



Investigation on Deflection Amplification Factor for Special Moment Resisting Frames with Soft Story

M. A. Mirza Alian, M. Yakhchalian *

Department of Civil Engineering, Qazvin Branch, Islamic Azad University, Qazvin, Iran

ABSTRACT: One of the most common irregularities in structures is the irregularity in height and lateral stiffness. Due to the commonness of the use of irregular structures and also the different seismic responses of this type of structures, in comparison with regular structures, investigating the seismic response of irregular structures has always been the subject of several research studies. The structures designed for the reduced base shear, under the design earthquake, have inelastic response. To calculate the real (inelastic) displacements of structures under the design earthquake, the displacements obtained from the reduced base shear, are amplified by the deflection amplification factor (C_d). Seismic codes have dedicated a C_d for each structural system. But different studies have shown that the dedicated C_d by the codes cannot accurately estimate the real displacements. The main purpose of this research is to propose the C_d values for more accurately estimating the maximum inter-story drift ratio (MIDR) and maximum roof drift ratio (MRDR) in steel special moment resisting frames (SMRFs) with the soft story. The number of stories and the location of the soft story are the variables considered in this research. The results show that the use of $C_d = 5.5$, recommended by the 2800 standard and ASCE 7-16 for steel SMRFs, underestimates the real MIDR and also MRDR, under the design earthquake. It is shown that by increasing the number of stories, the mean C_d obtained from the analyses increases. The reason for this issue is the P- Δ effects that increase by increasing the number of stories. In addition, it is shown that a specified trend cannot be found between the location of the soft story and the mean C_d values in the stories of the structures. Thus, for more accurately estimating MIDR in the considered structures, under the design earthquake, $C_d = 8.5$ is proposed. Furthermore, for more accurately estimating MRDR, $C_{d,roof} = 8.0$ is proposed.

Review History:

Received: Mar. 11, 2022
Revised: May, 10, 2022
Accepted: Aug. 14, 2022
Available Online: Aug. 23, 2022

Keywords:

Displacement amplification factor
Steel special moment resisting frame
Soft story
Inter-story drift ratio
Roof drift ratio

1- Introduction

Typically, for seismic design of common building structures, the forced-based method, recommended in seismic codes, is applied. According to this method, the seismic forces, calculated from design earthquake, are reduced by a response modification coefficient (R) at the design step and the required stiffness and strength of structural elements are obtained based on these forces. Then, to satisfy the displacement control criteria and calculating inelastic displacements under the design earthquake, the elastic displacements obtained under reduced seismic forces are amplified by the deflection amplification factor (C_d) [1]. ASCE 7-16 [2] recommends $C_d = 5.5$ for steel special moment resisting frames (SMRFs).

Several researchers have evaluated C_d for different structural systems (e.g., [1, 3, 4]). Uang and Maarouf [1] investigated C_d to estimate inelastic maximum inter-story drift ratio (MIDR) and also the inelastic maximum roof drift ratio (MRDR) in different structural systems. They concluded that the ratio of C_d/R to estimate the MRDR varies between

0.7 to 0.9. But, the value of C_d/R to estimate the MIDR can be greater than 1.0. Yakhchalian et al. [3] investigated C_d for steel buckling restrained braced frames (BRBFs) to estimate inelastic MIDR and inelastic MRDR. They showed that applying $C_d = 5.0$, recommended by ASCE 7-16 [2], underestimates the MIDR in lower stories of the BRBFs. They proposed a new equation for C_d to precisely estimate the MIDR in the height of steel BRBFs. They also proposed a new equation to accurately estimate MRDR. In the present study, the variation of C_d in low- to mid-rise steel SMRFs with soft story is investigated.

2- Methodology

In this study, three steel SMRFs including 3-, 5- and 7-story structures were designed for a site with high seismicity in California. The design spectral response accelerations at short periods (SD_s) and at a period of 1.0 s (SD_1), were considered equal to 1.0g and 0.6g, respectively. 3-dimensional models of the structures were built in ETABS

*Corresponding author's email: ma.yakhchalian@iau.ac.ir



[5]. The typical story height was considered as 3.9 m. The elastic modulus and specified minimum yield stress of beams and columns were considered equal to 200 GPa and 345 MPa, respectively. Modal response spectrum analysis, according to ASCE 7-16 [2], was used to determine the seismic loads. The importance factor (I) and the response modification coefficient (R) were considered equal to 1.0 and 8.0, respectively. To generate irregular structures, i.e., structures that have a soft story, the story height of one of the bottom, middle, or top of the structures was increased to 1.5 times the typical story height. According to ASCE 7-16 [2], the design of structures with extreme weak stories were not permitted in sites with high seismicity. Therefore, in the design procedure of the structures, the member sizes were selected to prevent the generation of an extremely weak story in the structures. Totally, considering the regular and irregular structures, 12 structural models were designed and investigated. Because the plan of buildings is regular, for each structure, one of the perimeter moment resisting frames with four bays in X direction was modeled in OpenSess [6] as a 2-dimensional frame. The concentrated plasticity approach was applied to model the beams, and distributed plasticity approach was applied to model the nonlinear behavior of columns.

To conduct nonlinear dynamic analyses, a set containing 78 ground motion records used by Haselton and Deierlein [7] was applied. The ground motion records were scaled as recommended by ASCE 7-16 [2]. To compute C_d for each story of the structures considered, the inelastic MIDR values obtained from nonlinear dynamic analyses, underground motion records scaled with respect to the elastic design response spectrum, were divided by the design inter-story drift ratio of the story, obtained from linear modal response spectrum analysis, under reduced design seismic forces. It is noteworthy that Kuşyılmaz and Topkaya [8] and Yakhchalian et al. [4] applied a similar method for calculating C_d . To calculate the deflection amplification factor for estimating inelastic MRDR, $C_{d, Roof}$ similar to the method of calculating C_d , the MRDR values obtained from nonlinear dynamic analyses were divided by the design roof drift ratio.

3- Results and Discussion

Figure 1 shows the mean C_d values obtained from the analyses for the structures considered. The structures considered in this research and presented in this figure are named in the following manner. The first part of the structure name indicates the number of stories, the second part shows the regularity (reg) or irregularity (irr) of the structure. In the case of irregular structures, the third part indicates the location of the soft story. For example, 5s-irr-3rd represents the irregular 5-story structure in which the soft story is located in the 3rd story. It can be seen that the use of $C_d = 5.5$, recommended by the 2800 standard [9] and ASCE 7-16 [2] for steel SMRFs, underestimates the inelastic MIDR in all the structures and stories. In other words, to have an accurate estimation of inelastic MIDR, the C_d value should be considerably greater than that recommended by ASCE 7-16 [2]. The results show that by increasing the number of stories,

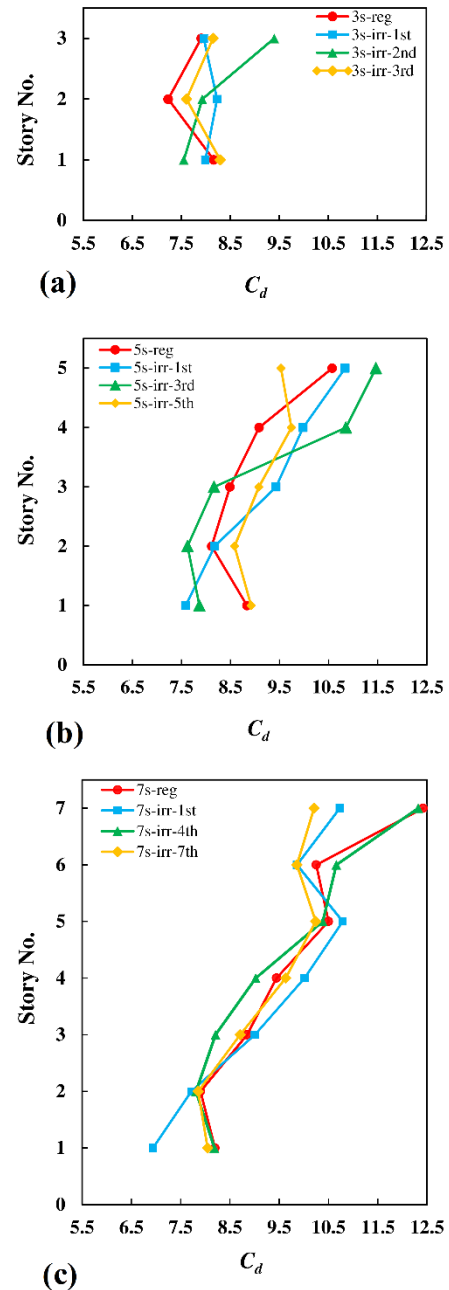


Fig. 1. Obtained mean C_d values for the (a) 3-, (b) 5- and (c) 7-story structures

the mean C_d values tend to be increased. The reason for this issue is that by increasing the structural height, the P- Δ effects increase and therefore, the seismic demands increase and the nonlinear behavior becomes more severe.

To determine a value for C_d that minimizes the error in the estimation of MIDR, an investigation on the total error, considering all the structures considered, for the estimation of MIDR, given different values of C_d , was performed. Thus, $C_d = 8.5$ was recommended to more accurately estimate MIDR in steel SMRFs with the soft story. A similar method was applied to investigate $C_{d, roof}$ and it was shown that $C_d = 5.5$ recommended by ASCE 7-16 [2] also considerably

underestimate the MRDR. It was shown that the location of the soft story does not considerably affect the $C_{d,roof}$ value and by increasing the number of stories it tends to be increased. Thus, $C_{d,roof} = 8.0$ was recommended to more accurately estimate MRDR in steel SMRFs with the soft story.

4- Conclusions

In the present study, C_d and $C_{d, Roof}$ were investigated to estimate inelastic MIDR and MRDR, respectively, in steel SMRFs with soft story under the design earthquake. The results showed that the recommended value of $C_d = 5.5$ by ASCE 7-16 for steel SMRFs, considerably underestimates inelastic MIDR and MRDR values under the design earthquake. It was shown that as the number of stories increases, the mean C_d values of the stories increase. In fact, by increasing the number of stories, the P- Δ effects increase and this increase leads to an increase in the seismic demands and the nonlinear behavior of the structures becomes more severe. To minimize the error in the estimation of inelastic MIDR in steel SMRFs with soft story, $C_d = 8.5$ was recommended. In the case of accurate estimation of inelastic MRDR in the structures considered $C_{d,roof} = 8.0$ was determined.

References

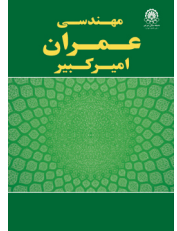
- [1] C.M. Uang, A. Maarouf, Deflection amplification factor for seismic design provisions, *Journal of Structural Engineering*, 120(8) 1994 2423-2436.
- [2] ASCE/SEI-7-16 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers: Reston, Virginia, 2016.
- [3] M. Yakhchalian, N. Asgarkhani, M. Yakhchalian, Evaluation of deflection amplification factor for steel buckling restrained braced frames, *Journal of Building Engineering*, 30 (2020) 101228. <https://doi.org/10.1016/j.job.2020.101228>
- [4] M. Yakhchalian, S. Abdollahzadeh, Investigation on deflection amplification factor for special moment resisting frames with vertical mass irregularity, *Modares Civil Engineering journal*, 20(6) (2020) 163-173. (in Persian)
- [5] ETABS, Computers and Structures Inc., User's Guide: Integrated Building Design Soft-ware. Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, USA, 2017.
- [6] Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, <http://opensees.berkeley.edu>, 2015.
- [7] C.B. Haselton, G.G. Deierlein, Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Building, Peer Report 2007/08, Pacific Engineering Research Center, University of California, California, 2008.
- [8] A. Kuşyılmaz, C. Topkaya, Displacement amplification factors for steel eccentrically braced frames, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(2) (2015) 167-184.
- [9] Standard No. 2800. Iranian code of practice for seismic resistant design of building. 4th Edition. Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran, 2014. (in Persian)

HOW TO CITE THIS ARTICLE

M. A. Mirza Alian, M. Yakhchalian, Investigation on Deflection Amplification Factor for Special Moment Resisting Frames with Soft Story, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(11) (2023) 887-890.

DOI: 10.22060/ceej.2022.21159.7652





ارزیابی ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان در قاب‌های خمشی فولادی ویژه دارای طبقه نرم

محمدامین میرزاعلیان، مسعود یخچالیان*

گروه مهندسی عمران، واحد قزوین، دانشگاه آزاد اسلامی، قزوین، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۱۲/۲۰
بازنگری: ۱۴۰۱/۰۲/۲۰
پذیرش: ۱۴۰۱/۰۵/۲۳
ارائه آنلاین: ۱۴۰۱/۰۶/۰۱

کلمات کلیدی:

ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان
قاب خمشی فولادی ویژه نامنظم در
ارتفاع
طبقه نرم
دریافت بین طبقه‌ای
دریافت بام

خلاصه: یکی از متداول‌ترین نامنظمی‌های موجود در سازه‌ها، نامنظمی در ارتفاع و از نوع سختی جانبی می‌باشد. با توجه به متفاوت بودن پاسخ لرزه‌ای این نوع سازه‌ها نسبت به سازه‌های منظم، ارزیابی و بررسی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های نامنظم همواره موضوع تحقیقات بسیاری بوده است. سازه‌هایی که بر اساس برش پایه تعیین شده توسط آیین‌نامه طراحی می‌شوند، تحت اثر زلزله طرح وارد محدوده رفتار غیرخطی می‌شوند. برای تخمین تغییر مکان واقعی سازه‌ها تحت اثر زلزله طرح، تغییر مکان به دست آمده از تحلیل الاستیک، در سطح برش پایه کاهش یافته، با استفاده از ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان (C_d) افزایش می‌یابد. تحقیقات مختلف نشان می‌دهند که مقدار C_d تعیین شده توسط آیین‌نامه‌ها، مقادیر تغییر مکان‌های جانبی سازه‌ها را در مواردی با دقت کمتری از واقعیت پیش‌بینی می‌کند. هدف اصلی این پژوهش تعیین دقیق‌تر ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان برای پیش‌بینی حداکثر دریافت بین طبقه‌ای و حداکثر دریافت بام در قاب‌های کوتاه و میان‌مرتبه خمشی فولادی ویژه دارای طبقه نرم می‌باشد. تعداد طبقات و محل قرارگیری طبقه‌ی نرم متغیرهای در نظر گرفته شده در این پژوهش می‌باشند. نتایج نشان می‌دهند که استفاده از مقدار $C_d=5.5$ که توسط استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه ۷-۱۶ ASCE برای سازه‌های فولادی دارای سیستم برابری قاب خمشی ویژه تعیین شده است، در بیشتر طبقات سازه‌های مورد نظر، حداکثر دریافت بین طبقه‌ای و دریافت بام را دست پایین تخمین می‌زند. بنابراین، برای تخمین دقیق‌تر حداکثر دریافت بین طبقه‌ای در سازه‌های مورد نظر تحت اثر زلزله طرح مقدار $C_d=8.5$ ، و برای تخمین دقیق‌تر حداکثر دریافت بام، ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان (C_{dRoof}) برابر با ۸ پیشنهاد می‌شود.

۱- مقدمه

زلزله طرح را تخمین می‌زنند. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مختلف برای هر سیستم سازه‌ای یک ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان ثابت پیشنهاد داده‌اند. برای مثال، ASCE 7-16 [۱] و استاندارد ۲۸۰۰ [۲] مقدار $C_d = 5.5$ را برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه پیشنهاد داده‌اند.

مطالعات گذشته نشان می‌دهند که رفتار لرزه‌ای سازه‌های نامنظم می‌تواند با رفتار لرزه‌ای سازه‌های منظم متفاوت باشد و دقت پیش‌بینی پاسخ‌های لرزه‌ای در سازه‌های نامنظم، با استفاده از روش‌هایی که برای پیش‌بینی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های منظم به کار می‌رود، کاهش یابد [۳-۶]. در سال‌های اخیر، پژوهش‌های فراوانی در حوزه نامنظمی سازه‌ها انجام شده است [۷-۱۹]. العلی [۷] رفتار لرزه‌ای مجموعه‌ای از سازه‌های نامنظم را مورد بررسی قرار داد. او نشان داد که تقاضای تغییر مکان در طبقه نرم افزایش می‌یابد. اما به دلیل افزایش تغییر مکان تسلیم طبقه نرم (به دلیل

به طور کلی برای طراحی سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه‌های موجود، با توجه به توانایی یک سیستم برابری جانبی برای استهلاک انرژی زلزله، برش پایه مورد نیاز در طراحی الاستیک سازه با استفاده از ضریب رفتار سازه (R) کاهش داده می‌شود [۲ و ۱]. سازه‌ای که بر اساس برش پایه تعیین شده توسط آیین‌نامه طراحی می‌شود، تحت اثر زلزله طرح وارد محدوده رفتار غیرخطی می‌شود. بنابراین، تغییر مکان‌هایی که در آنالیزهای الاستیک در سطح برش پایه تعیین شده توسط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای محاسبه می‌شوند، کمتر از تغییر مکان‌های واقعی (غیرخطی) سازه می‌باشند. آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها با استفاده از حاصل ضرب تغییر مکان‌های الاستیک به دست آمده از تحلیل خطی تحت اثر نیروی زلزله کاهش یافته، در ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان (C_d)، تغییر مکان‌های غیرخطی (واقعی) تحت اثر



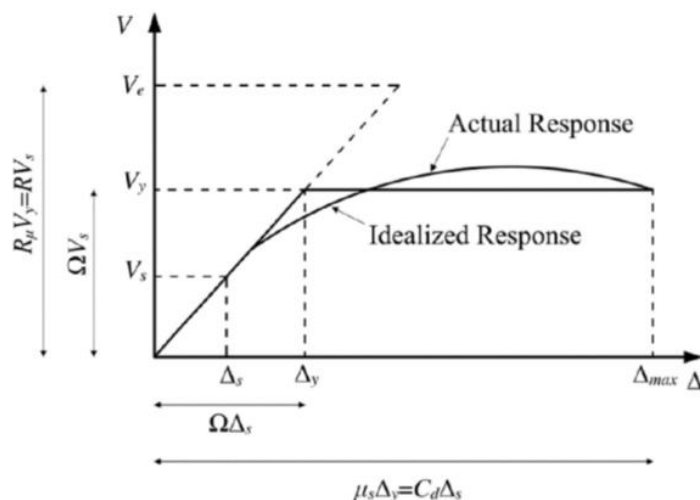
کاهش سختی طبقه) تقاضای شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. این پدیده زمانی که طبقه نرم در طبقه اول باشد افزایش می‌یابد. داس و ناو^۱ [۸] به بررسی طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتنی دارای نامنظمی در ارتفاع پرداختند. آن‌ها مجموعه‌ای از ۷۸ سازه قاب خمشی ویژه را با نسبت‌های مختلف سختی میان طبقه‌ای، مقاومت و جرم، با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی در نظر گرفتند. آن‌ها نشان دادند که در محدوده کاربردی، روش نیروی جانبی معادل برای سازه‌های در نظر گرفته شده غیرمحافظة کارانه است. طبق تحقیقات آن‌ها، نسبت دررفت خطی در طبقه اول هر دو سازه منظم و نامنظم دارای مقداری مشابه است. همچنین، آن‌ها نشان دادند که حضور نامنظمی در سازه، دررفت غیرخطی طبقات مجاور را افزایش می‌دهد. یکی دیگر از نتایج آن‌ها این بود که میزان خسارت‌های سازه‌ای مدل‌های مورد بررسی که در طبقه اول دارای میان‌قاب و بازشو هستند، بسیار زیاد است و سختی و مقاومت میان‌قاب‌ها تاثیر قابل ملاحظه‌ای در میزان این خسارت‌ها ندارد. چیتاناپاکدی و چوپرا^۲ [۹] نشان دادند که وجود طبقه نرم در یک سازه باعث افزایش تقاضای تغییر مکان در آن طبقه و طبقات مجاور می‌شود. همچنین، باعث کاهش تقاضای تغییر مکان در سایر طبقات می‌شود. آن‌ها نشان دادند که افزایش سختی یک طبقه می‌تواند باعث کاهش تقاضای تغییر مکان در آن طبقه و طبقات مجاور شود و تغییر مکان در سایر طبقات را افزایش دهد. به علاوه، آن‌ها نشان دادند که تغییر مکان طبقات بالایی به نامنظمی طبقات پایین حساس‌تر هستند. در حالی که تغییر مکان طبقات پایین سازه به طور نسبی کمتر به نامنظمی طبقات بالایی سازه حساس هستند. در بیشتر موارد نامنظمی سختی و مقاومت جانبی همزمان در سازه به وجود می‌آیند.

تحقیقات مختلفی بر روی ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان و یا سایر پارامترهای طراحی، در سازه‌ها با سیستم‌های مختلف انجام شده است [۳۴-۲۰]. اوانگ و معروف^۳ [۲۰] در سال ۱۹۹۴ به ارزیابی ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان در سازه‌های مختلف پرداختند. آن‌ها پاسخ‌های دینامیکی غیرخطی دو سازه ۲ و ۱۳ طبقه فولادی و دو سازه ۶ و ۱۰ طبقه بتنی، واقع در کالیفرنیا را تحت اثر هشت رکورد تاریخچه زمانی، بررسی کردند. آن‌ها نشان دادند که در یک محدوده کاربردی برای ضریب کاهش تقاضا متناظر با شکل‌پذیری، به عبارت دیگر، $R_{\mu} = 2-5$ مقدار C_d/R برای حداکثر تغییر مکان بام بین ۰/۷ تا ۰/۹ است. در حالی که در قاب‌های چند

- 1 Das and Nau
- 2 Chintanapakdee and Chopra
- 3 Uang and Maarouf

طبقه، آسیب‌های سازه‌ای تمایل دارند در تعداد محدودی از طبقات متمرکز شوند. در نتیجه، انتظار می‌رود نسبت C_d/R برای پیش‌بینی حداکثر دررفت بین طبقه‌ای بیشتر از یک باشد و این نسبت با افزایش ضریب R_{μ} افزایش می‌یابد. همچنین، آن‌ها به این نتیجه رسیدند که برای سیستم‌های قاب خمشی با در نظر گرفتن زوال سختی و مقاومت و طبقه اول ضعیف، نسبت C_d/R می‌تواند حتی بیشتر از ۲ باشد. بر اساس مطالعه آن‌ها مقادیر C_d/R مشخص شده توسط آیین‌نامه‌های UBC [۳۵] و NEHRP [۳۶] برای پیش‌بینی حداکثر دررفت بین طبقه‌ای، نسبت به نتایج پژوهش آن‌ها، مقداری کمتر می‌باشد و منجر به نتایج غیرمحافظة کارانه می‌شود. پژوهش آن‌ها نشان داد که برای تخمین دقیق‌تر دررفت بین طبقه‌ای، مقدار C_d می‌تواند به طور قابل ملاحظه‌ای بیشتر از R و برای پیش‌بینی دقیق‌تر حداکثر دررفت بام می‌تواند مقداری کمتر از R باشد. صمیمی‌فر و همکاران [۲۴] به ارزیابی C_d از طریق تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی) در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه پرداختند. آن‌ها میزان تغییرات این ضریب را در طول ارتفاع سازه مورد بررسی قرار دادند و به تخمین دررفت بین طبقه‌ای با استفاده از C_d پرداختند. آن‌ها نشان دادند که مقدار حداقل C_d/R می‌تواند برابر با یک باشد. به علاوه، آن‌ها نشان دادند که مقدار این نسبت در طول ارتفاع سازه اندکی افزایش می‌یابد و هنگامی که تعداد طبقات افزایش می‌یابد، این نسبت به طور ملایم‌تری روند صعودی پیدا می‌کند. در حالی که تغییر تعداد دهانه‌ها تاثیر قابل توجهی بر این نسبت ایجاد نمی‌کند. یخچالیان و همکاران [۲۷] به ارزیابی C_d در سازه‌های فولادی کوتاه تا میان مرتبه با مهاربندهای کمانش‌ناپذیر پرداختند. نتایج آن‌ها نشان داد که مقدار C_d پیشنهادی توسط ASCE 7-16 [۱] ($C_d = 5.0$) برای سازه‌های فولادی با مهاربندهای کمانش‌ناپذیر، میزان حداکثر دررفت بین طبقه‌ای غیرخطی را در طبقات پایین سازه‌های مورد نظر، تحت اثر زلزله طرح، مقدار کمتری تخمین می‌زند. همچنین، نتیجه دیگر آن‌ها این بود که مقدار C_d در طبقات بالای سازه که کمتر وارد محدوده رفتار غیرخطی می‌شود، کمتر از مقدار تعیین شده توسط آیین‌نامه می‌باشد و مقدار $C_d = 5.0$ در تخمین میزان حداکثر دررفت بین طبقه‌ای غیرخطی در طبقات بالاتر سازه‌های مورد بررسی، منجر به تخمین دست بالا می‌شود. آن‌ها با استفاده از الگوریتم پرواز پرندگان [۳۷] معادلاتی برای تخمین C_d پیشنهاد دادند.

همانطور که اشاره شد، در سال‌های اخیر محققان در زمینه ارزیابی C_d و یا ارزیابی تقاضای تغییر مکان برای سیستم‌های مختلف سازه‌ای تحقیقات مختلفی انجام داده‌اند [۳۴-۲۰]. اما، کمتر پژوهشی را می‌توان یافت که به



شکل ۱. رفتار کلی (غیرخطی) سازه.

Fig. 1. General nonlinear response of a structure

شکل ۱ مفهوم کلی رفتار غیرخطی یک سازه (منحنی برش پایه V ، دررفت بین طبقه‌ای یا دررفت بام، Δ) را به صورت شماتیک نشان می‌دهد. رفتار غیرخطی می‌تواند با یک منحنی دو خطی الاستیک پلاستیک (ایده‌آل) جایگزین شود. در این شکل، V_e برش پایه مورد نیاز برای طراحی سازه می‌باشد تا سازه تحت اثر زلزله طرح به صورت الاستیک رفتار کند. V_y برش پایه تسلیم در منحنی ایده‌آل برش پایه-تغییر مکان می‌باشد. V_s برش پایه طراحی (کاهش یافته) و Δ_s تغییر مکان (دررفت) طراحی می‌باشند. Δ_y تغییر مکان (دررفت) در برش پایه تسلیم (V_y) و Δ_{max} حداکثر دررفت غیرخطی می‌باشند. بر اساس شکل ۱، پارامترهای پاسخ سازه که توسط اوانگ و معروف [۲۰] تعریف شده‌اند به صورت رابطه ۲ محاسبه می‌شوند:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} = \frac{\Delta_e}{\Delta_y}; \quad \Omega = \frac{V_y}{V_s}; \quad R = \frac{V_e}{V_s} = R_\mu \Omega; \quad (2)$$

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}; \quad C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \mu_s \Omega$$

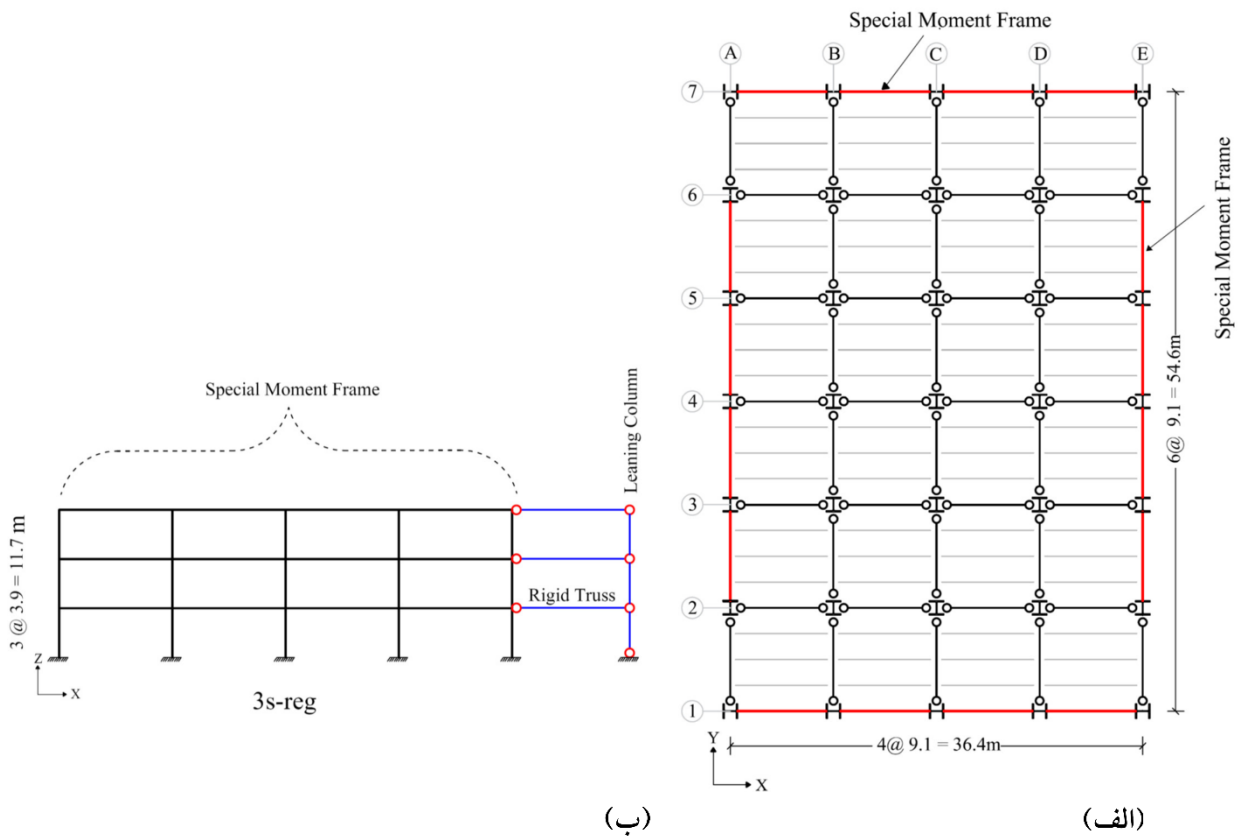
در روابط بالا، Δ_e دررفت متناظر با V_e ، Ω ضریب اضافه مقاومت سازه،

ارزیابی و محاسبه C_d در سازه‌های دارای نامنظمی از نوع سختی جانبی پرداخته باشد. در این پژوهش، تغییرات مقدار C_d در سازه‌های قاب خمشی فولادی ویژه نامنظم که دارای طبقه نرم هستند، برای محاسبه حداکثر دررفت بین طبقه‌ای واقعی (غیرخطی) و حداکثر دررفت بام واقعی با توجه به محل قرارگیری طبقه نرم، بررسی می‌شود. مقادیر C_d به دست آمده با مقادیر تعیین شده توسط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مقایسه می‌شوند و تغییرات آن در ارتفاع سازه‌های مورد نظر ارزیابی می‌شود. تعداد طبقات و محل قرارگیری طبقه نرم متغیرهای در نظر گرفته شده در این پژوهش می‌باشند.

۲- تعریف C_d

آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها استفاده از نیروهای لرزه‌ای کاهش‌یافته را برای طراحی پیشنهاد می‌دهند تا از ظرفیت رفتار غیرخطی سازه‌ها برای استهلاک انرژی ورودی زلزله استفاده کنند. ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان (C_d)، ضریبی است که تغییر مکان‌های طراحی الاستیک (D_{design})، در سطح برش پایه آیین‌نامه، را به تغییر مکان‌های واقعی غیرخطی ($D_{inelastic}$) در زلزله طرح تبدیل می‌کند که می‌توان این مفهوم را به وسیله رابطه ۱ نشان داد.

$$D_{design} \times C_d = D_{inelastic} \quad (1)$$



شکل ۲. (الف) پلان سازه‌های مورد بررسی، (ب) هندسه سازه ۳ طبقه منظم که به صورت دو بعدی در نرم‌افزار OpenSees [۴۳] مدل شده است.

Fig. 2. Plan view of the structures studied (right), geometry of the regular 3-story structure that simulated as a 2-dimensional model in OpenSees (left)

۳- سازه‌های مورد مطالعه و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی

سازه‌های مورد مطالعه در این پژوهش قاب‌های خمشی فولادی ویژه سه، پنج و هفت طبقه می‌باشند. پلان در نظر گرفته شده برای سازه‌ها در شکل ۲-الف نشان داده شده است. لازم به ذکر است که پلان و ارتفاع طبقات منظم در سازه‌های در نظر گرفته شده مشابه سازه‌های مورد بررسی در مرجع [۳۸] می‌باشند. سازه‌های پژوهش حاضر از نوع منظم و نامنظم در ارتفاع با نامنظمی سختی جانبی (طبقه نرم) هستند. در سازه‌های نامنظم، یکی از طبقات اول، میانی و یا بام نسبت به سایر طبقات سختی جانبی کمتری دارد (طبقه نرم). ارتفاع طبقات منظم و نامنظم به ترتیب ۳/۹ و ۵/۴ متر و طول دهانه‌ها ۹/۱ متر در نظر گرفته شدند. برای سازه‌ها ساختگاهی با خطر نسبی خیلی زیاد ($S_{DS} = 1.0$ و $S_{D1} = 0.6$) و خاک نوع D ، بر اساس آیین‌نامه ASCE 7-16 [۱]، فرض شد. بارهای ثقیلی مشابه بارهای ثقیلی در نظر گرفته شده در مرجع [۳۹] می‌باشند. بار مرده ۴/۳ کیلونیوتن بر متر مربع برای

R_{μ} ضریب کاهش تقاضا متناظر با شکل‌پذیری، R ضریب رفتار و μ_s تقاضای شکل‌پذیری می‌باشند. از رابطه فوق می‌توان نتیجه گرفت که از تقسیم حداکثر دررفت غیرخطی بر دررفت به دست آمده از مرحله طراحی الاستیک، تحت اثر نیروی زلزله طرح (نیروی زلزله کاهش یافته)، ضریب C_d محاسبه می‌شود.

به طور کلی، برای محاسبه دررفت بین طبقه‌ای و دررفت بام مورد استفاده قرار می‌گیرد. فرض اساسی استفاده از یک مقدار C_d به منظور تخمین دررفت بین طبقه‌ای در طبقات و تخمین دررفت بام در سازه، توزیع یکسان تغییر شکل‌های غیرخطی در طبقات می‌باشد [۲۵]. تحقیقات گذشته نشان داده‌اند که مقدار مناسب C_d برای پیش‌بینی حداکثر دررفت بین طبقه‌ای در طبقات پایین سازه‌ها می‌تواند به مقدار قابل توجهی از مقدار متناظر برای پیش‌بینی دررفت بام بیشتر باشد. دلیل این موضوع شکل‌گیری طبقه ضعیف و تمرکز دررفت غیرخطی در طبقات پایین سازه می‌باشد [۲۶ و ۲۷].

جدول ۱. نام سازه‌های ۳ طبقه، زمان تناوب مود اول و مقاطع تیرها و ستون‌ها

Table 1. Name, fundamental period and member sections of the 3-story structures

Name of Structure	T_1 (s)	Beams and Columns Sections		
		Beams (first row), Columns (second row), from first story upwards		
3s-reg	1.456	W21x73	W21x73	W16x45
		W14x176	W14x176	W14x176
3s-irr-1st	1.801	W21x73	W21x68	W21x44
		W14x211	W14x159	W14x159
3s-irr-2nd	1.673	W21x93	W21x93	W16x31
		W14x211	W14x211	W14x193
3s-irr-3rd	1.587	W21x73	W21x73	W21x73
		W14x176	W14x176	W14x176

از آیین‌نامه AISC-360-16 [۴۱] و AISC-341-16 [۴۲]، با رعایت ضوابط لرزه‌ای انجام شد. مدول الاستیسیته (E) مصالح مورد استفاده در این پژوهش 2×10^5 مگاپاسکال و مقدار تنش تسلیم مصالح تیرها و ستون‌ها برابر با 345 مگاپاسکال در نظر گرفته شد. در طراحی سازه‌ها، اثرات غیرخطی هندسی نیز لحاظ شد. لازم به ذکر است که چون آیین‌نامه ASCE7-16 اجازه استفاده از سازه‌هایی که دارای طبقه خیلی ضعیف هستند را در مناطق با لرزه‌خیزی بالا نمی‌دهد، در مرحله طراحی عدم وجود طبقه خیلی ضعیف کنترل شده است.

از الگوی دو بخشی برای نام‌گذاری سازه‌های منظم و از الگوی سه بخشی برای نام‌گذاری سازه‌های نامنظم استفاده شد. به عنوان مثال، در بخش اول نام سازه‌ها 3s و 5s به ترتیب بیانگر سازه‌های ۳ و ۵ طبقه هستند. بخش دوم نام‌گذاری سازه‌ها مشخص کننده منظم (reg) و یا نامنظم (irr) بودن سازه است. برای نام‌گذاری سازه‌های نامنظم، در بخش سوم نام سازه‌ها، محل قرارگیری طبقه نامنظم بیان می‌شود. به عنوان مثال، 3s-reg معرف سازه ۳ طبقه منظم و 3s-irr-1st بیانگر سازه ۳ طبقه نامنظم می‌باشد که ارتفاع طبقه اول آن $1/5$ برابر ارتفاع طبقه مجاور است و به عبارت دیگر، طبقه نرم در طبقه اول قرار گرفته است. جداول ۱ تا ۳ نام سازه‌ها، زمان تناوب تحلیلی مود اول (T_1) و مقاطع تیرها و ستون‌ها را برای سازه‌های در نظر گرفته شده نشان می‌دهند.

همه طبقات و بارهای زنده 0.9 و $2/3$ کیلونیوتن بر متر مربع به ترتیب برای بام و سایر طبقات در نظر گرفته شدند. برای ایجاد سازه‌هایی که دارای طبقه نرم هستند، ارتفاع طبقه نرم $1/5$ برابر سایر طبقات در نظر گرفته شد. لازم به ذکر است که بر اساس ASCE 7-16 [۱] و همچنین استاندارد ۲۸۰۰ [۲]، در مواردی که سختی جانبی یک طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد، آن طبقه نرم محسوب می‌شود. در مواردی که این مقادیر به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش یابد، طبقه مورد نظر خیلی نرم محسوب می‌شود. در این پژوهش، سازه‌های نامنظم به گونه‌ای طراحی شده‌اند که طبقه‌ای که ارتفاع آن $1/5$ برابر سایر طبقات در نظر گرفته می‌شود، طبقه نرم محسوب شود. البته زمانی که این طبقه در بام قرار می‌گیرد (ارتفاع طبقه آخر $1/5$ برابر می‌شود)، ضوابط فوق‌الذکر لحاظ نمی‌شوند. علاوه بر تعداد طبقات، محل قرارگیری طبقه نرم (طبقه اول، میانی یا بام) به عنوان متغیر تحقیق در نظر گرفته شد. با توجه به سه محل قرارگیری برای طبقه نرم در ارتفاع سازه (به عبارت دیگر طبقه اول، میانی و بام)، در مجموع ۱۲ سازه شامل ۳ سازه منظم و ۹ سازه نامنظم در نظر گرفته شدند. مدل‌های سه بعدی مجموعه سازه‌های منظم و نامنظم در نظر گرفته شده با استفاده از تحلیل طیفی بر اساس آیین‌نامه ASCE7-16 [۱] و با استفاده از نرم‌افزار ETABS [۴۰] طراحی شدند. طراحی المان‌های سازه‌ای (تیرها و ستون‌ها) با استفاده

جدول ۲. نام سازه‌های ۵ طبقه، زمان تناوب مود اول و مقاطع تیرها و ستون‌ها

Table 2. Name, fundamental period and member sections of the 5-story structures

Name of Structure	T_1 (s)	Beams and Columns Sections				
		Beams (first row), Columns (second row), from first story upwards				
5s-reg	2.207	W21x93	W21x93	W21x83	W21x57	W21x50
		W14x233	W14x233	W14x233	W14x176	W14x176
5s-irr-1st	2.428	W21x111	W21x83	W21x73	W21x62	W21x44
		W14x342	W14x233	W14x233	W14x145	W14x145
5s-irr-3rd	2.226	W21x111	W21x111	W21x111	W21x50	W21x50
		W14x342	W14x342	W14x342	W14x159	W14x159
5s-irr-5th	2.326	W21x93	W21x83	W21x83	W21x73	W21x68
		W14x233	W14x233	W14x211	W14x211	W14x145

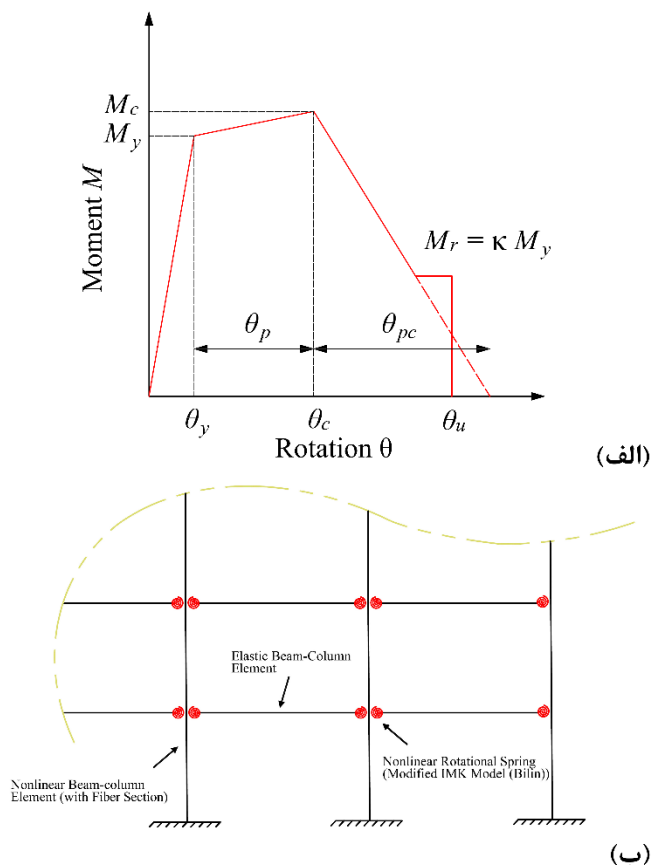
جدول ۳. نام سازه‌های ۷ طبقه، زمان تناوب مود اول و مقاطع تیرها و ستون‌ها

Table 3. Name, fundamental period and member sections of the 7-story structures

Name of Structure	T_1 (s)	Beams and Columns Sections						
		Beams (first row), Columns (second row), from first story upwards						
7s-reg	2.948	W21x111	W21x111	W21x93	W21x93	W21x83	W21x44	W21x44
		W14x283	W14x283	W14x283	W14x283	W14x176	W14x176	W14x176
7s-irr-1st	3.04	W21x111	W21x111	W21x93	W21x93	W21x93	W16x77	W16x40
		W14x550	W14x283	W14x283	W14x283	W14x145	W14x145	W14x145
7s-irr-4th	3.003	W21x122	W21x122	W21x122	W21x111	W18x97	W18x60	W16x45
		W14x342	W14x342	W14x342	W14x342	W14x176	W14x176	W14x176
7s-irr-7th	2.991	W21x111	W21x111	W21x93	W21x93	W21x93	W21x62	W21x62
		W14x283	W14x283	W14x283	W14x283	W14x145	W14x145	W14x145

مطابق مراجع [۴۴ و ۲۷] استفاده شده است. رفتار غیرخطی تیرها با استفاده از روش مفصل متمرکز (مشابه مراجع [۴۴ و ۴۵]) مدل‌سازی شد. بنابراین، از یک المان الاستیک تیر-ستون و دو فنر دورانی با طول صفر (zero-length element) در ابتدا و انتهای المان الاستیک برای مدل‌سازی تیرها استفاده شد. مدل‌سازی رفتار هیسترتیک مفاصل پلاستیک در انتهای تیرها با استفاده از مصالح Bilin [۴۶] انجام شد. این مصالح بر اساس یک منحنی پوش لنگر-دوران چند خطی که در شکل ۳-الف نشان داده شده است و با استفاده از زوال چرخه‌ای مربوط به سختی و مقاومت رفتار می‌کند.

برای ارزیابی C_d ، لازم است که سازه‌ها به گونه‌ای مدل‌سازی شوند که پاسخ غیرخطی سازه‌ها با دقت مناسبی محاسبه شود. برای همین منظور، سازه‌های طراحی شده در نرم‌افزار OpenSees [۴۳] مدل‌سازی شدند. با توجه به منظم بودن سازه‌ها در پلان، یکی از قاب‌های خمشی در راستای X به صورت دو بعدی مدل‌سازی شد. شکل ۲-ب نمای قاب خمشی در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی دو بعدی در سازه سه طبقه منظم را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که برای در نظر گرفتن اثر غیرخطی هندسی ستون‌های تقلی که در مدل‌سازی دو بعدی مدل نمی‌شوند، از روش ستون تکیه‌گاهی



شکل ۳. (الف) منحنی پوش لنگر-دوران چند خطی مورد استفاده در مفاصل پلاستیک تیرها (ب) نحوه مدل سازی رفتار غیرخطی به صورت شماتیک در نرم افزار OpenSees

Fig. 3. Moment-rotation curve used to model the nonlinear behavior of plastic hinges in beams (top of figure), schematic presentation of the modeling method in OpenSees (bottom of figure)

ees را به صورت شماتیک نشان می دهد.

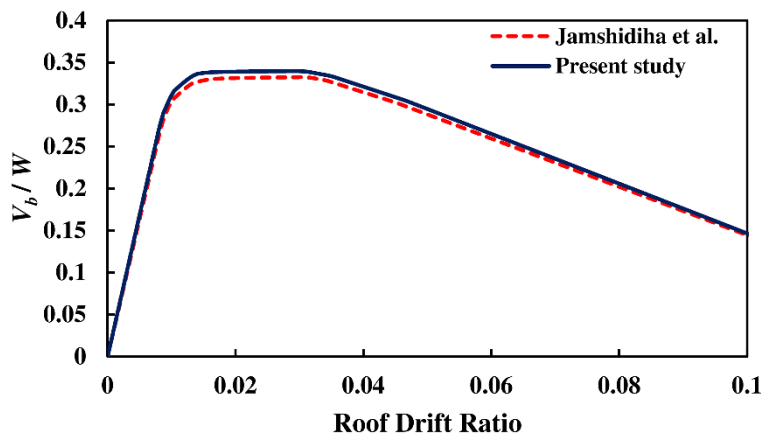
به منظور صحت سنجی روش مورد استفاده برای مدل سازی رفتار غیرخطی سازه ها، یک قاب خمشی فولادی سه طبقه که برای پروژه SAC [۴۸ و ۳۸] طراحی شده است، در نظر گرفته شد. مشخصات این سازه در مراجع [۴۹ و ۴۸ و ۳۸] آورده شده است. سازه مورد نظر با روش به کار گرفته شده در این پژوهش و با استفاده از نرم افزار OpenSees [۴۳] مدل سازی شد. شکل ۴ مقایسه نتیجه تحلیل استاتیکی غیرخطی این سازه تحت اثر بار جانبی متناسب با مود اول با نتیجه به دست آمده توسط جمشیدی ها و همکاران [۴۹] را نشان می دهد. در این شکل، محور قائم نشان دهنده برش پایه (V_b) نرمال شده به وزن لرزه ای سازه (W) می باشد که در برابر دریافت بار رسم شده است. همان طور که مشاهده می شود، نتیجه به دست آمده همخوانی قابل قبولی با نتیجه به دست آمده توسط جمشیدی ها و همکاران [۴۹] دارد.

در شکل ۳-الف، θ_y دوران تسلیم، θ_p دوران پلاستیک قبل از افت مقاومت، θ_{pc} دوران پلاستیک بعد از افت مقاومت، M_c حداکثر مقاومت خمشی، K نسبت مقاومت خمشی باقی مانده (M_r) به مقاومت خمشی تسلیم (M_y) می باشند. به عنوان مثال، جدول ۴ پارامترهای مورد استفاده برای مدل سازی رفتار غیرخطی چند مقطع به کار گرفته شده در تیرهای سازه های مورد نظر (نشان داده شده در جداول ۱ تا ۳) را نشان می دهد. در این جدول، Λ پارامتر زوال چرخه ای می باشد. پارامترهای مورد نیاز برای استفاده از مصالح Bilin با توجه به مقاطع تیرها از نتایج تحقیق لیگنوس و کراوینر [۴۶] اخذ شد. برای مدل سازی رفتار غیرخطی ستون ها از پلاستیسیته گسترده استفاده شد. بنابراین، ستون ها با المان تیر-ستون غیرخطی و با استفاده از مقاطع فایبر با در نظر گرفتن ۵ نقطه گوسی مدل سازی شدند. از مصالح Steel02 [۴۷] برای فایبرها استفاده شد. همچنین، در مدل سازی ستون ها اثرات غیرخطی هندسی نیز لحاظ شد. شکل ۳-ب نحوه مدل سازی سازه ها در نرم افزار OpenS-

جدول ۴. پارامترهای مدل‌سازی رفتار غیرخطی مفاصل متمرکز تیرها [۴۶]

Table 4. Parameters used to model the nonlinear behavior of the plastic hinges in beams

Section	θ_p (rad)	θ_{pc} (rad)	θ_u (rad)	M_c/M_y	κ	Λ
W18x65	۰/۰۴۲۵	۰/۱۹۵۵	۰/۰۶	۱/۱۱	۰/۴	۱/۳۵۴۰
W21x68	۰/۰۲۲۶	۰/۱۲۷۶	۰/۰۶	۱/۱۱	۰/۴	۰/۹۶۹۳
W21x93	۰/۰۲۸۸	۰/۱۸۴۳	۰/۰۶	۱/۱۱	۰/۴	۱/۵۹۲۶



شکل ۴. منحنی برش پایه-دریفت بام سازه سه طبقه پروژه SAC.

Fig. 4. Base shear-roof drift curve for the 3-story structure of SAC project

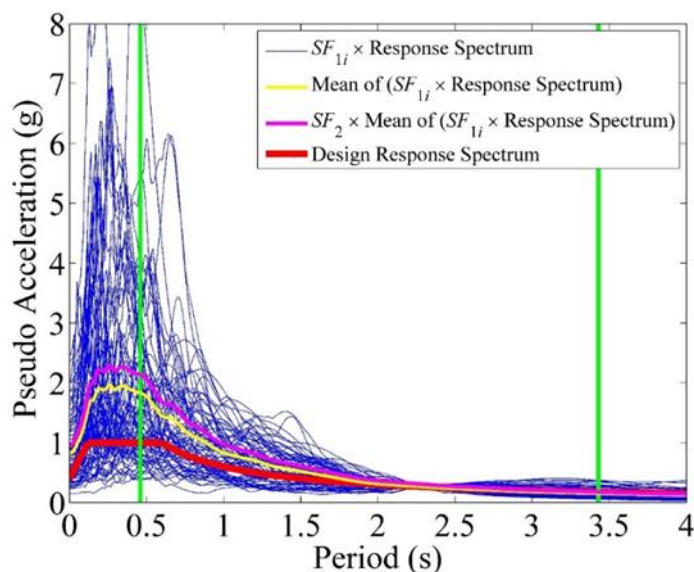
در بازه ۰/۲ تا ۱/۵ برابر زمان تناوب اصلی سازه (T_1) بالای طیف طرح قرار گیرد. شکل ۵ نحوه مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها را برای سازه 5s-irr-1st نشان می‌دهد.

۴- ارزیابی C_d برای پیش‌بینی حداکثر دریفت بین طبقه‌ای

همانطور که پیش‌تر اشاره شد، برای محاسبه ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان در هر طبقه، مقادیر دریفت بین طبقه‌ای به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده، به مقدار دریفت به دست آمده از تحلیل استاتیکی خطی تحت اثر نیروی زلزله کاهش یافته تقسیم می‌شوند. برای هر طبقه، میانگین مقادیر C_d به دست آمده ملاک ارزیابی‌ها قرار می‌گیرد. شکل ۶ مقادیر C_d به دست آمده از تحلیل‌ها در طبقات مختلف سازه‌های پنج طبقه منظم (5s-reg) و پنج طبقه نامنظم با قرارگیری طبقه نرم در طبقه اول (5s-irr-1st) به همراه میانگین این مقادیر در هر طبقه را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، مقادیر

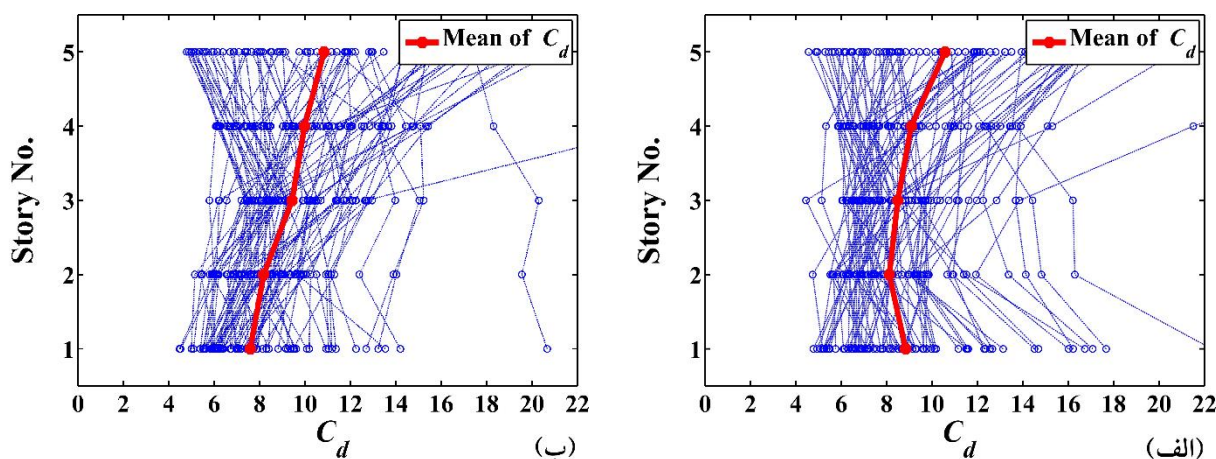
تحلیل‌های دینامیکی انجام شده در این پژوهش با استفاده از ۷۸ شتاب‌نگاشت حوزه دور (فاقد اثرات حوزه نزدیک گسل)، استفاده شده توسط هسلتون و دیرلین^۱ [۵۰]، برای به دست آوردن ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان به منظور پیش‌بینی حداکثر دریفت بین طبقه‌ای و دریفت بام انجام شده است. این شتاب‌نگاشت‌ها از پایگاه اطلاعاتی PEER NGA [۵۱] دریافت شده‌اند. برای هر یک از سازه‌ها، شتاب‌نگاشت‌ها بر اساس آیین‌نامه ASCE 7-16 [۱] و با روش چارنی^۲ [۵۲] نسبت به طیف طرح مقیاس شدند. برای مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها ابتدا هر شتاب‌نگاشت در ضریب مقیاس (SF_{1i}) ضرب می‌شود تا طیف پاسخ شتاب‌نگاشت در زمان تناوب سازه بر روی طیف طرح قرار گیرد (مولفه طیفی یکسان داشته باشد). سپس، میانگین طیف‌های شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده در مرحله قبل محاسبه می‌شود و در ضریب (SF_2) ضرب می‌شود تا میانگین طیف شتاب‌نگاشت‌ها

1 Haselton and Deierlein
2 Charney



شکل ۵. مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها نسبت به طیف طرح ASCE 7-16 برای تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه 5s-irr-1st.

Fig. 5. Scaling the ground motion records with respect to ASCE 7 design response spectrum to perform nonlinear dynamic analyses of 5s-irr-1st structure

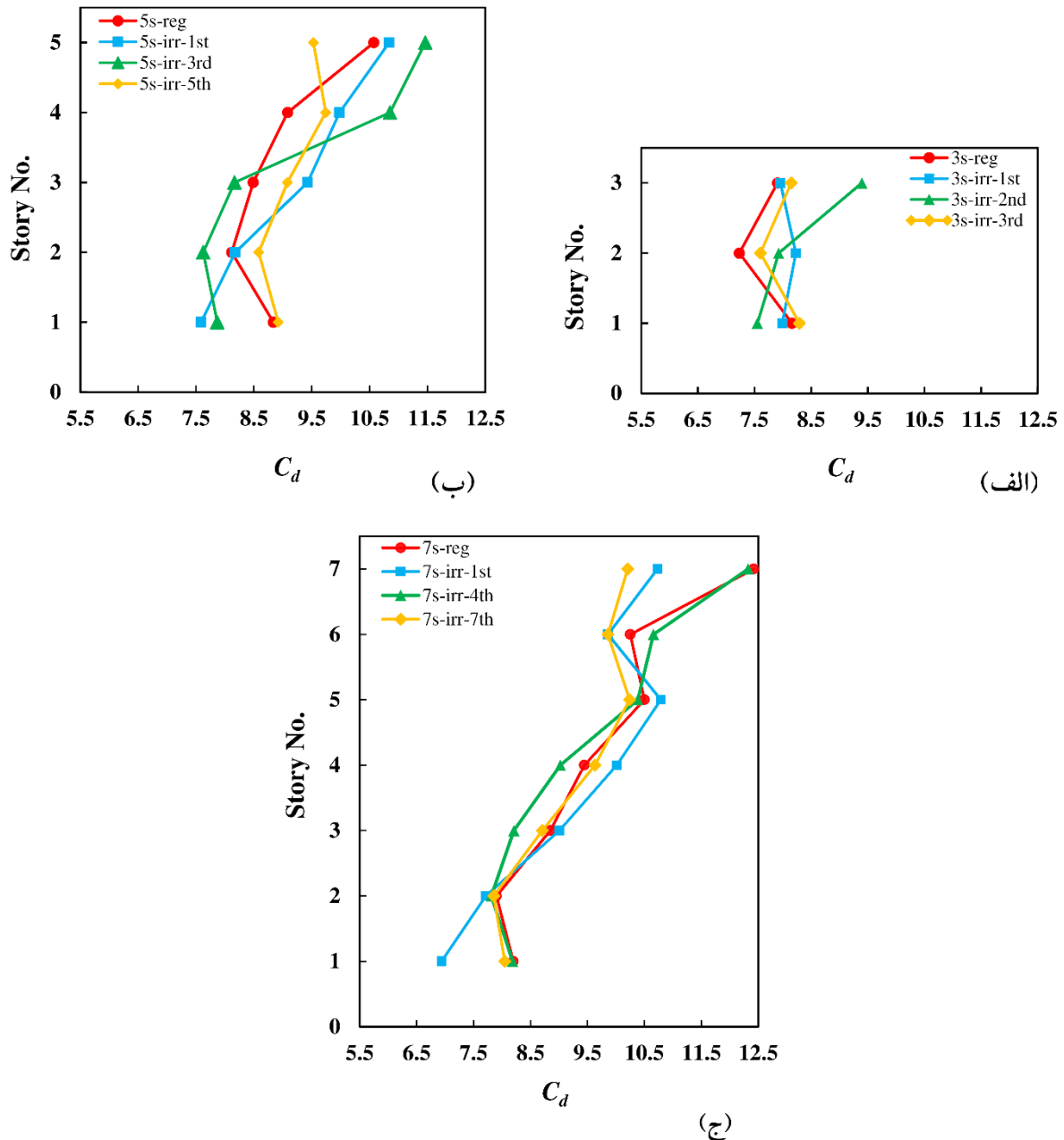


شکل ۶. مقادیر C_d به دست آمده برای سازه‌های (الف) 5s-reg و (ب) 5s-irr-1st

Fig. 6. Obtained C_d values for structures 5s-reg (right), and 5s-irr-1st (left)

سازه 5s-irr-1st انتظار می‌رود وقتی طبقه نرم در طبقه اول سازه قرار می‌گیرد، مقدار C_d در طبقه نرم نسبت به مقدار متناظر در سازه پنج طبقه منظم افزایش یابد، اما این اتفاق رخ نداد. دلیل این موضوع را می‌توان کنترل مقاومت طبقه در مرحله طراحی برای جلوگیری از به وجود آمدن طبقه خیلی ضعیف دانست. همچنین، لازم به ذکر است که دریافت طبقه اول به دست آمده از تحلیل خطی (طیفی) در سازه‌ای که طبقه اول آن طبقه نرم است

میانگین C_d در طبقات مختلف متفاوت و تقریباً از ۸ تا ۱۱ متغیر می‌باشند. این مقادیر از مقدار پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه ASCE-7-16 [۱] برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه ($C_d = 5.5$) بیشتر می‌باشد. به عبارت دیگر، مقدار $C_d = 5.5$ که توسط آیین‌نامه پیشنهاد شده است مقادیر دریافت بین طبقه‌ای واقعی را در سطح زلزله طرح دست پایین تخمین می‌زند. در سازه 5s-reg بیشترین مقدار میانگین C_d در طبقه آخر رخ داده است. در



شکل ۷. مقادیر C_d به دست آمده برای سازه‌های (الف) سه طبقه، (ب) پنج طبقه و (ج) هفت طبقه

Fig. 7. Obtained mean C_d values for the 3-, 5- and 7-story structures

$(C_d = 5.5)$ می‌باشند. همچنین، از مقایسه مقادیر میانگین مشخص می‌شود که با افزایش ارتفاع سازه ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان (C_d) در طبقات بالاتر افزایش می‌یابد. در رابطه با محل قرارگیری طبقه نرم در سازه‌ها، مشاهده می‌شود در سازه‌های سه و پنج طبقه با قرارگیری طبقه نرم در طبقات اول و میانی مقادیر میانگین C_d در طبقه یا طبقات بالایی طبقه نامنظم در مقایسه با سازه منظم افزایش می‌یابد. علت این موضوع تمرکز

نسبت به دریافت طبقه اول در سایر سازه‌های در نظر گرفته شده بیشتر می‌باشد. در نتیجه، مقدار C_d به دست آمده برای طبقه اول در سازه‌ای که دارای طبقه اول نرم می‌باشد افزایش کمتری می‌یابد.

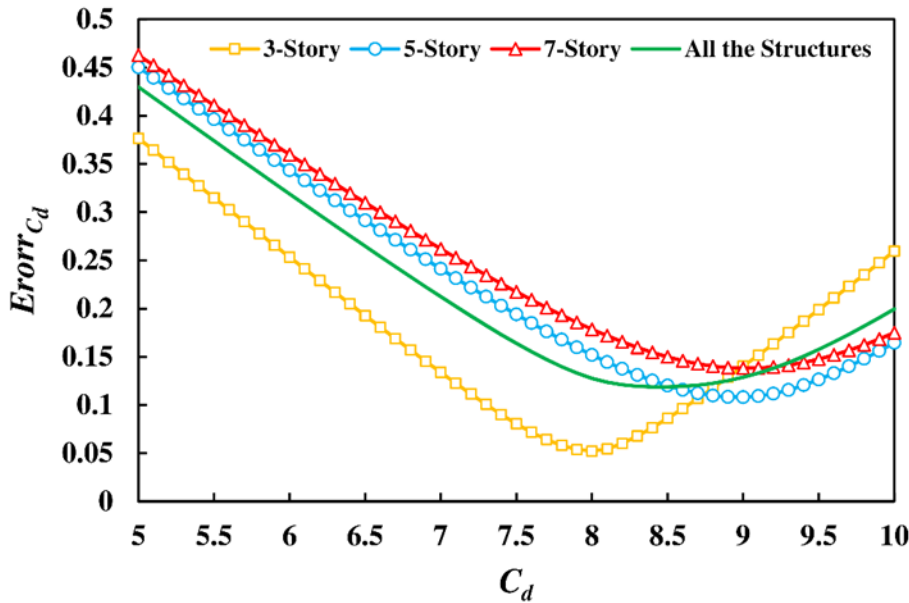
شکل ۷ مقایسه مقادیر میانگین C_d به دست آمده برای سازه‌های مختلف را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، مقادیر به دست آمده برای میانگین C_d بیشتر از مقدار پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه

$$Error_{C_d} = \frac{\sum_{j=1}^{N_{str}} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N_{sj}} \left(\frac{X - X'_{ij}}{X'_{ij}} \right)^2}{N_{sj}}}}{N_{str}} \quad (3)$$

در رابطه فوق، N_{str} و N_{sj} به ترتیب بیانگر تعداد سازه‌ها و تعداد طبقات سازه j ام می‌باشند. همانطور که پیش‌تر اشاره شد، سازه‌های در نظر گرفته شده در این پژوهش شامل چهار سازه سه طبقه، چهار سازه پنج طبقه و چهار سازه هفت طبقه می‌باشند. X و X'_{ij} به ترتیب مقدار C_d فرض شده و مقدار میانگین C_d در طبقه j ام در سازه j ام، به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی، می‌باشند. این رابطه پیش‌تر توسط یخچالیان و همکاران [۲۷] برای محاسبه خطای در نظر گرفتن مقادیر مختلف C_d نسبت به مقادیر میانگین به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در سازه‌های فولادی دارای مهاربند کمانش‌تاب استفاده شده است. در این پژوهش نیز برای نشان دادن میزان خطایی که با فرض کردن مقادیر مختلف C_d نسبت به مقادیر به دست آمده از تحلیل‌های غیرخطی به وجود می‌آید، از این رابطه استفاده شد، تا با پیشنهاد مقداری بهینه برای C_d که منجر به کمترین خطا می‌شود، دقت پیش‌بینی دررفت بین طبقه‌ای سازه‌های مورد نظر در زلزله طرح افزایش یابد. شکل ۸ مقادیر میانگین خطا ($Error_{C_d}$) بین مقادیر میانگین C_d به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و مقادیر مختلف فرض شده را در سازه‌های سه، پنج و هفت طبقه به صورت جداگانه و همچنین، همه سازه‌ها نشان می‌دهد. مقادیر میانگین خطای نشان داده شده در این شکل به این صورت به دست آمده‌اند که ابتدا برای C_d یک مقدار فرض می‌شود (به عنوان مثال $C_d = 5.5$)، سپس با استفاده از رابطه ۳ و مقادیر میانگین C_d به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، مقادیر میانگین خطا برای سازه‌های سه، پنج و هفت طبقه و همچنین همه سازه‌ها محاسبه می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود، برای سازه‌های سه طبقه $C_d = 8.0$ ، برای سازه‌های پنج و هفت طبقه $C_d = 9.0$ و برای همه سازه‌ها $C_d = 8.5$ منجر به کمترین میانگین خطا می‌شوند. بنابراین، برای قاب‌های خمشی ویژه فولادی (کوتاه و میان‌مرتبه) دارای نامنظمی سختی جانبی در ارتفاع، مقدار $C_d = 8.5$ برای پیش‌بینی دقیق‌تر حداکثر دررفت بین طبقه‌ای پیشنهاد می‌شود. لازم به ذکر است که مقدار $Error_{C_d}$ به ازای $C_d = 5.5$ که توسط آیین‌نامه ASCE 7-16 [۱] و استاندارد

بیشتر رفتار غیرخطی در طبقات بالای طبقه نامنظم می‌باشد. در سازه‌های هفت طبقه این روند مشاهده نمی‌شود. لازم به ذکر است که به صورت کلی روند قابل پیش‌بینی و یکسانی برای نحوه تغییرات مقادیر میانگین C_d با توجه به محل قرارگیری طبقه نرم به دست نیامد. همچنین، با وجود طبقه نرم انتظار می‌رود که مقدار C_d در طبقه نرم، افزایش یابد. در حالی که مقادیر میانگین به دست آمده برخلاف انتظار قبلی می‌باشد. دلیل این موضوع این است که مقدار تغییر مکان طراحی در طبقه نرم افزایش می‌یابد و چون مقدار C_d از تقسیم دررفت غیرخطی به دررفت طراحی محاسبه می‌شود، افزایش قابل توجهی در مقدار C_d در طبقه نامنظم مشاهده نمی‌شود. در مورد تاثیر زمان تناوب سازه بر مقادیر میانگین C_d ، می‌توان به این نکته اشاره کرد که با افزایش زمان تناوب سازه، مقادیر حداکثر میانگین C_d افزایش می‌یابند. به عبارت دیگر، با افزایش زمان تناوب سازه شدت رفتار غیرخطی افزایش می‌یابد. این موضوع را به این صورت می‌توان توجیه کرد که با افزایش ارتفاع سازه (افزایش زمان تناوب) تاثیر اثر $P-\Delta$ افزایش می‌یابد. با توجه به مقادیر میانگین C_d به دست آمده، مشاهده می‌شود که این مقادیر در بعضی از سازه‌ها و در بیشتر طبقات به مقدار قابل توجهی بیشتر از مقدار پیشنهاد شده توسط ASCE 7، $C_d = 5.5$ ، می‌باشند. بر اساس تحقیقات گذشته (مانند [۲۷ و ۲۰])، مقدار C_d می‌تواند بیشتر از دو برابر ضریب رفتار سازه $(R = 8.0) \times 2 = 16.0$ باشد. دلیل این موضوع می‌تواند وجود رفتار غیرخطی شدید در طبقه یا طبقاتی از سازه باشد که در مرحله طراحی (تحلیل الاستیک) تقاضای لرزه‌ای کمی در آن‌ها پیش‌بینی شده است. به عنوان مثال، در سازه‌های 7s-irr-1st و 7s-reg بیشتر مقادیر میانگین در طبقه آخر سازه‌ها و نزدیک به ۱۲/۵ به دست آمده است. با توجه به اینکه این مقدار از دو برابر ضریب رفتار کمتر می‌باشد، می‌توان استنباط کرد که این نتیجه برخلاف نتایج تحقیقات گذشته نمی‌باشد.

به منظور پیشنهاد مقدار بهینه برای C_d که بتواند حداکثر دررفت بین طبقه‌ای را با دقت بیشتری پیش‌بینی کند، لازم است که مقدار خطای در نظر گرفتن مقادیر مختلف برای C_d نسبت به مقادیر میانگین به دست آمده متناظر از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی محاسبه شود. با استفاده از رابطه زیر، مقدار میانگین خطای موجود برای در نظر گرفتن مقادیر مختلف C_d نسبت به مقادیر به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، $Error_{C_d}$ محاسبه شد:



شکل ۸. تغییرات میانگین خطا بین مقادیر مختلف فرض شده برای C_d و مقادیر میانگین C_d به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی.

Fig.8. Variation of mean error between the different assumed C_d values and those obtained from the nonlinear dynamic analyses

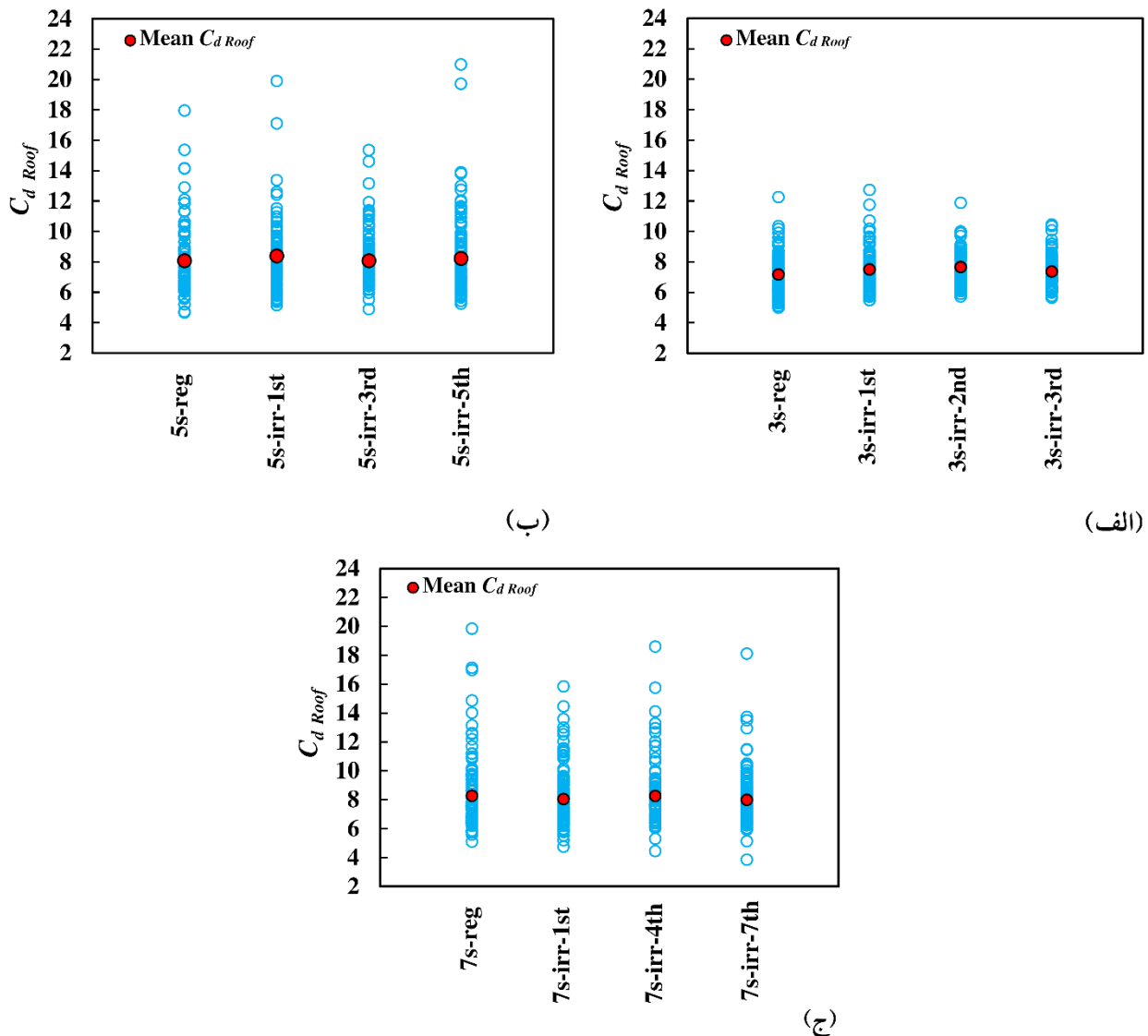
در $C_d = 5.5$ که توسط آیین‌نامه پیشنهاد شده است، مقادیر دریافت بام را در سطح زلزله طرح، دست پایین تخمین می‌زند. همچنین، با توجه به شکل ۹ می‌توان استنباط کرد که محل قرارگیری طبقه نرم تاثیر قابل توجهی بر مقدار میانگین $C_{d, Roof}$ ندارد. لازم به ذکر است که ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان برای بام با افزایش ارتفاع سازه افزایش می‌یابد.

پیشنهاد مقدار بهینه برای C_d ، به منظور پیشنهاد مقدار بهینه برای $C_{d, Roof}$ که بتواند حداکثر دریافت بام را با دقت بیشتری پیش‌بینی کند، لازم است که مقدار خطای در نظر گرفتن مقادیر مختلف فرضی برای $C_{d, Roof}$ نسبت به مقادیر میانگین به دست آمده متناظر از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی محاسبه شود. با استفاده از رابطه زیر، مقدار میانگین خطای موجود برای در نظر گرفتن مقادیر مختلف $C_{d, Roof}$ نسبت به مقادیر به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، $Error_{C_{d, Roof}}$ ، محاسبه می‌شود:

$$Error_{C_{d, Roof}} = \frac{\sum_{j=1}^{N_{str}} \left| \frac{Y - Y'_j}{Y_j} \right|}{N_{str}} \quad (4)$$

۲۸۰۰ [۲] برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه تعیین شده است و $C_d = 8.5$ که در این پژوهش پیشنهاد شده است به ترتیب برابر است با ۰/۳۷۴ و ۰/۱۱۸، که کاهش ۶۸/۲۶ درصد میانگین خطا برای پیش‌بینی حداکثر دریافت بین طبقه‌ای به ازای استفاده از $C_d = 8.5$ را نشان می‌دهد. از بررسی مقادیر به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، می‌توان نتیجه گرفت که در نظر گرفتن مقدار ۸/۵ برای C_d می‌تواند حداکثر دریافت بین طبقه‌ای واقعی را در طبقات مختلف سازه‌های در نظر گرفته شده با دقت بیشتری پیش‌بینی کند.

با تعریف حداکثر تغییر مکان بام تقسیم بر ارتفاع سازه به عنوان دریافت بام، برای محاسبه ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان بام ($C_{d, Roof}$)، مقدار حداکثر دریافت بام به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده به حداکثر مقدار دریافت به دست آمده از تحلیل استاتیکی خطی (تحت اثر نیروی زلزله کاهش یافته) تقسیم می‌شود. شکل ۹ مقادیر $C_{d, Roof}$ به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در سازه‌های سه، پنج و هفت طبقه را به همراه میانگین این مقادیر نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، مقادیر میانگین $C_{d, Roof}$ در این سازه‌ها نزدیک به ۸ می‌باشند که از مقدار پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه ASCE-7-16 [۱] ($C_d = 5.5$) بیشتر می‌باشد. به عبارت دیگر مقدار

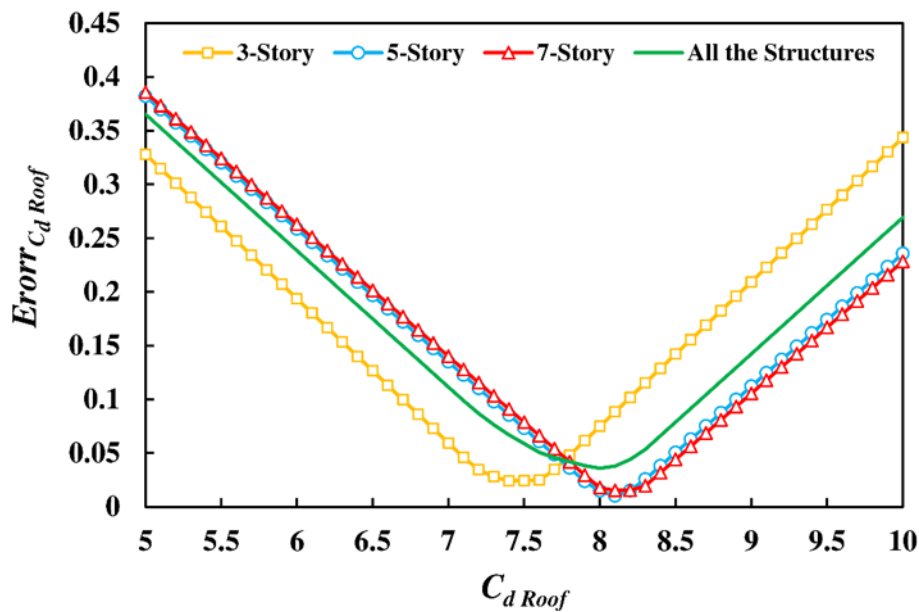


شکل ۹. مقادیر C_{dRoof} به دست آمده و میانگین آن‌ها در سازه‌های (الف) سه طبقه، (ب) پنج طبقه و (ج) هفت طبقه.

Fig. 9. Obtained C_{dRoof} values and their mean values for the 3-, 5- and 7-story structures

در رابطه فوق، N_{str} بیانگر تعداد سازه‌ها می‌باشد. Y_j و Y به ترتیب مقدار C_{dRoof} فرض شده و مقدار میانگین C_{dRoof} در سازه Z ام به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، می‌باشند. مشابه این رابطه پیش‌تر توسط یخچالیان و همکاران [۲۷] برای محاسبه خطای در نظر گرفتن مقادیر مختلف C_{dRoof} نسبت به مقادیر میانگین به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در سازه‌های فولادی دارای مهاربند کمانش‌تاب استفاده شده است. شکل ۱۰ تغییرات مقادیر $Error_{C_{dRoof}}$ ، بین مقادیر میانگین

به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و مقادیر مختلف فرض شده را در سازه‌های سه، پنج و هفت طبقه به صورت جداگانه و همچنین، همه سازه‌ها نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، برای سازه‌های سه طبقه $C_{dRoof} = 7.4$ ، برای سازه‌های پنج طبقه و هفت طبقه $C_{dRoof} = 8.1$ و برای همه سازه‌ها $C_{dRoof} = 8.0$ منجر به کمترین میانگین خطا می‌شوند. بنابراین، برای قاب‌های خمشی ویژه فولادی (کوتاه و میان مرتبه) دارای نامنظمی سختی جانبی در ارتفاع، مقدار $C_{dRoof} = 8.0$ برای



شکل ۱۰. تغییرات میانگین خطا بین مقادیر مختلف فرض شده برای $C_{d\ Roof}$ و مقادیر میانگین $C_{d\ Roof}$ به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی.

Fig. 10. Variation of mean error between the different assumed $C_{d\ Roof}$ values and those obtained from the analyses

ASCE 7 با هدف برآورده کردن ایمنی جانی در این سطح خطر می‌باشند. نکته دیگری که می‌تواند در تحقیقات آینده مورد توجه قرار گیرد، ارزیابی ضریب رفتار این نوع از سازه‌ها می‌باشد. در همین رابطه، می‌توان مقادیر ضریب رفتار را با دقت بیشتر محاسبه کرد (به عنوان مثال مرجع [۵۳ و ۵۴]) و پس از بازطراحی و اصلاح برش پایه طراحی، مقدار ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان را مورد ارزیابی قرار داد.

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان (C_d) در سازه‌های فولادی کوتاه و میان‌مرتبه با سیستم قاب خمشی ویژه سه، پنج و هفت طبقه در انواع منظم و نامنظم با قرارگیری طبقه نرم در یکی از طبقات اول، میانی و بام، ارزیابی شد. نتایج ارزیابی‌ها نشان داد که با در نظر گرفتن $C_d = 5.5$ (توصیه شده توسط ASCE 7-16 و استاندارد ۲۸۰۰) دریافت بین طبقه‌ای و دریافت بام، تحت اثر زلزله طرح، با خطای قابل ملاحظه‌ای پیش‌بینی می‌شود. به عنوان مثال، مشاهده شد که در بعضی از سازه‌ها برای پیش‌بینی دقیق دریافت بین طبقه‌ای در یک طبقه، نیاز است مقدار $C_d \geq 8.0$ در نظر گرفته شود. در رابطه با محل قرارگیری طبقه نرم، مشاهده شد که قرارگیری طبقه نامنظم در طبقات اول و یا میانی سازه‌های

پیش‌بینی دقیق‌تر حداکثر دریافت بام پیشنهاد می‌شود. لازم به ذکر است که مقدار $Error_{C_d\ Roof}$ به ازای $C_{d\ Roof} = 5.5$ که توسط آیین‌نامه ASCE 7-16 [۱] و استاندارد ۲۸۰۰ [۲] برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه تعیین شده است و $C_{d\ Roof} = 8.0$ که در این پژوهش پیشنهاد شده است به ترتیب برابر است با ۰/۳۰۱۹ و ۰/۳۵۹ می‌باشند. در نتیجه، استفاده از مقدار پیشنهادی کاهش ۸۸/۱۰۷ درصد خطا برای پیش‌بینی حداکثر دریافت بام را منجر می‌شود.

با توجه به اینکه پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک گسل (شتاب‌نگاشت‌های حاوی اثرات حوزه نزدیک گسل) می‌تواند تفاوت قابل توجهی نسبت به پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های فاقد این اثرات باشد، معمولاً تحقیقات مربوط به ارزیابی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر این دو نوع زلزله به صورت مستقل انجام می‌شود. همان‌طور که در بخش ۳ اشاره شد، شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این پژوهش فاقد اثرات حوزه نزدیک گسل می‌باشند، بنابراین، نتایج به دست آمده برای زلزله‌های فاقد این اثرات معتبر می‌باشند. همچنین، در تحقیقات آینده، ارزیابی ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان می‌تواند تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک گسل صورت گیرد. شایان توجه است که مقادیر پیشنهادی برای C_d و $C_{d\ Roof}$ در این پژوهش برای سطح خطر مربوط به زلزله طرح بر اساس آیین‌نامه

- [3] M. Amiri, M. Yakhchalian, Performance of intensity measures for seismic collapse assessment of structures with vertical mass irregularity. *Structures*, 24 (2020) 728-741. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.01.038>
- [4] B.J. Choi, Hysteretic energy response of steel moment-resisting frames with vertical mass irregularities, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 13(2) (2004) 123-144. <https://doi.org/10.1002/tal.246>
- [5] T.L. Karavasilis, N. Bazeos, D.E. Beskos, Estimation of seismic inelastic deformation demands in plane steel MRF with vertical mass irregularities, *Engineering structures*, 30(11) (2008) 3265-75.
- [6] E.V. Valmundsson and J.M. Nau, Seismic response of building frames with vertical structural irregularities, *Journal of Structural Engineering*, 123(1) (1997) 30-41.
- [7] A.A. Al-Ali, Effects of vertical irregularities on seismic behavior of building structures, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, 1999.
- [8] S. Das, J.M. Nau, Seismic design aspects of vertically irregular reinforced concrete buildings, *Earthquake Spectra*, 19(3) (2003) 455-477.
- [9] C. Chintanapakdee, A.K. Chopra, Seismic response of vertically irregular frames: response history and modal pushover analyses, *Journal of Structural Engineering*, 130(8) (2004) 1177-1185.
- [10] M. Ouazir, A. Kassoul, A. Ouazir, B. Achour, Inelastic seismic response of torsionally unbalanced structures with soft first story, *Asian Journal of Civil Engineering*, 19(5) (2018) 571-581.
- [11] R.M. Oinam, D.R. Sahoo, Numerical evaluation of seismic response of soft-story RC frames retrofitted with passive devices, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(2) (2018) 983-1006.
- [12] M. Pirizadeh, H. Shakib, Probabilistic seismic performance evaluation of non-geometric vertically irregular steel buildings, *Journal of Constructional Steel Research*, 82 (2013) 88-98.
- [13] R. Tremblay, L. Poncet, Seismic performance of concentrically braced steel frames in multistory buildings

سه و پنج طبقه، باعث افزایش مقادیر میانگین C_d در طبقه یا طبقات بالایی طبقه نامنظم در مقایسه با سازه منظم می‌شود. علت این موضوع تمرکز بیشتر رفتار غیرخطی در طبقات بالایی طبقه نامنظم می‌باشد. به صورت کلی، روند قابل پیش‌بینی و یکسانی برای نحوه تغییرات مقادیر میانگین C_d با توجه به محل قرارگیری طبقه نرم وجود ندارد. لازم به ذکر است که در سازه‌های نامنظم دارای طبقه نرم، انتظار می‌رود که مقدار C_d در طبقه نرم نسبت به سایر طبقات افزایش یابد. در حالی که، مقادیر میانگین به دست آمده برخلاف انتظار قبلی می‌باشد. دلیل این موضوع این است که مقدار تغییر مکان طراحی در طبقه نرم افزایش می‌یابد و چون مقدار C_d از تقسیم دریافت غیرخطی به دریافت طراحی محاسبه می‌شود، افزایش قابل توجهی در مقدار C_d در این طبقه مشاهده نمی‌شود. بررسی اثر ارتفاع سازه (تعداد طبقات) نشان داد که مقادیر میانگین C_d با افزایش ارتفاع سازه افزایش می‌یابد که دلیل این موضوع افزایش اثر $P-\Delta$ می‌باشد. نتایج نشان داد که استفاده از $C_d = 8.5$ به جای استفاده از $C_d = 5.5$ باعث کاهش خطا در تعیین ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان برای پیش‌بینی حداکثر دریافت بین‌طبقه‌ای به مقدار $68/26$ درصد می‌شود. بنابراین، $C_d = 8.5$ برای تخمین حداکثر دریافت بین طبقه‌ای تحت اثر زلزله طرح پیشنهاد شد. در مورد حداکثر دریافت بام، نشان داده شد که با افزایش ارتفاع سازه، مقادیر میانگین $C_{d\text{ Roof}}$ افزایش می‌یابد. لازم به ذکر است که تغییر محل قرارگیری طبقه نامنظم در طبقات مختلف، تاثیر قابل توجهی بر میانگین $C_{d\text{ Roof}}$ نمی‌گذارد. در ادامه، $C_{d\text{ Roof}} = 8.0$ برای تخمین دقیق‌تر حداکثر دریافت بام تحت اثر زلزله طرح پیشنهاد شد که $88/107$ درصد کاهش در میانگین خطا نسبت به مقدار پیشنهادی آیین‌نامه را منجر می‌شود. لازم به ذکر است که نتایج این مطالعه برای قاب‌های خمشی فولادی کوتاه و میان‌مرتبه (تا هفت طبقه) دارای طبقه نرم معتبر می‌باشد.

منابع

- [1] ASCE/SEI-7-16 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers: Reston, Virginia, 2016.
- [2] Standard No. 2800. Iranian code of practice for seismic resistant design of building. 4th Edition. Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran, 2014. (in Persian)

- Special Buildings, 23(12) (2014) 897-928.
- [24] M. Samimifar, A. Vatani Oskouei, F. Rahimzadeh Rofooei, Deflection amplification factor for estimating seismic lateral deformations of RC frames, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 14(2) (2015): 373-384.
- [25] A. Kuşyılmaz, C. Topkaya, Displacement amplification factors for steel eccentrically braced frames, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(2) (2015) 167-184.
- [26] A. Kuşyılmaz, C. Topkaya, Evaluation of seismic response factors for eccentrically braced frames using FEMA P695 methodology, *Earthquake Spectra*, 32(1) (2016) 303-321.
- [27] M. Yakhchalian, N. Asgarkhani, M. Yakhchalian, Evaluation of deflection amplification factor for steel buckling restrained braced frames, *Journal of Building Engineering*, 30 (2020) 101228. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101228>
- [28] M. Yakhchalian, S. Abdollahzadeh, Investigation on deflection amplification factor for special moment resisting frames with vertical mass irregularity, *Modares Civil Engineering journal* 20(6) (2020) 163-173. (in Persian)
- [29] M. Mohammadi, B. Kordbagh, Quantifying panel zone effect on deflection amplification factor, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27(5) (2018) e1446.
- [30] Y.O. Özkılıç, M.B. Bozkurt, C. Topkaya, Evaluation of seismic response factors for BRBFs using FEMA P695 methodology, *Journal of Constructional Steel Research*, 151 (2018) 41-57.
- [31] H. Abou-Elfath, Evaluating the inelastic displacement ratios of moment-resisting steel frames designed according to the Egyptian code, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 18(1) (2019) 159-170.
- [32] E. Kizilarlan, M. Broberg, S. Shafaei, A.H. Varma, M. Bruneau, Seismic design coefficients and factors for coupled composite plate shear walls/concrete filled (CC-PSW/CF), *Engineering Structures*, 244 (2021) 112766. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112766>
- with mass irregularity, *Journal of Structural Engineering*, 131(9) (2005) 1363-75.
- [14] M. Dolšek, P. Fajfar, Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames, *Journal of Earthquake Engineering* 5(1) (2001) 1-12.
- [15] M. De Stefano, B. Pintucchi, A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(2) (2008) 285-308.
- [16] Z. Bohlouli, M. Poursha, Seismic evaluation of geometrically irregular steel moment resisting frames with setbacks considering their dynamic characteristics, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(10) (2016) 2757-2777.
- [17] T. Choudhury, H.B. Kaushik, Component level fragility estimation for vertically irregular reinforced concrete frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 24(6) 2018 947-971.
- [18] A. Tena-Colunga, D.A. Hernández-García, Peak seismic demands on soft and weak stories models designed for required code nominal strength, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 129 (2019) 105698.
- [19] R. Soleimani, H Hamidi, Improved Substitute-Frame (ISF) model for seismic response of steel-MRF with vertical irregularities, *Journal of Constructional Steel Research*, 186 (2021) 106918.
- [20] C.M. Uang, A. Maarouf, Deflection amplification factor for seismic design provisions, *Journal of Structural Engineering*, 120(8) 1994 2423-2436.
- [21] R.K. Mohammadi, Approximate evaluation of deflection amplification factor, *Journal of Structural Engineering*, 128(2) (2002) 179-87.
- [22] M. Zaker Salehi, A.A. Tasnimi, Amplification factor for estimation of maximum inelastic lateral displacement of reinforced concrete moment resisting frames, *Modares Civil Engineering journal*, 13(2) (2013) 67-78. (in Persian)
- [23] O. Şeker, B. Akbas, J. Shen, A. Zafer Ozturk, Evaluation of deflection amplification factor in steel moment-resisting frames, *The Structural Design of Tall and*

- (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, <http://opensees.berkeley.edu>, 2015.
- [44] H.R. Jamshidiha, M. Yakhchalian, New vector-valued intensity measure for predicting the collapse capacity of steel moment resisting frames with viscose dampers, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 125 (2019) 105625. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.039>
- [45] R.A. Medina, H. Krawinkler, Evaluation of drift demands for the seismic performance assessment of frames, *Journal of Structure Engineering*, 131(7) (2005) 1003-1013.
- [46] D.G. Lignos, H. Krawinkler, Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, *Journal of Structural Engineering*, 137(11) (2011) 1291-1302.
- [47] S. Mazzoni, F. McKenna, M.H. Scott, G.L. Fenves, OpenSees command language manual. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 2006.
- [48] SAC Joint Venture. Proceedings of the invitational workshop on steel seismic issues. Report No. SAC 94-01, Los Angeles, CA, 1994.
- [49] H.R. Jamshidiha, M. Yakhchalian, B. Mohebi, Advanced scalar intensity measures for collapse capacity prediction of steel moment resisting frames with fluid viscous dampers, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 109 (2018) 102-118. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.01.009>
- [50] C.B. Haselton, G.G. Deierlein, Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Building, Peer Report 2007/08, Pacific Engineering Research Center, University of California, California, 2008.
- [51] PEER NGA, Database. The pacific earthquake engineering research center, University of California at Berkeley, 2018.
- [52] F.A. Charney, Seismic loads: Guide to the seismic load provisions of ASCE 7-10, American Society of Civil Engineers, 2015.
- [33] R. Soleimani, H. Hamidi, General Substitute Frame Model (GSF) for efficient estimation of seismic demands of steel and RC moment frames. *Engineering Structures*, 246, (2021) 113031. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113031>
- [34] M. Mahmoudi, M. Jalili Sadr Abad, Assessment on the deflection amplification factor of steel buckling-restrained bracing frames, *Advances in Structural Engineering*, 25(2) (2022) 231-246. <https://doi.org/10.1177/13694332211043983>
- [35] UBC, Uniform Building Codes, International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA, 1991.
- [36] NEHRP, Recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings, FEMA Report 223, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA, 1992.
- [37] J. Kennedy, R.C. Eberhart, Particle Swarm Optimization, Proceedings of the IEEE International Conference on Neural Networks, Perth, Australia, IEEE Service Center, Piscataway, (1995) 1942-1948.
- [38] SAC Joint Venture, State of the art report on systems performance of steel moment resisting frames subject to earthquake ground shaking, Report No. FEMA 355C, Washington DC, 2000. <http://www.nehrp.gov/pdf/fema355c.pdf>.
- [39] NIST GCR 10-917-8, Evaluation of the FEMA P695 methodology for quantification of building seismic performance factors. Gaithersburg, MD, 2010.
- [40] ETABS, Computers and Structures Inc., User's Guide: Integrated Building Design Soft-ware. Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, USA, 2017.
- [41] AISC Committee. "Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16)." American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois, 2016.
- [42] AISC, ANSI. "AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings." Chicago, IL: American Institute of Steel Construction, 2016.
- [43] Open System for Earthquake Engineering Simulation

[54] L. Shen, L. Rong-Rong, W. De-Fa, P. Xiu-Zhen, G. Hong-Chao, Response Modification Factor and Displacement Amplification Factor of Y-Shaped Eccentrically Braced High-Strength Steel Frames, *International Journal of Steel Structures*, 21(5) (2021) 1823-1844. <https://doi.org/10.1007/s13296-021-00537-3>

[53] M.H. Soleimani-Babakamali, K. Nasrollahzadeh, A. Moghadam, Iterative-R: A reliability-based calibration framework of response modification factor for steel frames, *Steel and Composite Structures*, 42(1) (2022) 59-74. <https://doi.org/10.12989/scs.2022.42.1.059>

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

M. A. Mirza Alian, M. Yakhchalian, *Investigation on Deflection Amplification Factor for Special Moment Resisting Frames with Soft Story*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(11) (2023) 4365-4382.

DOI: [10.22060/ceej.2022.21159.7652](https://doi.org/10.22060/ceej.2022.21159.7652)

