲-۱- حالات حدی منحنی های دینامیکی غیرخطی افزایشی

بر طبق راهنمای FEMA-356 برای سازه های قاب خمشی حداکثر دریافت نسبی معادل خرابی برابر ۱۰ درصد و بر طبق پیشنهاد آقای بیکر حداکثر شتاب طیفی مد اول سازه $S_a(T_1)$ معادل هشت برابر شتاب گرانش زمین در نظر گرفته می شود. [۲۷-۵]

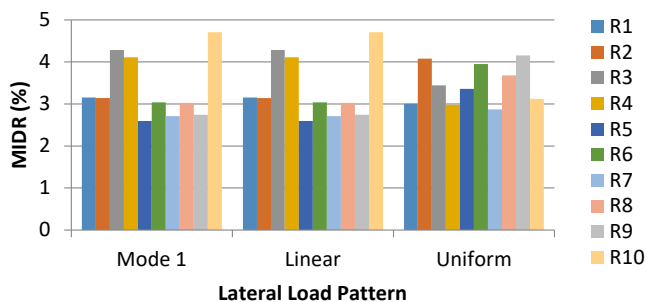
۶-۲-۲- ترسیم منحنی های دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA)

تحلیل دینامیکی افزایشی شامل تعداد زیادی تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت شتابنگاشت های زلزله می باشد. این شتابنگاشت ها به گونه ای مقیاس می شوند که بتوانند محدوده ی رفتار خطی، غیرخطی و در نهایت فروریزش سازه را تحت پوشش قرار دهند. هدف اصلی این روش بدست آوردن پاسخ سازه برای مقادیر مختلف شدت زلزله می باشد. اندازه ی خرابی، متغیر نشان دهنده ی پاسخ سازه در مقابل زمین لرزه مقیاس شده است که می تواند به صورت مقدار بیشینه برش پایه، دوران گرهی از سازه، بیشترین جابجایی نسبی پشت بام، بیشینه دریافت بین طبقات و یا به صورت زاویه ی چرخش طبقه بیان گردد. در این تحقیق، با انجام تحلیل های (IDA) برای قاب های منظم کوتاه و میان مرتبه تحت ۱۰ رکورد دور از گسل و به دست آوردن مقادیر خسارت (DM) در هر تراز شدت (IM) منحنی های (IDA) ترسیم شد که در شکل های (۱۴)، (۱۵) و (۱۶) منحنی های (IDA) سه قاب مورد بررسی نشان داده شده است.

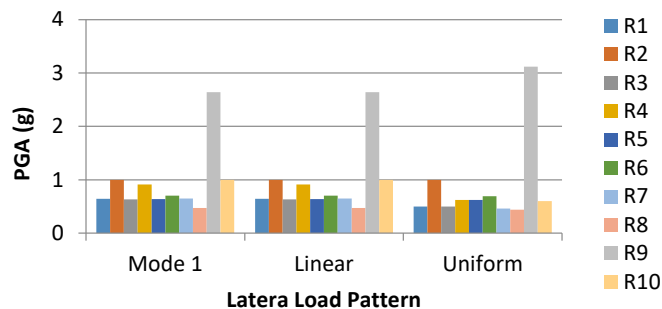
۶-۲-۳- شدت های لرزه ای فروریزش

در این تحقیق، تلفیق نتایج تحلیل های استاتیکی غیرخطی بار

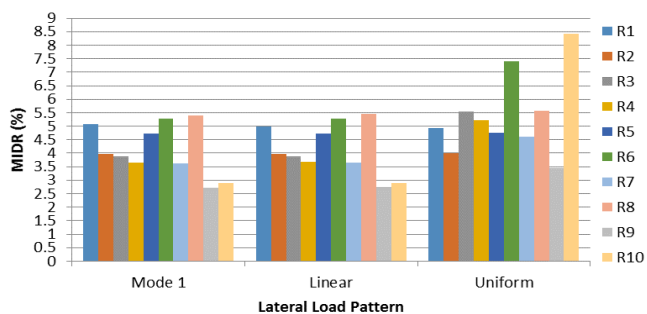
افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) و استفاده از تئوری تحلیل خمیری برای تعیین نقطه ی فروریزش سازه ها صورت گرفته



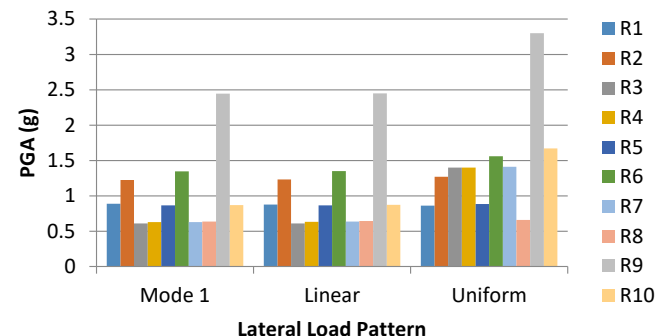
شکل ۲۰. MIDR) متناظر با حد فروریزش قاب ۳ طبقه
Fig. 20. The MIDR related to collapse limit of 3-story frame



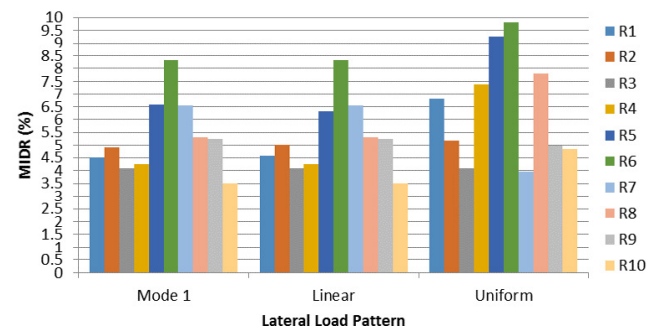
شکل ۱۷. PGA) متناظر با حد فروریزش قاب ۳ طبقه
Fig. 17. The PGA related to collapse limit of 3-story frame



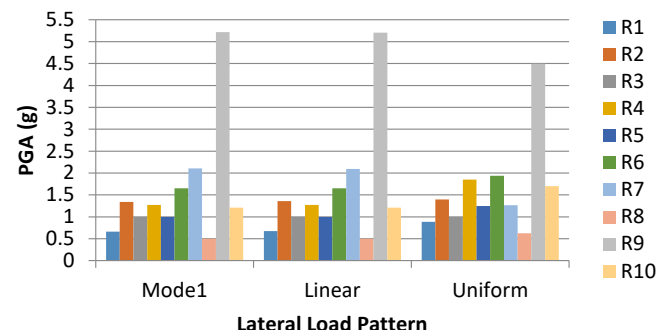
شکل ۲۱. MIDR) متناظر با حد فروریزش قاب ۶ طبقه
Fig. 21. The MIDR related to collapse limit of 6-story frame



شکل ۱۸. PGA) متناظر با حد فروریزش قاب ۶ طبقه
Fig. 18. The PGA related to collapse limit of 6-story frame



شکل ۲۲. MIDR) متناظر با حد فروریزش قاب ۹ طبقه
Fig. 22. The MIDR related to collapse limit of 9-story frame



شکل ۱۹. PGA) متناظر با حد فروریزش قاب ۹ طبقه
Fig. 19. The PGA related to collapse limit of 9-story frame

جدول ۵. میانگین پاسخ (MIDR) متناظر با حد فروریزش قاب های مورد مطالعه
Table 5. The average of MIDR related to collapse limit of the studied frames

قاب مورد مطالعه	میانگین پاسخ (MIDR) بر حسب (%)		
	الگوی بار جانبی		
	Mode 1	Linear	Uniform
۳ طبقه	۳/۳۵	۳/۳۵	۳/۴۷
۶ طبقه	۴/۱۲	۴/۱۳	۵/۳۹
۹ طبقه	۵/۳۳	۵/۳۱	۶/۴۱

جدول ۴. میانگین (PGA) متناظر با حد فروریزش قاب های مورد مطالعه
Table 4. The average of PGA related to collapse limit of the studied frames

قاب مورد مطالعه	میانگین (PGA) بر حسب (g)		
	الگوی بار جانبی		
	Mode 1	Linear	Uniform
۳ طبقه	۰/۹۳	۰/۹۳	۱/۰۲
۶ طبقه	۱/۰۱	۱/۰۲	۱/۴۴
۹ طبقه	۱/۶۰	۱/۶۰	۱/۶۴

است و مقدار (PGA) متناظر با حد فروریزش قاب‌های مورد مطالعه تحت ۱۰ رکورد زلزله‌ی دور از گسل در شکل‌های (۱۷)، (۱۸) و (۱۹) و مقدار متوسط (PGA) برای حد فروریزش قاب‌ها در جدول (۴) ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که الگوی بار یکنواخت برای هر سه قاب مقدار بالاتری را نسبت به دو الگوی دیگر دارا می‌باشد که این نشانگر آن است که الگوی بار یکنواخت دقت کمتری در پیش‌بینی مکانیسم فروریزش قاب‌های مورد مطالعه دارد. همچنین روند تغییرات نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع سازه و بیشتر شدن اثر مدهای بالاتر، دقت الگوی بار یکنواخت نسبت به الگوهای دیگر افزایش یافته است.

۴-۲-۴- دریفت نسبی متناظر با حد فروریزش

مقدار (MIDR) متناظر با حد فروریزش برای حالات مختلف در شکل‌های (۲۰)، (۲۱) و (۲۲) و مقادیر میانگین پاسخ (MIDR) برای حد فروریزش قاب‌های مورد مطالعه تحت ۱۰ رکورد زلزله‌ی دور از گسل در جدول (۵) ارائه شده است. نتایج حاصله نشان می‌دهد که دریفت خرابی حد فروریزش برای الگوی بار جانبی مد اول و الگوی بار خطی مشابه است و دریفت خرابی پیش‌بینی شده توسط الگوی بار یکنواخت بزرگ‌تر از مقدار تعیین شده توسط دو الگوی دیگر می‌باشد. همچنین نتایج نشان می‌دهد که فروریزش قاب ۹ طبقه در (MIDR) نزدیک به ۵ درصد رخ می‌دهد که این حد، توسط استاندارد 356-FEMA به‌عنوان دریفت حد فروریزش معرفی شده است.

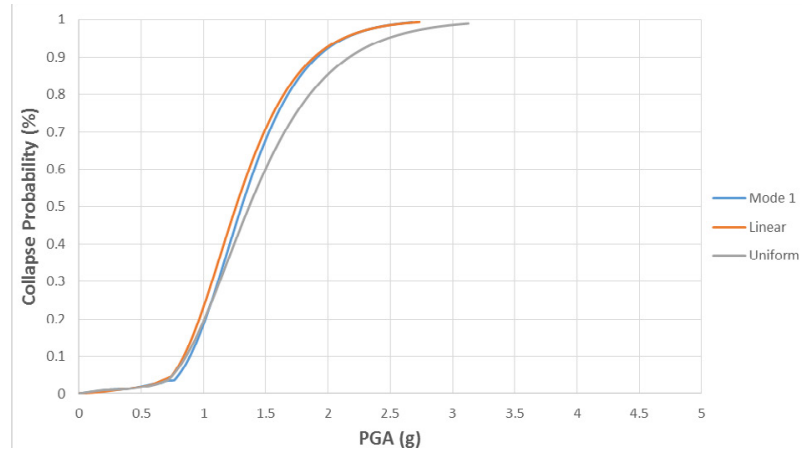
۴-۳- نتایج منحنی‌های شکنندگی

در این تحقیق، منحنی‌های شکنندگی الگوهای بار جانبی مختلف (بار جانبی مد اول، خطی و یکنواخت) قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه بر اساس شاخص (PGA) به ترتیب براساس شکل‌های (۲۳)، (۲۴) و (۲۵) ارائه گردیده است.

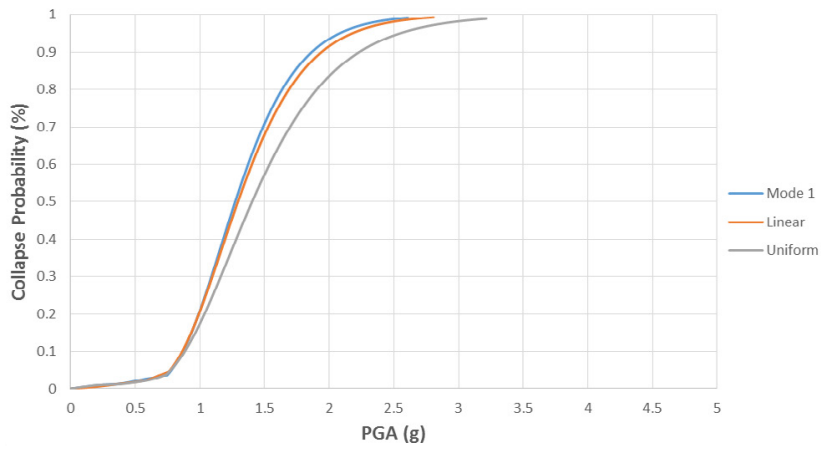
مطابق شکل‌های فوق، منحنی‌های شکست (PGA) قاب‌های مورد مطالعه تحت زلزله‌های معرفی شده نشان داده شده است. مطابق این شکل‌ها می‌توان تفسیر احتمالاتی از الگوهای بار جانبی (بار جانبی مد اول، خطی و یکنواخت) را ارائه نمود. منحنی‌های شکست را می‌توان برای سطوح احتمال ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد (معادل $Z=-1$ ،

۴- نتیجه گیری

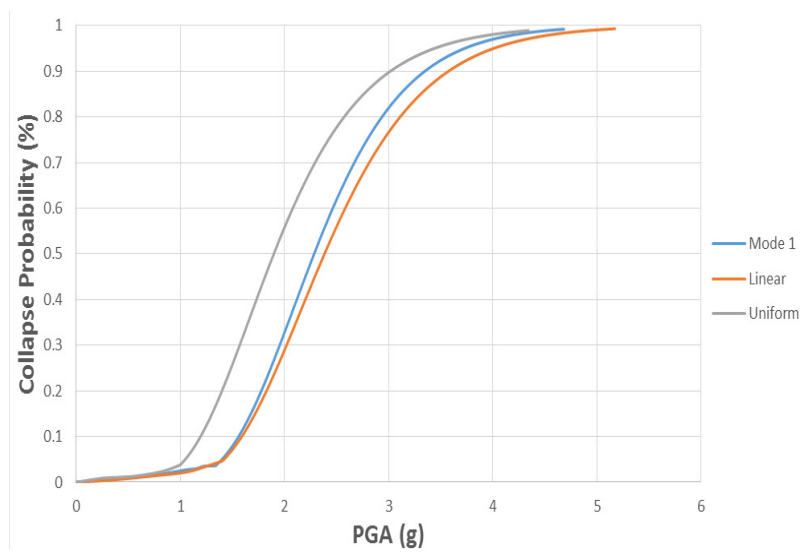
در این تحقیق، با استفاده از روش تئوری تحلیل خمیری به ارزیابی لحظه‌ی فروریزش قاب‌های خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه با تعداد ۳، ۶ و ۹ طبقه و پیکربندی منظم با تکیه بر نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) پرداخته شده است. در این تحقیق از فرضیات ساده کننده‌ای مانند: دو بعدی بودن قاب‌ها، زلزله‌هایی با ماهیت دور از گسل، تعداد محدود زلزله‌ها و صرف نظر کردن از اندرکنش خاک-سازه به منظور ارزیابی فروریزش سازه‌ها استفاده شده است. در گام نخست، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون به صورت سنتی با ۳ الگوی مختلف بار جانبی از جمله الگوی بار مد اول، الگوی بار خطی و الگوی بار یکنواخت برای برآورد مکانیسم خرابی مفاصل پلاستیک در قاب‌های مورد مطالعه صورت پذیرفته و تا نقطه‌ای که برش پایه سازه‌ها در ناحیه‌ی نرم شدگی به ۸۰ درصد حداکثر برش پایه برسد، ادامه یافته و موقعیت مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیرها و ستون‌ها تعیین گردیده است. بدین صورت که در هر نقطه‌ای که نیاز چرخش قطری عضو از ظرفیت تعیین شده برای مقاومت خمش پلاستیک آن تجاوز کند، به‌عنوان محل تشکیل مفصل شناسایی شده و چیدمان در نقطه‌ی فروریزش سازه به‌عنوان مکانیسم خرابی پلاستیک یا مکانیسم فروریزش در نظر گرفته شده است. گام بعدی، انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) تحت اثر ۱۰ رکورد حوزه‌ی دور از گسل می‌باشد تا بتوان



شکل ۲۳. منحنی های شکنندگی قاب ۳ طبقه
Fig. 23. The fragility curves of 3-story frame



شکل ۲۴. منحنی های شکنندگی قاب ۶ طبقه
Fig. 24. The fragility curves of 6-story frame



شکل ۲۵. منحنی های شکنندگی قاب ۹ طبقه
Fig. 25. The fragility curves of 9-story frame

جدول ۶. حداکثر (PGA) قاب های مورد مطالعه تحت رکوردهای موردنظر بر مبنای الگوهای بار جانبی مختلف در سطوح مختلف احتمال
 Table 6. The maximum PGA of studied frames subjected to studied records based on different lateral loading patterns in the various probability levels

	قاب مورد مطالعه	Statistical Level (%)	Mode 1	Linear	Uniform
Max. PGA (g)	۳ طبقه	۱۶	۰/۹۵	۰/۹۴	۰/۹۵
		۵۰	۱/۱۱	۱/۱	۱/۱۳
		۸۴	۱/۷۱	۱/۷	۲
Max. PGA (g)	۶ طبقه	۱۶	۰/۹	۰/۹	۱
		۵۰	۱/۱	۱/۱	۱/۱۳
		۸۴	۱/۷	۱/۷۵	۲/۱
Max. PGA (g)	۹ طبقه	۱۶	۱/۷	۱/۷۱	۱/۳
		۵۰	۲/۳	۲/۴	۱/۹۵
		۸۴	۳/۱	۳/۲۵	۲/۸

اول و بار خطی نتایج متعارف و مشابهی برای قاب های مورد مطالعه ی ۳ و ۶ طبقه به دست آمد. این در حالی است که تحت الگوی بار یکنواخت، برآورد مکانیسم خرابی تنها تحت قاب خمشی فولادی ۳ طبقه مناسب نیست و شدت خرابی متناظر با حد فروریزش برای این الگو بیشتر از سایر الگوهای جانبی می باشد. اما با افزایش ارتفاع و افزایش آثار مدهای بالاتر دقت الگوی بار یکنواخت افزایش یافته و برای قاب ۹ طبقه نتایج مناسبی ارائه گردیده است.

• به علت منظم بودن قاب ها در ارتفاع و نیز محدود بودن تعداد طبقات که باعث کاهش آثار مدهای بالاتر و یکنواختی در توزیع نیروی زلزله در ارتفاع می شود و به تبع نتایج حاصل از الگوی بار متناسب با مد اول ارتعاش سازه، مشابه نتایجی است که الگوی بار خطی ارائه می دهد و اختلاف زیادی بین این دو الگو در برآورد مکانیسم خرابی محتمل وجود ندارد.

• در قاب های خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه به علت رعایت قاعده ی ستون قوی - تیر ضعیف، حدوداً ۴۰ درصد مفاصل در ستون ها و ۶۰ درصد در تیرها تشکیل شده است. شروع تشکیل مفاصل از اعضای تیر آغاز و هنگامی که سازه به فروریزش خود نزدیک می شود مفصل در ستون ها ایجاد گردیده و به ناپایداری سازه می انجامد.

• به علت تأثیر عواملی چون مدت زمان مؤثر زلزله و محتوای فرکانسی زلزله، مقدار (PGA) متناظر با حد فروریزش قاب های مورد مطالعه از رکوردی به رکورد دیگر متغیر است.

شدت لرزه ای متناظر با شکل گیری مکانیسم های تعیین شده توسط تحلیل های بار افزون مشخص گردد. دو حد بالایی برای پاسخ سازه ها تعیین شد تا با رسیدن پاسخ آن ها به این دو حد، فروریزش سازه ها در نظر گرفته شود بدین صورت که اگر بیشینه ی دررفت نسبی بین طبقه ای از ۱۰ درصد تجاوز نماید یا شتاب طیفی متناظر با مد اول ارتعاش سازه $(S_a(T_1))$ از $8g$ عبور نماید، فروریزش سازه ها رخ می دهد. در انتهای این تحقیق، مقادیر حداکثر شتاب زمین (PGA) و حداکثر دررفت نسبی طبقات (MIDR) متناظر با فروریزش قاب های نمونه مورد ارزیابی قرار گرفته و با مقادیر آیین نامه ای مقایسه شده است. نتایج تحلیل های انجام شده به شرح ذیل ارائه شده است:

• با توجه به صحت سنجی انجام شده در این تحقیق که شامل مدل آزمایشگاهی قاب خمشی سه بعدی بر روی میز لرزه ی موسسه ی E-Defense ژاپن تحت بوده است، نتیجه ی حاصل (تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت شتاب نگاشت کوبه) نشان می دهد که مدل های غیرخطی ایجاد شده (مدل های قاب خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹) در نرم افزار اجزا محدودی SeismoStruct قابل اطمینان بوده و نتایج ارائه شده ی تحلیل های استاتیکی غیرخطی بار افزون و دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) به صورت نسبتاً دقیقی ارائه شده است.

• در تحلیل های استاتیکی غیرخطی بار افزون تحت الگوی بار مد

- [3] L.e.a. Eads, An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(1) (2013) 5-41.
- [4] Commentary of Instruction for seismic Rehabilitation of Existing Buildings NO: 360. (In Persian).
- [5] FEMA 356. Pre-Standard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings. Washington D.C. Federal Emergency Management Agency, USA. (2000).
- [6] BHRC. Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (2014). (In Persian).
- [7] H. Krawinkler, R. Medina, B. Alavi, Seismic drift and ductility demands and their dependence on ground motions. *Engineering Structures*, 25(5) (2003) 637-653.
- [8] W. Iwan, Drift spectrum: measure of demand for earthquake ground motions. *Structural Engineering*, 123(4) (1997) 397-404.
- [9] E. Miranda, S.D. Akkar, Generalized interstory drift spectrum. *Structural Engineering*, 132(6) (2006) 840-852.
- [10] D. Yang, J. Pan, G. Li, Interstory drift ratio of building structures subjected to near-fault ground motions based on generalized drift spectral analysis, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(11) (2010) 1182-1197.
- [11] A.a.E.M. Alonso-Rodríguez, Assessment of building behavior under near-fault pulse-like ground motions through simplified models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 79 (2015) 47-58.
- [12] B. Shafei, F. Zareian, D. G. Lignos, A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame and shear wall structural systems. *Engineering Structures*, 33(4) (2011) 1107-1116.
- [13] M. Dana, A. Cussen, Y.N. Chen, C. Davis, M. Greer, J. Houston, P. Littler, A. Roufegarinejad, Effects of the seismic vertical component on structural behavior—an analytical study of current code practices and potential areas of improvement, Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Frontiers of Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, (2014).
- [14] M.H.C.a.A.N. Afarani, Seismic Response of Mass

• به علت افزایش درجه ی نامعینی در سازه، اضافه مقاومت ناشی از تیب بندی اعضا و ضوابط سخت گیرانه تر در طراحی قاب های بلندتر باعث گردید با افزایش تعداد طبقات در قاب های مورد مطالعه، مقدار (PGA) معادل حد فروریزش افزایش یافته است. به طوری که مقدار میانگین (PGA) معادل حد فروریزش که از الگوی مد اول حاصل گردید برای قاب های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب برابر $0.93g$ ، $1.0g$ و $1.63g$ به دست آمده است.

• با توجه به اینکه مقدار (PGA) متناظر با حد فروریزش قاب های مورد مطالعه بیشتر از شتاب مبنای طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم برای مناطق با خطر نسبی بسیار زیاد می باشد، می توان انتظار داشت که سازه های قاب خمشی فولادی طرح شده بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مقررات ملی ساختمان به دلیل ضوابط سختگیرانه تر بتوانند پایداری خود را در مقابل زلزله های آینده حفظ نمایند.

• مقدار میانگین (MIDR) فروریزش برای قاب های مورد مطالعه در بازه ی $3/35$ تا $5/33$ درصد قرار گرفته است. از آنجایی که استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم حداکثر دریافت نسبی بین طبقه ای را به ۲ یا $2/5$ درصد محدود نموده است، می توان انتظار داشت که قاب های نمونه تحت اثر زلزله دچار فروریزش نشوند. همچنین حد دریافت ۵ درصد معیاری است که توسط آیین نامه ی FEMA-356 برای حد فروریزش پیشنهاد شده است که به نظر می رسد برای قاب های کوتاه مرتبه غیر محافظه کارانه است.

• بر اساس منحنی های شکنندگی مشخص شد که در قاب های ۳ و ۶ طبقه، روش بار جانبی یکنواخت نسبت به دو روش دیگر ظرفیت فروریزش بیشتری را نشان داده ولی در قاب ۹ طبقه، روش های بار جانبی خطی و مد اول، ظرفیت فروریزش بیشتری نسبت به حالت یکنواخت ارائه نموده است.

مراجع

- [1] D.G. Lignos, H. Krawinkler, Development and Utilization of Structural Component Databases for Performance-Based Earthquake Engineering. *Journal of Structural Engineering*, 139 (8) (2012) 1382-1394.
- [2] D.V. Steward, Systems analysis and management: Structure, strategy, and design, Petrocelli Books, (1981).

- incremental nonlinear dynamic analysis. *Structural Engineering & Mechanics*, 63(2) (2017) 259-268.
- [24] Hazus, Earthquake loss estimation methodology, Technical Manual, National Institute of Building Sciences for Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, MR3 Edition. (2008).
- [25] R. Rakshe, U. Kalwane, *International Journal of Advance Research, Ideas and Innovations in Technology*, Incremental dynamic analysis and static pushover analysis of existing RC framed buildings using the SeismoStruct software, 4(2) (2018).
- [26] FEMA P 695. Quantification of Building Seismic Performance Factors. Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA, (2009).
- [27] M. Gerami, Mashayekhi, A.H, and Siahpolo, N., Assessment of different pushover methods to estimate seismic inelastic demands of SMRFs, *Amirkabir J.Civil Eng.* 49(3) (2017) 419-430. (In Persian).
- [28] Applied Technology Council, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building, Report ATC-40. Redwood City, (1996).
- [29] S.A. R. Pinho, A displacement-based adaptive pushover algorithm for assessment of vertically irregular frames, *Proceedings of the Fourth European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*, (2005).
- [30] R. Abbasnia, M.M. Maddah and A. Tajik Davoudi. Capacity curve estimation of reinforced concrete frames with a novel adaptive pushover method, *Proceedings of the 4th International Conference on Seismic Retrofitting*, Tabriz, Iran, (2012). (In Persian).
- [31] A.M Mwafy, A.S Elnashai, Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*, 23(5) (2001) 407-424.
- [32] V. Saberi, T. Salehi Shahrabi, H. Saberi, and M. Ahmad vand, Effect of soft ground story on the collapse possibility of the moment resistance frames under near and far-fault earthquakes. *Modares Civil Engineering*, 18(2) (2019) 159-168. (In Persian).
- [33] J.W. Baker, Efficient analytical fragility function fitting Irregular Steel Moment Resisting Frames (SMRF) According to Performance Levels from IDA Approach, *Gazi University Journal of Science*, 25(3) (2012) 751-760.
- [15] E. Fereshtehnejad, M. Banazadeh and A. Shafieezadeh, System reliability-based seismic collapse assessment of steel moment frames using incremental dynamic analysis and Bayesian probability network. *Engineering Structures*, 118 (2016) 274-286.
- [16] D.G. Lignos, and Krawinkler, H. Side-sway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations. Report no. TB 172. Stanford (CA): John A. Blume Earthquake Engineering Research Centre. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, (2009) 1-12.
- [17] F.M. Nazri, P.Y. Ken, Seismic performance of moment resisting steel frame subjected to earthquake excitations. *Front. Struct. Civ. Eng.* 8 (2014) 19-25.
- [18] L. Eides, and D.G. Lignos, Effects of Connection Fractures of Steel Moment Frames Subjected to Earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 160(2) (2015) 40-59.
- [19] Y. Bai, Y. Shi, K. Deng, Collapse analysis of high-rise steel moment frames incorporating deterioration effects of column axial force – bending moment interaction. *Journal of Engineering Structures*, 127 (2016) 402-415.
- [20] A. Elkady, and D. G. Lignos, Full-Scale Cyclic Testing of Deep Slender Wide-Flange Steel Beam-Columns under Unidirectional and Bidirectional Lateral Drift Demands. 16th World Conference on Earthquake Engineering (16WCEE), Santiago, Chile, num. 944, (2017).
- [21] Y. Suzuki, and D. G. Lignos, Large Scale Collapse Experiments of Wide Flange Steel Beam-Columns. *Proceedings of the 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA)*, Shanghai, China, (2017).
- [22] R. Vahdani, M. Gerami, M. Razi, Seismic Vulnerability Assessment of Steel Moment-Resisting Frames Based on Local Damage, *Earthquake and Tsunami*, 11(5) (2017).
- [23] M. Khorami, M. Khorami, H. Motahar, M. Alvansazyazdi, M. Shariati, A. Jalali, & M.M. Tahir, Evaluation of the seismic performance of special moment frames using

- [38]Habibullah, A. SAP-Three Dimensional Analysis of Building Systems. Manual. Computers and Structures Inc., Berkeley, California. (2018). <https://www.csiamerica.com/>
- [39]SeismoStruct, A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, SeismoSoft's Ltd. (2018). <https://www.seismosoft.com/>
- [40]K. Suita, S. Yamada, M. Tada, K. Kasai, Y. Matsuoka, and E. Sato, E-Defense tests on full-scale steel buildings: Part 2 – Collapse experiments on moment frames. Proc. Structures Congress, ASCE, Long Beach. (2007) 247-18.
- [41]L. F. Ibarra, and H. Krawinkler, Global collapse of frame structures under seismic excitations. Report No. PEER 2005/06, Pacific Earthquake Engineering Research Centre, University of California at Berkeley, Berkeley, California. (2005).
- using dynamic structural analysis, Earthquake Spectra, 31(1) (2015) 579-599.
- [34]D.G Lignos, T. Hikino, Y. Matsuoka and M. Nakashima, Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on E-Defense Full-Scale Shake Table Collapse Tests. Journal of Structural Engineering, 139(6) (2013) 120-132.
- [35]Next Generation Attenuation of Ground Motions (Nga) Project. <http://Peer.Berkeley.Edu/nga/> (Accessed 10 October 2006).
- [36]INBC. Design and Construction of Steel Structures. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (2013). (In Persian).
- [37]INBC. Design Loads for Buildings. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (2013). (In Persian).

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

V. Saberi, H. Saberi, A. Sadeghi, Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on Development of Plastic Hinges, Amirkabir J. Civil Eng., 52(11) (2021) 2809-2830.

DOI: [10.22060/ceej.2020.16177.6146](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.16177.6146)



