



## Seismic evaluation of low and mid-rise steel moment-resisting frames equipped with viscous dampers based on FEMA P-695 collapse capacity

A. Abbaszadeh Shahanaghi<sup>1</sup>, G. Ghodrati Amiri<sup>1,\*</sup>, M. Raissi Dehkordi<sup>1</sup>, M. Eghbali<sup>2</sup>

<sup>1</sup> School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran

<sup>2</sup> Faculty of Engineering, University of Zanjan, Zanjan, Iran

**ABSTRACT:** In this study, the seismic performance of steel special moment-resisting frames was analyzed under far-field records with and without viscous dampers using FEMA P-695. 4, 8, and 12-story frames were loaded, analyzed, and designed with and without viscous dampers based on ASCE 7-10 and AISC360. Furthermore, characteristics of viscous dampers are considered for the specific damping ratio of 15% (4,8-story), and 20% (12-story). The frames with and without dampers were modeled in OpenSees by lumped plasticity with Bilin Material. These frames were analyzed and calculated by Incremental Dynamic Analysis (IDA) under 44 far-field records with “Hunt & Fill” algorithm. The seismic performance of studied frames is presented as the collapse probability based on seismic fragility and collapse safety margin. The results demonstrate that the collapse capacity of 4, 8, and 12-story moment-resisting frames with viscous dampers have improved by 28%, 88%, and 74%, corresponding to the median collapse capacity. Moreover, the design of buildings with 75% of design base shear using viscous dampers has a significant effect on the optimal weight of building and construction costs and improvement of seismic performance and technical criteria.

### Review History:

Received: Nov. 26. 2019

Revised: Jan. 26. 2020

Accepted: Feb. 05, 2020

Available Online: Aug. 21, 2020

### Keywords:

Steel Moment-Resisting Frames

Viscous Damper

Fema P-695

Collapse Capacity

### 1- Introduction

In recent years, experimental and analytical studies have been conducted to use viscous dampers in structures. In 2015, Silwal et al. suggested a viscous dampers system to improve the seismic behavior of steel structures. It also demonstrated its efficiency by the experimental and analytical study on a 6-story steel special moment-resisting frame [1]. Lin et al. presented a method with nonlinear viscous dampers for modal response analysis of asymmetric-plan buildings in 2015 [2]. Studying the seismic performance of the special truss moment frame with the viscous damper in 2016, Kim et al. indicated that the proper performance is achieved. The effect of dampers has been significant in the final damage state [3]. Bannazadeh et al. in 2017 showed that the structures with linear damper possess proper seismic performance compared to those with nonlinear dampers. [4]. In 2019, Karavasilis and Kariniotakis studied the effect of using linear viscous dampers in peripheral moment-resisting frames for 5, 10, and 20-story buildings. The obtained results have shown the limits for inter-story drifts, according to Eurocode-8. [5].

### 2- Characteristics of Models

In this study, 4, 8, and 12-story steel frames have been 3D modeled (Figure 1) and then have been loaded, analyzed, and designed by ASCE 7-2010 [6] and AISC 360-2010 [7]. The P-delta effects and the strong column and weak beam

\*Corresponding author's email: ghodrati@iust.ac.ir

principle have been considered in the design of frames. The plan of the studied buildings is regular and symmetric, and the dampers were located in the middle spans. Furthermore, the height of the ground floor and other stories are 3.2 and 2.8 meters, respectively, while the span length of frames is 6 meters. Residential occupancy has been considered for buildings, and site specifications were extracted from the USGS website introduced by ASCE 7-10 and were from Los Angeles, USA.

### 3- Fragility Curves

The use of dampers in a 4-story building has caused the median value of collapse acceleration to increase from 2.20 to 2.83. In other words, the collapse capacity of the structure has been improved up %28 by applying the dampers (Figure 2a). The value of  $\lambda$  has increased from 1.60 to 3.05 considering the mentioned effect for the 8-story building, which indicates an %88 improvement in the collapse capacity of the structure (Figure 2b). On the other hand, regarding the fragility curve of a 12-story building, the value of  $\lambda$  has increased from 1.05 to 1.83 due to the use of dampers, implying a %74 increase in collapse capacity of the structure (Figure 2c).

### 4- Results

• The collapse capacity has increased mainly in the frames equipped with viscous dampers based on FEMA P695 procedure. The use of dampers in mid-rise buildings



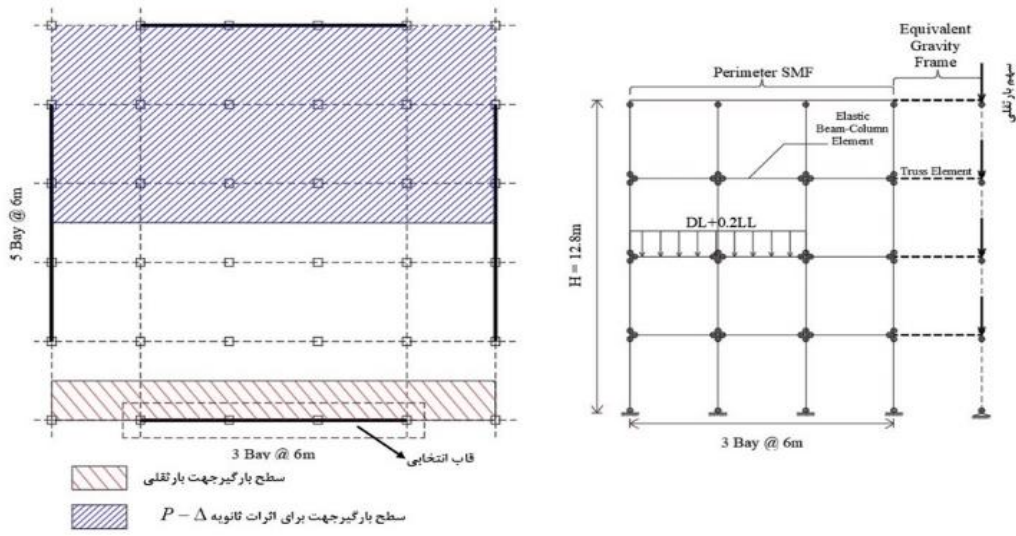


Fig. 1. Plan of the studied buildings and the procedure for considering the  $\Delta$ -p effect.

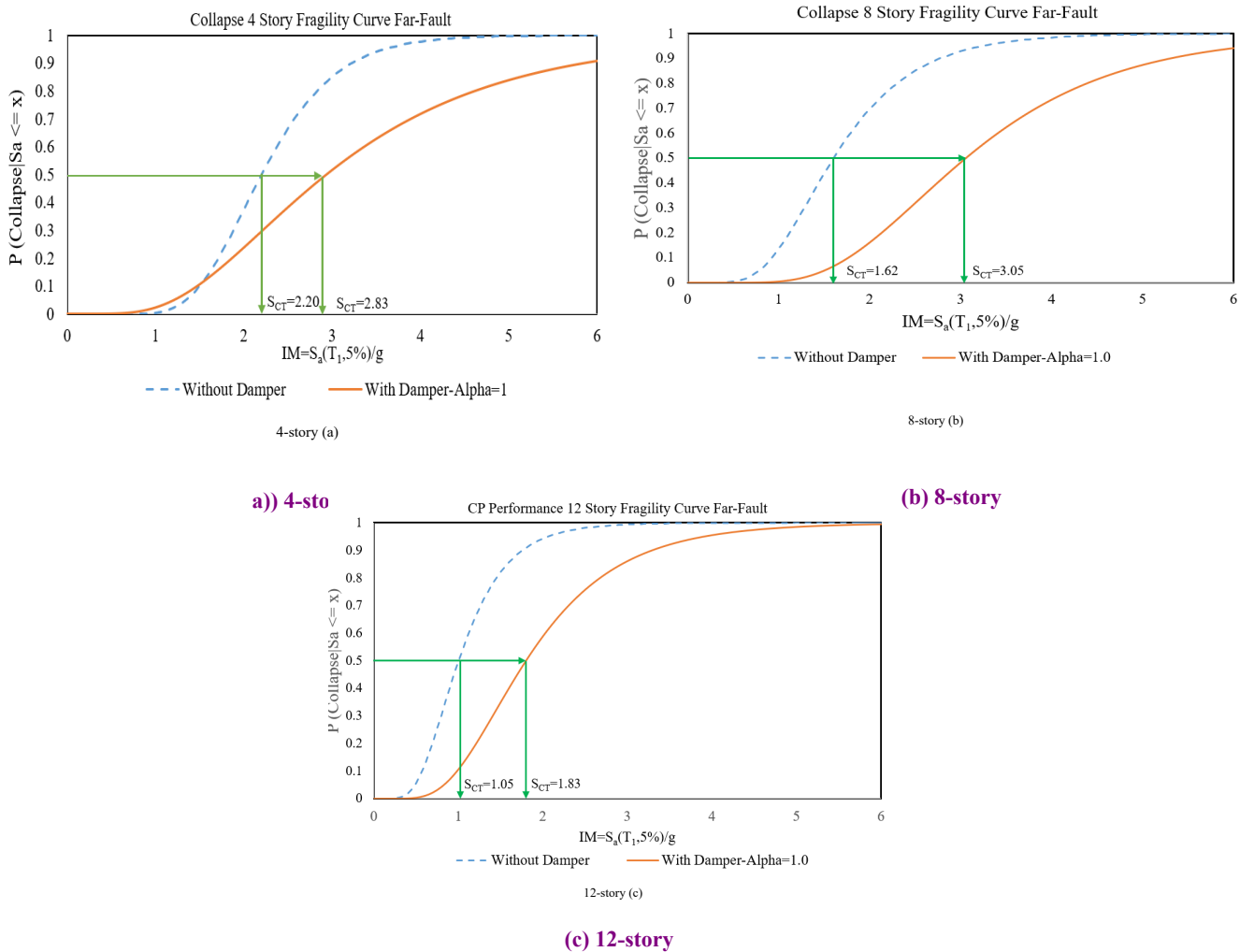


Fig. 2. Comparison of the fragility curves for the buildings studied with and without the viscous damper.

has been significant effects on the increase of collapse capacity.

- CP, IO, and GI seismic performances of studied frames in this research are acceptable under far-field records. Moreover, they have satisfied the criteria of design codes for loading and evaluation.
- The slope of the fragility curve has significantly decreased in frames with viscous dampers due to the ductility of structures during the collapse process.
- It has been found the median value of the collapse capacity of structures decreases as their height and the first-period increase, which is due to the altitude and, subsequently, the P-Delta effect.

### References

- [1] Silwal, Baikuntha, Robert J. Michael, and Osman E. Ozbulut. "A superelastic viscous damper for enhanced seismic performance of steel moment frames." *Engineering Structures* 105 (2015): 152-164.
- [2] Lin, Jui-Liang, Tze-How Liu, and Keh-Chyuan Tsai. "Real-valued modal response history analysis for asymmetric-plan buildings with nonlinear viscous dampers." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 77 (2015): 97-110.
- [3] Kim, Jinkoo, Joonho Lee, and Hyungoo Kang. "Seismic retrofit of special truss moment frames using viscous dampers." *Journal of Constructional Steel Research* 123 (2016): 53-67.
- [4] Banazadeh, Mehdi, and Ali Ghanbari. "Seismic performance assessment of steel moment-resisting frames equipped with linear and nonlinear fluid viscous dampers with the same damping ratio." *Journal of Constructional Steel Research* 136 (2017): 215-228.
- [5] Kariniotakis, Konstantinos, and Theodore L. Karavasilis. "Limits for the interstorey drift sensitivity coefficient  $\theta$  of steel MRFs with viscous dampers designed according to Eurocode 8." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 117 (2019): 203-215.
- [6] American Society of Civil Engineering (ASCE), Structural Engineering Institute (SEI). (2010), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE Standard (ASCE/SEI 7-10).
- [7] American Institute of Steel Construction (AISC). (2010), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, An American National Standard (ANSI/AISC 341-10).
- [8] FEMA-P695 (2010), "Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors", U.S. Department of Commerce Engineering Laboratory National Institute of Standards and Technology Gaithersburg.

#### HOW TO CITE THIS ARTICLE

A. Abbaszadeh Shahanaghi, G. Ghodrati Amiri, M. Raissi Dehkordi, M. Eghbali, *Seismic evaluation of low and mid-rise steel moment-resisting frames equipped with viscous dampers based on FEMA P-695 collapse capacity. Amirkabir J. Civil Eng.*, 53 (6) (2021) 559-562

DOI: [10.22060/ceej.2020.17438.6561](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17438.6561)







## ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های فولادی خمشی کوتاه و میان مرتبه با شکل‌پذیری ویژه مجهز به میراگرهای ویسکوز براساس معیارهای فروریزش FEMA P-695

امیر عباس زاده شهانقی<sup>۱</sup>، غلامرضا قدرتی امیری\*<sup>۱</sup>، مرتضی رئیسی دهکردی<sup>۱</sup>، مهدی اقبالی<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup> دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران  
<sup>۲</sup> گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان، زنجان، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۰۹/۰۵  
بازنگری: ۱۳۹۸/۱۱/۰۶  
پذیرش: ۱۳۹۸/۱۱/۰۶  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۵/۳۱

### کلمات کلیدی:

قاب خمشی فولادی ویژه  
میراگر ویسکوز  
رکوردهای حوزه دور  
تحلیل دینامیکی فزاینده  
منحنی شکنندگی  
معیارهای فروریزش  
FEMA P-695

**خلاصه:** در این تحقیق عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی خمشی ویژه تحت رکوردهای دور از گسل، با و بدون میراگر ویسکوز و با استفاده از FEMA P-۶۹۵ بررسی شده است. قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ طبقه در دو حالت با و بدون میراگر ویسکوز بر اساس ASCE 7-10 و AISC 360 بارگذاری، تحلیل و طراحی شده‌اند و مشخصات میراگرهای ویسکوز برای یک نسبت میرایی مشخص ۱۵٪ (۴ و ۸ طبقه) و ۲۰٪ (۱۲ طبقه) لحاظ شده است. قاب‌های دارای میراگر و بدون میراگر با قرار دادن مفاصل پلاستیک متمرکز دارای رفتار چرخه ای Bilin در نرم افزار OpenSees مدل‌سازی شده‌اند. این قاب‌ها، به روش تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده (IDA) با استفاده از ۴۴ رکورد زلزله دور از گسل با محدوده وسیعی از مقادیر شدت لرزه‌ای مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته‌اند. عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه، به صورت احتمال وقوع فروریزش بر مبنای تحلیل‌های احتمالاتی شکنندگی لرزه‌ای و حاشیه ایمنی فروریزش ارائه گردیده است. نتایج نشان می‌دهد که در قاب‌های خمشی با میراگرهای ویسکوز در سطح احتمال ۵۰٪ مربوط به منحنی میانه تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده ظرفیت فروریزش قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به مقدار ۲۸٪، ۸۸٪ و ۷۴٪ افزایش یافته است. همچنین طراحی ساختمان‌های دارای میراگرهای ویسکوز با ۷۵٪ برش پایه، تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر کاهش وزن ساختمان و هزینه‌های ساخت و بهبود رفتار و معیارهای فنی داشته است.

### ۱- مقدمه

اعضا می‌گردد. با این حال در این فلسفه طراحی، از فروریزش سازه جلوگیری شده و باید ایمنی جانی تامین گردد. در طراحی یک سازه ممکن است شرایطی به وجود آید که روش‌های معمول پاسخگوی نیازهای طراحی نباشند. به عنوان مثال، در طراحی بیمارستان‌ها باید عملکرد بی‌وقفه پس از وقوع مخاطرات طبیعی مانند زلزله تامین شود. بنابراین خسارت ناشی از غیرخطی شدن اعضا باید به حداقل برسد، در نتیجه در طراحی بر اساس روش مرسوم استهلاک انرژی زلزله، نیاز است سازه با اعضای بزرگ‌تر طراحی گردند. علاوه بر این، برای عملکرد بی‌وقفه، عموماً مباحثی نظیر حفاظت دستگاه‌ها و تجهیزات نیز مطرح است که در فرایند طراحی متداول به این موضوع به صورت مستقیم پرداخته نشده است. روش‌های جدید طراحی مبتنی بر

عمده‌ترین راه مقابله با اثرات مخرب زمین لرزه، استهلاک انرژی زلزله می‌باشد. اتلاف انرژی توسط اعضا و با استفاده از قابلیت شکل‌پذیری از روش‌های مرسوم استهلاک انرژی زلزله است. در این روش علاوه بر استفاده از اعضا در برابر نیروهای وارد بر سازه، ظرفیت اعضای تشکیل دهنده برای جذب انرژی‌های بعدی کاهش و ایمنی سازه باید ارزیابی گردد. در روش‌های موجود و معمول استهلاک انرژی زلزله، جذب انرژی زلزله در اعضای رخ می‌دهد که جزئی از سیستم باربر ثقلی هستند. بنابراین خسارت وارده به این اعضا - نظیر ایجاد مفاصل پلاستیک - باعث عدم امکان جایگزینی

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: ghodrati@iust.ac.ir



مقابل حداکثر زلزله محتمل را ارائه نمودند [۶]. روه و رینهورن<sup>۶</sup> در سال ۲۰۱۰، با کاهش مقاومت، پاسخ دینامیکی سازه را کاهش دادند و افزایش تغییر مکان ناشی از این کاهش مقاومت را با استفاده از میراگرهای ویسکوز کنترل نمودند. همچنین با یک مدل آزمایشگاهی برای سازه‌هایی با پاسخ شتاب کاهش یافته ناشی از زلزله متاثر از مقاومت جانبی، به منظور کنترل جابجایی‌ها از میراگرهای ویسکوز استفاده نمودند [۷]. سیلوا و همکاران<sup>۷</sup> در سال ۲۰۱۵ برای بهبود رفتار سازه‌های فولادی تحت بارهای لرزه‌ای چند سطحی، یک سیستم ویسکوز را پیشنهاد داده و کارایی آن را در کاهش پاسخ لرزه‌ای با مطالعه آزمایشگاهی و تحلیلی بر روی یک قاب خمشی ویژه ۶ طبقه فولادی نشان دادند [۸]. همچنین در سال ۲۰۱۶ ضمن مطالعه مقاومت گسیختگی لرزه‌ای قاب خمشی فولادی ۹ طبقه با میراگر ویسکوز تحت بار دینامیکی فزاینده، قابلیت سیستم در برابر خرابی را با کمترین تغییر مکان‌های ماندگار به دست آوردند [۹]. لین و همکاران<sup>۸</sup> در سال ۲۰۱۵ روشی برای تحلیل پاسخ مودال ساختمان‌های نامتقارن در پلان با میراگرهای ویسکوز غیرخطی ارائه دادند و نتیجه گرفتند که فرایند تحلیل ساده شده پیشنهادی منجر به بهبود پاسخ لرزه‌ای چنین سازه‌هایی با میراگرهای ویسکوز غیرخطی می‌شود [۱۰]. کیم و همکاران<sup>۹</sup> در سال ۲۰۱۶ با بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی خرپایی ویژه با میراگر ویسکوز نشان دادند که هدف عملکردی مطلوب تامین می‌شود و نقش میراگرها در وضعیت خسارت نهایی مهم خواهد بود [۱۱]. بنازاده و قنبری در سال ۲۰۱۷ با قراردادن میراگرهای قطری ویسکوز در قاب‌های پیرامونی و بررسی سازه‌ها در دو حالت با و بدون میراگر نشان دادند که سازه‌های دارای میراگر خطی عملکرد لرزه‌ای بهتری در مقایسه با سازه‌های دارای میراگر غیرخطی با همان نسبت میرایی داشته‌اند [۱۲]. کاراواسیلیس و کارینویتاکیس<sup>۱۰</sup> در سال ۲۰۱۹ از میراگرهای ویسکوز خطی در قاب‌های خمشی پیرامونی برای ساختمان‌های ۱۰، ۵ و ۲۰ طبقه استفاده کردند. نتایج به دست آمده محدوده‌هایی را برای جابجایی نسبی بین طبقه‌ای مطابق آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای اروپا ارائه نموده که از طریق آن‌ها ظرفیت‌های شکل‌پذیری تأمین و باعث کاهش وزن

استفاده از تجهیزات اتلاف انرژی می‌باشند. به عنوان نمونه کاربرد میراگرها باعث می‌شود انرژی وارده به سازه در داخل این تجهیزات مستهلک گردد و سایر اعضای سازه بدون آسیب باقی بمانند. تجهیزات اتلاف انرژی به سه نوع سیستم‌های کنترل غیرفعال، فعال و نیمه فعال طبقه بندی می‌شوند. در سیستم‌های کنترل غیر فعال اثر میرایی بدون اعمال انرژی خارجی بر روی سیستم میراگر حاصل می‌گردد و استهلاک انرژی بر اساس حرکت ناشی از زلزله است و کمتر تحت تأثیر مشخصات دینامیکی سازه قرار می‌گیرد.

در دو دهه اخیر مطالعات زیادی بر روی میراگرهای ویسکوز و تأثیر آن در سازه‌های مختلف توسط محققان انجام شده است. یوتانی و همکاران<sup>۱</sup> در سال ۲۰۰۳ روش نوینی برای طراحی بهینه سازه‌ها با میراگرهای غیر فعال و ارائه یک نمونه کاربردی واقعی برای روش طراحی بهینه ساختمان‌های با سیستم قابی مجهز به میراگرهای ویسکولاستیک انجام دادند [۲]. رودریگو و رومرو<sup>۲</sup> در سال ۲۰۰۳ پاسخ دینامیکی یک ساختمان شش طبقه فولادی با قاب خمشی مقاوم مجهز به میراگرهای ویسکوز مایع در معرض بارهای لرزه‌ای و از طریق روش‌های عددی پاسخ دینامیکی سازه را در دو حالت مقاوم سازی شده با میراگرهای خطی و غیرخطی بررسی نموده و شاخص‌های عملکرد سازه را در هر دو روش مقاوم سازی ارائه نمودند [۳]. هوانگ و همکاران<sup>۳</sup> در سال ۲۰۰۶ مطالعه آزمایشگاهی بر روی ساختمان‌های بتن مسلح قاب خمشی با میراگرهای ویسکوز انجام دادند و به ارزیابی تجربی تأثیر کاربرد میراگرهای ویسکوز در ساختمان‌های بتنی مسلح قاب خمشی با دیوارهای بتن مسلح ضعیف پرداختند. با ترکیب این سیستم به همراه میراگرهای ویسکوز تغییرات جابجایی نسبی طبقات را در حد مجاز کنترل شده است [۴]. هوانگ<sup>۴</sup> در سال ۲۰۰۹ به معرفی انواع میراگرهای ویسکوز خطی و غیرخطی و خصوصیات مکانیکی پرداخته است و نسبت میرایی مؤثر سازه با میراگرهای ویسکوز خطی و غیرخطی را محاسبه نموده است [۵]. میاموتو و همکاران<sup>۵</sup> در سال ۲۰۱۰، کاربرد میراگرهای ویسکوز مایع در ساختمان‌های شاخص یک تا ۱۰ طبقه با اعمال ۴۴ رکورد زلزله تحت تحلیل دینامیکی فزاینده را بررسی و بهبود عملکرد سازه‌ها در

6 Roh and Reinhorn  
7 Silwal et al  
8 Lin et. al  
9 Kim et al  
10 Karavasilis and Kariniotakis

1 Uetani et. al  
2 Martinez- Rodrigo and Romero  
3 Hwang et. al  
4 Hwang  
5 Miyamoto et. al



خواهد شد. یکی از روش‌هایی که برای طراحی میراگرهای ویسکوز کاربرد وسیعی دارد، استفاده از روش طراحی بر مبنای انرژی است که مبنای محاسبات میرایی در این پژوهش می‌باشد. رابطه پیشنهادی در این روش جهت محاسبه میرایی ناشی از میرایی ذاتی و میراگرها مطابق رابطه پیشنهادی  $\gamma$ -ASCE ۷-۱۰ [۱۲] است. مطابق با این دستورالعمل، میرایی موجود در سازه شامل دو بخش میرایی ذاتی سیستم و میرایی ایجاد شده توسط تجهیزات اتلاف انرژی می‌شود. بنابراین در یک سیستم چند درجه آزاد نسبت میرایی مؤثر از رابطه (۲) به دست می‌آید:

$$\xi_{eff} = \xi_I + \xi_d \quad (2)$$

در این رابطه  $\xi_I$  میرایی ذاتی در سیستم چند درجه آزاد و  $\xi_d$  میرایی میراگر اضافه شده به سیستم چند درجه آزاد می‌باشد. رابطه (۲) با توجه به  $\gamma$ -ASCE ۷-۱۰ [۱۲] به صورت رابطه (۳) ارائه می‌شود:

$$\xi_d = \frac{\sum W_j}{2\pi W_k} \quad (3)$$

در این رابطه  $\sum W_j$  مجموع انرژی مستهلک شده به وسیله  $j$  امین میراگر در یک چرخه بارگذاری و  $W_k$  انرژی کرنشی الاستیک قاب است. مقدار  $W_k$  برابر  $\sum F_i \Delta_i$  بوده که در آن  $F_i$  برش طبقه و  $\Delta_i$  دررفت طبقه در  $i$  امین طبقه است. بعد از مشخص شدن نسبت میرایی، انرژی مستهلک شده توسط میراگرهای ویسکوز برابر است با:

$$\sum_j W_j = \sum_j \pi C_j u_j \omega_0^2 = \frac{2\pi^2}{T} \sum_j C_j u_j^2 \quad (4)$$

در این رابطه  $T$  دوره تناوب اصلی (مود اول) سازه‌ای که به میراگر مجهز می‌گردد،  $\omega$  فرکانس زاویه ای (چرخه‌ای) و  $\theta$  زاویه میراگر با افق در طبقه  $i$  ام و بر اساس سازه با میراگری است که نیروی برش پایه آن ۷۵٪ سازه اصلی کاهش داده شده و  $u_j$  جابجایی محوری نسبی دو سر میراگر زاست.

با استفاده از انرژی کرنشی مودال، انرژی مستهلک شده به وسیله میراگر و انرژی کرنشی الاستیک ایجاد شده به وسیله قاب به صورت رابطه (۵) قابل ارائه است:

$$\sum_j W_j = \frac{2\pi^2}{T} \sum_j C_j \phi_j^2 \cos^2 \theta_j \quad (5)$$

فولاد مصرفی در قاب‌های مجهز به میراگرهای ویسکوز شده است. علاوه بر آن، این نتایج برای قاب‌های خمشی فولادی بدون میراگرهای ویسکوز جهت ارزیابی با معیارهای فروریزش نیز قابل استفاده است [۳۰]. در مطالعه حاضر به منظور بررسی اثر افزایش تعداد طبقات بر رفتار قاب‌ها، سه ساختمان فولادی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با قاب خمشی فولادی محیطی و قاب‌های ثقلی مرکزی با استفاده از آیین نامه AISC ۳۴۱-۱۰ و مبتنی بر روش حالت حدی مدل‌سازی، طراحی و تحلیل شده‌اند. مدل‌های سازه‌ای ایجاد شده، در دو حالت با و بدون میراگر با استفاده از مدل غیرخطی ایبارا-کراوینکلر، با شرایط غیر خطی هندسی و مصالح، در نرم افزار OpenSees با استفاده از ۴۴ رکورد زلزله دور از گسل تحت تحلیل دینامیکی فزاینده غیرخطی قرار گرفته‌اند. عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه مورد مطالعه در سطوح عملکردی IO، CP و GI قابل قبول بوده و بنابراین هدف آیین‌نامه‌های بارگذاری و طراحی لرزه‌ای تامین شده است. نتایج نشان می‌دهد که ظرفیت فروریزش قاب‌های مجهز به میراگرهای ویسکوز افزایش یافته است و این موضوع در مورد قاب‌های میان مرتبه تاثیر بیشتری داشته است. همچنین با افزایش ارتفاع و زمان تناوب اصلی قاب‌ها، میانه ظرفیت فروریزش سازه‌ها کاهش یافته است. رعایت ضوابط مربوط به مقادیر برش پایه تاثیر چشمگیری در کاهش وزن قاب‌های مورد مطالعه و هزینه‌های ساخت و بهبود رفتار لرزه‌ای داشته است. شیب منحنی شکنندگی در قاب‌های دارای میراگر به طور قابل توجهی کاهش یافته است. این موضوع ناشی از شکل‌پذیری سازه مجهز به میراگر در مرحله فروریزش سازه است.

## ۲- استهلاک انرژی در میراگرهای ویسکوز

استهلاک ویسکوز فرایندی است که در آن نیروی استهلاک تابعی از نرخ زمانی تغییرات جابجایی (سرعت) است. رفتار میراگرهای ویسکوز مطابق رابطه (۱) تشریح می‌گردد [۱۴]:

$$F = C |V|^a \times \text{sgn}(V)$$

در این رابطه  $C$  ضریب استهلاک،  $F$  نیروی استهلاک،  $V$  سرعت در راستای  $F$  و  $a$  توان سرعت است. معمولاً محدوده  $a$  بین ۰/۳ تا ۱/۰۰ تغییر می‌نماید. در حالتی که اگر مقدار  $a$  برابر یک شود، رابطه بین نیروی میرا شده و سرعت حرکتی به صورت خطی تبدیل

### ۳- نسبت میرایی هدف

در این بخش راهکاری جهت تعیین نسبت میرایی هدف مورد استفاده در طراحی ارائه شده است. برای اینکه تخمینی از مقدار جابجایی نسبی بین طبقه ای پس از مجهز شدن میراگر به دست آید می توان با استفاده از یک تحلیل طیفی (بدون کاهش طیف طرح ناشی از میرایی یا ضریب رفتار) جابجایی نسبی بین طبقه ای مدل فاقد میراگر را به دست آورد و نتیجه را بر ضریب B تقسیم نمود. جابجایی نسبی بین طبقه ای حاصل نباید از مقدار مجاز بیشتر باشد. B ضریب کاهش پاسخ ناشی از میرایی می باشد که بر اساس نسبت میرایی سازه در جدول ۱ مطابق با آیین نامه ۷-ASCE ۱۰-۱۲ [۱۲] ارائه شده است. برای این منظور، با استفاده از طیف زلزله طرح (DBE) یک تحلیل طیفی بر روی سازه فاقد میراگر انجام (بدون اعمال ضریب R بر روی طیف) و حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه ای در تحلیل طیفی به مقدار ۴٪ ارتفاع طبقه به دست آمده است. اگر حداکثر ۴٪ مجاز را در زلزله طرح (DBE) برابر ۲٪ و ۲/۵٪ ارتفاع سازه فرض گردد آنگاه لازم است پاسخ های سازه با مقادیر میرایی مشخص به میزان ۱/۷ و ۱/۹ برابر کاهش یابند. بر اساس جدول ۱ اگر نسبت میرایی سازه معادل ۲۰٪ باشد، ضریب B برابر ۱/۵ خواهد بود. بنابراین، نسبت میرایی هدف برای سازه های ۴ و ۸ طبقه برابر ۱۵٪ و برای سازه ۱۲ طبقه ۲۰٪ انتخاب شده است. در جدول ۱ مشخصات نسبت میرایی مورد انتظار و ضریب میرایی سازه ها با استفاده از رابطه (۸) به دست آمده است.

### ۴- طراحی و مدل سازی قاب های مورد مطالعه

در این تحقیق سه قاب فولادی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با پلان منظم مطابق شکل ۱ ابتدا به صورت سه بعدی در نرم افزار ETABS مدل سازی شده اند و سپس مطابق ۷-ASCE ۲۰۱۰ [۱۲] و ۳۶۰-AISC ۲۰۱۰ [۱۳] بارگذاری، تحلیل و طراحی شده اند.

این رابطه  $\varphi_{ij}$  جابجایی نسبی افقی میراگر و  $z$  متناظر با اولین شکل مود است. همچنین مقدار  $W_k$  از رابطه (۶) تعیین می گردد:

$$W_k = \frac{4\pi^2}{T^2} \sum_i m_i \varphi_i^2 \quad (6)$$

در این رابطه  $\varphi_i$  نشان دهنده جابجایی اولین مود ارتعاشی در تراز  $i$  است. بر مبنای روابط ذکر شده برای انرژی کرنشی و مستهلک شده، نسبت استهلاک مؤثر در سازه دارای میراگر ویسکوز خطی با رابطه (۷) محاسبه می گردد:

$$\xi_{eff} = \xi_I + \frac{T \sum_j C_j \varphi_{rj}^2 \cos^2 \theta_j}{4\pi \sum_i m_i \varphi_i^2} \quad (7)$$

چون در طراحی میراگرها جابجایی افقی و قائم دو انتهای میراگر در نظر گرفته می شود، بنابراین از رابطه (۸) با  $f_h$  ضریب جابجایی افقی و  $f_v$  ضریب جابجایی قائم دو انتهای میراگر استفاده شده است [۱۴]:

$$\xi_{eff} = \frac{T_1^{2-\alpha} \lambda \sum_j C_j |(f_h)_j (f_h)_{rj} - (f_v)_j (f_v)_{rj}|^{1+\alpha}}{(2\pi)^{3-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i (f_h)_i^2} \quad (8)$$

در این روابط، T پریود مود اصلی سازه، m جرم لرزه ای طبقه  $i$  ام و  $\varphi_i$  تغییر مکان طبقه  $i$  است. C ضریب میرایی طبقه  $j$  ام، و  $\varphi_{ij}$  جابجایی افقی نسبی دو انتهای اتلاف کننده در اثر تغییر شکل مود اول سازه و  $\theta_j$  زاویه اتلاف کننده با راستای افق در طبقه  $i$  ام و  $\eta_j$  تعداد میراگر در راستای مورد نظر است. در رابطه (۸) A جابجایی نام و  $\lambda$  ضریب تبدیل استهلاک خطی به غیر خطی می باشد.

جدول ۱. مشخصات نسبت میرایی مورد انتظار، ضریب کاهش میرایی و ثابت میرایی

Table 1. Expected damping ratio, damping coefficient and damping constant for 4, 8 and 12-story structures

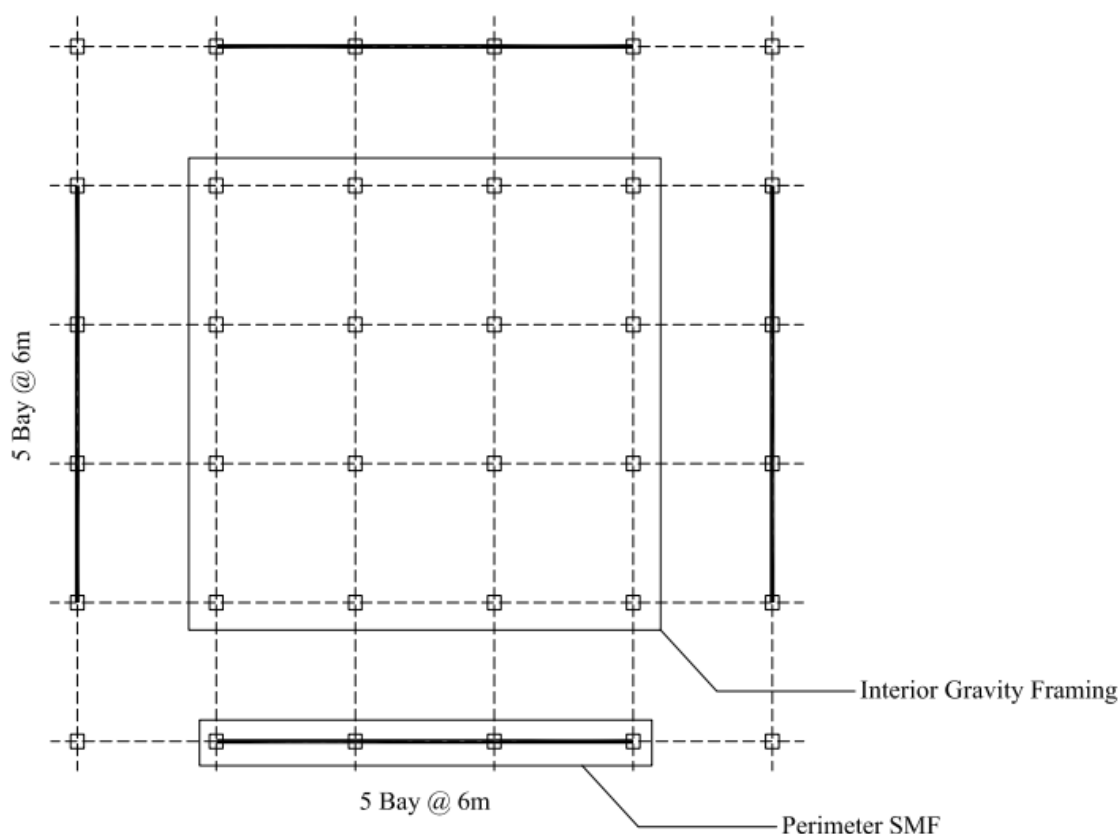
Structure	B	$\xi_{eff}$	C (ton.s/m) $\alpha=1$
4 Story	1.5	15%	543
8 Story	1.5	15%	887
12 Story	1.7	20%	1410



جدول ۲. مشخصات ساختگاه

Table 2. Site specifications

Site Class		D-Stiff Soil	
Risk Category		I - II - III	
Seismic Design Category		E	
S <sub>S</sub>	2.432 g	S1	0.853 g
S <sub>MS</sub>	2.432 g	SM1	1.279 g
S <sub>DS</sub>	1.622 g	SD1	0.853 g



شکل ۱. پلان طبقات و موقعیت قاب‌های خمشی محیطی

Fig. 1. Plan of steel structures and position of perimeter moment frames

در دهانه‌های میانی که از نوع قاب خمشی هستند قرار گرفته اند. پلان ساختمان‌های مورد مطالعه منظم و متقارن می‌باشند. ارتفاع طبقه همکف ۳/۲ متر و سایر طبقات ۲/۸ متر بوده و طول دهانه قاب‌ها ۶ متر است. کاربری سازه‌ها مسکونی و منطقه مورد مطالعه شهر لس‌آنجلس می‌باشد که مشخصات آن از USGS مطابق آیین نامه ۷-ASCE ۱۰ استخراج و در جدول ۲ ارائه شده است.

در طراحی قاب‌ها از انواع مختلف TUBO برای ستون‌ها و از

در طراحی قاب‌ها شرط تیر ضعیف-ستون قوی برای مقاطع و اثر P-Delta در نظر گرفته شده است. در بارگذاری لرزه‌ای سازه‌ها، آیین نامه ۷-ASCE ۱۰ [۱۲] مورد استفاده قرار گرفته است. ضریب رفتار برای قاب خمشی ویژه مطابق با جدول ۱۲/۲/۱ آیین نامه ۷-ASCE ۱۰ برابر با ۸، ضریب اضافه مقاومت برابر با ۳، ضریب افزایش جابجایی الاستیک ۵/۵ و ضریب اهمیت برابر با واحد در نظر گرفته شده است. در سازه‌های دارای میراگر مطابق شکل ۴، میراگرها

جدول ۳. مقاطع اعضای تیر و ستون تشکیل دهنده قاب های بدون میراگر و زمان تناوب اصلی سازه

Table 3. Fundamental period, member sizing and the cross-section of the structures without dampers

طبقه ۴		طبقه ۸		طبقه ۱۲		شماره طبقه
T=0.85 S		T=1.2 S		T=1.80 S		
تیر	ستون	تیر	ستون	تیر	ستون	
W	TUBO	W	TUBO	W	TUBO	
				W18x35	TUBO400x35	12
				W27x84	TUBO400x35	11
				W27x84	TUBO450x35	10
				W30x108	TUBO450x35	9
		W18x35	TUBO400x35	W30x108	TUBO500x35	8
		W27x84	TUBO400x35	W30x148	TUBO500x35	7
		W27x84	TUBO450x35	W30x148	TUBO500x40	6
		W30x108	TUBO450x35	W33x118	TUBO500x40	5
W24x76	TUBO350x25	W30x108	TUBO500x35	W33x118	TUBO550x40	4
W24x76	TUBO350x25	W30x148	TUBO500x35	W33x130	TUBO550x40	3
W27x94	TUBO400x25	W30x148	TUBO500x40	W33x130	TUBO600x40	2
W27x94	TUBO400x25	W30x148	TUBO500x40	W33x130	TUBO600x40	1

قاب های پیرامونی در سه دهانه میانی خمشی بوده اند و در دهانه های کناری از نوع قاب ساده طراحی شده اند. با توجه به اینکه تحلیل دو بعدی غیرخطی فقط روی یکی از قاب های باربر جانبی از سازه های سه بعدی انجام می گیرد، بنابراین باید اثر P-Delta کل سازه روی قاب خمشی انتخابی لحاظ شود [۱۶]. با توجه به جهت قرارگیری ستون ها، سیستم باربر جانبی در راستای X پلان، دو قاب A و F می باشند و تغییر مکان های جانبی کل سازه در راستای X نیز باید توسط دو قاب مذکور تحمل شود. بدین ترتیب، سایر قاب ها (قاب های میانی) فقط تحت تاثیر بارهای ثقیلی خواهند بود. نظر به اینکه برای قاب انتخابی، بارهای ثقیلی که مستقیماً توسط

مقاطع W برای تیرها استفاده شده است. علت انتخاب این نوع مقاطع ظرفیت بالای دوران پلاستیک و اطلاعات و تحقیقات مناسبی است که در رابطه با رفتار غیرخطی این نوع از مقاطع توسط لیگنوس و کراوینکلر [۱۶] در مدل سازی غیرخطی سازه ها ارائه شده است. مطابق شکل ا قاب های پیرامونی سازه از قاب خمشی ویژه و کلیه قاب های داخلی باربر ثقیلی و کلیه اتصالات تیر به ستون در قاب های ثقیلی از نوع مفصلی می باشند. یکی از قاب های محیطی خمشی محور A طبق شکل ۱ برای انجام تحلیل های دینامیکی انتخاب شده است. مشخصات هندسی و مقاطع اجزای تشکیل دهنده قاب های مورد مطالعه در جدول ۳ ارائه شده است.

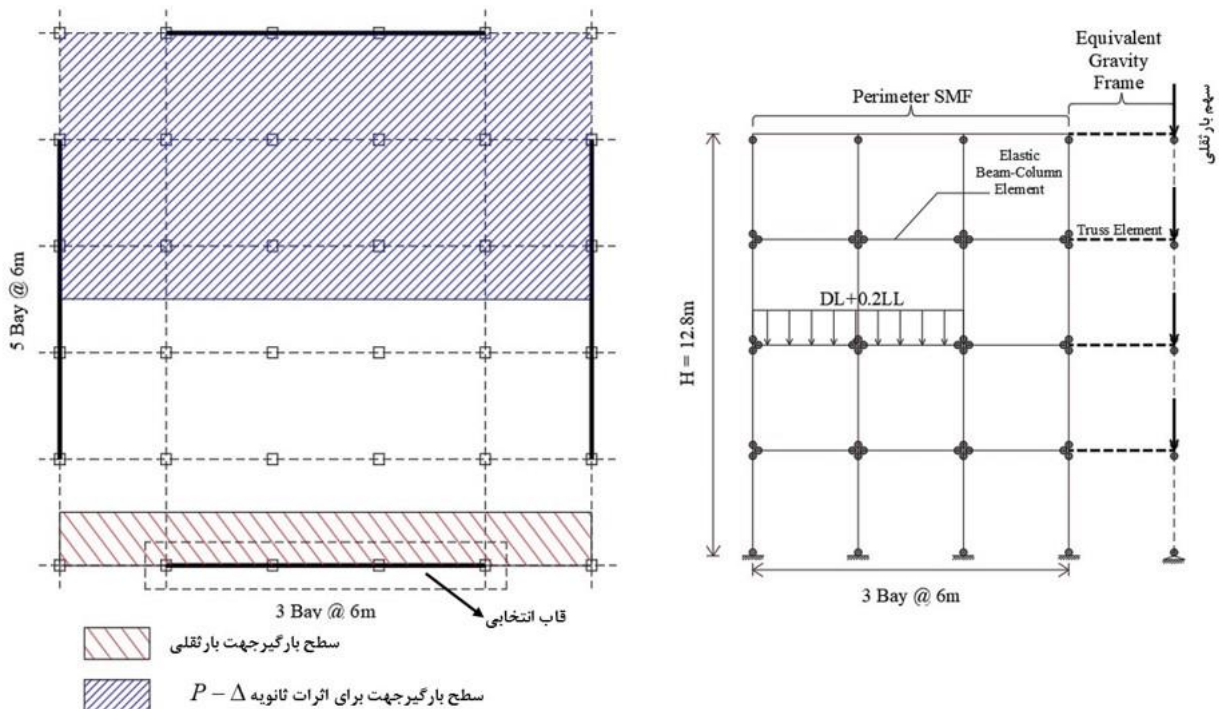
مصالح نرم افزار OpenSees به المان Zerolength تخصیص یافته است [۲۸].

در طراحی سازه‌های بدون میراگر از ۱۰۰٪ برش پایه استفاده شده است. در طراحی قاب‌های با میراگر، سازه برای نسبتی از برش پایه آیین نامه طراحی شده است. مطابق فصل ۱۸ آیین نامه ASCE ۷-۱۰ [۱۲] حداقل برش پایه برای سیستم‌های دارای میراگر به صورت رابطه (۹) معرفی گردیده است:

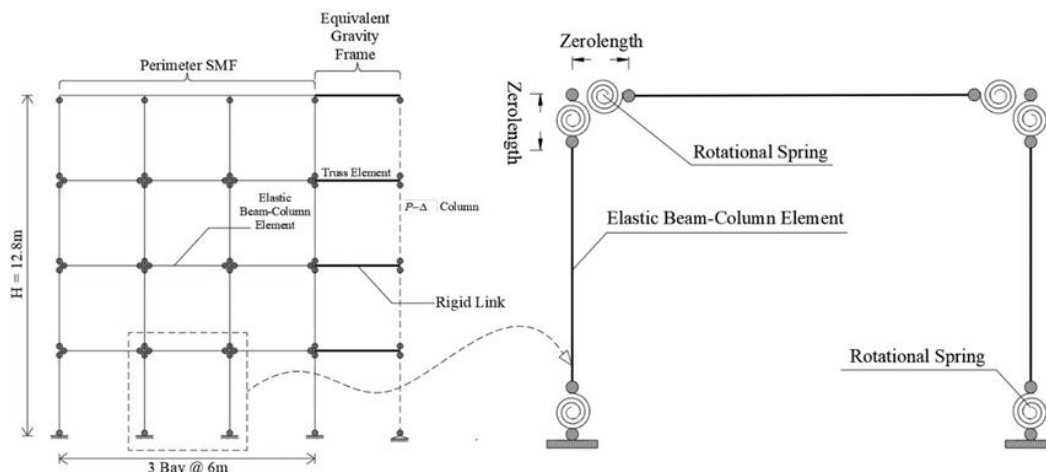
$$V_D \geq V_{\min} = \max\left\{\frac{V}{B_{V+1}}, 0.75V\right\} \quad (9)$$

در این رابطه  $V$  برابر با مقدار برش پایه سازه بدون میراگر و ضریب  $B_{V+1}$  برابر با ضریب کاهش طیف طراحی بر اثر افزایش میرایی است. میرایی طیف آیین‌نامه برابر با ۵٪ در نظر گرفته شده است، بنابراین در حالت بدون میراگر برابر با یک بوده و با اضافه نمودن میراگر (افزایش میرایی) در سیستم مقادیری معادل ۱/۵ تا ۱/۹ به اختصاص داده شده است. برای طراحی سازه‌های دارای میراگر از

قاب تحمل می‌شوند، متفاوت از بارهایی هستند که آثار P-Delta را برای آن ایجاد می‌نمایند، در نتیجه نمی‌توان با استفاده از روش متعارف انتقال هندسی در نرم افزار OpenSees برای تحلیل غیرخطی، آثار ثانویه P-Δ را به طور صحیح لحاظ نمود. برای جبران این ضعف، یک ستون مجازی دو سر مفصل بدون سختی جانبی با نصف کل بار ثقلی در هر طبقه تحت عنوان ستون P-Δ یا Leaning Column مطابق شکل ۲ تعریف شده است. اتصال مفصلی در ستون‌های مجازی باعث می‌شود فقط لنگر واژگونی اضافی ناشی از تغییر مکان جانبی لحاظ شود. در این حالت، این ستون‌ها در تحمل بار جانبی هیچ نقشی نخواهند داشت. به منظور جلوگیری از کاهش دقت و عدم تحمیل محل وقوع مفصل پلاستیک به اعضاء قاب، از المان‌های تیر به ستون غیرخطی کنترل شونده بر اساس نیرو به صورت حالت پلاستیسیته متمرکز در طول اعضاء تیر و ستون استفاده شده است. برای مدل‌سازی مصالح غیرخطی، ابتدا یک گره اضافی با مختصات یکسان با گره ابتدای تیر مطابق شکل ۳ تعریف شده است. سپس با استفاده از المان با طول صفر، مصالح غیرخطی Bilin از کتابخانه



شکل ۲. نحوه در نظر گرفتن اثر P-Δ و ستون P-Δ  
 Fig. 2. Simulation of P-Delta effects and leaning columns



شکل ۳. رفتار غیرخطی مصالح در محل مفصل پلاستیک

Fig. 3. Material nonlinear behavior in plastic hinge location

$$\Lambda = 26.36 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.589} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.574} \left(\frac{C_{unit}^2 f_y}{50}\right)^{-1.454} \quad (11)$$

$$\theta_p = 0.572 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.0} \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{1.21} \left(\frac{C_{unit}^2 f_y}{50}\right)^{-0.838} \quad (12)$$

$$\theta_{pc} = 14.51 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.21} \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{3.035} \left(\frac{C_{unit}^2 f_y}{50}\right)^{-0.498} \quad (13)$$

$$\Lambda = 3800 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-2.49} \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{3.5} \left(\frac{C_{unit}^2 f_y}{50}\right)^{-2.391} \quad (14)$$

در این روابط  $L$  طول المان،  $t_f$  ضخامت جان،  $d$  ارتفاع مقطع،  $h$  عمق جان،  $b_f$  پهنای جان،  $t_f$  ضخامت جان،  $N$  نیروی محوری ستون و  $N_y$  نیروی محوری تسلیم ستون و  $f_y$  مقاومت تسلیم تیر می‌باشد. پارامترهای  $C_{unit}^1$  و  $C_{unit}^2$  پارامترهای تبدیل واحد هستند و در صورتی که ابعاد پارامترها بر حسب mm و MPa باشند مقادیر آن‌ها برابر با یک خواهد بود. پارامتر  $D$  بعد ستون و  $t$  ضخامت ستون می‌باشد و ظرفیت دوران تجمعی المان می‌باشد. بر اساس تحقیقات لیگنوس و کراوینکلر [۲۸] در روابط پیشنهادی ستون‌های HSS، مقدار تنش تسلیم  $275 \leq F_y \leq 500$  و  $18 \leq \frac{D}{t} \leq 100$  بوده است.

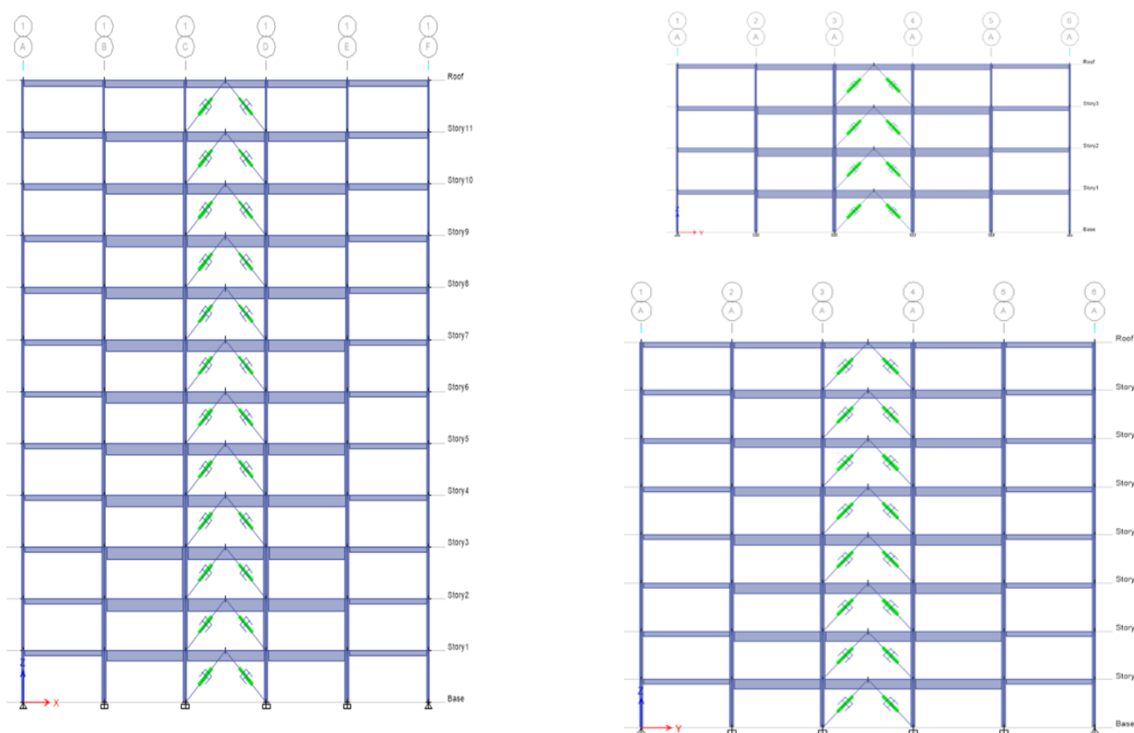
روابط فصل ۱۸ آیین نامه ۷-ASCE ۱۰- استفاده شده است [۱۲]. مطابق جدول ۴ مقادیر مربوط به سطح مقطع اجزای تشکیل دهنده قاب با میراگر بر اساس ۷۵٪ نیروی برشی تحلیل و طراحی شده است.

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی تیر و ستون‌ها از مدل پلاستیسته متمرکز در نرم افزار OpenSees [۲۷] و مطابق شکل ۵ برای زوال سختی و مقاومت از مدل اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر استفاده گردیده است [۲۸].

در این مطالعه از روابط محاسباتی پارامترهای غیرخطی مدل سه خطی اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر بر اساس اطلاعات مربوط به آزمایش‌های بارگذاری چرخه ای و مونوتونیک اعضای فولادی استفاده شده است. روابط محاسباتی مربوط به مدل ایبارا-کراوینکلر برای لحاظ نمودن انواع مدهای فروریزشی (زوال سختی و مقاومت) برای اعضای فولادی با ابعاد مختلف و دلخواه توسط لیگنوس ارائه شده است [۲۸]. این روابط محاسباتی برای تیرها با مقاطع W شکل و ستون‌ها با مقاطع جعبه‌ای (HSS) مطابق روابط (۱۰) تا (۱۵) می‌باشد.

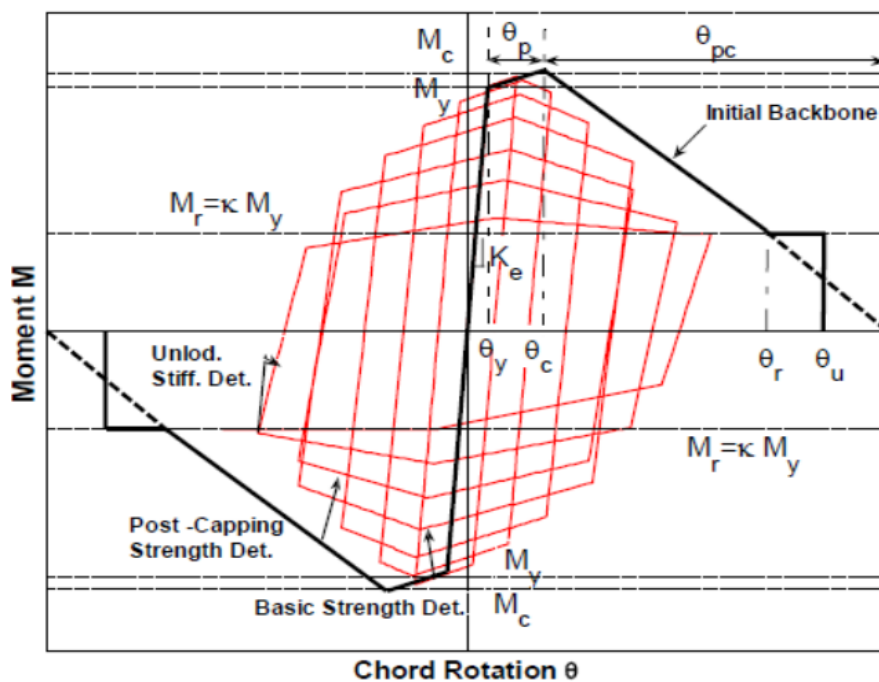
$$\theta_p = 0.07 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.35} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.09} \left(\frac{l}{d}\right)^{0.31} \left(\frac{C_{unit}^1 d}{21}\right)^{-0.281} \left(\frac{C_{unit}^2 f_y}{50}\right)^{-0.383} \quad (10)$$

$$\theta_{pc} = 4.645 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.449} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.837} \left(\frac{C_{unit}^1 d}{21}\right)^{-0.265} \left(\frac{C_{unit}^2 f_y}{50}\right)^{-1.136} \quad (11)$$



شکل ۴. چیدمان میراگرها در سازه‌های ۸، ۴ و ۱۲ طبقه

Fig. 4. Arrangement of dampers in 8,4 12-storey structures



شکل ۵. مدل زوال سختی و مقاومت ایبارا-کراوینکلر [۲۸]

Fig. 5. Ibarra-Kravinkler stiffness and strength deterioration model

جدول ۴. مقطع المان‌های قاب با میراگر و زمان تناوب اصلی سازه

Table 4. Fundamental period, member sizing and the cross-section of the structures with dampers

طبقه ۴		طبقه ۸		طبقه ۱۲		شماره طبقه
T=0.55 S		T=0.90 S		T=1.25 S		
تیر	ستون	تیر	ستون	تیر	ستون	
W	TUBO	W	TUBO	W	TUBO	
				W24x55	TUBO300x35	12
				W24x55	TUBO300x35	11
				W27x84	TUBO400x35	10
				W27x84	TUBO400x35	9
		W21x55	TUBO400x35	W30x90	TUBO450x35	8
		W24x55	TUBO400x35	W30x90	TUBO450x35	7
		W27x84	TUBO450x35	W30x108	TUBO500x35	6
		W27x84	TUBO450x35	W30x108	TUBO500x35	5
W24x62	TUBO300x25	W30x108	TUBO500x35	W30x108	TUBO500x40	4
W24x62	TUBO300x25	W30x108	TUBO500x35	W30x116	TUBO500x40	3
W24x84	TUBO350x25	W30x116	TUBO500x40	W30x116	TUBO550x40	2
W24x84	TUBO350x25	W30x116	TUBO500x40	W30x116	TUBO550x40	1

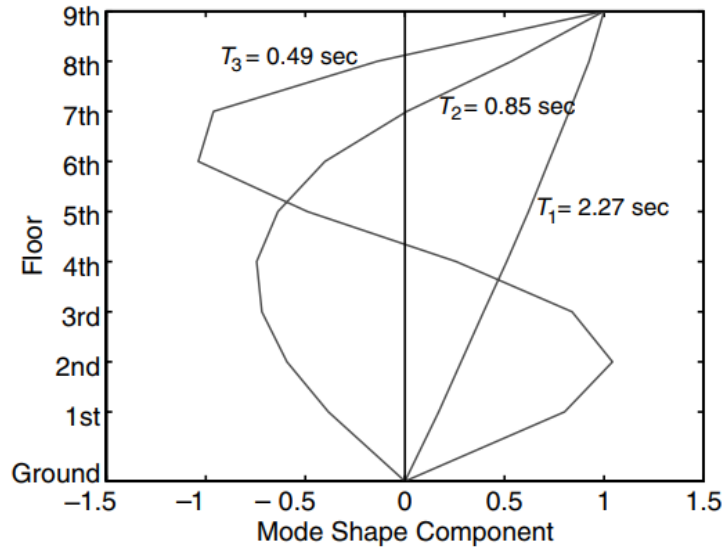
#### ۶- نحوه مدل‌سازی میراگر ویسکوز و صحت سنجی نتایج

برای تعریف میراگر در SAP از یک مقطع از نوع Damper و اختصاص آن به یک المان Link استفاده شده است. برای مدل‌سازی میراگر ویسکوز در Opensees از ماده Viscous استفاده شده است و آن به المان truss اختصاص داده شده است. برای صحت‌سنجی نحوه مدل‌سازی میراگر ویسکوز، یک قاب یک طبقه یک دهانه در SAP و همچنین در Opensees مدل شده است و پاسخ‌ها مقایسه شده‌اند. مشخصات مدل در شکل ۹ ارائه شده است. برای ستون‌های این مدل از مقطع  $200 \times 200 \times \text{BOX}$  و برای تیر آن از  $W12 \times 40$  استفاده شده است. این مدل تحت بار گسترده  $kN/m$  از  $W=20$  قرار گرفته و زمان تناوب اصلی مدل  $T=0.55$  Sec به دست آمده است. برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی، مدل تحت رکورد زلزله کوبه قرار گرفته است. مشخصات میرایی و توان مربوط به سرعت میراگر ویسکوز به ترتیب  $C=12$  kN.sec/mm و  $\alpha=1/0$  انتخاب

#### ۵- صحت سنجی در نرم افزار Etabs

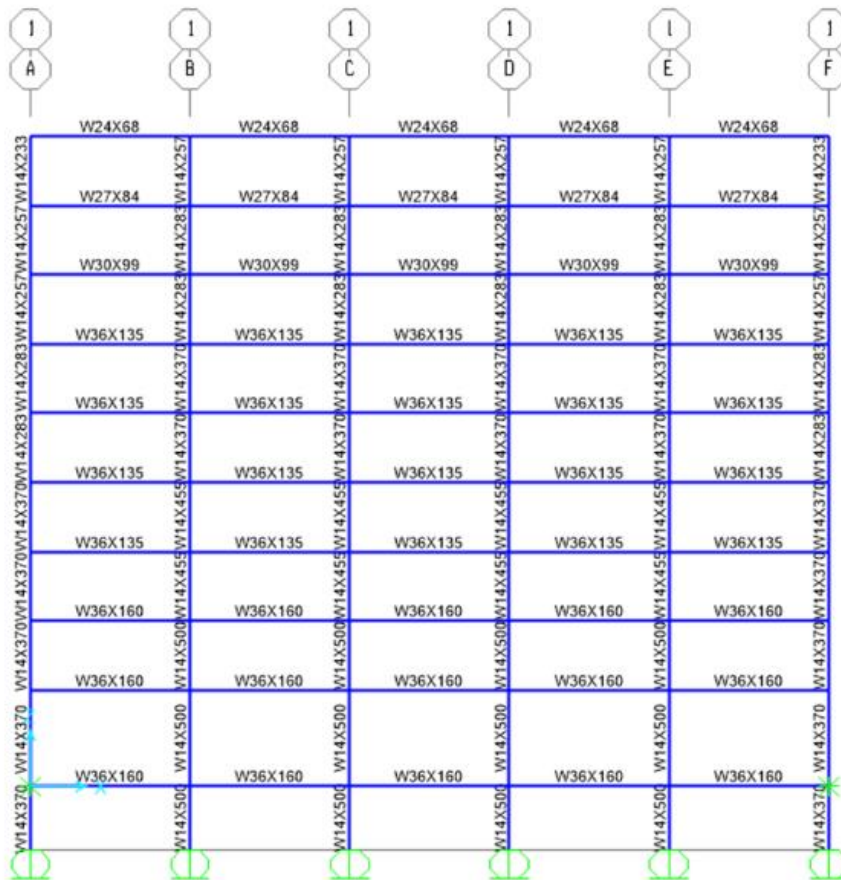
برای صحت سنجی مدل از سازه ۹ طبقه SAC استفاده شده است [۳۴]. در شکل ۶ ابعاد و همچنین موده‌های ارتعاشی این سازه ارائه شده است. مطابق با شکل ۷ سازه SAC در نرم افزار ETABS مدل‌سازی شده است. در این شکل، مقاطع تیر و ستون از نوع W بر روی هر عضو مشخص شده است. سه مود اول خروجی سازه SAC در شکل ۸ ارائه شده است. نتایج مطابقت بسیار مناسبی با نتایج مربوط به سازه اصلی دارد. دلیل اصلی انتخاب تحلیل مودال برای صحت سنجی این است که تحلیل مودال بیانگر رفتار دینامیکی سازه است. و مطابقت مناسب بین موده‌های ارتعاشی حاصل از نرم‌افزار ETABS با سازه SAC بیانگر مدل‌سازی صحیح و اختصاص مناسب جرم و تعریف دقیق و مناسب مقاطع بوده است که رفتار مودال یکسانی را ارائه نموده‌اند.





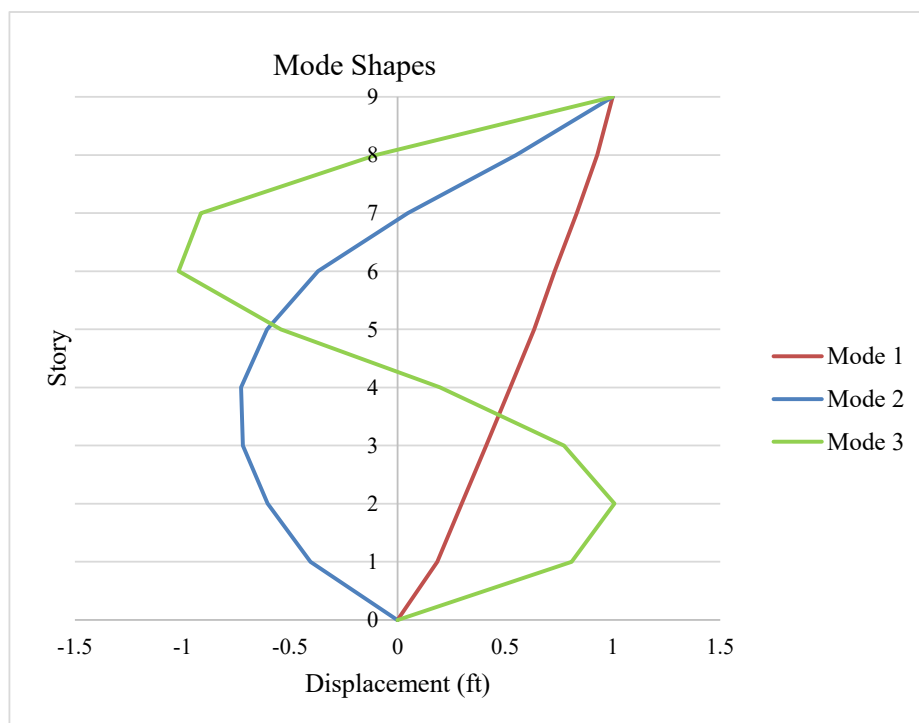
شکل ۶. مودهای ارتعاشی سازه SAC [۳۴]

Fig. 6. First three mode shapes of SAC structures



شکل ۷. مقاطع تیر و ستون در مدل سازی انجام شده در نرم افزار ETABS [۳۴]

Fig. 7. Cross-section of Beam and columns for SAC benchmark structure



شکل ۸. خروجی مودال سازه SAC [۲۴]  
Fig. 8. Modal deformation shape of SAC structure

شده است. مود در ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای می‌باشد. در این رابطه مطابق شکل ۱۰، پاسخ‌های به دست آمده از SAP و Opensees کاملاً بر هم منطبق بوده‌اند. این موضوع بیانگر صحت مدل‌سازی میراگر ویسکوز در Opensees بوده است.

مطابق شکل ۱۰، پاسخ‌های به دست آمده از SAP و Opensees کاملاً بر هم منطبق بوده‌اند. این موضوع بیانگر صحت مدل‌سازی میراگر ویسکوز در Opensees بوده است.

$$F_{im} = w_i f_{im} V_m \frac{\Gamma_m}{\bar{W}_m} \quad (17)$$

در مرحله بعد نیروی طبقه در حداکثر سرعت طبق رابطه (۱۸) محاسبه می‌گردد. در سازه‌های دارای میراگر ویسکوز، حداکثر نیرو در سرعت حداکثر فقط ناشی از نیروی تولیدی میراگرها خواهد بود.

$$Q_E^{1/2 \max Velocity} = nC \sqrt{Q_{1DVS}^2 + Q_{4DVS}^2 + Q_{7DVS}^2} \quad (18)$$

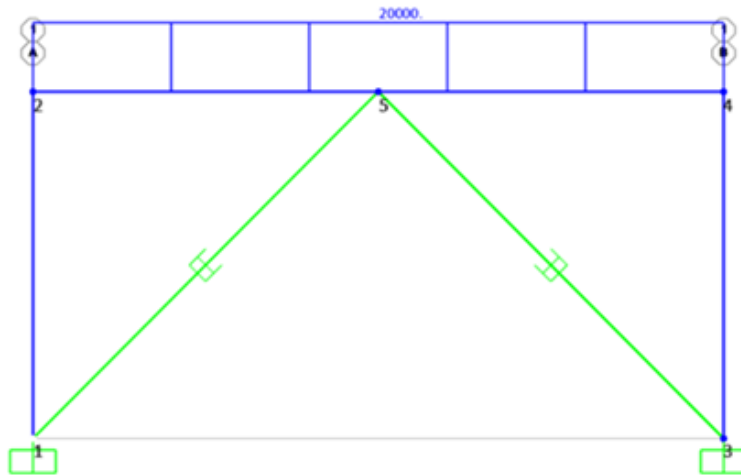
در آخرین مرحله کنترل نیروهای طبقه در اثر بیشینه شتاب ایجاد شده طبق رابطه (۱۹) به دست می‌آید.

#### ۷- کنترل سیستم میراگر

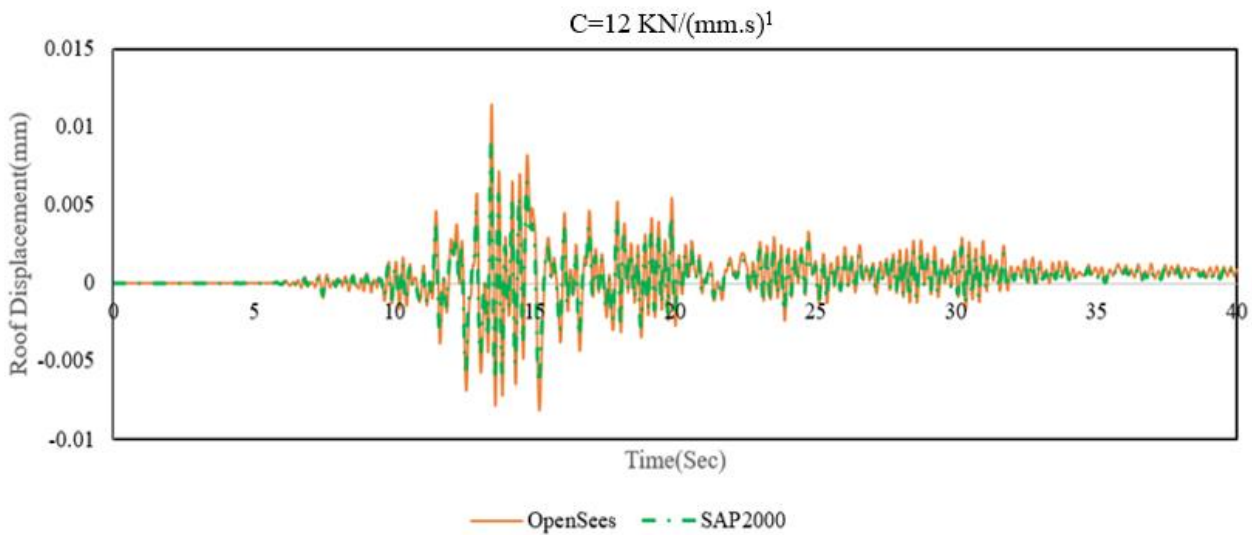
حداکثر نیروی ایجاد شده در میراگرها در اثر جابجایی، سرعت و شتاب طبقات با استفاده از روابط و جداول زیر محاسبه شده است:

$$Q_E |_{\max Disp} = \Omega_0 \sqrt{\sum_{m=1}^n Q_{mSRFS}^2} \quad (16)$$

ابتدا نیرو در حداکثر جابجایی محاسبه می‌گردد. نیروی وارد به هر طبقه در جابجایی حداکثر، طبق رابطه (۱۶) حاصل ضرب نیروی به دست آمده از جذر مجموع مربعات نیروی طبقه در هر سه



شکل ۹. مشخصات مدل استفاده شده برای صحت سنجی  
**Fig. 9. Specifications of the model used for validation**



شکل ۱۰. مقایسه جابجایی بام در SAP و OpenSees  
**Fig. 10. Comparison of roof displacement in SAP and OpenSees**

ضریب  $C_{mFD}$  با توجه به شکل پذیری  $1/6$  سیستم برابر با واحد انتخاب شده است. با توجه به میرایی مؤثر، این دو ضریب برای مود چهارم به ترتیب برابر  $0/93$  و  $0/69$  و برای مود هفتم با توجه به میرایی مؤثر برابر  $0/67$  و  $0/9$  تعیین شده است. مطابق جدول ۱ تا ۳ نیروهای معادل در سرعت حداکثر دارای مقادیر بحرانی تری نسبت به نیروهای معادل با حداکثر شتاب و جابجایی می‌باشند. این نیروها

$$(19) \quad Q_E |_{\max Accel} = \sqrt{\sum_m (\Omega_0 C_{1\&4\&7FD} Q_{1\&4\&7FRS} + C_{1\&4\&7FV} Q_{1\&4\&7DSV})^2}$$

ضریب نیرویی  $C_{mFV}$  با توجه به توان سرعت میراگر  $(1/0)$  و میرایی مؤثر مود اول برای سازه‌های ۸ و ۴ طبقه معادل  $0/28$  و سازه‌های ۱۲ و ۱۶ طبقه برابر  $0/35$  لحاظ شده است. مطابق جداول ۱۸، ۷-۱ و ۱۸، ۷-۲ آیین نامه ۱۰-ASCE [۱۲] برابر  $0/67$  و

جدول ۵. نیروی طبقات در سه حالت حداکثر جابجایی، حداکثر سرعت و حداکثر شتاب در قاب ۴ طبقه

**Table 5. Maximum obtained force from three loading conditions; maximum displacement, maximum velocity, and maximum acceleration of 4-story structure**

Story	F <sub>Max Disp(kg)</sub>	F <sub>Max Velocity(kg)</sub>	F <sub>Max Accel(kg)</sub>	F <sub>damp(kg)</sub>
4	20336	150635.9	47791.7	150636
3	15470	165007.5	39493.2	165008
2	22349	105154.0	27674.3	105154
1	18037	72477.6	15356.0	72478

جدول ۶. نیروی طبقات در سه حالت حداکثر جابجایی، حداکثر سرعت و حداکثر شتاب در قاب ۸ طبقه

**Table 6. Maximum obtained force from three loading conditions; maximum displacement, maximum velocity, and maximum acceleration of 8-story structure**

Story	F <sub>Max Disp(kg)</sub>	F <sub>Max Velocity(kg)</sub>	F <sub>Max Accel(kg)</sub>	F <sub>damp(kg)</sub>
8	42300.8	132217.6	36430.6	132218
7	30158.8	129072.7	28850.3	129073
6	29891.9	63417.4	26251.3	63417
5	27099.5	101886.5	23181.5	101887
4	25284.3	72449.3	20173.3	72449
3	25418.8	44688.0	18527.1	44688
2	16643.3	27612.5	11944.6	27613
1	8504.1	26060.2	6052.1	26060

جدول ۷. نیروی طبقات در سه حالت حداکثر جابجایی، حداکثر سرعت و حداکثر شتاب در قاب ۱۲ طبقه

**Table 7. Maximum obtained force from three loading conditions; maximum displacement, maximum velocity, and maximum acceleration of 12-story structure**

Story	F <sub>Max Disp(kg)</sub>	F <sub>Max Velocity(kg)</sub>	F <sub>Max Accel(kg)</sub>	F <sub>damp(kg)</sub>
12	63621.7	58006.8	45801.9	63622
11	39000.8	105005.7	29946.6	105006
10	25188.8	61949.8	20874.0	61950
9	26617.0	52826.4	20917.2	52826
8	31838.9	27052.5	23672.8	31839
7	37494.9	51645.6	27218.4	51646
6	39615.7	43552.0	28232.0	43552
5	38780.4	30396.4	27262.5	38780
4	38452.9	34800.8	26716.9	38453
3	30901.1	45076.9	21332.7	45077
2	19094.0	19426.6	13130.1	19427
1	7320.4	13754.4	5039.8	13754

تاثیرگذار است. مقدار  $\beta_{TOT}$  با استفاده از رابطه (۲۰) بر حسب عدم قطعیت های مختلف و مستقل ارائه گردیده است؛

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2}$$

در این رابطه  $\beta_{RTR}$ ،  $\beta_{DR}$ ،  $\beta_{TD}$ ،  $\beta_{MDL}$  و  $\beta_{TOT}$  به ترتیب معرف عدم قطعیت رکوردهای انتخابی، طراحی، اطلاعات آزمایشگاهی، مدل سازی و عدم قطعیت کلی سازه هستند. مقادیر  $\beta_{MDL}$  و  $\beta_{DR}$  و  $\beta_{TD}$  بر اساس FEMA P695 [۲۴] برابر ۰/۲ تعیین می شود. مقدار عدم قطعیت مربوط به مجموعه رکوردهای زلزله نیز مطابق FEMA P695 [۲۴] برابر  $\beta_{RTR} = 0.40$  انتخاب شده است، بنابراین با توجه به رابطه (۲۰) مقدار عدم قطعیت کلی سازه برابر  $\beta_{TOT} = 0.52$  به دست آمده است.

### ۱۰- تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA)

از روش های مرسوم برای ارزیابی سطح فروریزش استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) است. این روش در سال ۲۰۰۲ توسط وامواتسیکاس و کرنل [۲۳ و ۱۷] ارائه و به عنوان یک روش پیشنهادی در FEMA P695 [۲۴] برای ارزیابی سطح فروریزش سازه ها معرفی شده است. تحلیل IDA یک روش تخمین پاسخ لرزه ای سازه ها و روشی کارآمد برای درک رفتار سازه از محدوده الاستیک تا مرحله ناپایداری است. در این پژوهش، برحسب الگوی شناخته شده برای محاسبه فروریزش سازه ها و با استفاده از یک فرایند سیستماتیک که اولین بار توسط وامواتسیکاس و کرنل [۲۳] و [۱۷] ارائه شده است. در این تحلیل، رکوردها از یک ضریب مقیاس کوچک تا ضریب مقیاس متناظر با سطح فروریزش بر اساس الگوریتم Hunt و Fill مقیاس می شوند. نتایج تحلیل IDA براساس شتاب طیفی مود اول سازه  $(S_a(T_1, 5\%))$  در برابر بیشینه جابجایی نسبی بین طبقه ای  $(\theta_{max})$  تحت مؤلفه های رکوردهای حوزه دور با منحنی میانه ۵۰٪ در شکل ۶-الف تا شکل ۸-ب ارائه شده است. با توجه به منحنی های IDA با افزایش ارتفاع و زمان تناوب اصلی سازه ها، مقدار تقاضای متناظر با ناپایداری کلی (شروع خط صاف در منحنی های IDA) کاهش یافته است. به عبارت دیگر هر چه تعداد طبقات در سازه ها بیشتر می شود ظرفیت پایداری کلی برحسب پارامتر تقاضا دچار کاهش گردیده است. با افزایش تعداد طبقات و ارتفاع سازه، از

در حالت User Load در نرم افزار ETABS اعمال شده و سیستم میراگر برای توانایی تحمل چنین نیرویی کنترل شده است. دهانه دارای میراگر نیز مطابق آیین نامه ۷ 10-ASCE [۱۴] برای ۱/۵ برابر نیروهای سطح DBE طراحی و کنترل گردیده اند.

برای کنترل نیروی ایجاد شده در مهاربندها با توجه به اینکه نیروی ایجاد شده در اثر سرعت دو انتهای میراگر ویسکوز ملاک بوده و این نیرو با استفاده از زلزله سطح DBE محاسبه شده است، با ۵۰٪ افزایش به سطح MCE رسیده است. بنابراین بیشترین نیروی ایجاد شده در میراگرها با استفاده از رابطه  $F_{max} = C_{Linear} \cdot (1.5V)$  محاسبه شده است.

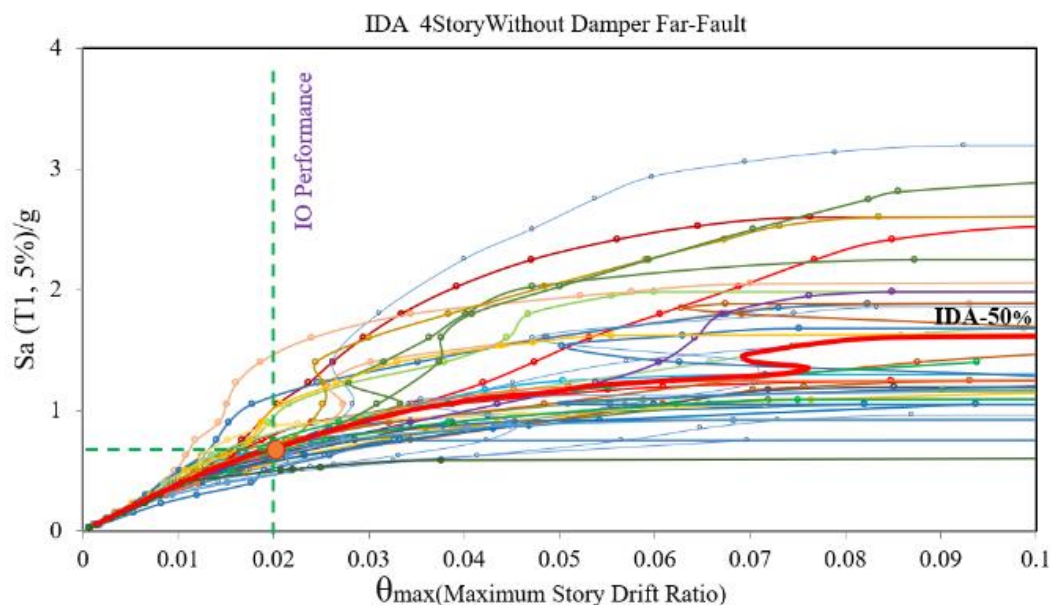
برای کنترل نیروی کماتش مهاربندها از رابطه  $\frac{kl}{r_{2UNP}} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 139.32$  استفاده شده است. برای کنترل مقاومت نیز از رابطه  $P_y = 0.9F_y A$  استفاده شده است تا مهاربندهای انتخابی از نظر مقاومت در سطح MCE جوابگو باشند.

### ۸- شتابنگاشت ها

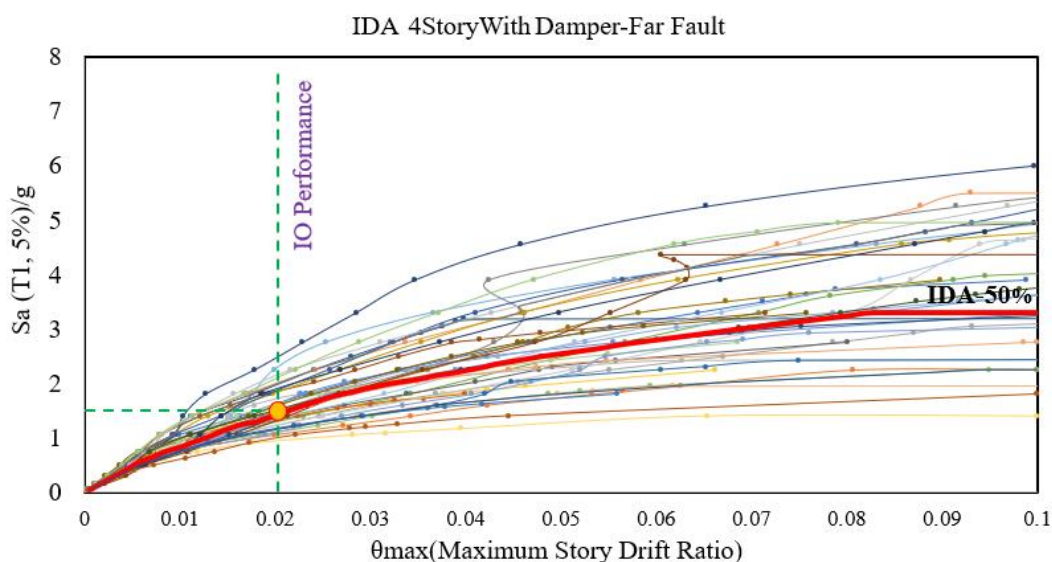
در این پژوهش، از شتابنگاشت های حوزه دور از گسل شامل ۲۲ جفت رکورد FEMA P695 [۲۴] با ایستگاه هایی به فاصله بیش از ده کیلومتر از محل گسیختگی گسل استفاده شده است. کاربرد تعداد نسبتاً زیاد رکوردهای انتخابی ثبت شده در پایگاه داده مرکز تحقیقات مهندسی زلزله پاسیفیک (PEER) باعث گردیده است که برای تعیین عدم قطعیت رکورد به رکورد  $(\beta_{RTR})$ ، رکورد به میزان کافی وجود داشته باشد. در صورت انتخاب تعداد متناسب رکورد، مطابق FEMA P695 [۲۴] نیازی به محاسبه مستقیم پارامتر عدم قطعیت رکورد به رکورد وجود ندارد؛ زیرا با انجام مطالعات آماری بر رکوردهای انتخابی مشخص شده است استفاده از مقدار  $\beta_{RTR} = 0.40$  برای ارزیابی عملکرد سیستم های سازه ای مختلف مناسب است.

### ۹- تعیین عدم قطعیت کلی سازه

عدم قطعیت کلی فروریزش سازه به عدم قطعیت رکوردهای انتخابی، طراحی، اطلاعات آزمایشگاهی و مدل سازی وابسته است و در FEMA P695 با پارامتر  $\beta_{TOT}$  معرفی شده است. این پارامتر عدم قطعیت های ظرفیت و تقاضا را شامل می شود و در منحنی شکنندگی



(الف)



(ب)

شکل ۱۱. (الف) منحنی های IDA ساختمان ۴ طبقه (الف) بدون میراگر (ب) با میراگر

Fig. 11. IDA curves for 4-story structures (a) without dampers, (b) with dampers

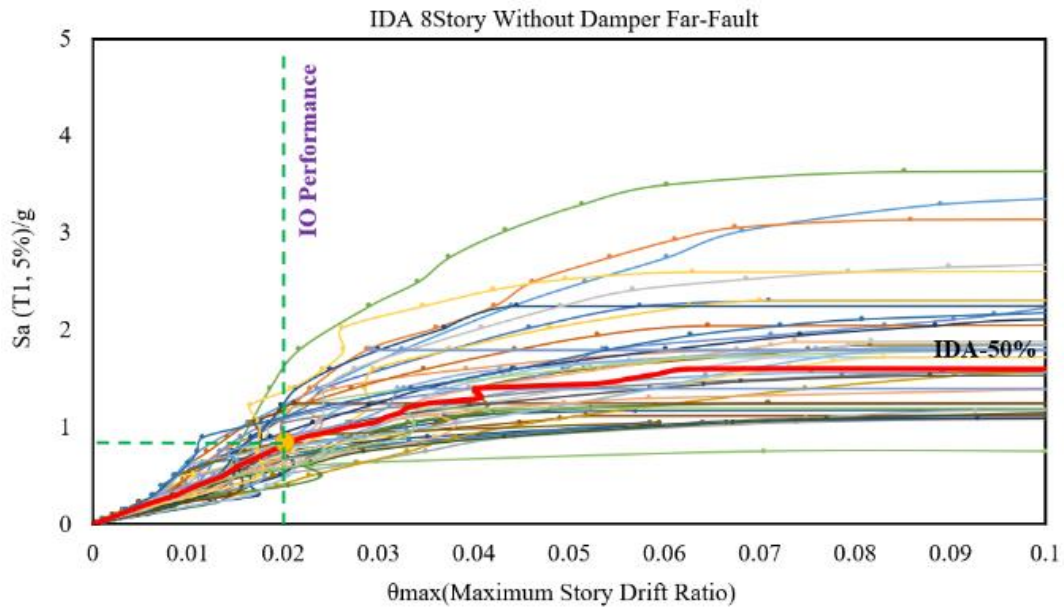
تغییر مکان نسبی بین طبقه ای<sup>۱</sup> (MDIR) در ظرفیت آستانه فروریزش سطح عملکرد (CP) استفاده شده است.

بررسی منحنی های IDA سازه ها در دو حالت با میراگر و بدون میراگر نشان می دهد که تراکم و جمع شدگی منحنی ها در حالت

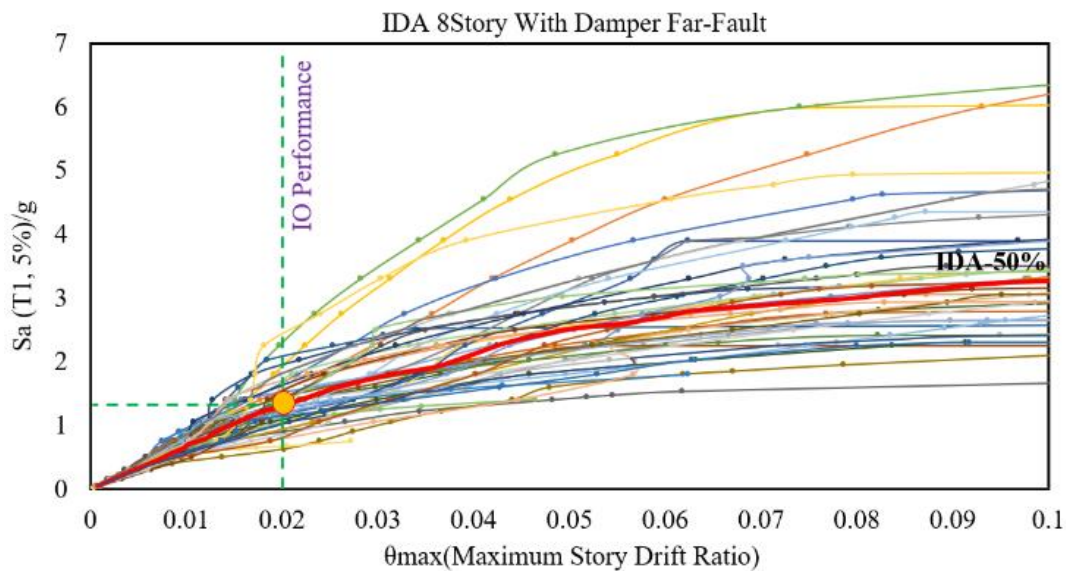
مقدار شدت شتاب طیفی  $(S_a(T_1, 5\%))$  (در سطوح عملکردی IO و CP کاسته شده است. این نتیجه با توجه به افزایش آثار ثانویه  $P-\Delta$  با افزایش ارتفاع سازه ها قابل انتظار بوده است. در تعیین ظرفیت سازه های مورد مطالعه از معیار حد تعریف شده ۱۰٪ بیشینه نسبت

1 Maximom Interstory Drift Ratio





(الف)



(ب)

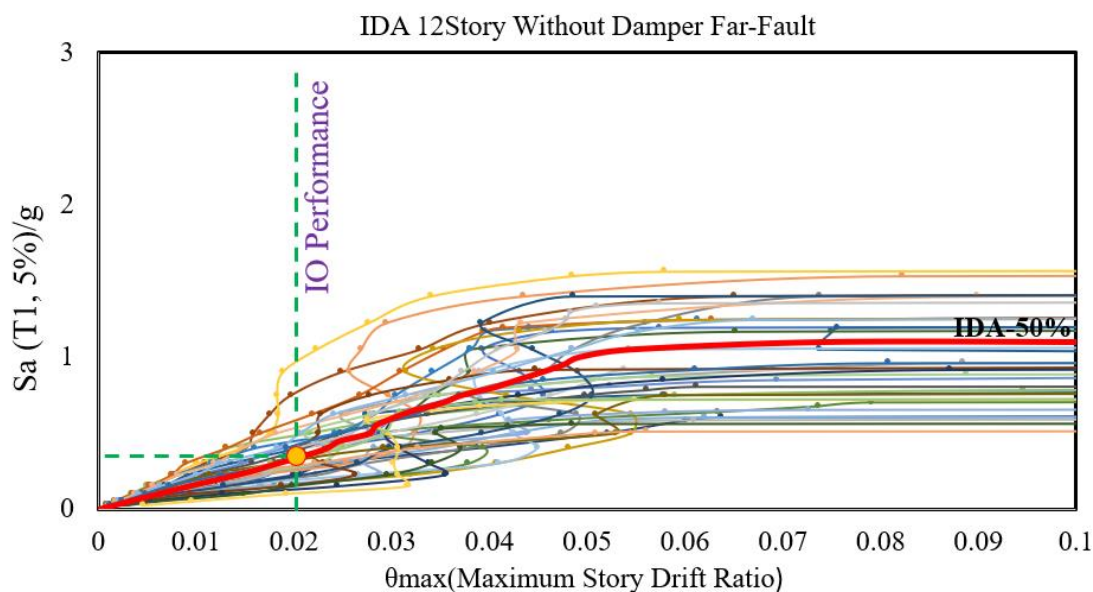
شکل ۱۲. الف) منحنی های IDA ساختمان ۸ طبقه (الف) بدون میراگر (ب) با میراگر  
 Fig. 12. IDA curves for 8-story structures (a) without dampers, (b) with dampers

سازه‌های بدون میراگر تحت زلزله های شدیدتری به وجود آمده است.

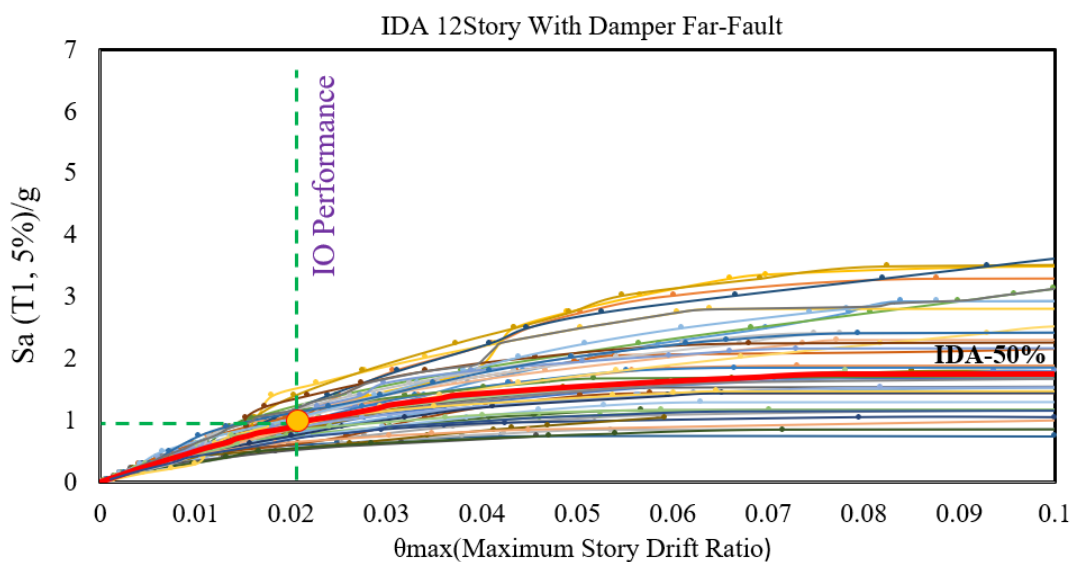
#### ۱۱- معیار فروریزش در سازه‌ها

در مطالعه حاضر از سه حالت حدی برای تعیین سطح عملکرد سازه‌ها استفاده شده است. دو حالت حدی اول اقتباس از حالات

بدون میراگر نسبت به منحنی های دارای میراگر در سطوح پایین شدت شتاب طیفی می‌باشد. همچنین، این منحنی‌ها نشان می‌دهند که پراکندگی نتایج منحنی‌های بدون میراگر نسبت به منحنی‌های با میراگر بیشتر است و ورود به مرحله غیرخطی و در نهایت صاف شدن منحنی (ناپایداری دینامیکی) در سازه‌های دارای میراگر نسبت به



(الف)



(ب)

شکل ۱۳. (الف) منحنی های IDA ساختمان ۱۲ طبقه (الف) بدون میراگر (ب) با میراگر  
 Fig. 13. IDA curves for 12-story structures (a) without dampers, (b) with dampers

این دستورالعمل، برای قاب های خمشی فولادی، سطح متناظر با بیشینه جابجایی نسبی بین طبقه ای ۲% و سطح فروریزش متناظر با جابجایی است که در آن، شیب منحنی به ۲۰% شیب اولیه (شیب الاستیک) و یا بیشینه جابجایی نسبی بین طبقه ای ۱۰% برسد (هر

پیشنهاد شده توسط دستورالعمل FEMA-۳۵۱ است. این دستورالعمل، دو سطح عملکردی اصلی از سطح آسیب سازه ای جزئی تا قبل از فروریزش سازه را مشخص نموده که به ترتیب شامل خدمت رسانی بی وقفه (IO) و جلوگیری از فروریزش (CP) است. طبق

جدول ۸. شتاب طیفی میانه متناظر با سطح عملکرد CP قاب‌های با و بدون میراگر تحت رکوردهای دور از گسل

Table 8. Median collapse spectral acceleration in the fundamental period of the structure that corresponds to the 50% probability of collapse with and without dampers under far-field records

Performance Level	Damping Condition	Num. of Stories		
		4	8	12
CP	No-Damping	2.20	1.62	1.05
	Linear Damping	2.83	3.05	1.83

در این رابطه، CMR میانه فروریزش،  $\hat{S}_{CT}$  میانه شتاب فروریزش و مقدار آن از منحنی شکنندگی سازه مشخص می‌شود.  $S_{MT}$  شتاب طیفی در مود اول سازه برای زلزله سطح MCE می باشد. به منظور لحاظ نمودن آثار مربوط به شکل طیفی و محتوای فرکانسی مجموعه رکوردهای زلزله، پارامتر نسبت حاشیه ایمنی فروریزش (ACMR) مطابق رابطه (۱۸) به دست می آید:

$$ACMR = CMR \times SSF \quad (22)$$

در این رابطه، (SSF) ضریب شکل طیفی است که مقدار این ضریب وابسته به زمان تناوب مود اول سازه و شکل پذیری سازه ( $T_1$ ) است و بر اساس FEMA P۶۹۵ [۲۴] برای قاب ۴ طبقه ۱/۴۱، قاب ۸ طبقه ۱/۴۶ و قاب ۱۲ طبقه ۱/۶۱ تعیین شده است. به منظور بررسی بهتر وضعیت عملکرد مدل‌ها باید کمی تعریف نمود که بتواند ضریب ایمنی سازه‌ها را در راستای ارضای اهداف عملکردی نشان دهد. برای این منظور، استفاده از یک مقدار معین برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها، معیار کاملی نیست، به دلیل اینکه در این حالت مشخص نمی‌شود سازه‌هایی که اهداف عملکردی را ارضا نموده‌اند با چه فاصله‌ای از محدوده‌های مجاز عملکردی قرار گرفته‌اند. برای این منظور، معیار ضریب ایمنی با استفاده از رابطه (۲۳) تعریف شده است:

$$(S.F)_i \% = \frac{ACMR_i}{ACMR_{allowable}} \times 100 \quad (23)$$

در این رابطه (S.F) ضریب ایمنی مدل  $i$  ام مورد مطالعه برای اهداف عملکردی FEMA P۶۹۵ می باشد.  $(ACMR)_i$  مقدار

کدام که زودتر رخ دهد) [۱۹]. نتایج مربوط به شتاب طیفی میانه متناظر با سطوح عملکرد IO و CP قاب‌های با و بدون میراگر تحت رکوردهای دور از گسل در جدول ۸ ارائه گردیده است.

مطابق جدول ۸ شتاب طیفی میانه متناظر با سطح عملکرد CP با کاربرد میراگرها در قاب‌های مورد مطالعه تحت رکوردهای دور از گسل افزایش یافته است. شتاب طیفی سطح عملکرد فروریزش (CP) قاب ۴ طبقه بدون میراگر ۲/۲۰ و در حالیکه قاب دارای میراگر ۲/۸۳ و همین افزایش شتاب فروریزش در قاب‌های دارای میراگر در سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه نیز به دست آمده است. بنابراین استفاده از میراگر باعث افزایش ظرفیت فروریزش قاب‌های مورد مطالعه تحت اثر زلزله‌های دور از گسل شده است.

## ۱۲- ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه‌ها به روش حاشیه ایمنی فروریزش

برای ارزیابی فروریزش قاب‌های مورد مطالعه از روش حاشیه ایمنی فروریزش بر اساس FEMA P۶۹۵ [۲۴] استفاده شده است. بر این اساس، برای اینکه سیستم قاب خمشی فولادی ویژه قابل قبول تلقی شود، باید احتمال فروریزش سازه به ۱۰٪ محدود گردد. برای این احتمال فروریزش، مقدار نسبت محدوده فروریزش مجاز  $ACMR_i$  مطابق FEMA P۶۹۵ معادل ۱/۹ است [۲۴]. با انجام محاسبات فوق، مشاهده می‌گردد که عملکرد لرزه ای قاب‌های خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه با میراگر تحت رکوردهای حوزه دور قابل قبول تلقی می‌شوند و نسبت حاشیه ایمنی فروریزش مطابق رابطه (۲۱) و (۲۲) طبق جدول ۷ به دست می‌آید:

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (21)$$

جدول ۹. محاسبه ضریب اطمینان و ارزیابی فرو ریزش قاب‌های مورد مطالعه تحت اثر رکوردهای حوزه دور FEMA P695  
 Table 9. Evaluation of the structures with and without dampers, according to FEMA P695 characteristics under far-field records

Structure	$\omega$	$\mu_T$	$S_{CT}$	$S_{MT}$	CMR	SSF	ACMR	Accep. ACMR	Pass/Fail	S.F%	
4-story	Without FVDs	1.9	9.6	2.2	1.63	1.35	1.41	1.90	1.9	Passed	100
	With Linear FVDs	1.6	14.8	2.93	1.97	1.5	1.41	2.09	1.9	Passed	110
8-story	Without FVDs	2.7	15.1	1.60	1.20	1.34	1.46	1.95	1.9	Passed	103
	With Linear FVDs	1.8	32.4	3.05	1.60	1.9	1.46	2.78	1.9	Passed	147
12-story	Without FVDs	2.1	8.8	1.05	0.87	1.2	1.61	1.93	1.9	Passed	102
	With Linear FVDs	1.7	19.5	1.83	1.25	1.45	1.61	2.35	1.9	Passed	124

و سپس احتمال افزایش شاخص از مقادیر مختلف بر اساس رویکرد وامواتسیکاس و کرنل [۲۳] از رابطه (۲۴) حاصل شده است:

$$P[EDP \geq d | IM] = 1 - \Phi\left(\frac{\ln d - \ln(d_{avg|IM})}{\beta_{EDP|IM}}\right) \quad (24)$$

در این رابطه  $d$  معرف حالت خسارت،  $d_{avg|IM}$  معادل متوسط نیاز سازه،  $\beta_{EDP|IM}$  انحراف استاندارد لگاریتمی نیاز سازه و  $\Phi$  تابع توزیع نرمال استاندارد است. مطابق با FEMA P695 منحنی آسیب‌پذیری فرو ریزش (منحنی شکنندگی) بر حسب دو پارامتر شتاب فروریزش میانه ( $\hat{S}_{CT}$ ) و انحراف معیار  $\beta_{TOT}$  تعریف می‌گردد:

$$P_{collapse}(S_T, \hat{S}_{CT}, \beta_{TOT}) = \Phi\left(\frac{\ln(S_T) - \ln(\hat{S}_{CT})}{\beta_{TOT}}\right) \quad (25)$$

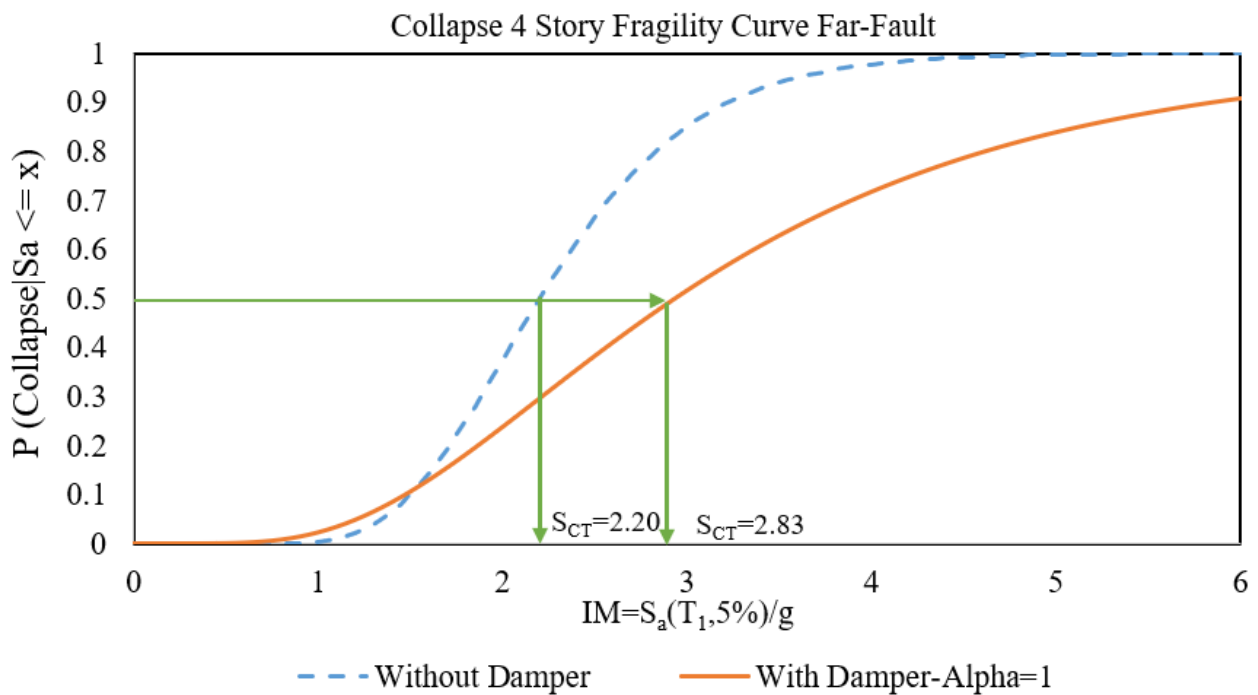
در رابطه (۲۵)  $S_T$  شتاب طیفی فروریزش (فراگذشت از سطوح عملکردی) برای هر رکورد و  $\hat{S}_{CT}$  میانه شدت شتاب طیفی فروریزش

نسبت محدوده فرو ریزش اصلاح شده و  $ACMR_{allowable}$  مقدار نسبت محدوده فرو ریزش مجاز برای مدل ۱ ام مورد مطالعه است. نتایج حاصل از محاسبه ضریب اطمینان در جدول ۹ ارائه شده است. بر این اساس، مقدار شاخص شدت شتاب طیفی قابل تحمل در قاب ۸ طبقه بیشترین مقدار و در قاب ۴ طبقه کمترین مقدار را داشته است.

### ۱۳- توزیع احتمالاتی پارامتر تقاضای مهندسی

تابع توزیع احتمالاتی نرمال لگاریتمی توزیع مناسبی برای تخمین رفتار غیرخطی (ارزیابی مقاومت غیرخطی) سیستم‌های سازه‌ای است. در این پژوهش از این تابع توزیع برای تعیین پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) استفاده شده است. به منظور ارزیابی احتمال آسیب در هر شدت از زلزله، میزان پارامترهای توزیع احتمالاتی در هر شدت از زلزله، بر اساس برآزش توزیع نرمال لگاریتمی داده‌ها به دست آمده

1 Engineering Demand Parameter



شکل ۱۴. مقایسه منحنی های شکنندگی (CP) ساختمان ۴ طبقه در دو حالت با میراگر و بدون میراگر

Fig. 14. Fragility curves in collapse performance (CP) for 4-story structures (a) without dampers, (b) with dampers

است. در شکل ۱۵ منحنی شکنندگی سازه ۸ طبقه در دو حالت با و بدون میراگر ارائه شده است. بر اثر استفاده از میراگر، شتاب فروریزش میانه سازه از  $1/60$  به  $3/05$  افزایش یافته که این موضوع بیانگر افزایش ظرفیت فروریزش سازه به مقدار ۸۸٪ بوده است. در شکل ۱۶ منحنی شکنندگی سازه ۱۲ طبقه در دو حالت با و بدون میراگر ارائه شده است. بر اثر استفاده از میراگر، شتاب فروریزش میانه سازه از  $1/05$  به  $1/83$  افزایش یافته که این موضوع بیانگر افزایش ظرفیت فروریزش سازه به مقدار ۷۴٪ بوده است.

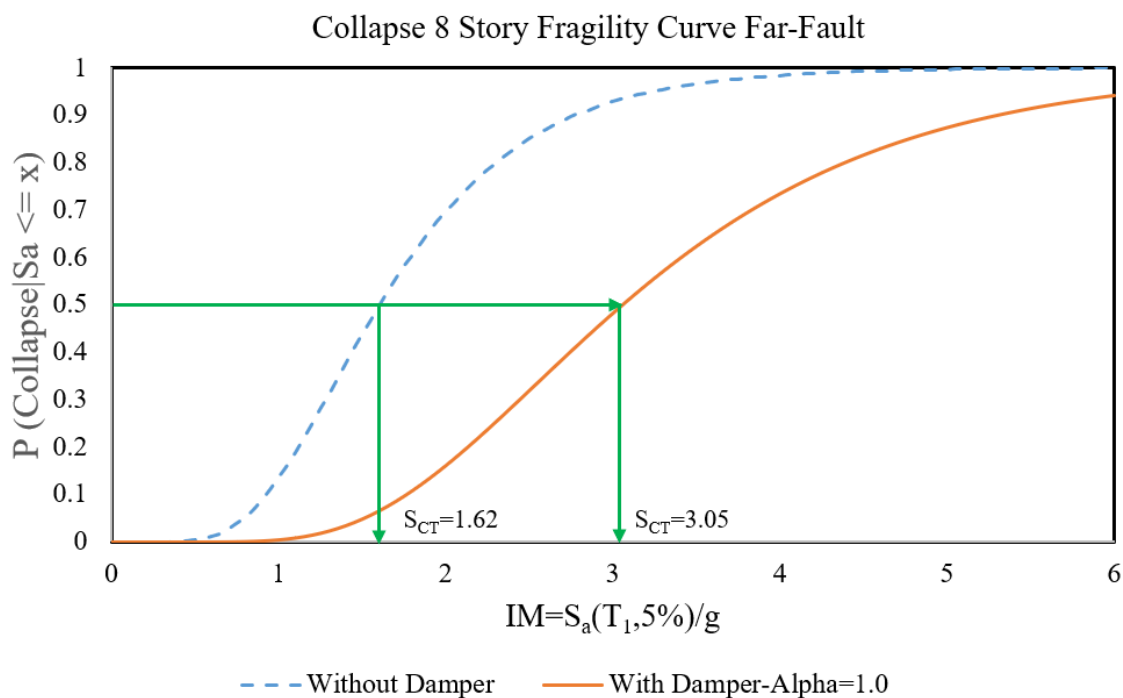
#### ۱۴- جمع بندی

در این تحقیق، آسیب پذیری قاب های خمشی فولادی ویژه با و بدون میراگر ویسکوز خطی تحت اثر رکوردهای حوزه دور مورد بررسی قرار گرفته است. هدف اصلی این پژوهش بررسی عملکرد لرزه ای سازه های مورد مطالعه بر اساس معیارهای فروریزش FEMA P۶۹۵ [۲۴] در قاب های خمشی فولادی ویژه است که بر اساس

(فراگذشت ۵۰٪) است که برابر با میانه  $S_T$  ها،  $\beta_{TOT}$  برابر با مقدار عدم قطعیت و یا انحراف از معیار مقادیر لگاریتم طبیعی شتاب های طیفی فراگذشت می باشد. برای رسم منحنی شکنندگی، پس از به دست آوردن شتاب های سطح فروریزش برای رکوردهای مختلف مقدار شتاب های سطح فروریزش مرتب شده و سپس میانه شتاب ها (Median) - برابر با شدت فروریزش میانه - محاسبه شده است. در مرحله آخر، برای هر داده مقدار احتمال با استفاده از رابطه (۲۴) محاسبه و منحنی شکنندگی<sup>۱</sup> بر حسب  $S_a(T_1, 5\%) / g$  ترسیم شده است.

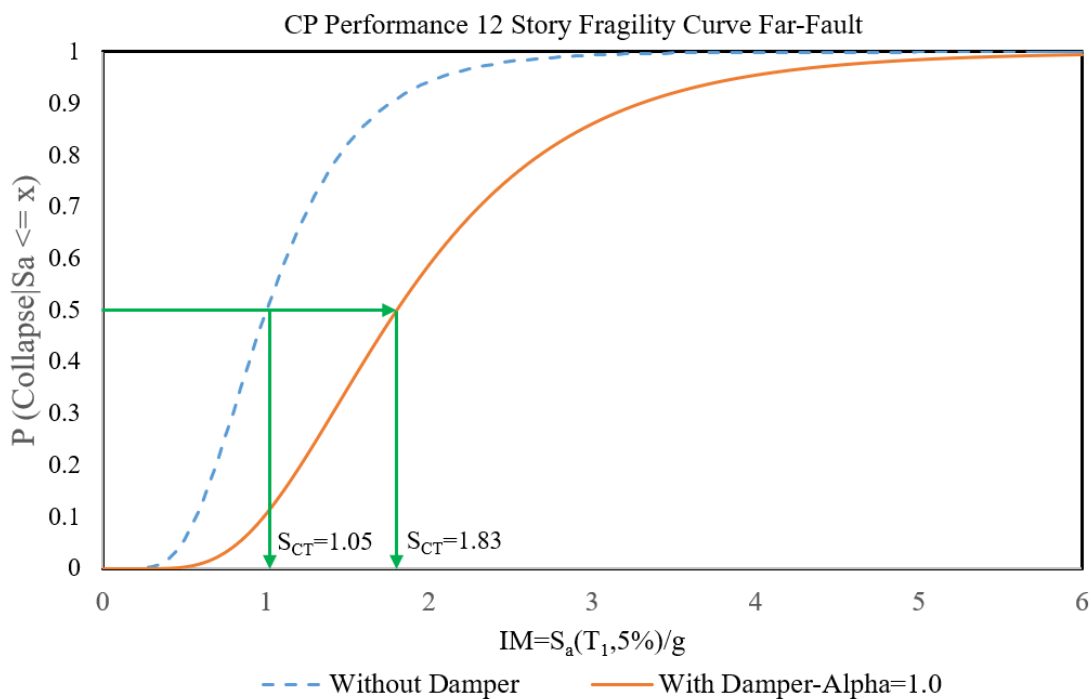
همانطور که در شکل ۱۴ مشاهده می شود، شیب منحنی شکنندگی سازه دارای میراگر نسبت به سازه بدون میراگر کاهش یافته است. این موضوع بیانگر افزایش ظرفیت فروریزش سازه دارای میراگر است. استفاده از میراگر در سازه ۴ طبقه باعث گردیده شتاب فروریزش میانه ( $\hat{S}_{CT}$ ) از  $2/20$  به  $2/83$  افزایش یابد. به عبارت دیگر با کاربرد میراگر ظرفیت فروریزش سازه معادل ۲۸٪ افزایش یافته

1 Fragility Curve



شکل ۱۵. مقایسه منحنی های شکنندگی (CP) ساختمان ۸ طبقه در دو حالت با میراگر و بدون میراگر

**Fig. 15. Fragility curves in collapse performance (CP) for 8-story structures (a) without dampers, (b) with dampers**



شکل ۱۶. مقایسه منحنی های شکنندگی (CP) ساختمان ۱۲ طبقه در دو حالت با میراگر و بدون میراگر

**Fig. 16. Fragility curves in collapse performance (CP) for 12-story structures (a) without dampers, (b) with dampers**



### مراجع

- [1] J.M. Kelly, R. Skinner, A. Heine, Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures, *Bulletin of NZ Society for Earthquake Engineering*, 5(3) (1972) 63-88.
- [2] K. Uetani, M. Tsuji, I. Takewaki, Application of an optimum design method to practical building frames with viscous dampers and hysteretic dampers, *Engineering Structures*, 25(5) (2003) 579-592.
- [3] M. Martinez-Rodrigo, M. Romero, An optimum retrofit strategy for moment resisting frames with nonlinear viscous dampers for seismic applications, *Engineering Structures*, 25(7) (2003) 913-925.
- [4] J.-S. Hwang, C.-H. Tsai, S.-J. Wang, Y.-N. Huang, Experimental study of RC building structures with supplemental viscous dampers and lightly reinforced walls, *Engineering structures*, 28(13) (2006) 1816-1824.
- [5] J.-S. Hwang, Y. Huang, Seismic design of structures with viscous dampers, *International Training Programs for Seismic Design of Building Structures*, 1112 (2002)
- [6] K. Miyamoto, A.S. Gilani, A. Wada, Collapse Hazard and Design Process of Essential Buildings with Dampers, in: *China/USA Symp. for the Advancement of Earthquake Sciences and Hazard Mitigation Practices*, 2008.
- [7] H. Roh, A.M. Reinhorn, Modeling and seismic response of structures with concrete rocking columns and viscous dampers, *Engineering Structures*, 32(8) (2010) 2096-2107.
- [8] B. Silwal, R.J. Michael, O.E. Ozbulut, A superelastic viscous damper for enhanced seismic performance of steel moment frames, *Engineering Structures*, 105 (2015) 152-164.
- [9] B. Silwal, O.E. Ozbulut, R.J. Michael, Seismic collapse evaluation of steel moment resisting frames with superelastic viscous damper, *Journal of Constructional Steel Research*, 126 (2016) 26-36.
- [10] J.-L. Lin, T.-H. Liu, K.-C. Tsai, Real-valued modal response history analysis for asymmetric-plan buildings with nonlinear viscous dampers, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 77 (2015) 97-110.
- [11] J. Kim, J. Lee, H. Kang, Seismic retrofit of special truss

آیین‌نامه‌های طراحی و با در نظر گرفتن ضوابط لرزه‌ای طراحی شده‌اند. نتایج ذیل در مورد این پژوهش به دست آمده است:

- قاب‌های دارای میراگر طراحی شده با ۷۵٪ برش پایه، حدود ۱۰ کیلوگرم در هر متر مربع از سازه بدون میراگر سبک‌تر شده‌اند.
- در قاب‌های مجهز به میراگرهای ویسکوز ظرفیت فروریزش به میزان قابل توجهی افزایش یافته است. برای قاب ۴ طبقه در سطح احتمال ۵۰٪ ظرفیت فروریزش قاب با میراگر ۲/g۸۳ و بدون میراگر ۲/g۲۰ می‌باشد. به عبارت دیگر، با کاربرد میراگر ویسکوز ظرفیت آستانه فروریزش ۲۸٪ افزایش یافته است. به همین ترتیب، در قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه ظرفیت آستانه فروریزش ۸۸٪ و ۷۴٪ افزایش یافته است.
- قاب‌های با و بدون میراگر، ۴ و ۸ طبقه به ترتیب کمترین و بیشترین ظرفیت آستانه فروریزش را داشته‌اند. به عبارت دیگر، استفاده از میراگر در ساختمان‌های میان مرتبه تاثیر زیادی از نظر افزایش ظرفیت فروریزش داشته است.
- به طور کلی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه مورد مطالعه تحت اثر رکوردهای حوزه دور در سطوح عملکردی CP، IO و GI قابل قبول بوده و بنابراین هدف آیین‌نامه‌های بارگذاری و طراحی لرزه‌ای تامین شده است.
- شیب منحنی شکنندگی در قاب‌های دارای میراگر به طور قابل توجهی کاهش یافته است. این موضوع ناشی از شکل‌پذیری سازه دارای میراگر در مرحله فروریزش سازه است. قاب‌های مورد مطالعه، در این مرحله رفتار انعطاف‌پذیر بهتری در برابر نیروهای زلزله ارائه نموده‌اند.
- بر اساس نتایج به دست آمده از منحنی‌های شکنندگی، در شرایط مشابه احتمال فروریزش در قاب ۱۲ طبقه بیشتر از قاب ۸ طبقه است. این موضوع می‌تواند ناشی از افزایش وزن کلی سازه‌ها و تشدید آثار ثانویه  $\Delta P$ - با افزایش ارتفاع آن‌ها مربوط شود. با افزایش ارتفاع و زمان تناوب اصلی سازه و مقایسه منحنی‌های ۵۰٪ تحلیل دینامیکی فزاینده غیرخطی، مقدار میانه ظرفیت فروریزش سازه‌ها کاهش یافته است و این کاهش در سازه ۱۲ طبقه نسبت به سازه ۸ طبقه ۲۸٪ بوده است.

- World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper, 2000.
- [23] D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering, in: Proceedings of the 12th European conference on earthquake engineering, 2002.
- [24] N.I.o. Standards, Technology, Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors, in, FEMA Gaithersburg, MD, 2010.
- [25] F.E.M. Agency, FEMA 350 NEHRP Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, (2000).
- [26] L.F. Ibarra, R.A. Medina, H. Krawinkler, Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, Earthquake engineering & structural dynamics, 34(12) (2005) 1489-1511.
- [27] F. Zareian, H. Krawinkler, Assessment of probability of collapse and design for collapse safety, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 36(13) (2007) 1901-1914.
- [28] D.G. Lignos, H. Krawinkler, Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, Journal of Structural Engineering, 137(11) (2011) 1291-1302.
- [29] M. Banazadeh, A. Ghanbari, Seismic performance assessment of steel moment-resisting frames equipped with linear and nonlinear fluid viscous dampers with the same damping ratio, Journal of Constructional Steel Research, 136 (2017) 215-228.
- [30] K. Kariniotakis, T.L. Karavasilis, Limits for the interstorey drift sensitivity coefficient  $\theta$  of steel MRFs with viscous dampers designed according to Eurocode 8, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 117 (2019) 203-215.
- [31] N.D.K.R. Chukka, M. Krishnamurthy, Comparison of X-shaped metallic dampers with fluid viscous dampers and influence of their placement on seismic response of the building, Asian Journal of Civil Engineering, 20(6) (2019) 869-882.
- [32] J.-S. Hwang, W.-C. Lin, N.-J. Wu, Comparison of distribution methods for viscous damping coefficients to moment frames using viscous dampers, Journal of Constructional Steel Research, 123 (2016) 53-67.
- [12] A.S.o.C. Engineers, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10), in, American Society of Civil Engineers, 2013.
- [13] A. AISC, Seismic provisions for structural steel buildings, in, Chicago, 2010.
- [14] J.-S. Hwang, Y.-N. Huang, S.-L. Yi, S.-Y. Ho, Design formulations for supplemental viscous dampers to building structures, Journal of structural engineering, 134(1) (2008) 22-31.
- [15] Y.X. Lu, Y.Q. Cai, Q.F. Qu, Q.H. Zhan, Study on the effect of supporting stiffness on energy dissipation efficiency of viscous dampers, in: Applied Mechanics and Materials, Trans Tech Publ, 2012, pp. 96-101.
- [16] D. Lignos, Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations, Stanford university, 2008.
- [17] D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, Incremental dynamic analysis, Earthquake engineering & structural dynamics, 31(3) (2002) 491-514.
- [18] P. FEMA, Quantification of building seismic performance factors, in, Washington, DC, 2009.
- [19] S.J.V.G.D. Committee, S.J. Venture, S.E.A.o. California, A.T. Council, C.U.f.R.i.E. Engineering, Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-frame Buildings, Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [20] A. Constantinou, A. Whittaker, Y. Kalpakidis, D. Fenz, G. Warn, Performance of Seismic Isolation Hardware under Service and Seismic Loading (MCEER-07-0012), University at Buffalo, State University of New York, (2007).
- [21] K. Porter, R. Kennedy, R. Bachman, Developing fragility functions for building components for ATC-58, A Report to ATC-58. Applied Technology Council, Redwood City, CA, US, (2006).
- [22] R.O. Hamburger, D.A. Foutch, C. Cornell, Performance basis of guidelines for evaluation, upgrade and design of moment-resisting steel frames, in: Proc. of the Twelfth

Engineering Research Frontiers, 2007, pp. 1-12.  
[34]A.K. Chopra, R.K. Goel, A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, Earthquake engineering & structural dynamics, 31(3) (2002) 561-582.

buildings, Structure and Infrastructure Engineering, 9(1) (2013) 28-41.

[33]D.G. Lignos, H. Krawinkler, A database in support of modeling of component deterioration for collapse prediction of steel frame structures, in: Structural

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

Amir Abbaszadeh Shahanaghi, Gholamreza Ghodrati Amiri, Morteza Raissi Dehkordi<sup>1</sup>, Mahdi Eghbali, Seismic evaluation of low and mid-rise steel moment-resisting frames equipped with viscous dampers based on FEMA P-695 collapse capacity. Amirkabir J. Civil Eng., 53(6) (2021) 2535-2560.

DOI: [10.22060/ceej.2020.17438.6561](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17438.6561)



