



Evaluation of the Performance of Special Eccentrically Braced Frames against Seismic Progressive Collapse under Pulse-type Near-field Earthquakes

N. Siahpolo¹, S. A. Razavi², M. Jalili²

¹Department of Civil Engineering, Institute for Higher Education ACECR, Khuzestan, Iran

²Department of Civil Engineering, Abadan Branch, Islamic Azad University, Abadan, Iran

ABSTRACT: In the event of progressive seismic collapse, the entire columns are not removed and can weaken in a time-dependent manner. For example, the possibility of reducing the carrying capacity of a column is higher in the maximum acceleration of the ground. Therefore, since earthquakes have different parameters such as frequency content, maximum acceleration, effective vibration duration, and other things, they can subject a structure to different effects. This is the special distinction of this phenomenon in contrast to progressive failure under gravity loads, which multiplies its importance. In this article, the ductility of simple and bending frames with special divergent bracing against progressive collapse is evaluated from a seismic point of view. The analysis used is non-linear time history analysis, according to 14 acceleration maps of the near-pulse area of FEMA P695, and non-linear static analysis, which was performed in SAP2000 software. The results showed that the maximum demand for the floor drift angle and rotation of the floor connecting beam in the two scenarios of removing the first and fourth floors for the special bending frame with special eccentrically bracing is 50% of the values of the simple frame with special eccentrically bracing. Except for the bending beam, in the scenario of removing the fourth floor, the maximum values of the floor drift angle for both frames were 0.024 radians, and for the maximum rotation of the floor beam, 0.056 and 0.061 radians, respectively.

Review History:

Received: Aug, 16, 2022

Revised: Apr. 23, 2023

Accepted: Aug, 30, 2023

Available Online: Sep. 05, 2023

Keywords:

Seismic design

seismic progressive collapse

special eccentric steel frame

near field earthquake

pulse type

1- Introduction

Those types of progressive failures that occur under the effect of earthquakes are called progressive seismic failures. Starusk has classified progressive collapse into 4 groups and 6 types [1]. He investigated the possible mechanisms of progressive collapse in structures. By carefully studying the mechanism of progressive collapse and types of collapses, it was determined that some types of progressive collapse will occur during an earthquake. This phenomenon can occur as a result of factors such as sudden rupture between the frame, the presence of short columns, twisting in the building, or weakness in design and implementation. Also, in severe earthquakes, some specific members may be damaged early causing load redistribution and the beginning of progressive collapse [2].

The existing methods to analyze and apply the column removal mode in the progressive collapse are mostly for the gravity and explosive progressive collapse mode in which the column or member is completely removed, but in the progressive seismic failure, seismic loads and the column removal process are both dynamic identities and They are non-linear and due to an earthquake, the columns are not removed completely, and the column can be weakened depending on the time. For example, the possibility of reducing the bearing

capacity of a column is higher at the maximum acceleration of the earth. Therefore, since earthquakes have non-identical components such as frequency content, the maximum acceleration, duration of effective vibration and other things can subject a structure to different effects. Therefore, in progressive seismic collapse, instead of removing the member completely, the desired column or member will be weakened [3].

Considering the major focus of researchers on the investigation of structures under progressive failure, it is necessary, considering the importance of the topic of researchers in the subject of progressive seismic collapse, to try to create a bridge between the series of previous research to overlap research and gain insight. Right from the concepts and clarifying the ambiguous things, the result of these results can be provided in the form of guides and instructions and finally used for use in the industry and creating resistant structures against this phenomenon.

2- Methodology

In this article, the evaluation of the progressive collapse under earthquake was discussed with regard to the earthquake near the pulse-type area, and in that simple and special bending steel models with special divergent bracing and three types

*Corresponding author's email: n_siahpolo@yahoo.com



of yield behavior of the connecting beam including shear behavior, bending behavior, and bending-shear behavior. They were subjected to seismic progressive collapse analysis under different modes.

To evaluate and investigate progressive seismic collapse, two-dimensional models were made with simple and bending steel frames with special eccentrically bracing. The number of floors is 8 and the height is 3.3 meters. The number of openings of the frame is 4 openings in length of 5 and 8 meters, which have eccentrically bracing in the side openings of the frame. The bracing connection in both bending and simple frames is hinged, and the support conditions for connecting the column to the foundation are considered in the hinged bending frame and the hinged simple frame.

3- Examining the responses with a 5-meter span under nonlinear time history analysis

To evaluate the progressive seismic damage of the models under 14 accelerometers of the near-pulse area, a nonlinear time history analysis was performed, and then the average values were obtained to extract the graphs. In the following, the results of the nonlinear time history analysis in progressive seismic collapse are examined and compared.

In the process of removing the column and bracing on the first floor, although the frames with bending connection experience a lower amount than the connections with shear and shear-bending performance in terms of the distribution of the relative lateral displacement angle in the floors; the links with shearing behavior have a uniform distribution and the values of relative lateral displacement angle in special bending frames with shear link beams in the first and fourth-floor removal cases are 0.017 and 0.014 radians, respectively, from the maximum value of the lateral displacement angle. The allowed ratio of 0.02 does not exceed the 2800 standard.

The absolute displacement demand of the floors in Figure 1 shows that in the case of removing the first floor for both simple and special bending frames, the frames with shear-

bending beams have the highest absolute displacement demand equal to 0.548 and 0.456 meters, respectively. and the frames with bending links with the maximum values of absolute displacement demand of 0.409 and 0.362 meters have the lowest values relative to the other two link beams.

In the case of removal on the fourth floor, the special bending frame with shear beam, with the maximum value of absolute displacement demand equal to 0.262 meters, has the lowest value in the roof height, and the simple frame with bending beam with the value of 0.362 meters has the lowest displacement. It has a roof.

In this article, after investigating the progressive damage due to the earthquake in the area near the fault in steel structures with divergent bracing, it has been tried to show that when the initial failure caused by an earthquake occurs in a member of a steel structure with special eccentrically bracing, what is the structure like? It will show the performance and what is the effect of increasing the span length on the behavior of steel frames with special eccentric brace under progressive seismic failure affected by the earthquake near the pulse-type fault. Although in terms of the distribution of the angle of relative lateral displacement in the floors, the special bending frame with special divergent bracing and the bending beam experience lower values, but the shear beam has a better uniform distribution and the maximum demand of the angle of relative lateral displacement of the shear beam is in The 5-meter opening was 0.017 and 0.014 radians for the removal mode in the first and fourth floors, respectively, which does not exceed the permissible limits of the relative lateral displacement angle of 0.02 radians. the maximum values in the bending beam are equal to 0.02 and 0.024 radians, and for the shear-bending beam are equal to 0.021 and 0.016 radians. The minimum and maximum demand of the relative lateral displacement angle of the simple frame is experienced by the shear and shear-bending beam of 0.028 radians, which occurs in the case of removing the fourth-floor column and brace.

In this way, the evaluation of steel frames with special eccentrically bracing under the progressive seismic collapse affected by the earthquake in the area near Pulse showed that the special bending frame with special bracing in terms of floor displacement demand, connection beam rotation, and permanent floor displacement is much better than the frame. It is simple and dynamic instability was observed in the simple frame with special eccentrically bracing. Also, in the investigation and effect of the length of the connecting beam in the evaluation of the progressive seismic damage caused by the earthquake in the area near the pulse type, it was found that in the special bending frame with special eccentrically bracing, the best performance of the connecting beam is related to the connecting beam with shear performance, shear- It is bending and finally bending. In simple terms, due to the instability of the demands, it exceeded the permissible limits of the regulation.

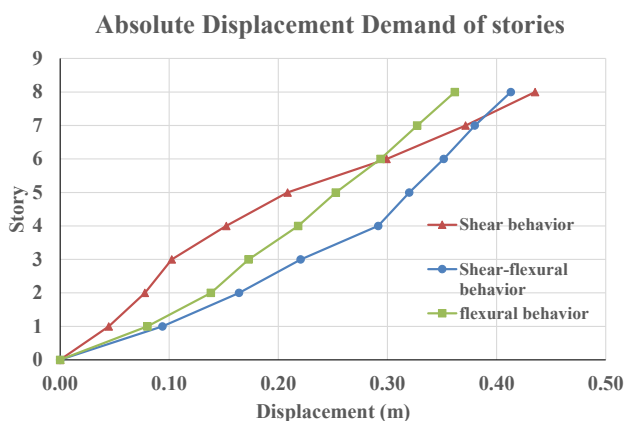


Fig. 1. Demand for changing the absolute displacement with special eccentrically bracing

References

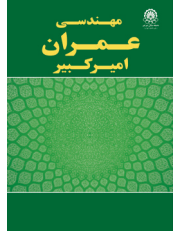
- [1] U. Starossek, Progressive collapse of structures, Thomas Telford London, 2009.
- [2] Y. Tian, K. Lin, L. Zhang, X. Lu, H. Xue, Novel seismic–progressive collapse resilient super-tall building system, Journal of Building Engineering, 41 (2021) 102790.
- [3] S. Karimiyan, Collapse distribution scenario in seismic progressive collapse of RC buildings caused by internal column elimination, Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, 44 (2020) 241-252.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

N. Siahpolo, S. A. Razavi, M. Jalili, Evaluation of the Performance of Special Eccentrically Braced Frames against Seismic Progressive Collapse under Pulse-type Near-field Earthquakes, Amirkabir J. Civil Eng., 55(9) (2023) 403-406.

DOI: [10.22060/ceej.2023.21690.7799](https://doi.org/10.22060/ceej.2023.21690.7799)





ارزیابی عملکرد قاب‌های فولادی دارای مهاربند واگرایی ویژه در برابر خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای تحت زلزله حوزه نزدیک پالس گونه

نوید سیاه‌پلو^{۱*}، سیدعبدالنبی رضوی^۲، مصطفی جلیلی^۱

۱- گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاددانشگاهی خوزستان، اهواز، ایران
۲- گروه مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۱/۰۵/۲۵
بازنگری: ۱۴۰۲/۰۲/۰۳
پذیرش: ۱۴۰۲/۰۶/۰۸
ارائه آنلاین: ۱۴۰۲/۰۶/۱۴

کلمات کلیدی:

طراحی لرزه‌ای
خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای
قاب فولادی واگرایی ویژه
زلزله حوزه نزدیک
پالس گونه

خلاصه: در رخداد خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای، ستون‌ها کامل حذف نشده و وابسته به زمان می‌تواند ضعیف شوند. به طور نمونه احتمال کاهش ظرفیت باربری یک ستون در شتاب حداکثر زمین بیشتر است بنابراین از آنجایی که زمین‌لرزه‌ها دارای مؤلفه‌های غیر یکسانی همچون محتوای فرکانسی، شتاب حداکثر، مدت‌زمان ارتعاش مؤثر و دیگر موارد می‌باشند، می‌توانند یک سازه را تحت اثرات متفاوتی قرار دهند. این موضوع تمایز خاص این پدیده در مقابل خرابی پیش‌رونده تحت بارهای ثقلی است که اهمیت آن را چند برابر می‌نماید. در این مقاله شکل‌پذیری قاب‌های ساده و خمشی با مهاربندی واگرایی ویژه در مقابل خرابی پیش‌رونده با نگاه لرزه‌ای مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. تحلیل مورد استفاده تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، با توجه با ۱۴ شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک پالس گونه FEMA P695 و تحلیل استاتیکی غیرخطی است که در نرم‌افزار SAP2000 انجام گرفته است. نتایج نشان داد بیشینه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و چرخش تیر پیوند طبقات در دو حالت حذف طبقه اول و چهارم برای قاب خمشی ویژه با مهاربندی واگرایی ویژه، ۵۰ درصد مقادیر قاب ساده با مهاربندی واگرایی ویژه می‌باشد. به استثنای تیر پیوند خمشی، در حالت حذف طبقه چهارم که مقادیر بیشینه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات برای هر دو قاب ۰/۰۲۴ رادیان و برای بیشینه چرخش تیر پیوند طبقات به ترتیب ۰/۰۵۶، ۰/۰۶۱ رادیان گردید. از نظر مؤلفه بیشینه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات نیز قاب خمشی ویژه با مهاربندی واگرایی ویژه عملکرد به مراتب بهتر را دارا است و نسبت مقادیر در دو حالت از ۲۶ تا ۱۰۰ درصد متغیر است.

۱- مقدمه

موجود جهت تحلیل و اعمال حالت حذف ستون در خرابی پیش‌رونده، اکثراً برای حالت خرابی پیش‌رونده ثقلی و انفجاری است که در آن ستون و یا عضو مورد نظر کامل حذف می‌شود اما در خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای، بارهای لرزه‌ای و فرآیند حذف ستون هر دو هویتی دینامیکی و غیرخطی دارند و در اثر زلزله ستون‌ها، کامل حذف نمی‌شوند و کاملاً وابسته به زمان می‌تواند ستون ضعیف شود به‌طور نمونه احتمال کاهش ظرفیت باربری یک ستون در شتاب حداکثر زمین بیشتر است بنابراین از آنجایی که زمین‌لرزه‌ها دارای مؤلفه‌های غیر یکسانی همچون محتوای فرکانسی، شتاب حداکثر، مدت‌زمان ارتعاش مؤثر و دیگر موارد می‌باشند می‌توانند یک سازه را تحت اثرات متفاوتی قرار دهند. لذا در خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای بجای حذف کامل عضو، ستون یا اجزای مورد نظر تضعیف خواهد شد [۲].

پایداری سازه همیشه به عنوان یکی از مهم‌ترین اصول مهندسی برای طراحان پروژه‌های عمرانی، مطرح بوده است. یکی از موضوعات عدم پایداری که در دهه‌های اخیر توجه به آن افزایش پیدا کرده است خرابی پیش‌رونده نامیده می‌شود که به علت تصادف، انفجار، زلزله و یا عوامل دیگر، ابتدا یک خرابی موضعی در اعضای سازه رخ می‌دهد و سپس این خرابی به صورت پیش‌رونده به دیگر اعضاء ساختمان منتقل و باعث خرابی کلی می‌شود. آن دسته از خرابی‌های پیش‌رونده که تحت اثر زلزله رخ می‌دهد خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای^۱ نامیده می‌شود. در اثر عواملی همچون گسیختگی آبی میان قاب، وجود ستون کوتاه، پیچش در ساختمان و یا ضعف در طراحی و اجرا نیز، ممکن است در زلزله‌های شدید برخی اعضای خاص زودتر آسیب ببیند و باعث باز توزیع بار و شروع خرابی پیش‌رونده شود [۱]. روش‌های

1 Seismic Progressive Collapse, SPC

2 Feng Fu

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: n_siahpolo@yahoo.com

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لیسانس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لیسانس، از آدرس <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode> دیدن فرمائید.



فرض شده است ستون در بیشینه شتاب زمین حذف می‌گردد سپس یک‌بار دینامیکی با توجه به زمان حذف و زمان قبل و بعد حذف برای بررسی خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای تعریف شده است و مدل‌ها تحت این بار تحلیل شدند. نتایج حاکی از آن است که در قاب خمشی به دلیل استحکام اتصالات و بزرگ‌تر بودن مقاطع تیرچه‌های قاب‌های محیطی، در حالت حذف ستون میانی بیشترین جابجایی مشاهده شد. همچنین جابجایی‌ها در حالت حذف ستون‌های پیرامونی بیشتر از ستون‌های گوشه است که به دلیل اعمال فشار بیشتر تیرها می‌باشد. در قاب‌های مهاربندی شده، حداکثر جابجایی در مورد حذف ستون گوشه و سپس در مورد حذف ستون لبه مشاهده می‌شود [۹].

یاوری^۵ و همکاران (۲۰۱۹) به ارزیابی نامنظمی پیچشی و شدت لرزه‌خیزی ساخت گاه بر ظرفیت قاب‌های خمشی در خرابی پیش‌رونده پرداختند. در آن ساختمان‌های با قاب خمشی ویژه و تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹ طبقه و پلان‌های متفاوت و مساحت یکسان با استفاده از نرم‌افزار SAP 2000 و کمک دستورالعمل GSA مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند. در پژوهش انجام شده که سازه‌ها با برش پایه‌های معادل طبقه‌بندی شده بودند نتایج نشان داد سازه‌های طراحی شده با شدت نامنظمی پیچشی بیشتر، مقاومت بیشتری در برابر گسیختگی پیش‌رونده دارند. همچنین سازه‌های واقع در ساخت گاه با سطح لرزه‌خیزی بالاتر ظرفیت خرابی پیش‌رونده کمتری دارند. میزان تقاضا در مفاصل پلاستیک با افزایش ضریب زلزله، ارتفاع سازه و شدت نامنظمی پیچشی کاهش می‌یابد. به گونه‌ای که هر سه مؤلفه نقش تعیین‌کننده‌ای در شاخص خرابی سازه دارند [۱۰].

آن دسته از خرابی‌های پیش‌رونده که تحت اثر زلزله رخ می‌دهد خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای^۶ نامیده می‌شود. استاروسک^۷ خرابی‌های پیش‌رونده را به ۴ گروه و ۶ نوع طبقه‌بندی کرده است [۱۱]. وی سازوکارهای ممکن پدیده خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها را مورد بررسی قرار داد. با مطالعه دقیق بر روی سازوکار خرابی پیش‌رونده و انواع خرابی‌های رخ داده مشخص گردید که برخی از انواع خرابی پیش‌رونده در هنگام زلزله رخ خواهد داد. این پدیده می‌تواند در اثر عواملی همچون گسیختگی آبی میان قاب، وجود ستون کوتاه، پیچش در ساختمان و یا ضعف در طراحی و اجرا روی دهد. همچنین ممکن است در زلزله‌های شدید برخی اعضای خاص زودتر آسیب ببیند و باعث باز توزیع بار و شروع خرابی پیش‌رونده شوند [۱].

محیطی و بار دیگر از نوع هسته‌ی دیوار برشی در مرکز سازه در ETABS مدل کرد. در این تحقیق که هدف بررسی ساختمان‌های بلند در مقابل خرابی پیش‌رونده بود برای طراحی قسمت فولادی از ضوابط استاندارد انگلستان (BS 5950، ۲۰۰۱ میلادی) و جهت بخش بتنی از ACI 332-08 (۲۰۰۸ میلادی) استفاده کرد. سپس در ABAQUS به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌ها را مورد ارزیابی قرار داد. نتایج نشان داد که در شرایط برابر، تغییر مکان گره فوقانی ستون حذف‌شده در طبقات بالا، بیش‌تر از تغییر مکان ستون حذف‌شده در طبقه‌ی اول است. علاوه بر آن پیشنهاد شد که اعضاء و اتصالات در طبقه‌ای که امکان آسیب و حذف ستون وجود دارد، برای دو برابر نیروی محوری ناشی از ترکیب بار ثقلی طراحی شوند [۳]. رضوانی^۱ و دقایقی^۲ (۲۰۱۵) نیز مطالعه‌ی بر روی سه قاب خمشی فولادی ۶ طبقه با طول دهانه‌های مختلف و لحاظ کردن ضوابط طراحی لرزه‌ای در مدل‌ها انجام دادند. در این تحقیق که بر اساس دستورالعمل UFC 2009 و تحلیل دینامیکی غیرخطی و با نرم‌افزار OPENSEES انجام گرفت. نتایج نشان داد که سازه‌های که برای مناطق با لرزه‌خیزی بسیار زیاد طراحی شده بودند در برابر خرابی پیش‌رونده مقاوم‌تر هستند. همچنین با افزایش طول دهانه مقاومت تیر کاهش یافته و چنانچه طول دهانه به نصف مقدار اولیه تغییر یابد مقاومت قاب‌ها بر مبنای عملکرد دو برابر خواهد شد. علاوه بر آن حذف ستون میانی نسبت به حذف ستون گوشه در طبقه اول، احتمال افزایش خرابی در سازه را بیشتر نشان می‌دهد [۴]. همچنین ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها توسط محققین در گذشته مورد توجه قرار گرفته است [۵-۸].

محمد^۳ و همکاران^۴ (۲۰۱۸) سازه‌های فولادی در مقابل خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای را ارزیابی کردند. هدف بررسی ظرفیت قاب‌های خمشی فولادی مهاربندی شده در مقابل فروریزش پیش‌رونده (مطابق با استانداردهای کشور مصر) تحت زلزله مدنظر قرار گرفت که در آن یک ستون طبقه اول به طور کامل در مکان‌های دلخواه داخل ساختمان با استفاده از روش مسیر جایگزین توصیه شده در دستورالعمل UFC، به منظور مطالعه نتایج و بررسی ایمنی اعضاء مجاور حذف می‌شود. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی سه‌بعدی با استفاده از SAP 2000 انجام گرفت. همه مدل‌های مورد مطالعه ۵ طبقه و با ارتفاع طبقه ۳/۵ و طول دهانه ۶ متر در نظر گرفته شد. در این تحقیق

- 1 FarshadHashemi Rezvani
- 2 Amir MohammadYousefi, Hamid RezaRonagh
- 3 Yara M. Mahmoud
- 4 Maha M. Hassan, Sherif A. Mourad, Hesham S. Sayed

5 Hamed Yavari
6 Seismic Progressive Collapse, SPC
7 Starossek²

پلان مربعی شکل در هر جهت دارای دو دهانه ۴ متری و در پلان مستطیلی شکل شامل دو دهانه در هر طرف که دهانه‌ها در جهت عرضی ۴ متر و در جهت طولی ۶ متر با قاب خمشی معمولی در نرم‌افزار ETABS طراحی شد. سپس با استفاده از نرم‌افزار اجزا محدود LS-DYNA و حذف ستون گوشه در طبقه دوم و به روش مسیر جایگزین^۲ و همچنین با در نظر گرفتن دستورالعمل‌های GSA و UFC مورد بررسی و تجزیه و تحلیل خرابی پیش‌رونده قرار گرفت. نتایج نشان داد که به دلیل گستردگی عرض در یک جهت و عدم تقارن هندسی ساختمان مستطیل شکل، قسمت بالایی ساختمان پس از برداشتن ستون، ناگهان در عرض ۵/۱ ثانیه ۱۰ سانتی‌متر به سمت پایین حرکت کرد. این امر باعث می‌شود بارهای برشی و محوری ستون‌ها و لنگر خمشی تیرها را در مقایسه با ساختمان مربعی تقریباً ۵/۱ برابر افزایش دهد [۱۴].

با عنایت به تمرکز عمده پژوهشگران بروی بررسی سازه‌ها تحت خرابی پیش‌رونده، ضرورت دارند با توجه به اهمیت موضوع محققین در موضوع خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای تلاش کنند که پلی در بین سلسله تحقیقات انجام شده پیشین ایجاد نمایند تا با هم‌پوشانی تحقیقات و به دست آوردن دید درست از مفاهیم و روشن شدن موارد مبهم بتوان ماحصل این نتایج را در قالب راهنماها و دستورالعمل‌ها فراهم آورد و در نهایت برای استفاده در صنعت و ایجاد سازه‌های مقاوم در مقابل این پدیده به کار بست.

۲- روش تحقیق

در این مقاله به ارزیابی خرابی پیش‌رونده تحت زلزله با توجه به زلزله حوزه نزدیک پالس گونه پرداخته شد و در آن مدل‌های فولادی ساده و خمشی ویژه با مهاربندی واگرای ویژه و سه نوع رفتار تسلیمی تیر پیوند شامل رفتار برشی، رفتار خمشی و رفتار خمشی- برشی تحت حالت‌های مختلف مورد تحلیل خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای قرار گرفتند.

در این بخش پس از بررسی مدل صحت سنجی، به بررسی نحوه مدل‌سازی قاب‌های دوبعدی خمشی و معمولی با مهاربندی واگرای شامل جزییات، فرضیات سازه‌ای و طراحی مدل‌ها پرداخته می‌شود. انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها و گام‌های مقیاس‌سازی آن‌ها و آیین‌نامه مورد استفاده در این تحقیق به جهت ارزیابی خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای و تنظیمات مورد نیاز برای تحلیل‌های غیرخطی شامل تحلیل تاریخچه زمانی و بار افزون در بررسی خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای نیز در این بخش آورده شده است.

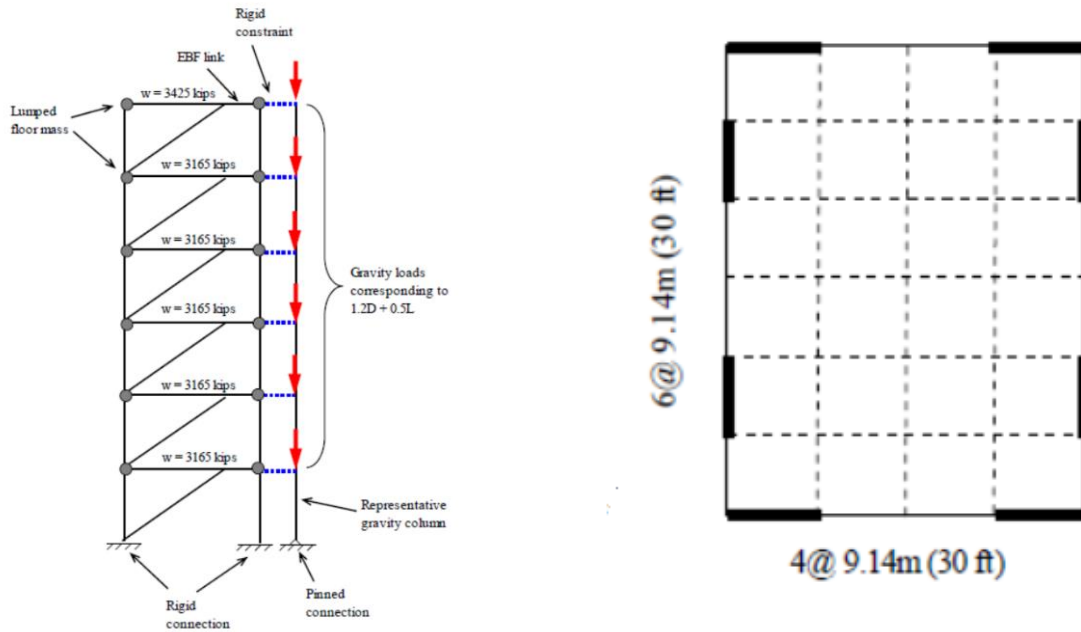
روش‌های موجود جهت تحلیل و اعمال حالت حذف ستون در خرابی پیش‌رونده، اکثراً برای حالت خرابی پیش‌رونده ثقلی و انفجاری است که در آن ستون و یا عضو مورد نظر کامل حذف می‌شود اما در خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای، بارهای لرزه‌ای و فرآیند حذف ستون هردو هویتی دینامیکی و غیرخطی دارند و در اثر زلزله ستون‌ها، کامل حذف نمی‌شوند و کاملاً وابسته به زمان می‌تواند ستون ضعیف شود به طور نمونه احتمال کاهش ظرفیت باربری یک ستون در شتاب حداکثر زمین بیشتر است بنابراین از آنجایی که زمین‌لرزه‌ها دارای مؤلفه‌های غیر یکسانی همچون محتوای فرکانسی، شتاب حداکثر، مدت زمان ارتعاش مؤثر و دیگر موارد می‌باشند می‌توانند یک سازه را تحت اثرات متفاوتی قرار دهند. لذا در خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای بجای حذف کامل عضو، ستون یا عضو مورد نظر تضعیف خواهد شد [۱۲].

در سال ۲۰۲۰ کریمیان^۱، تأثیر حذف ستون داخلی را در سازه‌های بتنی تحت خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای مورد مطالعه قرار داد. در تحقیق انجام گرفته حذف ستون با گسترش و توسعه فروریزش تدریجی به دلیل بارهای زلزله مورد مطالعه قرار گرفت. ساختمان مورد مطالعه یک ساختمان بتنی سه طبقه با دهانه ۵ متری و ارتفاع ۵/۳ متر و سیستم بار جانی قاب خمشی معمولی در نظر گرفته شد که فرآیند خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای حذف ستون داخلی با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و ۲۲ رکورد دور پیشنهاد شده توسط دستورالعمل FEMA-P695 و نرم‌افزار OPENSEES انجام گرفت. در روش عنوان شده به جهت ارزیابی خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای، در گام‌های مختلف تحلیل اعضاء رصد می‌شوند و فروریزش از یک عضو شروع شده و یکی پس از دیگری شروع به از دست دادن ظرفیت خود کرده و تجزیه و تحلیل تا زمانی که سازه ناپایدار شود یا تحلیل به پایان برسد ادامه داده شد. پس از آن عناصر تیر و ستون بحرانی شناسایی خواهند شد. نتایج نشان داد سازوکار خرابی پیش‌رونده و توزیع فروریزش مستقل از سوابق حرکت زمین هستند و با توجه به توزیع‌های فروپاشی تحت بارهای زلزله، احتمال فروپاشی در مراحل اولیه توزیع فروپاشی در تیرهای اطراف و بالا ستون محذوف است. همچنین فروپاشی ابتدا در اطراف محل ستون حذف شده، به صورت عمودی در امتداد ارتفاع سازه رخ می‌دهد و سپس به صورت افقی در طبقات پخش می‌شود [۱۳].

پناهی و زهرایی (۲۰۲۱) عملکرد ساختمان بتنی در پلان (مربع و مستطیل) را تحت خرابی پیش‌رونده مورد مطالعه قرار دادند. در این پژوهش دو ساختمان بتنی سه طبقه، سه‌بعدی با پلان مربع و مستطیلی شکل که در

2 Alternative Path Method, APM

1 Somayyeh Karimiyan



شکل ۱. پلان و قاب صحت سنجی [۱۵]

Fig. 1. Validation plan and frame [15]

جدول ۱. مقاطع قاب مهاربندی واگرای ۶ طبقه [۱۵]

Table 1. Sections of the 6-story eccentrically bracing frame [15]

| طبقه | تیر | مهاربند | ستون چپ | ستون راست |
|------|--------|---------|---------|-----------|
| 1 | W14x82 | W14x132 | W12x96 | W12x152 |
| 2 | W14x68 | W14x109 | W12x96 | W12x152 |
| 3 | W14x68 | W14x109 | W10x68 | W12x106 |
| 4 | W12x50 | W12x106 | W10x68 | W12x106 |
| 5 | W10x45 | W12x87 | W10x68 | W10x68 |
| 6 | W10x45 | W10x68 | W10x68 | W10x68 |

مذکور زاویه تغییر مکان جانبی نسبی در قاب ۶ طبقه تحت زلزله سانی ول^۳ می باشد که جهت صحت سنجی در نظر گرفته شد و پس از مدل سازی و تحلیل مورد بررسی قرار داده شده است.

وزن لرزه ای طبقات و بام به ترتیب برابر ۳۱۶۵ kips و ۳۴۲۵ kips می باشد. در هنگام وقوع زلزله هر قاب یک چهارم وزن را تحمل می کند. با انتخاب یک قاب مهاربندی شده واگرای و پس از مدل کردن یک ستون متکی به این قاب، این بار به ستون متکی اضافه گردید. ارتفاع طبقات و طول دهانه در قاب مورد بررسی به ترتیب ۱۳ ft و ۳۰ ft می باشد. تنش تسلیم مقاطع ۵۰ ksi می باشد. نتایج طراحی قابها به شرح جدول ۱ می باشد.

۲-۱- صحت سنجی

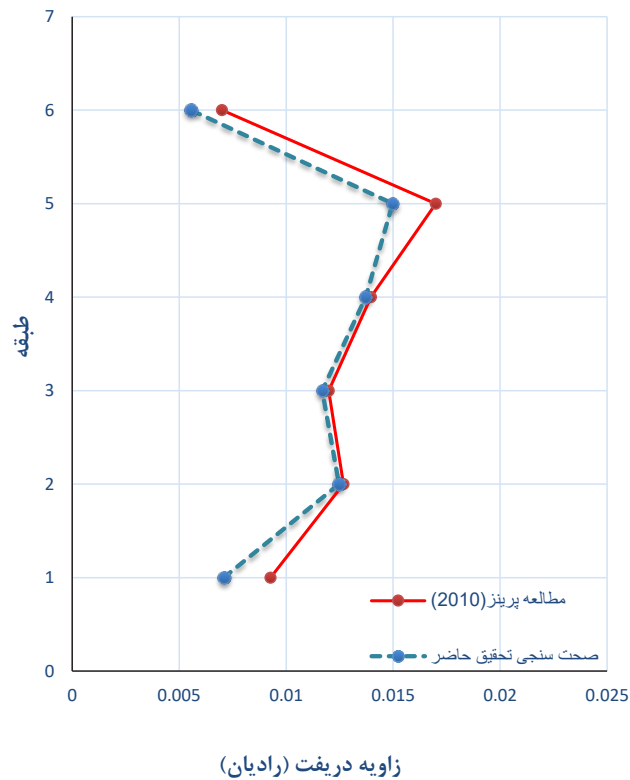
جهت اطمینان از رویه ی مدل سازی یک نمونه از تحقیقات مرتبط که مربوط به تحقیق گری پرنز^۱ [۱۵] (۲۰۱۰ میلادی) می باشد در نرم افزار SAP 2000 V19 مدل سازی شد و پس از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نتایج آن با نمودار تحقیق مذکور مقایسه گردید. مدل مورد بررسی که جزئیات دقیق، مراحل ساخت و روند انجام آن تا حصول نتیجه در شکل ۱ ارائه شده است یک قاب شش طبقه تک دهانه خمشی با مهاربند واگرای می باشد که به وسیله یک ستون متکی^۲ بار ثقلی دهانه های مدل سه بعدی مربوطه به آن قاب (یک چهارم بار ثقلی) انتقال داده شده است. در تحقیق

- 1 Gary S. Prinz
- 2 leaning column

جدول ۲. درصد اختلاف نتایج زاویه تغییر مکان جانبی نسبی صحت سنجی و مطالعه پربینز [۱۵]

Table 2. The percentage difference between the results of the relative lateral displacement angle of validation and study [15]

| درصد اختلاف | زاویه تغییر مکان جانبی نسبی تحقیق مطالعه پربینز (رادیان) | زاویه تغییر مکان جانبی نسبی طبقه تحقیق حاضر (رادیان) | تغییر مکان افقی طبقه (فوت) | ارتفاع طبقه (فوت) | نقطه کنترل | طبقه |
|-------------|--|--|----------------------------|-------------------|------------|------|
| ۰/۰۰ | ۰/۰۰۰ | ۰/۰۰۰ | ۰/۰۰ | ۰ | ۲۲ | ۰ |
| ۲۲/۲۲ | ۰/۰۰۹ | ۰/۰۰۷ | ۰/۰۹ | ۱۳ | ۲۳ | ۱ |
| ۷/۶۹ | ۰/۰۱۳ | ۰/۰۱۲ | ۰/۲۵ | ۱۳ | ۲۴ | ۲ |
| ۰/۰۰ | ۰/۰۱۲ | ۰/۰۱۲ | ۰/۴۰ | ۱۳ | ۲۸ | ۳ |
| ۰/۰۰ | ۰/۰۱۴ | ۰/۰۱۴ | ۰/۵۸ | ۱۳ | ۲۹ | ۴ |
| ۱۱/۰۷۶ | ۰/۰۱۷ | ۰/۰۱۵ | ۰/۷۸ | ۱۳ | ۳۰ | ۵ |
| ۱۴/۲۹ | ۰/۰۰۷ | ۰/۰۰۶ | ۰/۸۵ | ۱۳ | ۳۱ | ۶ |

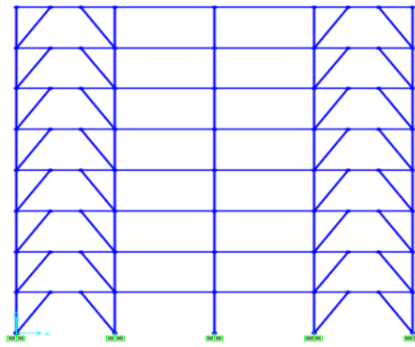


شکل ۲. نمودار زاویه تغییر مکان جانبی نسبی صحت سنجی و مطالعه پربینز [۱۵]

Fig. 2. Diagram of the angle of relative lateral displacement of validation and [15]

ASCE 41-13 [۱۶]، مدل تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفت. زاویه تغییر مکان جانبی نسبی در قاب ۶ طبقه تحت زلزله سان ولی در مطالعه پربینز (۲۰۱۰) [۱۵] و مدل صحت سنجی به شرح شکل ۲ می‌باشد.

به منظور صحت ساخت مدل، تحلیل مودال انجام گرفت و پرپود مود اول ۱/۴۶ ثانیه شد که ۶ درصد با تحقیق مدل پربینز (۲۰۱۰) [۱۵] متفاوت است. سپس با تبدیل مدل به مدل غیرخطی و تعریف و اختصاص بارهای غیرخطی ثقی و جانبی و همچنین مفاصل پلاستیک مطابق استاندارد



شکل ۳. قاب خمشی ویژه با مهاربندی واگرای ویژه

Fig. 3. Special moment frame with special eccentric bracing

و همچنین مقاطع IPE برای تیرها (پروفیل استاندارد اروپا) می‌باشد. آنالیز اولیه مدل‌ها به روش استاتیکی خطی و بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم می‌باشد. طراحی قاب‌ها بر اساس ضوابط طراحی لرزه‌ای (LRFD) AISC360-10 [۱۷] صورت گرفته است. شکل‌پذیری قاب‌های ساده معمولی و قاب خمشی، ویژه در نظر گرفته شد و مدل‌ها در دو حالت با و بدون ضوابط لرزه‌ای طراحی شدند. محاسبه‌ی جرم لرزه‌ای با فرض کاربری مسکونی و بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم در نظر گرفته شد. بار مرده وزنده مورد نظر جهت همه طبقات به ترتیب ۶۰۰ و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و عرض بارگیر برای دهانه‌های ۵ متری، ۴ متر و دهانه‌های ۸ متری، ۶ متر در نظر گرفته شد. خطر لرزه‌خیزی همه مدل‌ها متوسط و نوع خاک IV بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم در نظر گرفته شد. در طراحی اعضا تغییر مکان نسبی بین طبقات بر اساس معیار استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم کنترل شد. مقاطع طراحی تیر و ستون در قاب خمشی ویژه، فشرده لرزه‌ای می‌باشد. مقاطع طراحی تیر پیوند و مهاربند در قاب ساده و خمشی با مهاربند واگرای ویژه، فشرده لرزه‌ای می‌باشد. از اندرکنش خاک و قاب‌ها صرف‌نظر شده و اثرات $P-\delta$ و $P-\Delta$ در نظر گرفته شده است.

۲-۳- انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها

برای در نظر گرفتن اثر زلزله حوزه نزدیک دارای ماهیت پالس گونه تعداد ۱۴ شتاب‌نگاشت مربوط به حوزه نزدیک با پالس مطابق جدول A-6C در FEMA P695 [۱۸] از سایت PEER^۱ استخراج شد که جدول ۳ مشخصات رکوردها را نشان می‌دهد.

۲-۲- مدل‌سازی و طراحی قاب‌ها

در این مقاله جهت تحلیل و طراحی از ۱۲ مدل دوبعدی در نرم‌افزار SAP 2000 نسخه ۱۹ استفاده شده است. همچنین در طراحی مدل‌ها خمشی ضوابط لرزه‌ای در تنظیمات نرم‌افزار لحاظ شده است و زاویه تغییر مکان جانبی نسبی و دوره تناوب به صورت دستی کنترل شده است.

۲-۲-۱- سیستم سازه‌ای و هندسه‌ی مدل‌ها

برای ارزیابی و بررسی خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای مدل‌ها دوبعدی و با قاب‌های فولادی ساده و خمشی همراه با مهاربندی واگرای ویژه ساخته شد. تعداد طبقات ۸ و ارتفاع برابر ۳/۳ متر در نظر گرفته شده است. تعداد دهانه‌های قاب ۴ دهانه در طول ۵ و ۸ متر می‌باشد که در دهانه‌های کناری قاب دارای مهاربندی واگرای می‌باشد. اتصال مهاربندی در هردو قاب خمشی و ساده، مفصلی می‌باشد و شرایط تکیه‌گاهی اتصال ستون به فونداسیون در قاب خمشی گیردار و قاب ساده مفصلی در نظر گرفته شده است. طول تیر پیوند در سه دسته رفتار تسلیمی برشی، خمشی و خمشی-برشی به ترتیب برابر با ۱، ۲ و ۱/۵ متر در نظر گرفته شد است. قاب‌های مورد بررسی به صورت شکل ۳ می‌باشد.

۲-۲-۲- مصالح و مقاطع فولادی و الزامات طراحی

جنس فولاد مصرفی ST37 در نظر گرفته شده است تنش تسلیم اسمی فولاد مصرفی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و مقاومت کششی آن ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع می‌باشد. مقاطع مورد استفاده شامل مقاطع جعبه‌ای ستون‌ها (ساخته‌شده از ورق) و مهاربندی‌ها (پروفیل استاندارد اروپا)

جدول ۳. مشخصات نگاهشتهای حوزه نزدیک از گسل [۱۸]

Table 3. Characteristics of near-fault records [18]

| No | Earthquake | PGA ² | D.max.g ¹ | Time step | Timesec |
|----|------------------------|------------------|----------------------|-----------|---------|
| 1 | Imperial Valley-181 | 0.44 | Y | 0.005 | 39.09 |
| 2 | Imperial Valley-182 | 0.46 | Y | 0.005 | 36.87 |
| 3 | Irpinia, Italy-292 | 0.32 | Y | 0.0024 | 39.34 |
| 4 | Superstition Hills-723 | 0.43 | X | 0.01 | 22.34 |
| 5 | Loma Prieta-802 | 0.51 | X | 0.005 | 39.99 |
| 6 | Erzican, Turkey-821 | 0.49 | X | 0.005 | 20.78 |
| 7 | Cape Mendocino-828 | 0.66 | Y | 0.02 | 35.95 |
| 8 | Landers-879 | 0.79 | Y | 0.005 | 48.12 |
| 9 | Northridge-1063 | 0.87 | X | 0.01 | 19.90 |
| 10 | Northridge-1086 | 0.84 | Y | 0.02 | 39.98 |
| 11 | Kocaeli, Turkey-1165 | 0.23 | X | 0.005 | 30.00 |
| 12 | Chi-Chi, Taiwan-1503 | 0.78 | X | 0.005 | 90.00 |
| 13 | Chi-Chi, Taiwan-1529 | 0.3 | X | 0.005 | 90.00 |
| 14 | Duzce, Turkey-1605 | 0.51 | Y | 0.005 | 25.88 |

جدول ۴. ضرایب مقیاس سازی شتاب نگاهشتهای

Table 4. Scaling coefficients of records

| No | Earthquake | S.F | S.F*g |
|----|------------------------|------|-------|
| 1 | Imperial Valley-181 | 1.86 | 18.25 |
| 2 | Imperial Valley-182 | 1.32 | 12.95 |
| 3 | Irpinia, Italy-292 | 2.2 | 21.58 |
| 4 | Superstition Hills-723 | 1.22 | 11.97 |
| 5 | Loma Prieta-802 | 1.87 | 18.34 |
| 6 | Erzican, Turkey-821 | 1.78 | 17.46 |
| 7 | Cape Mendocino-828 | 1.21 | 11.87 |
| 8 | Landers-879 | 4.96 | 48.66 |
| 9 | Northridge-1063 | 0.67 | 6.57 |
| 10 | Northridge-1086 | 0.99 | 9.71 |
| 11 | Kocaeli, Turkey-1165 | 3.59 | 35.22 |
| 12 | Chi-Chi, Taiwan-1503 | 1.14 | 11.18 |
| 13 | Chi-Chi, Taiwan-1529 | 2.7 | 26.49 |
| 14 | Duzce, Turkey-1605 | 1.36 | 13.34 |

دارد را انتخاب گردید و در نرم افزار SeismoSignal طیف شتاب نگاهشت را

با میرایی ۵٪ استخراج شد.

۲- ضریب مقیاس در بازه $0.2T$ تا $1/5T$ چنان به دست آمد که طیف

حاصل از طیف طرح استاندارد کمتر نشود.

۳- ضریب مقیاس نهایی SF با ضرب در g شتاب گرانش زمین به دست

می آید.

۲-۳-۱- مقیاس سازی شتاب نگاهشتهای

مراحل مقیاس سازی شتاب نگاهشتهای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش

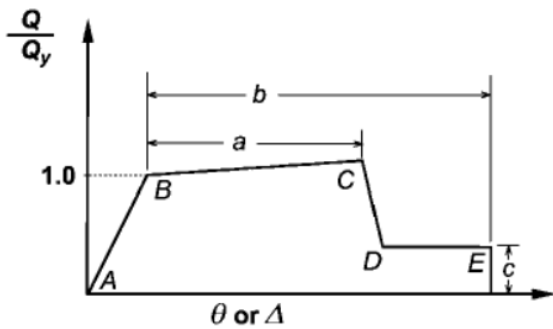
۴ و به کمک نرم افزار SeismoSignal^۱ و Excel^۲ به شرح زیر و نهایتاً

مطابق با جدول ۴ می باشد.

۱- از هر زوج شتاب نگاهشت آن شتاب نگاهشت را که PGA بزرگتری

1 Seismosoft software, seismosignal, Versio5

2 Microsoft. Microsoft Office. Microsoft, 2013



شکل ۴. منحنی نیرو-تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضا و اجزای فولادی [۱۶]

Fig. 4. Generalized force-deformation curves for steel members and components [16]

روند انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی NSP^۲ مطابق مراحل زیر در نرم افزار SAP 2000 انجام گرفت.

۱- جداسازی تیر پیوند، اختصاص مفاصل به اعضا، تعریف بارهای غیرخطی G_1 و G_p و حذف (کاهش ظرفیت باربری) ستون و مهاربند مورد نظر، آثار Δ -P و میرایی ۰/۰۵ برای سازه قبلاً در مدل های تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام گرفت.

۲- الگوی بارگذاری جانبی به دو صورت توزیع بار یکنواخت و توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی (الگوی بار طیفی) تعریف شد.

۳- پس آماده سازی مدل های غیرخطی مدل ها تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفتند.

به منظور انجام تحلیل غیرخطی قاب ها لازم است مفاصل پلاستیک^۳ را به اعضا اختصاص داده شود که در آن خصوصیات عضوها بر اساس پلاستیسیته^۴ متمرکز^۴ تعریف شده است و هر عضو در محل مشخص شده مفصل پلاستیک وارد ناحیه غیرخطی خواهد شد.

با توجه به شرح UFC-4-023-03 جهت تعریف مفاصل پلاستیک متمرکز از ASCE41-13 [۱۶] استفاده شده است. در جدول (۶-۹) ASCE41-13 مؤلفه ها و معیارهای پذیرش هر مفصل بر اساس نوع عضو و مشخصات مکانیکی عضوها قابل مشاهده است. در شکل ۴ منحنی نیرو-تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضا و اجزای فولادی نشان داده شده است.

۲-۴ روند ارزیابی خرابی پیش رونده لرزه ای در مدل ها

به طور کلی با توجه به مطالعه تحقیقات گذشته در خصوص روش ارزیابی خرابی پیش رونده لرزه ای سه رویکرد انجام شده است:

۱- رویکرد حذف کامل عضو بر اساس مسیر جایگزین UFC مطابق خرابی پیش رونده [۱۹].
 ۲- رویکرد افزایش شدت زلزله و خرابی یک به یک اعضاء تا زمانی که تحلیل پایان پذیرد یا سازه ناپایدار گردد [۱۳].

۳- رویکرد کاهش ظرفیت باربری، در این رویکرد فرض بر این است بر اثر زلزله عضو بجای حذف دچار کاهش ظرفیت باربری می شود [۲۰].

در این مقاله جهت ارزیابی خرابی پیش رونده لرزه ای از روش سوم استفاده شد و در آن بجای حذف عضو، ظرفیت باربری عضو مورد نظر به ۲۰ درصد مقدار اولیه کاهش داده شد این بدان معنی است که از یک سو با توجه به تفاوت های بیان شده در UFC 4-023-03 در خصوص خرابی پیش رونده و خرابی پیش رونده لرزه ای، به نوعی تحت زلزله ستون کاملاً حذف نمی گردد و سوی دیگر زمانی که ستون های سازه نتوانند پیوستگی قائم را برآورده سازند مطابق دستورالعمل خرابی پیش رونده از روش مسیر جایگزین^۱ استفاده می شود روشی که در آن برای اطمینان طراح از توانایی انتقال بار به سایر اجزاء استفاده می شود به عبارت دیگر در این روش از دستورالعمل UFC با نگاه لرزه ای استفاده می شود که در آن ابتدا مدل های غیرخطی پس از حالت حذف با توجه به ۱۴ شتاب نگاشت حوزه نزدیک پالس گونه، تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفتند و سپس مقادیر میانگین جابجایی بام حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به دست آمده و به عنوان تغییر مکان هدف در تحلیل بار افزون مورد استفاده قرار گرفته می شود.

قبل از آماده سازی مدل ها جهت تحلیل بار افزون محدودیت بند ۳-۲ پیوست دو استاندارد ۲۸۰۰، عمده نبودن اثر مودهای بالاتر کنترل گردید. همچنین نیروی جانبی طبقات حاصل تحلیل طیفی به جهت الگوی بار جانبی طیفی از مدل خطی استخراج شد. همان طور که عنوان شد میزان تغییر مکان هدف برابر میانگین تغییر مکان بام ناشی از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت ۱۴ شتاب نگاشت در نظر گرفته شد.

1 Alternate Path Method

2 Nonlinear Static Procedure, NSP
 3 Plastic Hinge
 4 Lumped Plasticity

و مهاربند در طبقه اول، هرچند قاب‌های با پیوند خمشی از نظر توزیع زاویه تغییر مکان جانبی نسبی در طبقات مقدار کمتری را نسبت به پیوندهای با عملکرد برشی و برشی-خمشی تجربه می‌کند؛ اما پیوندهای با رفتار برشی دارای توزیع یکنواختی می‌باشند و مقادیر زاویه تغییر مکان جانبی نسبی در قاب‌های خمشی ویژه با تیر پیوند برشی در دو حالت حذف طبقه اول و چهارم، به ترتیب ۰/۰۱۷ و ۰/۰۱۴ رادیان از مقدار بیشینه زاویه تغییر مکان جانبی نسبی مجاز ۰/۰۲ استاندارد ۲۸۰۰ تجاوز نمی‌کند.

موضعی که در هر دو قسمت ب و د شکل ۵، مربوط به قاب‌های خمشی ویژه قابل بیان است آثار مودهای بالاتر است که در قاب‌های با رفتار خمشی تیر پیوند و با مقادیر زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ۰/۰۲ و ۰/۰۲۴ رادیان به وضوح قابل مشاهده است. این اثر در قاب‌های ساده با رفتار تیر پیوند برشی و در حالت حذف ستون و مهاربندی در طبقه چهارم به مقدار ۰/۰۲۸ رادیان بسیار قابل توجه‌تر است.

نکته دیگر که در قاب‌های ساده مشاهده می‌شود افزایش میزان تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی در طبقه اول، در حالت حذف ستون و مهاربند در طبقه اول برای هر سه دسته رفتار تیر پیوند برشی، برشی-خمشی و خمشی به ترتیب برابر ۰/۰۳۲، ۰/۰۴۰ و ۰/۰۴۱ رادیان می‌باشد که به نظر می‌رسد بیانگر نوعی ناپایداری دینامیکی^۵ است. این موضوع در حالت حذف طبقه چهارم مشاهده نمی‌گردد.

تقاضای تغییر مکان مطلق طبقات در شکل ۷ نشان می‌دهد که در حالت حذف طبقه اول برای هر دو قاب ساده و خمشی ویژه، قاب‌های با تیر پیوند برشی-خمشی بیشترین تقاضای تغییر مکان مطلق به ترتیب برابر با ۰/۵۴۸ و ۰/۴۵۶ متر را دارند و قاب‌های با پیوندهای خمشی با مقادیر بیشینه تقاضای تغییر مکان مطلق ۰/۴۰۹ و ۰/۳۶۲ متر دارای کمترین مقادیر نسب به دو تیر پیوند دیگر است.

در حالت حذف در طبقه چهارم قاب خمشی ویژه با تیر پیوند برشی، با مقدار بیشینه تقاضای تغییر مکان مطلق برابر با ۰/۲۶۲ متر در ارتفاع بام کمترین مقدار را دارا است و قاب ساده با تیر پیوند خمشی با مقدار ۰/۳۶۲ متر کمترین جابجایی بام را دارد.

نکته قابل توجه اینکه همان طور که انتظار می‌رفت قاب خمشی ویژه عملکرد به مراتب بهتر از قاب ساده دارد و همچنین رفتار قاب خمشی ویژه با قاب ساده در فرآیند حذف کاملاً متفاوت است.

در این شکل مؤلفه‌های Q و Qy به ترتیب نیروی تعمیم یافته و مقاومت نظیر اولین تسلیم در عضو در تیرها و ستون‌ها، Θ عبارت از چرخش ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون، Δ کل تغییر مکان ارتجاعی و خمیری و a و b مؤلفه‌های مدل‌سازی می‌باشند که محدوده تشکیل مفصل پلاستیک را نشان می‌دهند همچنین مؤلفه C نسبت مقاومت باقی‌مانده مفصل پلاستیک را نشان می‌دهد.

مؤلفه‌های معیار پذیرش بر اساس سطوح عملکرد^۱ در یکی از ترازهای IO (استفاده بی‌وقفه)^۲، LS (ایمنی جانی)^۳، CP (جلوگیری از فروریزش)^۴ قرار می‌گیرد.

۳- بررسی پاسخ مدل‌های با دهانه ۵ متری تحت تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی

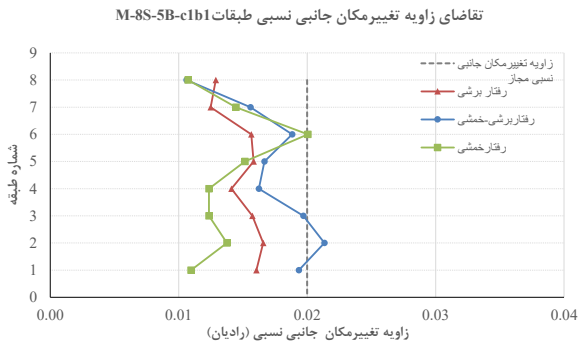
همان طور که قبلاً عنوان شد به جهت ارزیابی خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای مدل‌ها تحت ۱۴ شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک پالس گونه، تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی شدند سپس مقادیر میانگین جهت استخراج نمودارها به دست آمد. در ادامه به بررسی و مقایسه نتایج حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی در خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای پرداخته می‌شود.

۳-۱- متوسط توزیع تغییر مکان جانبی نسبی و تغییر مکان مطلق در ارتفاع - دهانه ۵ متری

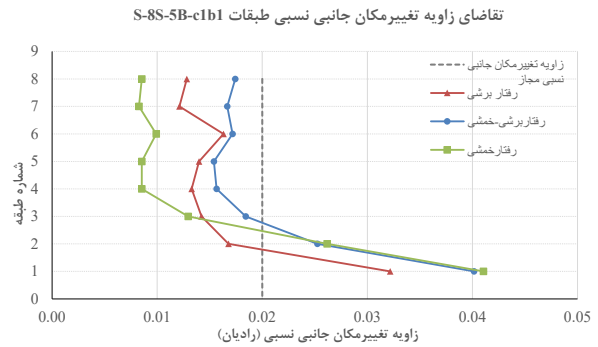
در این قسمت به بررسی نمودارهای حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی قاب‌های فولادی ساده و خمشی ویژه با مهاربندی واگرای ویژه با دهانه ۵ متری (به‌اختصار قاب ساده و خمشی ویژه) پرداخته می‌شود. حدود مجاز زاویه تغییر مکان جانبی نسبی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برابر ۰/۰۲ رادیان در نظر گرفته شد. با توجه به هدف آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ که تأمین ایمنی جانی در سطح خطر-۱ می‌باشد این حد مجاز متناسب با سطح خطر زلزله مبنای طراحی (DBE) و بر اساس سطح عملکرد ایمنی جانی تهیه و تدوین شده است لذا عملاً در این قسمت به کنترل سطح عملکرد ایمنی جانی در سطح خطر DBE پرداخته می‌شود.

همان طور که در شکل ۵ و ۶ مشاهده می‌شود در فرآیند حذف ستون

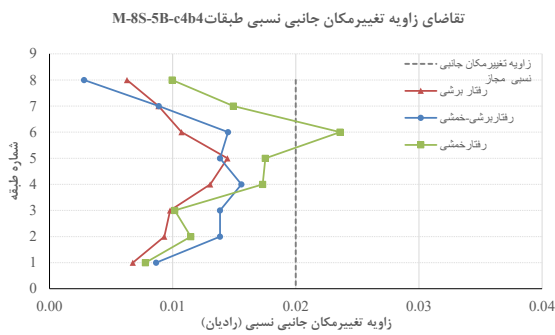
- 1 performance levels
- 2 Immediate Occupancy, IO
- 3 Life Safety, LS
- 4 Collapse Prevention, CP



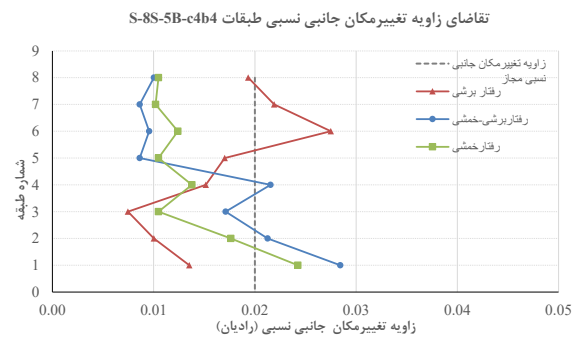
ب



الف



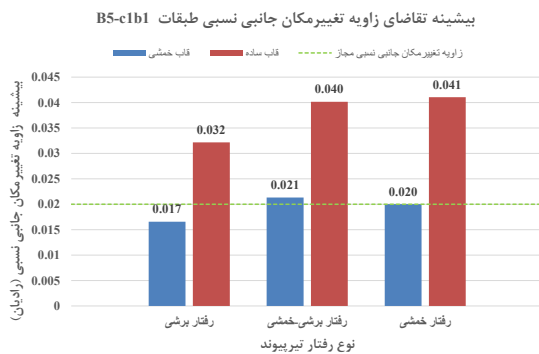
د



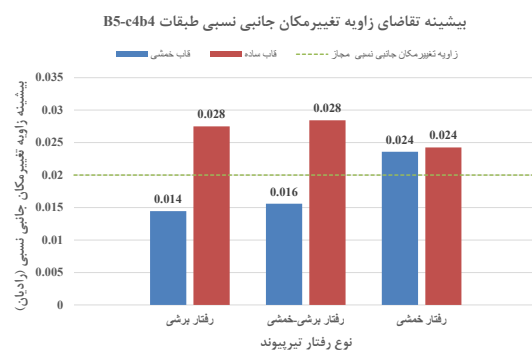
ج

شکل ۵. تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در قاب‌های فولادی با مهاربندی واگرای ویژه (دهانه ۵ متری) - حالت حذف ستون و مهاربند در طبقه اول و چهارم. الف- قاب ساده - حالت حذف در طبقه اول، ب- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه اول، ج- قاب ساده - حالت حذف در طبقه اول و چهارم، د- قاب خمشی ویژه - حالت حذف در طبقه چهارم

Fig. 5. The demand for the angle of the relative lateral displacement of the floors in steel frames with special eccentrically bracing (span of 5 meters) - the condition of removing the column and bracing in the first and fourth floors



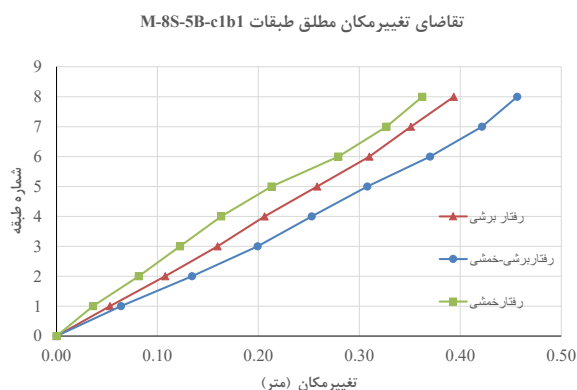
ب



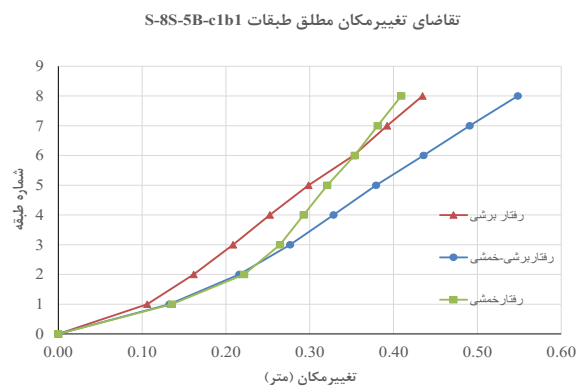
الف

شکل ۶. بیشینه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی دهانه ۵ متری - حالت حذف در طبقه اول و چهارم، الف- حالت حذف در طبقه چهارم، ب- حالت حذف در طبقه اول

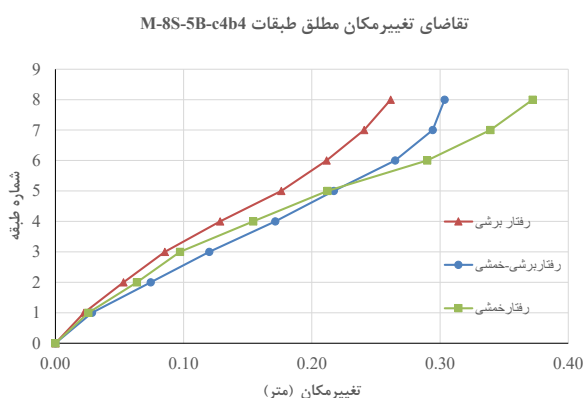
Fig. 6. The maximum demand of the relative lateral displacement angle of the 5-meter bay - removal mode in the first and fourth story



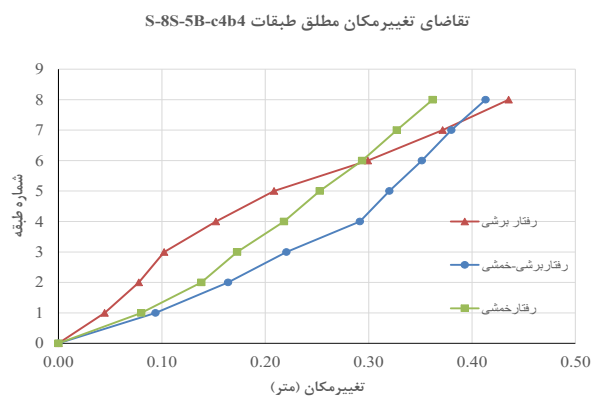
ب



الف



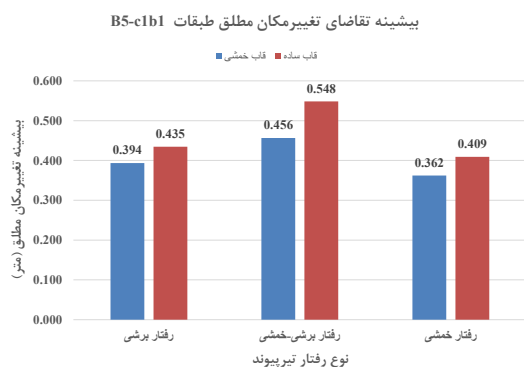
د



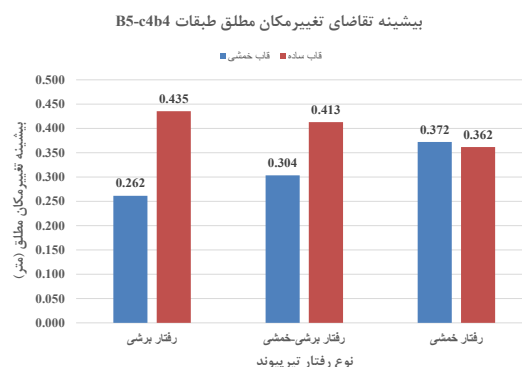
ج

شکل ۷. تقاضای تغییر مکان مطلق طبقات در قاب‌های فولادی با مهاربندی واگرای ویژه (دهانه ۵ متری) - حالت حذف ستون و مهاربند در طبقه اول و چهارم، الف- قاب ساده - حالت حذف در طبقه اول، ب- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه اول، ج- قاب ساده - حالت حذف در طبقه چهارم، د- قاب خمشی ویژه - حالت حذف در طبقه چهارم

Fig. 7. mand for changing the absolute displacement with special eccentrically bracing (5 meter span) - column and bracing removal mode in the first and fourth story



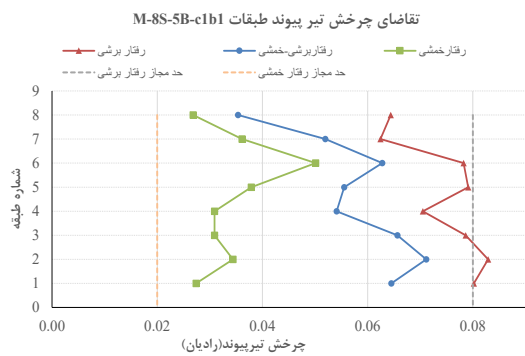
ب



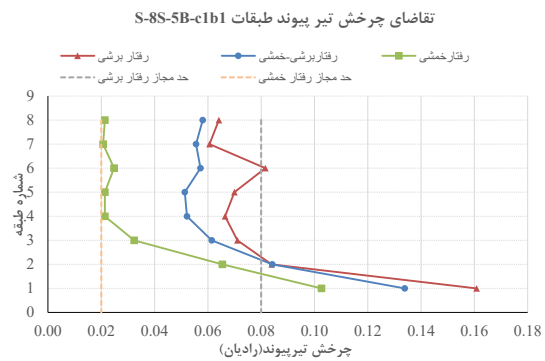
الف

شکل ۸. بیشینه تقاضای تغییر مکان مطلق دهانه ۵ متری - حالت حذف در طبقه اول و چهارم، الف- حالت حذف در طبقه اول و چهارم، ب- حالت حذف در طبقه اول

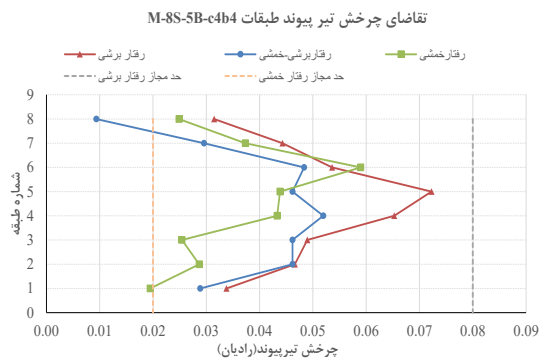
Fig. 8. The maximum absolute displacement demand of the 5-meter bay - removal mode in the first and fourth story



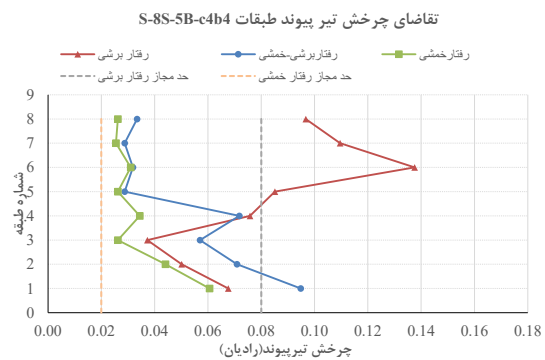
ب



الف



د



ج

شکل ۹. تقاضای چرخش تیر پیوند در طبقات قاب‌های فولادی با مهاربندی واگرای ویژه (دهانه ۵ متری) - حالت حذف ستون و مهاربند در طبقه اول و چهارم، الف- قاب ساده - حالت حذف در طبقه اول، ب- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه اول، ج- قاب ساده - حالت حذف در طبقه چهارم، د- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه چهارم

Fig. 9. The rotation demand of the link beam of steel frames with special eccentrically bracing (5 meter span) - the condition of removing the column and bracing in the first and fourth story

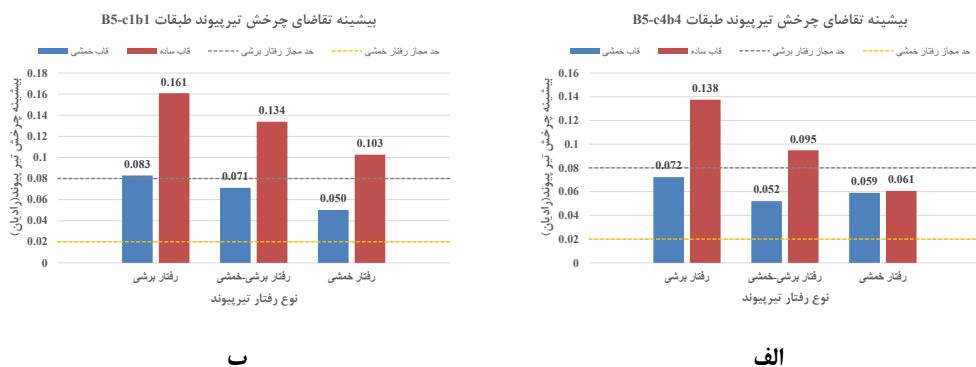
۰/۰۵۰ رادیان در قسمت ب شکل ۹ می‌باشد.

در قسمت‌های ج و د برای قاب‌های ساده و خمشی ویژه در حالت حذف طبقه چهارم، بیشینه تقاضای چرخش تیر پیوند به ترتیب ۰/۱۳۸، ۰/۰۹۵، ۰/۰۶۱ رادیان و ۰/۰۷۲، ۰/۰۵۲، ۰/۰۵۹ رادیان گردید.

در هر دو حالت تیر پیوند با رفتار برشی، عملکرد بهتری از نظر چرخش تیر پیوند دارد هرچند در حالت حذف طبقه چهارم، به دلیل فرآیند حذف در طبقات بالاتر مقادیر بسیار بزرگ است. به نظر می‌رسد که در قاب‌های ساده رفتار برشی حساسیت بسیاری نسبت به حذف ستون داشته باشد.

۳-۲- چرخش تیر پیوند-دهانه ۵ متری

همان طور که در قسمت الف شکل ۹ نشان داده شد در قاب‌های ساده در طبقه اول و حالت حذف طبقه اول تقاضای چرخش برای تیر پیوند برشی برابر با ۰/۱۶۱ رادیان با حدود مجاز ۰/۰۸ رادیان مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲)، ۰/۱۳۴ رادیان برای پیوند برشی-خمشی و ۰/۱۰۳ رادیان برای پیوند خمشی با حدود مجاز ۰/۰۲ رادیان مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲) اختلاف بسیار زیاد دارد؛ که تقریباً بیش از دو برابر مقادیر قاب‌های خمشی ویژه به ترتیب برابر ۰/۰۸۳، ۰/۰۷۱ و



شکل ۱۰. بیشینه تقاضای چرخش تیر پیوند طبقات دهانه ۵ متری - حالت حذف طبقه اول و چهارم، الف - حالت حذف طبقه چهارم، ب - حالت حذف طبقه اول

Fig. 10. The maximum rotation demand of the connecting beam of the 5-meter span story - first and fourth story removal mode

مطابق دستورالعمل FEME 356 [۲۱] درج شده در جدول C1-3 قرار دارند و با مقدار ۰/۰۵ رادیان سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP)^۲ فاصله زیاد دارد.

این موضوع برای تیر پیوند برشی - خمشی در حالت حذف طبقه چهارم با بیشینه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار نیز این گونه است اما در حالت حذف طبقه اول با مقدار بیشینه ۰/۰۱۳ رادیان از محدوده عملکردی LS عبور کرده است.

البته مطلب عنوان شده برای قاب خمشی ویژه در مورد قاب‌های ساده صادق نیست و در آن مقادیر به جز تیر پیوند خمشی با بیشینه تقاضای ۰/۰۱ رادیان، از سطح عملکردی LS عبور کرده‌اند هرچند تا سطح عملکرد CP فاصله دارند. موضوعی که در ۱۱ و ۱۲ در هر دو حالت قابل مشاهده است. بیشترین تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار برای قاب ساده در هر دو حالت حذف در طبقه اول و چهارم به ترتیب ۰/۰۲۶ و ۰/۰۲ رادیان مربوط تیر پیوند برشی - خمشی می‌باشد.

۴- مقایسه نتایج مدل‌ها با دهانه ۵ و ۸ متری برای $e=1\text{ m}$ تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

در این قسمت به ارزیابی حساسیت خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای تحت افزایش طول دهانه برای قاب‌های فولادی با مهاربندی واگرای ویژه برای طول‌های ۵ و ۸ متری و تیر پیوند یک متری که نماینده تیر پیوند با رفتار برشی می‌باشد پرداخته می‌شود.

تقاضای چرخش تیر پیوند با رفتار برشی در قاب خمشی ویژه با دهانه ۵ متری در دو حالت حذف در طبقه اول و چهارم، با مقادیر ۰/۰۸۳ و ۰/۰۷۲ رادیان با کمی اغماض در محدوده مجاز ۰/۰۸ رادیان می‌باشد.

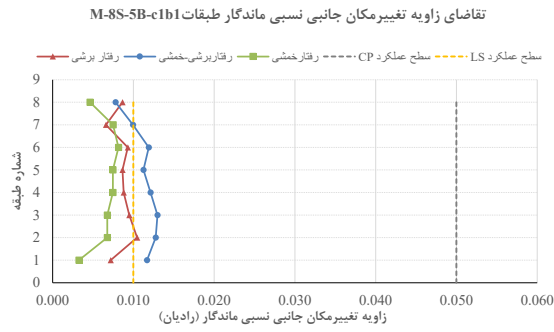
اما همان طور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌گردد مقادیر چرخش در رفتار خمشی تیر پیوند در دو حالت حذف اول و چهارم با مقادیر به ترتیب برابر با ۰/۱۰۳ و ۰/۰۶۱ رادیان از محدوده مجاز ۰/۰۲ رادیان عبور کرده است و برای رفتار برشی - خمشی مقادیر ۰/۰۷۱ و ۰/۰۵۱ رادیان تقریباً رضایت‌بخش است.

۳-۳- زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار - دهانه ۵ متری

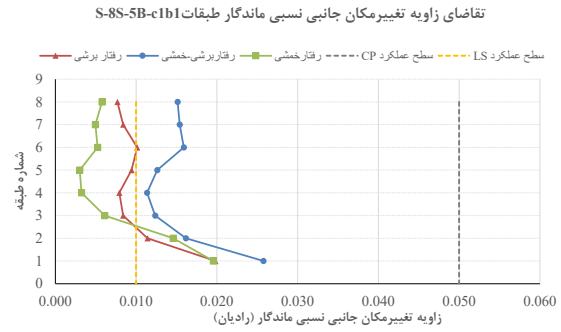
نتایج زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار نشان از عملکرد قاب‌ها مشابه نتایج زاویه تغییر مکان جانبی نسبی قسمت ۳-۴ می‌دهد و همچنان با وجود اینکه تقاضای تیر پیوند با رفتار خمشی مقادیر کمتر را نشان می‌دهد اما رفتار برشی هم از نظر توزیع یکنواخت و هم مقادیر بیشینه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار در هر دو قاب ساده و خمشی ویژه و در دو حالت حذف در طبقه اول و چهارم به ترتیب ۰/۰۱۹، ۰/۰۱۹ رادیان و ۰/۰۱ و ۰/۰۰۵ رادیان عملکرد مناسب‌تری دارد.

همچنین در حالت حذف طبقه اول و در قاب‌های ساده ناپایداری دینامیکی مشاهده می‌گردد.

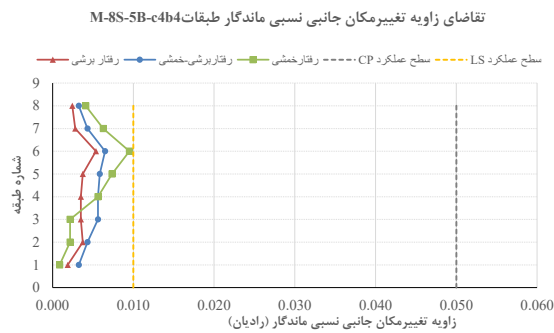
نکته قابل ملاحظه اینکه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار در قاب‌های خمشی ویژه در هر دو نوع رفتار تسلیمی برشی و خمشی تیر پیوند، در محدوده مجاز ۰/۰۱ رادیان سطح عملکرد ایمنی جانی (LS)^۱



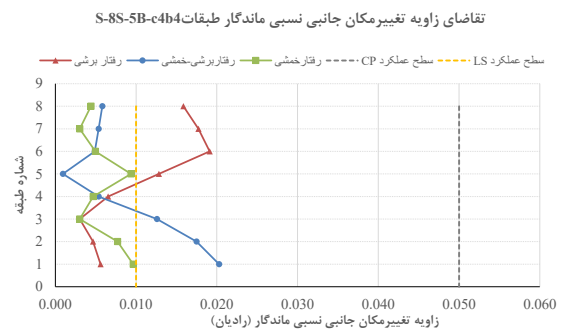
ب



الف



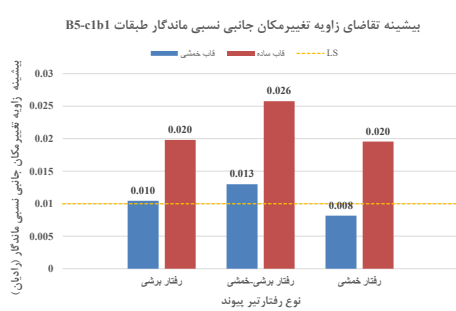
د



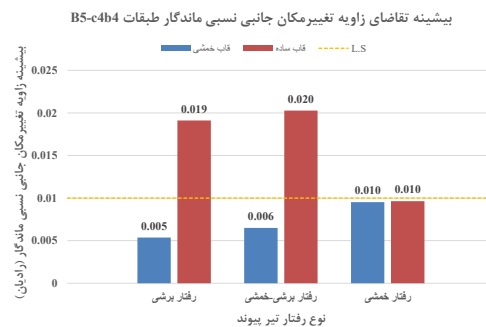
ج

شکل ۱۱. تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات در قاب‌های فولادی با مهاربندی واگرای ویژه (دهانه ۵ متری) - حالت حذف ستون و مهاربند در طبقه اول و چهارم، الف- قاب ساده - حالت حذف در طبقه اول، ب- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه اول، ج- قاب ساده - حالت حذف در طبقه چهارم، د- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه چهارم

Fig. 11. Demand for permanent relative lateral displacement angle of stories in steel frames with special eccentrically bracing (span of 5 meters) - column and bracing removal mode in the first and fourth stories



ب



الف

شکل ۱۲. بیشینه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات دهانه ۵ متری - حالت حذف طبقه اول و چهارم، الف- قاب ساده - حالت حذف در طبقه اول، ب- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه اول، ج- قاب ساده - حالت حذف در طبقه چهارم، د- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه چهارم

Fig. 12. Maximum demand of permanent relative lateral displacement angle of the 5-meter span story - removal of the first and fourth stories

۴-۱- مقایسه متوسط زاویه تغییر مکان جانبی نسبی و تغییر مکان مطلق

در دهانه‌های ۵ و ۸ متری

در مقایسه دو قاب فولادی با مهاربندی واگرای ویژه با تیر پیوند یک متری و دهانه‌های ۵ و ۸ متری همان طور که در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ مشاهده می‌شود بیشینه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی قاب خمشی ویژه با دهانه ۸ متری در دو حالت حذف طبقه اول و چهارم به ترتیب برابر با ۰/۰۱۱ و ۰/۰۱۳ رادیان کمتر از دهانه ۵ متری با مقادیر بیشینه ۰/۰۱۷ و ۰/۰۱۴ رادیان است این موضوع را شاید بتوان به سختی خمشی قاب نسبت داد اگر قاب را به صورت یک تیر طره فرض کنیم سختی خمشی برابر با رابطه ۱ خواهد بود.

$$K = \frac{3EI}{L^3} \quad (1)$$

که در آن E مدول الاستیسیته^۱، I ممان اینرسی^۲ مقطع و L طول تیر می‌باشد. طول تیر طره برابر با ارتفاع قاب که ثابت است و از آنجایی که E نیز ثابت است تنها مؤلفه متغیر ممان اینرسی مقطع می‌باشد با توجه به اینکه عرض قاب با دهانه ۸ متری بیشتر از ۵ متر است بنابراین سختی بیشتر و تغییر مکان جانبی کمتر و به دنبال آن زاویه تغییر مکان جانبی نسبی کمتری خواهد داشت.

با کمی اغماض و با تعمیم رابطه ۲ سختی ستون قاب یک درجه آزاد نیز به پاسخ مشابه می‌رسیم چراکه ممان اینرسی ستون‌ها در دهانه ۸ متری بیشتر از دهانه ۵ متری است.

$$K = \frac{24EI}{h^3} \quad (2)$$

همچنین در تحقیقات گذشته [۲۲-۲۴] مشخص گردید در یک طول دهانه ثابت، افزایش مقطع تیر باعث کاهش زاویه تغییر مکان جانبی نسبی شد. بدیهی است در دهانه ۸ متری ابعاد تیر بزرگ‌تر از دهانه ۵ متری است و اگر حتی طول دهانه اثر عکس داشته باشد چنانچه نرخ افزایش مقطع بیشتر از نرخ افزایش طول دهانه باشد می‌توان به این نتیجه رسید که دهانه ۸

متری زاویه تغییر مکان جانبی نسبی کمتری را تجربه می‌کند.

البته توجه به این موضوع حائز اهمیت است که فرآیند خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای و کاهش ظرفیت باربری عضو پیچیدگی‌های خود را دارد موضوعی که در طبقات پایینی قاب‌های خمشی ویژه با مهاربندی واگرای ویژه و در حالت حذف طبقه چهارم در قسمت (د) شکل ۱۳ مشاهده می‌گردد که در آن قاب با دهانه ۵ متری در طبقه اول با مقدار ۰/۰۰۷ رادیان تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی نسبت به دهانه ۸ متری با ۰/۰۰۸ رادیان وضعیت مناسب‌تری دارد؛ اما در قاب ساده و حالت حذف طبقه چهارم و طبقه ششم (قسمت ج) با مقادیر ۰/۰۲۸ و ۰/۰۰۷ رادیان برای دهانه ۵ و ۸ متری قضیه کاملاً برعکس است.

هیچ‌کدام از قاب‌های خمشی ویژه با مهاربندی واگرای ویژه با دهانه‌های ۵ و ۸ متری با تیر پیوند یک متری در دو حالت حذف، حدود مجاز زاویه تغییر مکان جانبی نسبی را رد نکردند

در قاب ساده و در حالت حذف ستون و مهاربند در طبقه اول، ناپایداری دینامیکی در طبقه پایین مشاهده می‌گردد. ضمن اینکه در حالت حذف طبقه چهارم، بیشینه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی دهانه ۵ متری به میزان ۰/۰۲۸ رادیان اختلاف قابل ملاحظه‌ای با دهانه ۸ متری با مقدار ۰/۰۱۴ رادیان دارد.

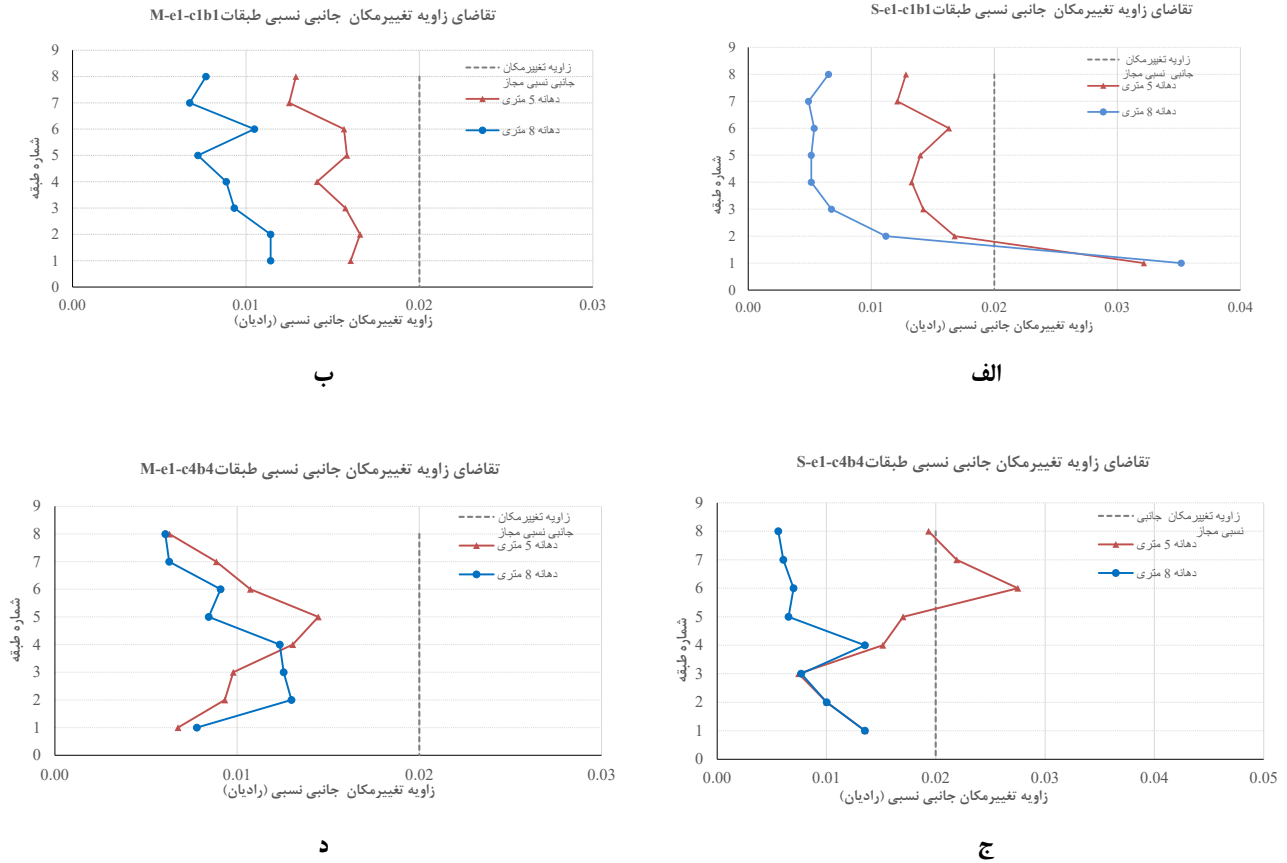
۴-۲- مقایسه چرخش تیر پیوند در دهانه‌های ۵ و ۸ متری

مقایسه تقاضای چرخش تیر پیوند در دهانه‌های ۵ و ۸ متری برای طول تیر پیوند یک متری نشان می‌دهد در دو دهانه در قاب ساده و حالت حذف طبقه اول (قسمت الف شکل ۴-۱۴)، تقاضای چرخش تیر پیوند در طبقه اول با مقادیر ۰/۱۶۱ و ۰/۲۸۲ رادیان اختلاف قابل ملاحظه‌ای با حدود مجاز ۰/۰۸ رادیان رفتار برشی دارد.

در قاب خمشی ویژه با مهاربندی واگرای ویژه برای حالت حذف طبقه اول، دهانه ۵ متری دارای توزیع یکنواخت‌تر می‌باشد (قسمت ب شکل ۱۷) همچنین دارای مقدار بیشینه کمتری به میزان ۰/۰۸۳ رادیان، نسبت به دهانه ۸ متری با مقدار ۰/۰۹۱ رادیان است و در آن مقادیر دهانه ۵ متری از میزان چرخش مجاز ۰/۰۸ عبور نمی‌کنند اما در دهانه ۸ متری در هر دو حالت حذف، بیشینه تقاضای چرخش با مقادیر ۰/۰۹۱ و ۰/۱۰۴ رادیان از مقدار ۰/۰۸ رادیان عبور کرده است

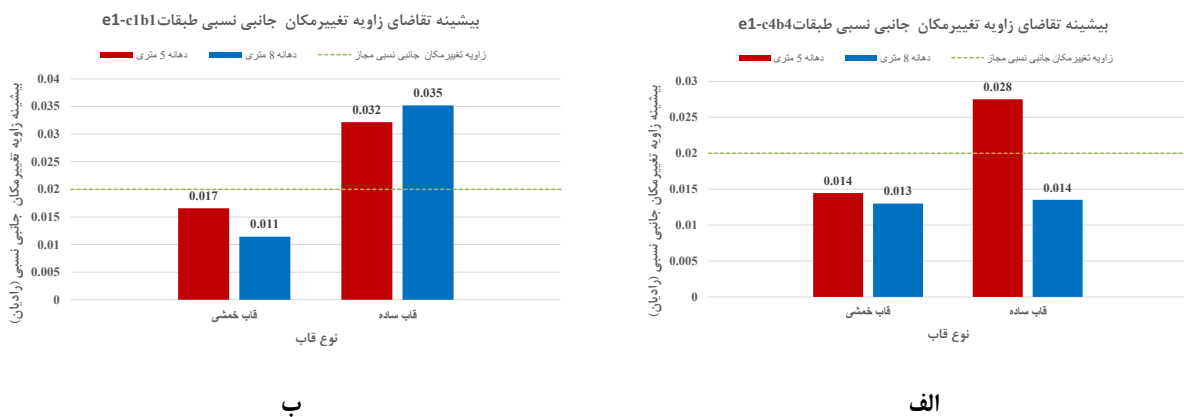
1 Elasticity Modulus

2 Moment of Inertia



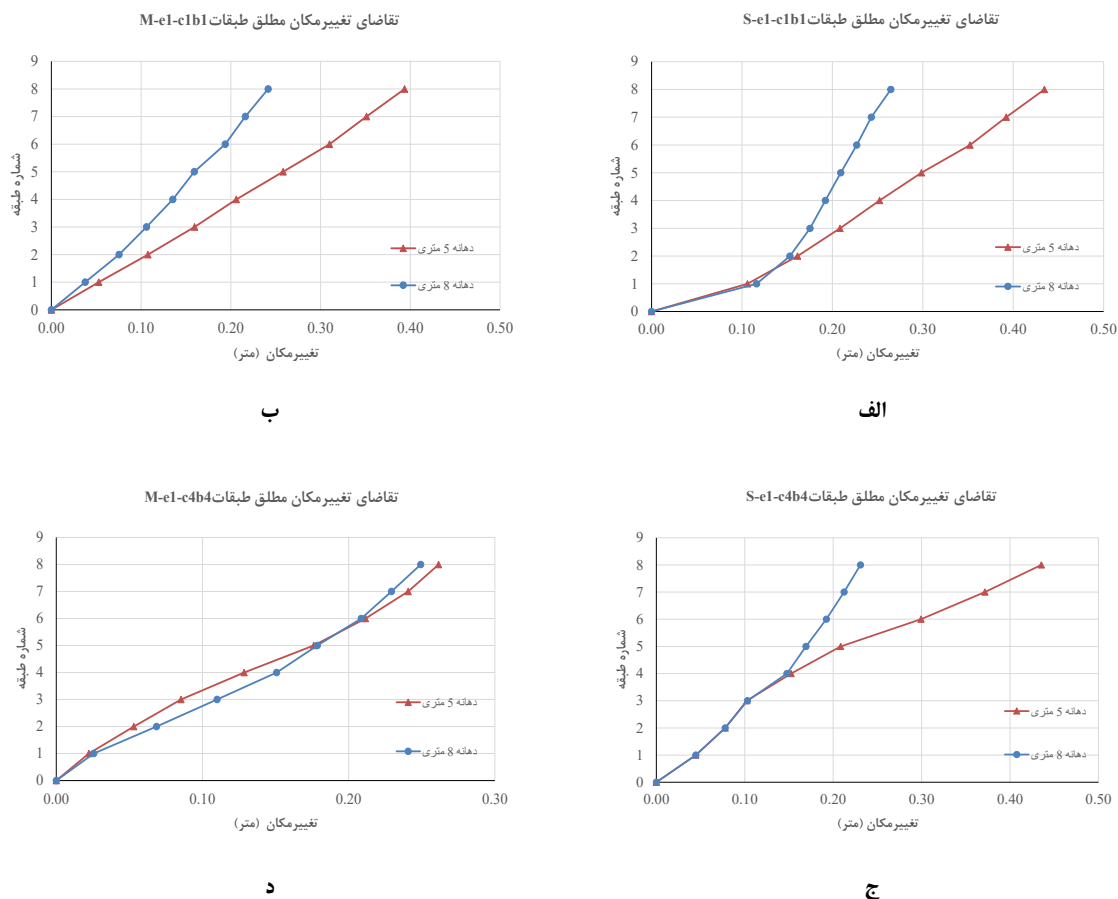
شکل ۱۳. تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در قاب‌های فولادی با مهاربندی واگرای ویژه (دهانه ۵ و ۸ متری $e=1$ m) - حالت حذف ستون و مهاربند در طبقه اول و چهارم، الف- قاب ساده - حالت حذف در طبقه اول، ب- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه اول، ج- قاب ساده - حالت حذف در طبقه چهارم، د- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه چهارم

Fig. 13. Demand for the relative lateral displacement angle of the stories in steel frames with special eccentrically bracing (spans of 5 and 8 meters $e=1$ m) - column and bracing removal mode in the first and fourth stories



شکل ۱۴. بیشینه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات دهانه ۵ و ۸ متری ($e=1$ m) - حالت حذف در طبقه اول و چهارم، الف- قاب ساده - حالت حذف در طبقه اول، ب- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه اول

Fig. 14. The maximum demand for the angle of relative lateral displacement of the 5 and 8 meter span stories ($e=1$ m) - the removal mode in the first and fourth stories



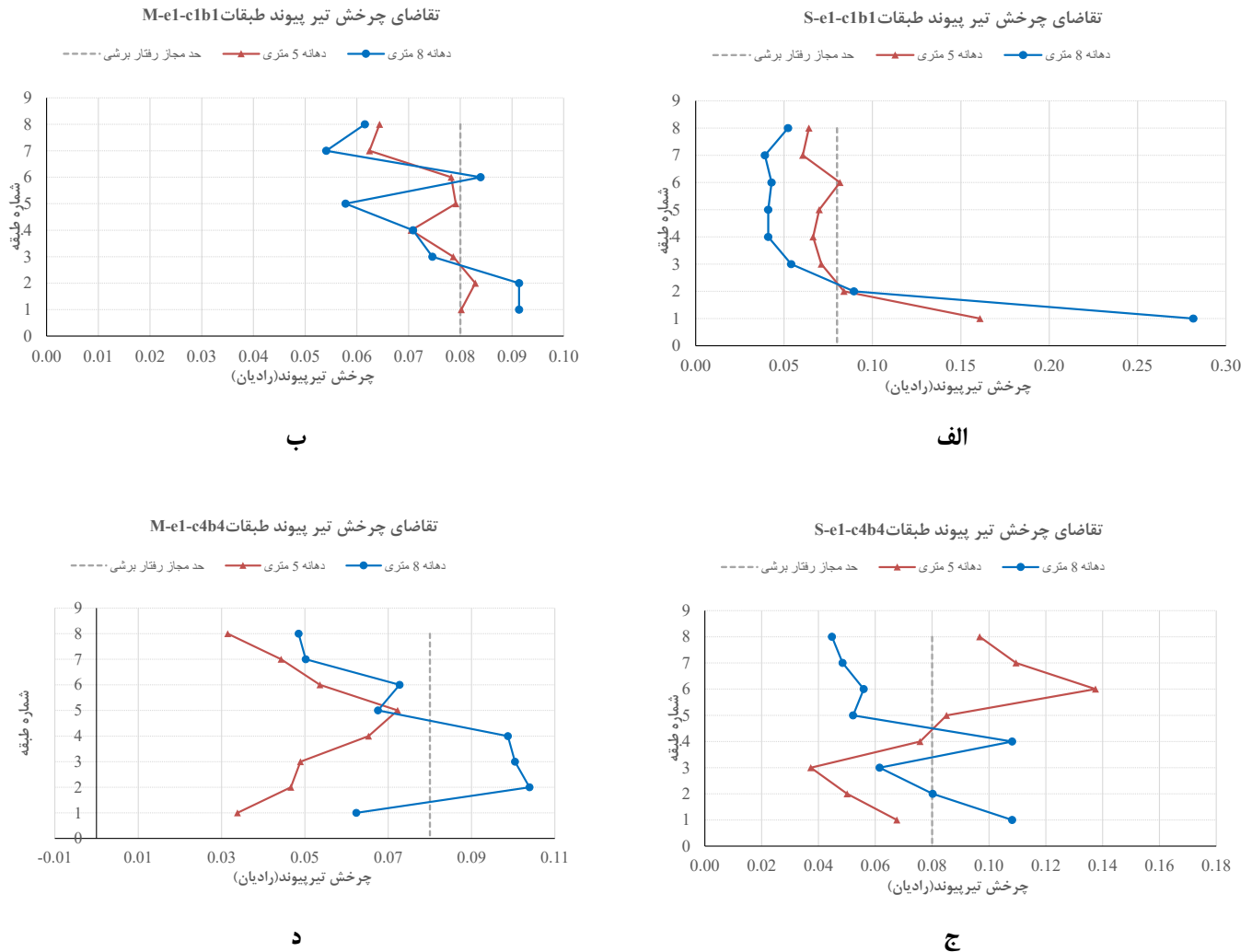
شکل ۱۵. تقاضای تغییر مکان مطلق طبقات در قاب‌های فولادی با مهاربندی واگرای ویژه (دهانه ۵ و ۸ متری $m = 1$) - حالت حذف ستون و مهاربند در طبقه اول و چهارم، الف- قاب ساده - حالت حذف در طبقه اول، ب- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه اول، ج- قاب ساده - حالت حذف در طبقه چهارم، د- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه چهارم

Fig. 15. demand for absolute displacement of stories in steel frames with special eccentrically bracing (spans of 5 and 8 meters $e=1$ m) - column and bracing removal mode in the first and fourth stories



شکل ۱۶. بیشینه تقاضای تغییر مکان مطلق طبقات دهانه ۵ و ۸ متری ($e=1$ m) - حالت حذف در طبقه اول و چهارم، الف- حالت حذف طبقه چهارم، ب- حالت حذف طبقه اول

Fig. 16. The maximum absolute displacement demand of the 5 and 8 meter span story ($e=1$ m) - removal mode in the first and fourth stories



شکل ۱۷. تقاضای چرخش تیر پیوند در طبقات قاب‌های فولادی با مهاربندی واگرایی ویژه (دهانه ۵ و ۸ متری $e=1\text{ m}$) - حالت حذف ستون و مهاربند در طبقه اول و چهارم، الف- قاب ساده - حالت حذف در طبقه اول، ب- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه اول، ج- قاب ساده - حالت حذف در طبقه چهارم، د- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه چهارم

Fig. 17. he rotation demand of the link beam in the stories of steel frames with special eccentrically bracing (span of 5 and 8 meters $e=1\text{ m}$) - the state of removing the column and bracing in the first and fourth stories

چنانچه نرخ افزایش طول دهانه بیشتر از زاویه تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باشد چرخش تیر پیوند افزایش خواهد یافت.

به طور مثال اگر به قسمت ب شکل ۱۳ توجه شود با کمی قضاوت مهندسی و ترسیم یک خط عمودی می‌توان مقادیر میانگین تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات دهانه ۸ متری را $0.1/$ رادیان و برای دهانه ۵ متری $0.15/$ رادیان در نظر گرفت؛ یعنی دهانه ۵ متری $1/5$ برابر دهانه ۸ متری است همچنین نسبت طول دهانه ۵ به ۸ متری برابر $0.625/$ که با جایگذاری در رابطه چرخش تیر پیوند و بستن تناسب، میزان تقاضای چرخش دهانه ۵ متری در حدود $0.93/$ دهانه ۸ متری به دست می‌آید و این

قاب ساده در حالت حذف طبقه چهارم، در طبقات پایین دهانه ۵ متری عملکرد مناسب‌تری داشته است در حالی که در طبقات بالاتر دهانه ۸ متر مقادیر کمتری را تجربه کرده است.

همان طور که مشخص است برخلاف عملکرد مناسب‌تر زاویه تغییر مکان جانبی نسبی دهانه ۸ متری نسبت به دهانه ۵ متری، در تقاضای چرخش تیر پیوند دهانه ۵ متری مقادیر کمتری را نشان می‌دهد. این موضوع با توجه به رابطه چرخش تیر پیوند به نظر منطقی می‌رسد. چرا که در این رابطه برای طول تیر پیوند یک متری، چرخش تیر پیوند برابر حاصل ضرب زاویه تغییر مکان جانبی نسبی طبقه در طول دهانه خواهد شد؛ بنابراین



شکل ۱۸. بیشینه تقاضای چرخش تیر پیوند طبقات دهانه ۵ و ۸ متری $e=1\text{ m}$ - حالت حذف طبقه اول و چهارم، الف - حالت حذف طبقه چهارم، ب - حالت حذف طبقه اول

Fig. 18. The maximum rotation demand of the link beam of the 5 and 8 meter span stories $e=1\text{ m}$ - first and fourth stories removal mode

داده شود هنگامی که نقص اولیه ناشی از زلزله در یک عضو از سازه فولادی با مهاربندی واگرای ویژه رخ می‌دهد سازه چه عملکردی را از خود نشان خواهد داد و تأثیر افزایش طول دهانه در رفتار قاب‌های فولادی با مهاربند واگرای ویژه تحت خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای متأثر از زلزله نزدیک گسل پالس‌گونه چگونه است. همچنین کدامیک از انواع رفتار تسلیمی تیر پیوند عملکرد بهتری در خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای از خود نشان می‌دهند. عمده نتایج حاصله به شرح زیر است.

- در کلیه مدل‌ها عملکرد قاب خمشی ویژه با مهاربندی واگرای ویژه به مراتب بهتر از قاب ساده بود.
- در بررسی قاب‌های ساده در طبقات محل حذف تقاضای بسیار زیاد زاویه تغییر مکان جانبی نسبی مشاهده شد که نشان از ناپایداری دینامیکی است. در حالت حذف طبقه اول برای تیر پیوندهای برشی، برشی-خمشی و خمشی بیشینه تقاضا به ترتیب برابر 0.032 ، 0.04 و 0.041 رادیان شده است و در حالت حذف طبقه چهارم این مقادیر به ترتیب برابر 0.028 ، 0.028 و 0.024 رادیان شده است.
- هرچند از نظر توزیع زاویه تغییر مکان جانبی نسبی در طبقات، قاب خمشی ویژه با مهاربندی واگرای ویژه و تیر پیوند خمشی مقادیر کمتری را تجربه می‌کند اما تیر پیوند برشی از توزیع یکنواخت بهتری برخوردار است و بیشینه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی تیر پیوند برشی در دهانه ۵ متری و برای حالت حذف در طبقه اول و چهارم به ترتیب 0.017 و 0.014 رادیان شد که از حدود مجاز زاویه تغییر مکان جانبی نسبی 0.02 رادیان عبور

بدان معناست که در قاب‌های فولادی با مهاربندی واگرای ویژه در دو دهانه با طول مختلف، لزوماً زاویه تغییر مکان جانبی نسبی مناسب‌تر نمی‌تواند نشان‌دهنده تقاضای چرخش تیر پیوند کمتری باشد. موضوعی که در شکل ۱۷ نشان داده شده است.

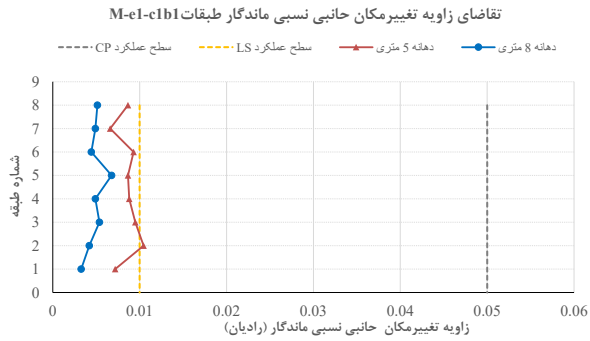
۴-۳- مقایسه زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار در دهانه‌های ۵ و ۸ متری

در ارزیابی زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار برای قاب خمشی ویژه با مهاربندی واگرای ویژه و طول تیر پیوند یک متری، مقادیر هردو دهانه ۵ متری و ۸ متری در دو حالت حذف طبقه اول و چهارم با مقادیر بیشینه به ترتیب 0.01 ، 0.05 رادیان و 0.07 ، 0.06 رادیان در سطح LS هستند با این توضیح که دهانه ۸ متری تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار کمتری دارد. همچنین توزیع زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار در دهانه ۵ متری از یکنواختی مناسب‌تری برخوردار است (شکل ۱۹).

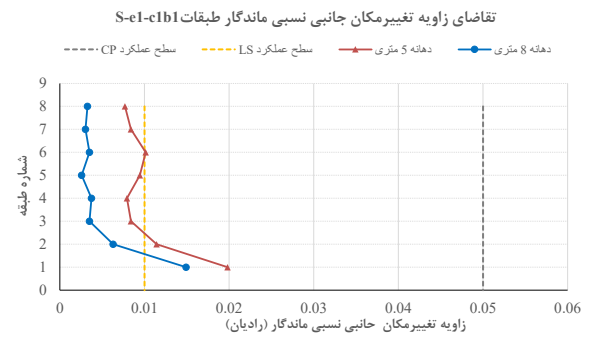
در قاب ساده نیز دهانه ۸ متری وضعیت مناسب‌تری دارد هرچند در هردو حالت حذف طبقه اول و چهارم، در طبقه حذف شده مقادیر دهانه ۵ متری تفاوت معناداری دارند.

۵- نتایج

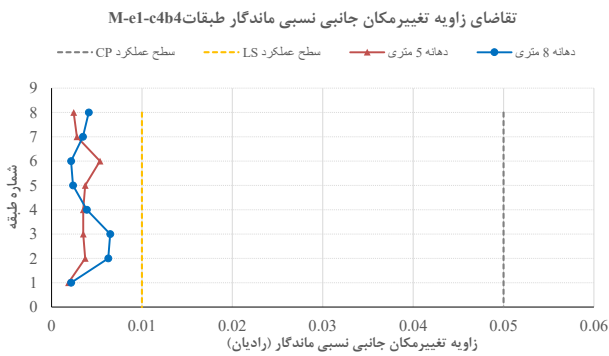
در این مقاله پس از بررسی خرابی پیش‌رونده در اثر زلزله حوزه نزدیک گسل در سازه‌های فولادی با مهاربندی واگرای سعی بر آن شده تا نشان



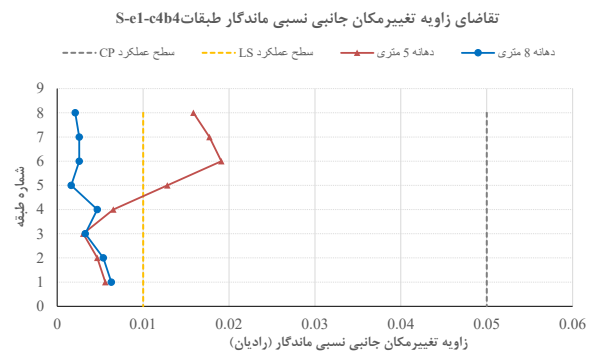
ب



الف



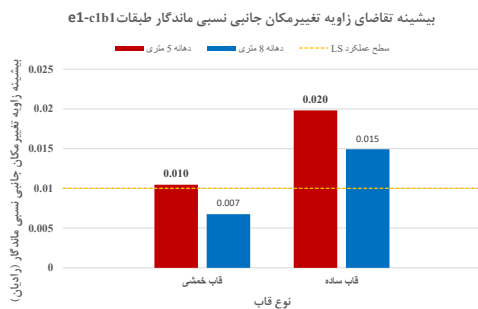
د



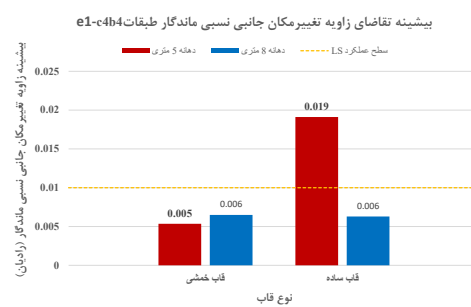
ج

شکل ۱۹. تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات در قاب‌های فولادی با مهاربندی واگرای ویژه (دهانه ۵ و ۸ متری $e=1\text{ m}$) - حالت حذف ستون و مهاربند در طبقه اول و چهارم، الف- قاب ساده - حالت حذف در طبقه اول، ب- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه اول، ج- قاب ساده - حالت حذف در طبقه چهارم، د- قاب خمشی ویژه- حالت حذف در طبقه چهارم

Fig. 19. The demand for the permanent relative lateral displacement angle of stories in steel frames with special eccentrically bracing (spans of 5 and 8 meters $e=1\text{ m}$) - column and bracing removal mode in the first and fourth stories



ب



الف

شکل ۲۰. بیشینه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار طبقات دهانه ۵ و ۸ متری $e=1\text{ m}$ - حالت حذف طبقه اول و چهارم، الف- حالت حذف طبقه چهارم، ب- حالت حذف طبقه اول

Fig. 20. The maximum demand of the permanent relative lateral displacement angle of the 5 and 8 meter span stories. $e=1\text{ m}$ - first and fourth stories removal mode

توجه به ناپایداری تقاضاها از حدود مجاز آیین‌نامه‌ای تجاوز کرده بود.

منابع

- [1] Y. Tian, K. Lin, L. Zhang, X. Lu, H. Xue, Novel seismic-progressive collapse resilient super-tall building system, *Journal of Building Engineering*, 41 (2021) 102790.
- [2] H. Haeri, M. Maleki, H. Shahvali, V. Sarfarazi, M. Fatehi Marji, Evaluating the fragility curve in steel-concrete structure undergoing seismic progressive collapse by Finite Element Method, *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 46(3) (2022) 2275-2288.
- [3] F. Fu, Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modeling method, *Journal of Constructional Steel Research*, 65(6) (2009) 1269-1278.
- [4] F.H. Rezvani, A.M. Yousefi, H.R. Ronagh, Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames, in: *Structures*, Elsevier, 2015, pp. 81-89.
- [5] M. Gholhaki, G. Pachideh, Investigating of damage indexes results due to presence of shear wall in building with various stories and spans, *Int J Rev Life Sci*, 5(1) (2015) 992-997.
- [6] M. Gholhaki, G. Pachideh, O. Rezaifar, S. Ghazvini, Specification of response modification factor for steel plate shear wall by incremental dynamic analysis method [IDA], *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6(Special Issue 2) (2019) 211-224.
- [7] A. Kheyroddin, M. Gholhaki, G. Pachideh, Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and pushover methods in the near-fault field, *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(1) (2019) 159-173.
- [8] G. Pachideh, M. Gholhaki, M. Shiri, Modeling and analysis of thin steel plate shear walls using the new method, in: *2nd international conference on civil engineering, architecture & urban planning elites*, 2016, pp. 124-136.
- [9] Y.M. Mahmoud, M.M. Hassan, S.A. Mourad, H.S. Sayed, Assessment of progressive collapse of steel structures

نمی‌کند. در حالی که مقادیر بیشینه در تیر پیوند خمشی برابر $0/02$ و $0/024$ رادیان و برای تیر پیوند برشی - خمشی برابر $0/021$ و $0/016$ رادیان شده است. حداقل بیشینه تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی قاب ساده را تیر پیوند برشی و برشی - خمشی به مقدار $0/028$ رادیان تجربه می‌کند که در حالت حذف ستون و مهاربند طبقه چهارم رخ می‌دهد.

- در قاب‌های خمشی ویژه با مهاربندی واگرای و دهانه ۵ متری بهترین عملکرد از نظر حدود مجاز چرخش تیر پیوند، مربوط به تیر پیوند برشی است که در آن بیشینه تقاضای چرخش تیر پیوند برشی به ترتیب در حالت حذف طبقه اول و چهارم برابر $0/083$ و $0/072$ رادیان و نزدیک حد مجاز $0/08$ رادیان است و بدترین عملکرد مربوط به تیر پیوند خمشی با مقادیر به ترتیب برابر $0/05$ و $0/059$ رادیان که در آن حد مجاز چرخش به $0/02$ رادیان محدود شده است. در قاب ساده در بهترین حالت بیشینه تقاضای چرخش تیر پیوند به $1/5$ برابر حد مجاز رسیده است که مربوط به تیر پیوند برشی و برشی - خمشی می‌باشد و در بدترین حالت که مربوط به تیر پیوند خمشی است از سه برابر حد مجاز عبور کرده است.

- در قاب خمشی ویژه با مهاربندی واگرای ویژه و دهانه ۵ متری، تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار هر سه نوع تیر پیوند از حد سطح عملکردی LS برابر با $0/1$ رادیان، عبور نمی‌کند؛ اما در قاب ساده مقادیر تمامی مدل‌ها از سطح LS عبور کردند با این وجود تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار در هر دو نوع قاب و هر دو حالت حذف، به سطح عملکردی CP برابر با $0/05$ رادیان نرسیده است.

- در مقایسه مدل‌های با دهانه ۵ و ۸ متری با تیر پیوند برشی، قاب ۸ متری از نظر تقاضای زاویه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و زاویه تغییر مکان جانبی نسبی ماندگار مقادیر کمتری را تجربه می‌کند اما نظر تقاضای چرخش تیر پیوند قاب با دهانه ۵ متری عملکرد بهتری دارد.

بدین ترتیب ارزیابی قاب‌های فولادی با مهاربندی واگرای ویژه تحت خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای متأثر از زلزله حوزه نزدیک پالس گونه نشان داد که قاب خمشی ویژه با مهاربندی واگرای ویژه از نظر تقاضای جابجایی طبقات، چرخش تیر پیوند و جابجایی ماندگار طبقات عملکرد به مراتب بهتری از قاب ساده دارد و در قاب ساده با مهاربندی واگرای ویژه ناپایداری دینامیکی مشاهده گردید. همچنین در بررسی و تأثیر طول تیر پیوند در ارزیابی خرابی پیش‌رونده لرزه‌ای ناشی از زلزله حوزه نزدیک پالس گونه مشخص گردید که در قاب خمشی ویژه با مهاربندی واگرای ویژه بهترین عملکرد تیر پیوند، به ترتیب مربوط به تیر پیوند با عملکرد برشی، برشی - خمشی و در نهایت خمشی می‌باشد. در قاب ساده با

- Performance Factors, Federal Emergency Management Agency(FEMA), Washington, D.C, 2009.
- [19] 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.
- [20] H.R. Tavakoli, A.H. Hasani, Effect of Earthquake characteristics on seismic progressive collapse potential in steel moment resisting frame, Earthquake and Structures, 12(5) (2017) 529-541.
- [21] FEMA, PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS, Federal Emergency Management Agency(FEMA), Washington, D.C, 2000.
- [22] 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, (2022) 1-15.
- [23] A. Mashayekhi, M. Gerami, N. Siahpolo, Assessment of higher modes effects on steel moment resisting structures under near-fault earthquakes with forward directivity effect along strike-parallel and strike-normal components, International Journal of Steel Structures, 19(5) (2019) 1543-1559.
- [24] S.A. Razavi, N. Siahpolo, M. Mahdavi Adeli, A New Empirical Correlation for Estimation of EBF Steel Frame Behavior Factor under Near-Fault Earthquakes Using the Genetic Algorithm, Journal of Engineering, 2020 (2020).
- under seismic loads, Alexandria engineering journal, 57(4) (2018) 3825-3839.
- [10] M.S.G. Hamed Yavari, Mansoor Yakhchalian, Progressive collapse potential of different types of irregular buildings located in diverse seismic sites, Heliyon, (2019).
- [11] U. Starossek, Progressive collapse of structures, Thomas Telford London, 2009.
- [12] K. Khandelwal, S. El-Tawil, F. Sadek, Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames, Journal of Constructional Steel Research, 65(3) (2009) 699-708.
- [13] S. Karimiyan, Collapse Distribution Scenario in Seismic Progressive Collapse of RC Buildings Caused by Internal Column Elimination, Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, (2020) 1-12.
- [14] S. Panahi, S.M. Zahrai, Performance of typical plan concrete buildings under progressive collapse, in: Structures, Elsevier, 2021, pp. 1163-1172.
- [15] G.S. Prinz, Using buckling-restrained braces in eccentric configurations, (2010).
- [16] ASCE, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings – ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2014.
- [17] AISC, American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois, 2010.
- [18] FEMA, Quantification of Building Seismic

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

N. Siahpolo, S. A. Razavi, M. Jalili, Evaluation of the Performance of Special Eccentrically Braced Frames against Seismic Progressive Collapse under Pulse-type Near-field Earthquakes, Amirkabir J. Civil Eng., 55(9) (2023) 1909-1930.

DOI: [10.22060/ceej.2023.21690.7799](https://doi.org/10.22060/ceej.2023.21690.7799)

