



Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and Pushover methods in the near-fault field

A. Kheyroddin^{1*}, M. Gholhaki², G. Pachideh³

Department of civil Engineering, Semnan university, Semnan, Iran

ABSTRACT: One of the methods for seismic retrofitting in reinforced concrete structures is the use of steel braces. In this paper, the effect of concentric and eccentric bracing systems on the seismic performance of dual reinforced concrete building systems was investigated under seven near-fault earthquake records. Following this, two reinforced concrete frames with 10-story and five spans were designed and analyzed using the incremental dynamical analysis (IDA) method, where the braces were placed in the 1st and 5th spans. The results indicated that the bearing capacity of the reinforced concrete frame by using CBF and EBF braces increases up to 2.3 and 2 times, respectively. The use of EBF brace in a reinforced concrete frame reduces the amount of the base shear applied to the structure up to 7 times compared with the CBF frame. Approximately, the displacement of the roof in the EBF frame is less than the CBF frame. Furthermore, the ductility of the EBF frame against earthquake records causes an increase in the performance level of structure to the immediate occupancy (IO).

Review History:

Received: 2018-11-03
Revised: 2018-11-16
Accepted: 2018-12-13
Available Online: 2018-12-15

Keywords:

Reinforced concrete
CBF and EBF
Seismic Retrofitting
IDA
Near-fault

1. INTRODUCTION

In 1990, Gould and Lee investigated the seismic strength of reinforced concrete retrofitted by concrete ductile steel braces [1]. In this study, a two-story reinforced concrete frame damaged by the Mexican earthquake of 1985 was reinforced and constructed by steel braces and tested under reciprocating loads. The most important result of this experiment was the stability, the widespread hysteresis loop, and the high formability of the frame.

In 1994, Nateghi Elahi conducted a study on the seismic reinforcement of an eight-story reinforced concrete structure with steel braces. In this research, information was provided on reinforcement methods and considerations used to strengthen the building for lateral and vertical loads [2].

In 1995, Maheri and Sahebi experimentally investigated the reinforced concrete frames with steel brace. For this study, four samples of the frame were fabricated with one fourth scale and tested for cyclic loading. The results of this study showed that the final failure of the frame and the destruction of the stretched bracing are dominant on the frame behavior [2, 3].

In 1997, Haji Ghaffari studied the interaction of steel frame and brace in reinforced concrete structures to withstand lateral forces. In this research, the effect of X and K shaped steel braces was investigated on retrofitting the bending frame of reinforced concrete without a shear wall. The results of this study showed that when using steel bracing in a reinforced concrete frame, $0.1F_y$ allowable stress should be used to design steel braces, whereby braces can absorb 75% of the

*Corresponding author's email: kheyroddin@semnan.ac.ir

lateral force [4].

In 2000, kheyroddin studied the mixed-use of two shear-wall and steel-bracing systems to retrofit existing reinforced concrete structures. The results of this study showed that the increase in the area of braces is effective to a certain extent on the behavior of the structure, and after a certain limit, it will not play a specific role in the behavior of the structure and shear absorption. The use of a combination of bracing and shear walls also indicated better system behavior [5].

2. METHODOLOGY

In this study, two 10-story reinforced concrete frames with five spans of 4 meters and a height of 3 meters are considered to be retrofitted by concentric (CBF) and eccentric (EBF) steel bracing in the first and last spans. Figure 1 shows the overall view of reinforced concrete frames retrofitted with steel braces. Due to the applicability of the design, the dimensions and spans are real and structures are considered symmetrical. The use of the residential building and dead floor load, the partition equivalent load and the living load of floors and the ceiling are considered to be 650, 150, and 200 kg/m², respectively.

The compressive strength of the concrete frame 280 kg/cm² and the yield strength of the main and rebar are 3000 and 2400 kg/cm², respectively. The fourth edition of Iranian seismic code 2800 has been used for loading and a quasi-static method for earthquake load, and first, the total base shear is calculated and then distributed in the floors in proportion to weight. For the design of reinforced concrete members, the ACI Code, and



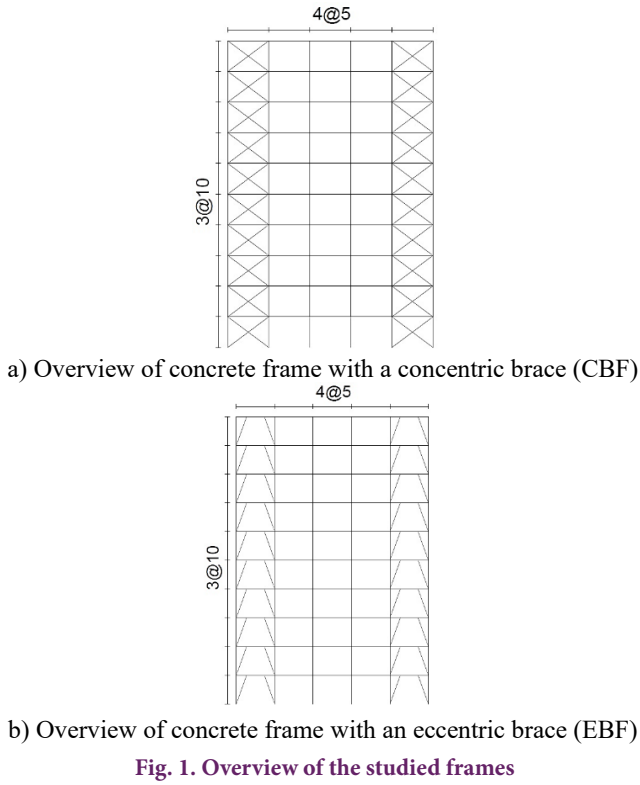


Table 1. The details of sections used in the design of frames

Story Number	Column Section	Beam Section	Brace Section	
			EBF	CBF
1-2-3	80×80	80×70	2UNP160	2UNP180
4-5-6	70×70	70×60	2UNP140	2UNP140
7-8-9-10	60×60	60×50	2UNP120	2UNP120

the AISC Code for steel members have been used, respectively. The soil considered in this study is of type II.

For design, all frames were first designed in ETABS 2015 software, and after determining the sections of the beams, the columns were analyzed and evaluated in OpenSees software using a brace (UNP section type).

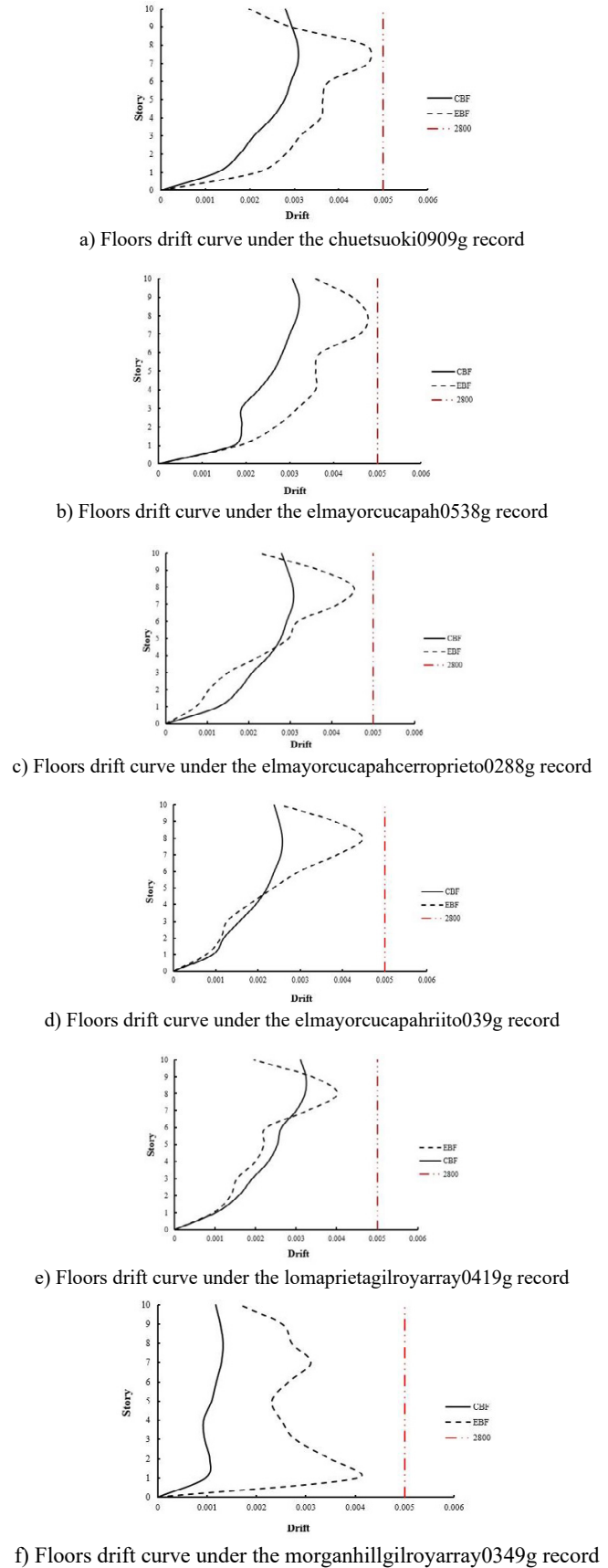
The details of the sections used in the design of frames are shown in Table 1.

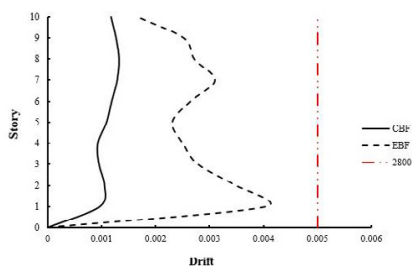
3. RESULTS AND DISCUSSION

After analyzing the structure in the OpenSees software, the drift curve for each earthquake record is shown in Figures 2a to g.

The comparison of lateral drift with maximum allowable drift based on Iranian seismic code 2800 where is equal to 0.02 H (height of structure) for buildings with 5-story or more, as indicated in Figure 2. As shown in this Figure, by using the bracing system in reinforced concrete building all drifts were placed within the allowable range.

As shown in Figure 2a, in general, under the earthquake record of chuetsuoki0909g, the drift of the frame with an





f) Floors drift curve under the morganhillgilroyarray0349g record

Fig. 2. Floors drift curve under various earthquake records

EBF brace on all floors was more than the drift of the frame with a CBF brace, so that the largest drift has occurred on the seventh floor. The seventh-floor drift of the EBF frame is approximately 1.6 times the size of the CBF frame. Thus, in the earthquake record of the chuetsuoki0909g, the EBF frame is more ductile. In both frames from the seventh to tenth floors, the amount of drift is reduced, which this value is much higher in the EBF frame.

As shown in Figure 2b, under the record of the earthquake elmayorcucapah0538g, the first-floor drift in both frames was approximately equal, but from the second floor, it grew up and then in the EBF and CBF frames of the seventh and ninth floors afterward, the trend is decreasing. The largest amount of drift in the EBF frame is roughly 1.45 times the largest amount of drift on the CBF frame. On the tenth floor, the amount of drift in the CBF frame is less than the EBF frame, although this is the opposite in the earthquake record of chuetsuoki0909g. As can be seen in Figure 2c, the results of the earthquake record of elmayorcucapahcerroprieto0288g are slightly different from the two previous records. The CBF frame drift is more than the EBF frame up to the fourth floor and is reversed from the fifth to ninth floors, and again on the tenth floor, the drift of the CBF frame has become more than the EBF frame. Maximum drift occurred in CBF and EBF frames in the seventh floors, so that this value in the EBF frame is approximately 1.5 times of the CBF frame.

As shown in Figure 2d, under the earthquake record of elmayorcucapahriito039g, to the fifth floor, almost the drifts of the CBF and EBF frames are equal, but in the upper floors, the EBF frame drift is larger so that it reaches its maximum value on the eighth floor. The maximum drift of the EBF frame is about 1.5 times the maximum drift of the CBF frame, but they do not differ much on the tenth floor.

According to Figure 2e, under the lomaprietagilroyarray0419g earthquake record to the sixth floor, the drift of the frames is equal. The maximum drift

occurred in the frames on the eighth floor and the drift of the EBF frame is about 1.3 times the CBF frame.

According to Figure 2f, under the record of the morganhillgilroyarray0349g earthquake in the CBF frame, with increasing floors, the drift does not change much and rises upright. However, in the EBF frame, the maximum drift occurred on the first floor, which is about four times the size of the CBF frame. Also, the drift of the EBF frame is more on all floors.

According to Figure 2g, the northwestchina3jiashi03g earthquake record has the largest drift of frames on the 9th floor, which this value in EBF frame is approximately 1.1 times the value of the CBF frame.

4. CONCLUSIONS

- The maximum drift of EBF and CBF frames was 0.025 and 0.007, respectively. Also, the minimum roof drift was 0.01 and 0.008 for these frames, respectively.
- On the eighth floor, each CBF and EBF frames reached its maximum. So the eighth floor was sensitive and important.
- The roof displacement of the CBF and EBF frames is the same to 0.5 g earthquake intensity and displaces up to about 0.35 meters. But in higher earthquake intensities, there was not much change in the displacement of frame roofs, but the EBF frame showed a more smooth behavior.
- The use of steel bracing in the reinforced concrete moment frame reduces the base shear value up to 7 times when used with CBF steel braces.

REFERENCES

- [1] Goel, S.C., Lee, H.S. (1992). "Seismic Strengthening of Structures By Ductil Steel Bracing System", Proceeding of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, Canada.
- [2] Nateghi, A. (1995). "Seismic Strengthening of Eight – Story R.C. Apartment Building Using Steel Brace", Engineering Structures; Vol. 17, No. 6, PP. 455- 461.
- [3] Maheri, M.R., Sahebi, A. (1995). "Experimental Investigations of Steel Braced Reinforced Concrete Frames" Proceeding of the Second International Conference on Seismology and Earthquake Engineering; Vol. 1, Tehran Islamic Republic of IRAN: May 15-17, PP. 775- 784.
- [4] Youssef, M.A., Ghaffarzadeh, H., Nehdi, M. (2006). "Seismic Performance of RC Frames with Concentric Internal Steel Bracing", Engineering Structures, Volume 28, Issue 13.
- [5] Haji Ghaffari, H. (1997). "Interaction of steel frames and braces in reinforced concrete structures to withstand lateral forces". 5th Civil Engineering Conference of the Sharif University of Technology, Tehran, p. 228-238.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

A. Kheyroddin, M. Gholhaki, Gh. Pachideh, *Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and Pushover methods in the near-fault field*, Amirkabir J. Civil Eng., 52(5) (2020) 285-288.

DOI: [10.22060/ceej.2018.15235.5858](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.15235.5858)





ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه تقویت شده با مهاربندهای فولادی همگرا و واگرا به کمک تحلیل دینامیکی فزاینده و پوش‌اور در حوزه نزدیک گسل

علی خیرالدین، مجید قلهکی*، قاسم پاچیده

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷-۰۸-۱۲
بازنگری: ۱۳۹۷-۰۸-۲۵
پذیرش: ۱۳۹۷-۰۹-۲۲
ارائه آنلاین: ۱۳۹۷-۰۹-۲۴

کلمات کلیدی:

قاب خمشی بتن‌آرمه،
مهاربند فولادی همگرا و واگرا،
تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)،
حوزه نزدیک گسل،
مقاوم‌سازی

خلاصه: بررسی تاریخچه زلزله‌های اخیر کشور نشان می‌دهد که تقریباً هر ۱۰ سال یک زلزله مخرب باعث تخریب ساختمان‌ها و خسارت‌های جانی و مالی گسترده‌ای شده است. مقاوم‌سازی لرزه‌ای، افزودن اعضای جدید به سازه‌های موجود در نواحی لرزه‌خیز می‌باشد که به موجب آن، مقاومت سازه در برابر زمین‌لرزه، افزایش خواهد یافت. یکی از روش‌های مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه، استفاده از مهاربندهای فولادی است. در این تحقیق عملکرد لرزه‌ای سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی که به کمک دو نوع مهاربند فولادی همگرا (CBF) و واگرا (EBF) تقویت شدند، تحت هفت رکورد زلزله نزدیک گسل با شدت‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفت. به این منظور دو قاب ده طبقه بتنی با پنج دهانه بر اساس روش آیین‌نامه‌ای طراحی شده و تحت تحلیل دینامیکی فزاینده قرار گرفتند. جانمایی مهاربندها در دهانه‌های اول و پنجم می‌باشد. نتایج حاکی از آن است که تقویت قاب بتنی با استفاده از مهاربند CBF و EBF، ظرفیت تسلیم قاب را به ترتیب ۲/۳ و ۲ برابر افزایش می‌دهد. استفاده از مهاربند EBF در قاب بتنی تا ۷ برابر از میزان برش پایه وارد بر ساختمان نسبت به قاب CBF می‌کاهد. با تقریب مناسبی، تغییر مکان بام در قاب EBF در حوزه نزدیک گسل، کمتر از قاب CBF می‌باشد. همچنین رفتار نرم‌تر قاب EBF در برابر رکوردهای زلزله، باعث بالا رفتن ایمنی و سطح عملکرد قاب خمشی بتنی در سطح ایمنی جانی می‌شود.

۱- مقدمه

که دارای قاب خمشی و دیوار برشی بوده و نیازمند تقویت هستند، یکی از روش‌های ساده که کمتر نیاز به تخریب سطوح بتنی داشته و دارای سرعت اجرا و صرفه اقتصادی بهتری نسبت به روش‌های دیگر می‌باشد استفاده از مهاربند فولادی می‌باشد [۱].

جهت اجرای مهاربند در قاب بتن‌آرمه از دو روش متداول استفاده می‌گردد. در روش اول که مطمئن‌تر بوده و در سازه‌های مهم به کار می‌رود مهاربند فولادی ابتدا در داخل یک قاب فولادی قرار گرفته و سپس مجموعه‌ی مهاربند و قاب فولادی توسط بولت و اپوکسی در داخل قاب بتن‌آرمه نصب می‌شود. در روش دوم، که ساده‌تر می‌باشد مهاربند فولادی توسط طوقه فلزی و یا ورق و بولت مستقیماً به قاب بتن‌آرمه متصل می‌گردد. در این مقاله، به منظور بررسی رفتار غیرخطی قاب‌های بتن‌آرمه تقویت شده با مهاربندهای فولادی همگرا (CBF) و واگرا (EBF) از روش دوم استفاده شده است.

بررسی تاریخچه زلزله‌های اخیر کشور نشان می‌دهد که تقریباً هر ۱۰ سال یک زلزله مخرب باعث تخریب ساختمان‌ها و خسارت‌های جانی و مالی گسترده‌ای شده است. در این راستا، مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود به عنوان یک ضرورت مطرح گردید. مقاوم‌سازی سازه‌های بتن‌آرمه، با توجه به نوع سازه و شرایط معماری، میزان آسیب وارده و شرایط محیطی و امکان دسترسی به مصالح و اقتصاد طرح، به کمک روش‌های گوناگونی انجام خواهد پذیرفت. این روش‌ها در ساختمان‌های متداول عبارتند از ورق‌پوش کردن، زره‌پوش کردن بتنی و فولادی، افزودن دیوار برشی و استفاده از مهاربند فولادی در انتخاب روش‌های تقویت، افزایش مقاومت و شکل‌پذیری سازه تقویت شده، از ضروریات طرح محسوب می‌شود. در ساختمان‌های بتن‌آرمه‌ای

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: mgholhaki@semnan.ac.ir



۲- تاریخچه تحقیقات

مطالعه و بررسی قاب‌های بتن‌آرمه که توسط مهاربند فولادی تقویت شده اند موضوع نسبتاً جدیدی بوده و مطالعات محدودی در این زمینه صورت پذیرفته است. گول و لی در سال ۱۹۹۰ مقاومت لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه تقویت‌شده به وسیله مهاربند فولادی شکل‌پذیر را مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق قاب بتن‌آرمه دو طبقه‌ای که در زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی خسارت دیده بود به وسیله مهاربند فولادی و با مقیاس تقویت و ساخته شده و تحت بارهای رفت و برگشتی مورد آزمایش قرار گرفت. مهم‌ترین نتیجه این آزمایش، پایداری، وسیع بودن حلقه هیستریزیس و شکل‌پذیری عالی قاب تقویت شده بود [۲].

در سال ۱۹۹۴ ناطقی‌الهی مطالعه‌ای بر روی تقویت لرزه‌ای ساختمان هشت طبقه بتن‌آرمه به وسیله مهاربندهای فولادی انجام داد. در این تحقیق اطلاعاتی راجع به روش‌های تقویت و ملاحظات به کار گرفته شده به منظور تقویت ساختمان برای بارهای جانبی و قائم ارائه گردید [۳].

در سال ۱۹۹۵ ماهری و صاحبی بررسی آزمایشگاهی بر روی قاب‌های بتن‌آرمه با مهاربند فولادی انجام دادند. جهت انجام این مطالعه، چهار نمونه از قاب با مقیاس یک‌چهارم ساخته و تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفتند. نتایج این تحقیق نشان داد که شکست نهایی قاب و انهدام مهاربند کششی بر رفتار قاب حاکم است، به این معنی که مهاربند فولادی در جبهه اول مقابله با نیروی زلزله قرار گرفته و سپس بار را به قاب می‌دهد [۴ و ۵].

حاجی غفاری در سال ۱۳۷۶ مطالعه‌ای بر روی اندرکنش قاب و مهاربند فولادی در سازه‌های بتن‌آرمه برای تحمل نیروهای جانبی انجام داد. در این تحقیق تأثیر مهاربندهای فولادی X و K شکل برای تقویت قاب خمشی بتن‌آرمه بدون دیوار برشی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج این تحقیق نشان داد که در صورت استفاده از مهاربند فولادی در قاب بتن‌آرمه، باید از تنش مجاز طراحی $0.1F_y$ جهت طراحی مهاربند فولادی استفاده گردد که در این صورت مهاربندها ۷۵ درصد نیروی جانبی را می‌توانند جذب کنند [۶].

خیرالدین و شمخالی در سال ۲۰۰۱ بررسی رفتار مهاربندهای واگرا در قاب‌های بتن‌آرمه موجود را انجام دادند. نتایج تحقیق نشان داد که مهاربند واگرا برای ساختمان‌های بتن‌آرمه ۵ طبقه در تمامی

طبقات مفید بوده و در صورتی که برای ساختمان‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه، مهاربندهای واگرا تا $e/L < 0.5$ طول تیر رابط و L طول دهانه قاب) در طبقات پایین مفید بوده و در طبقات آخر ایجاد برش منفی می‌کند. همچنین نتایج نشان داد که نسبت های $0 < e/L < 0.25$ از لحاظ کاهش نیروی زلزله و تغییر مکان جانبی در هر سه تپ، بهترین انتخاب می‌باشد [۷].

ماهری و حادیچ‌پور در سال ۲۰۰۳ یک برنامه آزمایشگاهی بر روی اتصالات مستقیم مهاربندهای ضربدردی به گوشه قاب ترتیب دادند. آنان در این تحقیق روش پیچ و مهره کردن ورق‌های اتصال به اعضای بتنی و سپس جوش دادن ورق گاست به ورق‌های اتصال تیر و ستون را در سه شکل مورد بررسی قرار دادند. پژوهش آنان نشان داد که اتصال به وسیله پیچ‌های قلاب شده و کاشته شده در بتن و پیچ‌هایی که تا سمت دیگر عضو امتداد داده شده و به کمک ورق دیگری در آن سمت مهره شده‌اند اتصالات مناسبی بوده و سختی را افزایش می‌دهد. همچنین روش اتصال به وسیله ایجاد پخ بتنی در گوشه قاب، سختی کمتری نسبت به دو روش دیگر داشته و با توجه به مشکلات اجرایی استفاده از آن توصیه نمی‌شود [۸].

معصومی و تسنیمی در سال ۲۰۰۸ به بررسی جزئیات اتصالات مستقیم مهاربند به قاب بتنی پرداختند. برای بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای فولادی یک برنامه آزمایش شامل ۸ نمونه قاب بتنی با مقیاس ۱/۵ به ۲/۵ جزئیات یکسان طراحی شد. نمونه‌ها شامل دو قاب مهاربندی نشده (مقاوم‌سازی نشده) به عنوان کنترل نمونه‌ها و شش قاب مهاربندی شده و مقاوم‌سازی شده با بکارگیری ۵ نوع دیتایل (جزئیات) در اتصال بین قاب و مهاربند بود. با بررسی‌های انجام شده، آنان دریافتند که از میان پنج نوع جزئیات اتصال مهاربند به قاب، اتصال با پیچ و مهره به تیر و ستون سختی قاب را افزایش داده به طوری که می‌شود ادعا کرد این مدل برای ساختمان‌های کوتاه تا میان‌مرتبه مناسب است. اتصال پیچ و مهره به ستون مقاومت زیادی نداشته و زوال مقاومت در آن قابل ملاحظه است و تنها می‌تواند برای افزایش در مراحل اولیه به کار برده شود و چنین دیتایلی مناسب به نظر نمی‌رسد. دیتایل اتصال در قالب ژاکت بدون چسب بخاطر لغزش پوشش فولادی عملکرد مناسبی ندارد اما زمانی که ژاکت به وسیله چسب به قاب متصل می‌شود و همچنین زمانی که المان اتصالی مهاربندهای فولادی و قاب در بتن به صورت

در این تحقیق‌ها عدد دقیقی برای ضریب رفتار سیستم دوگانه ارائه نشد و بسته به شکل‌پذیری سازه‌ها ضرایب رفتار مختلفی پیشنهاد گردید [۱۲ و ۱۳].

معصومی و آبسالان در سال ۲۰۱۳ اندرکنش بین سیستم مهاربندی قاب خمشی بتنی را در سیستم دوگانه بررسی کردند. نتایج این مطالعه اندرکنش بسیار مناسب دو سیستم و عملکرد بسیار خوب سیستم دوگانه را نشان داد [۱۴].

اسکندری و همکاران در سال ۲۰۱۶ به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی بتنی با مهاربند فولادی تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک گسل پرداختند. برای این منظور قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه برای منطقه با خطر لرزه‌خیزی خیلی شدید بر اساس روش آیین‌نامه‌ای طراحی شده و تحت تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند. جهت در نظر گرفتن خصوصیات مختلف زلزله‌های نزدیک گسل، ۱۰ رکورد با خصوصیات رو به پارگی گسل و ۱۰ رکورد با خصوصیات حرکت پرتابی انتخاب و نتایج با مشاهدات حاصل از ۱۰ رکورد حوزه دور مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت. نتایج بدست آمده حاکی از آن است که روش طراحی بکار گرفته شده مناسب بوده و هر دو سیستم خمشی مهاربندی عملکرد قابل قبولی داشتند. برای هر دو سیستم دوگانه زلزله‌های حوزه نزدیک، بخصوص با خصوصیت رو به پارگی گسل، خطرناک‌تر بوده و برخی از رکوردهای این حوزه تغییر مکان‌های نسبتاً شدیدی در سازه‌ها ایجاد می‌کردند. با توجه به میانگین نتایج، برای قاب کوتاه مرتبه سیستم خمشی با مهاربندی همگرای ویژه عملکرد نسبتاً بهتری داشت، در حالی که برای قاب‌های متوسط و بلندمرتبه عملکرد مطلوب‌تر مربوط به سیستم خمشی با مهاربندی کمانش‌ناپذیر بود. همچنین در تحلیل دینامیکی غیرخطی برای قاب خمشی با مهاربندی همگرای ویژه، نتایج مربوط به تمامی رکوردهای حوزه دور و نزدیک با خصوصیت حرکت پرتابی بسیار شبیه بوده و دارای پراکندگی کمی است. ولی برای رکوردهای حوزه نزدیک رو به پارگی گسل پراکندگی نتایج نسبت به دو دسته دیگر بیشتر بوده بطوری که نسبت تغییر مکان بین طبقه‌ای برای رکوردهای این گروه در طبقه دوم بین ۰/۶۸ تا ۲/۰۴ درصد متغیر است [۱۵].

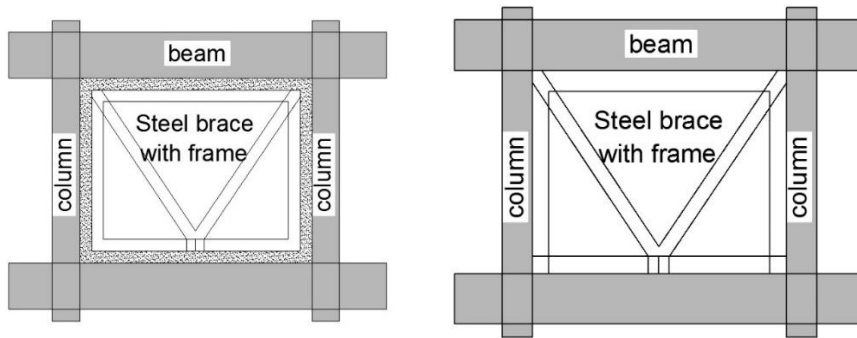
با مطالعه تحقیقات گذشته در زمینه کاربرد مهاربند فولادی در قاب‌های بتنی و با توجه به خلأهای تحقیقاتی موجود، در این مقاله به منظور نوآوری، به بررسی عملکرد دو قاب بتن‌آرمه ۱۰ طبقه که

یک نبشی جایگذاری می‌شود، قاب عملکرد بهتری داشته و انرژی بیشتری جذب می‌شود [۹].

گودینز-دومینگز و تناکلونگا در سال ۲۰۱۰ روش تحلیل استاتیکی غیرخطی را جهت ارزیابی رفتار سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی شکل‌پذیر و مهاربند همگرای ویژه استفاده کردند. این محققان قاب‌های ۴ تا ۲۴ طبقه را به روش طراحی بر پایه ظرفیت و براساس آیین‌نامه‌های مکزیکی طراحی کردند. طراحی قاب‌های خمشی، برای سهم‌های مختلف از برش پایه (۲۵، ۵۰ و ۷۵ درصد) انجام گرفت و سیستم مهاربندی برای مابقی نیروی زلزله طراحی شد. بر اساس این پژوهش روش طراحی مناسب بوده و عملکرد قاب‌ها برای حالتی که قاب خمشی و مهاربند به صورت جداگانه برای نیروی زلزله طراحی شدند، مناسب بود [۱۰].

با توجه به نبود اطلاعات کافی در مورد عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی بتنی با مهاربند فولادی، نه آیین‌نامه طراحی ایران و نه آیین‌نامه‌های مشهور بین‌المللی ضوابط ویژه‌ای برای طراحی این سیستم دوگانه در نظر نگرفته‌اند. همچنین کمتر محققینی این سیستم را به عنوان سیستم دوگانه خمشی-مهاربندی مورد بررسی قرار داده‌اند. در سال ۲۰۱۳ ملک‌پور و همکاران از روش طرح مستقیم بر پایه تغییر مکان برای طراحی سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی و مهاربند فولادی معمولی استفاده کردند. نتایج این تحقیق نشان از قابل قبول بودن روش طراحی داشته و قاب‌های طراح شده ضوابط سطح بهره‌برداری ایمنی جانی را برآورده می‌کردند [۱۱].

تعیین ضریب رفتار سیستم دوگانه مهاربند ضربدری و قاب بتنی و همچنین مهاربند زانویی و قاب بتنی توسط ماهری و اکبری در سال ۲۰۰۳ با انجام تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیرخطی انجام شد. مطالعه مشابه توسط همین محققین بر روی قاب بتنی با مهاربند شورون در سال ۲۰۱۱ نیز ارائه شده است. از آنجایی که تعیین سهم هر یک از دو سیستم مهاربندی و قاب خمشی از نیروی زلزله جزو مهم‌ترین موارد در طراحی سیستم دوگانه به حساب می‌آید. در این مطالعات، محققین دو سیستم را بصورت جداگانه و برای درصدهای مختلف از برش پایه طراحی کردند. نتایج، عملکرد مناسب قاب مهاربندی را در حالتی نشان داد که نیروی زلزله بطور مساوی بین دو سیستم تقسیم شده بود، یعنی حالتی که قاب خمشی برای ۵۰٪ نیروی زلزله و سیستم مهاربندی برای ۵۰٪ نیروی زلزله طراحی شدند.



ب) حالت ۲

الف) حالت ۱

شکل ۱. روش اتصال غیر مستقیم [۱۶]
Fig. 1. Indirect connection method

در روش اول در صورتی که سطح بتن تیر و ستون قاب بتنی صاف و مسطح باشد، قاب فولادی مستقیماً توسط چسب اپوکسی یا رزین به قاب بتن آرمه متصل می‌گردد (شکل ۱-الف). در حالت دوم ابتدا یک فاصله بین قاب بتنی و فولادی ایجاد می‌شود. سپس در داخل تیر و ستون بتن آرمه یک سری بولت یا میلگرد زبانه‌ای کاشته می‌شود. همچنین یک سری برش‌گیر یا آرماتور به قاب فولادی نیز جوش می‌شوند. سپس در محل فاصله یک خاموت دورپیچ یا اسپیرال قرار گرفته و در نهایت فاصله خالی با ملات منبسط‌شونده پر می‌شود (شکل ۱-ب). این عمل منجر به افزایش مقاومت قاب تا حد قابل ملاحظه‌ای می‌گردد. این روش برای قاب‌های بتنی با مقاومت مشخصه پایین بتن مناسب‌تر است [۱۶].

۳-۲- روش اتصال مستقیم

در این روش مهاربند فولادی مستقیماً به قاب بتن آرمه متصل می‌شود. این روش خود به دو صورت استفاده از ورق و بولت و استفاده از طوقه (جلیقه) قابل اجرا می‌باشد و بیشتر در داخل کشور استفاده می‌شود. نمونه‌ای از استفاده مهاربند فولادی در قاب بتن آرمه در شکل ۲ آورده شده است [۱۶].

۴- جزئیات قاب‌ها و طراحی

در این تحقیق، دو قاب بتن آرمه ۱۰ طبقه که دارای پنج‌دهانه ۴ متری و ارتفاع طبقات ۳ متر می‌باشد در نظر گرفته شده است که توسط مهاربندهای فولادی همگرا (CBF) و واگرا (EBF) در

به کمک مهاربندهای CBF و EBF تقویت شده‌اند به کمک تحلیل دینامیکی فزاینده و پوش‌اور پرداخته شد. هر یک از قاب‌ها تحت ۷ رکورد زلزله در حوزه نزدیک گسل با شدت‌های مختلف قرار گرفته و تغییرمکان، دریفت، برش پایه و سطح عملکرد قاب‌ها با یکدیگر مقایسه و مزایای هر یک بررسی شد.

۳- روش‌های مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی بتنی به کمک مهاربند فولادی

در مقاوم‌سازی ساختمان‌های بتنی، نحوه اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی، از جمله موارد مهم و اساسی به شمار می‌رود، بطوری که عملکرد خوب مهاربند بستگی به نحوه اتصال آن دارد. به دو روش غیرمستقیم و مستقیم مهاربند به قاب بتن آرمه متصل می‌گردد [۱۶].

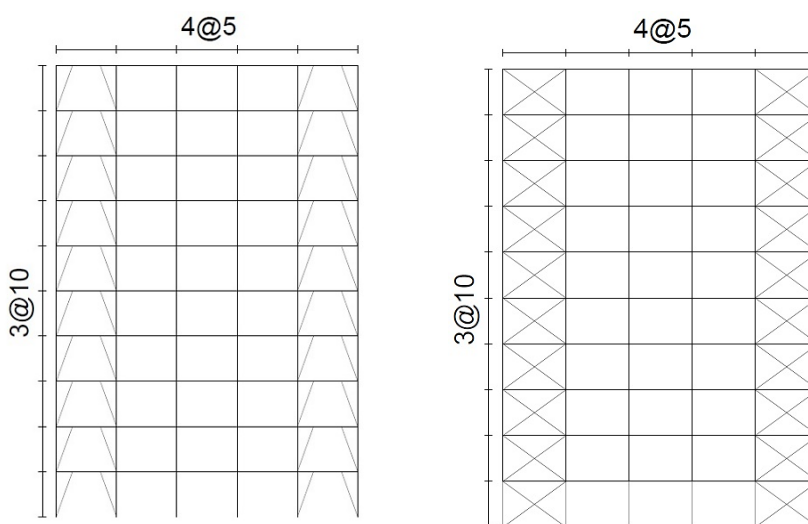
۳-۱- قاب فولادی مهاربندی شده محصور در قاب بتنی (روش اتصال غیر مستقیم)

یکی از روش‌های مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح در برابر نیروهای جانبی و به ویژه زلزله، استفاده از مهاربندهای فولادی است. پژوهش‌های انجام‌شده برای مقاوم‌سازی این قبیل سازه‌ها از اوایل دهه ۸۰ میلادی شروع شده و در اکثر موارد از مهاربندی بصورت غیرمستقیم و با واسطه یک قاب فولادی محصور در قاب بتنی استفاده شده است [۱۶].

در روش غیر مستقیم، مهاربندها در داخل یک قاب فولادی قرار گرفته و قاب فولادی به دو روش به قاب بتن آرمه متصل می‌گردد.



شکل ۲. روش اتصال مستقیم مهاربند فولادی به قاب بتن آرمه [۱۶]
 Fig. 2. Method of direct connection of steel brace to reinforced concrete frame



الف: نمای کلی قاب بتنی با مهاربند همگرا (CBF) ب: نمای کلی قاب بتنی با مهاربند واگرا (EBF)

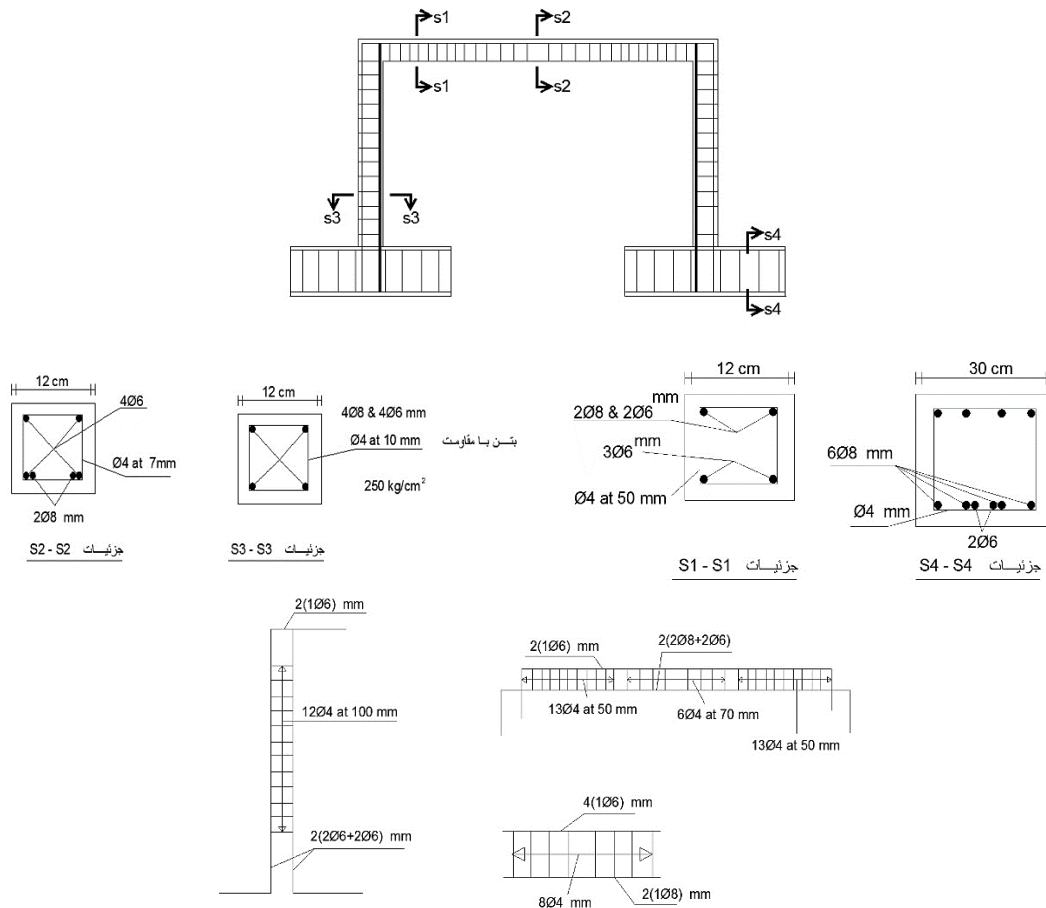
شکل ۳. نمای کلی قاب‌های مورد مطالعه
 Fig. 3. Overview of the frames under study

A: Overview of concrete frame with divergent bracing (CBF) (B: Overview of concrete frame with divergent bracing) EBF

چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و برای بار زلزله از روش شبه استاتیکی استفاده شده و ابتدا کل برش پایه محاسبه و سپس به نسبت وزن در طبقات پخش شده است. برای طراحی اعضای بتن آرمه از آیین‌نامه ACI و برای اعضای فولادی از آیین‌نامه AISC استفاده شده است. همچنین خاک در نظر گرفته شده در این تحقیق از نوع دو می‌باشد. برای طراحی، ابتدا کلیه قاب‌ها در نرم افزار ETABS 2015 طراحی شده و پس از تعیین مقاطع تیرها و ستون‌ها، به کمک مهاربندهای از نوع قوطی (BOX)، در نرم افزار OpenSees مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفتند.

دهانه‌های اول و آخر تقویت شده‌اند. شکل ۳ نمای کلی قاب‌های بتن آرمه تقویت شده با مهاربند فولادی را نشان می‌دهد. به علت کاربردی بودن طرح، ابعاد و دهانه‌ها واقعی و سازه متقارن در نظر گرفته شده است. کاربری ساختمان مسکونی و بار مرده کف، بار معادل پارتیشن و بار زنده طبقات و بام به ترتیب ۶۵۰، ۱۵۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است.

مقاومت فشاری بتن برابر ۲۸۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و تنش تسلیم فولادهای اصلی و خاموت‌ها به ترتیب ۳۰۰۰ و ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است. برای بارگذاری، از ویرایش



شکل ۴. جزئیات هندسی و نحوه آرماتورگذاری قاب یک‌دهانه تست‌شده توسط معصومی و تسنیمی [۹]
 Fig. 4. Geometric details and reinforcement method of Mashadi and Tasnimi

۵- صحت‌سنجی مدل‌سازی

برای کنترل دقت و اطمینان از فرآیند مدل‌سازی و تحلیل قاب‌ها در نرم‌افزار، به کمک قاب یک‌دهانه یک‌طبقه که توسط معصومی و تسنیمی در سال ۱۳۷۶ آزمایش شد، صحت‌سنجی گردید [۹]. برای مدل کردن قاب خمشی مورد نظر از ۲۰۸ المان چهارگره‌ای استفاده شده که این نوع المان چهارگره‌ای برای المان‌های تیر رفتار خوبی را بروز می‌دهد. به علت تغییر ضخامت ستون‌ها و تیرها با فونداسیون، ۲ لایه بتن برای فونداسیون به کار رفته است. ارتفاع قاب ۱۰۰ سانتی‌متر و دهانه قاب ۱۸۰ سانتی‌متر می‌باشد. بتن استفاده شده با مقاومت ۲۸۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع می‌باشد. جزئیات هندسی و نحوه فولادگذاری قاب یک‌دهانه تست شده توسط معصومی و تسنیمی [۹] در شکل ۴ آورده شده است.

پس از آنالیز سازه، منحنی بار-تغییرمکان برای این قاب در دو حالت آزمایشگاهی و عددی در شکل ۵ با هم مقایسه شده‌اند. شکل

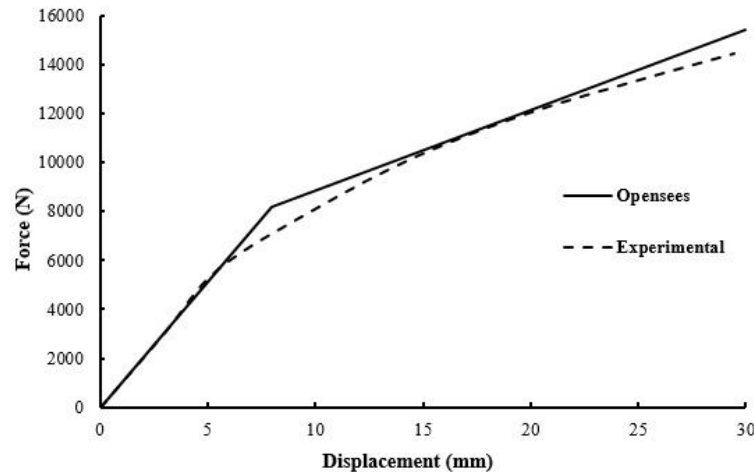
۵، مقایسه رفتار قاب بتن‌آرمه در دو حالت آزمایشگاهی و عددی را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، نتایج از انطباق مناسبی برخوردار است. به عنوان مثال بار نهایی در حالت آزمایشگاهی ۱۵/۴ کیلونیوتن بوده در حالی که بار نهایی در حالت عددی برابر ۱۴/۴ کیلونیوتن می‌باشد که حاکی از حدود ۷ درصد خطا می‌باشد. در برنامه OpenSees دو نوع المان تیر-ستون غیرخطی وجود دارد:

الف) المان بر مبنای کنترل نیرو: این المان‌ها جرم را گسترده لحاظ می‌کنند، که البته فرمولاسیون پیشرفته‌ای دارد که امکان واگرایی را افزایش می‌دهد. این المان به دو دسته زیر تقسیم می‌شود:

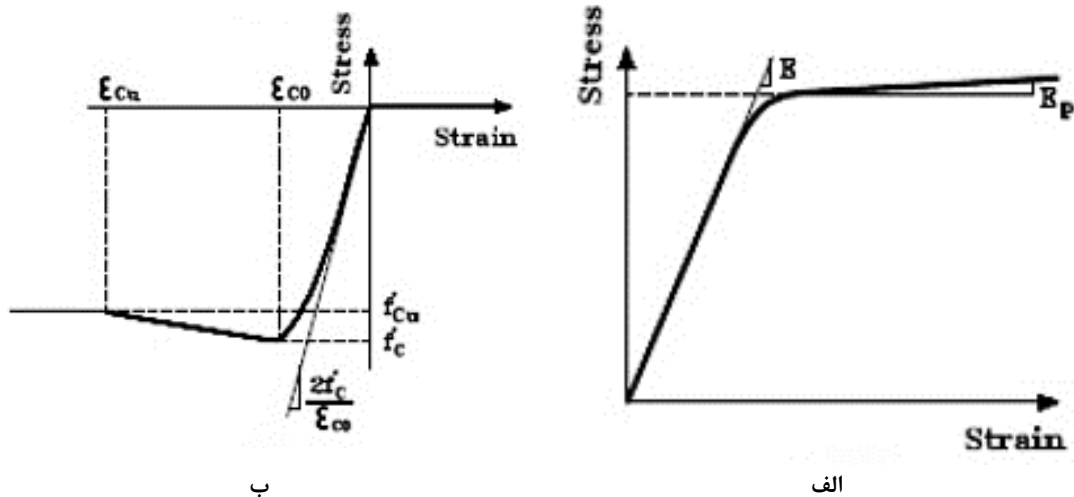
* المان با امکان پلاستیک در سراسر المان

* المان پلاستیسیته متمرکز با المان میانی الاستیک

ب) المان بر مبنای کنترل تغییرمکان: المان‌های بر مبنای کنترل تغییرمکان فرمولاسیون راحت‌تری دارند اما حتما نیاز به مش‌بندی



شکل ۵. صحت‌سنجی مطالعه عددی با آزمایشگاهی
Fig. 5. Validation of numerical study with field test



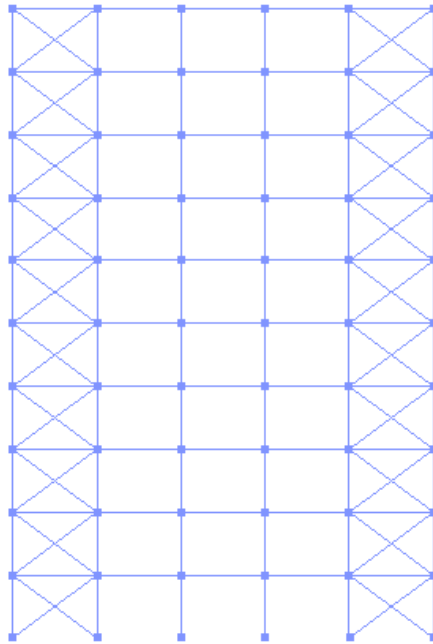
شکل ۶. منحنی تنش-کرنش (الف فولاد ب) بتن جهت مدل‌سازی المان بتنی [۱۷]
Fig. 6. Stress-strain curve a (steel b) concrete to model the concrete element

برای انتگرال‌گیری در طول هر المان باید معرفی گردد که در مدل‌سازی‌های انجام گرفته در این تحقیق، تعداد نقاط گوسی برابر ۱۸ در نظر گرفته شده است.

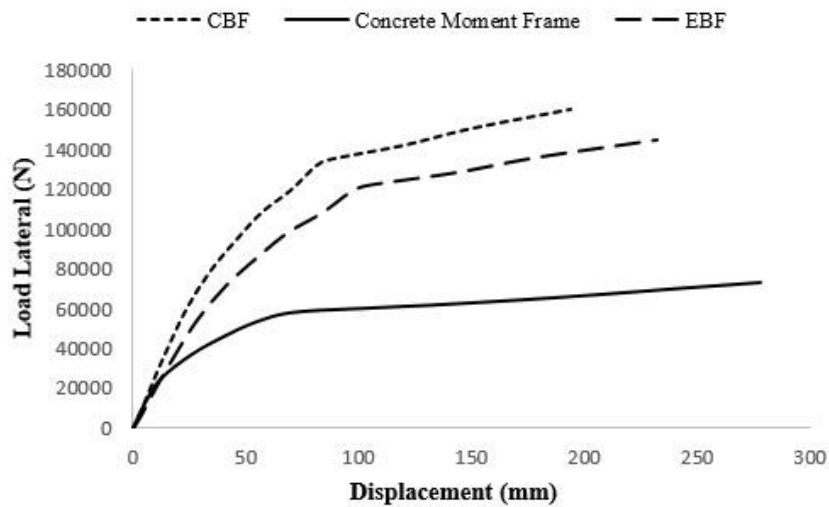
جهت مدل‌سازی رفتار فولاد میلگردها از مصالح Steel02 (شکل ۶-الف) و همچنین برای هر دو نوع بتن محصورشده (هسته) و محصورنشده (پوشش) از مصالح Concrete01 (شکل ۶-ب) استفاده شده است [۱۷]. منحنی تنش-کرنش بتن محصورشده بر اساس مدل مندر تعیین شده است [۱۸]. در شکل ۷ تصویر مدل ساخته شده در نرم افزار OpenSees نشان داده شده است.

المان دارند.

در مدل‌سازی المان‌های قاب (تیر و ستون) از المان تیر-ستون غیرخطی با مقطع رشته‌ای بر مبنای کنترل نیرو که اثرات غیر الاستیک در سراسر المان (پلاستیسیته گسترده) توزیع می‌شود، استفاده شده است که به جای اینکه پلاستیک شدن مصالح را در نقاط خاصی از سازه (مانند نقاطی در تیر، که نزدیک ستون است) در نظر بگیرد، پلاستیک شدن مصالح را به صورت توزیع یافته در همه طول المان در نظر می‌گیرد. در این تحقیق مقطع هر المان بتنی از سه قسمت میلگرد، بتن محصورشده و بتن محصورشده تشکیل شده است. تعداد نقاط گوسی نیز



شکل ۷. مدل ساخته شده در OpenSees
Fig. 7. Model built into OpenSees



شکل ۸. مقایسه منحنی پوش آور قاب‌ها
Fig. 8. Comparison of frame cover curves

۶- نتایج حاصل از تحلیل پوش اور قاب‌ها

نتایج حاصل از تحلیل پوش اور بدست آمده از قاب‌ها در شکل ۸ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود، شیب ناحیه خطی قاب‌های خمشی بتن آرمه تقویت شده با مهاربندهای فولادی CBF و EBF بیشتر از قاب خمشی بتن آرمه می‌باشد. همچنین ظرفیت تسلیم قاب خمشی بتن آرمه برابر ۳۵ کیلونیوتن و ظرفیت تسلیم قاب‌های

CBF و EBF به ترتیب برابر ۸۰ و ۷۱ کیلونیوتن می‌باشد. همچنین حداکثر ظرفیت قاب بتنی و قاب CBF و EBF نیز به ترتیب برابر ۷۳، ۱۶۰ و ۱۴۵ کیلونیوتن می‌باشد و از این مقدار به بعد، سازه شروع به ترک خوردن کرده تا منهدم شود. با تقویت قاب بتنی به کمک مهاربندهای فولادی، از مقدار تغییر مکان قاب کاسته شد. ضریب شکل پذیری قاب بتنی و قاب با مهاربند CBF و EBF به ترتیب برابر

جدول ۱. مشخصات رکوردهای انتخابی برای انجام تحلیل IDA
Table 1. Specifications of selected records for IDA analysis

ردیف	ایستگاه	نام زلزله	سال وقوع	بزرگی (ریشتر)	عمق زلزله (کیلومتر)	PGA (g)
۱	Chuetsu-Oki	Kashiwazaki NPP_ Unit 1: ground surface	۲۰۰۷	۶/۸	۱۱/۰	۰/۹۰۹
۲	Riito	El Mayor-Cucapah	۲۰۱۰	۷/۲	۱۳/۷۱	۰/۳۹
۳	Cerro Prieto Geothermal	El Mayor-Cucapah	۲۰۱۰	۷/۲	۱۱/۰	۰/۲۸۸
۴	Michoacan De Ocampo	El Mayor-Cucapah	۲۰۱۰	۷/۲	۱۶/۰	۰/۵۳۸
۵	Gilroy Array #4	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹۳	۱۴/۳۴	۰/۴۱۹
۶	Morgan Hill	Morgan Hill	۱۹۸۴	۶/۱۹	۱۱/۵۴	۰/۳۴۹
۷	Jiashi	Northwest China-03	۱۹۹۷	۶/۱	۱۷/۷۳	۰/۳

شتابنگاشت‌های متناسب با شرایط ساختمانی باید طوری اصلاح شوند که طیف آن‌ها در دوره تناوب ۰/۱ تا ۳ ثانیه با طیف طرح استاندارد برای سطح خطر مشخص هم‌خوانی داشته باشد. به این منظور طیف طرح استاندارد برای سطح خطر یک در مناطق با سطح لرزه‌خیزی مختلف به همراه طیف پاسخ زمین‌لرزه مورد نظر در یک دستگاه ترسیم شده و سپس ضریب مقیاس به نحوی تعیین شده که مساحت زیر منحنی طیف پاسخ زمین‌لرزه با طیف طرح در محدوده ۰/۱ تا ۳ ثانیه تقریباً مطابقت نماید. در شکل ۹ نمودار طیف پاسخ شتاب تمامی شتابنگاشت‌های در نظر گرفته شده به همراه مقدار متوسط آنها نمایش داده شده است.

۸- نتایج و بحث

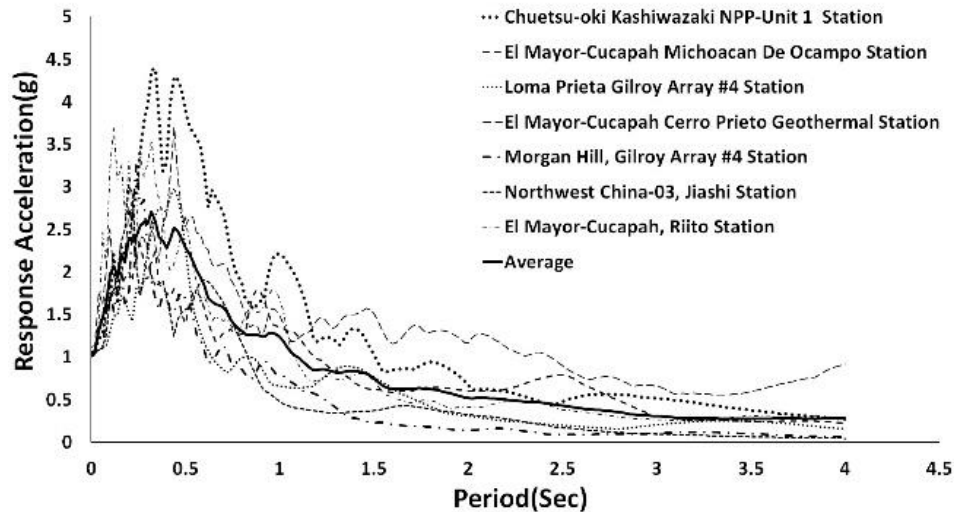
پس از آنالیز سازه در نرم افزار Opensees، منحنی دررفت-طبقه برای هر رکورد زلزله در شکل‌های ۱۰-الف الی ۱۰-ج نشان داده شده است. همانطور که از شکل ۱۰-الف پیداست، بطور کلی تحت رکورد زلزله chuetsuoki0909g دررفت قاب با مهاربند EBF در همه طبقات بیش از دررفت قاب با مهاربند CBF بوده، بطوری که بیشترین دررفت در طبقه هفتم رخ داده است. مقدار دررفت طبقه هفتم قاب EBF تقریباً ۱/۶ برابر قاب CBF است. بنابراین در رکورد زلزله chuetsuoki0909g، قاب EBF شکل‌پذیری بیشتری از خود نشان داده است. در هر دو قاب از طبقه هفتم تا دهم، از مقدار دررفت کاسته شده که این مقدار در قاب EBF بسیار بیشتر می‌باشد.

۱۵/۵۹، ۵/۶۴ و ۵/۶۵ و میزان جذب انرژی هر یک نیز به ترتیب برابر ۲۳/۶ و ۲۱/۷ و ۱۵/۲ کیلونیوتن‌متر می‌باشد. بنابراین با تقویت قاب بتنی به کمک مهاربند CBF و EBF، ضریب شکل‌پذیری تا ۳ برابر کاهش و ظرفیت جذب انرژی تا حدود ۵۰ درصد افزایش خواهد یافت.

۷- تحلیل غیرخطی قاب‌ها

به منظور انجام تحلیل IDA بر روی قاب‌ها، تعداد ۷ رکورد زلزله در حوزه نزدیک گسل مطابق جدول ۱ در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که طبق تحقیقات کالکان و کوناس در سال ۲۰۰۷، زلزله‌هایی که فاصله وقوع آن‌ها از ایستگاه ثبت رکورد کمتر از ۲۳/۵ کیلومتر باشد، زلزله حوزه نزدیک گسل و برای مقادیر بین ۲۳/۵ تا ۸۵ کیلومتر، زلزله حوزه دور از گسل در نظر گرفته می‌شود. بنابراین دو قاب بتنی ده‌طبقه با پنج‌دهانه که در دهانه‌های اول و آخر با مهاربندهای فولادی CBF و EBF مقاوم‌سازی شده‌اند، تحت ۷ رکورد زلزله تحت تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) قرار گرفتند. تحلیل‌های انجام‌شده به روش اجزاء محدود و با فرض مدل FiberSection انجام شدند.

هر زمین‌لرزه مشخص‌کننده خصوصیات همان ساختمانی است که زلزله در آن رخ داده است، به همین علت شتابنگاشت‌های مورد استفاده را باید با توجه به طیف منطقه مورد مطالعه به مقیاس در آورد. به منظور به مقیاس درآوردن شتابنگاشت‌ها از روش ارائه شده در دستورالعمل بهسازی ایران استفاده شده است. به این منظور،



شکل ۹. طیف پاسخ شتاب رکوردها و متوسط آن‌ها
 Fig. 9. Acceleration response spectrum of records and their average

بیشترین مقدار خود می‌رسد. حداکثر دررفت قاب EBF حدود ۱/۵ برابر حداکثر دررفت قاب CBF می‌باشد، اما در طبقه دهم دررفت آن‌ها تفاوت چندانی با هم ندارد.

با توجه به شکل ۱۰-ث، تحت رکورد زلزله lomaprietagilroyarray0419g تا طبقه ششم تقریباً دررفت قاب‌ها با هم برابر می‌باشد. حداکثر دررفت در قاب‌ها در طبقه هشتم رخ داده و دررفت قاب EBF حدود ۱/۳ برابر قاب CBF می‌باشد. با توجه به شکل ۱۰-ج، تحت رکورد زلزله morganhillgilroyarray0349g در قاب CBF با افزایش طبقات، دررفت تغییر چندانی نکرده و بصورت قائم رو به بالا می‌رود. اما در قاب EBF بیشترین دررفت در طبقه اول رخ داده که حدود ۴ برابر قاب CBF می‌باشد. همچنین در همه طبقات دررفت قاب EBF بیشتر می‌باشد.

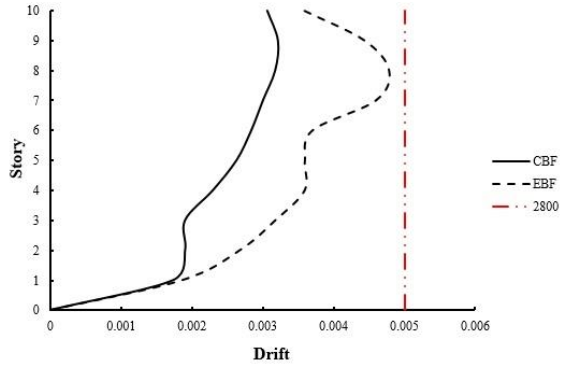
با توجه به شکل ۱۰-چ، تحت رکورد زلزله northwestchina3jiashi03g بیشترین دررفت قاب‌ها در طبقه نهم رخ داده که این مقدار در قاب EBF حدود ۱/۱ برابر قاب CBF می‌باشد.

بنابراین به عنوان جمع‌بندی می‌توان گفت که، دررفت قاب‌ها تحت تمامی رکوردهای بررسی شده با توجه به سختی‌ای که مهاربند ایجاد می‌نماید، همگی در محدوده مجاز استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران قرار گرفته و از سطح عملکرد مناسبی برخوردار می‌باشند. به بیان دیگر در تمامی حالات، قاب‌ها در محدوده قبل از رسیدن به حد مجاز

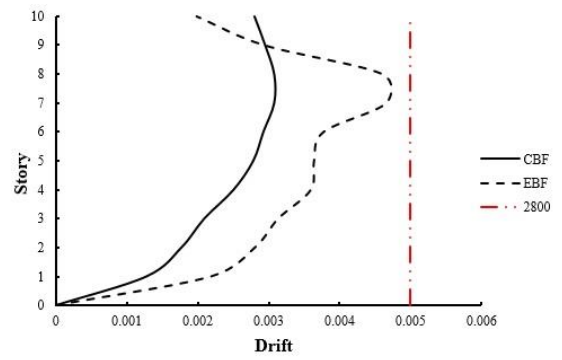
همانطور که از شکل ۱۰-ب پیداست، تحت رکورد زلزله elmayorcucapah0538g دررفت طبقه اول در هر دو قاب تقریباً با یکدیگر برابر بوده اما از طبقات دوم به بعد، دررفت زیاد شده و سپس در قاب EBF و CBF به ترتیب از طبقات هفتم و نهم به بعد روند کاهشی را طی نموده است. بیشترین مقدار دررفت در قاب EBF تقریباً ۱/۴۵ برابر بیشترین مقدار دررفت در قاب CBF می‌باشد. در طبقه دهم مقدار دررفت در قاب CBF کمتر از قاب EBF شده است، با وجود اینکه در رکورد زلزله chuetsuoki0909g این مقدار برعکس است.

همانطور که از شکل ۱۰-پ مشخص است، تحت رکورد زلزله elmayorcucapahcerroprieto0288g نتایج کمی متفاوت از دو رکورد قبلی می‌باشد. دررفت قاب CBF تا طبقه چهارم بیشتر از قاب EBF بوده و از طبقه پنجم الی نهم برعکس شده و مجدداً در طبقه دهم مقدار دررفت قاب CBF بیشتر از قاب EBF شده است. حداکثر دررفت در قاب‌های CBF و EBF در طبقه هفتم رخ داده است، بطوری که این مقدار در قاب EBF تقریباً ۱/۵ برابر قاب CBF می‌باشد.

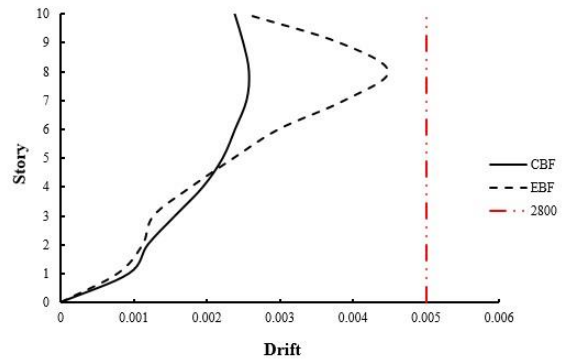
همانطور که از شکل ۱۰-ت مشاهده می‌شود، تحت رکورد زلزله elmayorcucapahriito039g تا طبقه پنجم تقریباً دررفت قاب‌های CBF و EBF با یکدیگر برابر بوده اما در طبقات بالاتر دررفت قاب EBF بیشتر می‌باشد، بطوری که در طبقه هشتم به



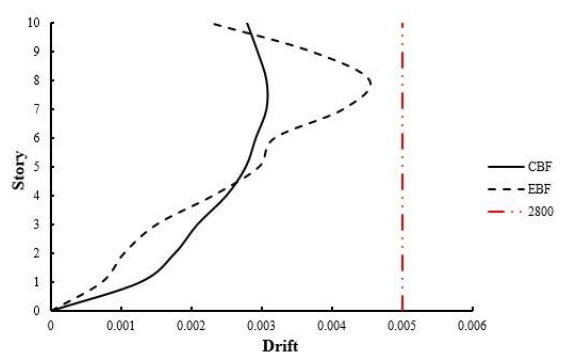
ب: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد elmayorcucapah0538g



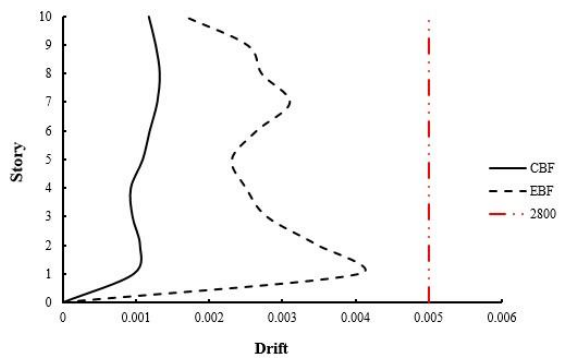
الف: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد chuetsuoki0909g



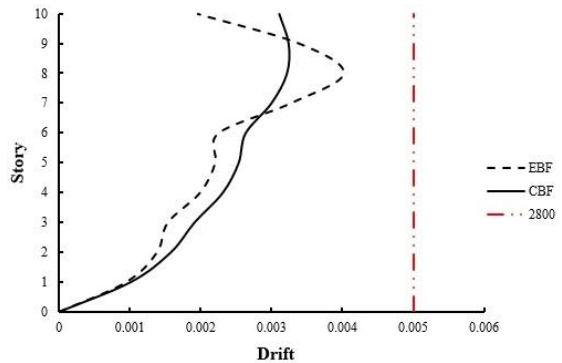
ت: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد elmayorcucapahriito039g



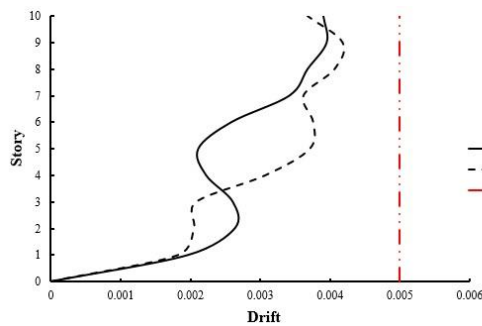
پ: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد elmayorcucapahcerroprieto0288g



ج: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد morganhillgilroyarray0349g



ث: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد lomaprietagilroyarray0419g



چ: منحنی دریفت طبقات تحت رکورد northwestchina3jiashi03g

شکل ۱۰. منحنی دریفت طبقات تحت رکورد زلزله‌های مختلف
Fig. 10. Drift curve of floors under the record of different earthquakes

با توجه به شکل ۱۱-چ می‌توان گفت که تحت رکورد زلزله northwestchina3jiashi03g تغییرمکان بام هر دو قاب تقریباً مشابه یکدیگر بوده و پیوسته رو به افزایش است، نهایتاً تغییرمکان بام ها به حدود ۰/۳۵ متر می‌رسد. در نتیجه با توجه به نتایج بدست آمده از اشکال ۱۱-الف الی ۱۱-ج می‌توان بیان نمود که تقریباً تا شدت زلزله ۰/۴g، تغییرمکان بام هر دو قاب با یکدیگر برابر می‌باشد و پس از آن قاب EBF با رفتار نرم‌تری نسبت به قاب CBF عمل می‌کند. همچنین با توجه به اینکه در قاب‌های CBF تغییرمکان بام دچار تغییرات زیادی می‌شود و رفتار نوسانی دارد، لذا در برابر زلزله از سطح ایمنی و عملکرد پایین‌تری نسبت به قاب EBF برخوردار می‌باشد.

بنابراین به عنوان جمع‌بندی کلی می‌توان به این نکته اشاره نمود که، با توجه به اینکه تغییرمکان بام قاب با مهاربندی همگرا در شدت زلزله‌های اولیه بیشتر از قاب با مهاربندی واگرا بوده، لذا می‌توان این تأثیرات را شدت‌های زلزله بعد هم مشاهده نمود، به طوری که تغییرمکان بام سیستم مهاربندی همگرا در شدت زلزله 1.5g به مرز حدود ۳۵٪ بیشتر از تغییرمکان بام سیستم با مهاربندی واگرا می‌رسد. همچنین در شکل ۱۲ برش پایه وارد بر ستون طبقه اول برای دو سیستم قاب خمشی بتنی با مهاربند همگرا و واگرا با یکدیگر مقایسه شده است. شماره ستون‌های ۱ الی ۶ برابر با ستون‌های طبقه اول واقع در پای سازه است، چرا که قاب‌ها دارای ۵ دهانه می‌باشند. در شکل ۱۲ برش پایه وارد بر ستون طبقه اول برای قاب خمشی بتنی، با مهاربند همگرا و واگرا با یکدیگر مقایسه شده است. شماره ستون‌های ۱ الی ۶ برابر با ستون‌های طبقه اول واقع در پای سازه است، چرا که قاب‌ها دارای ۵ دهانه می‌باشند.

همانطور که از شکل ۱۲ مشخص است، استفاده از مهاربند واگرا در قاب خمشی بتنی، تا حدود ۷ برابر از میزان برش پایه سازه می‌کاهد. بنابراین ساختمان‌های بتن‌آرمه با مهاربند فولادی EBF عملکرد بهتری نسبت به ساختمان‌های بتن‌آرمه با مهاربند فولادی CBF در برابر زلزله دارند. همچنین طبق فرضیات در نظر گرفته شده در این مقاله، وجود مهاربند به منظور مقاوم‌سازی قاب بتنی، مقدار برش پایه را افزایش داده است.

۹- مقایسه سطح عملکرد قاب‌ها

به منظور ارزیابی میزان خرابی و سطح عملکرد هر یک از قاب‌ها،

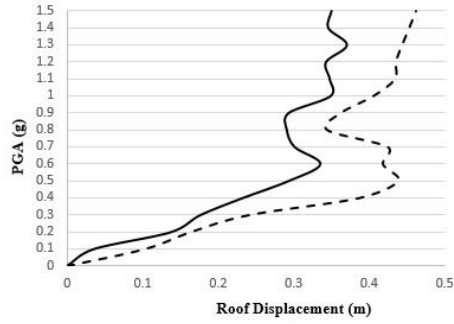
دریافت خود عمل می‌نمایند که بطور کلی به علت وجود ناحیه تیر میانی در سیستم با مهاربندی واگرا، رفتار این نوع از سیستم عملکرد نرم‌تری نسبت به سیستم با مهاربند همگرا برخوردار است.

با توجه به شکل ۱۱-الف تحت رکورد زلزله chuetsuoki0909g و با شدت‌های مختلف می‌توان گفت، تا شدت زلزله ۰/۸g تغییرمکان بام قاب‌های EBF و CBF رو به افزایش بوده و تا مقدار ۰/۳۷ متر می‌رسد. از شدت زلزله ۰/۹g تا ۱/۵g در قاب CBF تغییر چندانی در تغییرمکان بام رخ نداده اما در قاب EBF کاهش یافته و رفتار نرم‌تری از خود نشان داده است. با تقریب مناسبی می‌توان گفت که تغییرمکان بام هر دو قاب در شدت 1.5g با هم برابر است.

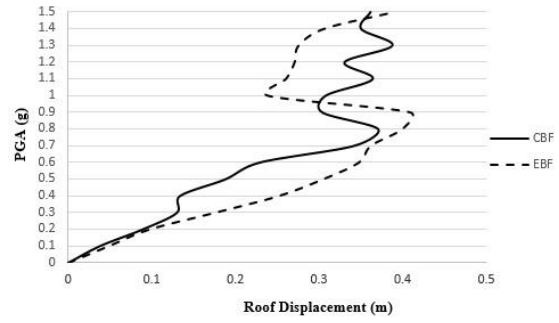
با توجه به شکل ۱۱-ب تحت رکورد زلزله elmayorcucapah0538g در همه شدت‌ها، تغییرمکان بام قاب EBF بیشتر بوده بطوری که وقتی به شدت 0.5g و 1.5g می‌رسد در حدود ۱/۳ برابر تغییرمکان قاب CBF می‌باشد. با توجه به شکل ۱۱-پ و ۱۱-ت می‌توان گفت که عملکرد قاب‌های EBF و CBF تحت رکوردهای زلزله elmayorcucapahcerroproprieto0288g و elmayorcucapahriito039g تقریباً برابر می‌باشند. بطوری که تا شدت ۰/۵g تغییرمکان بام رو به افزایش بوده و سپس تغییر چندانی نکرده است. قاب EBF رفتار نرم‌تری نسبت به قاب CBF از خود نشان داده است.

با توجه به شکل ۱۱-ث تحت رکورد زلزله lomaprietagilroyarray0419g با شدت‌های مختلف، تا شدت ۰/۴g تغییرمکان بام قاب‌ها با یکدیگر برابر بوده و با شیب یکسانی به مقدار ۰/۳۴ می‌رسد. اما از شدت ۰/۵g تا ۱/۵g تغییرمکان بام قاب CBF بیشتر از تغییرمکان قاب EBF می‌باشد و به صورت قائم و با تغییرات کمی نمودار را طی می‌کند. نهایتاً در شدت 1.5g مقدار تغییرمکان بام قاب EBF کمتر می‌شود.

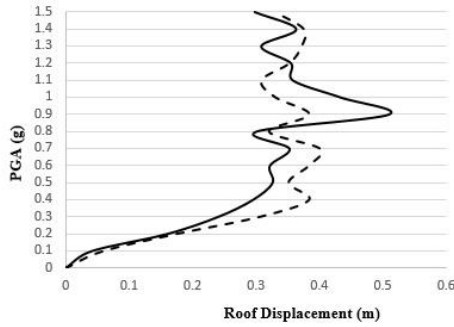
با توجه به شکل ۱۱-ج تحت رکورد زلزله morganhillgilroyarray0349g، تغییرمکان بام قاب CBF تا شدت ۰/۴g رو به افزایش و سپس بصورت سینوسی کاهش می‌یابد. اما تغییرمکان بام قاب EBF تا شدت ۰/۳g افزایش و سپس با گام‌های بزرگتر و نرم‌تری نسبت به قاب CBF بصورت سینوسی تغییر می‌کند. نهایتاً در شدت 1.5g تغییرمکان بام قاب CBF حدود ۲ برابر قاب EBF می‌باشد، که نشان از عملکرد مطلوب قاب EBF در برابر زلزله می‌باشد.



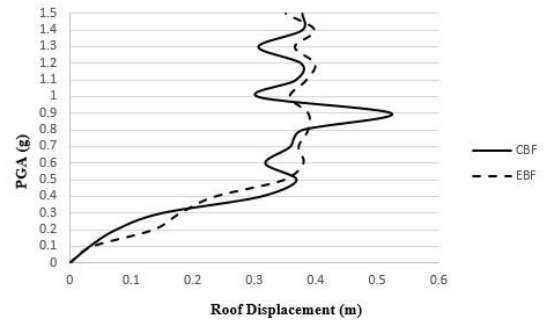
ب: منحنی شدت زلزله-تغییر مکان بام تحت رکورد
elmayorcucapah0538g



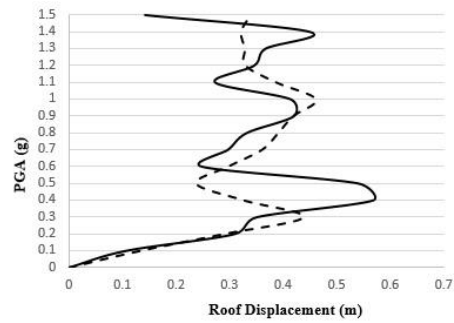
الف: منحنی شدت زلزله-تغییر مکان بام تحت رکورد
chuetsuoki0909g



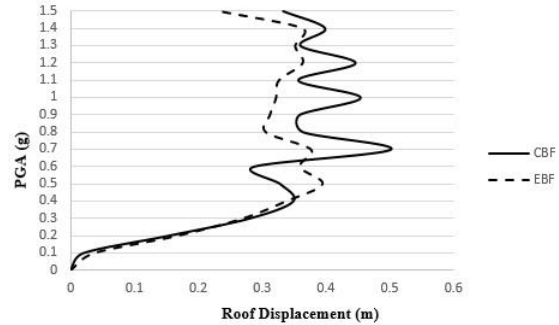
ت: منحنی شدت زلزله-تغییر مکان بام تحت رکورد
elmayorcucapahriito039g



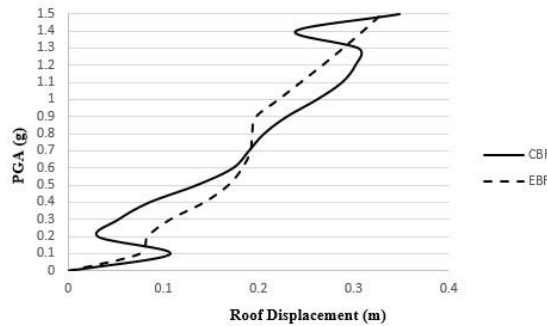
پ: منحنی شدت زلزله-تغییر مکان بام تحت رکورد
elmayorcucapahcerroprieto0288g



ج: منحنی شدت زلزله-تغییر مکان بام تحت رکورد
morganhillgilroyarray0349g

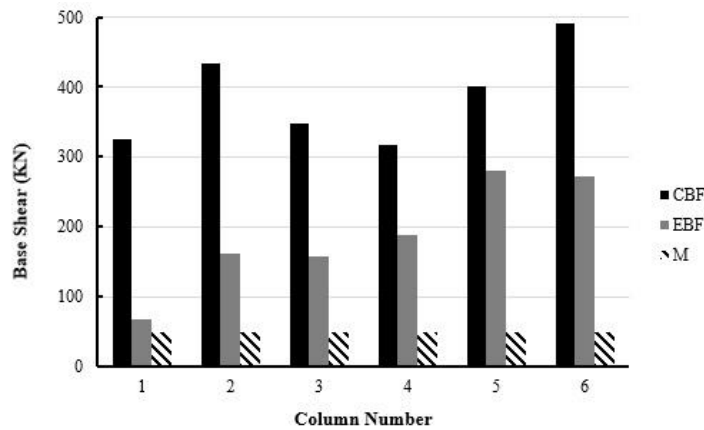


ث: منحنی شدت زلزله-تغییر مکان بام تحت رکورد
lomaprietagilroyarray0419g



چ: منحنی شدت زلزله-تغییر مکان بام تحت رکورد northwestchina3jiashi03g

شکل ۱۱. منحنی شدت زلزله-تغییر مکان بام تحت رکورد زلزله‌های مختلف
Fig. 11. Earthquake intensity-roof displacement curve under the record of different earthquakes



شکل ۱۲. مقایسه برش پایه ستون‌های پای سازه
Fig. 12. Comparison of the base shear of the pillars of the structure

جدول ۲. محدودیت شاخص جابجایی نسبی حداکثر برای سطوح مختلف عملکردی
Table 2. Maximum relative displacement index limit for different performance levels

سطح عملکردی	محدودیت نسبت تغییر شکل به ارتفاع طبقه (%)
IO (استفاده بی‌وقفه)	۰/۷
LS (ایمنی جانی)	۲/۵
CP (آستانه فرو ریزش)	۵

H ارتفاع سازه می‌باشد. در جدول ۲ سطوح مختلف عملکردی سازه (بر مبنای دستورالعمل FEMA356) و بر اساس شاخص خسارت جابجایی نسبی نشان داده شده است.

بنابراین طبق نتایج بدست آمده از سطوح عملکرد هر یک از قاب‌ها تحت ۷ رکورد زلزله مختلف، قاب‌های CBF و EBF در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) قرار داشته و کمترین خسارت به قاب وارد می‌شود.

۱۰- نتیجه‌گیری

در این مقاله دو قاب خمشی بتن‌آرمه با تعداد طبقات و دهانه ده و پنج که در دهانه‌های اول و پنجم آن‌ها به کمک مهاربندهای فولادی همگرا (CBF) و واگرا (EBF) تقویت شدند، در نظر گرفته شد. هر یک از قاب‌ها تحت ۷ رکورد زلزله نزدیک گسل قرار گرفتند و مقدار دررفت، تغییرمکان بام و برش پایه هر یک، با یکدیگر مقایسه شد، که نتایج زیر حاصل شد:

- پس از مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی به کمک مهاربندهای فولادی همگرا و واگرا، دررفت کلیه قاب‌ها تحت رکوردهای موردنظر در

دو شاخص خرابی بر مبنای تغییرمکان نسبی قاب محاسبه شده و سطح عملکرد قاب‌ها با یکدیگر مقایسه می‌شوند.

شاخص خرابی آسیب‌پذیری بر پایه تغییرمکان نسبی طبقه توسط سوزن در سال ۱۹۸۱ ارائه شده است که به صورت زیر می‌باشد:

$$DP = 25 \left(2 \times \% \frac{\delta}{H} - 1 \right) \quad (1)$$

که در این رابطه: H ارتفاع طبقه، δ تغییرمکان نسبی طبقه و D_p درصد خسارت می‌باشد.

مقدار $\frac{\delta}{H} < 1\%$ خسارت غیرسازه‌ای (IO) و $\frac{\delta}{H} > 4\%$ خسارت غیرقابل تعمیر (LS) و $\frac{\delta}{H} > 6\%$ فروریختگی سازه (CP) را نشان می‌دهد [۱۹].

همچنین یکی از مشهورترین شاخص‌ها در دسته شاخص‌های کلی سازه، شاخص جابجایی نسبی حداکثر می‌باشد که از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$DI_{DR} = \frac{\Delta_m}{H} \quad (2)$$

که در آن Δ_m تغییرمکان حداکثر بام (متناظر با نقطه عملکرد) و

- Engineering Structures, 1995, 17(6), 455-461.
- [4] Maheri, M. R., Sahebi, A., "Experimental Investigations of Steel Braced Reinforced Concrete Frames", Proceeding of the Second International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran Islamic Republic of IRAN, 1995, 1, 775- 784.
- [5] Youssef, M. A., Ghaffarzadeh, H., Nehdi, M., "Seismic Performance of RC Frames with Concentric Internal Steel Bracing", Engineering Structures, 2006, 29(7), 1561-1568.
- [6] Haji Ghaffari, H., "Interaction of steel frames and braces in reinforced concrete structures to withstand lateral forces", 5th Civil Engineering Conference of Sharif University of Technology, Tehran, 1997, 228-238.
- [7] Kheyroddin, A., Shamkhali Moghaddam, A., "Investigation of eccentric bracing behavior in existing reinforced concrete frames", Second International Conference on Tall Buildings, Iran University of Science and Technology, 2001, 143-152.
- [8] Maheri, M. R., Hadjipour, A., "Experimental investigation and design of steel brace connection to RC frame", Engineering structures, 2003, 25(13), 1707-1714.
- [9] Massumi, A., Tasnimi, A. A., "strengthening of low ductile reinforced concrete frames using steel X-bracings with different details", The 14th world conference on earthquake engineering, china, 2008, 12-17.
- [10] Godinez-Dominguez, E. A., Tena-Colunga, A., Nonlinear behavior of code-designed reinforced concrete concentric braced frames under lateral loading, Engineering Structures, 2010, 32(4), 944-963.
- [11] Malekpour, S., Ghaffarzadeh, H., Dashti, F., "Direct displacement-based design of steel-braced reinforced concrete frames", The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2013, 22(18), 1422-1438.
- [12] Akbari, R., Maheri, M. R., "Analytical investigation of response modification (behaviour) factor, R, for reinforced concrete frames rehabilitated by steel chevron bracing", Structure and Infrastructure Engineering, 2011, 9(6), 507-515.
- محدوده مجاز استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران واقع شدند.
- حداکثر دریفت قاب‌های EBF و CBF در حوزه نزدیک گسل به ترتیب برابر ۰/۰۴۸ و ۰/۰۴۰ می‌باشد. همچنین کمترین دریفت بام برای آن‌ها به ترتیب برابر ۰/۰۱۱۳ و ۰/۰۱۰۶ می‌باشد.
- در محدوده طبقه هشتم، دریفت قاب‌های EBF و CBF به بیشترین مقدار خود می‌رسد.
- ضریب شکل‌پذیری قاب بتنی و قاب با مهاربند CBF و EBF به ترتیب برابر ۱۵/۵۹، ۵/۶۴ و ۵/۶۵ و میزان جذب انرژی هر یک نیز به ترتیب برابر ۱۵/۲، ۲۱/۷ و ۲۳/۶ کیلونیوتن‌متر می‌باشد. بنابراین با تقویت قاب بتنی به کمک مهاربند CBF و EBF، ضریب شکل‌پذیری تا ۳ برابر کاهش و ظرفیت جذب انرژی تا حدود ۵۰ درصد افزایش خواهد یافت.
- تغییرمکان بام قاب‌های EBF و CBF تا شدت زلزله 0.5g باهم یکسان بوده و تا حدود ۰/۳۵ متر جایجا می‌شود. اما در شدت‌های زلزله بالاتر، تغییر چندانی در تغییرمکان بام قاب‌ها رخ نداده اما قاب EBF رفتار نرم‌تری از خود نشان داد.
- استفاده از مهاربند فولادی در قاب خمشی بتن‌آرمه، تا ۷ برابر از مقدار برش پایه در حالتی که از مهاربند فولادی CBF استفاده شود، می‌کاهد.
- پس از تقویت قاب خمشی بتن‌آرمه به کمک مهاربندهای فولادی EBF و CBF، سطح عملکرد قاب‌ها در محدوده ایمنی جانی (LS) قرار داشته، که نشان از تقویت مناسب این قاب‌ها به کمک مهاربند دارد.

مراجع

- [1] Kheyroddin, A., "Investigating and studying the nonlinear behavior of reinforced reinforced concrete flexural frameworks using steel braces", International Journal of Engineering, Iran University of Science & Technology, 2008, 19(2), 25-35.
- [2] Goel, S. C., Lee, H. S., "Seismic Sternghtening of Structures By Ductil Steel Bracing System", Proceeding of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Canada, 1992, 3.
- [3] Nateghi, A., "Seismic Strengthening of Eight - Story R.C. Apartement Building Using Steel Brace",

- concrete frames with cross-linked braces Steel”, 4th International Congress on Civil Engineering, Architecture and Urban Development, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran, 2016, 1-14.
- [17] Mazzoni, S., OpenSees Command Language Manual, College of Engineering, University of California, Berkeley, 2007.
- [18] Mander, J., Priestley, M., Park, R., “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8), 1804-1826.
- [19] Rahayi, A., Nemati, S., “Performance Evaluation and Reinforcement Methods for Concrete Structures”, Fadak Isatiz Printing, Tehran, 2004.
- [13] Maheri, M. R., Akbari, R., “Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings”, Engineering Structures, 2003, 25(12), 1505-1513.
- [14] Massumi, A., Absalan, M., “Interaction between bracing system and moment resisting frame in braced RC frames”, Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2013, 13(2), 260-268.
- [15] Eskandari, R., Vafaei, D., Shahrabadi, H., “Seismic Performance of Reinforced Concrete Braced Frames under Far- and Near-Fault Earthquakes”, concrete research, 2016, 9(2), 79-95.
- [16] Kheyroddin, A., Sepahrad, R., Kafi, M. A., “Investigation of laboratory behavior of reinforced

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Kheyroddin, M. Gholhaki, Gh. Pachideh, *Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and Pushover methods in the near-fault field, Amirkabir J. Civil Eng., 52(5) (2020) 1127-1142.*

DOI: [10.22060/ceej.2018.15235.5858](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.15235.5858)

