



## Direct displacement based design approach for steel moment frames equipped with nonlinear fluid viscous damper

M. Noruzvand, M. Mohebbi \*, K. Shakeri

Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran

**ABSTRACT:** The direct displacement-based design (DDBD) approach is one of the performance-based design methods that has been paid attention by designers and researchers because of its effective performance in the achievement of design performance level. In previous researches, the DDBD approach has been modified for the design of structures equipped with linear fluid viscous damper (FVD) by applying two different modification factors. These factors are applied because of higher mode effects and the difference between pseudo-spectral velocity and spectral velocity. In this study, this approach is extended for nonlinear FVD and steel moment frames with different heights of 4, 8 and 12 stories are designed using this modified method to achieve life safety performance level under seismic hazard having a probability of occurrence 10% in 50 years. The design force of FVD is also considered as 30% of the design story shear at each story. To evaluate the design method performance, steel moment frames have been simulated in OpenSees and nonlinear time-history analysis has been performed under twenty earthquake records. The results show that average peak story drift becomes close to target drift with applying modification factors in the design process and the designed structures have achieved the desirable performance level. Therefore it can be concluded that the modified DDBD is an effective method for the design of steel moment frames equipped with nonlinear FVD. To evaluate the effect of FVD nonlinearity in design results, steel moment frames have also been designed using DDBD while have been controlled by linear FVD and a comparison has been conducted between design results. The results show that the design sections of structures equipped with linear and nonlinear FVDs are almost the same, whereas the nonlinear behavior of FVD has a significant effect on the design of the damping coefficient..

### Review History:

Received: Mar. 13, 2020  
Revised: May, 28, 2020  
Accepted: Jun. 17, 2020  
Available Online: Jul. 13, 2020

### Keywords:

Performance-based design  
Direct displacement-based design  
Steel moment frame  
Nonlinear fluid viscous damper  
Target drift

### 1- Introduction

A well-designed structure should be capable to achieve the design performance level under the design earthquakes. The force-based design approach is not very successful in achieving this goal [1]. In the recent years, researchers and designers have been interested in using performance-based design approaches because of their effectiveness in the achievement of design objective. DDBD is one of the most effective performance-based design approaches. This design approach was initially developed by Priestley [2] based on the theory of substitute single degree of freedom (SDOF) system and the equivalent damping. The effectiveness of DDBD has been proven in the design of different structures.

Fluid viscous damper (FVD) is an effective passive control system to protect structures against seismic loadings. DDBD has also been employed for the design of FVD. Kim and Choi [3] showed the effectiveness of DDBD in retrofitting the structures with FVD. Sullivan and Lago [4] designed a nine-story concrete frame controlled by FVD using

the DDBD approach and demonstrated that the designed structure could effectively meet desirable performance level. An optimization-based approach for distributing FVDs in the DDBD method has also been proposed by Moradpour and Dehestani [5]. Noruzvand et al. [6] proposed a modified procedure of DDBD for structures controlled by linear FVD by applying two different factors because of higher mode effects and the difference between pseudo-spectral velocity and spectral velocity. Nonlinear FVD has more superior performance than linear FVD against seismic loading, so this modified DDBD is extended for the design of steel moment-resisting frames equipped with nonlinear FVD in this study. For comparison objectives, these frames have also been designed while their performances are controlled by linear FVD, too.

### 2- Direct displacement-based design

DDBD was initially developed by Priestley [2] based on the theory of SDOF system that more detail about this design

\*Corresponding author's email: mohebbi@uma.ac.ir



approach and its design steps can be found in Priestley et al. [7]. Sullivan and Lago [4] first implemented DDBD for the design of new structures controlled by linear FVD. However, this method had led to an expensive over-design [6]. To overcome this drawback, Noruzvand et al. [6] proposed a modified version of DDBD. They developed this approach for linear FVD that in this study, this design approach is extended for steel moment-resisting frames equipped with nonlinear FVD.

Sullivan [8] showed that if  $\beta$  is defined as the proportion of the story shear resisted by linear FVD, damping  $\xi_{VD}$  due to FVD is determined as follow:

$$\xi_{VD} = \frac{\beta}{2} \tag{1}$$

the damping  $\xi_{VD}$  of nonlinear FVD can also be determined according to this approach as follows:

$$\xi_{VD} = \frac{\lambda}{2} \beta \tag{2}$$

It can be found that the constant  $\Gamma$  is applied on the damping  $\xi_{VD}$  because of the nonlinear behavior of FVD. This constant is determined as follow:

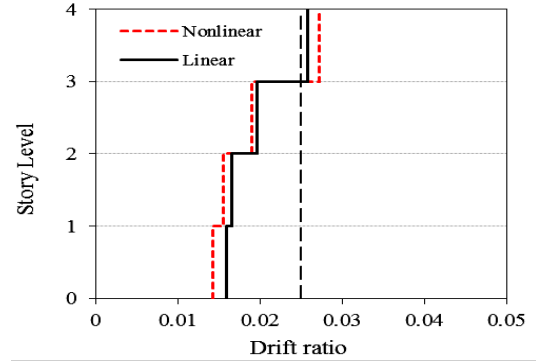
$$\lambda = \frac{2^{2+\alpha} \Gamma^2 (1 + \alpha/2)}{\pi \Gamma (2 + \alpha)} \tag{3}$$

where  $\Gamma$  is the gamma function and  $\alpha$  is a constant to simulate the nonlinear behavior of the damper. As noted, Noruzvand et al. [6] modified the DDBD approach for structures equipped with linear FVD. They determined the damping coefficient of FVD by applying two different constants of  $\gamma$  and  $\eta$  as follow:

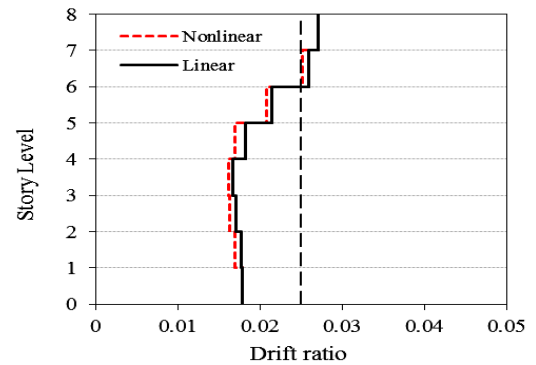
$$C_i = \frac{\gamma T_e F_{d,i}}{2\pi \eta_i \Delta_{d,i}} \tag{4}$$

where  $F_{d,i}$  and  $\Delta_{d,i}$  are the force and displacement of FVD at  $i$ th floor, respectively;  $T_e$  is fundamental period of system;  $\gamma$  is ratio of pseudo-spectral velocity to spectral velocity; and the constant  $\eta$  represents higher mode effects. In this study, this approach is developed for nonlinear FVD. Therefore, the damping coefficient of nonlinear FVD is determined as follow:

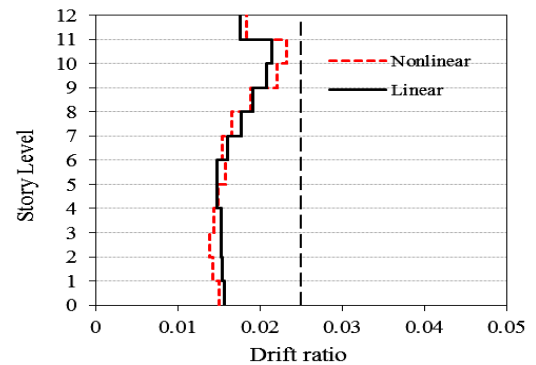
$$C_i = \frac{F_{d,i} (\gamma T_e)^\alpha}{(2\pi \eta_i \Delta_{d,i})^\alpha} \tag{5}$$



(a): 4-story building



(b): 8-story building



(c): 12-story building

Fig. 1. Average peak story drift ratio of frames under test earthquakes

### 3- Numerical example

To validate the effectiveness of the developed DDBD approach, three multi-story (4, 8 and 12 stories) steel moment frames are designed based on this design procedure. In this case study, the design objective is defined to achieve life safety under a seismic hazard level with a probability of exceedance of 10% in 50 years. The seismic performance of designed frames has been evaluated under twenty earthquakes proposed in SAC steel project for the Los Angeles region.

The proportion of story design shear resisted by FVD has been selected as  $\beta=0.3$  and its nonlinearity constant has

been assumed equal to  $\alpha=0.35$ . For comparison objectives, steel moment frames have also been designed while their performances are controlled by linear FVD. The average peak story drift ratio of the designed frames under test earthquakes is presented in Figure 1. As shown in this figure, the peak drift ratio is generally less than the target drift limit and the designed frames have effectively achieved design performance level. Therefore the modified DDBD approach can be introduced as an effective design method for structures equipped with both linear and nonlinear FVDs.

#### 4- Conclusions

In this paper, steel moment-resisting frames equipped with nonlinear FVD are designed using the modified version of DDBD by applying two different modification factors in the design process because of higher mode effects and the difference between pseudo-spectral velocity and spectral velocity. The effectiveness of this modified method has been shown for linear FVD in previous researches that in this study, this method is extended for nonlinear FVD. Steel moment frames with different heights of 4, 8 and 12 stories have been designed based on this design approach, while the design objective has been defined to achieve life safety under a seismic hazard level with a probability of occurrence 10% in 50 years. To validate the effectiveness of the developed DDBD approach, these frames have been subjected to twenty earthquakes proposed in SAC steel project. For comparison objectives, these frames have also been designed while their performances are controlled by linear FVD. The results show that average peak story drift under test earthquakes is generally less than the target drift limit and the designed frames have effectively achieved design performance level.

Therefore the modified DDBD approach can be introduced as an effective design method for structures equipped with both linear and nonlinear FVDs.

#### References

- [1] ASCE 7-10, 2010. Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- [2] Priestley, M.N., 1993. "Myths and fallacies in earthquake engineering". Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 26(3) 329-341.
- [3] Kim, J., Choi, H., 2006. "Displacement-based design of supplemental dampers for seismic retrofit of a framed structure". Journal of Structural Engineering, 132(6) 873-883.
- [4] Sullivan, T., Lago, A., 2012. "Towards a simplified direct DBD procedure for the seismic design of moment resisting frames with viscous dampers". Engineering Structures, 35 140-148.
- [5] Moradpour, S., Dehestani, M., 2019. "Optimal DDBD procedure for designing steel structures with nonlinear fluid viscous dampers". Structures, 22 154-174.
- [6] Noruzvand, M., Mohebbi, M., Shakeri, K., 2020. "Modified direct displacement-based design approach for structures equipped with fluid viscous damper". Structural Control and Health Monitoring, 27(1) e2465.
- [7] Priestley, M.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J., 2007. Displacement-based seismic design of structures, IUSS press, Pavia.
- [8] Sullivan, T.J., 2011. "Direct displacement-based design of a RC wall-steel EBF dual system with added dampers". Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 44(3) 167-178.

#### HOW TO CITE THIS ARTICLE

M. Noruzvand, M. Mohebbi, K. Shakeri, *Direct displacement based design approach for steel moment frames equipped with nonlinear fluid viscous damper*, Amirkabir J. Civil Eng., 53(9) (2021) 837-840.

DOI: 10.22060/ceej.2020.18103.6769







## روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم برای قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر لزج سیال غیرخطی

مهسا نوروزوند، محتشم محبی\*، کاظم شاکری

دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۱۲/۲۳  
بازنگری: ۱۳۹۹/۰۳/۰۸  
پذیرش: ۱۳۹۹/۰۳/۲۸  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۴/۲۳

### کلمات کلیدی:

طراحی بر اساس عملکرد  
طراحی بر اساس جابجایی مستقیم  
قاب خمشی فولادی  
میراگر لزج سیال غیرخطی  
جابجایی نسبی هدف

**خلاصه:** روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم از جمله روش‌های طراحی بر اساس عملکرد می‌باشد که به دلیل عملکرد موثر این روش در دستیابی به سطح عملکرد طراحی مورد توجه طراحان و پژوهشگران قرار گرفته است. در پژوهش‌های پیشین روش طراحی بر اساس عملکرد با اعمال ضریبی به منظور طراحی سازه‌های مجهز به میراگر لزج سیال خطی اصلاح شده است. این ضریب به دلیل تاثیر مودهای بالاتر و اختلاف بین شبه سرعت طیفی و سرعت طیفی در فرآیند طراحی اعمال می‌شود. در این پژوهش، این رویکرد طراحی برای میراگرهای لزج سیال غیرخطی توسعه داده می‌شود و قاب‌های خمشی فولادی با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با هدف دستیابی به سطح عملکرد ایمنی جانی تحت خطر زلزله با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال با استفاده از این روش طراحی می‌شوند. درصدی از برش طبقات که باید توسط میراگر لزج سیال تحمل شود برابر با ۳۰ درصد برش طبقات در نظر گرفته شده است. برای ارزیابی عملکرد روش طراحی، قاب‌های خمشی طراحی شده با استفاده از نرم‌افزار اپنسیس مدل‌سازی شده و تحت ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله تحلیل دینامیکی غیرخطی شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که متوسط حداکثر جابجایی نسبی طبقات با اعمال ضریب اصلاحی به جابجایی نسبی هدف نزدیک‌تر شده و سازه‌های طراحی شده به سطح عملکرد مورد نظر دست یافته‌اند. بنابراین روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم اصلاح شده را می‌توان به عنوان روشی کارآمد برای طراحی قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر لزج سیال غیرخطی در نظر گرفت. برای ارزیابی تاثیر رفتار غیرخطی میراگر در نتایج طراحی، قاب‌های خمشی همچنین در حالت کنترل شده توسط میراگر لزج سیال خطی نیز طراحی شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که مقاطع سازه‌ای طراحی شده در حالت‌های کنترل شده توسط میراگر لزج سیال خطی و غیرخطی تفاوت زیادی با یکدیگر ندارند در حالی که رفتار غیرخطی میراگر لزج سیال تاثیر قابل توجهی در طراحی ضریب میرایی میراگر دارد.

### ۱- مقدمه

ب) عدم کنترل دستیابی به اهداف عملکردی مورد نظر در طراحی سازه‌ها. اگر چه در این روش ضوابطی به منظور دستیابی به سطح عملکرد ایمنی جانی مشخص شده است، اما پس از طراحی سازه کنترلی جهت ارزیابی عملکرد سازه صورت نمی‌گیرد.

پ) ایمنی جانی تنها سطح عملکردی می‌باشد که در روش نیرویی در نظر گرفته شده است. در نتیجه از روش نیرویی نمی‌توان در طراحی سازه‌ها برای دستیابی به سطوح عملکردی دیگر همچون قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه استفاده نمود.

روش طراحی کارآمد برای طراحی سازه‌ها باید بتواند دستیابی به هدف عملکردی مورد نظر را تحت سطح زلزله‌ی طراحی برآورده سازد. روش‌های پیشین طراحی همچون روش طراحی بر اساس نیرویی<sup>۱</sup> [۱]، معایب و محدودیت‌هایی دارند که نمی‌تواند اهداف عملکردی سازه را به طور موثری برآورده نمایند. از جمله معایب روش طراحی بر اساس نیرویی<sup>۱</sup> می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

الف) فرض رفتار خطی برای سازه و اعمال ضریب کاهش نیرو که باعث می‌شود مقدار برش پایه انطباق صحیح و دقیقی با رفتار واقعی و غیرخطی سازه نداشته باشد.

به دلیل این معایب و محدودیت‌های روش‌های پیشین طراحی، روش طراحی بر اساس عملکرد در سال‌های اخیر مورد توجه طراحان قرار گرفته است. در این روش طراحی، رفتار واقعی‌تری از عملکرد سازه تحت زلزله در نظر گرفته شده و سازه طوری طراحی می‌شود که تحت یک سطح

### 1 Force-based design method

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: mohebbi@uma.ac.ir



امکان دست‌یابی به برخی سطوح عملکردی با ایمنی بالا همچون قابلیت استفاده بی وقفه تحت سطوح بالای خطر زلزله بدون استفاده از سیستم‌های کنترل به لحاظ اقتصادی و عملی میسر نمی‌باشد. از طرفی دیگر استفاده از سیستم‌های کنترل علاوه بر کاهش قابل توجه اعضای سازه‌ای باعث اطمینان بیشتر از عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها نیز می‌شود. به عنوان مثال استفاده از میراگر لزج سیال تحت زلزله‌هایی که فرکانس غالب بارگذاری مشابه با فرکانس اصلی سازه می‌باشد، مانع از وقوع تشدید در پاسخ‌های لرزه‌ای سازه خواهد بود. از این رو ضرورت دارد که روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم برای سیستم‌های مختلف کنترل سازه نیز توسعه داده شود. این روش برای طراحی سیستم‌های مختلف کنترل سازه همچون جداساز لرزه‌ای [۱۶]، میراگر لزج خطی<sup>۶</sup> [۱۷] و میراگر لزج سیال نیز توسعه داده شده است. میراگر لزج سیال از کارآمدترین سیستم‌های کنترل غیرفعال سازه می‌باشد که عملکرد موثر این سیستم در بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها به طور گسترده‌ای در پژوهش‌های پیشین نشان داده شده است. روش‌های متفاوتی برای طراحی این سیستم کنترل پیشنهاد شده است. همچنین روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم برای طراحی سازه‌های مجهز به میراگر لزج سیال توسعه داده شده است. کیم و چوی<sup>۷</sup> [۱۸] از رویکرد طراحی بر اساس جابجایی مستقیم برای بهسازی سازه با استفاده از میراگر لزج سیال استفاده کردند و کارآمدی این روش طراحی را در دستیابی به جابجایی نسبی هدف نشان دادند. سالیوان و لاگو<sup>۸</sup> [۱۹] یک قاب خمشی بتنی ۹ طبقه‌ی مجهز شده به میراگر لزج سیال خطی را با استفاده از روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم طراحی کرده و نشان دادند که سازه‌ی طراحی شده می‌تواند به طور موثری دست‌یابی به سطح عملکرد مطلوب را برآورده سازد. البته پژوهش‌های پیشین نشان دادند که در این روش طراحی، حداکثر جابجایی نسبی طبقات به طور قابل توجهی کمتر از مقدار جابجایی نسبی هدف می‌باشد و سازه‌ها دست بالا طراحی شده‌اند [۲۰ و ۲۱]. مرادپور و دهستانی<sup>۹</sup> [۲۰] برای حل این مشکل، توزیع میراگر لزج سیال در طبقات سازه را در روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم به صورت بهینه با استفاده از الگوریتم ژنتیک تعیین نمودند. نوروزوند و همکاران<sup>۱۰</sup> [۲۱] نیز برای حل این مشکل روش اصلاح شده‌ای از روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم را پیشنهاد نمودند که در آن تاثیر مودهای بالاتر و اختلاف

مشخصی از زلزله، عملکرد سازه در محدوده‌ی مطلوب مورد نظر باقی بماند. این روش ابتدا به عنوان روشی برای بهسازی و ارزیابی سازه‌های موجود به کار گرفته شده است [۲]. البته این روش را می‌توان برای طراحی سازه‌های جدید الاحداث نیز به کار برد که در این صورت نیاز به سعی و خطا در فرآیند طراحی می‌باشد. برای حل این مشکل و کاهش سعی و خطا در فرآیند طراحی سازه‌های جدید الاحداث، روش‌هایی پیشنهاد شده است که از کارآمدترین این روش‌ها می‌توان به روش طراحی خمیری بر اساس عملکرد<sup>۱</sup> [۳-۴] و روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم<sup>۲</sup> اشاره نمود. این رویکردهای طراحی جهت دستیابی به یک جابجایی نسبی هدف تحت سطح مشخصی از خطر زلزله بدون سعی و خطا در فرآیند طراحی توسعه یافته‌اند. در دهه‌ی اخیر به دلیل عملکرد موثر روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم در دست‌یابی به سطح عملکرد مطلوب، این روش مورد توجه طراحان و پژوهشگران قرار گرفته است. مبنای طراحی بر اساس جابجایی مستقیم، که توسط پرستلی<sup>۳</sup> [۶ و ۵] پیشنهاد شده است، بر پایه‌ی استفاده از سازه‌ی یک درجه آزادی جابگزین می‌باشد [۷] که در آن رفتار غیرخطی یک سیستم چند درجه آزادی با یک سیستم یک درجه آزادی خطی با مشخصات سختی موثر و میرایی لزج معادل، معادل‌سازی می‌شود. دلیل این معادل‌سازی استفاده از طیف پاسخ جابجایی خطی در فرآیند طراحی می‌باشد. البته چوپرا و گوئل<sup>۴</sup> [۸] الگوریتم استفاده شده در این روش را با استفاده از طیف غیر ارتجاعی پیاده‌سازی نمودند که طبق آن نیازی به محاسبه‌ی میرایی معادل رفتار هیستریزس سازه نمی‌باشد. در پژوهش‌های پیشین کارآمدی روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم در طراحی سیستم‌های مختلف سازه‌ای همچون قاب خمشی بتنی [۹]، قاب مهاربند همگرا [۱۰]، قاب مهاربند واگرا [۱۱]، قاب بتنی مهاربندی شده [۱۲] و قاب خمشی فولادی [۱۴ و ۱۳] نشان داده شده است. نیواس و سالیوان<sup>۵</sup> [۱۵] از روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم برای طراحی قاب‌های خمشی فولادی با تعداد طبقات مختلف استفاده نموده و نشان دادند که برای بهبود عملکرد این روش به مطالعات بیشتری در زمینه‌های مختلف همچون مود تغییر شکل سازه و تاثیر مودهای بالاتر نیاز می‌باشد. البته آن‌ها همچنین با مقایسه این روش طراحی با روش طراحی بر اساس نیرویی متداول نشان دادند که روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم عملکرد بهتری در مقایسه با روش‌های پیشین طراحی دارد.

6 Viscoelastic  
7 Kim and Choi  
8 Sullivan and Lago  
9 Moradpour and Dehestani  
10 Noruzvand et al.

1 Performance-based plastic design  
2 Direct displacement-based design  
3 Priestley  
4 Chopra and Goel  
5 Nieves and Sullivan

به میراگر لزوج سیال غیرخطی توسعه داده می‌شود. جزئیات بیشتر در مورد رویکرد طراحی بر اساس جابجایی مستقیم در پژوهش‌های پیشین ارائه شده است [۲۲ و ۹]. روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم مطابق (شکل ۱-الف) بر پایه‌ی جایگزینی سازه‌ی چند درجه آزادی غیرخطی با یک سیستم یک درجه آزادی خطی می‌باشد. برای این منظور، یک مود تغییر شکل طراحی برای سازه‌ی چند درجه آزادی فرض شده و مشخصات دینامیکی سیستم یک درجه آزادی جایگزین مانند ارتفاع موثر، جرم موثر و جابجایی هدف بر اساس این مود تغییر شکل تعیین می‌شود. (شکل ۱-ب) رفتار نیرو-جابجایی را برای سیستم یک درجه آزادی غیرخطی نشان می‌دهد. چون در فرآیند طراحی بر اساس جابجایی مستقیم از طیف جابجایی خطی استفاده می‌شود، از این رو سیستم یک درجه آزادی غیرخطی با سیستم یک درجه آزادی خطی با سختی سکانتی مطابق (شکل ۱-ب) معادل‌سازی می‌شود. برای این منظور، انرژی مستهلک شده توسط رفتار هیستریزس سیستم غیرخطی با یک میرایی لزوج معادل، معادل‌سازی می‌شود. این معادل‌سازی تابعی از شکل پذیری مورد نیاز سیستم می‌باشد که در (شکل ۱-پ) مقدار میرایی لزوج معادل برای سیستم قاب خمشی فولادی بر اساس شکل پذیری سازه نشان داده شده است. دوره‌ی تناوب موثر سیستم یک درجه آزادی با استفاده از طیف جابجایی خطی برای میرایی معادل مورد نظر در جابجایی هدف مطابق (شکل ۱-ث) تعیین می‌شود. در نهایت برش پایه‌ی طراحی را می‌توان بر اساس این دوره‌ی تناوب موثر و جابجایی هدف تعیین نمود.

سالویان و لاگو<sup>۱</sup> [۱۹] روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم را برای طراحی سازه‌های مجهز به میراگر لزوج سیال خطی ارائه نموده و نشان دادند که این روش طراحی می‌تواند دست‌یابی به سطح عملکرد مورد نظر را برآورده سازد. البته نوروزوند و همکاران<sup>۲</sup> [۲۱] نشان دادند در سازه‌های طراحی شده با استفاده از این روش مقدار حداکثر جابجایی نسبی طبقات به طور قابل توجهی کمتر از جابجایی نسبی هدف می‌باشد که در نتیجه سازه‌ها دست بالا طراحی شده‌اند. نوروزوند و همکاران<sup>۲</sup> [۲۱] یک روش اصلاح شده از این روش طراحی را به منظور حل نمودن مشکل دست بالا بودن طراحی‌ها پیشنهاد نمودند که در این روش تاثیر مدهای بالاتر و اختلاف بین شبه سرعت طیفی و سرعت طیفی در فرآیند طراحی سازه‌های مجهز به میراگر لزوج سیال اعمال شده است. آن‌ها نشان دادند که در سازه‌های طراحی شده با استفاده از این روش طراحی اصلاح شده، مقدار حداکثر جابجایی نسبی طبقات نزدیک به مقدار جابجایی نسبی هدف بوده و مشکل دست بالا بودن

بین شبه سرعت طیفی و سرعت طیفی را در فرآیند طراحی اعمال نموده و نشان دادند که مقدار حداکثر جابجایی نسبی طبقات به جابجایی نسبی هدف نزدیک‌تر می‌باشد. روش مرادپور و دهستانی<sup>۴</sup> [۲۰] بر پایه‌ی محاسبات نرم و بهینه‌سازی بنا شده است در حالی که روش نوروزوند و همکاران<sup>۵</sup> [۲۱] روشی کلاسیک مبتنی بر مفاهیم دینامیک سازه می‌باشد. البته این روش تنها برای طراحی سازه‌های مجهز به میراگر لزوج سیال خطی توسعه داده شده است در حالی که هدف اصلی این مقاله توسعه‌ی این روش طراحی اصلاح شده برای قاب‌های خمشی مجهز به میراگر لزوج سیال غیرخطی می‌باشد.

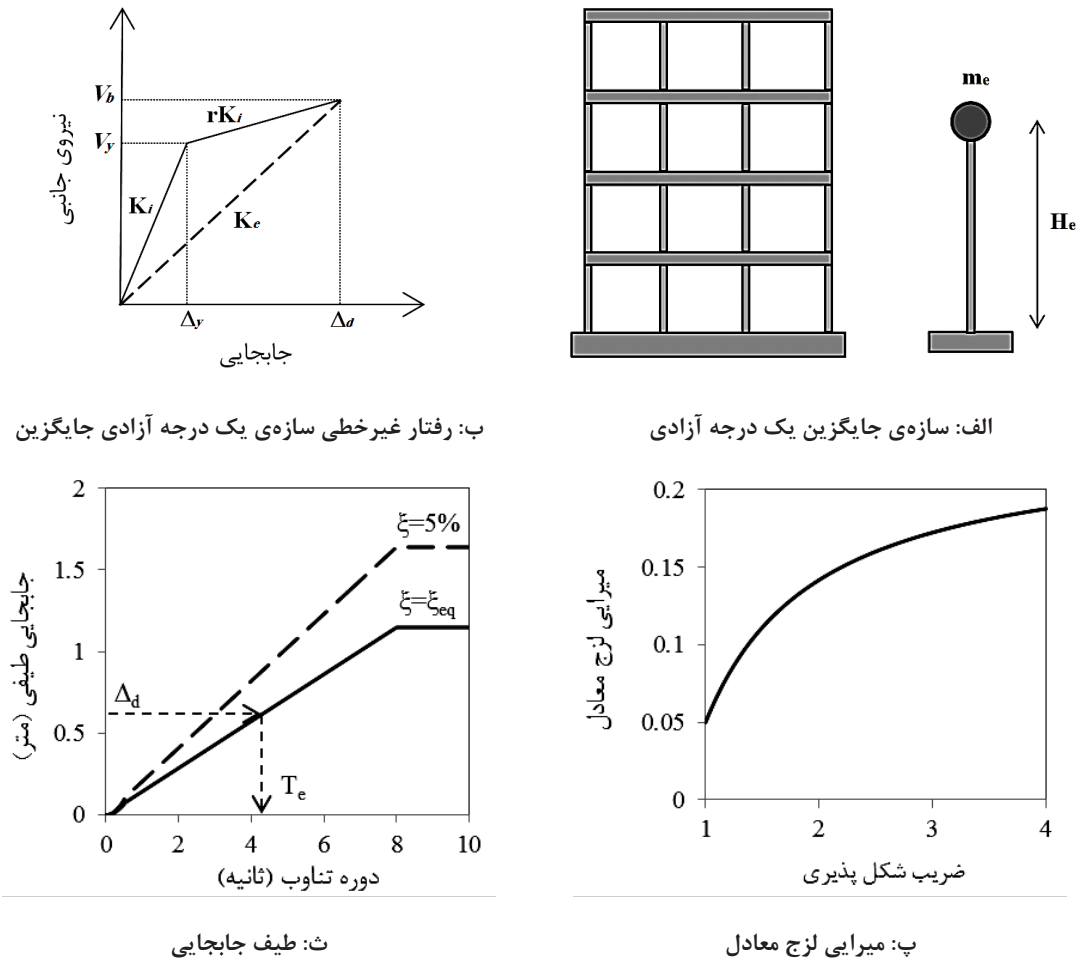
مطالعات محدودی به طراحی سازه‌های مجهز به میراگر لزوج سیال با استفاده از روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم پرداخته‌اند و سازه‌های طراحی شده نیز بسیار محدود می‌باشند. برای اطمینان بیشتر از عملکرد روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم، بایستی کارآمدی و موثر بودن آن برای سازه‌های بیشتری مورد ارزیابی قرار گیرد که در این پژوهش سازه‌های مختلفی با استفاده از این روش طراحی شده‌اند. روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم اصلاح شده در پژوهش‌های پیشین برای میراگر لزوج سیال خطی ارائه شده است و کارآمدی این روش اصلاح شده برای میراگر لزوج سیال غیرخطی بررسی نشده است، در حالی که میراگر لزوج سیال خطی در مقایسه با حالت غیرخطی معایبی دارد. از جمله معایب سیستم میراگر لزوج خطی می‌توان به اعمال نیروی زیاد به سازه توسط میراگر در سرعت‌های بالای بارگذاری اشاره کرد که می‌تواند باعث ایجاد مشکلاتی در عملکرد سازه‌ی کنترل شده شود. همچنین برای یک ضریب میرایی مشخص، سطح زیر منحنی نیرو-جابجایی میراگر لزوج سیال غیرخطی بیشتر از میراگر لزوج سیال خطی می‌باشد که در نتیجه مقدار انرژی میرا شده توسط میراگر لزوج سیال غیرخطی بیشتر خواهد بود. در نتیجه‌ی مزایای میراگر لزوج سیال غیرخطی، طراحان و پژوهشگران اغلب به استفاده از این نوع میراگر در طراحی‌های خود ترغیب می‌شوند. از این رو در این مطالعه، رویکرد طراحی بر اساس جابجایی مستقیم اصلاح شده برای طراحی قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر لزوج سیال غیرخطی توسعه داده شده و عملکرد این روش طراحی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. همچنین برای اهداف مقایسه‌ای این سازه‌ها در حالت کنترل شده توسط میراگر لزوج سیال خطی نیز طراحی شده‌اند.

## ۲- روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم

در این بخش ابتدا اساس روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم به طور مختصر شرح داده شده و سپس گام‌های طراحی برای سازه‌های مجهز

1 Sullivan and Lago

2 Noruzvand et al.



شکل ۱. اساس روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم [۲۱]

Fig. 1. Fundamental of direct displacement-based design method

در این مطالعه، این رویکرد برای میراگر لزج سیال غیرخطی توسعه داده می‌شود. نیروی میراگر لزج سیال غیرخطی با استفاده از رابطه ی (۲) تعیین می‌شود [۲۴].

$$F_d = C_d \left| \dot{u}_d \right|^a \operatorname{sgn}(\dot{u}_d) \quad (2)$$

که در این رابطه  $\dot{u}_d$  سرعت نسبی دو سر میراگر،  $C_d$  ضریب میرایی میراگر،  $\operatorname{sgn}$  تابع علامت و  $a$  ضریب ثابت برای رفتار غیرخطی میراگر می‌باشد. انرژی مستهلک شده توسط میراگر لزج سیال غیرخطی برابر با

سازه‌ها حل شده است. البته این روش اصلاح شده برای سازه‌های مجهز به میراگر لزج سیال خطی ارائه شده است که در این مطالعه، روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم اصلاح شده برای طراحی سازه‌های مجهز به میراگر لزج سیال غیرخطی توسعه داده می‌شود.

سالیوان [۲۳] اثبات کرد که اگر  $\beta$  درصد از برش طبقه توسط میراگر لزج سیال خطی تحمل شود، میرایی میراگر از رابطه‌ی (۱) به دست می‌آید.

$$\xi_{VD} = \frac{\beta}{2} \quad (1)$$



$$C_i = \frac{\gamma T_e F_{d,i}}{2\pi\eta_i \Delta_{d,i}} \quad (7)$$

که در این رابطه  $T_e$  دوره‌ی تناوب موثر سازه،  $\Delta_{d,i}$  جابجایی میراگر لزج سیال در طبقه ی  $i$  ام،  $\gamma$  نسبت شبه سرعت طیفی به سرعت طیفی،  $\eta_i$  ضریبی برای اعمال تاثیر موده‌های بالاتر در طبقه‌ی  $i$  ام و  $F_{d,i}$  نیروی طراحی میراگر در طبقه ی  $i$  ام می‌باشد که از رابطه‌ی (۸) به دست می‌آید:

$$F_{d,i} = \beta V_i \quad (8)$$

که  $V_i$  برش طراحی طبقه بوده که به صورت رابطه‌ی (۹) تعیین می‌شود:

$$V_i = \sum_{j=i}^n F_j \quad (9)$$

در این رابطه  $F_j$  نیروی جانبی وارد شده در طبقه‌ی  $j$  ام می‌باشد که از توزیع برش پایه‌ی طراحی در طبقات سازه حاصل می‌شود. همچنین جابجایی میراگر لزج سیال نیز طبق رابطه‌ی (۱۰) تعیین می‌شود.

$$\Delta_{d,i} = \theta_i h_s \cos \theta_{damp} \quad (10)$$

که در این رابطه  $\theta_i$  درصد جابجایی نسبی طبقه‌ی  $i$  ام و  $\theta_{damp}$  زاویه اتصال میراگر می‌باشد که در شکل ۲ نشان داده شده است.

در این مطالعه این رویکرد برای تعیین ضریب میرایی برای میراگر لزج سیال غیرخطی توسعه داده می‌شود. بر این اساس ضریب میرایی میراگر لزج سیال غیرخطی به صورت رابطه‌ی (۱۱) تعیین می‌شود:

$$C_i = \frac{F_{d,i}}{(\eta_i S_v)^\alpha} = \frac{F_{d,i}}{(\eta_i \omega S_d / \gamma)^\alpha} = \frac{F_{d,i} (\gamma T_e)^\alpha}{(2\pi\eta_i \Delta_{d,i})^\alpha} \quad (11)$$

مساحت زیر منحنی نیرو-جابجایی میراگر می‌باشد که تحت تحریک هارمونیک به صورت رابطه‌ی (۳) تعیین می‌شود.

$$E_{VD} = \int F_d d_u = \int_0^{2\pi/\omega} F_d u_d dt = \int_0^{2\pi/\omega} c_d \left| u_d \right|^{1+a} dt = \pi c_d \omega^a u_0^{a+1} \lambda \quad (3)$$

که  $u$  جابجایی میراگر،  $\omega$  و  $u_0$  به ترتیب فرکانس و دامنه‌ی تحریک هارمونیک و  $\lambda$  ضریب ثابتی می‌باشد که با استفاده از رابطه‌ی (۴) تعیین می‌شود.

$$\lambda = \frac{2^{2+\alpha} \Gamma^2(1+\alpha/2)}{\pi \Gamma(2+\alpha)} \quad (4)$$

در این رابطه  $\Gamma$  تابع گاما می‌باشد. انرژی جذب شده توسط سیستم را نیز می‌توان با استفاده از رابطه‌ی (۵) تعیین نمود.

$$E_S = \int f_S d_u = \int_0^{2\pi/w} (ku) d_u = \int (ku)(u dt) = \frac{1}{2} k u_0^2 \quad (5)$$

در نهایت میرایی ناشی از میراگر لزج سیال غیرخطی بر اساس رابطه‌ی جکوبسن به صورت رابطه‌ی (۶) تعیین می‌گردد.

$$\xi_{VD} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_{VD}}{E_S} = \frac{1}{4\pi} \times \frac{\pi c_d \omega^a u_0^{a+1} \lambda}{k u_0^2 / 2} = \frac{\lambda c_d \omega^a u_0^a}{2k u_0} = \frac{\lambda F_d}{2V} = \frac{\lambda}{2} \beta \quad (6)$$

از مقایسه ی روابط (۱) و (۶) پیداست که به دلیل رفتار غیرخطی میراگر لزج سیال، ضریب  $\lambda$  به میرایی ناشی از میراگر لزج سیال اعمال می‌شود که مقدار این ضریب برای میراگر لزج سیال خطی برابر با ۱ می‌باشد.

نوروزوند و همکاران<sup>۱</sup> [۲۱] با اصلاح روش طراحی پیشنهاد شده توسط سالیوان و لاگو<sup>۲</sup> [۱۹]، رابطه‌ی (۷) را برای تعیین ضریب میرایی میراگر لزج سیال خطی در طبقه‌ی  $i$  ام پیشنهاد نمودند که در این رابطه تاثیر موده‌های بالاتر و اختلاف بین شبه سرعت طیفی و سرعت طیفی در فرآیند طراحی اعمال شده است.

1 Noruzvand et al.

2 Sullivan and Lago

گام چهارم) تعیین جرم و ارتفاع موثر سازه‌ی یک درجه آزادی جایگزین با استفاده از روابط (۱۵) و (۱۶) [۱۹]:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (15)$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (16)$$

که در این روابط  $m_e$  و  $H_e$  به ترتیب جرم و ارتفاع موثر می‌باشند.

گام پنجم) تعیین مقدار ضریب شکل پذیری در تغییر مکان هدف با استفاده از رابطه‌ی (۱۷):

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (17)$$

در این رابطه  $\Delta_y$  مقدار تغییر مکان تسلیم سازه می‌باشد که با استفاده از رابطه‌ی (۱۸) محاسبه می‌شود [۲۲]:

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (18)$$

در این رابطه  $\theta_y$  مقدار زاویه‌ی تسلیم می‌باشد که برای قاب‌های ساختمانی فولادی به صورت رابطه‌ی (۱۹) تعیین می‌شود [۲۲]:

$$\theta_y = 0.65 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (19)$$

در این روابط  $L_b$  طول دهانه‌ی تیر بین مراکز ستون،  $h_b$  عمق تیر و  $\varepsilon_y$  کرنش تسلیم فولاد می‌باشد.

گام ششم) تعیین میرایی لزج معادل که شامل میرایی خطی سازه، میرایی هیستریزس و میرایی معادل ناشی از میراگر لزج می‌باشد [۱۹]:

که در این رابطه  $S_d$  و  $S_v$  به ترتیب سرعت طیفی و جابجایی طیفی می‌باشند.

با توجه به موارد اشاره شده گام‌های طراحی بر اساس جابجایی مستقیم برای سازه‌های مجهز به میراگر لزج سیال غیرخطی را می‌توان به صورت زیر دسته‌بندی نمود. بیشتر گام‌های این روش طراحی تقریباً مشابه با مطالعه‌ی نوروزوند و همکاران [۲۱] می‌باشد زیرا که آن‌ها ابتدا این روش را برای طراحی قاب‌ها خمشی مجهز به میراگر لزج سیال خطی پیشنهاد نمودند و هدف این مطالعه توسعه این روش برای میراگرهای لزج سیال غیرخطی می‌باشد. از این رو اساس این دو روش طراحی مشابه بوده و تفاوت‌های موجود تنها مربوط به گام‌ها طراحی مرتبط با میراگر لزج سیال می‌باشد.

گام اول) تعیین تغییر مکان هدف در طبقه‌ی بحرانی متناظر با سطح عملکرد مورد نظر

گام دوم) تعیین تغییر مکان سایر طبقات بر اساس طبقه‌ی بحرانی و مود تغییرشکل با استفاده از رابطه‌ی (۱۲) [۱۹]:

$$\Delta_i = \omega_\theta \theta_c h_i \left( \frac{4H_n - h_i}{4H_n - h_1} \right) \quad (12)$$

که در این رابطه  $h_i$  ارتفاع طبقه‌ی  $i$  ام از پایه،  $H_n$  ارتفاع کل سازه،  $h_1$  ارتفاع طبقه‌ی اول سازه،  $\theta_c$  مقدار تغییر مکان هدف و  $\omega_\theta$  ضریبی برای اعمال اثرات موده‌های بالاتر می‌باشد که با استفاده از رابطه‌ی (۱۳) محاسبه می‌شود [۱۹]:

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0 \quad (13)$$

گام سوم) تعیین تغییر مکان هدف سازه‌ی یک درجه آزادی جایگزین با استفاده از رابطه‌ی (۱۴) [۱۹]:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (14)$$

که در این رابطه  $m_i$  جرم طبقه‌ی  $i$  ام و  $\Delta_i$  تغییر مکان طبقه‌ی  $i$  ام می‌باشد.

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (24)$$

که در این روابط  $T_e$  و  $K_e$  به ترتیب دوره‌ی تناوب و سختی موثر سازه‌ی یک درجه آزادی جایگزین می‌باشند.

گام دهم) توزیع نیروی برش پایه‌ی طراحی

توزیع نیروی برش پایه‌ی طراحی بر اساس مود جابجایی طراحی در نظر

گرفته شده به صورت روابط (۲۵) و (۲۶) می‌باشد [۱۹]:

برای طبقات ۱ تا  $n-1$ :

$$F_i = KV_b \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (25)$$

برای طبقه‌ی  $n$ :

$$F_i = (1-k)V_b + kV_b \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (26)$$

که در این رابطه مقدار  $k$  برای قاب‌های با ۱۰ طبقه یا بیشتر از آن برابر با ۰/۹ و برای سایر قاب‌ها برابر با ۱ می‌باشد.

گام یازدهم) تحلیل سازه‌ی چند درجه آزادی تحت برش پایه‌ی طراحی

توزیع شده

از رویکرد تعادل برای تحلیل سازه تحت برش پایه‌ی توزیع شده استفاده

می‌شود. از این رو مقاومت خمشی مورد نیاز اعضای سازه‌ای با استفاده از

روابط (۲۷) تا (۲۹) تعیین می‌شود [۱۹]:

$$M_{b,i} = \frac{(2K_i V_i + V_{i+1}) h_s}{4n_b} \quad (27)$$

$$M_{col,int} = \frac{(1-K_1) h_s V_{b,fr}}{n_b} \quad (28)$$

$$M_{col,ext} = \frac{M_{col,int}}{2} \quad (29)$$

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} + \xi_{VD} \quad (20)$$

که در این رابطه  $\xi_{el}$  میرایی خطی سازه که مقدار آن برای قاب فولادی ۵ درصد در نظر گرفته می‌شود و  $\xi_{hyst}$  میرایی هیستریزس می‌باشد که برای قاب خمشی فولادی بر اساس ضریب شکل‌پذیری با استفاده از رابطه‌ی (۲۱) محاسبه می‌شود [۲۲]:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.577 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (21)$$

گام هفتم) تعیین میرایی  $\xi_{VD}$  ناشی از میراگر لزج سیال غیرخطی

مقدار میرایی ناشی از میراگر لزج سیال غیرخطی با استفاده از رابطه‌ی

(۶) تعیین می‌شود.

گام هشتم) تعیین دوره‌ی تناوب موثر

دوره‌ی تناوب موثر سیستم یک درجه آزادی با استفاده از طیف

جابجایی تعیین می‌شود. برای این منظور، ابتدا باید طیف طراحی جابجایی

برای درصد میرایی معادل مورد نظر تعیین شود. طیف‌های طراحی آیین‌نامه‌ای

برای درصد میرایی ۵ درصد ارائه شده‌اند که باید این طیف طراحی را در مقدار

ضریب ارائه شده در رابطه‌ی (۲۲) ضرب نمود تا طیف طراحی جابجایی برای

درصد میرایی مورد نظر تعیین شود [۲۲].

$$R_\xi = \left( \frac{0.1}{0.05 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (22)$$

سپس دوره‌ی تناوب موثر با استفاده از طیف جابجایی تعیین شده و تغییر

مکان طراحی هدف همانطور که در «شکل ۱-۱» نشان داده شده، تعیین

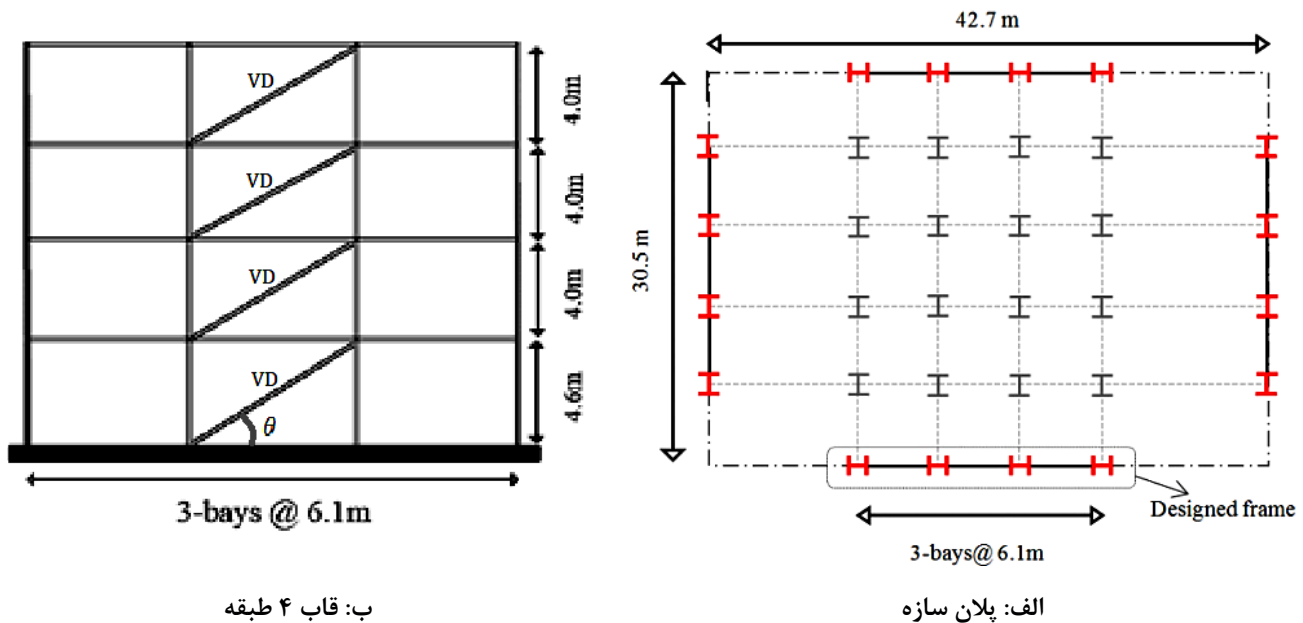
می‌شود.

گام نهم) تعیین نیروی برش پایه‌ی طراحی

نیروی برش پایه‌ی طراحی بر اساس دوره‌ی تناوب موثر و تغییر مکان

طراحی هدف با استفاده از رابطه‌ی (۲۳) تعیین می‌شود:

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (23)$$



شکل ۲. سازه‌ی در نظر گرفته شده [۲۱]

Fig. 2. The considered buildings

کنترل شده با میراگر لزج سیال خطی با استفاده از روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم طراحی نمودند. در این مطالعه این قاب‌ها در حالت کنترل شده توسط میراگر لزج سیال غیرخطی بر اساس روش پیشنهادی باز طراحی می‌شوند. پلان سازه‌های مورد نظر در شکل ۲ نشان داده شده که قاب خمشی از سازه که در این پژوهش طراحی می‌شود نیز در این شکل مشخص شده است. یک برش از این قاب نیز در این شکل نشان داده شده است. ارتفاع طبقات سازه در پایه و سایر طبقات به ترتیب ۴/۶ و ۴ متر می‌باشد. اعضای سازه‌ای از نوع فولاد ASTM A99 Gr. 50 با تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده که جزئیات بیشتر در مورد این سازه‌ها و همچنین بارگذاری آن‌ها را می‌توان در پژوهش‌های پیشین مشاهده نمود [۲۵-۲۶]. همچنین فرض می‌شود که سازه‌ها در منطقه‌ی لس‌آنجلس<sup>۲</sup> با موقعیت جغرافیایی ۳۴/۰۲ °N و ۱۱۸/۲۰ °W و بر روی خاک نوع D<sup>۳</sup> قرار گرفته‌اند که طیف شتاب و جابجایی طراحی برای این منطقه و سطح خطر زلزله با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال را می‌توان با استفاده از

در روابط بالا  $M_{b,i}$  مقاومت مورد نیاز تیر در طبقه‌ی  $i$  ام،  $n$  تعداد دهنه‌ی قاب،  $h_s$  و  $V_{b,fr}$  به ترتیب ارتفاع طبقه و برش پایه‌ی طراحی در قاب می‌باشند.  $V_i$  و  $V_{i+1}$  برش طراحی در تراز  $i$  و  $i+1$  ام و  $K_i$  نیز ضریب انتخاب شده برای کنترل نقطه‌ی عطف می‌باشد که مقدار آن برای طبقه‌ی اول برابر با ۰/۴ و برای سایر طبقات ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود.  $M_{col,int}$  و  $M_{col,ext}$  نیز مقاومت خمشی مورد نیاز ستون‌های داخلی و ستون‌های خارجی قاب در پایه می‌باشند. مقاومت خمشی ستون‌ها در سایر طبقات نیز بر اساس رویکرد طراحی ستون قوی-تیر ضعیف تعیین می‌شوند.

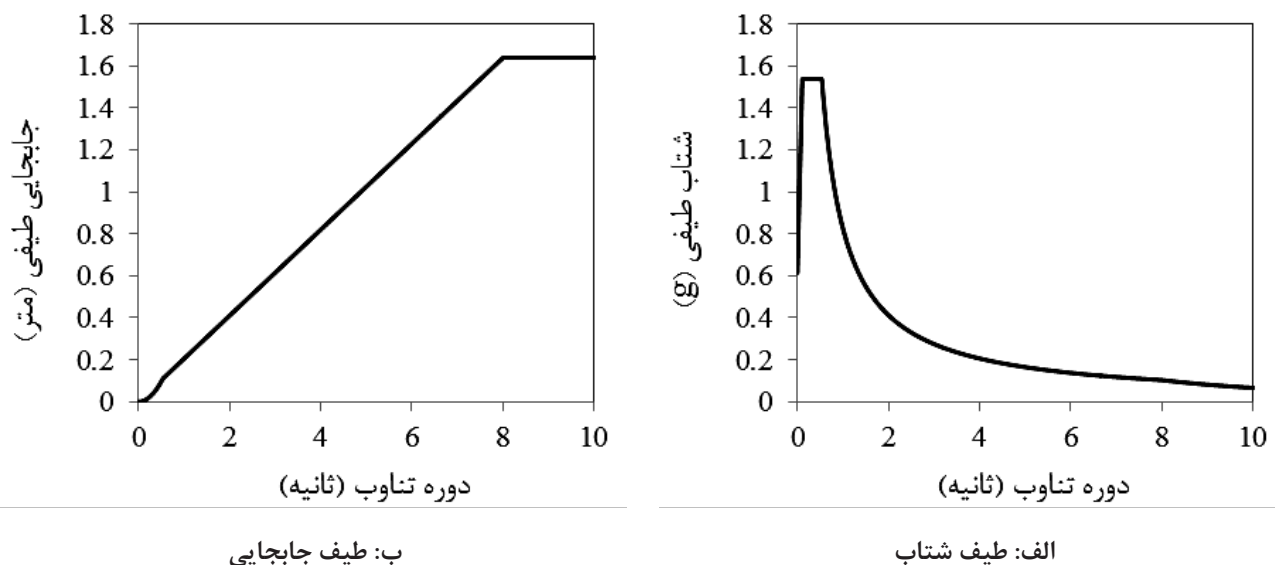
گام دوازدهم) محاسبه‌ی ضریب میرایی میراگر لزج سیال غیرخطی ضریب میرایی میراگر لزج سیال غیرخطی در هر طبقه از سازه با استفاده از رابطه‌ی (۱۱) تعیین می‌شود.

### ۳- سازه‌های طراحی شده

سازه‌های طراحی شده در این پژوهش قاب‌های خمشی فولادی با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ طبقه می‌باشند که نوروزوند و همکاران<sup>۱</sup> [۲۱] در حالت

2 Los Angeles  
3 Site class D

1 Noruzvand et al.



شکل ۳. طیف طراحی سازه [۲۱]

Fig. 3. Design spectrum of structure

منظور ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله‌ی پیشنهاد شده در پروژه‌ی فولادی SAC<sup>۳</sup> برای منطقه‌ی لس‌آنجلس<sup>۱</sup> می‌باشند که شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده در این پروژه ارائه شده است [۲۷]. از جمله دلایل در نظر گرفتن سازه‌ها در منطقه‌ی لس‌آنجلس<sup>۱</sup> نیز همین موضوع می‌باشد که زلزله‌های مقیاس شده برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها در این منطقه در دسترس می‌باشد. این تعداد شتاب‌نگاشت برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها مناسب خواهد بود زیرا که حداقل تعداد شتاب‌نگاشت پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه‌های طراحی برای ارزیابی، عمدتاً خیلی کمتر از این تعداد می‌باشد. از این رو در این پژوهش این ۲۰ شتاب‌نگاشت برای ارزیابی استفاده شده‌اند. سازگاری متوسط طیف این شتاب‌نگاشت‌های همپایه شده با طیف طراحی در شکل ۴ نشان داده شده است.

قاب‌های طراحی شده با استفاده از برنامه‌ی اپنسیس<sup>۴</sup> مدل‌سازی

آیین‌نامه‌ی بارگذاری آمریکا<sup>۱</sup> [۱] تعیین نمود که در شکل ۳ نشان داده شده است.

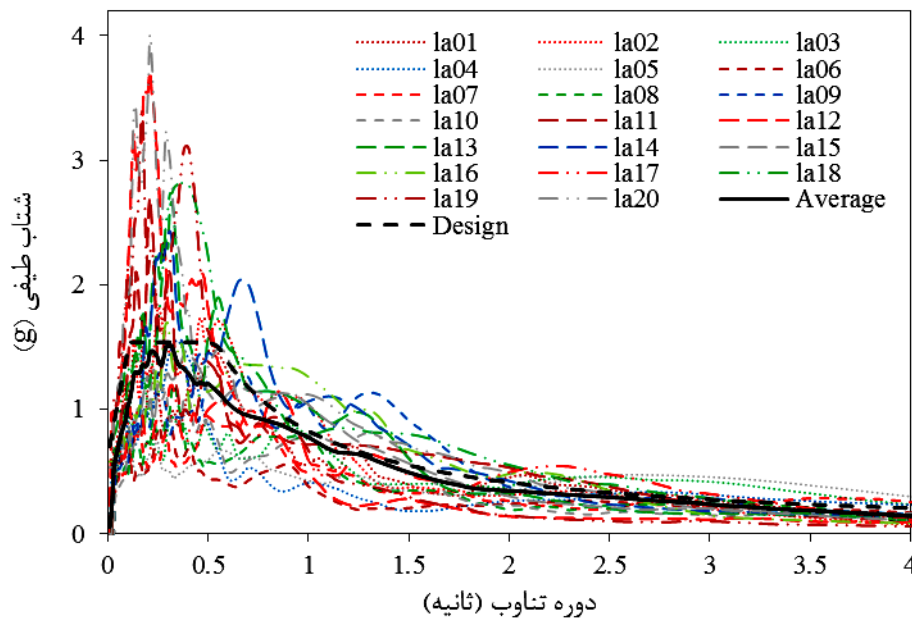
هدف طراحی دستیابی به سطح عملکرد ایمنی جانی تحت خطر زلزله با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال در نظر گرفته شده است. همان طور که در روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم اشاره شد، باید یک مقدار به عنوان جابجایی بحرانی متناظر با سطح عملکرد مورد نظر در نظر گرفته شود. آیین‌نامه‌ی بهسازی آمریکا<sup>۲</sup> [۲] مقدار متناظر جابجایی نسبی با سطح عملکرد ایمنی جانی را ۲/۵ درصد ارتفاع طبقه پیشنهاد می‌نماید. از این رو در این پژوهش نیز هدف عملکردی دستیابی به جابجایی نسبی طبقات کمتر از ۲/۵ درصد در نظر گرفته شده است. به منظور ارزیابی روش طراحی پیشنهاد شده، سازه‌های طراحی شده تحت زلزله‌های ارزیابی تحلیل تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی می‌شوند. زلزله‌های در نظر گرفته شده برای این

3 SAC (Structural Engineers Association of California, Applied Technology Council, California Universities for Research in Earthquake Engineering) steel project

4 OpenSees

1 ASCE 7-10

2 FEMA 356



شکل ۴. سازگاری طیف شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌ی انتخاب شده با طیف طراحی [۲۱]

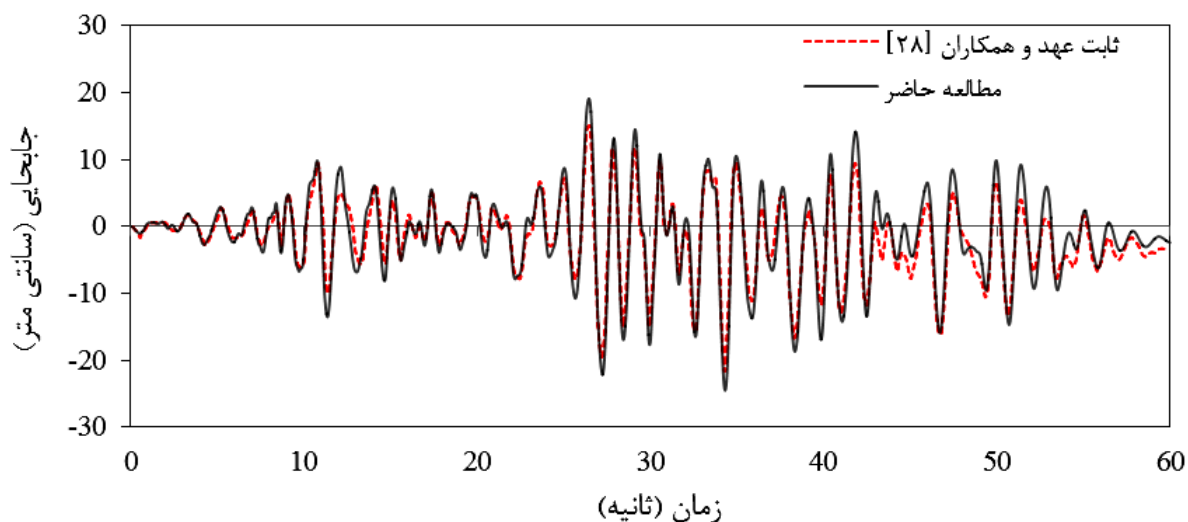
Fig. 4. Compatibility of acceleration spectrum of test earthquakes with design spectrum

#### ۴- طراحی قاب خمشی مجهز به میراگر لزج سیال با استفاده از روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم

در این بخش به طراحی قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر لزج سیال غیرخطی با استفاده از روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم پرداخته می‌شود. هر چه مقدار ضریب مربوط به رفتار غیرخطی میراگر به مقدار ۱ نزدیک‌تر باشد رفتار میراگر شباهت بیشتری به میراگر لزج سیال خطی خواهد داشت و چون هدف این مطالعه توسعه و بررسی روش طراحی برای میراگرهای لزج غیرخطی می‌باشد، از این رو ضریب مربوط به رفتار غیرخطی میراگر به نحوی انتخاب می‌گردد که فاصله‌ی بیشتری با ۱ داشته باشد. بنابراین ضریب غیرخطی میراگر برابر با  $\alpha=0.35$  فرض شده است. همچنین درصدی از برش پایه نیز که باید توسط میراگر تحمل شود برابر با  $\beta=0.3$  در نظر گرفته می‌شود. با در نظر گرفتن درصد کمتری از برش پایه به عنوان نیروی میراگر، سیستم کنترل نمی‌تواند تاثیر مورد نظر را در کنترل پاسخ لرزه‌ای سازه داشته باشد و از طرفی دیگر در نظر گرفتن درصد بیشتری از برش پایه به عنوان نیروی میراگر که سیستم کنترل مکملی برای سازه می‌باشد معقول به نظر نمی‌رسد. برای اهداف مقایسه‌ای این قاب‌ها در حالت

شده‌اند که از روش نیومارک-بتا<sup>۱</sup> با ضرایب  $\beta=0.16$  و  $\gamma=0.5$  برای تحلیل دینامیکی این قاب‌ها استفاده شده است. برای مدل‌سازی میراگر لزج سیال از دستور تعریف شده در برنامه (uniaxialMaterial Viscous-Damper) استفاده شده است. همچنین مقاطع اعضای فولادی با استفاده از المان فایبر و مدل رفتاری دوخطی با سختی ثانویه ۳ درصد مدل‌سازی شده و از سخت‌شدگی کرنشی صرف نظر شده است. برای صحت سنجی نحوه‌ی مدل‌سازی مقایسه‌ای بین نتایج حاصل از این مدل با نتایج مطالعه‌ی ثابت‌عهد و همکاران [۲۸] انجام می‌شود. سازه‌ی بررسی شده توسط ثابت‌عهد و همکاران [۲۸] قاب خمشی فولادی ۹ طبقه‌ای می‌باشد که توسط میراگرهای لزج سیال کنترل شده است. منحنی پاسخ تاریخیچه‌ی زمانی جابجایی بام در شکل ۵ ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود نتایج حاصل از این مطالعه بسیار نزدیک به نتایج مطالعه‌ی ثابت‌عهد و همکاران [۲۸] می‌باشد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که نحوه‌ی مدل‌سازی استفاده شده در این مطالعه برای قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر لزج سیال با دقت قابل قبولی می‌تواند پاسخ‌های سازه را تعیین نماید.

1 Newmark- $\beta$



شکل ۵. صحت‌سنجی مدل‌سازی قاب خمشی فولادی مجهز به میراگر لزج سیال

Fig. 5. Validation of modeling steel moment frame equipped with fluid viscous damper

بر اساس تغییر مکان هدف، با استفاده از طیف جابجایی مقیاس شده برای میرایی مورد نظر تعیین می‌شود. به عنوان مثال در سازه‌ی ۱۲ طبقه ابتدا طیف جابجایی ارائه شده در شکل ۳ در  $R_p$  برابر با  $0/521$  ضرب شده تا طیف جابجایی طراحی برای درصد میرایی  $31/9$  درصد تعیین شود. سپس از روی این طیف مقدار دوره‌ی تناوب متناظر با تغییر مکان هدف  $0/668$  متر تعیین می‌شود که برابر با  $6/255$  ثانیه می‌باشد.

برش پایه‌ی طراحی تعیین شده با استفاده از روابط ۲۵ و ۲۶ در طبقات سازه توزیع شده و سازه بر اساس رویکرد تعادل تحت بار جانبی توزیع شده تحلیل می‌شود. تمرکز این مقاله ارائه‌ی روش طراحی برای سازه تحت بار جانبی زلزله می‌باشد. از این رو به منظور جلوگیری از پیچیدگی بیشتر در فرآیند طراحی، تحلیل و همچنین ارزیابی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها تنها تحت بار زلزله در نظر گرفته شده و تاثیر بار ثقلی و ترکیبات بارگذاری در فرآیند تحلیل و طراحی بررسی نمی‌شود. البته در این مورد مطالعه‌ای سطح باربر ثقلی قاب مورد نظر در مقایسه با سطح باربر لرزه‌ای آن نیز ناچیز می‌باشد و در نظر گرفتن بار ثقلی تاثیر قابل توجهی در نتایج پژوهش نخواهد داشت. پژوهش‌های پیشین در این زمینه نیز عمدتاً بدون در نظر گرفتن بار ثقلی

کنترل شده توسط میراگر لزج سیال خطی نیز طراحی می‌شوند. مقدار ضریب  $\lambda$  برای میراگر لزج سیال غیرخطی مورد نظر با استفاده از رابطه‌ی (۴) برابر با  $1/15$  تعیین می‌شود که در نتیجه درصد میرایی معادل ناشی از میراگر لزج سیال غیرخطی با استفاده از رابطه‌ی (۶) برابر با  $0/173$  می‌باشد، در حالی که مقدار متناظر در حالت کنترل شده توسط میراگر لزج سیال خطی برابر با  $0/15$  خواهد بود. در نتیجه به دلیل رفتار غیرخطی میراگر مقدار میرایی ناشی از میراگر حدود ۱۵ درصد افزایش داشته است. پیاده‌سازی گام‌های طراحی برای قاب خمشی ۱۲ طبقه به طور کامل شرح داده می‌شود که برای سازه‌های دیگر نیز این گام‌های طراحی کاملاً مشابه می‌باشند. بر اساس محاسبات ارائه شده در جدول ۱ برای قاب ۱۲ طبقه می‌توان پارامترهای طراحی قاب خمشی کنترل شده توسط میراگر لزج سیال غیرخطی را به راحتی بر اساس گام‌های ارائه شده در بخش ۲ تعیین نمود که در جدول ۲ ارائه شده است. مقدار عمق تیر نیز در محاسبات طراحی حدود  $0/7$  متر در نظر گرفته شده است که این مقدار با مقاطع سازه‌ای طراحی شده در انتهای فرآیند نیز همخوانی دارد. در جدول ۲ مقدار پارامترهای طراحی قاب‌های دیگر نیز ارائه شده است. همانطور که اشاره شد دوره‌ی تناوب موثر سازه

جدول ۱. محاسبات طراحی قاب خمشی فولادی ۱۲ طبقه [۲۱]

Table 1. Calculations for the design of 12-story steel moment frame

طبقه	$H_i$ (m)	$m_i$ (ton)	$\Delta_i$ (m)	$m_i\Delta_i$	$m_i\Delta_i^2$	$m_i\Delta_i H_i$
۱	۴/۶	۳۴۱/۷	۰/۱۱۳	۳۸/۶۹۶	۴/۳۸۲	۱۷۸/۰۰۵
۲	۸/۶	۳۳۹	۰/۲۰۷	۷۰/۲۶۲	۱۴/۵۶۲	۶۰۴/۲۵۰
۳	۱۲/۶	۳۳۹	۰/۲۹۷	۱۰۰/۷۲۵	۲۹/۹۲۸	۱۲۶۹/۱۳۸
۴	۱۶/۶	۳۳۹	۰/۳۸۳	۱۲۹/۷۸۲	۴۹/۶۸۵	۲۱۵۴/۳۷۸
۵	۲۰/۶	۳۳۹	۰/۴۶۴	۱۵۷/۴۳۱	۷۳/۱۱۱	۳۲۴۳/۰۸۳
۶	۲۴/۶	۳۳۹	۰/۵۴۲	۱۸۳/۶۷۳	۹۹/۵۱۶	۴۵۱۸/۳۷۰
۷	۲۸/۶	۳۳۹	۰/۶۱۵	۲۰۸/۵۰۹	۱۲۸/۲۴۷	۵۹۶۳/۳۵۲
۸	۳۲/۶	۳۳۹	۰/۶۸۴	۲۳۱/۹۳۷	۱۵۸/۶۸۶	۷۵۶۱/۱۴۶
۹	۳۶/۶	۳۳۹	۰/۷۴۹	۲۵۳/۹۵۸	۱۹۰/۲۵۰	۹۲۹۴/۸۶۵
۱۰	۴۰/۶	۳۳۹	۰/۸۱۰	۲۷۴/۵۷۲	۲۲۲/۳۸۹	۱۱۱۴۷/۶۲۴
۱۱	۴۴/۶	۳۳۹	۰/۸۶۷	۲۹۳/۷۷۹	۲۵۴/۵۹۰	۱۳۱۰۲/۵۳۸
۱۲	۴۸/۶	۳۱۱/۶۵	۰/۹۱۹	۲۸۶/۴۴۱	۲۶۳/۲۷۱	۱۳۹۲۱/۰۳۱
$\Sigma$	-	۴۰۴۳/۳۵	-	۲۲۲۹/۷۶۶	۱۴۸۸/۶۱۹	۷۲۹۵۷/۷۷۹

جدول ۲. پارامترهای طراحی روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم سازه های مجهز به میراگر لزج سیال غیرخطی

Table 2. Design parameters of direct displacement-based design method for structures equipped with nonlinear fluid viscous damper

پارامترهای طراحی	سازه ۴ طبقه	سازه ۸ طبقه	سازه ۱۲ طبقه
$\Delta_d$ (m)	۰/۲۵۸	۰/۴۶۷	۰/۶۶۸
$m_e$ (ton)	۱۱۸۱/۲	۲۲۶۶/۶۲	۳۳۳۹/۹۱
$H_e$ (m)	۱۲/۰۴	۲۲/۳۵	۳۲/۷۲
$\Delta_y$ (m)	۰/۱۲	۰/۲۲	۰/۳۲
$\mu$	۲/۱۹	۲/۱۴	۲/۰۹
$\xi_{eq}$	۰/۳۲۳	۰/۳۲۱	۰/۳۱۹
$R_\xi$	۰/۵۱۸	۰/۵۱۹	۰/۵۲۱
$T_e$ (s)	۲/۴۳۰	۴/۳۸۸	۶/۲۵۵
$K_e$ (MN/m)	۷/۸۹۶	۴/۶۴۸	۳/۳۷۰
$V_b$ (MN)	۲/۰۳۶	۲/۱۷۱	۲/۲۵۰



جدول ۳. مقاومت خمشی (MN.m) مورد نیاز اعضای سازه‌های مجهز به میراگر لزج سیال غیرخطی

Table 3. Required moment strength (MN.m) of structural elements for buildings equipped with nonlinear fluid viscous damper

طبقه	سازه ۱۲ طبقه			سازه ۸ طبقه			سازه ۴ طبقه		
	تیر	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر	ستون خارجی	ستون داخلی
۱	۱/۵۳۹	۱/۰۳۵	۲/۰۷۰	۱/۴۶۷	۰/۹۹۸	۱/۹۹۷	۱/۳۰۴	۰/۹۳۷	۱/۸۷۴
۲	۱/۴۵۵	۰/۸۳۷	۱/۶۷۵	۱/۳۴۵	۰/۷۳۵	۱/۴۷۰	۱/۰۳۱	۰/۵۹۰	۱/۱۸۱
۳	۱/۴۰۳	۰/۷۶۵	۱/۵۳۰	۱/۲۲۹	۰/۶۷۵	۱/۳۴۹	۰/۶۷۲	۰/۳۷۰	۰/۷۴۱
۴	۱/۳۳۴	۰/۷۶۵	۱/۵۳۰	۱/۰۷۳	۰/۶۰۲	۱/۲۰۵	۰/۲۳۲	۰/۲۶۶	۰/۵۳۳
۵	۱/۲۴۷	۰/۶۶۶	۱/۳۳۱	۰/۸۸۲	۰/۴۷۳	۰/۹۴۶	-	-	-
۶	۱/۱۴۳	۰/۶۶۶	۱/۳۳۱	۰/۶۵۸	۰/۳۷۰	۰/۷۴۱	-	-	-
۷	۱/۰۲۵	۰/۵۹۰	۱/۱۸۱	۰/۴۰۴	۰/۲۳۵	۰/۴۷۰	-	-	-
۸	۰/۸۹۱	۰/۴۹۱	۰/۹۸۲	۰/۱۳۵	۰/۲۰۰	۰/۴۰۰	-	-	-
۹	۰/۷۴۴	۰/۴۰۱	۰/۸۰۱	-	-	-	-	-	-
۱۰	۰/۵۸۴	۰/۳۰۴	۰/۶۰۸	-	-	-	-	-	-
۱۱	۰/۴۱۲	۰/۲۲۰	۰/۴۴۰	-	-	-	-	-	-
۱۲	۰/۱۶۲	۰/۲۰۰	۰/۴۰۰	-	-	-	-	-	-

در تمامی طبقات برابر ۱ فرض شده و سازه‌ی کنترل شده طراحی می‌شود. سپس سازه‌ی طراحی شده تحت زلزله‌های ارزیابی قرار گرفته و در نهایت از مقایسه‌ی حداکثر سرعتی که میراگر در طول زلزله‌ها تجربه می‌کند با سرعت طراحی میراگر مقدار ضریب  $\eta_i$  برای هر طبقه مشخص می‌شود. برای تعیین ضریب  $\gamma$  نیز ابتدا طیف زلزله‌های ارزیابی تعیین شده و سپس مقدار شبه سرعت طیفی به سرعت طیفی محاسبه می‌شود که متوسط این ضریب برای زلزله‌های ارزیابی در شکل ۶ نشان داده شده است. برای سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش بر اساس دوره‌ی تناوب و میرایی معادل این سازه‌ها مقدار این ضریب به ترتیب برای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه برابر ۰/۷۵۳، ۰/۵۸۲ و ۰/۴۵۶ می‌باشد. مقدار ضریب میرایی میراگرهای لزج سیال غیرخطی با استفاده از رابطه (۱۱) بر اساس این مقادیر ضریب  $\gamma$  و با فرض ضریب  $\eta_i$  برابر با ۱ تعیین شده است که مقادیر آن در جدول ۵ ارائه شده است.

پس از اصلاح طراحی میراگر لزج سیال غیرخطی، سازه‌های کنترل

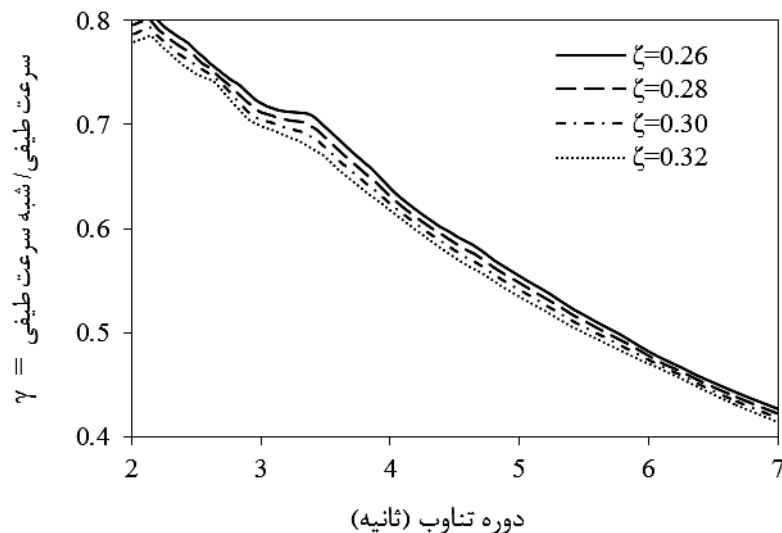
بررسی شده‌اند [۱۸-۲۱]. مقاومت خمشی مورد نیاز اعضای سازه‌ای بر اساس گام ۱۱ طراحی، تعیین می‌شود که نتایج آن در جدول ۳ ارائه شده است. مقاطع اعضای سازه‌ای بر اساس مقاومت‌های مورد نیاز و ملاحظات اجرایی انتخاب شده‌اند که نتایج آن در جدول ۴ ارائه شده است. همچنین از اثرات  $\Delta$ -P نیز در فرآیند طراحی صرف نظر شده است زیرا مقدار لنگر واژگونی ناشی از بار ثقیل در مقایسه با لنگر واژگونی ناشی از بار جانبی ناچیز می‌باشد. دلیل این امر را می‌توان به وضوح در پلان سازه در شکل ۲ مشاهده نمود که سطح باربر لرزه‌ای هر قاب برابر با نصف پلان طبقه می‌باشد در حالی که سطح باربر ثقیل قاب طراحی شده در مقایسه با آن ناچیز است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که شاخص پایداری قاب مربوط به اثر  $\Delta$ -P همان طور که پائولی و پریستلی [۲۹] پیشنهاد نمودند در حدی نمی‌باشد که در نتایج روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم تاثیرگذار باشد.

برای طراحی میراگر لزج سیال بر اساس رابطه‌ی (۱۱)، ابتدا ضریب  $\eta_i$

جدول ۴. مقاطع طراحی اعضای سازه‌ای برای سازه‌های مجهز به میراگر لزج سیال غیرخطی

Table 4. Design section of structural elements for buildings equipped with nonlinear fluid viscous damper

طبقه	سازه ۱۲ طبقه			سازه ۸ طبقه			سازه ۴ طبقه		
	تیر	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر	ستون خارجی	ستون داخلی
۱	W27x94	W14x109	W14x211	W27x94	W14x99	W14x193	W27x84	W14x99	W14x193
۲	W27x91	W14x109	W14x211	W27x84	W14x99	W14x193	W21x83	W14x99	W14x193
۳	W24x94	W14x82	W14x159	W24x84	W14x68	W14x132	W18x60	W14x43	W14x82
۴	W24x94	W14x82	W14x159	W24x76	W14x68	W14x132	W16x26	W14x43	W14x82
۵	W21x93	W14x68	W14x132	W24x61	W14x53	W14x99	-	-	-
۶	W21x93	W14x68	W14x132	W18x60	W14x53	W14x99	-	-	-
۷	W21x83	W14x61	W14x120	W18x40	W14x30	W14x53	-	-	-
۸	W21x68	W14x61	W14x120	W14x22	W14x30	W14x53	-	-	-
۹	W18x65	W14x48	W14x82	-	-	-	-	-	-
۱۰	W18x50	W14x48	W14x82	-	-	-	-	-	-
۱۱	W16x40	W14x30	W14x48	-	-	-	-	-	-
۱۲	W14x22	W14x30	W14x48	-	-	-	-	-	-



شکل ۶. متوسط نسبت شبه سرعت طیفی به سرعت طیفی برای زلزله‌های در نظر گرفته شده [۳۲]

Fig. 6. Average ratio of pseudo-spectral velocity to spectral velocity under test earthquakes

جدول ۵. ضریب میرایی (MN.s/m) میراگرهای لزج سیال غیرخطی با اعمال ضریب  $\gamma$

Table 5. Damping coefficients (MN.m/s) of nonlinear fluid viscous damper with applying  $\gamma$  constant

طبقه	سازه ۱۲ طبقه	سازه ۸ طبقه	سازه ۴ طبقه
۱	۱/۴۸۷	۱/۳۷۳	۱/۱۴۶
۲	۱/۴۸۳	۱/۳۵۰	۱/۰۴۹
۳	۱/۴۶۳	۱/۲۸۸	۰/۸۲۵
۴	۱/۴۲۴	۱/۱۸۴	۰/۴۶۷
۵	۱/۳۶۶	۱/۰۳۵	-
۶	۱/۲۸۹	۰/۸۴۳	-
۷	۱/۱۹۲	۰/۶۰۴	-
۸	۱/۰۷۵	۰/۳۱۵	-
۹	۰/۹۳۹	-	-
۱۰	۰/۷۸۱	-	-
۱۱	۰/۶۰۱	-	-
۱۲	۰/۳۹۸	-	-

این نوع توزیع میراگر در طبقات سازه تاثیر قابل توجهی در مود تغییر شکل جانبی سازه ایجاد نمی‌نماید و مود تغییر شکل سازه‌ی کنترل شده مشابه با حالت کنترل نشده است. البته این موضوع دور از ذهن نیز نمی‌باشد زیرا که مود تغییر شکل سازه مستقل از میرایی است. بنابراین انتظار می‌رود که این توزیع میراگر لزج سیال تاثیر قابل توجهی در مکانیزم مطلوب تسلیم سازه نداشته باشد.

همان طور که در شکل ۷ نشان داده شده است رفتار غیرخطی میراگر تاثیر ناچیزی در مقدار برش طراحی طبقات دارد. به عنوان مثال در سازه‌ی ۸ طبقه‌ی مجهز به میراگر لزج سیال خطی برش پایه‌ی طراحی برابر با ۲/۳۲ مگانیوتن می‌باشد در حالی که مقدار متناظر در حالت کنترل شده توسط میراگر لزج سیال غیرخطی نیز برابر با ۲/۱۷ مگانیوتن می‌باشد. از این رو مقاطع اعضای سازه‌ای در حالت‌های کنترل شده توسط میراگر لزج سیال خطی و غیرخطی مشابه و بسیار نزدیک به یکدیگر خواهند بود. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که رفتار غیرخطی میراگر لزج سیال تاثیر قابل توجهی

شده تحت زلزله‌های ارزیابی تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌شوند و حداکثر سرعتی که میراگرها در طول زلزله تجربه می‌کنند، تعیین می‌شود. در نهایت مقدار ضریب  $\eta_1$  که برابر است با نسبت این سرعت به سرعت طراحی تعیین می‌شود که نتایج آن در جدول ۶ ارائه شده است. طراحی میراگر لزج سیال غیرخطی با استفاده از رابطه‌ی (۱۱) و بر اساس ضرایب  $\eta_1$  و  $\gamma$  تعیین شده، اصلاح می‌شود که مقدار ضرایب میرایی اصلاح شده در جدول ۶ مشاهده می‌شود.

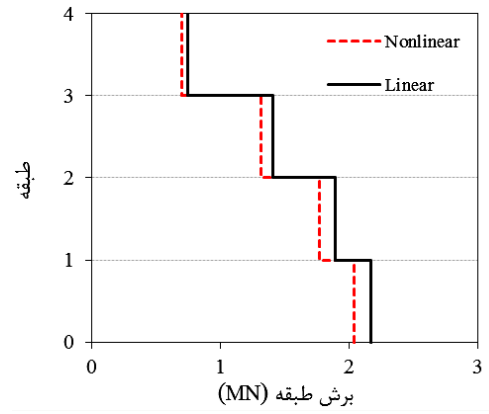
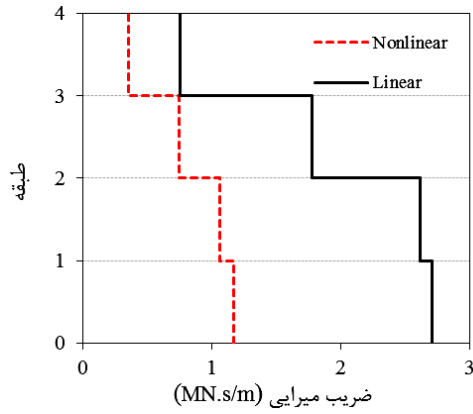
برای اهداف مقایسه‌ای، قاب‌های خمشی در حالت کنترل شده توسط میراگر لزج سیال خطی نیز طراحی می‌شوند. مقایسه‌ی بین برش طراحی طبقات و همچنین ضریب میرایی میراگر در حالت‌های کنترل شده توسط میراگرهای لزج سیال خطی و غیرخطی در شکل ۷ نشان داده شده است. طبق مطالعات و بررسی‌های عددی گسترده در زمینه‌ی طراحی قاب‌ها در حالت کنترل نشده با استفاده از روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم که به دلیل حجم مقاله از ارائه نتایج آن صرف نظر شده، مشاهده شده است که

جدول ۶. ضریب میرایی (MN.s/m) میراگرهای لزج سیال غیرخطی با اعمال ضرایب  $\eta_i$  و  $\gamma$

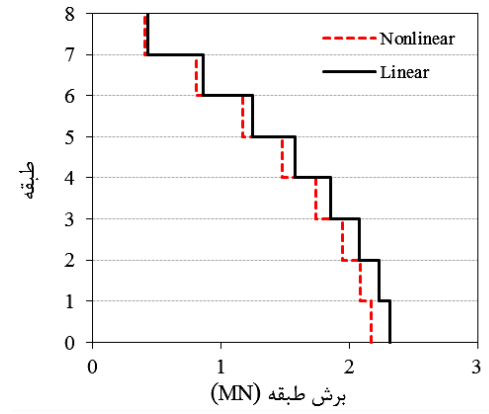
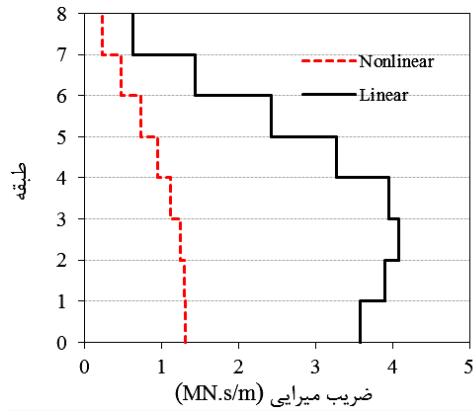
Table 5. Damping coefficients (MN.m/s) of nonlinear fluid viscous damper with applying  $\eta_i$  and  $\gamma$  constants

طبقه	سازه ۱۲ طبقه		سازه ۸ طبقه		سازه ۴ طبقه	
	$\eta_i$	$C_{di}$ (MN.s/m)	$\eta_i$	$C_{di}$ (MN.s/m)	$\eta_i$	$C_{di}$ (MN.s/m)
۱	۱/۱۶۴۵	۱/۴۱۰	۱/۱۴۴۱	۱/۳۱۰	۰/۹۴۷۰	۱/۱۶۸
۲	۱/۱۱۹۰	۱/۴۲۵	۱/۱۲۱۵	۱/۲۹۷	۰/۹۵۴۸	۱/۰۶۶
۳	۱/۰۶۹۹	۱/۴۲۹	۱/۱۲۱۴	۱/۲۳۸	۱/۳۴۱۳	۰/۷۴۴
۴	۱/۰۴۶۸	۱/۴۰۲	۱/۱۹۳۲	۱/۱۱۳	۲/۱۵۸۲	۰/۳۵۷
۵	۱/۰۴۱۲	۱/۳۴۷	۱/۲۸۳۸	۰/۹۴۹	-	-
۶	۱/۰۶۰۹	۱/۲۶۳	۱/۴۹۲۲	۰/۷۳۳	-	-
۷	۱/۰۴۵۷	۱/۱۷۴	۱/۹۸۲۲	۰/۴۷۵	-	-
۸	۱/۰۸۵۳	۱/۰۴۵	۲/۵۳۰۷	۰/۲۲۷	-	-
۹	۱/۲۴۴۶	۰/۸۶۹	-	-	-	-
۱۰	۱/۴۵۸۰	۰/۶۸۴	-	-	-	-
۱۱	۱/۶۴۵۳	۰/۵۰۵	-	-	-	-
۱۲	۱/۷۰۳۰	۰/۳۳۱	-	-	-	-

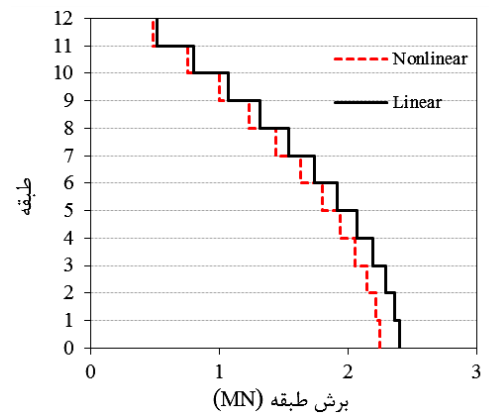
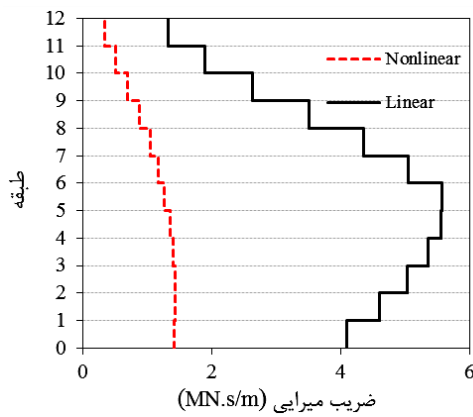
الف: سازه ۴ طبقه



ب: سازه ۸ طبقه



پ: سازه ۱۲ طبقه



شکل ۷. مقایسه‌ی نتایج طراحی سازه‌های مجهز به میراگر لزج سیال خطی و غیرخطی

Fig. 7. Comparison of design results of structures equipped with linear and nonlinear fluid viscous damper spectrum

دهنده‌ی طراحی دست بالا در این طبقات از سازه است که این مسئله را می‌توان به عنوان نقطه ضعف و محدودیت روش طراحی پیشنهادی در نظر گرفت. البته تجاوز اشاره شده از جابجایی نسبی هدف در سازه‌های کوتاه مرتبه به لحاظ مهندسی قابل توجه نمی‌باشد و می‌توان نتیجه گرفت که روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم اصلاح شده به طور موثری می‌تواند دست‌یابی به هدف عملکرد مورد نظر را در سازه‌های مجهز به میراگر لزوج سیال غیرخطی با تعداد طبقات مختلف برآورده سازد و این روش طراحی را می‌توان به عنوان روشی کارآمد در طراحی قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر لزوج سیال خطی و همچنین غیرخطی در نظر گرفت. البته این نتایج مربوط به این مورد مطالعه‌ای می‌باشد که عملکرد روش طراحی برای یک سطح عملکرد مشخص تحت یک سطح خطر لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است که برای اطمینان بیشتر پیشنهاد می‌شود کارآمدی روش طراحی برای سطوح دیگر عملکردی تحت سطوح مختلف لرزه‌ای مورد بررسی قرار گیرد. همچنین برای اطمینان از نتایج حاصل از این پژوهش سعی شد سازه‌های مختلف با تعداد طبقات متفاوتی بررسی شوند که البته در پژوهش‌های آینده برای اطمینان بیشتر از نتایج به دست آمده می‌توان عملکرد روش طراحی پیشنهاد شده را در طراحی سازه‌های بیشتری نیز ارزیابی نمود. امکان دست‌یابی به سطح عملکردی مورد نظر بدون سیستم کنترل نیز با استفاده از روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم میسر می‌باشد. البته در این صورت مقدار برش پایه‌ی طراحی و همچنین وزن اعضای سازه‌ای خیلی بیشتر خواهند بود که پیشنهاد می‌شود در پژوهش‌های آینده بررسی شود که استفاده از میراگر تا چه حد در کاهش مقاطع اعضای سازه‌ای در روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم تأثیرگذار است.

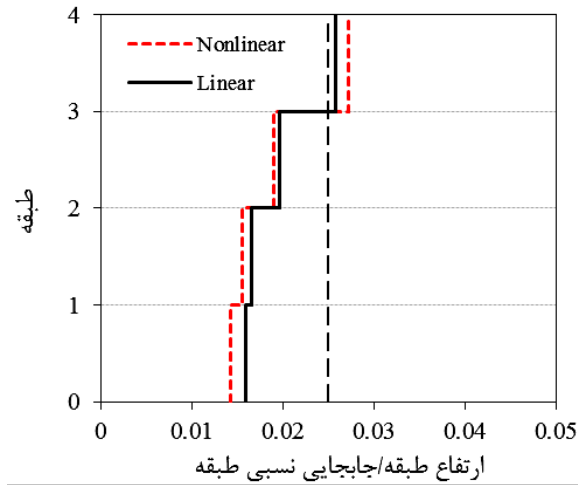
## ۵- نتیجه گیری

در این پژوهش قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر لزوج سیال غیرخطی با استفاده از روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم اصلاح شده با اعمال ضرایب اصلاحی به دلیل تأثیر موده‌های بالاتر و اختلاف بین شبه سرعت طیفی و سرعت طیفی طراحی می‌شوند. کارآمدی این روش اصلاح شده برای میراگر لزوج سیال خطی در پژوهش‌های پیشین نشان داده شده است که در این مطالعه این روش برای میراگرهای لزوج سیال غیرخطی نیز توسعه داده می‌شود. قاب‌های خمشی فولادی با تعداد طبقات مختلف ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با استفاده از این روش با هدف دست‌یابی به سطح عملکرد ایمنی جانی تحت خطر زلزله با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال طراحی شده‌اند.

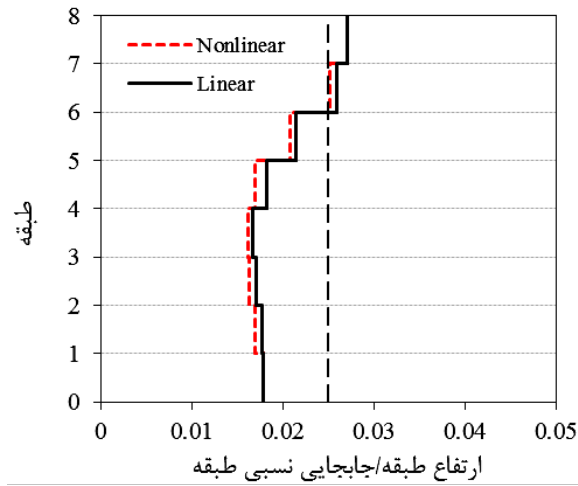
در طراحی اعضای سازه‌ای نخواهد داشت چرا که میراگر لزوج سیال غیرخطی در نظر گرفته شده در این پژوهش نیز با توجه به ضریب  $\alpha=0/35$  از جمله میراگرهای لزوج سیال با رفتار غیرخطی شدید محسوب می‌شود. همچنین از نتایج ارائه شده در شکل ۷ می‌توان نتیجه گرفت که رفتار غیرخطی میراگر تأثیر قابل توجهی در ضریب میرایی میراگر دارد. به عنوان مثال در سازه‌ی ۸ طبقه مجموع ضرایب میرایی میراگرهای خطی در طبقات مختلف سازه برابر با  $23/3$  (MN.s/m) می‌باشد در حالی که مقدار متناظر در حالت کنترل شده توسط میراگر غیرخطی برابر با  $7/3$  (MN.s<sup>u</sup>/m<sup>u</sup>) می‌باشد.

به منظور ارزیابی عملکرد روش طراحی توسعه داده شده در این پژوهش، سازه‌های طراحی شده تحت زلزله‌های ارزیابی تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی شده که مقدار متوسط حداکثر جابجایی نسبی طبقات تحت این زلزله‌ها در شکل ۸ ارائه شده است. همان طور که در این شکل مشاهده می‌شود نتایج برای حالت‌های کنترل شده توسط میراگر لزوج سیال غیرخطی و همچنین خطی نیز ارائه شده است. در آیین‌نامه‌های بررسی سطح عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها عمدتاً دو سطح عملکرد مختلف برای بررسی سازه تعریف شده است. یک سطح عملکرد مربوط به کل سازه بر اساس جابجایی نسبی طبقات و سطح عملکردی جداگانه برای هر یک از اعضای سازه بر اساس پاسخ موضعی آن عضو تعریف می‌شود [۲]. چون هدف این مطالعه بررسی کارآمدی روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم می‌باشد و از طرفی دیگر اساس این روش طراحی بر پایه‌ی جابجایی نسبی طبقات سازه تعریف می‌شود نه عملکرد هر عضو سازه، از این رو در این مورد مطالعه‌ای از بررسی عملکرد لرزه‌ای اعضای سازه به طور جداگانه صرف نظر شده و بر روی پاسخ کلی طبقات سازه تمرکز شده است.

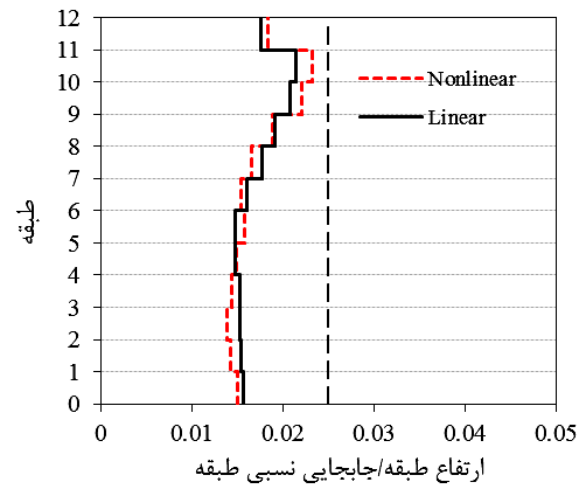
همان طور که مشاهده می‌شود متوسط حداکثر جابجایی نسبی طبقات تحت زلزله‌های ارزیابی در حالت‌های کنترل شده توسط میراگر لزوج سیال غیرخطی نزدیک به مقدار جابجایی نسبی هدف می‌باشد و تنها در برخی طبقات سازه تجاوز ناچیزی از جابجایی نسبی هدف مشاهده می‌شود. به عنوان مثال در سازه‌ی ۱۲ طبقه مقدار حداکثر جابجایی نسبی طبقات برابر با  $2/3$  درصد ارتفاع طبقه می‌باشد در حالی که جابجایی نسبی هدف طراحی نیز  $2/5$  درصد در نظر گرفته شده است. در سازه‌های ۴ و ۸ طبقه نیز حداکثر جابجایی نسبی طبقات برابر با  $2/7$  درصد ارتفاع طبقه می‌باشد که بیشتر از هدف طراحی است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت کارآمدی روش طراحی در سازه‌های بلند بیشتر از سازه‌های کوتاه می‌باشد. همچنین در طبقات پایین سازه مقدار جابجایی نسبی کمتر از جابجایی نسبی هدف می‌باشد که نشان



الف: سازه ۴ طبقه



ب: سازه ۸ طبقه



پ: سازه ۱۲ طبقه

شکل ۸. حداکثر جابجایی نسبی طبقات سازه‌های کنترل شده توسط میراگر لزج سیال با اعمال ضرایب  $\eta$  و  $\gamma$

Fig. 8. Peak story drift ratio of structures controlled by fluid viscous damper with applying  $\eta$  and  $\gamma$  constants

نظر گرفت.

### منابع

- [1] ASCE 7-10, Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2010.
- [2] FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, American Society of Civil Engineers, Washington, DC, 2000.
- [3] S. Leelataviwat, S.C. Goel, B. Stojadinović, Toward performance-based seismic design of structures, *Earthquake Spectra*, 15(3) (1999) 435-461.
- [4] S.S. Lee, S.C. Goel, S.-H. Chao, Performance-based seismic design of steel moment frames using target drift and yield mechanism, in: *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, 2004.
- [5] M.N. Priestley, Myths and fallacies in earthquake engineering, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 26(3) (1993) 329-341.
- [6] M. Priestley, Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited: The Ninth Mallet Milne Lecture, 2003, *Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia*, 2003.
- [7] A. Shibata, M.A. Sozen, Substitute-structure method for seismic design in R/C, *Journal of the Structural Division*, 102 (1976) 1-18.
- [8] A.K. Chopra, R.K. Goel, Direct displacement-based design: use of inelastic vs. elastic design spectra, *Earthquake Spectra*, 17(1) (2001) 47-64.
- [9] M. Priestley, M. Kowalsky, Direct displacement-based seismic design of concrete buildings, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(4) (2000) 421-444.
- [10] D.R. Sahoo, A. Prakash, Seismic behavior of concentrically braced frames designed using direct displacement-based method, *International Journal of Steel Structures*, 19(1) (2019) 96-109.

سازه‌های طراحی شده تحت ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله متناسب با طیف طراحی تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی شده و حداکثر پاسخ‌های سازه‌ها ارزیابی شده است. این سازه‌ها همچنین در حالت کنترل شده توسط میراگر لزج سیال خطی نیز طراحی شده و مقایسه‌ای بین نتایج طراحی در حالت‌های کنترل شده توسط میراگر لزج سیال خطی و غیرخطی انجام شده است. نتایج نشان می‌دهند که:

۱- با توجه به اینکه درصدی از برش پایه که باید توسط میراگر تحمل شود در حالت خطی و غیرخطی یکسان در نظر گرفته شده است، مقدار میرایی معادل در هر دو حالت خطی و غیرخطی نزدیک به هم بوده در حالی که اختلاف قابل توجهی بین ظرفیت میراگر لزج سیال خطی و غیرخطی دیده می‌شود. به عنوان مثال در سازه‌ی ۸ طبقه مجموع ضرایب میرایی میراگرهای خطی در طبقات مختلف سازه برابر با  $۲۳/۳$  (MN.s/m) می‌باشد در حالی که مقدار متناظر در حالت کنترل شده توسط میراگر غیرخطی برابر با  $۷/۳$  ( $S^a/m^a$ ) می‌باشد.

۲- عملکرد قاب‌های خمشی طراحی شده تحت زلزله‌های ارزیابی نشان می‌دهد که متوسط حداکثر جابجایی نسبی طبقات نزدیک به مقدار جابجایی نسبی هدف می‌باشد و تنها در برخی قاب‌ها و در برخی طبقات تجاوز ناچیزی از جابجایی نسبی هدف مشاهده می‌شود. در قاب خمشی ۱۲ طبقه مقدار حداکثر جابجایی نسبی طبقات برابر با  $۲/۳$  درصد ارتفاع طبقه می‌باشد در حالی که جابجایی نسبی هدف طراحی  $۲/۵$  درصد در نظر گرفته شده بود. در قاب‌های خمشی ۴ و ۸ طبقه نیز حداکثر جابجایی نسبی طبقات برابر با  $۲/۷$  درصد ارتفاع طبقه می‌باشد که بیشتر از هدف طراحی است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت کارآمدی روش طراحی در سازه‌های بلند بیشتر از سازه‌های کوتاه می‌باشد.

۳- در طبقات پایین قاب‌های طراحی شده مقدار جابجایی نسبی کمتر از جابجایی نسبی هدف می‌باشد که نشان دهنده‌ی طراحی دست بالا در این طبقات از سازه می‌باشد که این موضوع را می‌توان به عنوان نقطه ضعف و محدودیت روش طراحی پیشنهاد شده در نظر گرفت.

۴- با توجه به اینکه تجاوز اشاره شده از جابجایی نسبی هدف در قاب‌های خمشی ۴ و ۸ طبقه نیز ناچیزی می‌باشد، بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که روش طراحی بر اساس جابجایی مستقیم اصلاح شده به طور موثری می‌تواند دستیابی به هدف عملکرد مورد نظر را در سازه‌ها با تعداد طبقات مختلف برآورده سازد و این روش طراحی را می‌توان به عنوان روشی کارآمد در طراحی قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر لزج سیال غیرخطی در



- for designing steel structures with nonlinear fluid viscous dampers, *Structures*, 22 (2019) 154-174.
- [21] M. Noruzvand, M. Mohebbi, K. Shakeri, Modified direct displacement-based design approach for structures equipped with fluid viscous damper, *Structural Control and Health Monitoring*, 27(1) (2020) e2465.
- [22] M.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, *Displacement-based seismic design of structures*, IUSS press, Pavia, 2007.
- [23] T.J. Sullivan, Direct displacement-based design of a RC wall-steel EBF dual system with added dampers, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 44(3) (2011) 167-178.
- [24] K. Rama Raju, M. Ansu, N.R. Iyer, A methodology of design for seismic performance enhancement of buildings using viscous fluid dampers, *Structural Control and Health Monitoring*, 21(3) (2014) 342-355.
- [25] F. Zareian, D. Lignos, H. Krawinkler, Evaluation of seismic collapse performance of steel special moment resisting frames using FEMA P695 (ATC-63) methodology, in: *Structures Congress 2010*, 2010, pp. 1275-1286.
- [26] A. Elkady, D.G. Lignos, Effect of gravity framing on the overstrength and collapse capacity of steel frame buildings with perimeter special moment frames, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(8) (2015) 1289-1307.
- [27] P.G. Somerville, *Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project*, SAC Joint Venture, 1997.
- [۲۸] ر. ثابت عهد، س. جواهرزاده، م. لطف اللهی یقین، " ارزیابی عملکرد میراگرهای ویسکوز در کاهش ارتعاش لرزه‌ای سازه‌ها با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی"، کنفرانس بین‌المللی سبک‌سازی و زلزله، کرمان، ۱۳۸۹.
- [29] T. Paulay, M.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, Wiley, New York, 1992.
- [11] G.J. O'Reilly, T.J. Sullivan, Direct displacement-based seismic design of eccentrically braced steel frames, *Journal of Earthquake Engineering*, 20(2) (2016) 243-278.
- [12] S. Malekpour, H. Ghaffarzadeh, F. Dashti, Direct displacement-based design of steel-braced reinforced concrete frames, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22(18) (2013) 1422-1438.
- [13] T. Sullivan, T. Maley, G. Calvi, Seismic response of steel moment resisting frames designed using a Direct DBD procedure, in: *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics*, Leuven, Belgium, 2011.
- [14] R. Roldán, T. Sullivan, G. Della Corte, Displacement-based design of steel moment resisting frames with partially-restrained beam-to-column joints, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(4) (2016) 1017-1046.
- [15] C.I. Nievas, T.J. Sullivan, Applicability of the direct displacement-based design method to steel moment resisting frames with setbacks, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(12) (2015) 3841-3870.
- [16] D. Cardone, M. Dolce, G. Palermo, Direct displacement-based design of seismically isolated bridges, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7(2) (2009) 391.
- [17] Y.Y. Lin, M. Tsai, J. Hwang, K. Chang, Direct displacement-based design for building with passive energy dissipation systems, *Engineering Structures*, 25(1) (2003) 25-37.
- [18] J. Kim, H. Choi, Displacement-based design of supplemental dampers for seismic retrofit of a framed structure, *Journal of Structural Engineering*, 132(6) (2006) 873-883.
- [19] T. Sullivan, A. Lago, Towards a simplified direct DBD procedure for the seismic design of moment resisting frames with viscous dampers, *Engineering Structures*, 35 (2012) 140-148.
- [20] S. Moradpour, M. Dehestani, Optimal DDBD procedure

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*M. Noruzvand, M. Mohebbi, K. Shakeri, Direct displacement based design approach for steel moment frames equipped with nonlinear fluid viscous damper, Amirkabir J. Civil Eng., 53(9) (2021) 3763-3784.*

**DOI:** 10.22060/ceej.2020.18103.6769

