

## Accuracy Investigation of CSM-DAP Method in Comparison with FEMA356 Method for Estimating Seismic Demands of Steel Moment Resisting Frames with Geometric Irregularity in Elevation

M. Karimi<sup>1</sup>, M.R. Banan<sup>1</sup>, A. Sharifi<sup>2,\*</sup>

<sup>1</sup> Department of Civil and Environmental Engineering, Shiraz University, Shiraz, Iran

<sup>2</sup> Department of Civil Engineering, Islamic Azad University (Shiraz Branch), Shiraz, Iran

**ABSTRACT:** Estimating seismic demands of structures has acquired renewed importance as a result of recent interests in performance-based seismic design. Consequently, in recent years, different equivalent nonlinear static analysis procedures have been developed to estimate structural seismic demands. However, just a few studies have been conducted to examine the accuracy and adequacy of these developed methods. Thus, it is necessary to conduct thorough investigations of these methods' limitations, possible shortcomings, and their performance. In this paper, the accuracy of the CSM-DAP method in comparison with the FEMA356 method was evaluated for estimating seismic demands of low-rise steel moment resisting frames with geometric irregularity in elevation. The CSM-DAP method is an equivalent displacement-based adaptive nonlinear static analysis method combined with the FEMA440 capacity spectrum method. The CSM-DAP and FEMA356 methods were used to analyze 44 five-story moment-resisting frames subjected to 14 far-field earthquake ground motions and their results were compared with the results of nonlinear dynamic analyses. The selected sample includes a wide range of geometric irregularities in elevation for low-rise structures. The estimated demand responses were namely roof displacement, inter-story drift ratio, and base shear. This study showed that considering the CSM-DAP computational effort, this method did not present significant advantages with respect to the FEMA356 method at least for low-rise structures with geometric irregularity in elevation.

### Review History:

Received: 5/24/2018

Revised: 9/14/2018

Accepted: 9/14/2018

Available Online: 9/22/2018

### Keywords:

Equivalent displacement-based adaptive nonlinear static analysis  
Capacity spectrum method of FEMA440  
FEMA356 nonlinear static analysis method  
Geometric irregularity in elevation  
Seismic demands

## 1. INTRODUCTION

Estimating seismic demands of structures is one of the important steps for the performance-based seismic design of new structures and seismic rehabilitation of as-built Buildings. Although the most accurate seismic analysis for estimating the seismic demands of a structure is the nonlinear time-history analysis, it is not practical for day-to-day design due to the high computational intensity, needs for ground motions, and the difficulty of interpreting its results. The equivalent nonlinear static analysis is one of the tools that can be used for this purpose and it has been considered and developed by researchers over the past two decades. Although different equivalent nonlinear static analysis procedures have been developed in recent years, just a few studies have been conducted to examine the accuracy and adequacy of these developed methods.

In the present paper, the accuracy of displacement-based adaptive equivalent nonlinear static analysis [1] combined with the FEMA440 [2] capacity spectrum method (CSM-

DAP<sup>1</sup>) in comparison with the FEMA356 [3] method was evaluated for estimating seismic demands of low-rise steel moment resisting frames with geometric irregularity in elevation. The estimated demand responses were namely base shear, roof displacement, and inter-story drift ratio.

## 2. METHODOLOGY

The CSM-DAP and FEMA356 methods were used to analyze 44 five-story steel moment resisting frames (SMRFs) subjected to 14 far-field earthquake ground motions and their results were compared with the results of nonlinear dynamic analyses. The selected sample was contained a wide range of geometric irregularities in elevation for low-rise structures. The geometry of these SMRFs was selected from Mazolani et al. [4,5] researches as is shown in Figure 1. Each frame was designed to represent the low and high values of strength ratio (R-factor). More details of these frames are not presented here for the sake of space consideration. For more information, one can refer to [6]. The above-mentioned earthquake

\*Corresponding author's email: ashkan.sha@gmail.com  
sharifia@shirazu.ac.ir

<sup>1</sup> Capacity Spectrum Method-Displacement Adaptive Pushover



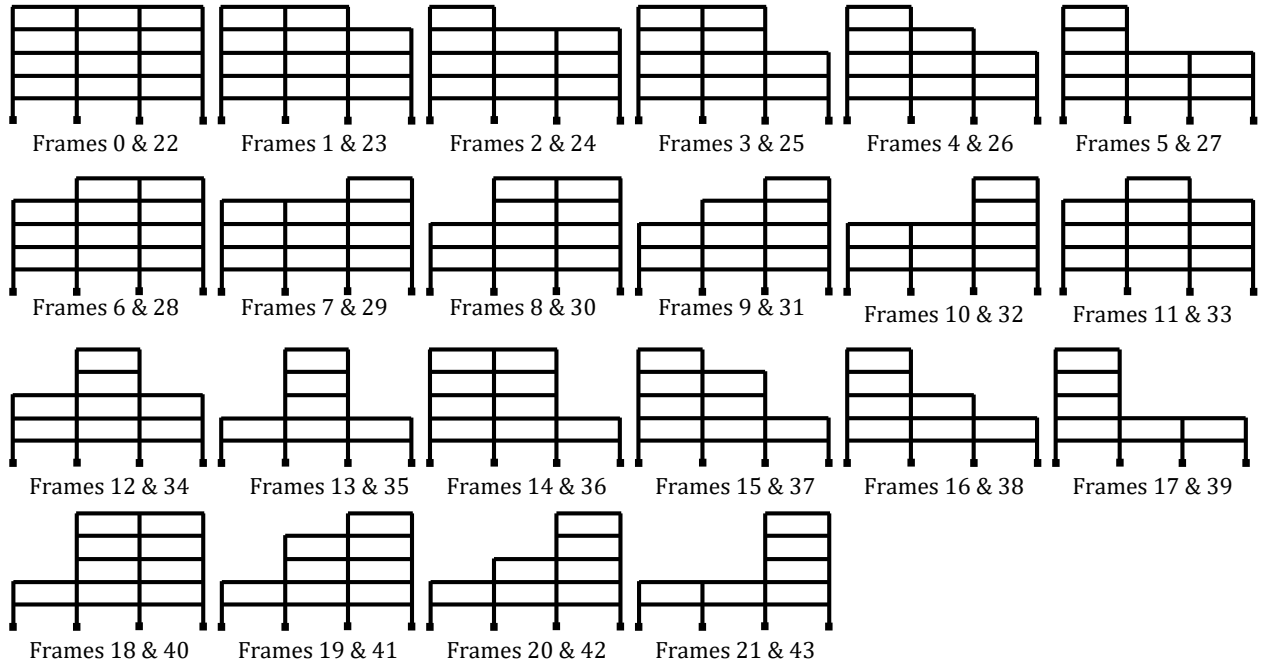


Fig. 1. The geometry of steel moment resisting frames considered in this research

Table 1. Main properties of the considered ground motions

No.	Earthquake name	ID	Station	Magnitude	Distance (km)	PGA (g)
1	Chi-Chi, Taiwan	CHY101W	CHY101	7.6	11.14	0.353
2	Chi-Chi, Taiwan	CHY101N	CHY101	7.6	11.14	0.440
3	Imperial Valley	E11230	5058 El Centro Array #11	6.5	12.60	0.380
4	Imperial Valley	E11140	5058 El Centro Array #11	6.5	12.60	0.364
5	Loma Prieta	G03000	47380 Gilroy Array #3	6.9	14.40	0.555
6	Loma Prieta	G03090	47380 Gilroy Array #3	6.9	14.40	0.367
7	Northridge	CNP106	90053Canoga Park-Topanga Can	6.7	15.80	0.356
8	Northridge	CNP196	90053Canoga Park-Topanga Can	6.7	15.80	0.420
9	Superstition Hills	ICC000	01335 El Centro Imp. Co. Cent	6.5	13.90	0.358
10	Superstition Hills	ICC090	01335 El Centro Imp. Co. Cent	6.5	13.90	0.258
11	Northridge	LOS000	90057Canyon Country-W Lost C.	6.7	13.00	0.410
12	Northridge	LOS270	90057Canyon Country-W Lost C.	6.7	13.00	0.482
13	Loma Prieta	G02000	47380 Gilroy Array #2	6.9	12.70	0.367
14	Loma Prieta	G02090	47380 Gilroy Array #2	6.9	12.70	0.322

ground motions were selected from the strong ground motion database of the Pacific Earthquake Engineering Research Centre (<http://ngawest2.berkeley.edu/site>). The main properties of the considered earthquake ground motions are summarized in Table 1. These ground motions were scaled using the procedure suggested by FEMA356 [3] while the design spectrum was as recommended in the Iranian code of practice for the seismic-resistant design of buildings (standard

No. 2800) [7] for site class III.

To evaluate the accuracy of each equivalent nonlinear static analysis method the following error measure (relative error) is computed:

$$Err_i (\%) = \frac{Q_i^{NSA} - Q_i^{NDA}}{Q_i^{NDA}} \times 100 \quad (1)$$

where  $Q_i^{NDA}$  is the nonlinear time history response (such

**Table 2. Summary of the results obtained from this investigation**

Seismic Response	Investigated Statistical Parameter	FEMA356 Method	CSM-DAP Method
Roof Displacement	Pearson product-moment correlation coefficient ( $\rho$ )	0.88	0.81
	Percentage of the cases that the response is conservatively estimated	43%	63%
	Variation of median of relative errors for different MRFs	-17.54% ~ 9.34%	-7.06% ~ 59.95%
	Median of relative errors for all MRFs	-3.00%	10.52%
	Variation of standard deviation of relative errors for different MRFs	13.77% ~ 36.37%	14.07% ~ 58.83%
	The standard deviation of relative errors for all MRFs	22.99%	36.00%
Base Shear	Pearson product-moment correlation coefficient ( $\rho$ )	0.98	0.95
	Percentage of the cases that the response is conservatively estimated	67%	16%
	Variation of median of relative errors for different MRFs	-4.14% ~ 24.01%	-26.21% ~ -0.08%
	Median of relative errors for all MRFs	4.89%	-10.61%
	Variation of standard deviation of relative errors for different MRFs	3.11% ~ 19.54%	6.44% ~ 25.56%
	The standard deviation of relative errors for all MRFs	15.46%	16.01%
Inter-Story Drift Ratio	Pearson product-moment correlation coefficient ( $\rho$ )	0.68	0.76
	Percentage of the cases that the response is conservatively estimated	48%	28%
	Variation of median of relative errors for different MRFs	-66.70% ~ 150.63%	-46.75% ~ 196.18%
	Median of relative errors for all MRFs	-2.81%	-21.05%
	Variation of standard deviation of relative errors for different MRFs	3.66% ~ 121.08%	12.69% ~ 145.97%
	The standard deviation of relative errors for all MRFs	60.78%	44.27%

as base shear, roof displacement, and inter-story drift ratio) of the frame subjected to the  $i$ th ground motion and  $Q_i^{NSA}$  is the analogous response, resulted from the equivalent nonlinear static procedure for the frame subjected to the  $i$ th ground motion. If the relative error is negative ( $Err_i < 0$ ), the equivalent nonlinear static procedure underestimates the response, while  $Err_i > 0$  means that the method overestimates the response.

The precision of each equivalent nonlinear static analysis method was measured by the standard deviation of the relative errors which is computed as follows:

$$SD = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Err_i - \overline{Err})^2}{n - 1}} \quad (2)$$

where  $Err_i$  is the relative error of demand response of the frame subjected to the  $i$ th ground motion and  $\overline{Err}$  is the average of  $Err_i$  for all ground motions.  $n$  is the number of ground motions used for each frame.

In this research, the Pearson product-moment correlation coefficient,  $\rho$ , was also used which is computed as follows:

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^m (Q_i^{NDA} - \overline{Q}^{NDA})(Q_i^{NSA} - \overline{Q}^{NSA})}{\sqrt{\sum_{i=1}^m (Q_i^{NDA} - \overline{Q}^{NDA})^2} \times \sqrt{\sum_{i=1}^m (Q_i^{NSA} - \overline{Q}^{NSA})^2}} \quad (3)$$

where  $m$  is the total number of data,  $\overline{Q}^{NDA}$  is the average of  $m$  nonlinear dynamic analysis response, and  $\overline{Q}^{NSA}$  is the average of  $m$  nonlinear static analysis response. This coefficient is the measurement of correlation and ranges between +1 and -1.  $\rho = 0$  indicated no relationship between the two measures,  $\rho = +1$  indicated the strongest positive correlation possible and  $\rho = -1$  indicated the strongest negative correlation possible.

### 3. RESULTS AND DISCUSSION

Summary of the results is presented in Table 2. Based on the median and the standard deviation of the roof displacement errors, it can be concluded that the accuracy and precision of FEMA356 were better than the CSM-DAP method for the estimation of roof displacements. Using the FEMA356 method for estimate base shear resulted in an overestimate value in most cases, while the CSM-DAP method was underestimated base shear in most cases. The estimated base shear using both CSM-DAP and FEMA356 methods had a very good correlation with the base shear obtained from the nonlinear dynamic analysis. Using the CSM-DAP method for estimating the inter-story drift ratio resulted in more un-conservative predictions compared to the FEMA356 method. The correlation between the estimated inter-story drift ratios using any of the nonlinear static analysis methods and those obtained from the nonlinear dynamic analysis was not suitable.

Summary of the results is presented in Table 2. Based on

the median and the standard deviation of the roof displacement errors, it can be concluded that the accuracy and precision of FEMA356 were better than the CSM-DAP method for the estimation of roof displacements. Using the FEMA356 method for estimate base shear resulted in an overestimate value in most cases, while the CSM-DAP method was underestimated base shear in most cases. The estimated base shear using both CSM-DAP and FEMA356 methods had a very good correlation with the base shear obtained from the nonlinear dynamic analysis. Using the CSM-DAP method for estimating the inter-story drift ratio resulted in more un-conservative predictions compared to the FEMA356 method. The correlation between the estimated inter-story drift ratios using any of the nonlinear static analysis methods and those obtained from the nonlinear dynamic analysis was not suitable.

#### 4. CONCLUSIONS

This study showed that considering the CSM-DAP computational effort, this method did not present significant advantages with respect to the FEMA356 method at least for low-rise structures with geometric irregularity in elevation.

#### REFERENCES

[1] Antoniou S., Pinho R., 2004. "Development and verification

of a displacement-based adaptive pushover procedure". *Journal of Earthquake Engineering*, 8, pp. 643-661.

- [2] Applied Technology Council (ATC), 2005. *FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C.
- [3] American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000. *FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building*, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C.
- [4] Guerra C.A., Mazzolani F.M., Piluso V., 1990. "On the seismic behaviour of irregular steel frames". In 9th European Conference on Earthquake Engineering, Moscow.
- [5] Mazzolani F.M., Piluso V., 1996. *Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames*. First ed., E & FN Spon, London.
- [6] Karimi M., 2010. "Evaluation of Equivalent Nonlinear Static Analysis for Irregular Steel Moment Resisting Frames using Capacity Spectrum Method with Displacement-Based Adaptive Pushover Analysis". MS Thesis, Shiraz University, Shiraz, Iran.
- [7] Permanent Committee for Revising Standard No. 2800, 2015. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. 4 ed., Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran.

#### HOW TO CITE THIS ARTICLE

M. Karimi, M.R. Banan, A. Sharifi, Accuracy Investigation of CSM-DAP Method in Comparison with FEMA356 Method for Estimating Seismic Demands of Steel Moment Resisting Frames with Geometric Irregularity in Elevation, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(1) (2020) 3-6.

DOI: [10.22060/ceej.2018.14491.5671](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.14491.5671)





## ارزیابی دقت تحلیل استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده بر اساس جابه جایی در مقایسه با روش FEMA۳۵۶ در برآورد تقاضاهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با نامنظمی هندسی در ارتفاع

مجتبی کریمی خرمی<sup>۱</sup>، محمودرضا بنان<sup>۱</sup>، اشکان شریفی زروانی<sup>۲\*</sup>

<sup>۱</sup>بخش مهندسی راه، ساختمان و محیط زیست، دانشگاه شیراز، شیراز، ایران  
<sup>۲</sup>گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، واحد شیراز، دانشگاه آزاد اسلامی، شیراز، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷-۰۳-۰۳  
بازنگری: ۱۳۹۷-۰۶-۲۳  
پذیرش: ۱۳۹۷-۰۶-۲۳  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۷-۰۶-۳۱

### کلمات کلیدی:

تحلیل استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده بر اساس جابه جایی  
روش طیف ظرفیت FEMA۴۴۰  
تحلیل استاتیکی غیرخطی FEMA۳۵۶  
نامنظمی هندسی در ارتفاع  
نیازهای لرزه‌ای

**خلاصه:** در نتیجه تمایل حرفه مهندسی سازه برای حرکت به سمت طراحی بر اساس عملکرد، برآورد تقاضاهای لرزه‌ای سازه، اهمیت تازه‌ای بدست آورده است. از این رو در سال‌های اخیر، روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل متعددی برای تخمین نیازهای لرزه‌ای سازه‌ها ارائه شده است؛ اما تعداد پژوهش‌هایی که توسط پژوهشگران مستقل برای بررسی دقت و کفایت این روش‌ها رهبری شده، بسیار اندک است. بنابراین هدایت پژوهش‌هایی جامع برای شناسایی محدودیت‌ها و کاستی‌های احتمالی این روش‌ها و مقایسه کارایی آن‌ها نسبت به یکدیگر، ضروری است. در این مقاله، دقت یک روش پیشرفته تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل در مقایسه با روش شناخته شده FEMA۳۵۶ در برآورد تقاضاهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی کوتاه مرتبه با نامنظمی هندسی در ارتفاع، مورد ارزیابی قرار گرفته است. روش مذکور، تحلیل استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده بر اساس جابه جایی ترکیب شده با روش طیف ظرفیت FEMA۴۴۰ است؛ که به اختصار روش CSM-DAP نامیده می‌شود. روش‌های CSM-DAP و FEMA۳۵۶ بر روی یک نمونه آماری متشکل از ۴۴ قاب خمشی ۵ طبقه که تحت اثر ۱۴ شتابنگاشت زلزله دور از گسل قرار گرفته‌اند، اعمال شده و نتایج حاصل از آن‌ها با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی به عنوان جواب صحیح، مقایسه گردیده است. این نمونه آماری، دامنه گسترده‌ای از نامنظمی هندسی در ارتفاع را برای سازه‌های کوتاه مرتبه پوشش می‌دهد. پاسخ‌های لرزه‌ای مورد بررسی در این پژوهش، جابه جایی بام، دریافت نسبی طبقه و برش پایه می‌باشند. نظر به حجم محاسبات روش CSM-DAP و نتایج این پژوهش مشاهده شد که برای قاب‌های کوتاه مرتبه، این روش مزیت چندانی نسبت به روش FEMA۳۵۶ برای برآورد تقاضاهای لرزه‌ای ندارد.

### ۱- مقدمه

و تفسیر به نسبت پیچیده نتایج حاصل از این تحلیل، معمولاً از روش‌های ساده‌تری، برای مقاصد عملی استفاده می‌شود. یکی از این روش‌های ساده که به طور گسترده‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد، تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل است که در دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های متعددی از جمله نشریه ۳۶۰ [۱]، ASCE/۴۱-۱۳ [۲]، SEI [۳]، FEMA۳۵۶ [۴]، FEMA۴۴۰ [۴] و ATC-۴۰ [۵] پذیرفته شده است.

برآورد تقاضای لرزه‌ای تغییرشکل‌های سازه، یکی از گام‌های مهم و کلیدی در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های جدید براساس عملکرد، است. بدیهی است که استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی، دقیق‌ترین پاسخ را بدست خواهد داد. اما به علت پیچیدگی مدل کردن سازه، هزینه سنگین محاسباتی

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: ashkan.sha@gmail.com

معادل، تلاش می‌نمایند تا علاوه بر اثر شکل موده‌های بالاتر، اثرات ناشی از تغییر خصوصیات دینامیکی به علت تسلیم شدن سازه را نیز در تحلیل وارد نمایند. این روش‌ها تحت عنوان تحلیل استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده شناخته می‌شوند. در این روش‌ها، الگوی بار جانبی در طول تحلیل ثابت نبوده و ممکن است در هر مرحله، با توجه به تغییر خصوصیات دینامیکی سازه (در ناحیه غیر الاستیک)، تغییر نماید. این روش‌ها نیز خود به دو دسته تقسیم می‌شوند: تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده یک بار اجرا [۳۷-۳۲] و تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده چند بار اجرا [۴۲-۳۸].

بدیهی است که تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی با الگوی بار ثابت نسبت به تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده، از لحاظ محاسباتی ساده‌تر و سریع‌تر می‌باشند؛ اما انتظار می‌رود که تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده، با دقت و قابلیت اطمینان بیشتری تقاضاهای لرزه‌ای سازه‌ها را تخمین بزنند. حال این پرسش مطرح می‌شود که این روش‌های پیشرفته، در قبال هزینه محاسباتی بیشتری که تحمیل می‌کنند، تا چه اندازه می‌توانند برآورد بهتری از نیازهای لرزه‌ای سازه‌ها ارائه نمایند؛ و آیا استفاده از این روش‌ها به جای روش‌های مرسوم، که از لحاظ محاسباتی بسیار ساده‌تر هستند، توجیه پذیر است؟

با مرور پیشینه تحقیق مربوط به روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل، مشاهده می‌شود که در دو دهه اخیر، روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی متعددی برای تخمین نیازهای لرزه‌ای سازه‌ها ارائه شده است؛ اما تعداد پژوهش‌هایی که توسط پژوهشگران مستقل برای بررسی دقت و کفایت این روش‌ها رهبری شده، بسیار اندک است. بنابراین با توجه به افزایش تعداد روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل در سال‌های اخیر، هدایت پژوهش‌هایی جامع برای شناسایی محدودیت‌ها و کاستی‌های احتمالی این روش‌ها و مقایسه کارایی آن‌ها نسبت به یکدیگر، ضروری است.

هدف این مقاله، ارائه نتایج حاصل از یک پژوهش پارامتری جامع است که برای ارزیابی دقت یک تحلیل پیشرفته استاتیکی غیرخطی معادل در برآورد تقاضاهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی کوتاه مرتبه با نامنظمی هندسی در ارتفاع انجام شده است. این تحلیل پیشرفته، تحلیل استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده بر اساس جابه‌جایی است که جابه‌جایی هدف آن از روش طیف ظرفیت

در این روش، نیازهای لرزه‌ای، با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه، تحت اثر یک الگوی بار جانبی افزایشی به صورت یکنواخت تا رسیدن نقطه کنترل سازه به جابه‌جایی هدف، محاسبه می‌شوند. در تمامی روش‌های مرسوم تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل، هم الگوی بار جانبی و هم جابه‌جایی هدف بر این فرض استوارند که پاسخ سازه، با شکل مود اصلی سازه کنترل می‌شود و این شکل مود بعد از تسلیم شدن سازه بدون تغییر باقی می‌ماند. بدیهی است که این دو فرض درست نمی‌باشند؛ اما روش‌هایی که بر این دو فرض استوارند، می‌توانند نیازهای لرزه‌ای ساختمان‌های منظم و کوتاه را که پلاستیسیته در کل ارتفاع آن‌ها توزیع می‌گردد، با تقریب مناسبی برآورد نمایند [۸-۶]. با این حال، بر اساس پژوهش‌های انجام شده [۱۶-۹] کاملاً مشخص شده است که چنین روش‌هایی (نظیر آنچه که در دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های فعلی ارائه شده‌اند) در تخمین تقاضاهای لرزه‌ای سازه‌های نامنظم و همچنین سازه‌های بلند مرتبه از کفایت لازم برخوردار نیستند. از این‌رو، پژوهشگران روش‌های بهبود یافته‌ای را برای غلبه بر مشکلات روش‌های مرسوم، ارائه داده‌اند. برخی از این روش‌های بهبود یافته تلاش می‌کنند تا اثر شکل موده‌های بالاتر را از طریق انتخاب الگوهای مناسب بار جانبی، در تحلیل وارد نمایند. در این روش‌ها، که به نام تحلیل استاتیکی غیرخطی با الگوی بار ثابت مشهورند، الگوی بار جانبی از ابتدا تا انتهای تحلیل بدون تغییر باقی می‌ماند. این روش‌ها خود به دو دسته تقسیم می‌شوند. روش‌های دسته اول که تحت عنوان تحلیل استاتیکی غیرخطی یک بار-اجرا با الگوی بار ثابت شناخته می‌شوند، تنها از یک الگوی بار جانبی بدون تغییر استفاده می‌نمایند و تحلیل استاتیکی غیرخطی فقط یک بار اجرا می‌شود [۲۱-۱۷]. روش‌های دسته دوم که به نام تحلیل استاتیکی غیرخطی چند بار-اجرا با الگوی بار ثابت معروف هستند، از چند الگوی بار جانبی ثابت استفاده می‌نمایند و تحلیل استاتیکی غیرخطی برای هر یک از این الگوهای بار جانبی، جداگانه انجام شده و در نهایت پاسخ بدست آمده از تحلیل‌های مختلف، به شیوه مناسب با هم ترکیب شده یا پیشینه‌ی آن‌ها در نظر گرفته می‌شود [۳۱-۲۲]. معمولاً تحلیل‌های یک بار-اجرا در مقایسه با تحلیل‌های چند بار-اجرا از لحاظ محاسباتی ساده‌تر و سریع‌تر هستند.

برخی دیگر از روش‌های پیشرفته تحلیل استاتیکی غیرخطی

استاتیکی غیرخطی معادل، بهنگام می‌شود. برای این منظور، با توجه به وضعیت سختی سازه در مرحله قبل، یک تحلیل مقدار ویژه انجام می‌شود تا شکل مودهای سازه در وضعیت فعلی بدست آیند. برای هر یک از شکل مودهای مدنظر (معمولاً ۳ شکل مود اول برای سازه‌های دو بعدی کافی است) توزیع جابه جایی نسبی بین طبقات محاسبه شده و با یکی از قوانین ترکیب مودها نظیر CQC یا SRSS با هم ترکیب می‌شوند. این توزیع بدست آمده، برای تعریف الگوی بار جابه جایی، مورد استفاده قرار می‌گیرد. جهت بهنگام کردن الگوی بار جابه جایی در هر مرحله از تحلیل، دو روش پیشنهاد شده است: روش بهنگام کردن کلی و روش بهنگام کردن افزایشی. در تحلیل استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده بر اساس جابه جایی، استفاده از روش بهنگام کردن افزایشی نتایج بهتری را در مقایسه با استفاده از روش بهنگام کردن کلی، ارائه خواهد داد. در این حالت بردار بار جابه جایی جانبی در هر مرحله از روابط زیر بدست می‌آید:

$$\{U\}_t = \{U\}_{t-1} + \Delta\lambda_t \{\bar{D}\}_t \{U_0\} \quad (1)$$

$$\{\bar{D}\}_t = \frac{1}{(D_{\max})_t} \{D\}_t \quad (2)$$

$$D_t = \sum_{k=1}^i \Delta_k \quad (3)$$

$$\Delta_k = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j (\phi_{k,j} - \phi_{k-1,j}) S_{d,j}]^2} \quad (4)$$

که پارامترهای مورد استفاده در این روابط، عبارتند از:

$\{U\}_t$ : بردار بار جابه جایی جانبی در مرحله t

$\{U\}_{t-1}$ : بردار بار جابه جایی جانبی در مرحله t-1

$\Delta\lambda_t$ : افزایش ضریب بار در مرحله t

$\{U_0\}$ : بردار بار اسمی به صورت توزیع یکنواخت در ارتفاع سازه

$\{\bar{D}\}_t$ : بردار الگوی بار جابه جایی جانبی نرمال شده در مرحله t

$\{D\}_t$ : بردار الگوی بار جابه جایی جانبی در مرحله t

$(D_{\max})_t$ : بیشینه ی مولفه ی بردار  $\{D\}_t$

$D_i$ : مولفه بردار  $\{D\}_t$  برای طبقه i

: دریافت ترکیبی مودال برای طبقه k در مرحله t

$\Gamma_j$ : ضریب مشارکت مودی برای مود j در مرحله t

$\phi_{k,j}$ : مولفه بردار شکل مود j برای طبقه k در مرحله t

دستورالعمل FEMA ۴۴۰ [۴] بدست می‌آید. در این مقاله، نام این روش به اختصار CSM-DAP<sup>۱</sup> انتخاب شده است. نمونه آماری در این پژوهش متشکل از ۴۴ قاب خمشی ۵ طبقه است که تحت اثر ۱۴ شتاب نگاشت زلزله دور از گسل قرار گرفته‌اند. این نمونه آماری دامنه گسترده‌ای از نامنظمی هندسی در ارتفاع را برای سازه‌های کوتاه مرتبه پوشش می‌دهد. تعداد و شدت شتاب نگاشت‌ها نیز به گونه‌ای انتخاب شده است که دامنه مناسبی از تحریکات و شکل پذیری تقاضا را برای سازه‌های مورد بررسی فراهم آورد. برای درک بهتر عملکرد روش CSM-DAP، کارآیی و دقت این روش با کارآیی و دقت روش مرسوم تعریف شده در دستورالعمل FEMA ۳۵۶ [۳] نیز مقایسه شده است. ملاک ارزیابی هر یک از این دو روش، خطای نتایج حاصل از آن‌ها نسبت به نتایج بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی است. جابه جایی بام، دریافت نسبی طبقه و برش پایه، پاسخ‌های رفتاری سازه هستند که در این پژوهش مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

## ۲- تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل بهنگام شونده بر اساس جابه جایی ترکیب شده با طیف ظرفیت (CSM-DAP)

در طراحی سازه‌ها بر اساس عملکرد، معیارهای مبتنی بر تغییر شکل بسیار کارآمدتر از معیارهای مبتنی بر نیرو هستند. چرا که پس از تسلیم شدن اعضای شکل‌پذیر سازه، خصوصیات رفتاری و میزان خرابی ایجاد شده در این اعضا، مستقیماً به مقدار تغییر شکل غیرالاستیک آن‌ها وابسته است و نه به نیروی داخلی عضو. با این حال در تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها، استفاده از الگوی ثابت بار جابه جایی به هیچ عنوان مناسب نمی‌باشد. چرا که پس از تسلیم شدن سازه، تغییر شکل‌ها در محل مفاصل پلاستیک متمرکز می‌شوند و یک الگوی بار جابه جایی بدون تغییر، در مدل کردن این رفتار ناتوان است. اما اگر الگوی بار جابه جایی در هر مرحله از تحلیل، به گونه‌ای بهنگام شود که خصوصیات سختی واقعی سازه را نشان دهد، می‌تواند الگوی بار مناسبی برای تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل باشد. بر اساس همین ایده، آنتونیو و پینهو [۳۳] در سال ۲۰۰۴ روشی را تحت عنوان تحلیل استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده بر اساس جابه جایی ارائه نمودند.

در این روش، الگوی بار جابه جایی در ابتدای هر مرحله از تحلیل

1 Capacity Spectrum Method-Displacement Adaptive Pushover

شده است و برای دستیابی به نقطه عملکرد، فرآیند C دستورالعمل FEMA ۴۴۰ [۴] به کار رفته است.

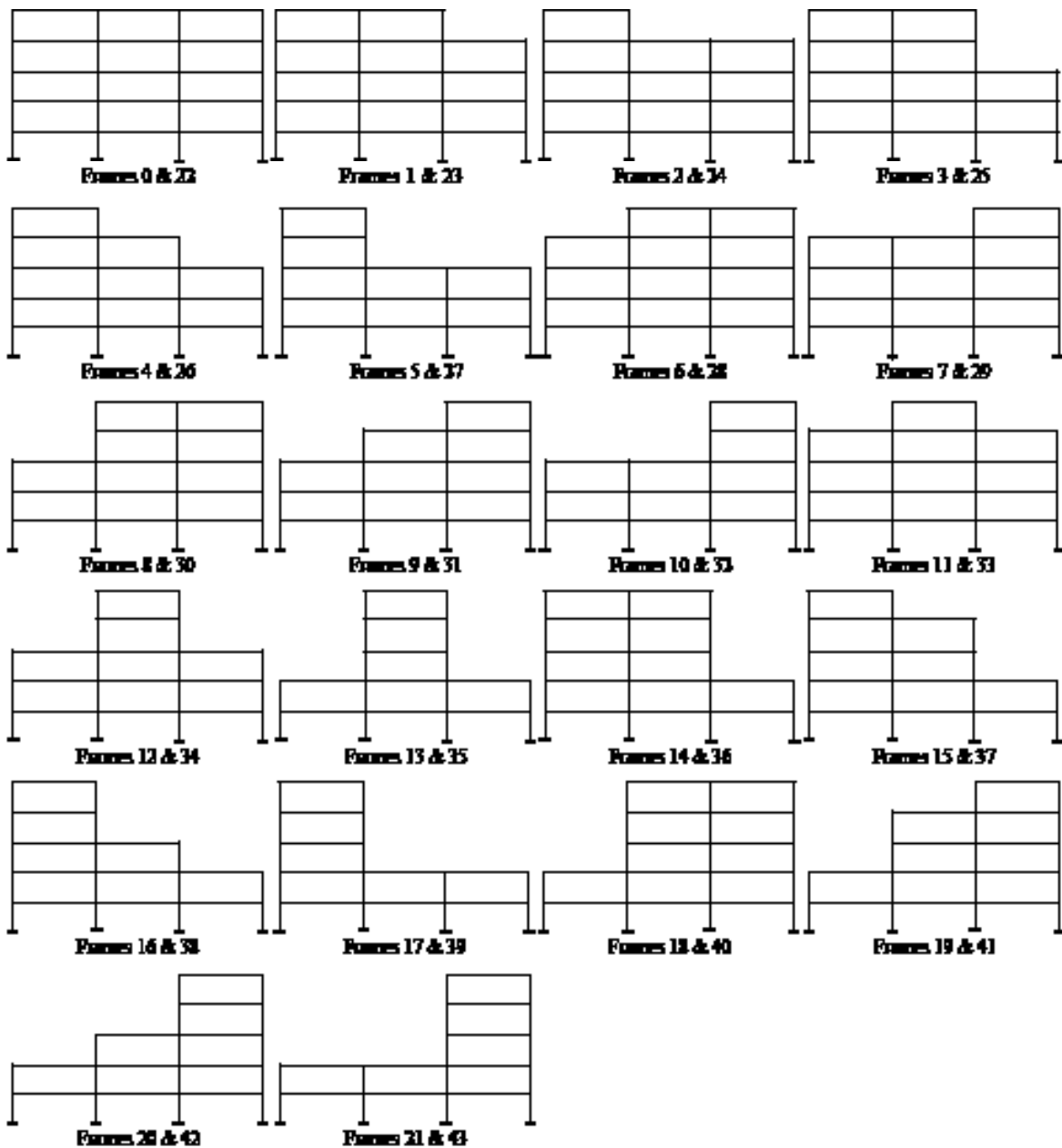
### ۳- مشخصات قاب‌های خمشی و شتاب نگاشت‌های مورد استفاده

جامعه آماری در این پژوهش قاب‌های خمشی فولادی کوتاه مرتبه دارای نامنظمی هندسی در ارتفاع می‌باشد. نمونه آماری در این پژوهش متشکل از ۴۴ قاب خمشی ۵ طبقه دو بعدی است. هندسه قاب‌های خمشی نمونه آماری، بر اساس هندسه قاب‌های خمشی پژوهش‌های مازولانی و همکاران [۴۵، ۴۶] انتخاب گردیده که در شکل ۱ نشان داده شده است. این نمونه آماری دامنه‌ی گسترده‌ای از نامنظمی هندسی در ارتفاع را برای سازه‌های کوتاه مرتبه پوشش می‌دهد. در هر قاب، طول دهانه‌ها برابر ۱۰ متر، ارتفاع طبقه اول برابر ۳/۴ متر و ارتفاع سایر طبقه‌ها برابر ۳/۶ متر است. برای هر هندسه نشان داده شده در شکل ۱، دو مدل قاب خمشی فولادی، طراحی گردیده است. در مدل اول عرض بارگیر هر تیر برای بارهای ثقلی ۵ متر است (شکل ۲a) و قاب خمشی برای بارهای ثقلی متعارف (کاربری مسکونی) و بارهای لرزه‌ای مناطق زلزله‌خیز (خطر نسبی زیاد) بر روی خاک نوع ۳ طبق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴۷] (معادل خاک تیپ D دستورالعمل NEHRP) طراحی شده است. در مدل دوم عرض بارگیر هر تیر برای بارهای ثقلی ۲/۵ متر است (شکل ۲b) و قاب خمشی فقط برای بارهای ثقلی متعارف طراحی شده است. بنابراین قاب‌های خمشی فولادی نمونه آماری به دو دسته تقسیم می‌شوند. دسته اول که برای بار جانبی زلزله طراحی شده‌اند (مدل‌های صفر تا ۲۲)، تحت اثر شتاب نگاشت‌ها، پاسخی با ضریب رفتار (نسبت مقاومت) کم دارند. دسته دوم که برای بار جانبی زلزله طراحی نشده‌اند (مدل‌های ۲۳ تا ۴۳)، تحت اثر شتاب نگاشت‌ها، پاسخی با ضریب رفتار زیاد دارند (این دسته نماینده‌ای از ساختمان‌های قدیمی هستند که برای بارهای لرزه‌ای متناسب با آیین‌نامه طراحی نشده‌اند و نیاز به مقاوم‌سازی دارند). مقاطع مورد استفاده برای اعضای قاب‌ها، مقاطع استاندارد بال پهن (IPB) است. شماره مقاطع برای قاب‌های دسته اول بین IPB۲۶۰ تا IPB۱۱۰۰ متغیر است. شماره مقاطع برای قاب‌های دسته دوم بین IPB۱۴۰ تا IPB۳۲۰ می‌باشد. مشخصات کامل قاب‌های خمشی نمونه آماری و جزئیات طراحی آن‌ها در مرجع [۴۸] آورده شده

$\phi_{k-1,j}$ : مولفه بردار شکل مود J برای طبقه k-1 در مرحله t  
 $S_{d,j}$ : مقدار جابه جایی طیفی برای پی‌یود ارتعاشی شکل مود J  
 برای اطلاع از جزئیات بیشتر در خصوص الگوریتم تحلیل استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده بر اساس جابه جایی و روابط حاکم بر آن، خواننده می‌تواند به منبع [۳۳] مراجعه نماید. این روش به عنوان یک روش پایه در برخی از روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی پیشرفته دیگر [۳۶، ۳۷، ۴۰]، مورد استفاده قرار گرفته است. همچنین الگوریتم این روش در برخی از نرم‌افزارهای تحلیل سازه وجود دارد [۴۳، ۴۴].

در این پژوهش، برای محاسبه جابه جایی هدف از روش طیف ظرفیت تعریف شده در دستورالعمل FEMA ۴۴۰ [۴] استفاده شده است. اساس روش طیف ظرفیت برای تخمین جابه جایی یک سیستم یک درجه آزادی غیرخطی، تحلیل یک سیستم یک درجه آزادی الاستیک خطی جایگزین است که نسبت میرایی و زمان تناوب آن بیشتر از مقادیر اولیه نسبت میرایی و زمان تناوب سیستم غیرخطی اصلی است. در این روش، ابتدا منحنی ظرفیت (برش پایه - جابه جایی بام) با استفاده از یک تحلیل استاتیکی غیرخطی برای سازه بدست می‌آید. این منحنی ظرفیت، به منحنی طیف پاسخ شتاب - جابه جایی سیستم یک درجه آزادی معادل تبدیل می‌گردد. سپس برای شتاب نگاشت مورد نظر، طیف پاسخ سیستم یک درجه آزادی الاستیک خطی جایگزین (طیف تقاضا) نیز در قالب منحنی طیف پاسخ شتاب - جابه جایی محاسبه می‌شود. می‌توان این دو منحنی ظرفیت و تقاضا را بر روی یک نمودار ترسیم نمود. محل برخورد این دو منحنی در دستگاه مختصات شتاب طیفی - جابه جایی طیفی ( $S_d - S_a$ )، نقطه عملکرد است؛ که از آن، جابه جایی هدف بدست می‌آید. نظر به اینکه نسبت میرایی و زمان تناوب سیستم الاستیک خطی جایگزین، تابعی از جابه جایی هدف (نقطه عملکرد) است، فرآیند دستیابی به نقطه عملکرد، یک فرآیند سعی و خطا (تکراری) است. برای جزئیات بیشتر خواننده می‌تواند به منبع [۴] مراجعه نماید. اشاره می‌گردد که در این پژوهش برای محاسبه نسبت میرایی و زمان تناوب سیستم جایگزین، از مجموعه روابطی که مستقل از مدل هیستریک و سختی پس از تسلیم هستند، استفاده شده است. منحنی ظرفیت سازه با توجه به شکل مود اول، به منحنی طیف پاسخ شتاب - جابه جایی سیستم یک درجه آزادی معادل، تبدیل



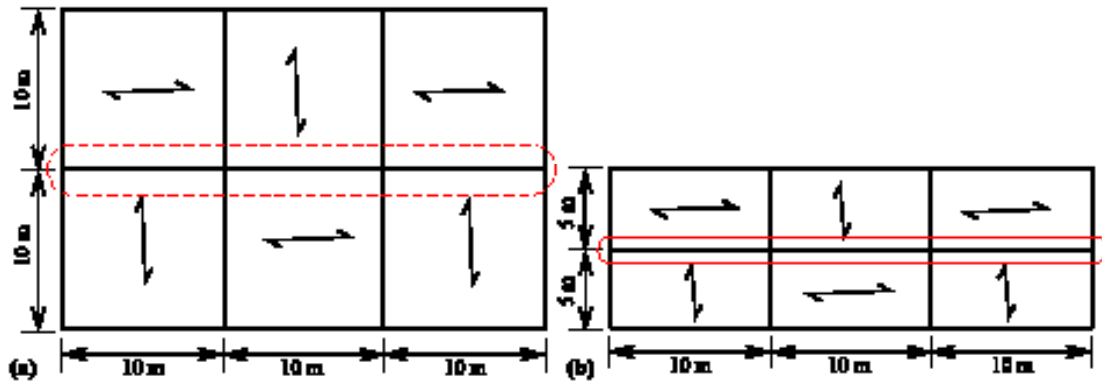


شکل ۱. هندسه قاب‌های خمشی فولادی نمونه آماری  
 Fig. 1. The geometry of steel moment-resisting frames considered in this research

مناسبتی از تحریکات را برای سازه‌های مورد بررسی فراهم می‌آورند. این شتاب نگاشت‌ها بر اساس روش پیشنهاد شده در دستورالعمل FEMA ۳۵۶ [۳] و با توجه به طیف طرح مورد استفاده برای طراحی قاب‌های خمشی مورد استفاده در این پژوهش (طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۴۷])، مقیاس شده‌اند. شکل ۳ طیف پاسخ شتاب با میرایی ۵٪ برای شتاب نگاشت‌های مورد استفاده در این پژوهش را نشان می‌دهد.

است. فرض می‌شود که هیچ گسیختگی ناشی از شکست‌های ترد در قاب‌ها اتفاق نمی‌افتد. اثرات ناشی از  $P-\Delta$  نیز در تحلیل‌ها مدنظر قرار گرفته شده است.

برای ارزیابی دقت روش CSM-DAP، هفت زوج شتاب نگاشت (۱۴ رکورد) پر قدرت از پایگاه اطلاعاتی PEER به آدرس (<https://ngawest2.berkeley.edu>) انتخاب شده است. جدول ۱ جزئیات این شتاب نگاشت‌ها را نشان می‌دهد. این زمین‌لرزه‌ها دامنه



شکل ۲. سطح بارگیر قاب‌های خمشی فولادی برای محاسبه بارهای ثقلی: (a) مدل‌های دسته اول و (b) مدل‌های دسته دوم  
Fig. 2. Tributary areas for gravity loads: (a) first group and (b) second group

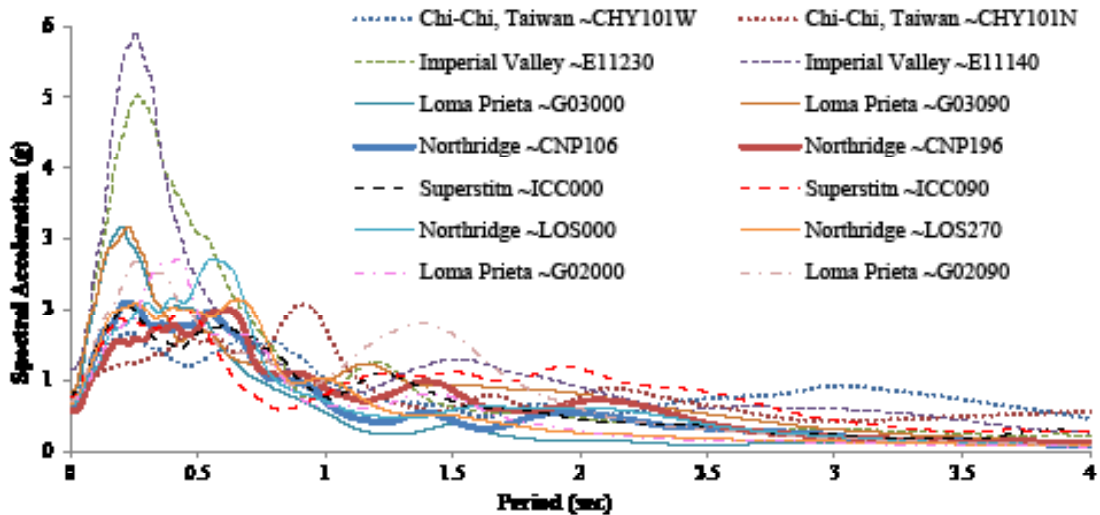
جدول ۱. جزئیات شتابنگاشت‌های مورد استفاده در این پژوهش  
Table 1. Main properties of the considered ground motions

ردیف	نام زلزله	مشخصه	ایستگاه	بزرگا	فاصله (km)	PGA (g)
۱	Chi-Chi, Taiwan	CHY101W	CHY101	۷/۶	۱۱/۱۴	۰/۳۵۳
۲	Chi-Chi, Taiwan	CHY101N	CHY101	۷/۶	۱۱/۱۴	۰/۴۴۰
۳	Imperial Valley	E11230	5058 El Centro Array #11	۶/۵	۱۲/۶۰	۰/۳۸۰
۴	Imperial Valley	E11140	5058 El Centro Array #11	۶/۵	۱۲/۶۰	۰/۳۶۴
۵	Loma Prieta	G03000	47380 Gilroy Array #3	۶/۹	۱۴/۴۰	۰/۵۵۵
۶	Loma Prieta	G03090	47380 Gilroy Array #3	۶/۹	۱۴/۴۰	۰/۳۶۷
۷	Northridge	CNP106	90053 Canoga Park-Topanga Can	۶/۷	۱۵/۸۰	۰/۳۵۶
۸	Northridge	CNP196	90053 Canoga Park-Topanga Can	۶/۷	۱۵/۸۰	۰/۴۲۰
۹	Superstition Hills	ICC000	01335 El Centro Imp. Co. Cent	۶/۵	۱۳/۹۰	۰/۳۵۸
۱۰	Superstition Hills	ICC090	01335 El Centro Imp. Co. Cent	۶/۵	۱۳/۹۰	۰/۲۵۸
۱۱	Northridge	LOS000	90057 Canyon Country-W Lost C.	۶/۷	۱۳/۰۰	۰/۴۱۰
۱۲	Northridge	LOS270	90057 Canyon Country-W Lost C.	۶/۷	۱۳/۰۰	۰/۴۸۲
۱۳	Loma Prieta	G02000	47380 Gilroy Array #2	۶/۹	۱۲/۷۰	۰/۳۶۷
۱۴	Loma Prieta	G02090	47380 Gilroy Array #2	۶/۹	۱۲/۷۰	۰/۳۲۲

قاب خمشی فولادی متوسط کوتاه مرتبه تحت اثر ۱۴ شتاب نگاشت زلزله استفاده شده است. جابه جایی بام، دریافت نسبی طبقه و برش پایه، پاسخ‌های مورد بررسی در این پژوهش هستند. این پاسخ‌های لرزه‌ای، برای قاب‌های مذکور، با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی

#### ۴- فرآیند ارزیابی روش CSM-DAP و نتایج

برای ارزیابی دقت روش CSM-DAP و مقایسه کارایی آن نسبت به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل مطرح شده در دستورالعمل FEMA۳۵۶ [۳]، از این دو روش برای تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای ۴۴



شکل ۳. طیف پاسخ شتاب با میرایی ۵٪ برای شتابنگاشت‌های مورد استفاده در این پژوهش  
 Fig. 3. Acceleration response spectra of ground motion records used in this study

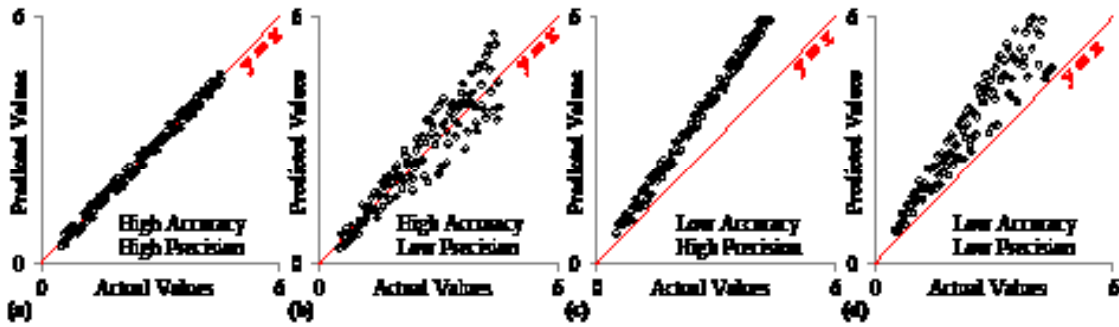
یک از نمودارهای شکل ۴، محور افقی نشان دهنده مقادیری است که از تحلیل دینامیکی غیرخطی بدست آمده است و محور عمودی نشان دهنده مقادیری است که با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی برآورد شده است. هر چه نقاط روی این نمودارها به خط  $y = x$  نزدیک‌تر باشند، نشان از صحت بیشتر روش تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل است. به عبارتی چنانچه نقطه‌ای روی خط  $y = x$  قرار گیرد، نشان دهنده خطای صفر است؛ بدین معنی که برای سازه و زلزله مربوطه، پاسخ لرزه‌ای بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل، برابر است با آنچه که از تحلیل دینامیکی غیرخطی بدست آمده است. اگر نقطه‌ای بالای خط  $y = x$  قرار گیرد، بدین معنی است که برای سازه و زلزله مربوطه، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در مقایسه با تحلیل دینامیکی غیر خطی، پاسخ لرزه‌ای سازه را دست بالا تخمین زده است و برعکس اگر نقطه‌ای پایین خط  $y = x$  قرار گیرد، بدین معنی است که برای سازه و زلزله مربوطه، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در مقایسه با تحلیل دینامیکی غیر خطی، پاسخ لرزه‌ای سازه را دست پایین تخمین زده است. هر چه نقاط روی یک نمودار به هم نزدیک‌تر باشند و در امتداد یک خط قرار گیرند، نشان از دقت بیشتر روش تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل است؛ خواه این خطی که توسط نقاط تشکیل می‌شود به خط  $y = x$  نزدیک باشد یا خیر. اشاره می‌گردد که اگر روشی از دقت مناسبی برخوردار باشد، اصلاح کردن آن برای رسیدن به صحت مناسب نیز راحت‌تر

تاریخچه زمانی نیز به عنوان جواب دقیق محاسبه شده‌اند. در مجموع ۶۱۶ تحلیل دینامیکی غیر خطی، ۶۱۶ تحلیل استاتیکی غیرخطی با روش CSM-DAP و ۶۱۶ تحلیل استاتیکی غیرخطی با روش FEMA۳۵۶ انجام شده است. برای انجام این تحلیل‌ها، نرم‌افزار OpenSEES [۴۴] مورد استفاده قرار گرفته است. در ادامه پس از تشریح شاخص‌های خطا و معیارهای ارزیابی، نتایج ارزیابی برای پاسخ‌های مختلف لرزه‌ای به تفکیک ارائه می‌شوند.

#### ۴-۱- معیارهای ارزیابی و شاخص‌های خطا

در این پژوهش از دو معیار صحت<sup>۱</sup> و دقت<sup>۲</sup> برای ارزیابی هر روش استفاده شده است. صحت به معنای نزدیکی مقادیر تخمین زده شده توسط روش مورد نظر، به مقدار واقعی است (فرض بر این است که مقدار واقعی همان چیزی است که از تحلیل دینامیکی غیرخطی بدست می‌آید). دقت یک روش به معنای نزدیک بودن مقادیر تخمین زده شده به یکدیگر است، خواه این مقادیر به مقدار واقعی نزدیک باشند یا خیر. با ترسیم نمودار پراکندگی نتایج حاصل از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل، در مقابل نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی، می‌توان میزان دقت، صحت و محافظه کار یا غیر محافظه کار بودن روش تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل را به صورت تصویری مشاهده نمود. این مطلب در شکل ۴ نشان داده شده است. در هر

1 Accuracy  
 2 Precision



شکل ۴. تشریح شماتیک صحت و دقت روش: (a) صحت و دقت بالا، (b) صحت بالا و دقت کم، (c) دقت بالا و صحت کم و (d) صحت و دقت کم  
 Fig. 4. Schematic description of the accuracy and precision of a method: (a) high accuracy and high precision, (b) high accuracy and low precision, (c) low accuracy and high precision, (d) low accuracy and low precision

$$SD = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Err_i - \bar{Err})^2}{n-1}} \quad (6)$$

که در آن  $Err_i$  خطای نسبی پاسخ تقاضای لرزه‌ای برای شتاب نگاشت  $i$  و  $\bar{Err}$  میانگین خطای نسبی برای تمام شتاب نگاشت‌های مورد استفاده می‌باشد.  $n$  تعداد شتاب نگاشت‌های مورد استفاده برای هر قاب است. هر چه مقدار انحراف معیار به صفر نزدیک‌تر باشد، نشان از دقت بیشتر روش مورد بررسی است. علاوه بر شاخص‌های فوق‌الذکر، در این پژوهش از تحلیل همبستگی برای بررسی ارتباط بین نتایج حاصل از هر یک از روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل و نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. برای این منظور ضریب همبستگی پیرسون مورد استفاده قرار گرفته، که از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^m (Q_i^{NDA} - \bar{Q}^{NDA})(Q_i^{NSA} - \bar{Q}^{NSA})}{\sqrt{\sum_{i=1}^m (Q_i^{NDA} - \bar{Q}^{NDA})^2} \times \sqrt{\sum_{i=1}^m (Q_i^{NSA} - \bar{Q}^{NSA})^2}} \quad (7)$$

که در آن  $m$  تعداد داده‌ها،  $\bar{Q}^{NDA}$  مقدار میانگین  $m$  پاسخ تحلیل دینامیکی غیرخطی و  $\bar{Q}^{NSA}$  مقدار میانگین  $m$  پاسخ تحلیل استاتیکی غیرخطی است و سایر پارامترها همان است که در روابط قبل تعریف شده‌اند. مقدار این ضریب بین -۱ تا +۱ تغییر می‌کند. هر چه مقدار این ضریب به -۱ یا +۱ نزدیک‌تر باشد، نشان از همبستگی بیشتر بین نتایج حاصل از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل و نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی است. اگر مقدار این ضریب به صفر نزدیک شود نشان دهنده عدم همبستگی بین پاسخ‌های حاصل از دو روش مذکور است. هر چه همبستگی بین پاسخ‌های روش تحلیل

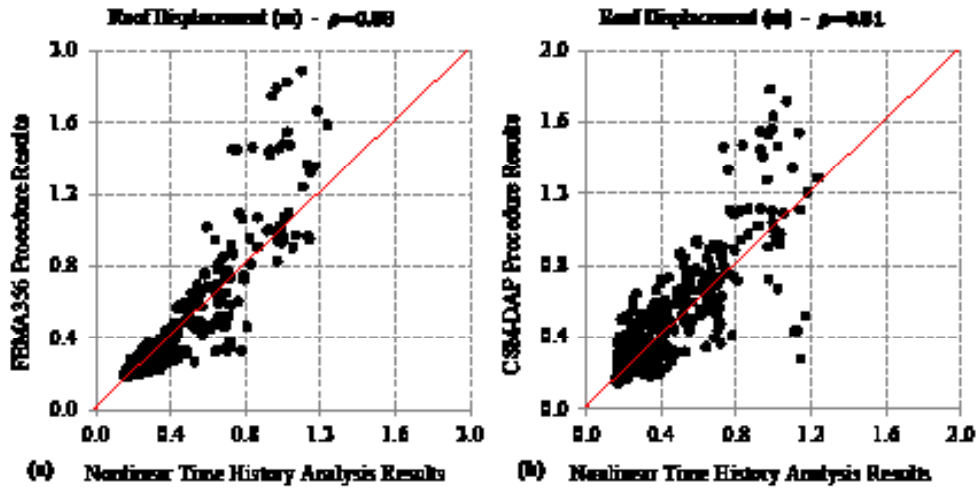
است. شکل ۴a حالتی را نشان می‌دهد که روش مورد بررسی از دقت و صحت بالایی برخوردار است. شکل ۴b حالتی را نشان می‌دهد که روش مورد بررسی صحت مناسبی دارد اما دقت آن پایین است. در این شکل اگر خطی بر نقاط روی نمودار برازش شود، تقریباً بر خط  $y = x$  منطبق می‌گردد. شکل ۴c حالتی را نشان می‌دهد که روش مورد بررسی دقت بالایی دارد اما صحت آن پایین است (خطای روش زیاد است). شکل ۴d حالتی را نشان می‌دهد که روش مورد بررسی از دقت و صحت کمی برخوردار است.

خطای نسبی یکی از شاخص‌هایی است که در این پژوهش برای ارزیابی صحت روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل به صورت کمی، مورد استفاده قرار گرفته است و به صورت زیر تعریف می‌شود.

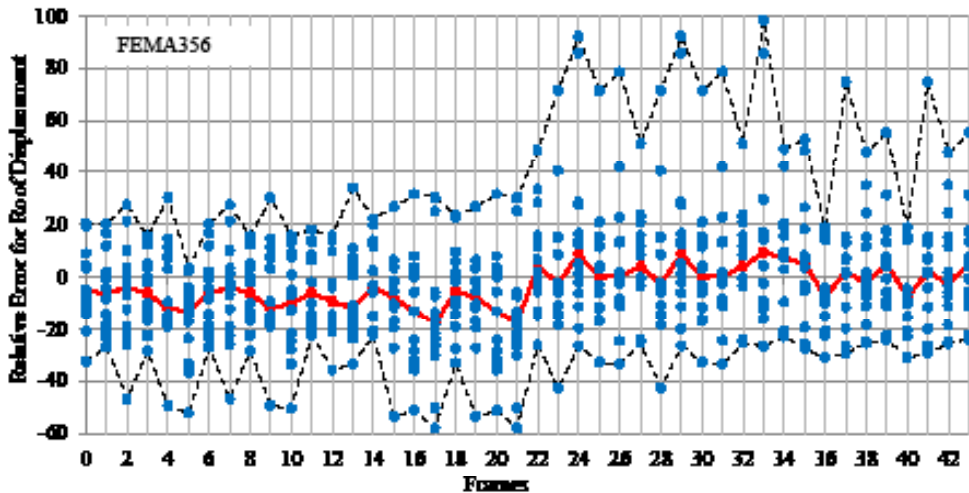
$$Err_i (\%) = \frac{Q_i^{NSA} - Q_i^{NDA}}{Q_i^{NDA}} \times 100 \quad (8)$$

که در آن  $Q_i^{NDA}$  پاسخ تقاضای لرزه‌ای (جابه جایی بام، برش پایه و یا دررفت نسبی طبقه) حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی شتاب نگاشت  $i$  و  $Q_i^{NSA}$  پاسخ نظیر در تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل، برای همان شتاب نگاشت می‌باشد. هر چه مقدار بدست آمده برای خطای نسبی به صفر نزدیک‌تر باشد، نشان دهنده صحت بیشتر برای روش مورد بررسی است. اگر مقدار این خطا مثبت باشد به معنی این است که روش مورد بررسی، پاسخ را دست بالا تخمین زده است و مقدار منفی برای این خطا نشان می‌دهد که روش مورد بررسی برآورد دست پایینی از پاسخ لرزه‌ای تقاضا دارد.

برای ارزیابی دقت هر یک از روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل، از شاخص انحراف معیار پراکندگی خطای نسبی حول میانگین خطاها، استفاده شده است؛ که به صورت زیر محاسبه می‌شود.



شکل ۵. نمودار پراکندگی برآورد جا به جایی بام: روش FEMA۳۵۶ (a) و روش CSM-DAP (b) روش  
 Fig. 5. Scatter plot of estimated maximum roof displacement for (a) FEMA356 method and (b) CSM-DAP method



شکل ۶. نمودار درصد خطای نسبی روش FEMA۳۵۶ را در برآورد جا به جایی بام برای قابهای خمشی مختلف  
 Fig. 6. Scatter plot of estimated maximum roof displacement error measure for FEMA356 method

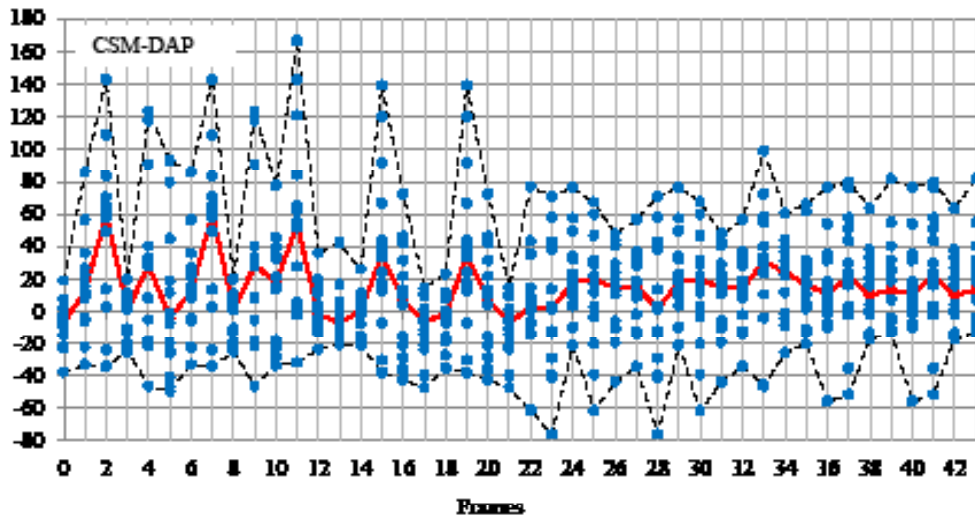
بدست آمده است که نشان از همبستگی خوب بین نتایج حاصل از این روش و روش تحلیل دینامیکی غیرخطی دارد (شکل ۵a). روش CSM-DAP برای حدود ۶۳٪ از حالت‌ها، جابه جایی بام را دست بالا برآورد نموده است. ضریب همبستگی این روش در برآورد جابه جایی بام ۰/۸۱ محاسبه شده است (شکل ۵b).

شکل ۶ نمودار درصد خطای نسبی روش FEMA۳۵۶ را در برآورد جابه جایی بام برای قاب های خمشی مختلف نشان می‌دهد. در این شکل هر نقطه مربوط به یک قاب تحت اثر یک زلزله مشخص است. مقادیر بیشینه و کمینه ی داده‌ها با استفاده از خط چین و مقدار میانه ی داده‌ها با استفاده از خطِ پر نشان داده شده است.

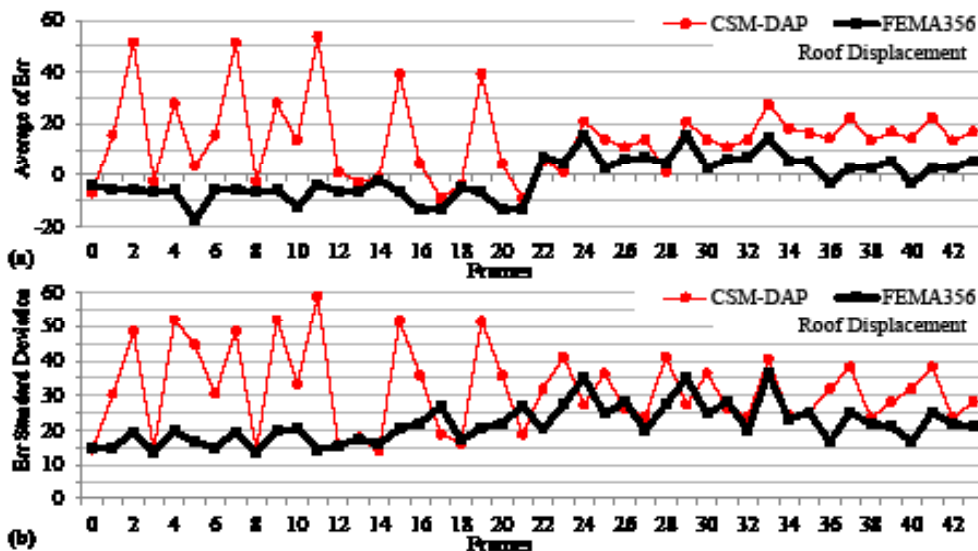
استاتیکی غیرخطی معادل و تحلیل دینامیکی غیرخطی بیشتر باشد، اصلاح کردن روش تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل برای برآورد بهتر نیازهای لرزه‌ای، راحت‌تر خواهد بود.

#### ۲-۴- جابه جایی بام

شکل ۵ نمودار پراکندگی نتایج حاصل از هر یک از روش‌های مورد بررسی را در مقابل نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهد. در هر یک از نمودارهای شکل ۵ تعداد ۶۱۶ نقطه وجود دارد. روش FEMA۳۵۶ برای حدود ۴۳٪ از حالت‌ها، جابه جایی بام را دست بالا برآورد نموده و ضریب همبستگی پیرسون برابر ۰/۸۸



شکل ۷. نمودار درصد خطای نسبی روش CSM-DAP را در برآورد جا به جایی بام برای قابهای خمشی مختلف  
 Fig. 7. Scatter plot of estimated maximum roof displacement error measure for CSM-DAP method

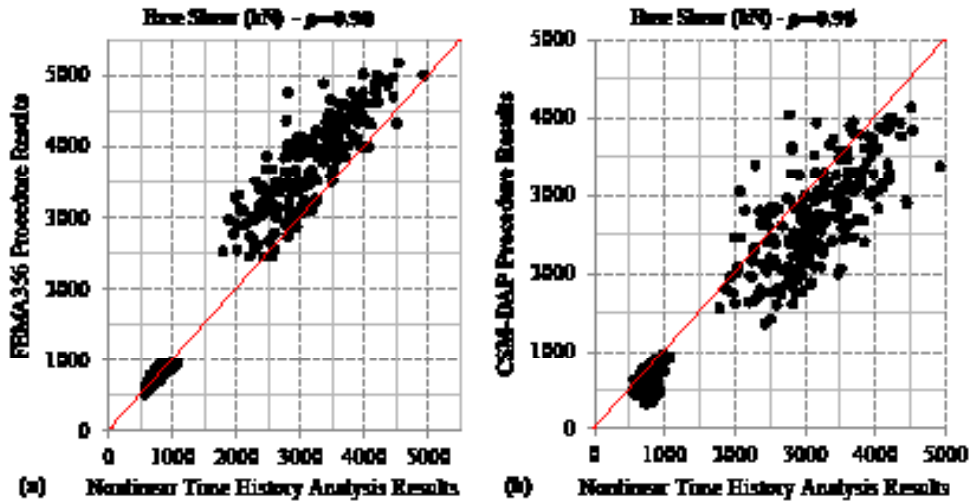


شکل ۸. مقایسه میانگین و انحراف معیار خطای نسبی برای روش‌های CSM-DAP و FEMA۳۵۶ در برآورد جا به جایی بام  
 Fig. 8. Comparison of CSM-DAP and FEMA356 procedures for estimation of maximum roof displacement

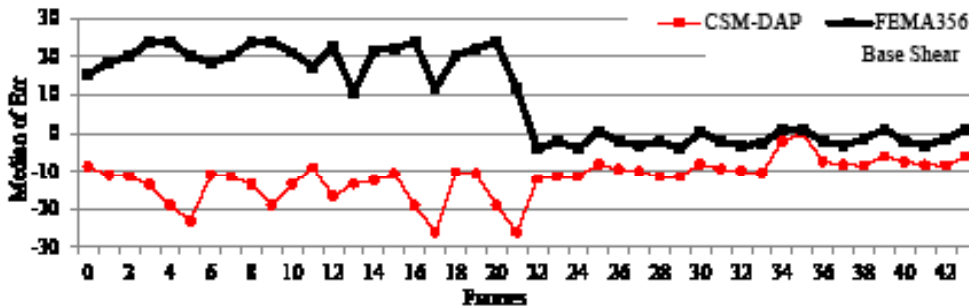
شده است. همانطور که مشاهده می‌شود در این روش، برخلاف روش FEMA۳۵۶، با افزایش شکل‌پذیری تقاضا، مقدار خطا و پراکندگی آن در برآورد جابه جایی بام کاهش می‌یابد. از مقایسه شکل ۷ با شکل ۶، مشخص می‌شود که گرچه روش CSM-DAP در موارد بیشتری جابه جایی بام را به صورت محافظه کار تخمین می‌زند، اما خطای آن در مقایسه با روش FEMA۳۵۶ بیشتر است، به ویژه برای تقاضای شکل‌پذیری کم (قاب‌های شماره ۰ تا ۲۱). شکل ۸a مقادیر میانگین خطای نسبی را در برآورد جابه جایی بام توسط روش‌های CSM-

قاب‌های شماره صفر و بیست و دو، قاب‌های منظم و سایر قاب‌ها دارای نامنظمی هندسی در ارتفاع هستند. همانطور که مشخص است با افزایش شکل‌پذیری تقاضا (قاب‌های شماره ۲۲ تا ۴۳) خطای روش FEMA۳۵۶ بیشتر می‌شود. هر چه عقب نشینی یک طبقه نسبت به طبقه دیگر بیشتر باشد (افزایش نامنظمی هندسی)، مقدار خطا و پراکندگی آن افزایش می‌یابد.

نمودار درصد خطای نسبی روش CSM-DAP در برآورد جابه جایی بام برای قاب‌های خمشی مختلف در شکل ۷ نشان داده



شکل ۹. نمودار پراکندگی برآورد برش پایه: روش FEMA ۳۵۶ (a) و روش CSM-DAP (b)  
 Fig. 9. Scatter plot of estimated maximum base shear for (a) FEMA356 method and (b) CSM-DAP method



شکل ۱۰. مقایسه میانه خطای نسبی برای روش‌های FEMA ۳۵۶ و CSM-DAP در برآورد برش پایه  
 Fig. 10. Comparison of CSM-DAP and FEMA356 procedures for estimation of maximum base shear (Median)

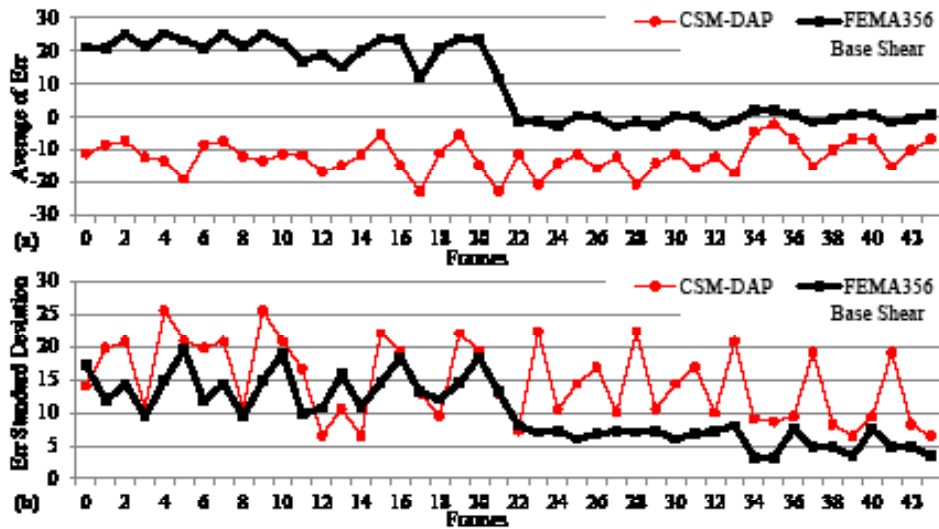
پایه را دست بالا برآورد نموده است. در حالی که این مقدار برای روش CSM-DAP فقط در حدود ۱۶٪ است. ضریب همبستگی پیرسون برای روش FEMA ۳۵۶ و CSM-DAP به ترتیب برابر ۰/۹۸ و ۰/۹۵ می‌باشد که نشان از همبستگی بالای نتایج حاصل از هر یک از این دو روش با نتایج حاصل از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی دارد.

مقادیر میانه خطای نسبی در برآورد برش پایه توسط روش‌های FEMA ۳۵۶ و CSM-DAP در شکل ۱۰ با هم مقایسه شده‌اند. شکل ۱۱a مقادیر میانگین خطای نسبی را در برآورد برش پایه توسط روش‌های FEMA ۳۵۶ و CSM-DAP برای قاب‌های مختلف نشان می‌دهد. انحراف معیار خطای نسبی برآورد برش پایه، برای روش‌های مذکور در شکل ۱۱b با هم مقایسه شده‌اند.

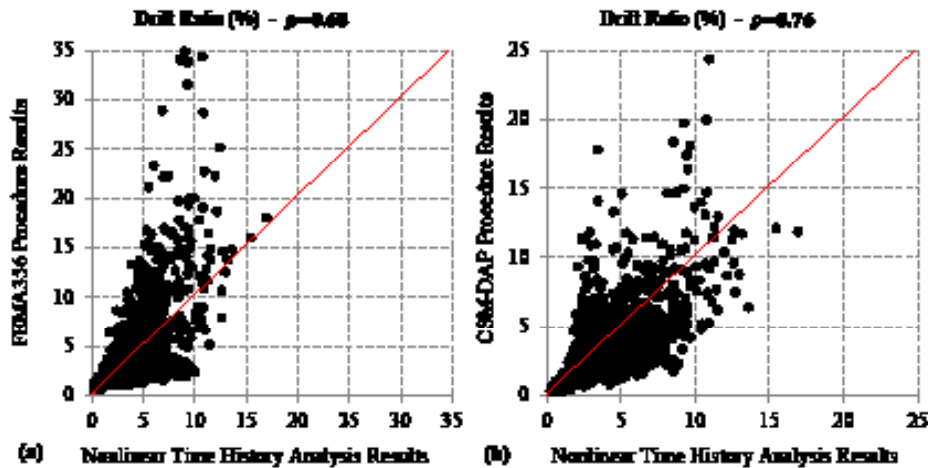
DAP و FEMA ۳۵۶ برای قاب‌های مختلف نشان می‌دهد. انحراف معیار خطای نسبی برآورد جابه جایی بام، برای روش‌های مذکور در شکل ۸b با هم مقایسه شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود روش CSM-DAP حساسیت بیشتری به نامنظمی هندسی قاب‌های خمشی کوتاه مرتبه دارد.

#### ۳-۴- برش پایه

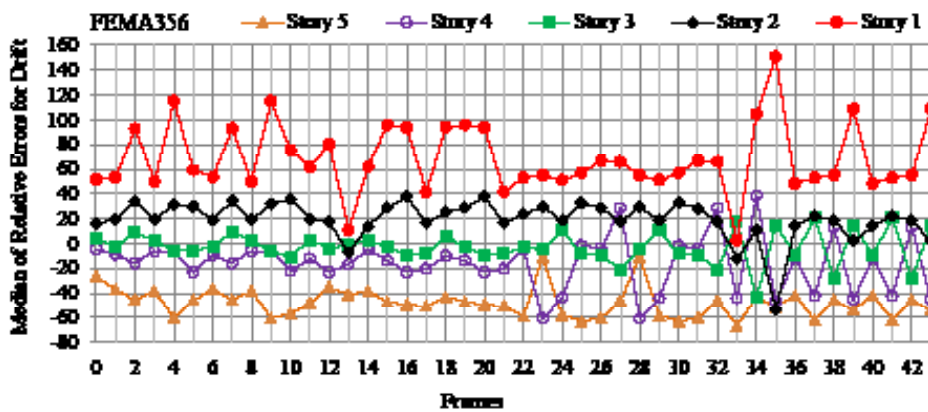
شکل ۹ نمودار پراکندگی برش پایه حاصل از هر یک از روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل مورد بررسی را در مقابل برش پایه حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهد. در هر یک از این نمودارها تعداد ۶۱۶ نقطه وجود دارد. بر اساس نتایج بدست آمده، روش بار افزون FEMA ۳۵۶ برای حدود ۶۷٪ از حالت‌ها، برش



شکل ۱۱. مقایسه میانگین و انحراف معیار خطای نسبی برای روش‌های CSM-DAP و FEMA۳۵۶ در برآورد برش پایه  
 Fig. 11. Comparison of CSM-DAP and FEMA356 procedures for estimation of maximum base shear (Average & Standard Deviation)

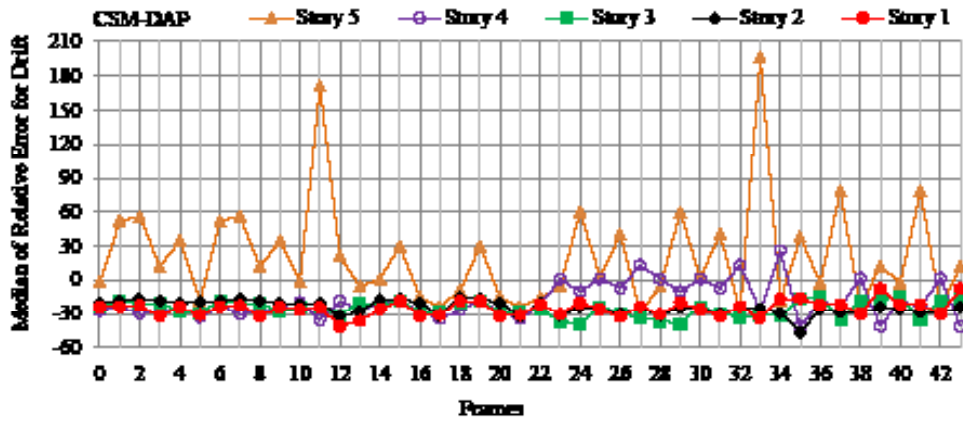


شکل ۱۲. نمودار پراکندگی برآورد دررفت نسبی طبقات: روش FEMA۳۵۶ (a) و روش CSM-DAP (b)  
 Fig. 12. Scatter plot of estimated maximum inter-story drift for (a) FEMA356 method and (b) CSM-DAP method

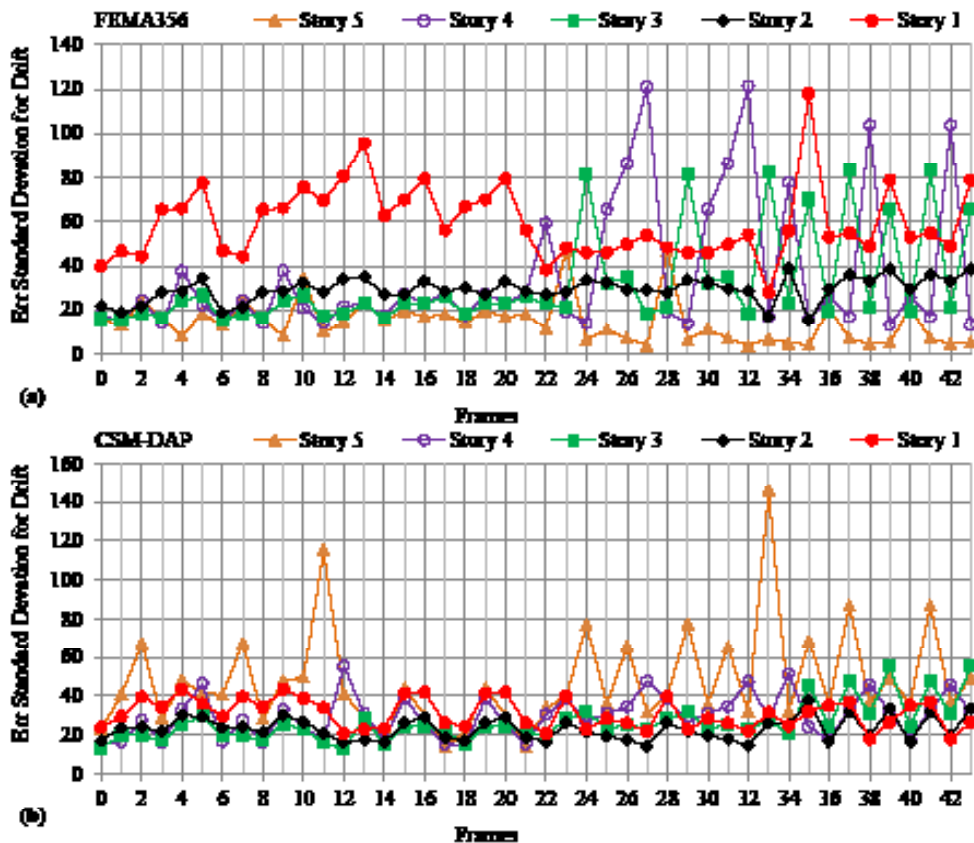


شکل ۱۳. میانگین درصد خطای نسبی در برآورد دررفت نسبی طبقات قاب‌های خمشی مختلف با استفاده از روش FEMA۳۵۶  
 Fig. 13. Median of estimated maximum inter-story drift error measure for FEMA356 method





شکل ۱۴. میانگین درصد خطای نسبی در برآورد دررفت نسبی طبقات قاب‌های خمشی مختلف با استفاده از روش CSM-DAP  
Fig. 14. Median of estimated maximum inter-story drift error measure for CSM-DAP method



شکل ۱۵. انحراف معیار خطای نسبی برای دررفت نسبی طبقات قاب‌های خمشی مختلف: (a) FEMA۳۵۶ و (b) CSM-DAP  
Fig. 15. Standard deviation of estimated maximum inter-story drift error measure for (a) FEMA356 method and (b) CSM-DAP method

صورت میانگین برای تمام قاب‌های خمشی نمونه آماری، برش پایه تقاضا را دست پایین تخمین زده است. با توجه به نتایج بدست آمده می‌توان چنین نتیجه گرفت که روش FEMA۳۵۶ در برآورد برش پایه تقاضا بسیار بهتر از روش CSM-DAP عمل می‌نماید.

همان طور که مشخص است با افزایش شکل‌پذیری تقاضا (قاب‌های شماره ۲۲ تا ۴۳) خطای روش FEMA۳۵۶ کمتر می‌شود. اما در این بازه شکل‌پذیری، تمایل این روش برای برآورد دست پایین برش پایه بیشتر می‌گردد. پراکندگی خطای نسبی روش CSM-DAP در هر دو بازه شکل‌پذیری تقاضا، نسبتاً زیاد است و این روش به

جدول ۲: خلاصه نتایج حاصل از پژوهش انجام شده بر روی ۴۴ قاب خمشی ۵ طبقه نامنظم تحت اثر ۱۴ شتابنگاشت  
Table 2. Summary of the results obtained from this investigation

پاسخ لرزه‌ای	پارامترهای آماری مورد بررسی	روش FEMA356	روش CSM-DAP
جابه‌جایی بام	ضریب همبستگی پیرسون	۰/۸۸	۰/۸۱
	درصد تعداد مواردی که پاسخ به صورت محافظه کار برآورد شده است	٪۴۳	٪۶۳
	دامنه تغییرات میانه خطای نسبی برای قاب‌های مختلف	٪-۱۷/۵۴ تا ٪۹/۳۴	٪-۷/۰۶ تا ٪۵۹/۹۵
	میانه خطای نسبی برای کل قاب‌ها	٪-۳/۰۰	٪۱۰/۵۲
	دامنه تغییرات انحراف معیار خطای نسبی برای قاب‌های مختلف	٪۱۳/۷۷ تا ٪۳۶/۳۷	٪۱۴/۰۷ تا ٪۵۸/۸۳
	انحراف معیار خطای نسبی برای کل قاب‌ها	٪۲۲/۹۹	٪۳۶/۰۰
برش پایه	ضریب همبستگی پیرسون	۰/۹۸	۰/۹۵
	درصد تعداد مواردی که پاسخ به صورت محافظه کار برآورد شده است	٪۶۷	٪۱۶
	دامنه تغییرات میانه خطای نسبی برای قاب‌های مختلف	٪-۴/۱۴ تا ٪۲۴/۰۱	٪-۲۶/۲۱ تا ٪-۱/۰۸
	میانه خطای نسبی برای کل قاب‌ها	٪۴/۸۹	٪-۱۰/۶۱
	دامنه تغییرات انحراف معیار خطای نسبی برای قاب‌های مختلف	٪۳/۱۱ تا ٪۱۹/۵۴	٪۶/۴۴ تا ٪۲۵/۵۶
	انحراف معیار خطای نسبی برای کل قاب‌ها	٪۱۵/۴۶	٪۱۶/۰۱
دریافت نسبی طبقه	ضریب همبستگی پیرسون	۰/۶۸	۰/۷۶
	درصد تعداد مواردی که پاسخ به صورت محافظه کار برآورد شده است	٪۴۸	٪۲۸
	دامنه تغییرات میانه خطای نسبی برای طبقات قاب‌های مختلف	٪-۶۶/۷۰ تا ٪۱۵۰/۶۳	٪-۴۶/۷۵ تا ٪۱۹۶/۱۸
	میانه خطای نسبی برای کل قاب‌ها	٪-۲/۸۰	٪-۲۱/۰۵
	دامنه تغییرات انحراف معیار خطای نسبی برای طبقات قاب‌های مختلف	٪۳/۶۶ تا ٪۱۲۱/۰۸	٪۱۲/۶۹ تا ٪۱۴۵/۹۷
	انحراف معیار خطای نسبی برای کل قاب‌ها	٪۶۰/۷۸	٪۴۴/۲۷

#### ۴-۴- تغییر شکل نسبی طبقات (دریافت نسبی)

یکی از پارامترهای مهمی که در طراحی و کنترل پایداری سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد، تغییر شکل نسبی بین طبقات سازه است که به اختصار تحت نام دریافت نسبی طبقه شناخته می‌شود. شکل ۱۲ نمودار پراکندگی نتایج حاصل از هر یک از روش‌های مورد بررسی را در مقابل نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهد. در هر یک از این نمودارها تعداد ۳۰۸۰ نقطه وجود دارد. بر اساس نتایج بدست آمده، روش CSM-DAP برای حدود ۷۲٪ از نقاط، دریافت نسبی طبقات را دست پایین تخمین زده است. این مقدار برای روش FEMA۳۵۶ حدود ۵۲٪ است. بدین معنی که روش FEMA۳۵۶ برای محاسبه دریافت نسبی طبقات محافظه کارتر از روش CSM-DAP است. ضریب همبستگی پیرسون برای روش FEMA۳۵۶

و CSM-DAP به ترتیب برابر ۰/۶۸ و ۰/۷۶ می‌باشد. این مقادیر نشان دهنده این است که بین نتایج حاصل از روش‌های مورد بررسی و نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی همبستگی خوبی وجود ندارد. نمودارهای میانه درصد خطای نسبی برآورد دریافت نسبی طبقات قاب‌های خمشی مختلف با استفاده از روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل FEMA۳۵۶ و CSM-DAP به ترتیب در شکل ۱۳ و شکل ۱۴ نشان داده شده‌اند. انحراف معیار خطای نسبی در برآورد دریافت نسبی طبقات قاب‌های خمشی مختلف برای روش‌های مورد بررسی در شکل ۱۵ نشان داده شده است.

مقدار خطای نسبی برآورد دریافت نسبی طبقه، در هر دو روش برای بعضی از حالت‌ها بسیار زیاد است. همان طور که مشاهده می‌شود براساس میانه داده‌ها، روش FEMA۳۵۶ دریافت نسبی

FEMA۳۵۶ همبستگی بسیار خوبی با برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی دارد.

- با توجه به مقادیر میانه و انحراف معیار خطای نسبی و دامنه تغییرات آن ها در برآورد برش پایه با استفاده از روش های مورد بررسی، می توان چنین نتیجه گرفت که روش FEMA۳۵۶ نسبت به روش CSM-DAP از صحت و دقت بیشتری در برآورد برش پایه برخوردار است.

- برآورد دررفت نسبی طبقات با استفاده از روش FEMA۳۵۶ منجر به نتایج محافظه کارتری در مقایسه با استفاده از روش CSM-DAP خواهد شد.

- در خصوص دررفت نسبی برآورد شده، همبستگی کمی بین نتایج حاصل از هر یک از دو روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی و نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی وجود دارد.

- پراکندگی خطای نسبی در برآورد دررفت طبقات با استفاده از روش CSM-DAP نسبت به روش FEMA۳۵۶ کمتر است. با این حال مقدار خطای نسبی برآورد دررفت طبقات در هر دو روش نسبتاً زیاد است.

- با توجه به نتایج حاصل از این پژوهش و نظر به حجم محاسبات روش CSM-DAP نسبت به روش FEMA۳۵۶ می توان چنین نتیجه گرفت که حداقل برای قاب های خمشی کوتاه مرتبه با نامنظمی هندسی در ارتفاع، روش CSM-DAP مزیت چندانی نسبت به روش FEMA۳۵۶ ندارد.

### مراجع

- [1] Permanent Committee for Revising Standard No. 360, Instruction for the seismic rehabilitation of existing buildings, Office of Deputy for Strategic Supervision, Department of Technical Affairs, Iran, 2014.
- [2] ASCE, ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2014.
- [3] ASCE, FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C., 2000.
- [4] Applied Technology Council (ATC), FEMA 440:

طبقات پایینی را دست بالا و دررفت نسبی طبقات فوقانی را دست پایین برآورد می نماید. مقدار خطای نسبی دررفت نسبی و پراکندگی آن در طبقات میانی کمتر از طبقه فوقانی و همکف می باشد. روش CSM-DAP دررفت نسبی طبقه فوقانی را دست بالا و دررفت نسبی سایر طبقات را دست پایین برآورد نموده است. به غیر از طبقه فوقانی، روش CSM-DAP در برآورد دررفت نسبی سایر طبقات، حساسیت چندانی به نامنظمی قاب های خمشی ندارد.

### ۵- جمع بندی و نتیجه گیری

در این مقاله نتایج حاصل از یک پژوهش پارامتری جامع، برای ارزیابی دقت روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده براساس جابه جایی (CSM-DAP) در برآورد تقاضای لرزه ای قاب های خمشی فولادی کوتاه مرتبه با نامنظمی هندسی در ارتفاع، ارائه شد. در این پژوهش، یک نمونه آماری متشکل از ۴۴ قاب خمشی ۵ طبقه تحت اثر ۱۴ شتاب نگاشت دور از گسل مورد بررسی قرار گرفت. برای درک بهتر عملکرد روش CSM-DAP، صحت و دقت این روش با صحت و دقت روش مرسوم دستورالعمل FEMA۳۵۶ مقایسه شد. ملاک ارزیابی هر یک از این دو روش، انحراف از پاسخ بدست آمده از تحلیل های دینامیکی غیرخطی بود. خلاصه نتایج حاصل از این پژوهش در جدول ۲ آورده شده و موارد زیر از آن قابل استنتاج است:

- روش CSM-DAP در برآورد جابه جایی بام نسبت به روش FEMA۳۵۶ محافظه کارتر عمل می نماید.

- جابه جایی بام برآورد شده از هر دو روش CSM-DAP و FEMA۳۵۶ همبستگی مناسبی با جابه جایی بام بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی دارد.

- با توجه به مقادیر میانه و انحراف معیار خطای نسبی و دامنه تغییرات آن ها در برآورد جابه جایی بام با استفاده از روش های مورد بررسی، می توان چنین نتیجه گرفت که روش FEMA۳۵۶ نسبت به روش CSM-DAP از صحت و دقت بیشتری در برآورد جابه جایی بام برخوردار است.

- روش FEMA۳۵۶ در اکثر حالت ها برش پایه را دست بالا برآورد می نماید. در حالی که استفاده از روش CSM-DAP، در بسیاری از حالت ها، منجر به برآورد دست پایین برش پایه می گردد.

- برش پایه برآورد شده از هر دو روش CSM-DAP و

- Analysis for Irregular Steel Moment Resisting Frames, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, 2008.
- [16] N. Alirahimi Kashkooli, M.-R. Banan, Effect of frame irregularity on accuracy of modal equivalent nonlinear static seismic analysis, *KSCE Journal of Civil Engineering*, 17 (2013) 1064-1072.
- [17] T.S. Jan, M.W. Liu, Y.C. Kao, An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings, *Engineering Structures*, 26 (2004) 117-128.
- [18] S.-P. Kim, Y.C. Kurama, An alternative pushover analysis procedure to estimate seismic displacement demands, *Engineering Structures*, 30 (2008) 3793-3807.
- [19] M. Poursha, M.A. Amini, A single-run multi-mode pushover analysis to account for the effect of higher modes in estimating the seismic demands of tall buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13 (2015) 2347-2365.
- [20] A. Esfahanian, A.A. Aghakouchak, A Single-Run Dynamic-Based Approach for Pushover Analysis of Structures Subjected to Near-Fault Pulse-Like Ground Motions, *Journal of Earthquake Engineering*, (2017) 1-25.
- [21] A.Y. Rahmani, N. Bourahla, R. Bento, M. Badaoui, An improved upper-bound pushover procedure for seismic assessment of high-rise moment resisting steel frames, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16 (2018) 315-339.
- [22] A.K. Chopra, R.K. Goel, A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31 (2002) 561-582.
- [23] A.K. Chopra, R.K. Goel, A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33 (2004) 903-927.
- [24] M. Poursha, F. Khoshnoudian, A.S. Moghadam, A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings, *Engineering Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C., 2005.
- [5] Applied Technology Council (ATC), ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Redwood City, California, 1996.
- [6] H. Krawinkler, G.D.P.K. Seneviratna, Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, *Engineering Structures*, 20 (1998) 452-464.
- [7] P. Fajfar, A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, *Earthquake Spectra*, 16 (2000) 573-592.
- [8] A. Gupta, H. Krawinkler, Estimation of seismic drift demands for frame structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 29 (2000) 1287-1305.
- [9] E. Kalkan, S.K. Kunnath, Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings, *Engineering Structures*, 29 (2007) 305-316.
- [10] V.K. Papanikolaou, A.S. Elnashai, Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis I: methodology, *Journal of Earthquake Engineering*, 9 (2005) 923-941.
- [11] V.K. Papanikolaou, A.S. Elnashai, J.F. Pareja, Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis II: comparative results, *Journal of Earthquake Engineering*, 10 (2006) 127-151.
- [12] R. Pinho, M. Marques, R. Monteiro, C. Casarotti, R. Delgado, Evaluation of Nonlinear Static Procedures in the Assessment of Building Frames, *Earthquake Spectra*, 29 (2013) 1459-1476.
- [13] R. Allahvirdizadeh, Y. Gholipour, Reliability evaluation of predicted structural performances using nonlinear static analysis, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15 (2017) 2129-2148.
- [14] S.D. Akkar, A. Metin, Assessment of Improved Nonlinear Static Procedures in FEMA-440, *Journal of Structural Engineering*, 133 (2007) 1237-1246.
- [15] A. Momtahan, M.-r. Banan, M.-r. Banan, Evaluation of Fema440 Equivalent Nonlinear Static Seismic

- Journal of Earthquake Engineering, 8 (2004) 643-661.
- [34] K. Shakeri, M.A. Shayanfar, T. Kabeyasawa, A story shear-based adaptive pushover procedure for estimating seismic demands of buildings, *Engineering Structures*, 32 (2010) 174-183.
- [35] K. Shakeri, K. Tarbali, M. Mohebbi, An adaptive modal pushover procedure for asymmetric-plan buildings, *Engineering Structures*, 36 (2012) 160-172.
- [36] C. Bhatt, R. Bento, The Extended Adaptive Capacity Spectrum Method for the Seismic Assessment of Plan-Asymmetric Buildings, *Earthquake Spectra*, 30 (2014) 683-703.
- [37] C. Casarotti, R. Pinho, An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5 (2007) 377-390.
- [38] B. Gupta, S.K. Kunnath, Adaptive Spectra-Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures, *Earthquake Spectra*, 16 (2000) 367-392.
- [39] R. Abbasnia, A.T. Davoudi, M.M. Maddah, An adaptive pushover procedure based on effective modal mass combination rule, *Engineering Structures*, 52 (2013) 654-666.
- [40] R. Abbasnia, A. Tajik Davoudi, M.M. Maddah, An Improved Displacement-Based Adaptive Pushover Procedure for the Analysis of Frame Buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 18 (2014) 987-1008.
- [41] R. Abbasnia, A. Tajik Davoudi, M.M. Maddah, An improved displacement-based adaptive pushover procedure based on factor modal combination rule, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13 (2014) 223-241.
- [42] J.-Z. Zhang, J. Jiang, G.-Q. Li, An improved consecutive modal pushover procedure for estimating seismic demands of multi-storey framed buildings, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26 (2017) 1-16.
- [43] Seismosoft, SeismoStruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures: ver. 2016, Pavia, 2016.
- [44] OpenSEES Team, Open System for earthquake Structures, 31 (2009) 591-599.
- [25] M. Poursha, F. Khoshnoudian, A.S. Moghadam, A consecutive modal pushover procedure for nonlinear static analysis of one-way unsymmetric-plan tall building structures, *Engineering Structures*, 33 (2011) 2417-2434.
- [26] J.C. Reyes, A.K. Chopra, Three dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion, including its evaluation for tall buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40 (2011) 789-806.
- [27] M. Poursha, F. Khoshnoudian, A.S. Moghadam, The extended consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of two-way unsymmetric-plan tall buildings under influence of two horizontal components of ground motions, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 63 (2014) 162-173.
- [28] M. Poursha, E.T. Samarin, The modified and extended upper-bound (UB) pushover method for the multi-mode pushover analysis of unsymmetric-plan tall buildings, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 71 (2015) 114-127.
- [29] M.A. Amini, M. Poursha, A non-adaptive displacement-based pushover procedure for the nonlinear static analysis of tall building frames, *Engineering Structures*, 126 (2016) 586-597.
- [30] M.R. Mirjalili, F.R. Rofooei, The modified dynamic-based pushover analysis of steel moment resisting frames, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26 (2017) e1378.
- [31] M.H. Vafaei, H. Saffari, A modal shear-based pushover procedure for estimating the seismic demands of tall building structures, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92 (2017) 95-108.
- [32] S. Antoniou, R. Pinho, Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures, *Journal of Earthquake Engineering*, 8 (2004) 497-522.
- [33] S. Antoniou, R. Pinho, Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure,

- [47] Permanent Committee for Revising Standard No. 2800, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, 4 ed., Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, 2015.
- [48] M. Karimi, Evaluation of Equivalent Nonlinear Static Analysis for Irregular Steel Moment Resisting Frames using Capacity Spectrum Method with Displacement-Based Adaptive Pushover Analysis, M.Sc. Thesis, Shiraz University, Shiraz, Iran, 2010.
- engineering simulation: ver. 2.5.0, Pacific Earthquake Engineering Research center, University of California, Berkeley, 2017.
- [45] C.A. Guerra, F.M. Mazzolani, V. Piluso, On the seismic behaviour of irregular steel frames, 9th European Conference on Earthquake Engineering, Moscow, 1990.
- [46] F.M. Mazzolani, V. Piluso, Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames, First ed., E & FN Spon, London, 1996.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*M. Karimi, M.R. Banan, A. Sharifi, Accuracy Investigation of CSM-DAP Method in Comparison with FEMA356 Method for Estimating Seismic Demands of Steel Moment Resisting Frames with Geometric Irregularity in Elevation, Amirkabir J. Civil Eng., 52(1) (2020) 3-20.*

DOI: [10.22060/ceej.2018.14491.5671](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.14491.5671)

