

## Seismic Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Structures Equipped with Eccentrically Braced Frames Having Vertical Link

M. Shamekhi Amiri<sup>1</sup>, A. Naseri<sup>2,\*</sup>, M. Messgarpour Amiri<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Department, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.

<sup>2</sup> Department, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran.

<sup>3</sup> Department, ARYAN Institute of Science and Technology, Iran.

**ABSTRACT:** Nowadays, there are various types of existing buildings with poor seismic detailing so they cannot cover the seismic code provisions. Accordingly, seismic rehabilitation techniques should be implemented for these structures. Eccentrically Braced Frame having a vertical link is a new strategy for retrofitting existing RC buildings. In this article, three types of reinforced concrete structures with the same architectural plan having 3, 5, and 8 stories are retrofitted with Eccentrically Braced Frames having vertical links, and the seismic fragility curves are developed based on Incremental Dynamic Analysis (IDA) in OpenSEES. The demand statistics in terms of maximum inter-story drift ratio are obtained for 20 sets of ground motion records, the capacity is determined according to the HAZUS-MH limit states, and finally, the corresponding seismic fragility curves are developed. The results represent the effect of the implemented retrofit strategy on the seismic vulnerability of this subclass of structures. The median seismic fragility for 3, 5, and 8 story models are increased 35%, 90%, and 146 % accordingly, at the complete damage state.

### Review History:

Received: 4/11/2018

Revised: 10/15/2018

Accepted: 10/16/2018

Available Online: 2/6/2019

### Keywords:

Probabilistic evaluation

Seismic retrofitting

Reinforced concrete structures

EBF

Vertical link

## 1. INTRODUCTION

Increasing damage to structures in severe earthquakes such as Northridge of California (1994), Kobe of Japan (1995), Central Western of India (2001), and Bam (2005) have brought about an extensive loss in the structures. Today, with the advancement of science in the field of the construction industry, numerous methods have been proposed in the retrofitting of reinforced concrete (RC) structures including the application of metal bracings to increase the stiffness. However, the use of metal bracing along with a vertical link has been less examined. The aim in the retrofitting of structures is not only to provide adequate structural stiffness against ground motions caused by the earthquake but also to bolster the ability to dissipate the energy generated by such vibrations. In a bracing system retrofitted with a vertical link beam, the bracings deliver the necessary stiffness and the vertical link is responsible for absorbing and dissipating the energy. In the present research, vulnerability assessment and plotting of fragility curves of RC structures having construction faults, yet strengthened by eccentric steel bracing coupled with the vertical link, have been investigated.

## 2. 3D MODEL OF THE STRUCTURE

To evaluate the seismic performance of moment-resisting framed concrete structures subjected to earthquakes, three types of low-rise, medium-rise, and high-rise concrete

\*Corresponding author's email: Alinaseri@stu.nit.ac.ir

buildings respectively with 3, 5, and 8 stories were considered.

The proposed structure is located in Mazandaran, which according to the Iranian Standard No. 2800 Code is sited in a region with a high seismic risk. Conforming to this code, soil type III is considered at the site.

A) The structure has 4 spans of 5 m along the X direction, and 3 spans of 5 m in the Y direction. The height of each floor is 3.2 m.

B) Longitudinal reinforcements embedded in concrete are of type AIII with a yield stress  $F_y = 4000 \frac{Kg}{cm^2}$ .

C) The structure has intermediate concrete moment-resisting frames in both directions, which are then strengthened by eccentric bracing shown in Fig. 1.

D) The design concrete in beams and columns has a 28-day compressive strength of  $f_c = 250 \frac{Kg}{cm^2}$ . Based on the field studies conducted by the authors in 1391, carrying out destructive and non-destructive tests on 350 specimens of RC buildings in the city of Babolsar, supported by the Construction Engineering Organization, it was observed that among the investigated buildings with intermediate moment-resisting frame systems, a considerable number of existing structures (over 50%) suffered low concrete strength, with compressive strengths of 120 to  $180 \frac{Kg}{cm^2}$ .

In this study, by calculating mean values and dispersion of the measured strengths, to take the concrete strength uncertainty (of columns) into account, the average concrete strength was considered to be  $f'_c = 150$  with a standard

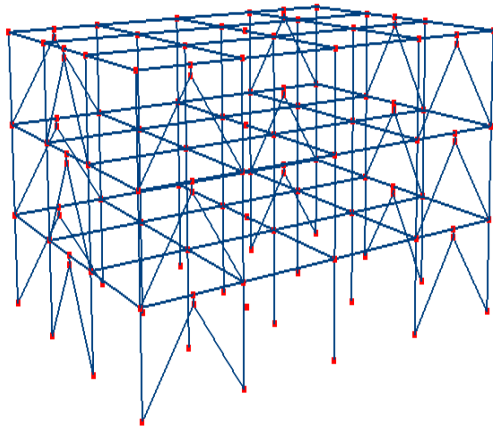


Fig. 1. Elevation of the 3-story structure strengthened by eccentric bracing.

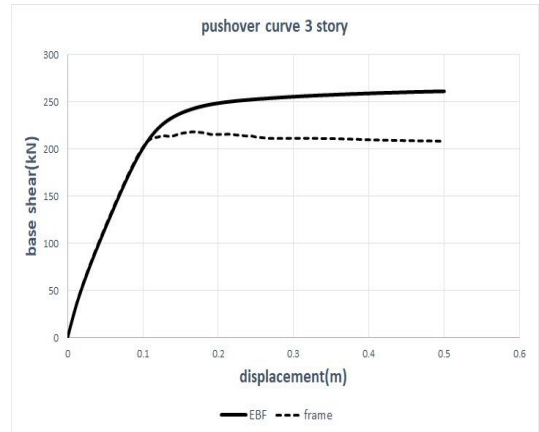


Fig. 2. Comparison of the three-story building capacity curve before and after strengthening.

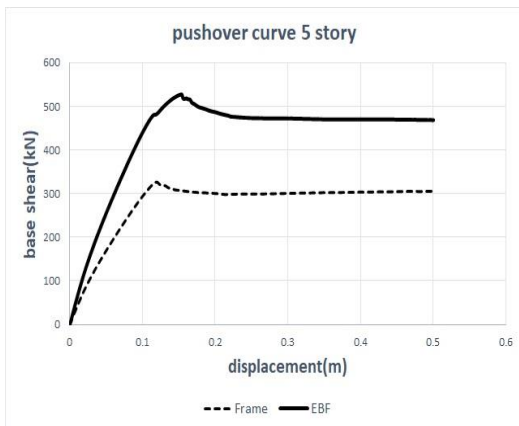


Fig. 3. Comparison of the five-story building capacity curve before and after strengthening.

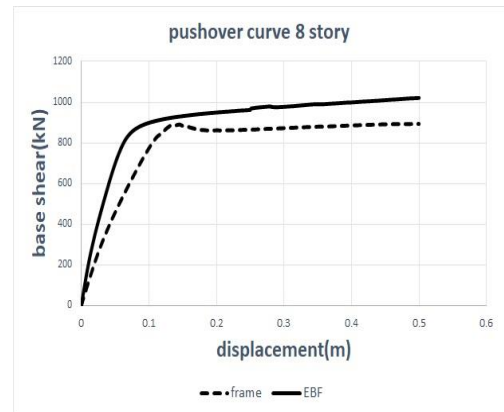


Fig. 4. Comparison of the eight-story building capacity curve before and after strengthening.

deviation of  $30 \frac{Kg}{cm^2}$  [1]. Since lap splice lengths may essentially be underestimated owing to various reasons encompassing the lack of construction drawings or incorrect implementations, another structural weakness considered in this study is then the insufficient lap splice length of longitudinal reinforcements in columns. To reflect such drawback, it was assumed that the splice length of rebar is half the length required. Hence, following clause 5-3-6 of the Iranian Seismic Retrofit Code No. 360 [2], stresses in the longitudinal reinforcements of columns were considered half the design value.

The OpenSEES software [3] was utilized to model the structures, and all members were defined as to be completely non-linear. To define steel as the rebar in beams and columns, *Steel02* material was used. Likewise, *Concrete01* material was employed to define concrete in the beam and column sections.

The shear link beam was defined as *Steel02* to simulate the bending behavior, and as Multi Linear Material to model the shear behavior. Furthermore, to define beam and column elements, a nonlinear Beam-Column was used, and to define the bracing element, an equivalent diagonal element was implemented, which was modeled as pinned at both ends. This element is attached to the two ends of the beam and

column in the form of a single strut, defined as an element truss.

### 3. NONLINEAR STATIC ANALYSIS AND CALCULATION OF STRUCTURE CAPACITY CURVE

By performing a nonlinear static analysis subjected to modal lateral loading pattern, the capacity curve (pushover) is depicted for the three types of structures in Figs. 2 to 4, both before and after strengthening.

### 4. INCREMENTAL NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS

Incremental nonlinear dynamic analyses were performed on both strengthened and non-strengthened structures and their IDA curves were plotted. The IDA curves of an 8-story structure under 20 earthquake records, conforming to FEMA P695 [4], are illustrated in Figures and 10, respectively before and after strengthening. Furthermore, brief IDA curves have been compared through Fig. 5 to 9.

### 5. ANALYSIS OF FRAGILITY CURVES

When the structure capacity and seismic demand are two variables that follow the normal or lognormal distribution,

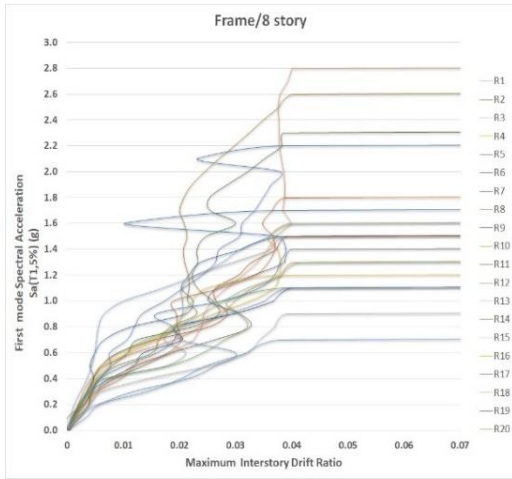


Fig. 5. The IDA curve of a 5-story structure without eccentric bracing.

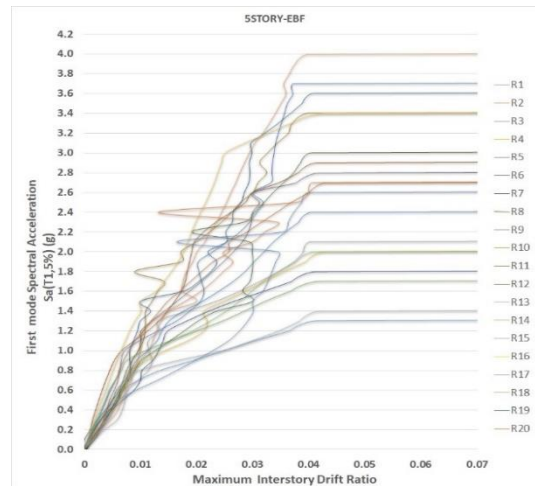


Fig. 6. The IDA curve of a 5-story structure with eccentric bracing.

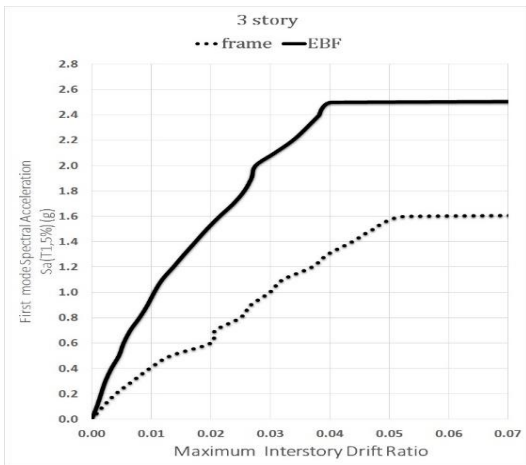


Fig. 7. Comparison of the dynamic capacity of a 3-story structure with and without eccentric bracing.

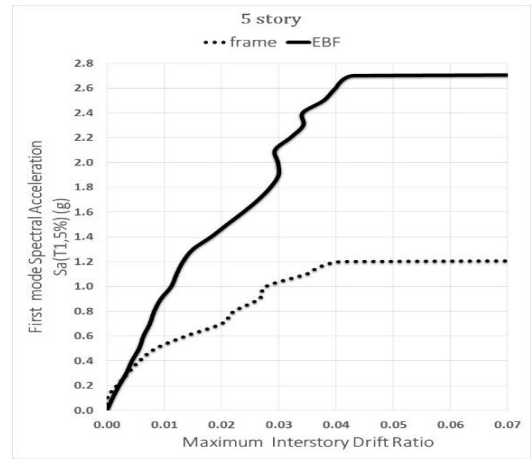


Fig. 8. Comparison of the dynamic capacity of a 5-story structure with and without eccentric bracing.

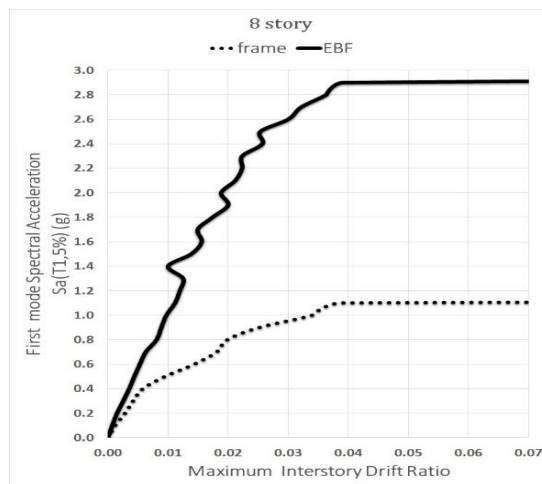


Fig. 9. Comparison of the dynamic capacity of an 8-story structure with and without eccentric bracing.

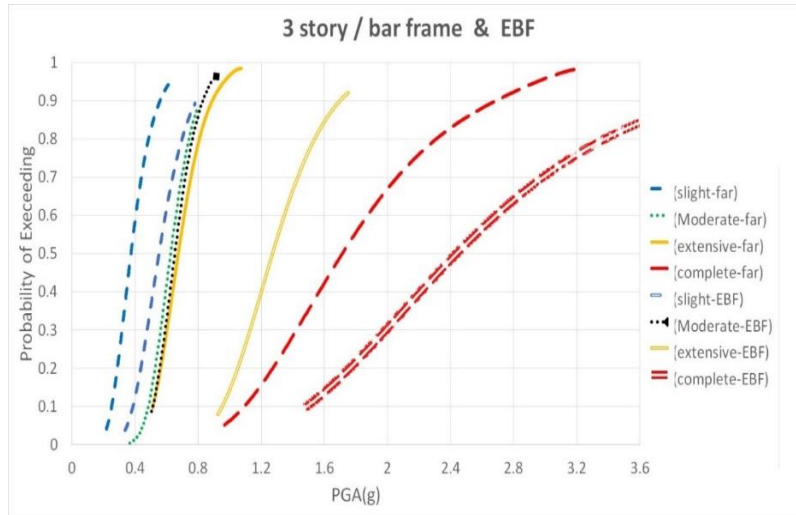


Fig. 10. The failure curve of the 3-story structure before and after strengthening in the four states of damage.

it can be shown via central limit theory that the combined function yields a lognormal distribution. Therefore, the fragility curve can be demonstrated as a lognormal cumulative distribution function according to Eq. (1) [5-7].

$$p(\cdot \leq D) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{sd}} \ln\left(\frac{S_d}{S_c}\right)\right] \tag{1}$$

in which,  $p$  is the probability of reaching or exceeding damage state  $D$  (in this research, maximum inter-story drift),  $B_{sd}$  the lognormal standard deviation,  $S_d$  the mean of seismic demand,  $S_c$  the mean value of allowable limit state presented in HAZUS-MH MR-5 guideline for various building types and different damage states. Table 1 reports the mean value of allowable limit state ( $S_c$ ) for concrete moment-resistant framed structures in various damage states.

The value of  $S_d$  is also obtained thru Eq. (2).

$$\ln(S_d) = a \ln(x) + b \tag{2}$$

In this relationship,  $X$  is the ground motion intensity ( $PGA$ ) parameter, and  $a, b$  are regression coefficients obtained through logarithmic regression analysis, maximum inter-story drift, versus different  $PGAs$ .

The examined fragility curves are indeed the probabilistic representation of the vulnerability or the risk of structures which have been sketched in Figures 15 to 17, based on previously mentioned concepts.

### 6. CONCLUSIONS

- According to the results of base shear values, the structure without bracing has a larger seismic response coefficient when compared to the brace structure. This is attributed to the lower weight and coefficient of the behavior of the former, leading to a larger base shear of the non-braced structure. Base shear of the 3-, 5-, and 8-story strengthened structures respectively decreased by about 17, 9, and 13% compared to the non-strengthened structure.

Table 1. The mean value of allowable limit state in HAZUS-MH MR-5 guideline for various damage states [8]

Type Building	Inter Story Drift at Threshold of Damage State			
	Slight	Moderate	Extensive	Complete
C1L	0.005	0.0087	0.0233	0.06
C1M	0.0033	0.0058	0.0156	0.04
C1H	0.0025	0.0043	0.0117	0.03

- In the 3-story structure before strengthening, the median of fragility (50% failure probability) in the slight, moderate, extensive and complete fragility states is equal to 0.25, 0.51, 0.68, and 1.28 respectively; whereas the corresponding values after strengthening are respectively 0.48, 0.67, 1.22 and 2.44. As it was witnessed, before strengthening, the structure reaches the median of the failure border earlier than the strengthened structure. In other words, the four damage limit states occur earlier with lower  $PGA$  in this structure, while the structure strengthened by bracing requires larger  $PGA$  to reach the four mentioned damage states.

- The effect of eccentric bracing has further increased the structural capacity so that the ratio of structure capacity strengthened by bracing to the structure alone escalates by increasing the number of stories in the structure. Moreover, increasing the number of stories leads to reduced structure capacity. As previously stated, such an issue is less observed in frames with bracing. The structure capacity is 35, 90, and 146% respectively for structures of 3 to 8 stories. A significant increase in the high-rise building is associated with an increase in ductility.

- In the modeling of eccentric bracing through the current study, it was revealed that the behavior of short link beam is of shear type. It is also advantageous to simultaneously

contribute both shear and bending factors in the modeling of the beam. Modeling shear behavior with Multi Linear material serves high accuracy, the point which is confirmed in the present study.

## REFERENCES

- [1] H. Pahlavan, A. Naseri, A. Einolahi, Probabilistic Seismic Vulnerability assessment of RC Frame Structures Retrofitted with Steel Jacketing, Amirkabir Journal of Civil Engineering, (2018).
- [2] Code No. 360, 2007. The Islamic Republic of Iran, Management and Planning Organization, Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings.
- [3] Mazzoni, S., McKenna, F. and Fenves, G.L., 2005. "OpenSEES command language manual". Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 264.
- [4] FEMA. Quantification of building seismic performance factors. FEMA P695. 2009. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [5] A. Naseri, H. Pahlavan, G. Ghodrati Amiri, Probabilistic seismic assessment of RC frame structures in North of Iran using fragility curves, Journal of Structural and Construction Engineering, 4(4) (2017) 58-78.
- [6] Earthquake damage evaluation data for California, Applied Technology Council (ATC). 1985.
- [7] H. Pahlavan, A. Naseri, S. Rafiei, H. Bagheri, The Effect of Columns Height and Span Number on the Vulnerability of Horizontally Curved Multiframe RC Box-Girder Highway Bridges, Amirkabir Journal of Civil Engineering, (2017).
- [8] HAZUS-MH MR5, 2003. "Multi-Hazard Loss Estimation Methodology, Earthquake Model." Washington, DC, USA: Federal Emergency Management Agency.

### HOW TO CITE THIS ARTICLE

M. Shamekhi Amiri, A. Naseri, M. Messgarpour Amiri., *Seismic Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Structures Equipped with Eccentrically Braced Frames Having Vertical Link*, Amirkabir J. Civil Eng., 53(1) (2021) 65-70.

DOI: [10.22060/ceej.2019.14313.5621](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.14313.5621)







## ارزیابی احتمالاتی آسیب پذیری لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه بهسازی شده با مهاربند برون محور دارای پیوند قائم

محمد شامخی امیری<sup>۱</sup>، علی ناصری<sup>۲\*</sup>، محمود مسگریورامیری<sup>۳</sup>

<sup>۱</sup> استادیار گروه عمران؛ دانشگاه صنعتی شاهرود

<sup>۲</sup> دانشجوی دکترا عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

<sup>۳</sup> کارشناسی ارشد عمران موسسه آموزش عالی علوم و فناوری آریان بابل

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷/۰۱/۲۲

بازنگری: ۱۳۹۷/۰۷/۲۳

پذیرش: ۱۳۹۷/۰۷/۲۴

ارائه آنلاین: ۱۳۹۷/۱۱/۱۷

### کلمات کلیدی:

ارزیابی احتمالاتی

بهسازی

سازه‌های بتن آرمه

مهاربند برون محور

پیوند قائم

**خلاصه:** امروزه انبوهی از ساختمان‌ها وجود دارند که بنا به دلایل مختلفی احساس می‌شود نتواند حداقل نیازهای لرزه‌ای مدنظر آیین‌نامه‌های جاری را تأمین کند. به همین دلیل باید اقدام به بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها کرد. مهاربند فولادی برون محور با تیر لینک قائم یک روش بهسازی نوین در ارتقای لرزه‌ای ساختمان‌های موجود می‌باشد. در این مقاله از این تکنیک بهسازی استفاده شده است. به این منظور در این تحقیق سه تیپ ساختمان بتن آرمه دارای پلان یکسان با طبقات ۳، ۵، ۸ انتخاب و این سازه‌ها با استفاده از مهاربند فولادی برون محور با پیوند قائم بهسازی می‌گردد، سپس با مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSEES و استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده و تشکیل منحنی‌های شکنندگی، مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار می‌گیرند. پارامتر تقاضای لرزه‌ای در یافت طبقات فرض گردید و ضمناً مقادیر ظرفیت در یافت طبقات برای سطوح آسیب مختلف از آیین‌نامه هازوس بدست آمده‌اند و بر این اساس منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای ترسیم شده‌اند. نتایج حاکی از تأثیر این روش مقاوم سازی در کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای این ساختمان‌ها دارد. در سطح عملکرد آسیب کامل مقادیر میانه شکنندگی لرزه‌ای برای مدل‌های ۳ و ۵ و ۸ طبقه به ترتیب ۳۵٪، ۹۰٪ و ۱۴۶٪ درصد افزایش داشته است.

### ۱- مقدمه

از یک طرف، و گسترش روز افزون ساخت و سازها از طرف دیگر، اهمیت طراحی‌های مناسب و توانبخشی سازه‌ها در برابر زمین لرزه را مشخص می‌سازد. یکی از اساسی‌ترین گام‌ها در طراحی سازه‌ها، طراحی مقاوم در برابر زمین لرزه می‌باشد که مطالعات لرزه خیزی را می‌طلبد. این مهم در گرو استفاده از داده‌های زمین لرزه‌ای به منظور نمایان شدن الگوی لرزه خیزی در یک منطقه و برآورد پارامترهای زمین لرزه در محل احداث یک سازه و شهرهای کشور است.

طراحی بر اساس عملکرد موضوعی است که در سال‌های اخیر در سطح جهان و کشور ما مورد استقبال قرار گرفته است. آیین‌نامه‌های کنونی که بر اساس نیرو تهیه شده‌اند برای طراحی در محدوده ارتجاعی مناسب‌اند. اما سطوحی از عملکرد که متضمن پذیرش خسارت است بر اساس معیار جابه‌جایی قابل تعریف است [۲]. لذا

امروزه بلایای طبیعی در کنار روند رو به رشد کشور، گسترده‌ترین نگرانی در زندگی مردم ما تلقی می‌گردد. از بین این بلایا زلزله به‌عنوان یک عملکرد باعث حیات کره خاکی ما شده و جزء قوانین کره زمین محسوب می‌گردد. پدیده‌ای طبیعی که متأسفانه هرگاه وجود آن توسط انسان‌ها نادیده گرفته شده است؛ نتایج زیان باری را به همراه داشته است. گسترش و توسعه شهرنشینی، افزایش بی‌رویه ساخت وسازها و طراحی و اجرای نامناسب سازه‌ها، باعث بروز پیامدهای ناگوار اقتصادی و اجتماعی ناشی از خطر زمین‌لرزه گردیده است [۱]. پیامدهای ناگوار اقتصادی و اجتماعی ناشی از رویداد زمین لرزه‌ها که بیشتر به سبب طراحی و اجرای نامناسب ساختمان‌ها پدید می‌آیند

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: eng\_alinaseri@yahoo.com



تغییر مکان معیار مناسبی جهت تعریف شاخص خسارت و طراحی بر اساس عملکرد است. همچنین افزایش خسارت وارد بر سازه‌ها در زلزله‌های شدید مانند زلزله‌ی نورتریج کالیفرنیا (۱۹۹۴)، کوبه‌ی ژاپن (۱۹۹۵)، سنترالوسترن هند (۲۰۰۱) و زلزله بم (۲۰۰۵) باعث ایجاد خرابی‌های زیادی در سازه‌ها شده و نقاط ضعف آیین‌نامه‌های فعلی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها را مشخص نموده‌اند. به همین دلیل آیین‌نامه‌های کنونی به سمت طراحی بر اساس عملکرد و در نظر گرفتن معیارهای جابه‌جایی برای ارزیابی خرابی سازه پیش می‌روند. به منظور بیان کمی آسیب‌پذیری اجزای مختلف سازه‌ای و یا غیرسازه‌ای بر حسب میزان خطر زلزله می‌توان در مورد هر نوع از سازه‌ها یا اجزای غیر سازه‌ای حساس به شتاب، احتمال وقوع یا فرا گذشت از یک میزان خسارت خاص را بر حسب یک ویژگی معرف زلزله نظیر  $PGA$ ,  $PGD$ ,  $PGV$  بیان نمود. تکرار این عملیات برای مقادیر مختلف  $PGA$  یا سایر تک پارامترها، منجر به تولید منحنی‌های نرمال شده‌ی ای موسوم به منحنی شکنندگی می‌گردد.

منحنی‌های شکنندگی برای برآورد خطر آفرینی زیرساخت‌های شهری نیز قابل استفاده‌اند. این منحنی‌ها سطح محتمل خسارت برای سطوح مختلف شدت تأثیر زلزله را نشان می‌دهند. به کمک این منحنی‌ها می‌توان با تعیین میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها آنها را برای مقاوم سازی اولویت‌بندی کرد. همچنین مؤسسات مدیریتی دولتی و ادارات بیمه که عهده دار برآورد خسارت بعد زلزله هستند می‌توانند از این منحنی‌ها بهره بگیرند [۳].

شکل‌پذیری بالا و سختی مناسب در قاب‌های  $EBF$  را می‌توان ناشی از دو عامل زیر دانست:

الف: هنگام وقوع یک زلزله شدید تغییر شکل غیر ارتجاعی محدود به تیر پیوند شده و نهایتاً این جزء تیر باید طوری طرح شود که بتواند تغییرشکل‌های بزرگ غیر ارتجاعی را بدون از دست دادن مقاومت تحمل نماید.

ب: مهاربندی‌ها طوری طراحی می‌شوند که حتی در مقابل بارهای جانبی شدید هم، کمانش نکنند.

امروزه با پیشرفت علم در صنعت ساختمان روش‌های زیادی برای بهسازی سازه‌های بتن مسلح ارائه گردیده است که از جمله از این روش‌ها افزایش سختی به کمک مهاربند فلزی می‌باشد. ولی استفاده

از مهاربند فلزی همراه با لینک قائم کمتر مورد توجه بوده است. در بهسازی سازه‌ها، سعی بر آن است که سازه علاوه بر داشتن سختی لازم در مقابل ارتعاشات زمین ناشی از زلزله، قادر به مستهلک نمودن انرژی ناشی از این ارتعاشات نیز باشد. در سیستم مهاربندی همراه با تیر پیوند قائم، سازه بهسازی شده علاوه بر تأمین سختی مورد نیاز توسط مهاربندها، قابلیت بالایی در جذب و استهلاک انرژی توسط لینک قائم خواهد داشت [۴].

در این پژوهش به بررسی منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های بتن آرمه دارای ضعف اجرایی سازه‌ای (فرض کاهش مقاومت بتن تیر و ستون از طراحی ۲۵۰ به ۱۵۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع) که با مهاربند فولادی برون محور دارای پیوند قائم مقاوم سازی شده است، پرداخته خواهد شد.

## ۲- مروری بر تحقیقات گذشته

در سال ۱۳۹۱ احمدی نژاد و همکارش، عملکرد تیر پیوند قائم برای بهسازی سازه بتن آرمه، مورد بررسی قرار دادند و به نتایج زیر دست یافتند [۵].

(۱) تیر پیوند قائم می‌تواند عملکرد غیر الاستیک سازه را بالا برده و از این طریق استهلاک انرژی در سازه را بالا ببرد.

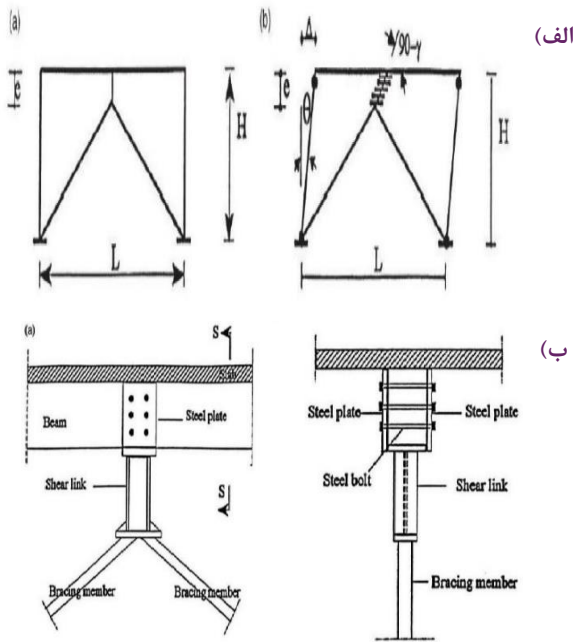
(۲) مدل سازی لینک برشی بر مبنای رفتار چند خطی آن می‌تواند انجام شود که نرم‌افزار  $Sap2000$  می‌تواند مدل قابل قبولی را ارائه دهد.

(۳) از مهاربندهای فولادی اغلب برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح استفاده می‌گردد. هر چند گاهی تحت اثر حرکات قوی زمین که قرار می‌گیرند، کمانش مهاربندها منجر به کاهش سختی جانبی و کاهش مقاومت در ساختمان می‌گردد. استفاده از مهاربندهای واگرا با پیوند قائم در بهسازی لرزه‌ای، علاوه بر رفع کمانش احتمالی مهاربندها، منجر به کاهش تغییرشکل‌های بزرگ غیرالاستیک وارده به اعضای بتنی می‌گردد.

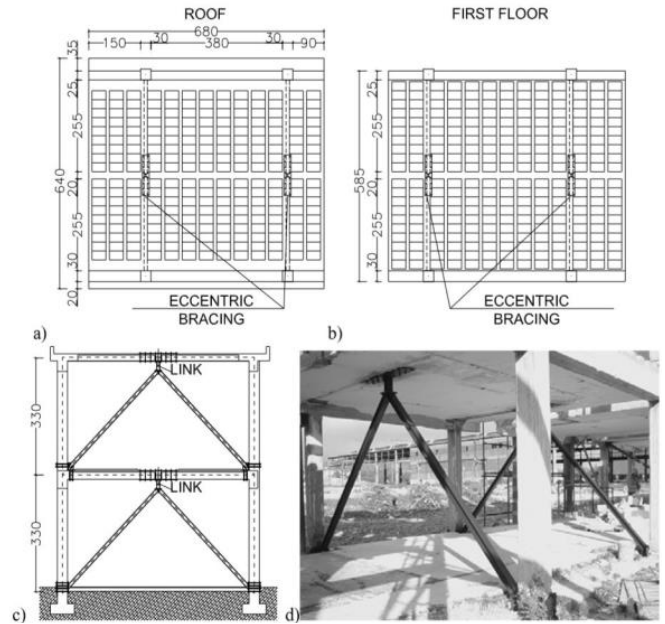
(۴) تیر پیوند قائم در درون سازه قرار ندارد و به راحتی قابل تعویض است. در صورتی که برای اتصال از پیچ و مهره استفاده گردد، پس از زلزله می‌توان قطعه آسیب دیده را تعویض و کماکان از سازه بهره برداری نمود.

(۵) این سیستم به سقف سازه متصل نیست و بر خلاف تیر پیوند





شکل ۲. الف) مکانیزم تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب [۶] ب) نحوه اتصال مهاربند برشی به تیربتنی [۶]



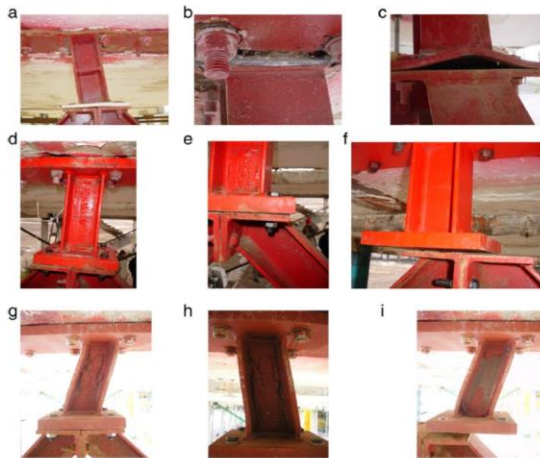
شکل ۱. جزئیات بهسازی با تیر پیوند قائم [۵]

افقی در صورت آسیب دیدن، هیچ یک از قسمت‌های ساختمان آسیب نمی‌بیند.

۶) به دلیل سهولت اجرا استفاده از آن در طرح‌های مقاوم سازی بسیار راحت است.

حیدریان و همکارش در سال ۱۳۸۹ به طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه بتن مسلح با استفاده از مهاربند پانل برشی (تیر پیوند قائم) براساس سطح عملکرد پرداخته و در مقاله خود بیان داشتند که با اضافه کردن مهاربندهای پانل برشی به قاب سازه بتنی، با توجه به اینکه مهاربندهای پانل برشی با تغییر شکل لینک، میرایی سیستم را افزایش داده و نیاز لرزه‌ای را کمتر می‌کنند، لذا سطح عملکرد سازه را بالاتر برده و پارامترهای لرزه‌ای آن را بهبود می‌بخشند. بنابراین استفاده از بادبند پانل برشی جهت بهسازی سازه‌های بتن مسلح نتایج بسیار مثبتی در بر خواهد داشت [۴].

در سال ۲۰۰۱ قبارا و همکارش در مقاله خود برای اولین بار عملکرد یک ساختمان بتنی غیر شکل پذیر با بهسازی توسط مهاربندهای فولادی برون محور (دارای پیوند قائم) و هم محور، با استفاده از مدل سازی عددی را بررسی کردند. برای این کار یک ساختمان ۳ طبقه اداری به طور جداگانه با هر یک از این دو نوع مهاربند ها مقاوم سازی شده و رفتار آن ها با یکدیگر مقایسه شده است. نتایج این تحقیق حاکی



شکل ۳. خرابی‌های تیر پیوند در آزمایش مازولانی و همکاران [۷]

از تغییر شکل‌ها و آسیب‌های کمتر قاب مهاربندی شده با سیستم برون محور نسبت به سیستم هم محور می‌باشد. همچنین نصب و اجرای مهاربند برون محور نسبت به مهاربند هم محور آسانتر ذکر شده است، زیرا تعداد نقاط اتصال به قاب کمتر بوده و همچنین اتصال پیوند به تیر سقف در دسترس می‌باشد [۶].

یکی از مهمترین تحقیقاتی که در زمینه بهسازی سازه‌های بتنی با استفاده از مهارندهای فولادی برون محور دارای پیوند قائم انجام شده است، سری آزمایش‌های انجام شده توسط مازولانی و همکاران در سال ۲۰۰۶، روی یک ساختمان دو طبقه قدیمی در ایتالیا می‌باشد. نتایج این آزمایش‌ها نشان داد که مقاومت و شکل پذیری سازه به صورت قابل توجهی در سازه‌ی مقاوم سازی شده افزایش یافت و همچنین پیوند قائم نقش کلیدی در جذب انرژی دارد [۷].

سه نمونه پیوند برشی با جزییات مربوط به اتصال هر پیوند به کار رفت که در هریک خرابی‌های زیر مشاهده شد.

- ورق اتصال پیوند به مهاربند دچار اعوجاج شد.
- پیچ گسیخته شد.
- پیوند دچار خرابی شد.

در سال ۲۰۱۲ پنگ و مینگ، عملکرد یک قاب بتنی یک دهانه‌ی یک طبقه که با مهاربند فولادی دارای پیوند قائم مقاوم سازی شده بود، با استفاده از آزمایش روی میز لرزه مورد ارزیابی قرار دادند. در این آزمایش قاب مقاوم شده، رفتار بسیار خوبی در مقابل زلزله قوی از خود

در این تحقیق فرمول ماکزیمم طول لینک برشی کنسول را این گونه بیان می‌کند [۶]:

$$e_{crit} = \mu_u / V \quad (1)$$

$$\mu_u = 1.2 M_p \quad (2)$$

$$V_u = 1.5 V_p \quad (3)$$

در رابطه‌های فوق  $V_u, M_u$  به ترتیب لنگر انتهایی تیر پیوند با یک سخت کننده مناسب و نیروی برشی انتهایی تیر پیوند با یک سخت کننده مناسب و همچنین  $V_p, M_p$  به ترتیب لنگر پلاستیک و لنگر برشی مقطع می‌باشد. به این نتیجه دست یافتند که براساس داده‌های آزمایشگاهی فرمول برای محاسبه طول یک لینک کنسولی که تضمین کند که در برش ابتدا لینک تسلیم می‌شود عبارت است از:

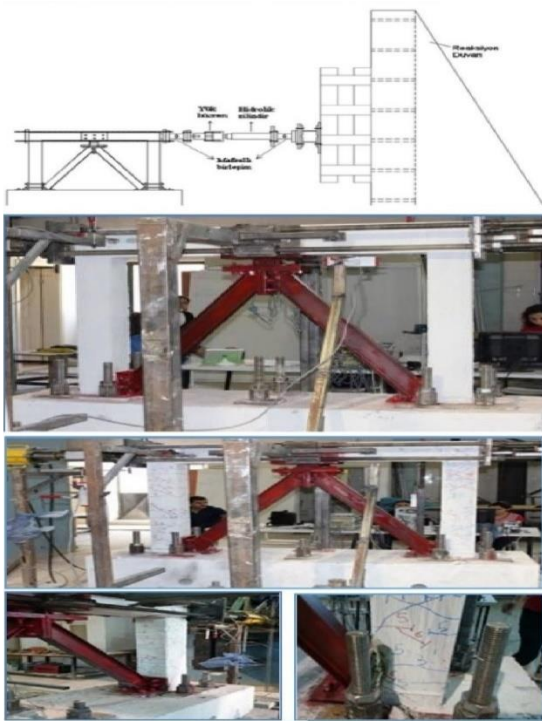
$$e_{crit} = \frac{2 * b_f * t_f}{t_w} \quad (4)$$

در رابطه فوق  $t_w, t_f, b_f$  به ترتیب برابر عرض بال، ضخامت بال و ضخامت جان یک مقطع با پروفیل بال پهن می‌باشد.

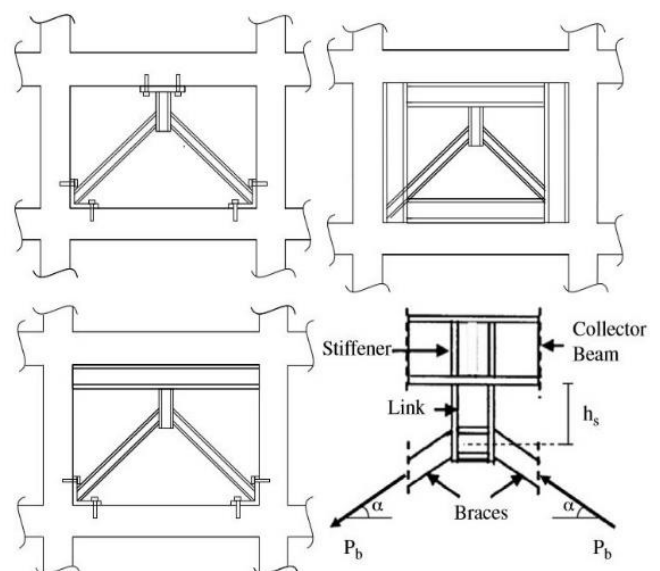
$$\theta = \Delta / H \quad (5)$$

$$\gamma = \theta * \frac{H}{e} \quad (6)$$

رابطه شماره (۵) زاویه دریافت طبقه و رابطه شماره (۶) زاویه تغییر مکان لینک را محاسبه می‌کند.



شکل ۵. نحوه انجام آزمایش اینس و همکاران در آزمایشگاه و مشاهده خرابی‌ها بعد از آزمایش [۱۱]



شکل ۴. تکنیک مقاوم سازی پیشنهادی آرمونی و ال-دویک [۹]

های سازه‌ها بوده و قادر به طراحی نیست، لذا طراحی اولیه سازه در نرم‌افزار Etabs 2015 انجام گردیده است. پس از تحلیل و طراحی سازه‌ها خروجی های مورد نظر به صورت فایل های متنی از نرم‌افزار OpenSEES دریافت شد و با استفاده از نرم‌افزار Matlab و انجام تحلیل‌های آمار و احتمالاتی منحنی‌های شکنندگی ترسیم گردیدند.

### ۲-۳- مدل سازه‌های سه بعدی

برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی با سیستم قاب خمشی در زلزله، با توجه به جدول ۱، سه تیپ ساختمان بتنی با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۸ طبقه به ارتفاع طبقات ۳/۲ متر در نظر گرفته شد. در دستورالعمل HAZUS MR5 ساختمان قاب خمشی بتنی را با نماد C1 و نوع ساختمان از نظر کوتاه مرتبه، متوسط مرتبه و یا بلند مرتبه بودن را به ترتیب با نمادهای L، M، H در جلوی C1 نشان می‌دهد.

### ۳-۳- فرضیات طراحی سازه‌ها:

سازه مورد نظر واقع در استان مازندران می‌باشد که طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران، این استان در منطقه‌ای با خطر نسبی زیاد قرار گرفته که مطابق دسته بندی استاندارد ۲۸۰۰ ایران خاک محل سازه از نوع III در نظر گرفته شده است.

الف) سازه در جهت X دارای ۴ دهانه ۵ متری و در جهت Y دارای ۳ دهانه ۵ متری و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر فرض شده است.

ب) میلگردهای طولی استفاده شده در بتن از نوع AIII با تنش تسلیم  $F_y = 4000 \frac{Kg}{cm^2}$  می‌باشند.

جدول ۱. تیپ بندی ساختمان‌ها از نظر ارتفاع [۱۲]

Lable	Description	Range	
		Name	Stories
C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1 - 3
C1M		Mid-Rise	4 - 7
C1H		High-Rise	8+

نشان داد که علت اصلی آن در شکل پذیری و قابلیت جذب انرژی بالای تیر پیوند و سختی جانبی زیاد مهاربند بیان شده است. عملکرد لرزه‌ای قاب، کاملاً تحت تأثیر طول تیر پیوند و اتصال بین تیر پیوند و تیر سقف قاب بتنی قرار دارد. این اتصال باید طوری طراحی شود که اطمینان حاصل شود که خرابی در تیر پیوند رخ می‌دهد و نه در اتصال [۸].

در سال ۲۰۱۳ آرموتی و ال-دویک، به مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم سازی شده با مهاربند فولادی دارای لینک برشی قائم در مقابل ژاکت فولادی ستون پرداختند. آنها در این بررسی یک ساختمان بتن آرمه ۵ طبقه که در سال ۱۹۸۰ در اردن ساخته شده بود را مورد مطالعه قرار دادند. برای مقاوم سازی و افزایش عملکرد از تجزیه و تحلیل استاتیک و دینامیک غیر خطی با سوابق لرزه‌ای استفاده کردند. به این نتیجه دست یافتند که هر دو روش فوق باعث افزایش عملکرد و کاهش هزینه اجرا نسبت به استفاده از عناصر بتن آرمه می‌شود و مهاربند با لینک برشی قائم عملکرد بهتری به خاطر محدود کردن ایجاد مفصل پلاستیک و جابه‌جایی کمتر، نسبت به ژاکت فولادی ستون دارد [۹].

در سال ۲۰۱۵ هاپرمس و ناندی، عملکرد لرزه‌ای ساختمان بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند برون محور دارای پیوند قائم را مورد بررسی و تجزیه و تحلیل قرار دادند. در این بررسی ساختمان‌های با طبقات ۵، ۱۵ و ۲۰ را با این سیستم بهسازی و مدل‌سازی کردند. به این نتایج دست یافتند که افزودن مهاربند باعث جذب انرژی بیشتر، بالا رفتن سختی و همچنین عملکرد لرزه‌ای سازه را بهبود می‌بخشد [۱۰].

در سال ۲۰۱۵ اینس و همکاران یک قاب بتن مسلح را قبل و بعد از مقاوم سازی با مهاربند برون محور دارای لینک قائم را تحت بارهای رفت و برگشتی مورد مطالعه آزمایشگاهی قرار دادند. به این نتایج دست یافتند که قاب مهاربندی شده باعث افزایش تحمل بار و ظرفیت انرژی شده است [۱۱].

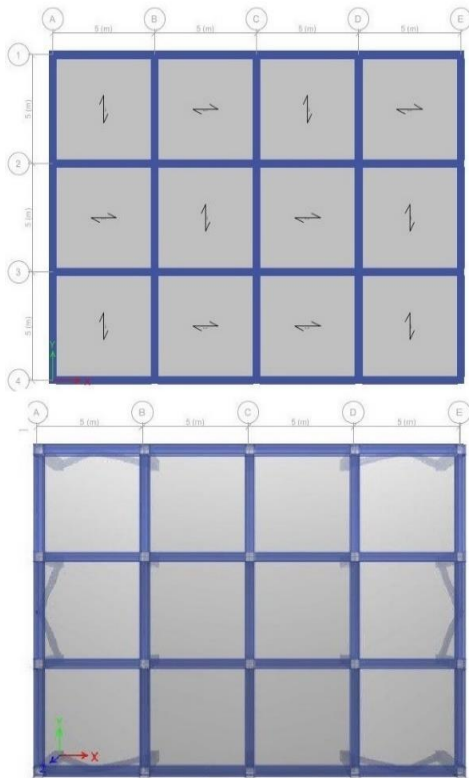
### ۳- تبیین فرضیات و جزئیات مدل‌سازی

#### ۳-۱- مقدمه

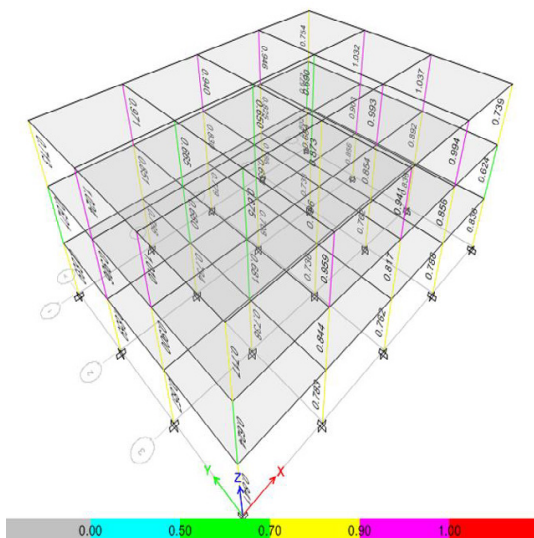
در این تحقیق تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی که لازمه تحلیل دینامیکی فزاینده می‌باشند، در نرم‌افزار OpenSEES صورت گرفته است. از آنجا که این نرم‌افزار صرفاً جهت تحلیل و ذخیره کردن پاسخ

### ۴-۳- طراحی قاب‌ها

برای محاسبه مقاطع مورد نیاز و مناسب جهت انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی فرآینده، ابتدا باید با توجه به تحلیل‌های خطی سازه را مورد ارزیابی قرار داده و از ظرفیت خطی



شکل ۶. پلان تیپ سازه‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه با جانمایی مهاربند واگرا



شکل ۷. نتایج طراحی سازه ۳ طبقه با ۴ دهانه به طول ۵ متر

(ج) سازه در هر دو جهت دارای سیستم قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط می‌باشد.

(د) بتن طراحی شده در تیرها و ستون‌ها دارای مقاومت فشاری ۲۸ روزه  $f_c = 250 \frac{Kg}{cm^2}$  می‌باشد.

با استناد به مطالعات میدانی انجام شده توسط مولفین در سال ۱۳۹۱ که با انجام آزمایشات مخرب و غیر مخرب بر روی ۳۵۰ نمونه از ساختمان‌های بتن آرمه واقع در شهر بابلسر، با حمایت سازمان نظام مهندسی انجام شد، مشاهده گردید که از بین ساختمان‌های مورد بررسی با سیستم قاب خمشی متوسط، تعداد زیادی از ساختمان‌های موجود (بیش از ۵۰ درصد آنها) دارای ضعف مقاومت بتن هستند. این ساختمان‌ها دارای مقاومت فشاری بین ۱۲۰ تا ۱۸۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع بوده اند. در این تحقیق با محاسبه مقادیر میانگین و پراکندگی مقاومت‌های اندازه گیری شده برای لحاظ عدم قطعیت مقاومت بتن (ستون‌ها) میانگین مقاومت بتن برابر با  $f'_c = 150$  با انحراف معیار ۳۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع در نظر گرفته شده است [۱۳].

طول وصله میلگردها ممکن است بنا به دلایل مختلف نظیر عدم وجود نقشه‌های اجرایی یا اجرای نادرست کمتر از مقدار مورد نیاز در نظر گرفته شود لذا ضعف سازه ای دیگری که در این تحقیق در نظر گرفته شد طول ناکافی در وصله میلگردهای طولی ستون می باشد. برای در نظر گیری این ضعف، از آن جایی که فرض می شد طول وصله آرماتورها نصف طول مورد نیاز می‌باشد، لذا بر اساس بند ۶-۳-۵ نشریه ۳۶۰ بهسازی لرزه ای ایران [۱۴]، تنش‌های میلگردهای طولی ستون‌ها نصف مقدار طراحی شده در نظر گرفته شد.

(ه) میلگرد خاموت‌های تیرها و ستون‌ها از نوع AII با تنش تسلیم  $F_y = 3000 \frac{Kg}{cm^2}$  است.

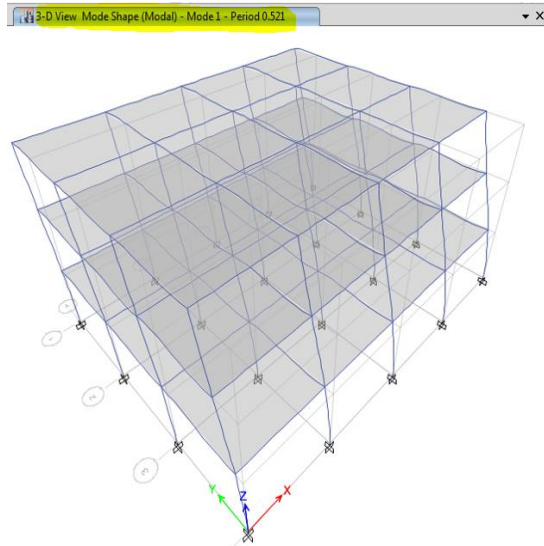
(و) سقف هر طبقه از نوع تیرچه بلوک فرض شد و دیافراگم کف هر طبقه صلب می‌باشد.

(ز) محل اتصال ستون به زمین و اتصالات تیر به ستون گیردار فرض شده است.

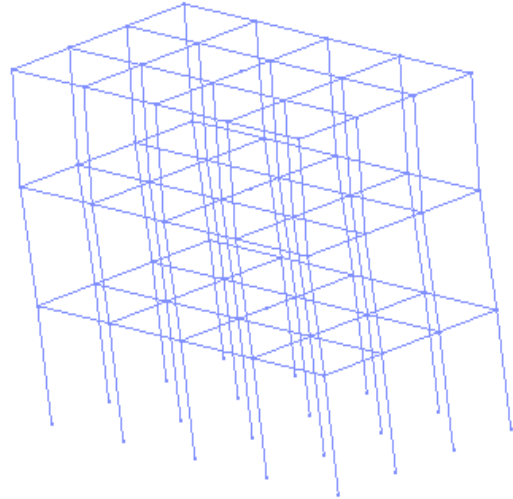
(ح) بار مرده کف طبقات و بام برابر با  $500 \frac{Kg}{m^2}$ ، بار تیغه معادل  $140 \frac{Kg}{m^2}$ ، بار زنده طبقات و بام به ترتیب برابر  $200 \frac{Kg}{m^2}$  و  $150 \frac{Kg}{m^2}$  و در نهایت بار برف با توجه به مبحث ششم حدود  $105 \frac{Kg}{m^2}$  در نظر گرفته شده‌اند.

جدول ۲. مقاطع تیر و ستون سازه ۳ طبقه

تیر	تعداد و قطر آرماتورها ستون		بعد ستون (cm)		طبقه
	تعداد	قطر (mm)	عرض	طول	
بعد تیر B40	۱۶ عدد	Φ۱۶	۴۵	۴۵	طبقه اول
B35	۱۶ عدد	Φ۱۴	۴۰	۴۰	طبقه دوم
B35	۱۶ عدد	Φ۱۲	۳۵	۳۵	طبقه سوم



Etabs2015: Mode1- Period 0.521



OpenSEES: Mode1- Period 0.523

شکل ۸. مقایسه پریود ارتعاشی سازه ۳ طبقه با دهانه به طول ۵ متر توسط دو نرم افزار

که صحت مدل سازی در دو نرم افزار را نشان می دهد، پریود بقیه سازه های مدل سازی شده نیز دارای اختلاف اندکی بوده اند که قابل قبول است.

### ۳-۵- مقدار برش پایه سازه قبل و بعد از مقاوم سازی

با توجه به بررسی نتایج مقادیر برش پایه، سازه بدون مهاربند با توجه به وزن کمتر نسبت به سازه با مهاربند، از آنجایی که ضریب رفتار کوچکتری نسبت به سازه با مهاربند دارد، با توجه به رابطه محاسبه ضریب زلزله، ضریب زلزله بزرگتری خواهد داشت که منجر می شود برش پایه سازه بدون مهاربند بیشتر شود. به طوری که با توجه به شکل نمودار ۹ به ترتیب مقدار برش پایه سازه مقاوم سازی شده ۳ و ۵ و ۸ طبقه نسبت به حالت قبل از مقاوم سازی حدود ۱۷ درصد، ۹ درصد و ۱۳ درصد کاهش یافته است.

مقاطع سازه ای اطمینان حاصل نمود تا در ادامه بتوان با استفاده از نرم افزار OpenSEES، تحلیل غیرخطی سازه انجام گردد. در این تحقیق، ساختمان های بتنی در نرم افزار ETABS2015 تحلیل و طراحی گردیدند که نمونه ای از نتایج طراحی سازه ۳ طبقه به تعداد دهانه و طول ۵ متر در شکل ۷ نمایش داده شده است.

در جدول ۲ به عنوان نمونه مقاطع مورد استفاده برای تحلیل سازه سه طبقه، مدل سازی شده در نرم افزار OpenSEES ارائه شده است. قاب سه بعدی طوری مدل سازی می گردد که پریود ارتعاشی سازه سه بعدی در نرم افزار ETABS و مدل سازی شده در نرم افزار OpenSEES به یکدیگر نزدیک بوده که نمونه ای از آن در شکل ۸ مقایسه شده است. مشاهده می شود پریود ارتعاشی سازه سه طبقه بدون مهاربند واگرا در نرم افزار ETABS2015 برابر با ۰/۵۲۱ ثانیه و در نرم افزار OpenSEES برابر ۰/۵۲۳ ثانیه به دست آمده است

### ۳-۶- مدل‌سازی در OpenSEES

اصل این ستون به قاب اصلی از نوع *Truss* تعیین می‌شود که مقاومت خمشی نداشته و لنگری به سازه اصلی منتقل نکند. برای مدل‌ها در این پژوهش از حالت ۳ بعدی کامل استفاده گردید که نیاز به مدل کردن این ستون نمی‌باشد.

### ۳-۷- صحت سنجی

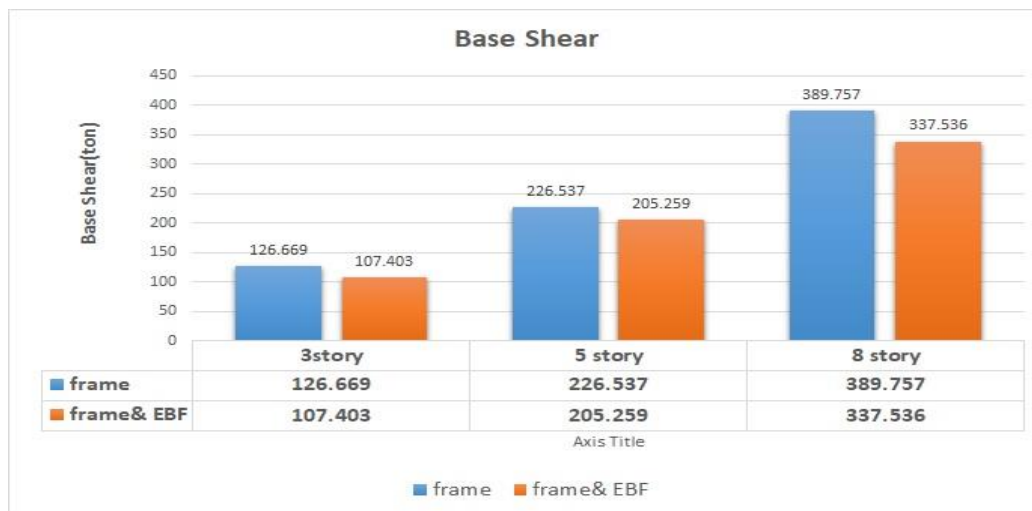
#### الف) صحت سنجی تیر پیوند با استفاده از تحلیل چرخه‌ای

برای بررسی رفتار پیوندهای برشی و نتایج حاصل از تحلیل هیستریزس، از مدل‌سازی نمونه آزمایشگاهی انجام شده توسط اکازاکی و همکاران [۱۶] بر روی پیوند افقی و قائم استفاده شده است. در شکل ۱۲ می‌توان جزئیات پیکربندی این آزمایش را مشاهده نمود. اتصال تیر به ستون و اتصال بادبندها به ستون از نوع اتصال ساده است. اتصال ستون‌ها به کف آزمایشگاه با استفاده از تکیه‌گاه‌های غلتکی انجام گردید. پیوندهای قائم جفت با مقطع *I* شکل ساخته شده از تیرورق، به وسیله دو ورق انتهایی با اتصال گیردار از نوع پیچی به تیر و بادبندها متصل می‌گردد دو تکیه‌گاه غلتکی در بالا و پایین ستون، مانع از دوران کلی ستون می‌شود. دو تکیه‌گاه غلتکی دیگر نیز، از جابه‌جایی در راستای قائم تیر پیوند جلوگیری می‌کنند. نتایج بدست آمده از رفتار سیستم که از نرم افزار OpenSEES بدست آمده و نتایج عددی حاصل از تست آزمایشگاهی ارائه شده توسط مرجع [۱۶] تطابق مناسبی را در مدل‌سازی نشان می‌دهد.

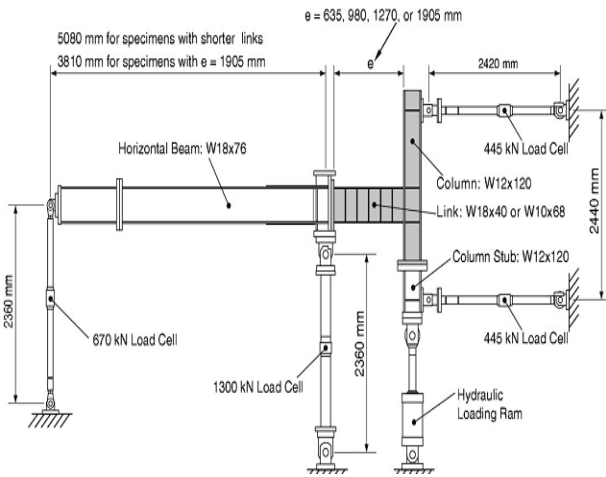
این نرم‌افزار دارای یک آرشیو کامل از انواع رفتارهای خطی و غیرخطی در خصوص تعریف مصالح، مقاطع و تعریف المان‌های مختلف در خصوص مدل‌سازی می‌باشد. برای مدل‌سازی هر یک از المان‌های تیر، ستون و تیرپیوند بایستی سه تعریف ماده، مقطع و المان همزمان به صورت غیرخطی تعریف گردد. بنابراین به منظور تعریف ماده فولادی به عنوان میلگرد در المان‌های تیر و ستون از مصالح *Steel02* و برای تعریف مصالح بتنی در مقاطع تیر و ستون از مصالح *Concrete01* استفاده می‌شود.

برای تعریف تیر پیوند برشی نیز از *Steel02* برای رفتار خمشی و برای رفتار برشی از *MultiLinearMaterial* استفاده می‌شود. برای تعریف المان‌های تیر و ستون از *element nonlinearBeamColumn* و همچنین برای تعریف المان مهاربند از المان قطری معادل که به صورت دو سر مفصل مدل‌سازی شده استفاده می‌گردد. این المان به دو انتهای تیر و ستون به صورت تک دستکی متصل شده و برای تعریف آن از *element truss* استفاده گردیده است.

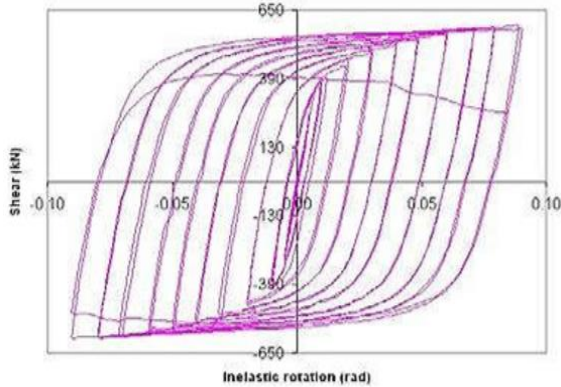
در راستای لحاظ کردن اثرات *P-Delta* از روش ستون متکی استفاده می‌شود که با توجه به اینکه مقاومت خمشی این ستون‌ها توسط فنرهای خمشی با مقاومت ناچیز حذف می‌شود، بنابراین این ستون‌ها به سازه اصلی تکیه می‌کنند. بار وارد بر ستون‌های متکی فقط برای در نظر گرفتن اثر *P-Delta* بزرگ خواهد بود. المان تیر



شکل ۹. مقادیر برش پایه سازه ۳ و ۵ و ۸ طبقه مورد مطالعه



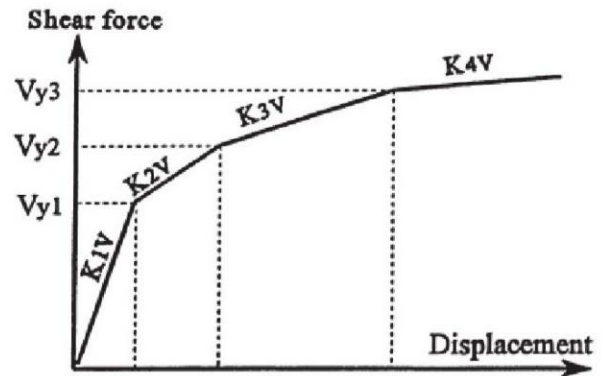
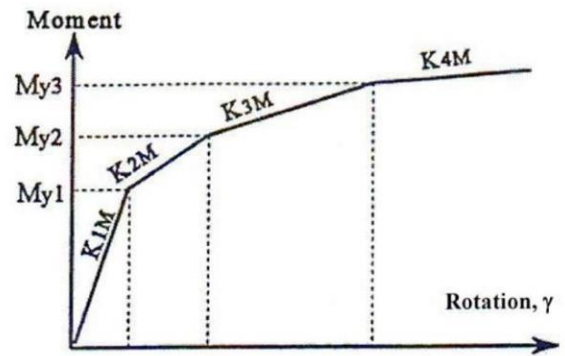
شکل ۱۲. جزئیات پیکربندی آزمایش، اکازاکی و همکاران [۱۶]



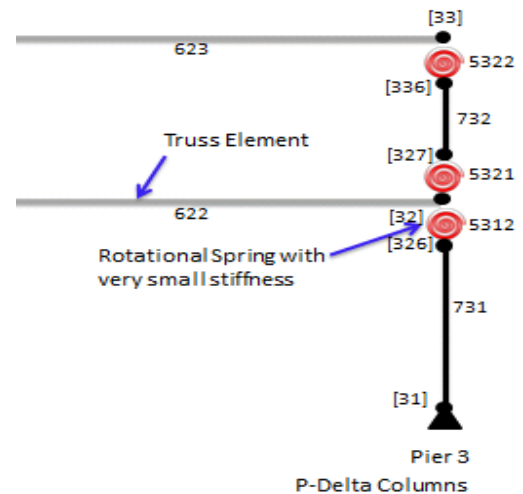
شکل ۱۳. نتایج بدست آمده از آزمایشگاه [۱۶]

سیستم فوق در حالت استاتیکی مورد ارزیابی قرار گرفت. به این ترتیب سازه شماره Model 3-O در مقاله حسینی و همکارش با مشخصات ارائه شده در آن که در شکل ۱۵ نشان داده شده است، مدل‌سازی گردیده و نتایج حاصل از مدل‌سازی در تحقیق حاضر و نتایج مرجع مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد انطباق مناسبی بین دو نمودار وجود دارد که نشان دهنده دقت مدل‌سازی می‌باشد [۱۷].

ج) بررسی صحت مدل‌سازی دوران مفصل پلاستیک جهت بررسی صحت مدل‌سازی دوران مفصل پلاستیک استفاده شده در کلیه تحلیل‌های این تحقیق از مدل دکتر پورشا استفاده

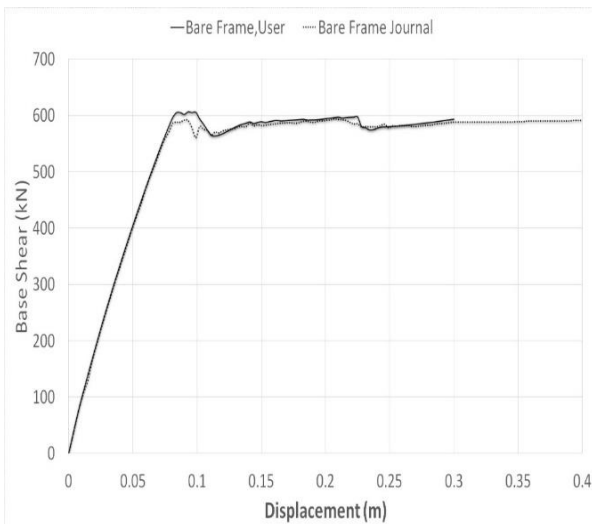


شکل ۱۰. نحوه مدل‌سازی با استفاده از رابطه جابه‌جایی - نیروی برشی و دوران - لنگر خمشی پیوند برشی

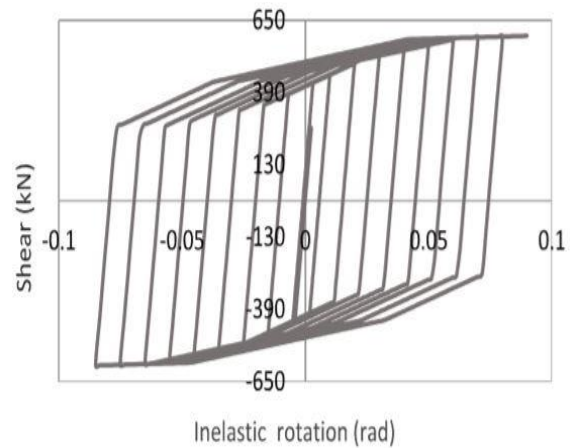


شکل ۱۱. نمونه ای از شکل کلی ستون متکی [۱۵]

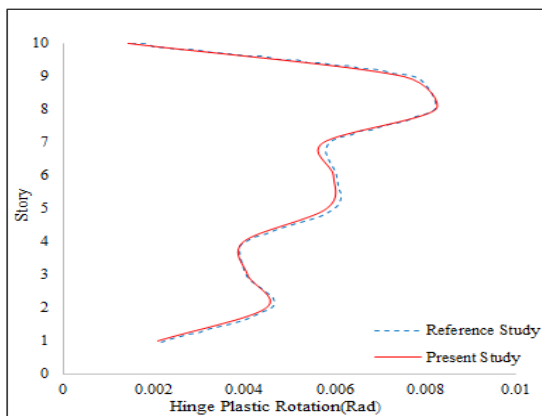
ب) صحت سنجی مدل‌سازی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه بتنی برای تطابق دقیق تر نتایج به منظور بررسی صحت مدل‌سازی،



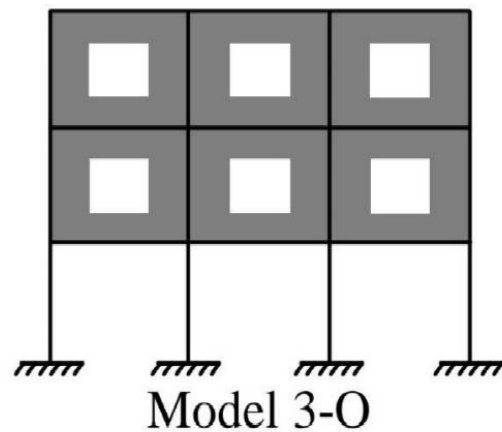
شکل ۱۴. مقایسه قاب خمشی بتنی مقاله حسینی [۱۷] و تحقیق حاضر



شکل ۱۵. نتایج بدست آمده از تحلیل



شکل ۱۶. مقایسه میانگین دوران پلاستیک مفاصل در طبقات قاب ۱۰ طبقه



شکل ۱۷. مدل مورد استفاده برای صحت سنجی [۱۷]

گردید. پورشا و همکاران [۱۸] در این بررسی قاب مورد مطالعه، قاب دو بعدی ۱۰ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه می باشد. در مرجع یاد شده، رابطه نیرو-تغییر مکان اعضا با فرض تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای عضو براساس FEMA-273 تعریف شده است. برای ستون ها مفاصل پلاستیک به صورت اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی حول محور قوی و برای تیرها مفاصل پلاستیک به صورت فقط اندرکنش لنگر خمشی حول محور قوی در نظر گرفته شده است. تحلیل های تاریخچه زمانی با استفاده از هفت رکورد زلزله که مشخصات آنها در جدول ۳ آمده است، انجام شد.

مقایسه میانگین دوران مفصل پلاستیک میانگین طبقات قاب بدست آمده نیز در OpenSEES محاسبه شده و با مقادیر مراجع ذکر شده در شکل ۱۱ قابل مشاهده است.

همان طور که در شکل ۱۱ مشاهده می شود دوران پلاستیک محاسبه شده، به نتایج مرجع [۱۸] بسیار نزدیک می باشد.

#### ۴- تحلیل غیرخطی فزاینده

تحلیل دینامیکی فزاینده: با انجام تحلیل های دینامیکی غیر خطی از یک مدل سازه ای تحت مجموعه ای از شتابنگاشت ها که هر یک به چندین سطح از شدت لرزه ای مقیاس شده اند، تعریف می شود، سطوح مقیاس باید به گونه ای انتخاب شوند که سازه را در تمامی محدوده های رفتاری بتواند پوش کند، از الاستیک به غیر الاستیک و در نهایت تا ناپایداری دینامیکی کلی، جایی که سازه بتواند فروپاشی کامل را تجربه کند.



جدول ۳. شتابنگاشت های انتخابی مقاله پورشا و همکارانش [۱۸]

NO	Earthquake	Year	M	Component (deg)	PGA
1	Duzce, Turkey	1999	7.3	E	0.134
2	Northridge	1994	6.7	90	0.239
3	Trinidad, california	1980	7.2	270	0.147
4	Victoria, Mexico	1980	6.4	45	0.621
5	Hollister	1986	5.5	295	0.09
6	Imperial Valley	1979	6.9	315	0.0204
7	Morgan Hill	1984	6.1	310	0.109

جدول ۴. مقایسه زمان تناوب مودهای اول تا سوم قاب ها

قاب	شماره زمان تناوب	نتایج مطالعه مرجع	نتایج سازه در OpenSEES
۱۰ طبقه	T1	۱/۶۹۷	۱/۶۸۲
	T2	۰/۶۰۵	۰/۵۹۵
	T3	۰/۳۴۶	۰/۳۲۵

جدول ۵. مشخصات رکوردهای انتخاب شده با توجه به شرایط ساختگاه

ID NO.	Earthquake			Site Data		PGA max (g)	Station Name
	M	Year	Name	NEHRP Class	Vs_30 (m/sec)		
R4	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	D	320	0.334	WGK
R7	6.5	1979	Imperial Valley	D	338.6	0.506	6619 SAHOP Casa
R10	7.4	1978	Tabas, Iran	D	274.5	0.108	71 Ferdows
R15	7.4	1990	Manjil, Iran	D	274.5	0.11	BHRC Tonkabun

#### ۱-۴- انتخاب رکوردهای زلزله

زلزله‌ای که در فاصله بیشتر از ۱۰ کیلومتر از محل گسل، ثبت شده‌اند را به عنوان رکورد دور از گسل و رکوردهایی که در فاصله‌ی نزدیک تر از ۱۰ کیلومتر ثبت شده باشند را رکوردهای نزدیک به گسل شناخته است.

در آیین‌نامه‌های مختلف براساس نوع سنگ و خاک زمین، طبقه

در این مطالعه از رکوردهای پیشنهادی آیین‌نامه FEMA P695 [۱۹] با کمی اصلاح استفاده گردید.

آیین‌نامه FEMA P695، رکوردهای زلزله را به دو دسته دور از گسل و نزدیک به گسل تقسیم کرده است. در این مجموعه رکوردهای

جدول ۶. رکوردهای پیشنهادی آیین‌نامه FEMA P695 [۱۹]

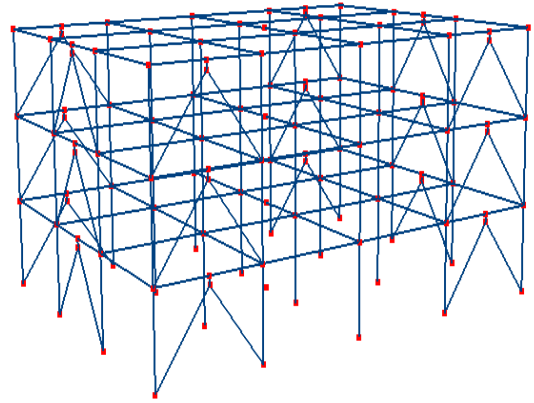
شماره	اطلاعات ثبت شده در پایگاه داده ای PEER-NGA				حرکات ثبت شده	
	تعداد گام های انتخابی	کمترین فرکانس (هرتز)	اسامی رکوردها - رکوردهای افقی		PGA max (g)	PGV max (cm/s.)
			مولفه ۱	مولفه ۲		
1	953	0.25	NORTHR/MUL009	NORTHR/MUL279	0.52	63
2	960	0.13	NORTHR/LOS000	NORTHR/LOS270	0.48	45
3	1602	0.06	DUZCE/BOL000	DUZCE/BOL090	0.82	62
4	1787	0.04	HECTOR/HEC000	HECTOR/HEC090	0.34	42
5	169	0.06	IMPVALL/H-DLT262	IMPVALL/H-DLT352	0.35	33
6	174	0.25	IMPVALL/H-E11140	IMPVALL/H-E11230	0.38	42
7	1111	0.13	KOBE/NIS000	KOBE/NIS090	0.51	37
8	1116	0.13	KOBE/SHI000	KOBE/SHI090	0.24	38
9	1158	0.24	KOCAELI/DZC180	KOCAELI/DZC270	0.36	59
10	1148	0.09	KOCAELI/ARC000	KOCAELI/ARC090	0.22	40
11	900	0.07	LANDERS/YER270	LANDERS/YER360	0.24	52
12	848	0.13	LANDERS/CLW-LN	LANDERS/CLW-TR	0.42	42
13	752	0.13	LOMAP/CAP000	LOMAP/CAP090	0.53	35
14	767	0.13	LOMAP/G03000	LOMAP/G03090	0.56	45
15	1633	0.13	MANJIL/ABBAR--L	MANJIL/ABBAR--T	0.51	54
16	721	0.13	SUPERST/B-ICC000	SUPERST/B-ICC090	0.36	46
17	725	0.25	SUPERST/B-POE270	SUPERST/B-POE360	0.45	36
18	829	0.07	CAPEMEND/RIO270	CAPEMEND/RIO360	0.55	44
19	1244	0.05	CHICHI/CHY101-E	CHICHI/CHY101-N	0.44	115
20	1485	0.05	CHICHI/TCU045-E	CHICHI/TCU045-N	0.51	39
21	68	0.25	SFERN/PEL090	SFERN/PEL180	0.21	19
22	125	0.13	FRIULI/A-TMZ000	FRIULI/A-TMZ270	0.35	31

C بر اساس تقسیم بندی آیین‌نامه (1994) NEHRP می باشد حذف شد و در عوض چهار رکورد مطابق جدول ۵ که به مشخصات ساختگاه سازه نزدیک تر بود را از سایت PEER دانلود و بعد از همپایه سازی در نرم افزار SeismoSignal جایگزین گردید. که در مجموع از ۲۰ رکورد اصلاح شده آیین‌نامه FEMA P695 در برای تحلیل استفاده شد [۲۰].

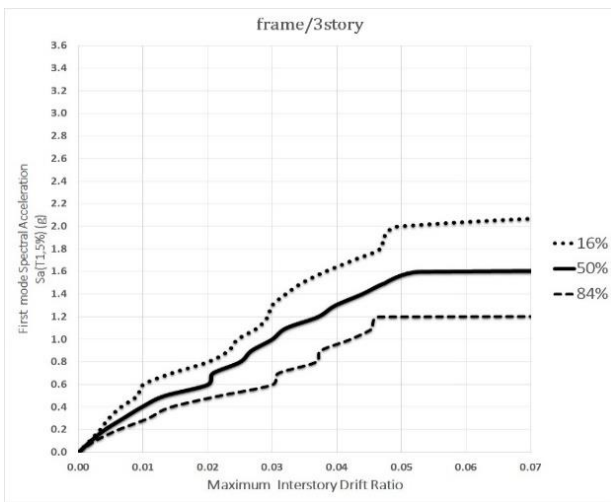
۴-۲- اثر ضعف سازه‌ای و مقاوم سازی به وسیله مهاربند واگرا برای مقاوم سازی فرض می‌شود به واسطه ضعف اجرا در حین ساخت، سازه دارای مقاومت کاهشی در بتن به اندازه ۱۰۰ مگاپاسکال

بندی های مختلفی ارائه شده است. همان‌طور که ذکر گردید در این مقاله خاک محل ساختگاه سازه مورد نظر را خاک نوع III آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) که با توجه به سرعت موج برشی که بین ۱۷۵ تا ۳۷۵ است، معادل خاک نوع C آیین‌نامه USGS، خاک نوع D آیین‌نامه (1994) NEHRP و خاک نوع D آیین‌نامه (1997) UBC می‌باشد، در نظر گرفته شد. به همین دلیل سعی گردید که از رکورد زلزله‌هایی استفاده شود که از نوع خاک III آیین‌نامه ۲۸۰۰ می‌باشد. به همین دلیل برای نزدیک‌تر کردن رکوردها با مشخصات ساختگاه رکوردهای شماره ۴، ۷، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۲ (رکوردهای هاشور خورده) در جدول ۶ پیشنهادی آیین‌نامه FEMA P695 که دارای خاک نوع

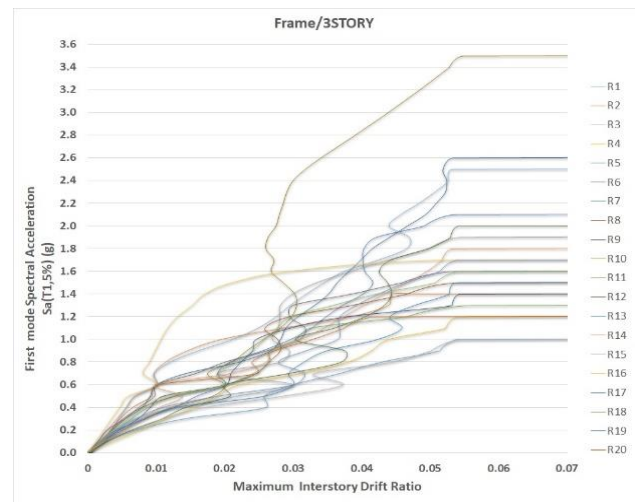
شده و طبیعتاً این ضعف سازه‌ای منجر به مشکلات عدیده می‌گردد. برای جبران این ضعف از مهاربند واگرا با لینک قائم استفاده گردید. پس از صحت مدل‌سازی در بخش صحت‌سنجی، اقدام به مدل‌سازی گشته و در دهانه‌های متفاوت، اقدام به طراحی برای حصول اطمینان از مقادیر فرضیات بعد و ابعاد تیر پیوند قائم برشی، سپس اجرای آن در نرم‌افزار *OpenSEES* برای تحلیل غیرخطی افزایشی شد. در این بخش اقدام به بررسی نتایج این سازه‌ها می‌گردد. در شکل ۱۸ می‌توان نمایی از مدل‌سازی ۳ بعدی سازه سه طبقه به همراه مهاربند واگرا در اپنسیس را مشاهده نمود.



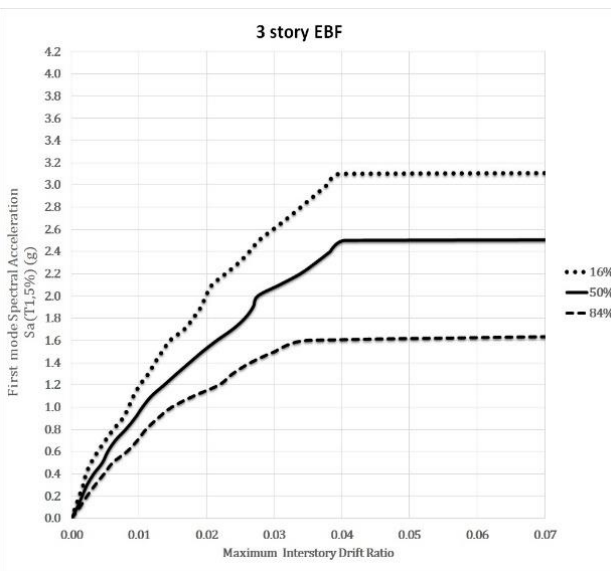
شکل ۱۸. نمای سازه ۳ طبقه تقویت شده با مهاربند واگرا



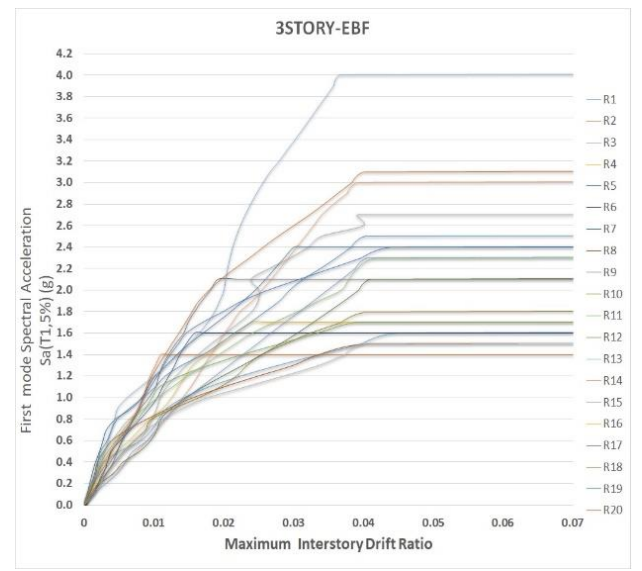
ب



الف



د



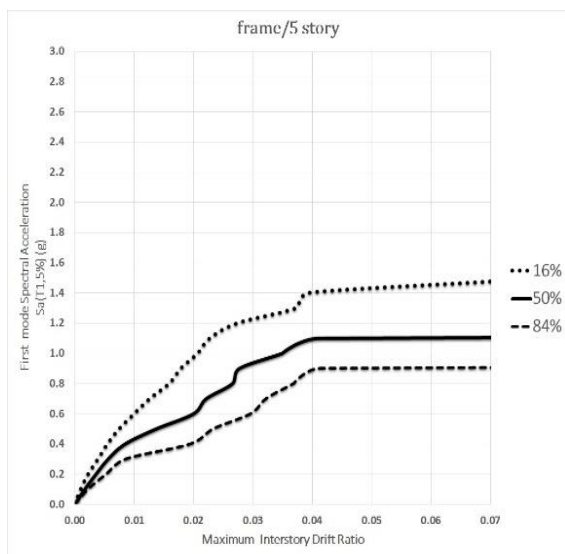
ج

شکل ۱۹. الف) منحنی IDA سازه ۳ طبقه بدون مهاربند واگرا، ب) خلاصه منحنی IDA سازه ۳ طبقه بدون مهاربند، ج) منحنی IDA سازه ۳ طبقه با مهاربند واگرا، د) خلاصه منحنی IDA سازه ۳ طبقه با مهاربند واگرا

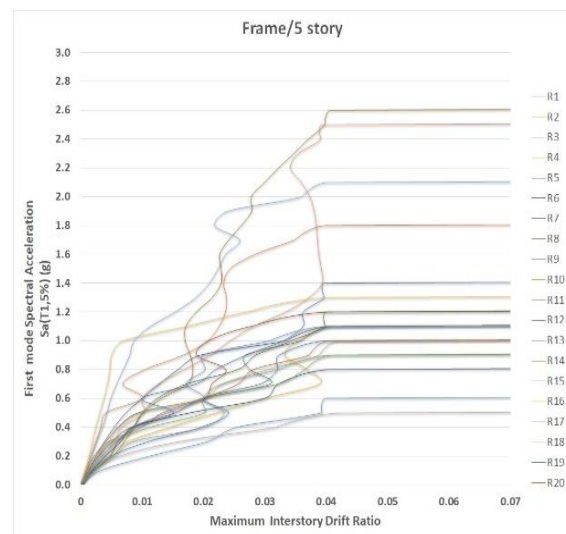
در قسمت قبل، اقدام به وارد نمودن ۲۰ شتاب افقی به منظور بررسی رفتار سازه می‌گردد. با توجه به شاخص خرابی مورد نظر، نمودارها ترسیم گردیده و در شکل‌های ۱۹ الی ۲۱ نمودارهای سازه ۳، ۵، ۸ طبقه نمایش داده می‌شود.

**خلاصه کردن منحنی IDA:** بعد از انجام تحلیل IDA تحت چندین رکورد مختلف زلزله، دسته‌ای از منحنی‌های IDA بدست می‌آید که با توجه به تعداد زیاد نمودارها (به دلیل تعدد شتاب نگاشت‌ها) در یک دسته منحنی که هرکدام نمایانگر رفتار خاصی از سازه تحت رکوردهای مختلف زلزله بوده ولی نمی‌تواند بیان‌کننده

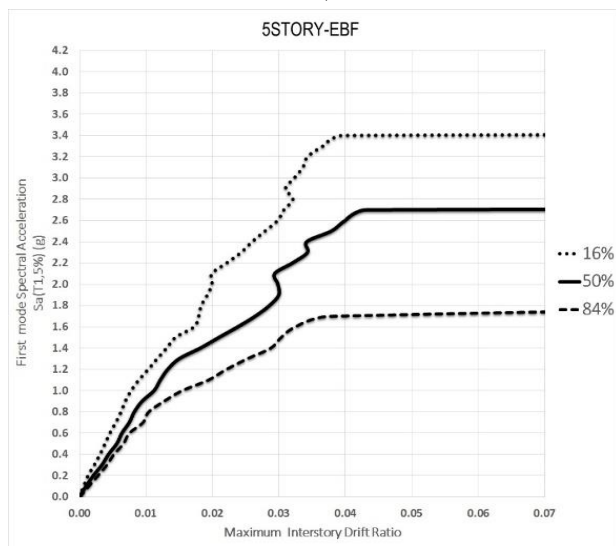
۳-۴- نمودارهای بدست آمده تحلیل دینامیکی فزاینده در این تحقیق به منظور بررسی نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده، ابتدا سازه ۳ بعدی ۳، ۵ و ۸ طبقه و با دهانه‌هایی به بعد ۵ متر برای انجام تحلیل‌ها در نرم افزار *OpenSEES* مدل‌سازی گردیده است. در مجموع ۶ حالت تحلیل برای انجام این تحقیق انجام شده که در ادامه نتایج به تفکیک نمایش داده می‌شود. در این قسمت نتایج آنالیز دینامیکی فزاینده غیرخطی بررسی شده و در نتیجه نمودارهای IDA و خلاصه نمودارهای آن ارائه می‌شود. در ادامه با توجه به توضیحات ارائه شده از نحوه بدست آوردن نمودارهای IDA



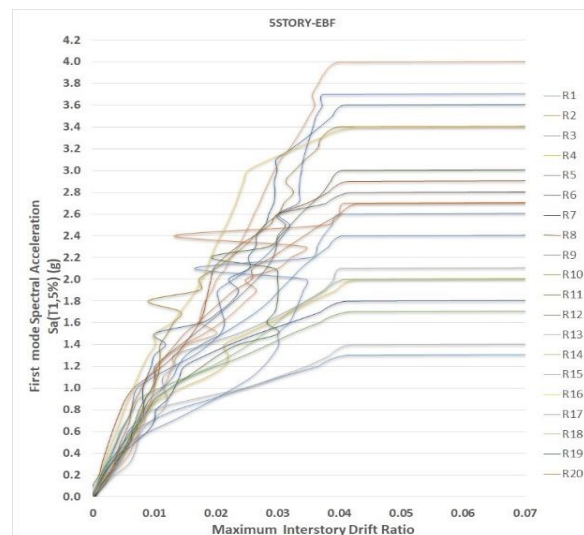
ب



الف



د

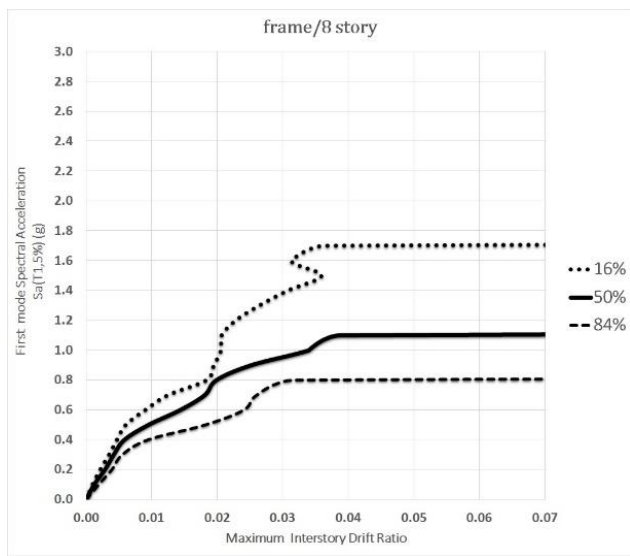


ج

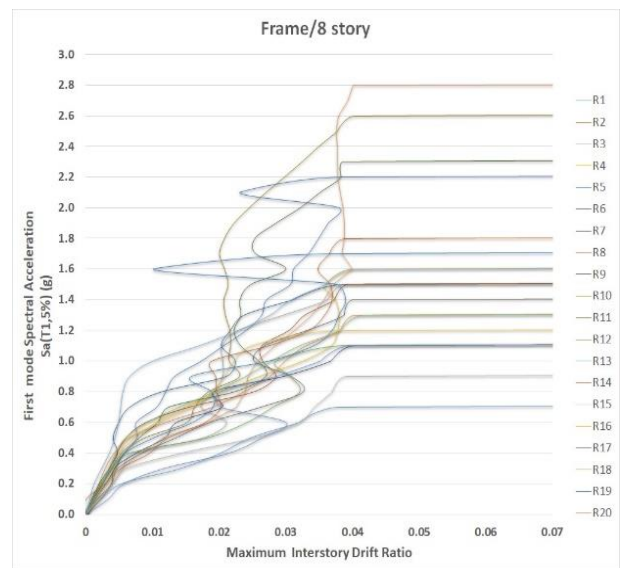
شکل ۲۰. الف) منحنی IDA سازه ۵ طبقه بدون مهاربند واگرا. ب) خلاصه منحنی IDA سازه ۵ طبقه بدون مهاربند واگرا. ج) منحنی IDA سازه ۵ طبقه با مهاربند واگرا. د) خلاصه منحنی IDA سازه ۵ طبقه با مهاربند واگرا

برای یک مقدار ثابت از شاخص خرابی ( $DM$ )، مقادیر اندازه شدت زلزله ( $IM$ )، در نمودارها کاهش می یابد. همچنین مقدار میانه  $Sa$ ، متناظر با حالت حدی فروریزش در منحنی  $IDA$ ، برابر ظرفیت  $Sa$  سازه ها نامیده می شود. با توجه به منحنی ها می توان گفت ظرفیت  $Sa$  سازه ها با افزایش ارتفاع آنها کاهش می یابد. با کمی دقت در این منحنی ها می توان تمامی مراحل رفتار سازه تحت زلزله، از حد ارتجاعی تا حد فروریزش و ناپایداری کلی را به طور کامل مشاهده نمود. در ابتدای همه دسته منحنی ها یک ناحیه الاستیک وجود دارد که به صورت خط صاف بوده و تا بخشی از

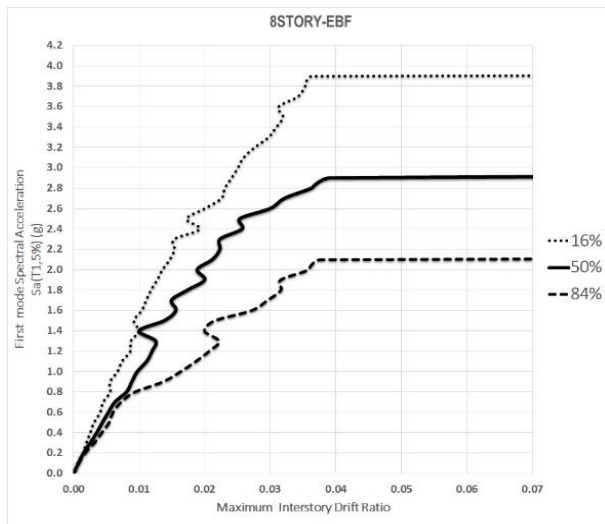
عملکرد سازه در حالت کلی باشد. برای دستیابی به یک حالت کلی از رفتار سازه و کاهش پراکندگی اطلاعات می توان دسته منحنی های  $IDA$  را خلاصه نمود. این امر از طریق روش های آماری میسر می گردد و به این صورت می توان میزان ظرفیت ساختمان های مورد مطالعه را به طور ملموس تری ارزیابی نمود. از این رو در این بخش سه مقدار آماری صدک های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ از هر یک از دسته منحنی های  $IDA$  استخراج گردید. همان طور که در شکل های مربوط به نمودارهای خلاصه شامل ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد مشاهده می گردد، با افزایش ارتفاع ساختمان،



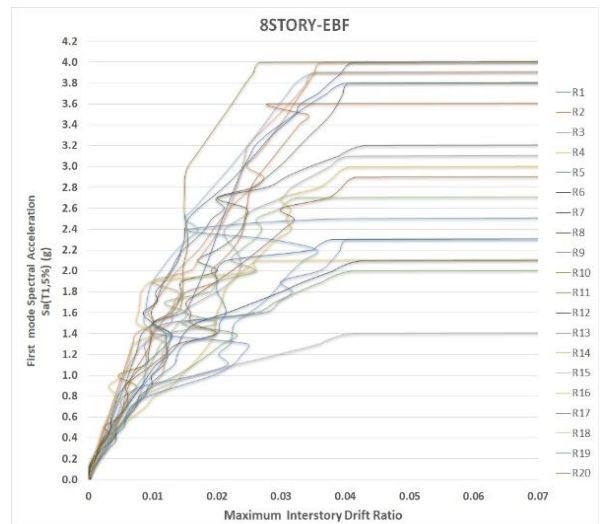
ب



الف

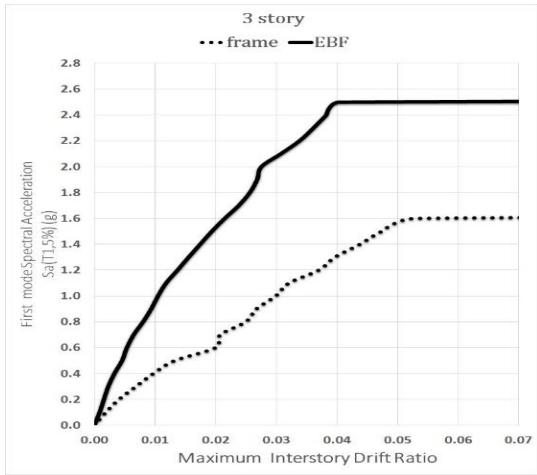


د

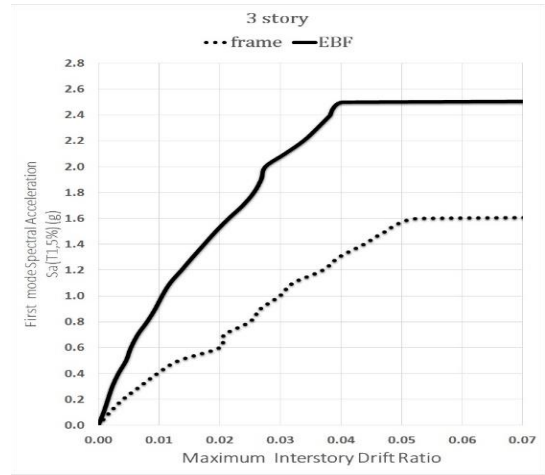


ج

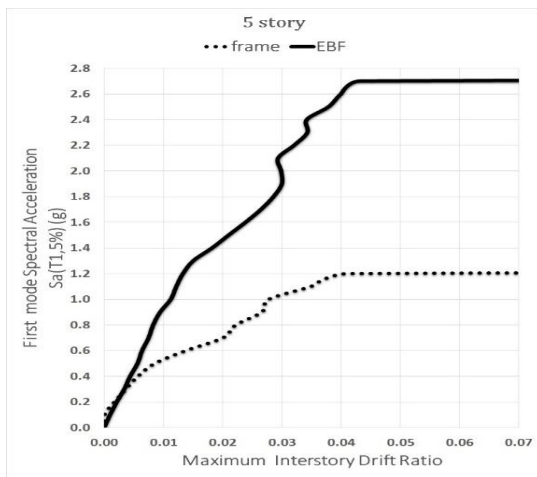
شکل ۲۱. الف) منحنی  $IDA$  سازه ۸ طبقه بدون مهاربند واگرا (ب) منحنی  $IDA$  سازه ۸ طبقه بدون مهاربند واگرا (ج) منحنی  $IDA$  سازه ۸ طبقه با مهاربند واگرا (د) منحنی  $IDA$  سازه ۸ طبقه با مهاربند واگرا



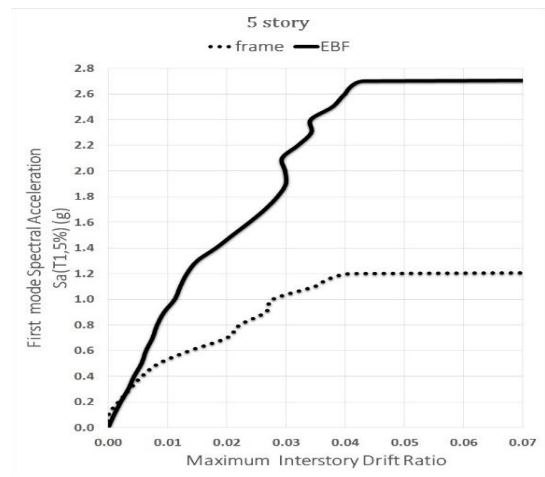
الف



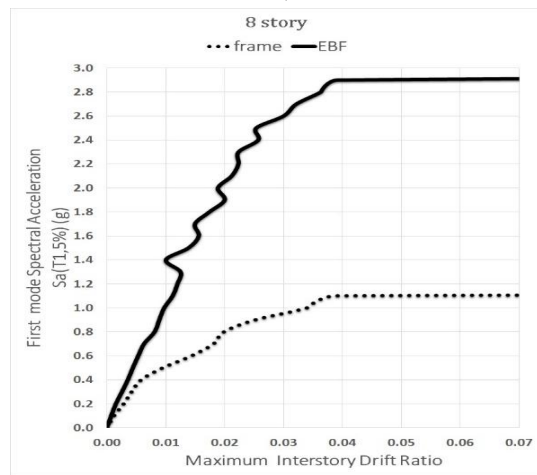
الف



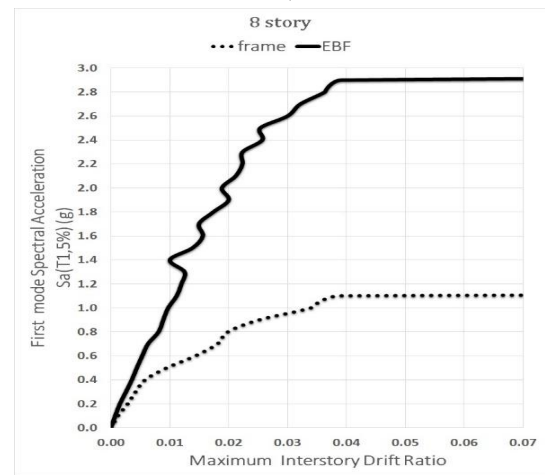
ب



ب



ج

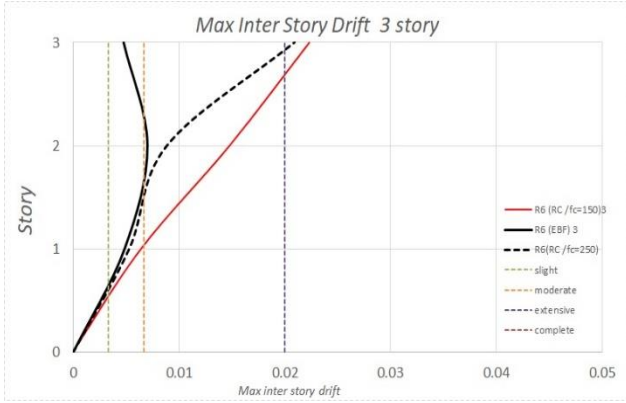


ج

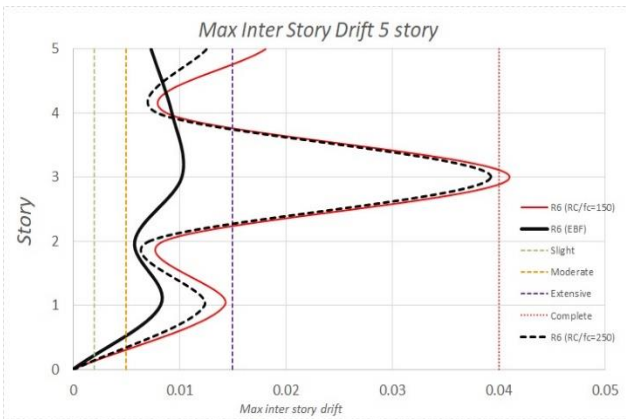
شکل ۲۳. الف) مقایسه منحنی ظرفیت ساختمان سه طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی (ب) مقایسه منحنی ظرفیت ساختمان ۵ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی (ج) مقایسه منحنی ظرفیت ساختمان ۸ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی

شکل ۲۲. الف) مقایسه ظرفیت دینامیکی سازه ۳ طبقه بدون و با حضور مهاربند واگرا (ب) مقایسه ظرفیت دینامیکی سازه ۵ طبقه بدون و با حضور مهاربند واگرا (ج) مقایسه ظرفیت دینامیکی سازه ۸ طبقه بدون و با حضور مهاربند واگرا

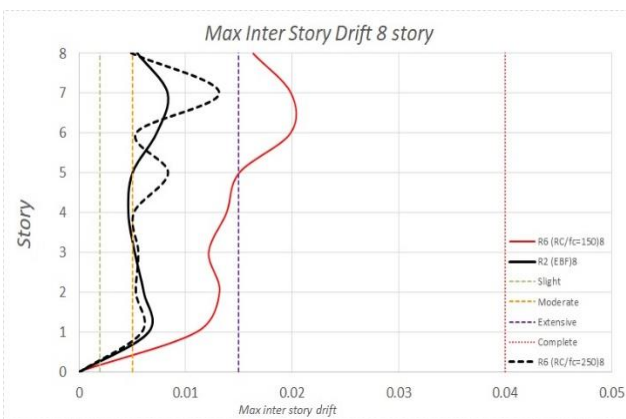
در یک  $Sa$  ثابت برای هر سه سازه ۳ و ۵ و ۸ نشان داده شده است. این گراف شامل پاسخ های سازه اصلی و سازه ضعیف شده با میانگین



الف



ب



ج

شکل ۲۴. الف) تغییر مکان نسبی سازه سه طبقه. ب) تغییر مکان نسبی سازه ۵ طبقه. ج) تغییر مکان نسبی سازه ۸ طبقه

منحنی  $IDA$  بصورت فصل مشترک همه منحنی ها می باشد. پس از این ناحیه رفتار غیرخطی در منحنی ها با خروج منحنی از حالت خط صاف نمایان می شود و با افت در سختی یا افزایش آن، رفتار غیرخطی سازه را نشان می دهد.

با دقت در دسته منحنی های  $IDA$ ، مشاهده می گردد که با افزایش ارتفاع، سازه ها زودتر وارد ناحیه ی غیرخطی می شود. همچنین مشاهده می گردد که رسیدن به حالت حدی خرابی کامل در قاب های ۸ و ۵ طبقه با نرم شدگی شدیدتری در منحنی رفتاری ساختمان همراه است، در حالی که این نرم شدگی در رفتار قاب ۳ طبقه به سختی قابل مشاهده می باشد. بایستی توجه نمود که وجود مهاربند سبب افزایش سختی و ظرفیت غیرخطی سیستم می گردد. در بررسی های اولیه صورت گرفته به خوبی مشاهده می گردد که جذب انرژی مهاربند واگرا به خوبی توانسته است ظرفیت دینامیکی سازه را به طور قابل توجهی بالا برده و به طور کل حضور آن در سازه نیز سبب افزایش ظرفیت سازه گردیده است. در نمودارهای شکل ۲۲ می توان این افزایش را به خوبی مشاهده نمود.

#### ۴-۴- منحنی های ظرفیت سازه

در این روش بار جانبی تحت الگوی بارگذاری جانبی مودال، مرحله به مرحله افزایش می یابد و تغییر مکان جانبی یک نقطه کنترلی در تراز بام با استفاده از نمودار (برش پایه- تغییر مکان جانبی) ارزیابی می شود. در تحلیل پوش آور بار تا حد رسیدن تغییر مکان نقطه تحت کنترل، به تغییر مکان هدف افزایش داده می شود مگر اینکه سازه ناپایدار شود یا برنامه در طی آنالیز با مشکلات همگرایی مواجه گردد. در نمودارهای شکل ۲۳ هر سه سازه قبل و بعد از مقاوم سازی تحت رکورد زلزله نوتریج (R1) مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور قرار گرفتند، و منحنی ظرفیت (پوش آور) سازه ها تحت الگوی بارگذاری جانبی مودال ترسیم گردیده است.

#### ۴-۵- تغییر مکان نسبی (Drift) بین طبقه ای

تغییر مکان نسبی (Drift) یکی از شاخص های مهم در تعیین سطوح عملکرد سازه ها می باشد که می تواند به گونه ای بیانگر سطوح عملکرد سازه باشد. در نمودارهای شکل ۲۴ تغییر مکان نسبی بین طبقات در مدل های سازه ای تحت یک رکورد زلزله ( $Imperial$ ) و

مقاومت بتن ۱۵۰ مگاپاسکال و سازه مقاوم سازی شده با مهاربند برون محور می گردد.

۴-۶- ترسیم منحنی‌های شکنندگی

هنگامی که ظرفیت سازه ای و تقاضای لرزه‌ای دو متغیری باشند که از توزیع نرمال یا لگاریتم نرمال پیروی کنند، با استفاده از قاعده حد مرکزی می توان نشان داد که عملکرد مرکب حاصل شده، توزیع لگاریتم نرمال خواهد داشت. بنابراین منحنی شکنندگی را می توان به صورت تابع توزیع تجمعی لگاریتمی نرمال مطابق رابطه زیر نشان داد [۲۲-۲۰]

۵- MR برای انواع مختلف تیپ‌های ساختمانی و حالت‌های مختلف خرابی ارائه شده است. در جدول ۷ مقدار متوسط حالت حدی مجاز (Sc) برای ساختمان‌های قاب خمشی بتنی در حالات خرابی مختلف ارائه گردیده است. همچنین در جدول ۸ مکانیزم خرابی با توجه به سطوح مختلف آسیب به صورت کیفی بیان گردیده است. مقدار  $S_d$  نیز از رابطه ی (۸) بدست می آید.

$$\ln(S_d) = a \ln(x) + b \quad (8)$$

در این رابطه  $X$  پارامتر شدت جنبش زمین ( $PGA$ ) می باشد و مقادیر  $a, b$  ضرایب رگرسیونی هستند که از طریق تحلیل رگرسیون لگاریتمی، حداکثر تغییر مکان بین طبقه ای، در مقابل  $PGA$  های مختلف به دست می آید.

منحنی‌های شکنندگی مورد بررسی در واقع بیانگر احتمالاتی میزان خطر پذیری و یا ریسک سازه‌ها می‌باشد که در ادامه این

حالت خرابی  $D$  (در این تحقیق حداکثر تغییر مکان بین طبقه ای)،  $Bsd$  انحراف معیار لگاریتم نرمال،  $S_d$  متوسط مقدار نیاز لرزه ای،  $Sc$  مقدار متوسط حالت حدی مجاز که در دستورالعمل HAZUS-MH

$$p(\leq D) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{sd}} \ln\left(\frac{S_d}{S_c}\right)\right] \quad (7)$$

که در رابطه ی بالا  $p$  احتمال رسیدن یا فراگذشت از حالت خرابی  $D$  (در این تحقیق حداکثر تغییر مکان بین طبقه ای)،  $Bsd$  انحراف معیار لگاریتم نرمال،  $S_d$  متوسط مقدار نیاز لرزه ای،  $Sc$  مقدار متوسط حالت حدی مجاز که در دستورالعمل HAZUS-MH

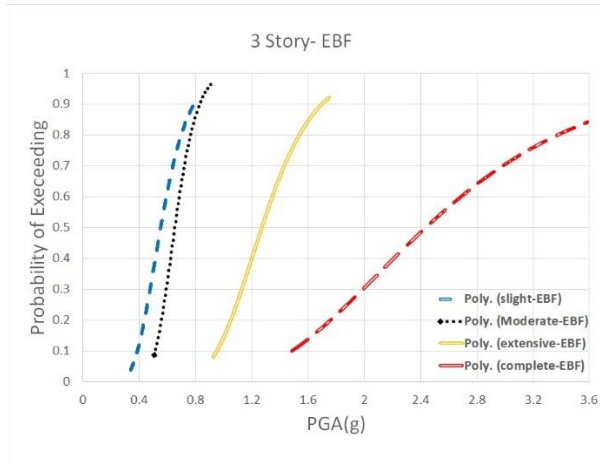
جدول ۷. مقدار متوسط حالت حدی مجاز در دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برای انواع حالت های خرابی [۱۲]

Type Building	Inter Story Drift at Threshold of Damage State			
	Slight	Moderate	Extensive	Complete
C1L	0.005	0.0087	0.0233	0.06
C1M	0.0033	0.0058	0.0156	0.04
C1H	0.0025	0.0043	0.0117	0.03

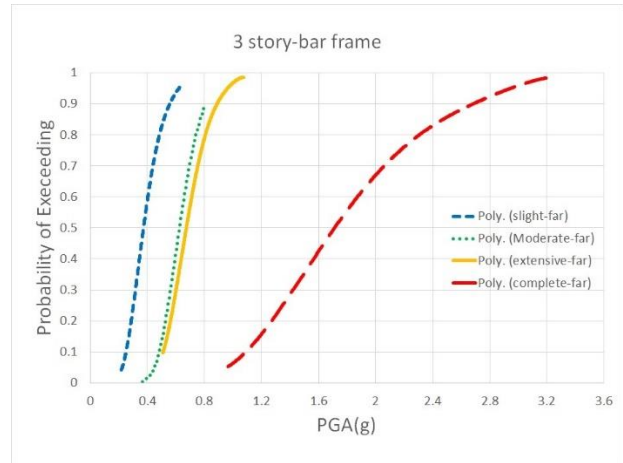
جدول ۸. مکانیزم خرابی با توجه به سطوح مختلف آسیب [۱۲]

تعریف کیفی آسیب	سطوح آسیب
ترک در سطح ستون	ناچیز
ورقه ورقه شدن پوشش بتن	متوسط
ریزش کامل پوشش بتن، نمایان شدن هسته بتن، تسلیم خاموت ها	زیاد
زوال محصورشدگی، کمانش یا گسیختگی آرماتورهای طولی ستون، شکست هسته بتن، جابجایی پسماند قابل توجه	کامل

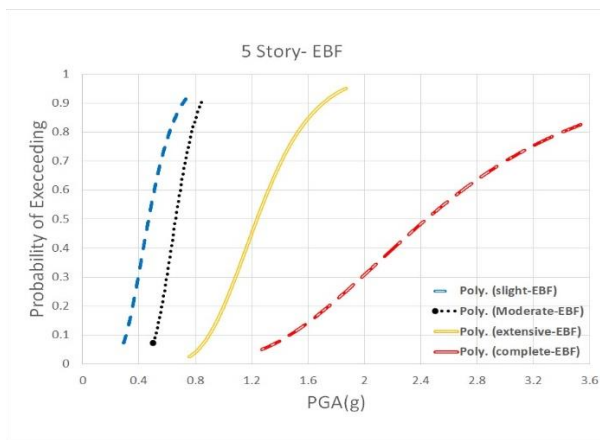




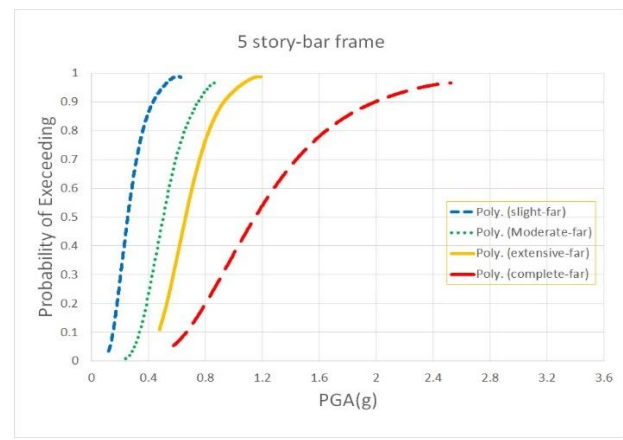
ب



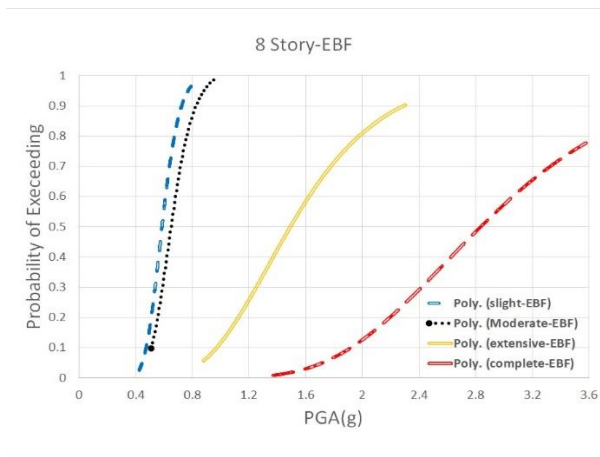
الف



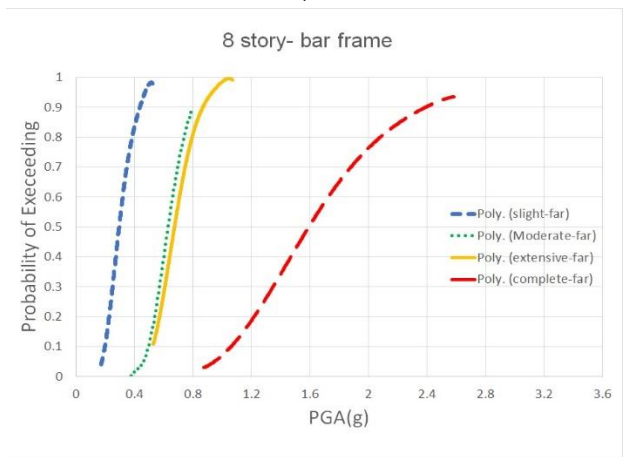
ت



پ



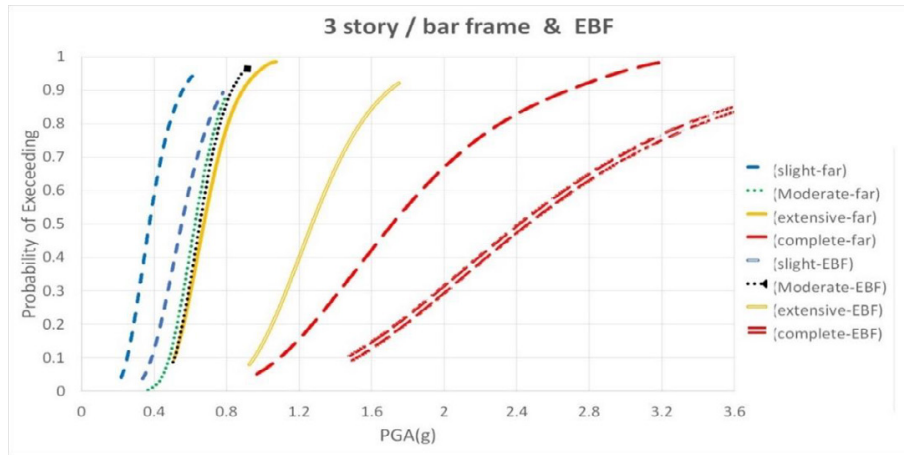
ج



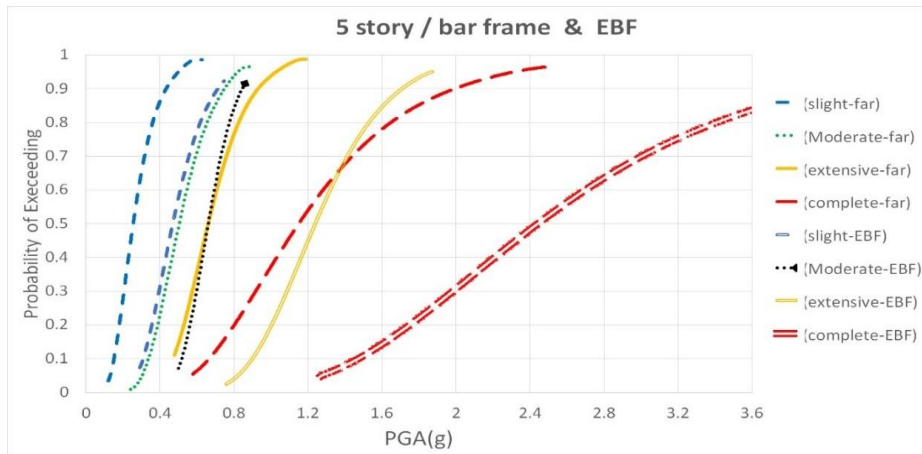
ث

شکل ۲۵. الف) منحنی شکست سازه ۳ طبقه بدون مهاربند در چهار حالت خرابی. ب) منحنی شکست سازه ۳ طبقه با مهاربند در چهار حالت خرابی. پ) منحنی شکست سازه ۵ طبقه بدون مهاربند در چهار حالت خرابی. ت) منحنی شکست سازه ۵ طبقه با مهاربند در چهار حالت خرابی. ث) منحنی شکست سازه ۸ طبقه بدون مهاربند در چهار حالت خرابی. ج) منحنی شکست سازه ۸ طبقه با مهاربند در چهار حالت خرابی

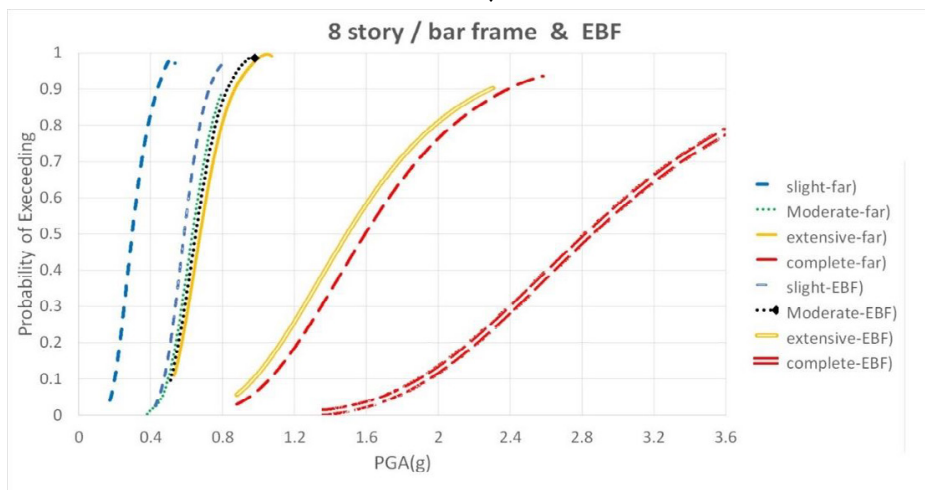
منحنی‌ها با استفاده از مفاهیم گفته شده ترسیم می‌گردند. برای نمونه با توجه به عدم گنجایش منحنی‌های شکنندگی هر سه سازه، برای نمونه منحنی‌های شکنندگی سازه سه طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی با مهاربند برون محور ارائه شده است.



الف



ب



ج

شکل ۲۶. الف) منحنی شکست سازه ۳ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی در چهارحالت خرابی. ب) منحنی شکست سازه ۵ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی در چهارحالت خرابی. ج) منحنی شکست سازه ۵ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی در چهارحالت خرابی

جدول ۹. ظرفیت  $Sa$  متناظر سازه ها در احتمال ۵۰٪ فراگذشت از سطح خرابی فروپاشی کامل

	قاب تنها	قاب+مهاربند	نسبت ظرفیت
سازه ۳ طبقه	۱/۷۹۲	۲/۴۳۷	۱/۳۵۹
سازه ۵ طبقه	۱/۲۸۴	۲/۴۴۳	۱/۹۰۲
سازه ۸ طبقه	۱/۱۵۲	۲/۸۳۵	۲/۴۶۰

سازه، آسیب‌پذیری سازه‌ها در چهار سطح خرابی مشخص شده افزایش می‌یابد. به عنوان نمونه احتمال فروپاشی کامل سازه ۸ طبقه بیشتر از ۵ طبقه و سازه ۵ طبقه بیشتر از ۳ طبقه می‌باشد، ولی اگر به صورت دقیق‌تر بررسی شود مشاهده می‌گردد که این افزایش احتمال شکست، از سازه ۳ به ۵ بیشتر از سازه ۵ به ۸ طبقه می‌باشد. این به این معناست که با افزایش ارتفاع سازه، روند افزایش احتمال خرابی کم و کمتر می‌گردد.

مورد دیگر احتمال آسیب‌پذیری سازه بوده که در آن احتمال آسیب‌پذیری سازه ۵ و ۸ طبقه نزدیک بهم می‌باشد. احتمال آسیب‌پذیری این دو سازه در حالت خرابی کم با تقریب مناسب یکسان بوده و هر چه از سطح خرابی کم به سطح خرابی فروپاشی کامل می‌رود، فاصله این دو از هم بیشتر خواهد شد. همان‌طور که از شکل منحنی‌های شکنندگی مشاهده می‌شود، شیب منحنی شکست در حالت خرابی کم و متوسط در مقادیر کمتر پاسخ سازه ( $Sa$ )، بیشتر و در مقادیر بالاتری از پاسخ سازه، کمتر است. این بدین معناست که نرخ احتمال خرابی در مقادیر پایین تری از پاسخ سازه بیشتر می‌باشد.

اثر وجود مهاربند واگرا به طور نسبی افزایش مناسبی در بهبود ظرفیت سازه در یک سطح خرابی مشخص را نشان می‌دهد که این تناسب را می‌توان در جدول ۹ که ظرفیت  $Sa$  متناظر سازه‌ها در احتمال ۵۰٪ فراگذشت از سطح خرابی فروپاشی کامل است، مشاهده نمود.

همان‌طور که از جدول ۹ مشاهده می‌گردد، اثر وجود مهاربند واگرا سبب افزایش ظرفیت سازه گردیده که نسبت ظرفیت سازه تضعیف شده با مهاربند نسبت به سازه تنها با افزایش تعداد طبقات سازه افزایش می‌یابد. همچنین افزایش تعداد طبقات سازه منجر به

۴-۷- منحنی‌های شکنندگی سازه ۳، ۵، ۸ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی با مهاربند واگرا

به عنوان مثال منحنی‌های شکنندگی سازه ۸ طبقه قبل از مقاوم سازی با ضعف کاهش مقاومت بتن در آن و بعد از مقاوم سازی توسط مهاربند واگرا با پیوند برشی قائم در که شکل ۲۶ در چهار حالت خرابی کم، متوسط، گسترده و کامل ترسیم شده‌اند. با مشاهده منحنی‌های شکنندگی، ملاحظه می‌گردد که مقادیر میانه شکنندگی (احتمال خرابی ۵۰ درصد) قبل از مقاوم سازی در حالت شکنندگی کم (*slight*)، متوسط (*moderate*)، زیاد (*extensive*) و کامل (*complete*) به ترتیب برابر ۰/۲۹، ۰/۶۱ و ۰/۶۵ و ۱/۱۹ است، در صورتی که مقادیر میانه شکنندگی (احتمال خرابی ۵۰ درصد) بعد از مقاوم سازی در حالت شکنندگی کم، متوسط، زیاد و کامل به ترتیب برابر ۰/۵۸، ۰/۶۳ و ۱/۴۵ و ۲/۸۳ می‌باشد. همان‌طور که مشاهده گردید سازه قبل از مقاوم سازی زودتر به مرز میانه شکست می‌رسد یا به عبارت دیگر این سازه با  $PGA$  کم‌تر به چهار حالت حدی خرابی می‌رسد، در صورتی که در سازه مقاوم سازی شده با مهاربند نسبت به حالت قبل از مقاوم سازی نیاز به  $PGA$  بیشتری برای رسیدن به چهار حالت خرابی ذکر شده دارند.

۴-۸- مقایسه منحنی‌های شکنندگی سازه ۳، ۵، ۸ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی در چهار حالت خرابی

با توجه به نمودارهای بدست آمده از منحنی‌های شکنندگی در حالت لاگ نرمال، می‌توان گفت بطور کلی با افزایش شاخص پاسخ سازه ( $Sa$ ) احتمال فراگذشت خرابی سازه از یک سطح مشخص، افزایش می‌یابد. همچنین بطور کلی با افزایش ارتفاع

سازه ۸ طبقه بیشتر از ساختمان ۵ طبقه است و احتمال آسیب پذیری ساختمان ۵ طبقه بیشتر از ساختمان ۳ طبقه می باشد. همچنین با افزایش  $PGA$  احتمال فرا گذشت خرابی سازه از یک سطح مشخص افزایش می یابد.

ظرفیت  $Sa$  سازه ها با افزایش ارتفاع سازه کاهش می یابد.  
۵ - مقایسه بین منحنی های شکنندگی نشان می دهد که بدون در نظر گرفتن منحنی خطر لرزه ای احتمال فرا گذشت سازه از هر یک از حالات حدی، با افزایش ارتفاع بیشتر می گردد، اما با ادغام نتایج حاصل از این منحنی ها با منحنی خطر لرزه ای، احتمال شکست کلی مربوط به سازه های بلندتر کمتر می گردد. این موضوع ناشی از این است که در منحنی های خطر لرزه ای با افزایش ارتفاع سازه و در نتیجه افزایش زمان تناوب طبیعی سازه، فرکانس سالیانه وقوع شدت های لرزه ای مختلف کاهش می یابد.

۶- نمودارهای میانه حداکثر دررفت بین طبقه ای در سطوح لرزه ای متناظر با احتمال فروریزش ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ بیانگر تجمع دررفت در طبقات خاصی از سازه بوده که عامل اصلی خرابی و فروریزش سازه است. این نمودارها در حقیقت مود شکست سازه ها را که به دلیل شکل گیری طبقه نرم در طبقه خاصی از سازه است، آشکار می سازند.

۷- اثر وجود مهاربند واگرا سبب افزایش ظرفیت سازه گردیده که نسبت ظرفیت سازه تضعیف شده با مهاربند نسبت به سازه تنها با افزایش تعداد طبقات سازه افزایش می یابد. همچنین افزایش تعداد طبقات سازه منجر به کاهش ظرفیت سازه می گردد. این موضوع همان طور که بیان گردید در حالت قاب به همراه مهاربند کمتر مشاهده می شود. به نحوی که به ترتیب برای سازه های ۳ الی ۸ طبقه به ترتیب ظرفیت سازه ۳۵٪، ۹۰٪ و ۱۴۶ درصد افزایش دارد. افزایش قابل توجه در سازه بلند به دلیل افزایش مناسب شکل پذیری می باشد.

۸- در بررسی مدل سازی مهاربند واگرا تحقیقات این پژوهش نشان داد رفتار تیر پیوند کوتاه از نوع برشی می باشد. همچنین برای مدل سازی این تیر بهتر است دو فاکتور برش و خمش همزمان مدل شود. مدل سازی برش با رفتار ماده  $MultiLinear$  دقت بسیار مناسبی داشته و صحت کار نیز این موضوع را تأیید می نماید.

کاهش ظرفیت سازه می گردد. این موضوع همان طور که بیان گردید در حالت قاب به همراه مهاربند کمتر مشاهده می شود.

## ۵- نتیجه گیری

۱- با توجه به بررسی نتایج مقادیر برش پایه، سازه بدون مهاربند با توجه به وزن کمتر نسبت به سازه با مهاربند، از آنجایی که ضریب رفتار کوچکتری نسبت به سازه با مهاربند دارد، با توجه به رابطه محاسبه ضریب زلزله، ضریب زلزله بزرگتری خواهد داشت که منجر می شود برش پایه سازه بدون مهاربند بیشتر شود. به طوری که به ترتیب مقدار برش پایه سازه مقاوم سازی شده ۳ و ۵ و ۸ طبقه نسبت به حالت قبل از مقاوم سازی حدود ۱۷ درصد، ۹ درصد و ۱۳ درصد کاهش یافته است.

۲- در سازه ۳ طبقه، مقادیر میانه شکنندگی (احتمال خرابی ۵۰ درصد) قبل از مقاوم سازی در حالت شکنندگی کم، متوسط، زیاد و کامل به ترتیب برابر ۰/۲۵، ۰/۵۱ و ۰/۶۸ و ۱/۲۸ است، در صورتی که مقادیر میانه شکنندگی (احتمال خرابی ۵۰ درصد) بعد از مقاوم سازی در حالت شکنندگی کم، متوسط، زیاد و کامل به ترتیب برابر ۰/۴۸، ۰/۶۷ و ۱/۲۲ و ۲/۴۴ می باشد. همان طور که مشاهده کردیم سازه قبل از مقاوم سازی زودتر به مرز میانه شکست می رسد یا به عبارت دیگر این سازه با  $PGA$  کمتر به چهار حالت حدی خرابی می رسد، در صورتی که در سازه مقاوم سازی شده با مهاربند نسبت به حالت قبل از مقاوم سازی نیاز به  $PGA$  بیشتری برای رسیدن به چهار حالت خرابی ذکر شده دارند.

۳- با دقت در نتایج عددی به دست آمده از تحلیل می توان گفت در سازه هایی که در آن ها مقاومت بتن کاهش یافته است زودتر به مرز میانه شکست می رسند یا به عبارت دیگر این سازه ها با  $PGA$  کم تر به چهار حالت حدی خرابی می رسند، در صورتی که در سازه هایی که با استفاده از مهاربند مقاوم سازی شده است، نسبت به حالت کاهش یافته نیاز به  $PGA$  بیشتری برای رسیدن به چهار حالت خرابی ذکر شده دارند.

۴- با نگاهی کلی به تمامی منحنی های شکنندگی ترسیم شده برای تمامی ساختمان ها و حالات مختلف خرابی، مشاهده می شود که همگام با افزایش ارتفاع سازه احتمال آسیب پذیری سازه ها در چهار سطح مختلف خرابی افزایش پیدا می کند، یعنی احتمال آسیب پذیری

- [11] G. Ince, H. Ince, Huseyn., C. Ocal, Seismic behavior of RC frames retrofitted by eccentrically braced frames with vertical link in: Proceedings of 27th The IIER International Conference, Petersburg, Russia, 2015, pp. 87-90.
- [12] HAZUS-MH MR5. 2003. "Multi-Hazard loss Estimation Methodology, Earthquake Model." Washington, DC, USA: Federal Emergency Management Agency.
- [13] H. Pahlavan, A. Naseri, A. Einolahi, Probabilistic Seismic Vulnerability assessment of RC Frame Structures Retrofitted with Steel Jacketing, Amirkabir Journal of Civil Engineering, (2018).
- [14] Code No. 360, 2007. Islamic Republic of Iran, Management and Planning Organization, Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings.
- [15] Mazzoni, S., McKenna, F. and Fenves, G.L., 2005. "OpenSees command language manual". Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 264.
- [16] Okazaki, T., Arce, G., Ryu, H. C., and Engelhardt, M. D., "Experimental study of local buckling, overstrength, and fracture of links in eccentrically braced frames". Journal of Structural Engineering, (2005),131(10), 1526-1535.
- [17] S.M. Hosseini-Gelekolai, M.R. Tabeshpour, soft story design in reinforced concrete structure and effect of masonry infill wall, in: Sixth International Conference of Seismology and Earthquake Engineering, TEHRAN, IRAN, 2011.
- [18] M. poursha, F. khoshnoudian, A.S. moghdam, A consecutive moal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings, Engineering structures, 31 (2009) 591-599.
- [19] FEMA. Quantification of building seismic performance factors. FEMA P695. 2009. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [20] A. Naseri, H. Pahlavan, G. Ghodrati Amiri, Probabilistic seismic assessment of RC frame structures in North of Iran using fragility curves, Journal of Structural and Construction Engineering, 4(4) (2017) 58-78.
- [21] Earthquake damage evaluation data for California, Applied Technology Council (ATC). 1985.
- [1] D. Guha-apir, F. Vos, R. Below, S. Ponserre, Annual Disaster Statistical Review 2010: The Numbers and Trends. Centre for Research on the Epidemiology of Disasters (CRED), (2010).
- [2] w. site, The Centre of Excellence for Fundamental Studies in Structural Engineering, Iran University of science and Technology, web site: [http://www.iust.ac.ir/page.php?slc\\_lang=fa&sid=57&slct\\_pg\\_id=8715](http://www.iust.ac.ir/page.php?slc_lang=fa&sid=57&slct_pg_id=8715), in.
- [3] T. Anagnos, C. Rojahn, A. Kiremidjian, NCEER-ATC Joint Study on Fragility of Buildings, National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) (1995).
- [4] حیدریان، علی. شریفیان، حمید. طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح با استفاده از مهاربند پائل برشی (تیر پیوند قائم) بر اساس سطح عملکرد، همایش ملی مهندسی عمران و توسعه پایدار، (1389).
- [5] احمدی نژاد، سیدعلی. مظلوم، موسی. عملکرد تیر پیوند قائم در سازه‌های بهسازی شده و ارائه یک روش مدل‌سازی در برنامه sap2000. دومین کنفرانس ملی سازه-زلزله و ژئوتکنیک، آذرماه 91، مازندران، ایران، (1391).
- [6] A. Ghobarah , H. Abou-Elfath, Rehabilitation of a reinforced concrete frame using eccentric steel bracing, Engineering structures, 23 (2001) 745-755.
- [7] M. D Aniello, G. Della Corte, F. Mazzolani, Seismic upgrading of RC building by steel eccentric braces: Experimental results vs. numerical modeling, in: 5th international conference on behavior of steel structures in seismic areas, 2006.
- [8] W. Da-peng, Y. An-lin, X. Li-ming, Seismic performance testing of reinforcement concrete frames strengthened with Y-eccentrically brace, Journal of Chongqing University (English Edition), 11(151-160) (2012).
- [9] M.M. Al-Dwaik, A.N. S., Analytical Case Study of Seismic Performance of Retrofit Strategies for Reinforced Concrete Frames: Steel Bracing with Shear Links Versus Column Jacketing, Jordan Journal of Civil Engineering, 7(1) (2013) 26-43.
- [10] V. Nandi, Gunderao, G.S. Hiremath Seismic Behavior of Reinforced Concrete Frame with Eccentric Steel Bracings, SSRG International Journal of Civil Engineering (SSRG-IJCE), 2(6) (2015) 42-46.

Horizontally Curved Multiframe RC Box-Girder Highway  
Bridges, Amirkabir Journal of Civil Engineering, (2017) .

[22] H. Pahlavan, a. naseri, S. Rafei, H. Bagheri, The Effect of  
Columns Height and Span Number on the Vulnerability of

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*M. Shamekhi Amiri, A. Naseri, M. Messgarpour Amiri., Seismic Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Structures Equipped with Eccentrically Braced Frames Having Vertical Link, Amirkabir J. Civil Eng., 53(1) (2021) 273-296.*

DOI: [10.22060/ceej.2019.14313.5621](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.14313.5621)

