



## Effect of Lateral Load-Resisting Systems on Seismic Progressive Collapse of Steel Moment-Frames Considering Column-Removal Scenarios

M. Dinari, A. R. Zareei \*, A. R. Emami

Department of Civil Engineering, Isfahan (Khorasgan) Branch, Islamic Azad University, Isfahan, Iran.

**ABSTRACT:** Seismic progressive collapse conceptually means that during an earthquake event, some of the key elements of the structure reach the threshold of premature failure, for example, due to explosion caused by earthquake or design/operation problems. This process results in removing the damaged elements, redistributing unbalanced internal forces/moments, and increasing the stress in the adjacent elements, which is followed by local and/or global collapse of the structure. In this study, the seismic progressive collapse potential of steel moment frames with different structural systems was evaluated. 3-storey steel frame structures were simulated by the nonlinear beam-column element model with distributed plastic hinges that were available in the OpenSees Software. Nonlinear dynamic analyses were done on the models subjected to the earthquake records. The progressive collapse was then assessed using the statistical analysis and graphical results' interpretation/presentation in Excel Software and MATLAB Program. The structural systems included bending moment-frame systems, concentric- and eccentric- braced systems, as well as knee-braced system. The removal of the side-column resulted in higher value of the seismic response; the reason was that the side-column was linked to the frame only due to the beam connected to its upper node.

### Review History:

Received: Feb. 14, 2022

Revised: Nov. 29, 2022

Accepted: Dec. 01, 2022

Available Online: Jun. 14, 2023

### Keywords:

Seismic Progressive Collapse

Steel Moment Frame

Lateral Load Resisting Systems

Response History

### 1- Introduction

During the operational lifetime, building structures may be imposed to natural hazards such as earthquakes, severe storms, floods, and fire; and man-made hazards such as explosion and collision. Thus, the buildings are mostly designed for possible events that can occur during their lifetime. But extreme events, for which the buildings is not well-designed, may cause catastrophic damages and significantly reduce the reliability of the buildings. This has always an important principle for engineers who are responsible for the design of civil projects. Thus, one of the subjects that has been received increasing attention in recent decades is progressive collapse, which is useful and valuable to study and provide knowledge about the collapse limit state.

Seismic progressive collapse is a special type of the progressive collapse in which some of the key elements of the structure reach the threshold of premature failure, for example, due to explosion caused by earthquake, or design/operation problems. This results in removing the damaged elements, redistributing of internal forces, increasing the stress in the adjacent elements; followed by local and/or global collapse of the structure. One of the advantages of seismic design against the progressive collapse is that the structure designed by this method will have the sufficient strength to deal with earthquake loads and maintain with satisfactory

safety margins for the occupants, after the failure of one element in gravity load-resisting system [1]. This subject has been recently addressed in several references [2]-[4].

Frequent use of steel moment frames in the construction industry of our country and the implementation of this structural system in vital structures such as power plants and hospitals, in addition to the possibility of explosion during an earthquake (inside the structure or in adjacent structures) demonstrate the importance of studying the seismic behavior of steel moment frames by progressive collapse analysis. Regarding that different lateral load-resisting systems have their unique characteristics, it is a central challenge to examine the impacts of these characteristics on the damage potential of steel moment frames. So in this research, the seismic collapse potential of steel buildings with different structural systems has been addressed.

Doing so, a 3-storey moment frame was modeled by means of a nonlinear beam-column element method with distributed inelasticity over the element length in OpenSees software [5]. The moment frame, equipped with concentric-, eccentric-, and knee-bracing systems, was imposed to the earthquake records. The results of the nonlinear dynamic collapse analysis were analyzed and compared in Excel and MATLAB software in the scheme of graphs and statistics.

\*Corresponding author's email: a.r.zareei@khuisf.ac.ir



**Table 1. Cross-section dimensions of steel elements**

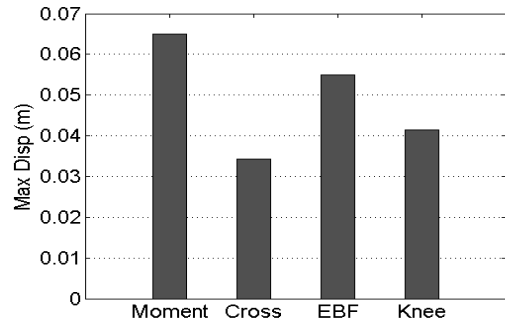
Struct. System	Column	Beam	Brace
Moment frame	BOX45x45	IPE240	---
X-brace	BOX45x45	IPE240	2UPN80x8
Eccentric-brace	BOX45x45	IPE240	2UPN80x8
Knee-brace	BOX45x45	IPE240	IPE200

## 2- Methodology

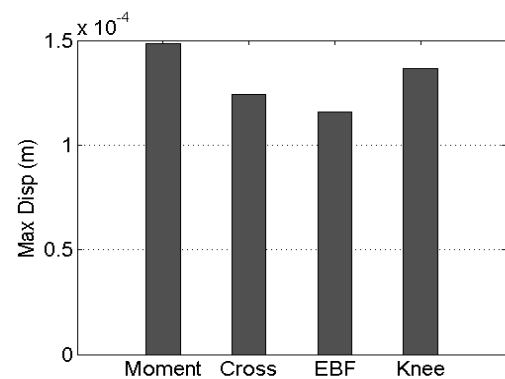
The structural systems included here are moment frame system, concentric X-brace system, and eccentric-brace system as well as knee-brace system. To introduce these models, the dimensions of the frame are assumed to be 2-m and the number of degrees of freedom in each node (DOFs) are assumed to be equal to 6, in which 3 DOFs are translational and the others are rotational. Moreover, it is assumed that x- and y-axes refer to the horizontal and vertical axes, respectively. Since the basic model is a steel moment frame, the key material in the modeling is steel that has been simulated by the Steel-02 material, as described in OpenSees achieve. Three accelerograms from the El Centro, San Fernando and Kobe earthquake were used in the nonlinear dynamic analysis, which are among the well-accepted accelerograms, mostly used in the earthquake engineering research studies. The cross-section dimensions of the steel elements has been given Table 1.

Modeling assumptions like inelasticity distribution over the element length, P-Delta effects in the columns, and rigid connection in beam-column joint, in addition to the removal of the desired column were included in the nonlinear dynamic analysis. However, deformations at connections and soil-structure interaction issues were not considered here. Besides, the floor diaphragms were simulated by means of an elastic shell element.

To validate the modeling approach and simulate the progressive collapse, a two-dimensional steel frame laboratory test was employed [6]. In this reference, a steel chimney frame was used. The middle column was then loaded downwards during the test and the load-displacement diagram was reported. After developing the verification model, its accuracy was confirmed by extracting the mode shapes by a free-vibration analysis. It is worth noting that the seismic progressive collapse was examined by including two scenarios: the former was based on the removal of a side column while the latter was based on the removal of a middle column. The procedure used in this paper includes the following steps: a) designing steel buildings with different lateral load-resisting systems; b) developing nonlinear models; c) performing a static analysis on each nonlinear model under distributed gravity loads; d) importing analyzed model into a new file in which a seismic analysis loop was applied in the desired step that was the time of PGA



**Fig. 1. Maximum nodal displacement at the top of the side-column eliminated in the building model under El-Centro earthquake record**



**Fig. 2. Maximum nodal displacement at the top of the middle-column eliminated in the building model under San Fernando earthquake record**

occurrence; e) removing a column element according to a predefined scenario; and, f) evaluating the impacts of the column removal.

## 3- Discussion and Results

In this study, the results of displacement, velocity, and acceleration in a 3-storey frame structure, equipped with moment frame, X-brace, eccentric brace, and knee-brace systems were evaluated. The results were extracted for each earthquake excitation and for both of the scenarios (removal of a side-column or a middle-column), as it was mentioned before. A sample of the results has been shown in Figure 1.

It was evidenced that the least values of the maximum displacement, velocity, and acceleration were mostly reported by the moment frame with X-brace system. On the other hand, the maximum displacement was given for the moment frame system (see Figure 2). Regarding the displacement history, the statistics proved that the moment frame with X-brace system had the minimum permanent drift, under the San Fernando earthquake.

The seismic progressive collapse assessment could be more indicative if the response history of desired parameters was done. The outcome indicated that all the frames had

permanent responses, especially in terms of displacement. Among the different lateral-load resisting systems, the moment frame with X-bracing had the least permanent displacement.

#### 4- Conclusions

Seismic progressive collapse analysis of structures with different lateral load-resisting systems was performed by including moment frame, X-brace, eccentric brace, and knee-brace systems. Removal of a middle column or side column was included as two scenarios whereas 3 accelerograms formerly used in well-accepted studies were implemented in nonlinear dynamic analysis. In general, the outcomes proved that the seismic responses such as displacement, velocity, and acceleration were decreased by bracing the moment frame model. The trend was also observed in the case of permanent displacements. By X-bracing of the frame model, maximum reduction of the seismic responses was reported.

#### References

- [1] A. Faroughi, A.S. Moghadam, M. Hosseini, Seismic progressive collapse of MRF–EBF dual steel systems, Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, 170(1) (2017) 67-75.
- [2] L. Li, W. Wang, Y. Chen, L.H. Teh, A basis for comparing progressive collapse resistance of moment frames and connections, Journal of Constructional Steel Research, 139 (2017) 1-5.
- [3] B. Behnam, F. Shojaei, H.R. Ronagh, Seismic progressive-failure analysis of tall steel structures under beam-removal scenarios, Frontiers of Structural and Civil Engineering, 13 (2019) 904-917.
- [4] H. Semsarha, P. Tehrani, B. Behnam, Post-earthquake progressive failure resistance of steel frames under column-removal scenarios, in: Structures, Elsevier, 2021, pp. 1544-1560.
- [5] F. McKenna, OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation, Computing in Science & Engineering, 13(4) (2011) 58-66.
- [6] F. Sadek, J.A. Main, H.S. Lew, S.D. Robert, V.P. Chiarito, S. El-Tawil, An experimental and computational study of steel moment connections under a column removal scenario, NIST Technical Note, 1669 (2010).

#### HOW TO CITE THIS ARTICLE

M. Dinari, A. R. Zareei, A. R. Emami, Effect of Lateral Load-Resisting Systems on Seismic Progressive Collapse of Steel Moment-Frames Considering Column-Removal Scenarios, Amirkabir J. Civil Eng., 55(7) (2023) 291-294.

DOI: [10.22060/ceej.2023.21103.7618](https://doi.org/10.22060/ceej.2023.21103.7618)







## تأثیر سیستم باربر جانبی بر خرابی پیشرونده لرزه‌ای در قاب‌های فولادی تحت سناریوهای حذف ستون

مهدی دیناری، سید علیرضا زارعی\*، علیرضا امامی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اصفهان (خوراسگان)، اصفهان، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۱۱/۲۵  
بازنگری: ۱۴۰۱/۰۹/۰۸  
پذیرش: ۱۴۰۱/۰۹/۱۰  
ارائه آنلاین: ۱۴۰۲/۰۳/۲۴

### کلمات کلیدی:

خرابی پیشرونده لرزه ای  
قاب خمشی فولادی  
سیستم های باربر جانبی  
حذف ستون  
تاریخچه پاسخ لرزه ای

**خلاصه:** خرابی پیش رونده لرزه ای به این مفهوم است که در حین رخداد زلزله، برخی از المان های سازه به علت انفجار ناشی از زلزله و یا مشکلات طراحی یا اجرا زودتر از انتظار به آستانه شکست رسیده و با حذف این المان ها از سیستم سازه ای و افزایش تنش در المان های مجاور، خرابی گسترده در کل یا بخشی از سازه ایجاد می گردد. در این تحقیق پتانسیل خرابی پیش رونده لرزه ای در قاب های فولادی با سیستم های مختلف سازه ای ارزیابی گردید. یک قاب فولادی ۳ طبقه با سیستم های مهاربندی متفاوت توسط المان های تیر- ستون غیرخطی موجود در نرم افزار اپنسیس مدل سازی گردید. سپس مدل ها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفت و نتایج مربوط به تحریک زلزله و خرابی پیشرونده در نرم افزار اکسل و متلب به صورت نمودار و آمار بررسی شد. سیستم های سازه ای در در این تحقیق عبارت بودند از: قاب خمشی، قاب مهاربندی ضربدری، مهاربندی واگرا و مهاربندی زانویی. نتایج نشان داد که جابه جایی ماندگار در قاب خمشی مجهز شده به مهاربند ضربدری تحت زلزله السنترو، کوبه و سانفرناندو به ترتیب کاهش ۷ و ۳۵ و ۴۰ درصدی نسبت به قاب خمشی داشته است. حذف ستون کناری با توجه به اینکه در کنار قاب قرار گرفته و تنها به یک تیر در گره بالایی خود متصل است، مقادیر بیشتری از پاسخ را ثبت نموده و همچنین قاب ها با تعداد طبقه بیشتر، کمتر تحت تأثیر حذف ستون قرار گرفته اند.

### ۱- مقدمه

آن در حین رخداد زمین لرزه ناشی از اتفاقاتی نظیر انفجار، مشکلات طراحی، نقص سازه ای و مشکلات اجرایی، المان های کلیدی از سیستم باربر سازه ای حذف شده و این روال به صورت متوالی ادامه یافته و خرابی پیشرونده را در حین رخداد زمین لرزه تولید می کند. خرابی پیشرونده لرزه ای از آنجایی که همزمان با رخداد زمین لرزه به وقوع می پیوندد پتانسیل خرابی بسیار بالایی برای سازه ها ایجاد می کند. از این رو بررسی خرابی پیشرونده در حین رخداد زمین لرزه از عناوین مهم جهت بررسی و تحلیل سازه ها به خصوص سازه های فولادی می باشد. یکی از اهداف محافظت در مقابل بارهای غیر عادی نظیر زلزله های شدید، جلوگیری از رخداد خرابی پیشرونده در ساختمان است [۳].

از مزایای طراحی سازه ها در برابر خرابی پیشرونده می توان به این نکته اشاره کرد که سازه طراحی شده به این روش، علاوه بر اینکه مقاومت لازم برای مقابله با نیروهای زلزله را دارد، می تواند ایمنی جانی ساکنان خود را پس از خرابی یکی از اعضای باربر ثقلی خود حفظ کند. موسسه ملی استاندارد

در مدت زمان بهره برداری، سازه های مهندسی ساز می توانند در معرض خطرات طبیعی مانند زلزله، طوفان های شدید، سیلابها، آتش سوزی و خطرات انسان ساز مانند انفجار و برخورد قرار گیرند. ساختمان ها معمولاً برای رخداد های محتمل که می توانند در طول عمرشان رخ دهند طراحی می شوند. اما رخدادهای شدیدی که سازه برای آنها طراحی نشده است ممکن است باعث خرابی های فاجعه آمیزی شده و اطمینان از قابلیت بهره برداری سازه که همیشه به عنوان یک اصل مهم برای مهندسانی که مسئول طراحی پروژه های عمرانی بوده اند را به صورت چشمگیری کاهش دهد [۱].

یکی از مکانیزم هایی که در دهه های اخیر توجه به آن افزایش پیدا کرده است، فروریزش پیشرونده یا خرابی پیشرونده<sup>۲</sup> است که مطالعه پیرامون آن و ارائه روش هایی برای پیشگیری از آن، بسیار مفید و ارزشمند می باشد [۲]. خرابی پیشرونده لرزه ای نوع خاصی از خرابی پیش رونده بوده که در

- 1 Serviceability
- 2 Progressive Collapse or Failure

\* نویسنده عهده دار مکاتبات: a.r.zareei@khuis.ac.ir



و تکنولوژی<sup>۱</sup> (NIST) در ایالت متحده تعریف ذیل را پیشنهاد می دهد: خرابی پیشرونده توسعه خرابی محلی، از یک المان به المان دیگر است که موجب خرابی ناگهانی کل یا عدم تناسب قسمت بزرگی از آن سازه می شود. این خرابی به عنوان خرابی غیر متناسب نیز شناخته می شود. انواع مختلف خرابی پیشرونده شامل خرابی پنکیکی<sup>۲</sup>، خرابی زیپی<sup>۳</sup>، خرابی دومینویی<sup>۴</sup> و خرابی ترکیبی<sup>۵</sup> است [۴].

استفاده مکرر از قاب های فولادی در صنعت ساختمان کشور و همچنین استفاده از این سیستم سازه ای در ساختمان هایی با اهمیت زیاد نظیر نیروگاه ها و بیمارستان ها، از یک سو و احتمال رخداد انفجار در حین زمین لرزه در مجاورت و یا درون سازه ها از سوی دیگر، اهمیت بررسی رفتار قاب های خمشی فولادی تحت تحلیل فروریزش پیشرونده را دوچندان می کند. در این مطالعات مشخص شد که تحلیل های استاتیکی تا حد زیادی محافظه کارانه بوده و تحلیل های دینامیکی پیشینه پاسخ منطقی تری را ارائه می دهند. فروریزش پیشرونده یک حادثه نادر است که در طی آن، همه یا قسمت بزرگی از سازه به علت آسیب یا گسیختگی موضعی قسمت کوچکی از سازه به صورت ناگهانی خراب می گردد. فروریزش پیشرونده اغلب با علت ایجاد آسیب در تناسب نیست و سازه ممکن است به علت یک حادثه کوچک در معرض فروریزش پیشرونده قرار گیرد [۵]. به عنوان مثال، هاشمی ضوانی و همکاران در سال ۲۰۱۷ در مطالعه ای به بررسی مقاومت قاب های فولادی در برابر شکست پیشرونده حین خرابی پس از اعمال زلزله طرح بر سازه، تحت سناریو های مختلف حذف تیر پرداختند و به این نتیجه دست یافتند که آسیب پذیری در طبقات بالاتر بیشتر بوده و حداکثر مقاومت در برابر پیشرفت شکست ۵۸ درصد بیشتر از طبقات پایین است [۶]. به عنوان نمونه دیگر، در سال ۲۰۱۷ لی و همکاران به تحقیق در خصوص خرابی پیشرونده قاب های خمشی فولادی پرداختند. در این مطالعه اثر ضریب نسبت دهانه به عمق در پاسخ سازه مورد بررسی قرار گرفت. در این مطالعه مشخص شد که به جای طول دهانه، نسبت دهانه به عمق در میزان تحمل تیرها در دهانه ای که ستون حذف شده است، موثر می باشد [۷].

هم چنین سلیمانی و اصفهانی در سال ۲۰۱۹ در تحقیقی با استفاده از رفتار غشایی دالها، اثر مقاومت بتن و ضخامت دال بر جلوگیری از خرابی پیشرونده دال های بتن مسلح پس از حذف ناگهانی یک ستون میانی را

- 1 National Institute of Standards and Technology
- 2 Pancake-type Failure
- 3 Zipper-type Failure
- 4 Domino-type Failure
- 5 Mixed-type Failure

بررسی نمودند [۸]. بهنام و همکاران نیز در سال ۲۰۱۹ در مطالعه ای به بررسی خرابی پیشرونده سازه های بلند تحت سناریو های حذف تیر پس از وقوع زلزله پرداخته و به این نتیجه دست یافتند که طبقات بالا تحت سناریو حذف تیر مستعد آسیب بیشتری بوده است [۹]. به علاوه، هادیان فرد و نامجو در سال ۲۰۱۹ عملکرد اتصال نبشی بالا و پایین پیچی و جوشی فولادی را به صورت عددی بررسی نمودند [۱۰]. در تحقیقاتی دیگر، فخارنیا و همکاران در سال ۲۰۲۰ در مطالعه ای به مقایسه رفتار قاب های خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط، در دو حالت پایه ثابت و دارای جداساز لرزه ای لاستیکی با هسته سربی تحت خرابی پیشرونده پرداخته و با استفاده از تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی در موقعیت های مختلف حذف ستون به این نتیجه دست یافتند که افزودن سیستم جداساز لرزه ای به سازه باعث کاهش پاسخ سازه تحت زلزله می شود. همچنین نتایج تحلیل های خرابی پیشرونده در این تحقیق نشان داد که افزایش تعداد طبقات سازه موجب کاهش پتانسیل خرابی پیشرونده شده و استفاده از سیستم جداساز لرزه ای تاثیر قابل توجهی در موضعی کردن خرابی ها تحت بارهای لرزه ای و جلوگیری از گسترش آنها در سازه شده است [۱۱].

به همین ترتیب، یآوری و همکاران در سال ۲۰۲۰ به بررسی اثرات شدت نامنظمی پیچشی و میزان مقاومت لرزه ای سازه بر پتانسیل خرابی پیشرونده سازه های فولادی با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه پرداختند. نتایج نشان داد سازه های طراحی شده با شدت نامنظمی پیچشی بیشتر، مقاومت بیشتری در برابر گسیختگی پیشرونده دارند. همچنین سازه های واقع در ساختگاه با سطح لرزه خیزی بالاتر پتانسیل خرابی پیشرونده کمتری دارند [۱۲]. به عنوان مثال دیگر، محمدی و باقری پور در سال ۲۰۲۱ به بررسی پاسخ ساختمان های فولادی مجهز به مهاربند های کمانش ناپذیر در برابر خرابی پیشرونده پرداختند [۱۳]. هم چنین، سمسارها و همکاران در سال ۲۰۲۱ به بررسی امکان وقوع خرابی پیشرونده در طراحی لرزه ای سازه های فولادی تحت سناریوهای حذف ستون پس از وقوع زمین لرزه پرداختند. در این مطالعه مشخص گردید دو عامل رفتار و مشخصات لرزه ای می توانند امکان وقوع خرابی پیشرونده را افزایش دهند [۱۴]. در تحقیقی دیگر مقرون و همکاران در سال ۲۰۲۲ مقاومت قاب های خمشی فولادی تحت بارگذاری لرزه ای در خرابی پیشرونده تحت اثر خواص لرزه ای رکورد های شتاب از جمله پیشینه شتاب، شدت آریاس و محتوای فرکانسی ارزیابی کردند [۱۵].

با توجه به اینکه سیستم های باربر جانبی مختلف دارای مشخصات منحصر به فرد خود می باشند، بررسی اثرات این مشخصات بر روی پتانسیل

جدول ۱. مقاطع مورد استفاده اعضاء در مدل سازی

Table 1. Cross-section dimensions of steel elements

سیستم باربری جانبی	تعداد طبقات	مقاطع ستون	مقاطع تیر	مقاطع بادبند
قاب خمشی ساده	۳	BOX 45X45	IPE240	---
قاب خمشی دارای مهاربند واگرای هشتی شکل	۳	BOX 45X45	IPE240	2UPN80X8
قاب خمشی دارای مهاربند همگرای ضربدری	۳	BOX 45X45	IPE240	2UPN80X8
قاب خمشی دارای مهاربند زانویی	۳	BOX 45X45	IPE240	IPE200

۲- الگوسازی نظری

با توجه به اهمیت موضوع خرابی پیشرونده و مطالعات صورت گرفته بر روی آن، در این پژوهش برای تعریف خرابی پیشرونده و معرفی مدل ها از نرم افزار OpenSees استفاده شد. سازه های مورد نظر در این تحقیق قاب های خمشی فولادی دو بعدی مجهز به سیستم های مهاربند همگرای ضربدری<sup>۱</sup>، واگرای هشتی شکل<sup>۲</sup> و زانویی<sup>۳</sup> با سه دهانه ۳ طبقه بوده است. این قاب ها پس از طراحی در نرم افزار OpenSees مدل سازی و سایر مراحل تحقیق در این نرم افزار ادامه داده شد. در جدول ۱ مشخصات مقاطع مورد استفاده در این تحقیق به صورت کامل مشخص گردیده است.

مدلسازی در برنامه OpenSees به صورت کدنویسی بوده است. بار مرده و زنده طبقات جهت سهولت، به طور مشابه برای تمامی طبقات  $kg/m^2$  و  $400$  و عرض چشمه باربر ۳ متر در نظر گرفته شده است. در حین مدل سازی در نرم افزار OpenSees برای معرفی مدل مذکور ابعاد مدل را ۲ و تعداد درجات آزادی در هر گره را ۳ درجه در نظر می گیریم که سه درجه آن انتقالی و سه درجه آن دورانی می باشد. در این مدل محور افقی را محور X و محور قائم مدل را محور Y اصلی در نظر گرفته شد. با توجه به اینکه مدل اصلی یک قاب فولادی می باشد، کلیدی ترین مصالح در این

خرابی سازه های فولادی بسیار حائز اهمیت می باشد. در بسیاری از مطالعات پیشین اثر خرابی پیشرونده بر روی سازه های فولادی بررسی شده و اغلب تحت تحلیل های استاتیکی و دینامیکی مورد بررسی قرار گرفته و قیاس شدند. در این مطالعات مشخص شد که تحلیل های استاتیکی تا حد زیادی محافظه کارانه بوده و تحلیل های دینامیکی پیشینه پاسخ منطقی تری را ارائه می دهند. بنابراین بررسی خرابی پیشرونده در هنگام وقوع زلزله در قاب های فولادی بسیار مهم بوده و بررسی رفتار سیستم های باربر جانبی در تعمیر بخشدن به پاسخ ها و غنای تحقیق نیز، مورد توجه بسیار است. علی رغم اینکه در سال های اخیر موارد متعددی از این پدیده در کشور ما رخ داده است (به عنوان مثال فروریژش کلی یکی از ساختمان ها در منطقه سعادت آباد تهران)، تدبیر ویژه ای برای مقابله با پدیده خرابی پیشرونده در مجموعه مقررات ملی ساختمان اندیشیده نشده است [۱۶]. بنابراین در این مطالعه به بررسی اثرات سیستم های باربر جانبی مختلف بر پتانسیل خرابی قاب خمشی فولادی تحت خرابی پیشرونده لرزه ای پرداخته شده است. در این راستا قاب خمشی فولادی با تعداد طبقات مختلف در محیط نرم افزار OpenSees مدل سازی شد [۱۷] و سپس با تجهیز این قاب به سیستم های باربر جانبی گوناگون، تحت اثر حذف ستون طی دو سناریوی مختلف (ستون کناری و میانی در تراز طبقه اول) در حین اعمال سه شتاب نگاشت زلزله (ال سنترو، سان فرناندو و کوبه) مورد بررسی و حداکثر پاسخ ها ملاک عمل قرار گرفت.

- 1 Concentric X-Bracing System
- 2 Eccentric Chevron-Bracing System
- 3 Knee-Bracing System

جدول ۲. زلزله ها و مشخصات رکورد آنها در این مطالعه

Table 2. Earthquakes and their characteristics used in this study

Effective Duration(s)	PGD(cm)	PGV(cm/s)	PGA(g)	مولفه	Epicentral Distance (km)	زلزله
۷/۲۷	۱۱/۷۳	۵۴/۳	۱/۱۶	طولی		
۷/۰۳	۳۵/۵	۱۱۲/۵	۱/۲۲	عرضی	۱۱/۸۶	سان فرناندو ۱۹۷۱
۶/۸۴	۱۸/۲۵	۵۶/۵	۰/۶۹	قائم		
۲۴/۱۱	۱۳/۳۲	۲۹/۸	۰/۳۱۳	طولی		
۲۳/۹۶	۲۳/۹۱	۳۰/۲	۰/۲۱۵	عرضی	۱۲/۹۹	ایمپریال ولی ۱۹۴۰
۱۸/۷۹	۹/۱۶	۱۰/۷	۰/۲۰۵	قائم		
۹/۷۲	۹/۵۲	۳۷/۳	۰/۵۰۹	طولی		
۱۱/۲۳	۱۱/۲۶	۳۶/۶	۰/۵۰۳	عرضی	۸/۷۰	کوبه ۱۹۹۵
۱۰/۵۲	۵/۶۲	۱۷/۳	۰/۳۷۱	قائم		

خرابی پیش رونده بصورت دینامیکی تمامی دهانه‌ها ترکیب باری شامل بار مرده بعلاوه یک چهارم بار زنده را تجربه می نمایند. این درحالیست که در تحلیل استاتیکی، بار دهانه‌ای که شامل ستون حذفی نمی باشند و مشابه حالت دینامیکی، ولیکن دهانه‌هایی که در ارتباط با ستون حذف شده هستند به میزان دو برابر سایر دهانه‌ها می‌بایست که بارگزاری شوند. جهت انجام تحلیل خرابی پیش رونده دینامیکی تحت شتاب نگاشت‌های مطرح شده، بارگذاری دینامیکی پیشنهادی آیین نامه در حین تحلیل ثقلی به سازه اعمال و سپس سازه وارد تحلیل دینامیکی شده است. در گام تحلیل دینامیکی شتاب‌نگاشت‌ها به سازه اعمال و در گام مورد نظر المان در نظر گرفته شده در سناریوی از پیش تعریف شده، حذف شد. در این تحقیق شتاب‌نگاشت‌ها شامل رکورد زلزله‌های معروف مانند سان فرناندو، امپریال ولی و کوبه بود. مشخصات شتاب نگاشت‌ها در جدول ۲ آورده شده است.

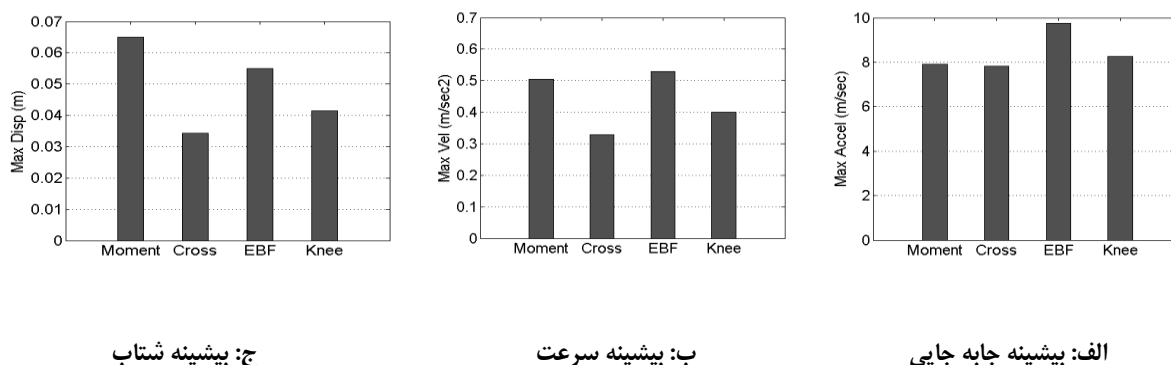
### ۳- نتایج و بحث

در این تحقیق با بررسی قابی به ارتفاع ۳ طبقه با سیستم‌های سازه‌ای قاب خمشی، قاب مهاربندی ضربدری، قاب مهاربندی واگرا و قاب مهاربندی زانویی به بررسی پتانسیل خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای تحت دو سناریو (سناریو اول مربوط به حذف ستون کناری و سناریو دوم مربوط به حذف ستون میانی) پرداخته شده است. شیوه استفاده شده در این مطالعه جهت اجرای

مدلسازی مصالح فولادی بوده که از مصالح Steel02 به این منظور استفاده شده است. فرضیاتی مانند المان‌ها به صورت پلاستیسیته گسترده، اثرات P-Delta در ستون‌ها، قاب‌ها به صورت خمشی بوده و اتصالات به صورت صلب و حذف ستون مورد نظر به صورت کامل و در حین تحلیل تاریخچه زمانی در نظر گرفته شده است. در این مدل از المان تیر ستون-تیر-ستون بر مبنای جابه جایی برای معرفی المان‌های تیر و ستون استفاده شده است. همچنین از اثرات چشمه اتصال و از اندک‌نش خاک-سازه صرف نظر شده است. سقف‌ها با المان شل الاستیک مدلسازی شده اند و شتاب نگاشت‌ها در یک راستای اصلی متعامد قاب اعمال شده اند. جهت اعتبار سنجی نحوه مدلسازی و همچنین نحوه شبیه سازی خرابی پیش‌رونده، از مطالعه آزمایشگاهی قاب فولادی دوبعدی که توسط ساداکی و همکاران در سال ۲۰۱۰ استفاده شد [۱۸]. در این مطالعه یک قاب دو دهانه فولادی در نظر گرفته شده که ستون میانی در حین آزمایش به سمت پایین تحت بارگذاری قرار گرفته و نمودار نیروی اعمالی در برابر جابجایی قائم ترسیم گردیده است. پس از مدلسازی مدل مربوطه برای بررسی صحت مدل، اشکال مودی مدل پس از یک تحلیل ارتعاش آزاد، استخراج و بررسی شد.

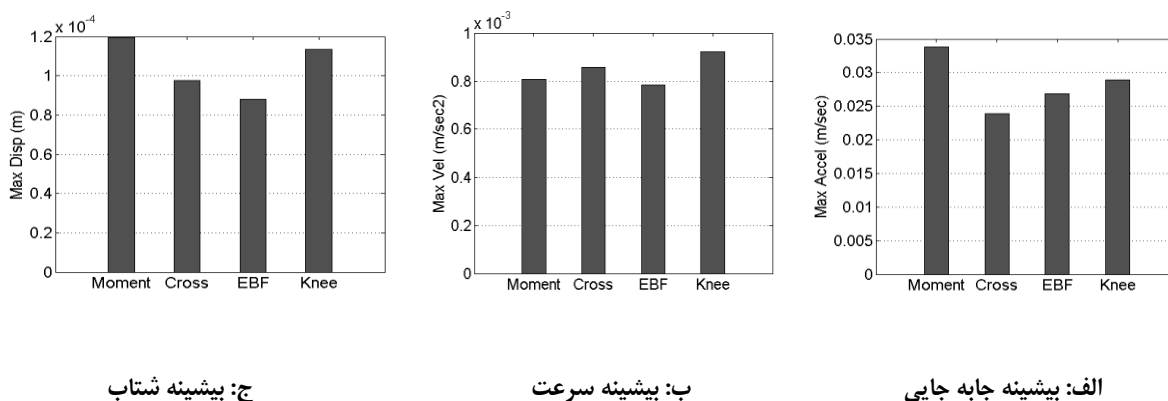
در این تحقیق از شیوه ارائه شده توسط آیین نامه GSA جهت اعمال بار گسترده به قاب‌ها استفاده شده است. در این آیین نامه جهت انجام تحلیل





شکل ۱. بیشینه مقادیر پاسخ لرزه ای در گره فوقانی از ستون حذف شده کناری از مدل قاب سه طبقه تحت تحریک زلزله السنترو

Fig. 1. Maximum seismic response of the upper node of the removed side-column for the 3-story frame model under El Centro earthquake excitation: a) displacement; b) velocity; and c) acceleration



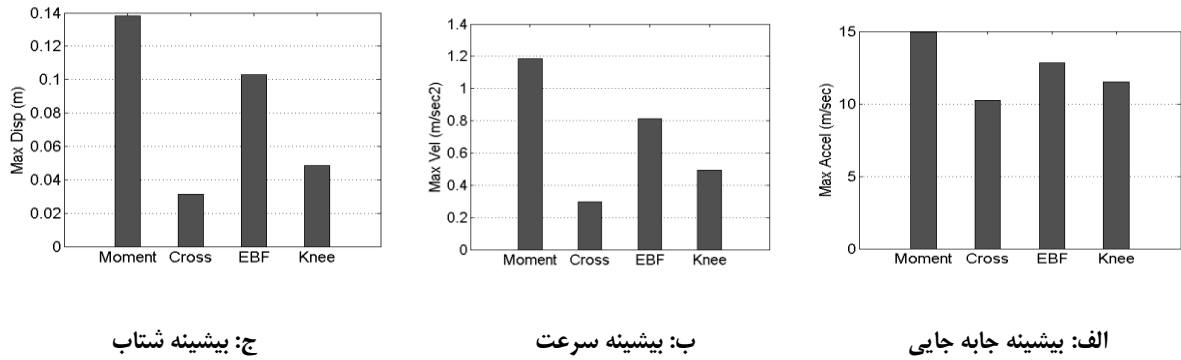
شکل ۲. بیشینه مقادیر پاسخ لرزه ای در گره فوقانی از ستون حذف شده میانی از مدل قاب سه طبقه تحت تحریک زلزله السنترو

Fig. 2. Maximum seismic response of the upper node of the removed middle-column for the 3-story frame model under El Centro earthquake excitation: a) displacement; b) velocity; and c) acceleration

### ۳-۱- نتایج بیشینه پاسخ های لرزه ای

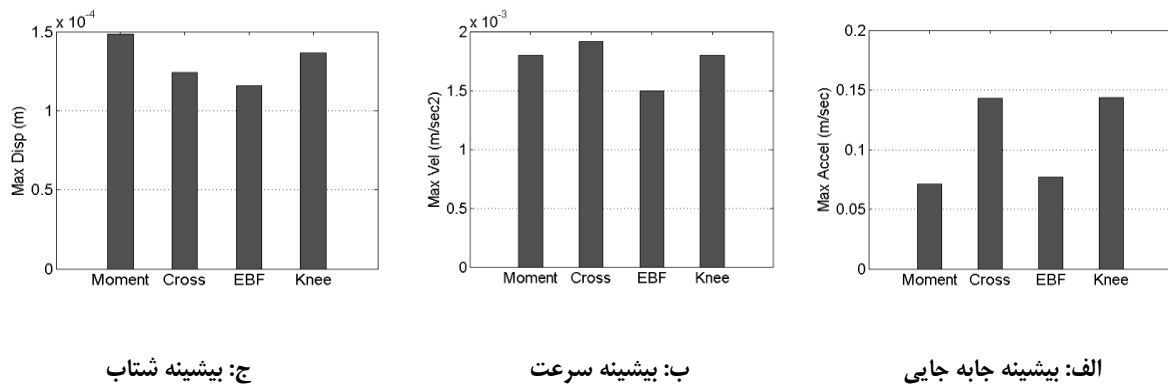
نتایج بیشینه جابه جایی، سرعت و شتاب گره فوقانی ستون حذف شده، مربوط به قاب سه طبقه برای چهار حالت متفاوت قاب خمشی، مهاربندی ضربدری، مهاربندی واگرا و مهاربند زانویی تحت سه شتاب نگاشت معرفی شده در دو سناریو حذف ستون در شکل های ۱ تا ۶ آورده شده است. همانطور که در شکل ۱ مشاهده می شود در تمامی حالات قاب با مهاربند ضربدری کمترین میزان بیشینه جابه جایی، سرعت و شتاب را داشته است. میزان بیشینه جابه جایی ثبت شده برای قاب خمشی نسبت به سایر انواع قاب بیشتر بوده است. همانطور که در شکل ۲ مشاهده می شود با حذف ستون میانی قاب مهاربندی واگرا کمترین میزان جابه جایی و سرعت را ثبت نموده

تحلیل خرابی پیشرونده لرزه ای به این صورت بود که پس از ایجاد مدل و تحلیل ثقلی، مدل کامل درون یک فایل جدید توسط یک حلقه تحلیل لرزه ای فراخوانی شد در گام مورد نظر که در این مطالعه زمان رخداد PGA می باشد، اعمال شد. المان مورد نظر با توجه به سناریو تعریف شده حذف شد. در این شیوه المان مورد نظر در سناریو از پیش تعریف شده به طور کامل از سیستم سازه ای حذف و اثرات حذف آن المان مستقیماً قابل برداشت می باشد. به علاوه سه شتاب نگاشت السنترو، سانفراندو و کوبه استفاده شد که این سه از دسته شتاب نگاشت های مورد استفاده به صورت مکرر در مطالعات تحقیقاتی در حوزه مهندسی زلزله می باشند.



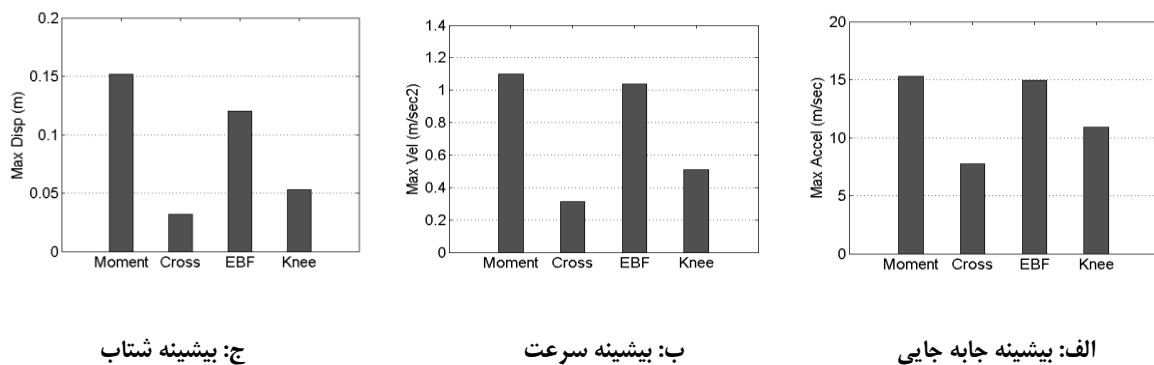
شکل ۳. بیشینه مقادیر پاسخ لرزه ای در گره فوقانی از ستون حذف شده کناری از مدل قاب سه طبقه تحت تحریک زلزله سان فرناندو

Fig. 3. Maximum seismic response of the upper node of the removed side-column for the 3-story frame model under San Fernando earthquake excitation: a) displacement; b) velocity; and c) acceleration



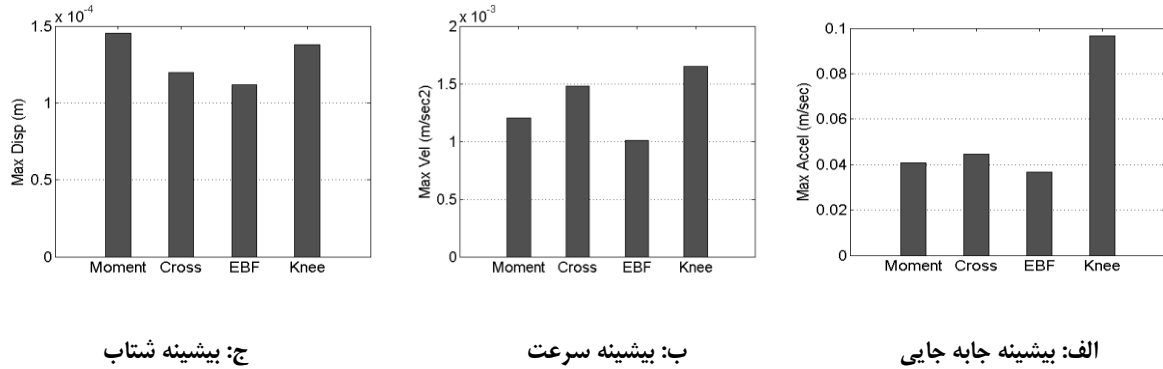
شکل ۴. بیشینه مقادیر پاسخ لرزه ای در گره فوقانی از ستون حذف شده میانی از مدل قاب سه طبقه تحت تحریک زلزله سان فرناندو

Fig. 4. Maximum seismic response of the upper node of the removed middle-column for 3-story frame model under San Fernando earthquake excitation: a) displacement; b) velocity; and c) acceleration



شکل ۵. بیشینه مقادیر پاسخ لرزه ای در گره فوقانی از ستون حذف شده کناری از مدل قاب سه طبقه تحت تحریک زلزله کوبه

Fig. 5. Maximum seismic response of the upper node of the removed side-column for the 3-story frame model under the Kobe earthquake excitation: a) displacement; b) velocity; and c) acceleration



شکل ۶. بیشینه مقادیر پاسخ لرزه ای در گره فوقانی از ستون حذف شده میانی از مدل قاب سه طبقه تحت تحریک زلزله کوبه

Fig. 6. Maximum seismic response of the upper node of the removed middle-column for 3-story frame model under the Kobe earthquake excitation: a) displacement; b) velocity; and c) acceleration

مقادیر تحت زلزله السنترو کمتر می باشد.

### ۳-۲- نتایج تاریخچه پاسخ های لرزه ای

در این قسمت پاسخ سیستم های مختلف با در نظر گرفتن مقایسه قاب خمشی ساده بدون مهاربند در قاب مجهز شده به سیستم های مهاربندی ضربدری، واگرا و زانویی تحت سه زلزله با در نظر گرفتن حذف ستون کناری در شکل های ۱۱ تا ۱۳ ارائه گردیده است. همانطور که در شکل ۱۱ مشاهده می شود تفاوت پاسخ بین قاب خمشی و قاب مهاربندی ضربدری مخصوصا در تاریخچه جابه جایی بسیار زیاد بوده و در مرحله بعد قاب مهاربندی زانویی و سپس قاب مهاربندی واگرا قرار می گیرد.

همانطور که در شکل ۱۲ مشاهده می شود تاریخچه جابه جایی تفاوت زیادی بین حالات قابها نشان داده و همچنین قابهای مهاربندی جابه جایی ماندگار کمتری را نسبت به قاب خمشی ثبت نموده اند. در این بین قاب مهاربندی ضربدری کمترین میزان جابه جایی ماندگار را تحت زلزله سانفرناندو نشان داده است.

همانطور که در شکل ۱۳ مشاهده می شود تحت زلزله کوبه تمامی قابها دارای جابه جایی ماندگار می باشند که این مورد در تاریخچه پاسخ جابه جایی بسیار مشهود می باشد ولیکن قابهای مهاربندی شده، جابه جایی ماندگار کمتری را ثبت نموده که در این بین قاب مهاربندی ضربدری کمترین میزان جابه جایی ماندگار را نمایش می دهد.

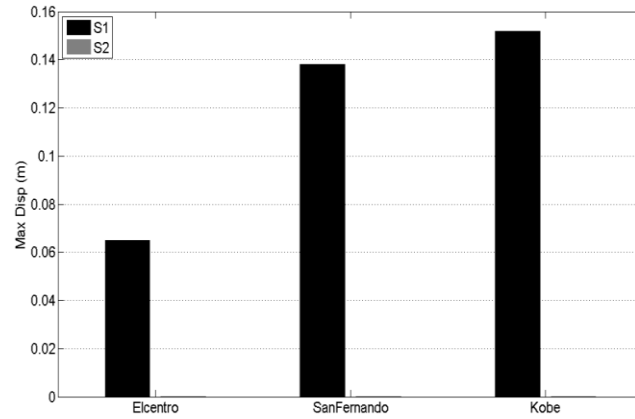
است و همینطور قاب خمشی بیشترین مقدار جابه جایی و شتاب را در این حالت ثبت کرده است. با توجه به شکل ۳ مشاهده می شود قاب مهاربندی ضربدری کمترین میزان جابه جایی، سرعت و شتاب ناشی از حذف ستون کناری تحت زلزله سان فرناندو را داشته است. از شکل ۴ نتیجه می شود که قاب مهاربندی واگرا کمترین میزان جابه جایی و سرعت ناشی از حذف ستون میانی تحت زلزله سان فرناندو را دارا بوده است. همانطور که در شکل ۵ مشاهده می شود قاب مهاربندی ضربدری کمترین میزان بیشینه پاسخ را در حالت حذف ستون کناری تحت زلزله کوبه داشته است. همانطور که در شکل ۶ مشاهده می شود قاب مهاربندی واگرا کمترین میزان بیشینه پاسخ را در حالت حذف ستون میانی تحت زلزله کوبه را داشته است.

در شکل های ۷ تا ۱۰ بیشینه پاسخ قاب های مختلف سه طبقه تحت زلزله های مختلف ارائه و نتایج بین حالات سناریو ۱ و ۲ مقایسه شده است. همانطور که در شکل ۷ مشاهده می شود در تمامی حالات با حذف ستون کناری مقدار بیشینه بیشتری نسبت به حذف ستون میانی رخ داده است.

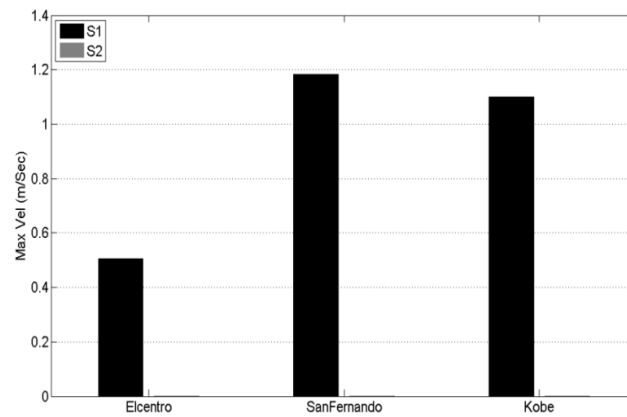
همانگونه که در شکل ۸ مشاهده می شود در تمامی حالات بیشینه مقادیر در حالت حذف ستون کناری بیشتر است.

باتوجه به شکل ۹ مشاهده می شود که در تمامی حالات بیشینه مقادیر تحت زلزله السنترو کمتر می باشد.

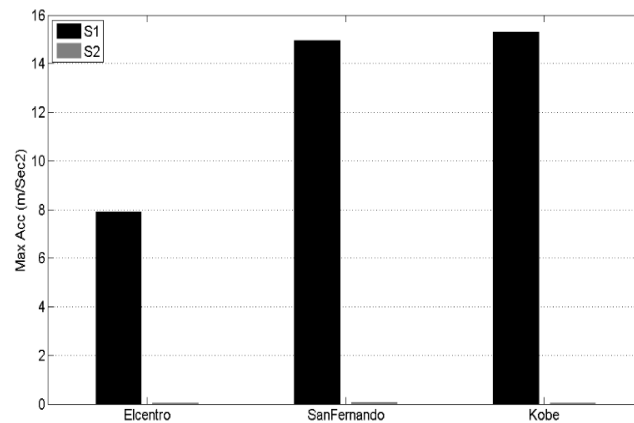
با توجه به شکل ۱۰ مشاهده می شود که در تمامی حالات بیشینه



الف: بیشینه جابه جایی



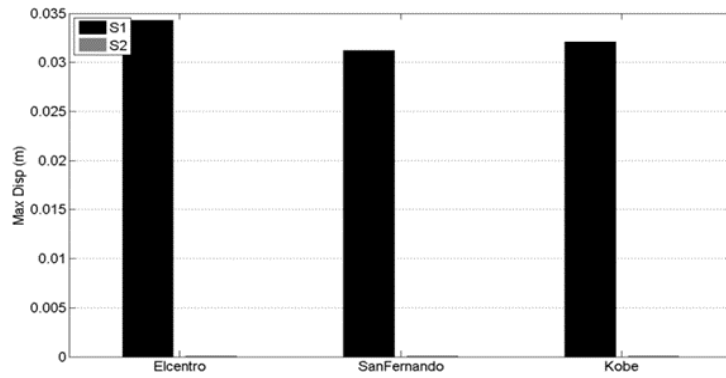
ب: بیشینه سرعت



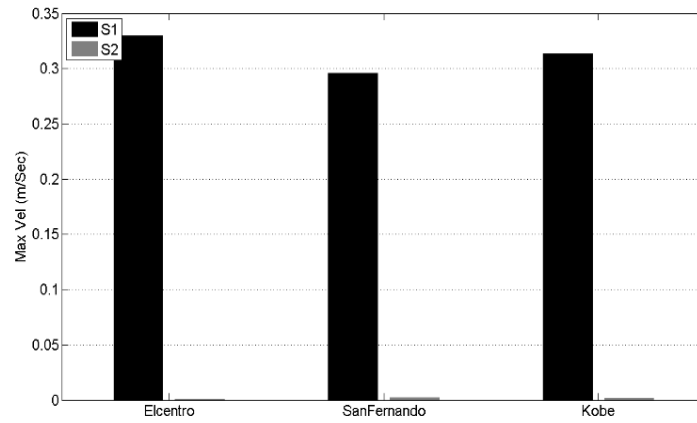
ج: بیشینه شتاب

شکل ۷. بیشینه مقادیر پاسخ لرزه ای در گره فوقانی از ستون حذف شده میانی یا کناری از مدل سه طبقه با سیستم قاب خمشی

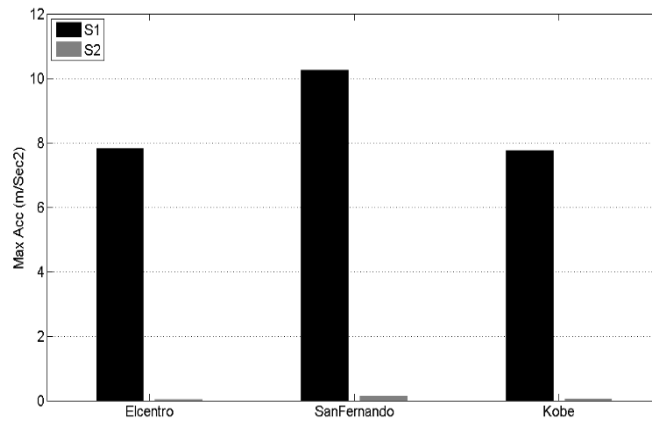
Fig. 7. Maximum seismic response of the upper node of the removed side-column or middle-column for 3-story model with moment frame system: a) displacement; b) velocity; and c) acceleration



الف: بیشینه جابه جایی



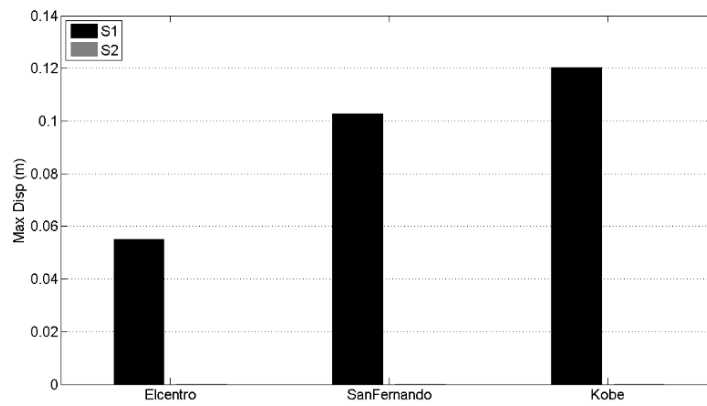
ب: بیشینه سرعت



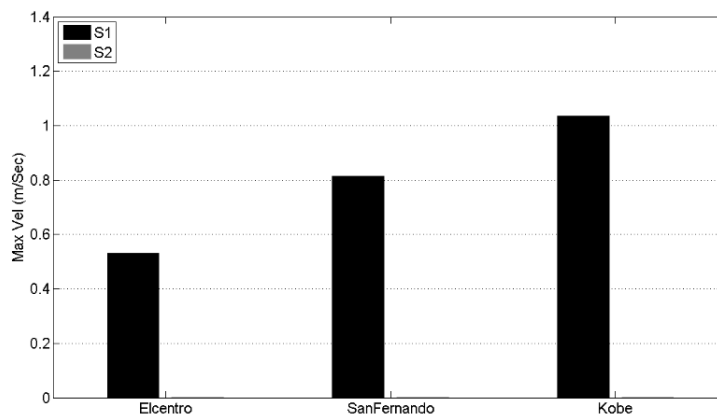
ج: بیشینه شتاب

شکل ۸. بیشینه مقادیر پاسخ لرزه ای در گره فوقانی از ستون حذف شده میانی یا کناری از مدل سه طبقه با سیستم مهاربند ضربدری

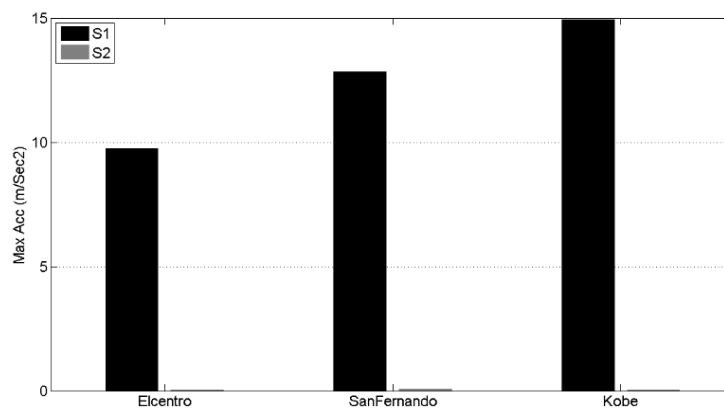
Fig. 8. Maximum seismic response of the upper node of the removed side-column or middle-column for 3-story model with X-bracing system: a) displacement; b) velocity; and c) acceleration



الف: بیشینه جابه جایی



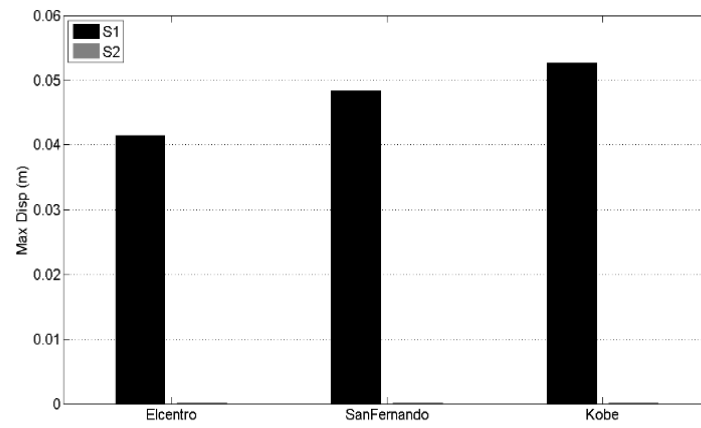
ب: بیشینه سرعت



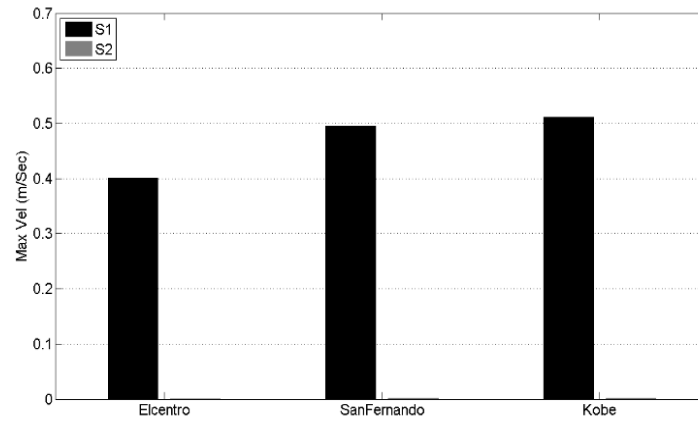
ج: بیشینه شتاب

شکل ۹. بیشینه مقادیر پاسخ لرزه ای در گره فوقانی از ستون حذف شده میانی یا کناری از مدل سه طبقه با سیستم مهاربند واگرا

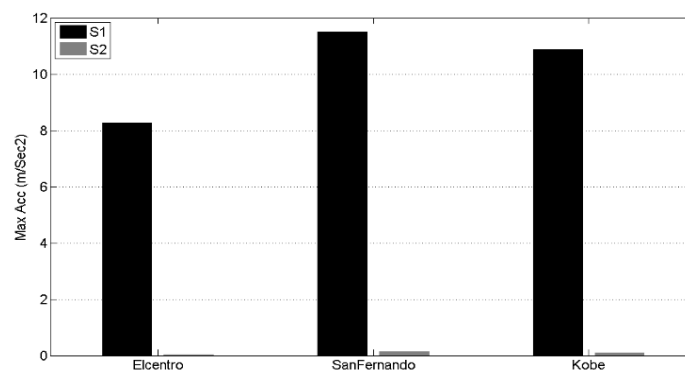
Fig. 9. Maximum seismic response of the upper node of the removed side-column or middle-column for 3-story model with eccentric-bracing system: a) displacement; b) velocity; and c) acceleration



الف: بیشینه جابه جایی



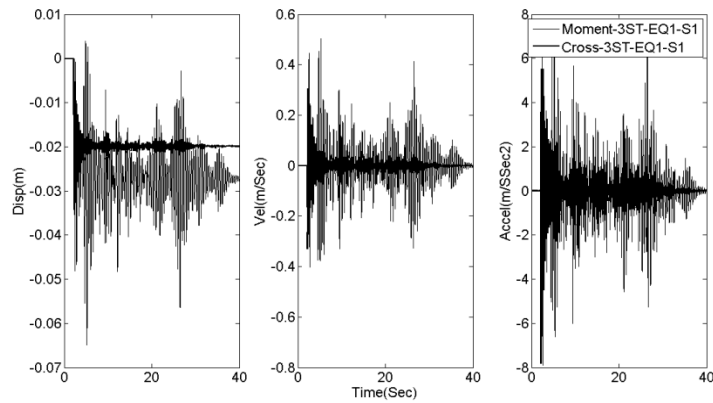
ب: بیشینه سرعت



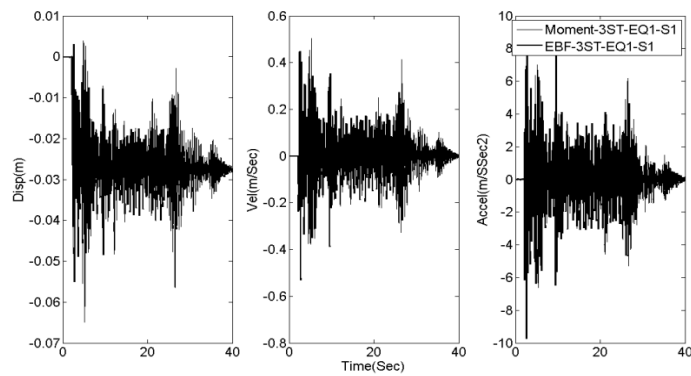
ج: بیشینه شتاب

شکل ۱۰. بیشینه مقادیر پاسخ لرزه ای در گره فوقانی از ستون حذف شده میانی یا کناری از مدل سه طبقه با سیستم مهاربند زانوئی

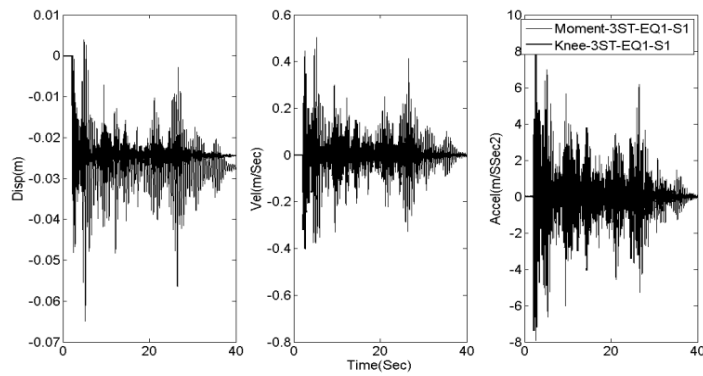
Fig. 10. Maximum seismic response of the upper node of the removed side-column or middle-column for 3-story model with knee-bracing system: a) displacement; b) velocity; and c) acceleration



الف: قیاس بین قاب خمشی با قاب مهاربندی ضربدری



ب: قیاس بین قاب خمشی با قاب مهاربندی واگرا

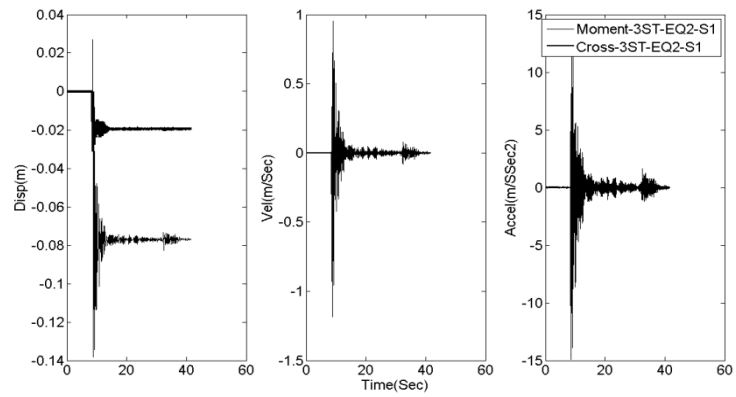


ج: قیاس بین قاب خمشی با قاب مهاربندی زانویی

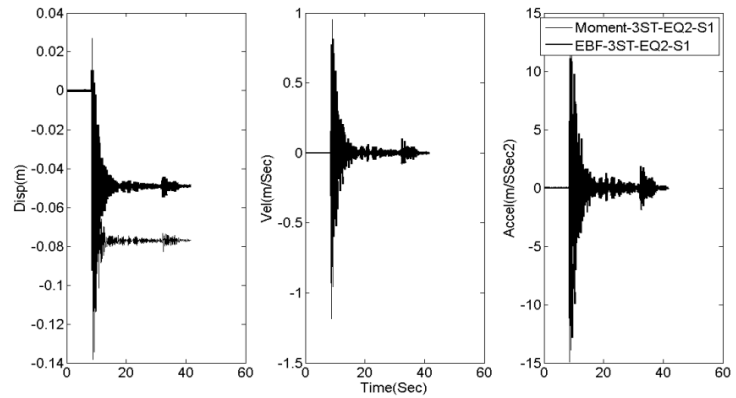
شکل ۱۱. تاریخچه پاسخ قاب سه طبقه تحت زلزله السنترو در حالت حذف ستون کناری

Fig. 11. Seismic response histories for 3-story model by the side-column removal scenario under El Centro earthquake excitation. Moment frame system versus: a) X-bracing system; b) eccentric-bracing system; c) knee-bracing system.

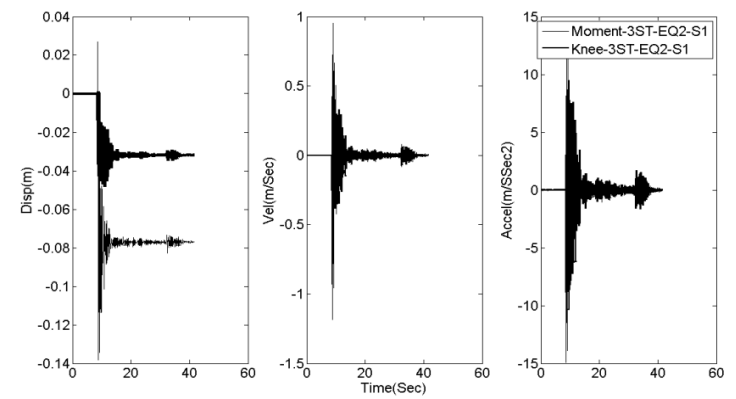




الف: قیاس بین قاب خمشی با قاب مهاربندی ضربدری



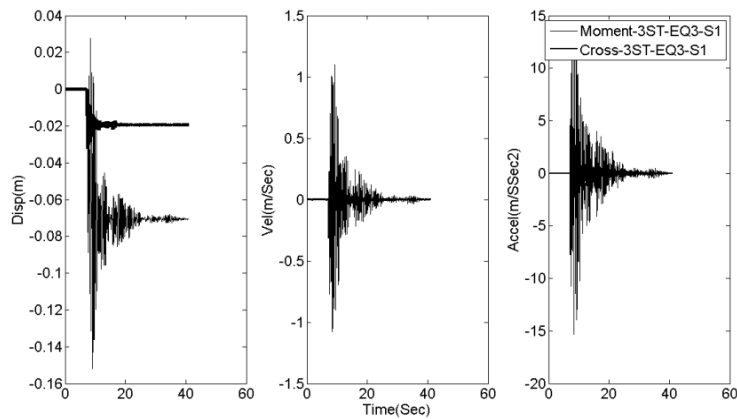
ب: قیاس بین قاب خمشی با قاب مهاربندی واگرا



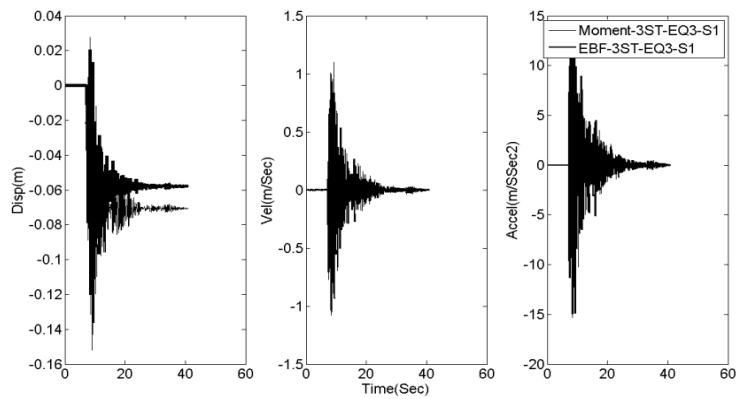
ج: قیاس بین قاب خمشی با قاب مهاربندی زانویی

شکل ۱۲. تاریخچه پاسخ قاب سه طبقه تحت زلزله سانفرناندو در حالت حذف ستون کناری

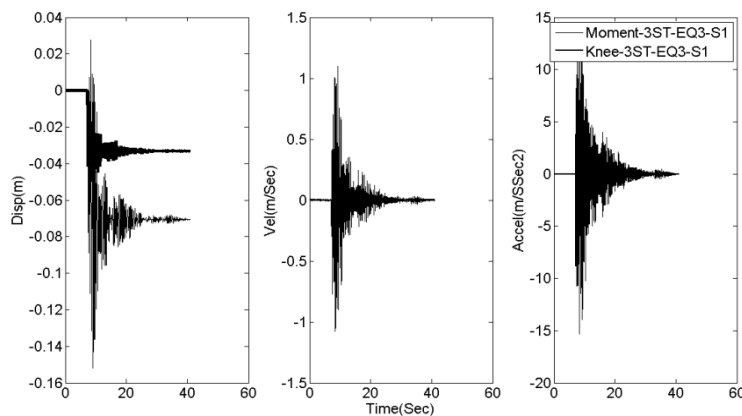
Fig. 12. Seismic response histories for 3-story model by the side-column removal scenario under San Fernando earthquake excitation. Moment frame system versus: a) X-bracing system; b) eccentric-bracing system; c) knee-bracing system.



الف: قیاس بین قاب خمشی با قاب مهاربندی ضربدری



ب: قیاس بین قاب خمشی با قاب مهاربندی واگرا



ج: قیاس بین قاب خمشی با قاب مهاربندی زانویی

شکل ۱۳. تاریخچه پاسخ قاب سه طبقه تحت زلزله کوبه در حالت حذف ستون کناری

Fig. 13. Seismic response histories for 3-story model by the side-column removal scenario under the Kobe earthquake excitation. Moment frame system versus: a) X-bracing system; b) eccentric-bracing system; c) knee-bracing system.

#### ۴- نتیجه گیری

در این تحقیق پتانسیل خرابی پیشرونده لرزه های قاب با ارتفاع سه حالت های قاب خمشی، مهاربندی ضربدری، مهاربندی واگرا و مهاربندی زانویی در دو حالت سناریوی حذف ستون کناری و ستون میانی در طبقه همکف تحت سه شتاب نگاشت مورد بررسی قرار گرفت. نتایج بطور کلی اثر حضور مهاربندها از انواع گوناگون را در کاهش پتانسیل خرابی پیشرونده نمایش داده و مزیت بهره گیری از سیستم های قاب مهاربندی ضربدری در کاهش میزان بیشینه پاسخ در راستای قائم گره فوقانی ستون حذف شده بخوبی مشهود بود. همچنین نتایج حاکی از آن بود که عمده قاب در حالت مهاربند ضربدری کمترین میزان بیشینه پاسخ جابجایی قائم در گره فوقانی ستون حذف شده داشته است. اضافه شدن مهاربند به قاب بطور کلی موجب کاهش میزان جابجایی ماندگار در راستای قائم گره فوقانی ستون حذف شده داشته است. قاب مهاربندی دارای میزان بیشینه سرعت و شتاب قائم کمتر به نسبت قاب خمشی بود. حذف ستون کناری در تمامی حالات، بیشینه پاسخ بیشتری به نسبت حذف ستون میانی داشت که این امر ناشی از وجود المان های تیر و ستون بیشتر در محل ستون میانی بود که حذف ستون میانی را تا حد زیادی جبران نموده است. در حالت حذف ستون میانی عمدتاً قاب با ارتفاع بیشتر دارای مقادیر بیشینه پاسخ بیشتر بود که ناشی از تعداد طبقات بیشتر در بالای ستون حذف شده می باشد. سیستم های مهاربندی می توانند تا ۴۰ درصد میزان جابجایی ماندگار در راستای قائم گره فوقانی ستون حذف شده را به نسبت قاب خمشی معادل کاهش دهند. زمین لرزه با میزان بیشینه شتاب بیشتر و فاصله کانونی کمتر پتانسیل خرابی پیشرونده لرزه ای را در قاب افزایش داده بود.

#### منابع

- Progressive Collapse in Buildings, in, National Institute of Standards and Technology (NIST), U.S. Department of Commerce, Washington, D.C., 2007.
- [5] ASCE, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, in, American Society of Civil Engineer (ASCE), Reston, Virginia, 2007.
- [6] F. Hashemi Rezvani, B. Behnam, H. Reza Ronagh, M.S. Alam, Failure progression resistance of a generic steel moment-resisting frame under beam-removal scenarios, *International Journal of Structural Integrity*, 8(3) (2017) 308-325.
- [7] L. Li, W. Wang, Y. Chen, L.H. Teh, A basis for comparing progressive collapse resistance of moment frames and connections, *Journal of Constructional Steel Research*, 139 (2017) 1-5.
- [8] A. Soleymani, M.R. Esfahani, Effect of concrete strength and thickness of flat slab on preventing of progressive collapse caused by elimination of an internal column, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6(1) (2019) 24-40.
- [9] B. Behnam, F. Shojaei, H.R. Ronagh, Seismic progressive-failure analysis of tall steel structures under beam-removal scenarios, *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 13 (2019) 904-917.
- [10] M.A. Hadianfard, M. Namjoo, Numerical investigation of the behaviour of bolted and welded top and seat angle connection in progressive collapse of steel structures, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6(Special Issue 1) (2019) 5-26.
- [11] M. FakhariNia, T. Bakhshpoori, S. Pourzeynali, The effect of lead rubber bearing seismic isolator on progressive collapse potential of steel moment frames, *Sharif Journal of Civil Engineering (SJCE)*, 36.2(1.1) (2020).
- [12] H. Yavari, M.S. Ghobadi, M. Yakhchalian, Effects of torsional irregularity and seismicity level on progressive collapse potential of steel moment frames, *Journal of Civil and Environmental Engineering*, 50(99) (2020) 71-81.
- [13] Y. Mohammadi, M. Bagheripourasil, Investigation
- [1] FEMA, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, in, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, DC, 2000.
- [2] AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, in, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois 2016.
- [3] A. Faroughi, A.S. Moghadam, M. Hosseini, Seismic progressive collapse of MRF-EBF dual steel systems, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 170(1) (2017) 67-75.
- [4] NIST, Best Practices for Reducing the Potential for

- [16] H.R. Tavakoli, F. Naghavi, A.R. Goltabar, Effect of base isolation systems on increasing the resistance of structures subjected to progressive collapse, *Earthquakes and Structures*, 9(3) (2015) 639-656.
- [17] F. McKenna, OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation, *Computing in Science & Engineering*, 13(4) (2011) 58-66.
- [18] F. Sadek, J.A. Main, H.S. Lew, S.D. Robert, V.P. Chiarito, S. El-Tawil, An experimental and computational study of steel moment connections under a column removal scenario, NIST Technical Note, 1669 (2010).
- [14] H. Semsarha, P. Tehrani, B. Behnam, Post-earthquake progressive failure resistance of steel frames under column-removal scenarios, in: *Structures*, Elsevier, 2021, pp. 1544-1560.
- [15] F. Maghroon, M. Izadinia, N. Solhjoei, E.I.Z. Abadi, Effects of earthquake components on seismic progressive collapse potential of steel frames, *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 46(5) (2022) 3555-3569.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

M. Dinari, A. R. Zareei, A. R. Emami, *Effect of Lateral Load-Resisting Systems on Seismic Progressive Collapse of Steel Moment-Frames Considering Column-Removal Scenarios*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 55(7) (2023) 1363-1378.

DOI: 10.22060/ceej.2023.21103.7618

