



## Analytical Investigation of the Effect of Steel X-Bracing Connection Type on the Reinforced Concrete Frames

Y. Hodaipour, A. Ferdousi\*

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

**ABSTRACT:** Using steel braces is regarded as one of the significant methods for retrofitting and seismic rehabilitation of reinforced concrete frames. Thanks to its easy implementation, economic considerations and appropriate seismic retrofitting performance against lateral forces, this system has received more attention from researchers in comparison with other seismic resistant systems. In this type of structural system, the connection properties are of high significance which can play a significant role in the obtained results including ductility, resistance, stiffness, etc. The detailed behavior and performance of this type of connection have received less attention from researchers; hence, it is regarded as an under-researched issue that we have addressed in the present study; we made an effort to explore and investigate this issue comprehensively. ABAQUS finite element software was applied for modeling and numerical analysis; a total of 8 models were analyzed and investigated which were categorized into 3 different groups with respect to the steel brace connection type of the reinforced concrete frame. These connections include steel bolts and plates, steel jacket and steel box which were modeled and discussed under different conditions within each group. Nonlinear analysis of samples indicated that the connection of steel bracing to the concrete frame by penetrating bolts in concrete and steel plates led to significant enhancement of stiffness, resistance and ductility. Furthermore, these reinforcements have maximum energy dissipation, minimum concrete frame cracking and steel consumption reduction in joints.

### Review History:

Received: Nov. 24, 2020  
Revised: Oct. 11, 2021  
Accepted: Oct. 24, 2021  
Available Online: Nov. 22, 2021

### Keywords:

Building Retrofitting  
Connections  
Reinforced Concrete Frames  
Steel Jacket  
Finite Element Method

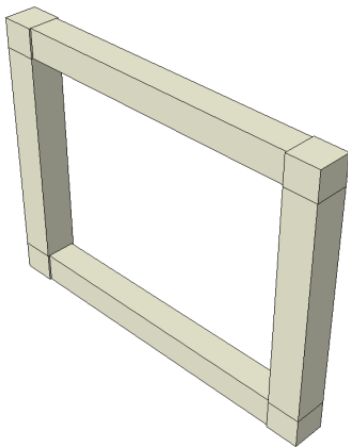
### 1- Introduction

What is important in designing structures in areas with high seismicity is to provide appropriate ductility and rigidity of structures. As a case in point, the system of reinforced concrete frame braced with steel bracing is one system type which is resistant to lateral loads such as earthquakes. It has sufficient stiffness to control lateral displacement so as to prevent any structural and non-structural damage during moderate but frequent earthquakes. Furthermore, it has such remarkable ductility that it prevents the collapse of the structure under severe earthquakes [1]. Research into the reinforcement of concrete structures has gained momentum since the early 1980s. In most cases, bracing has been applied indirectly by means of a steel frame enclosed in a concrete frame. This system, in addition to imposing high costs, may cause a dynamic interaction between steel and concrete frame with a different dynamic response; hence, how the load is transferred among members and the issue of stiffness distribution should be investigated meticulously [2]. Although some research studies have been conducted on reinforcing concrete buildings by means of steel braces, there is no comprehensive and reliable data on how to attach steel

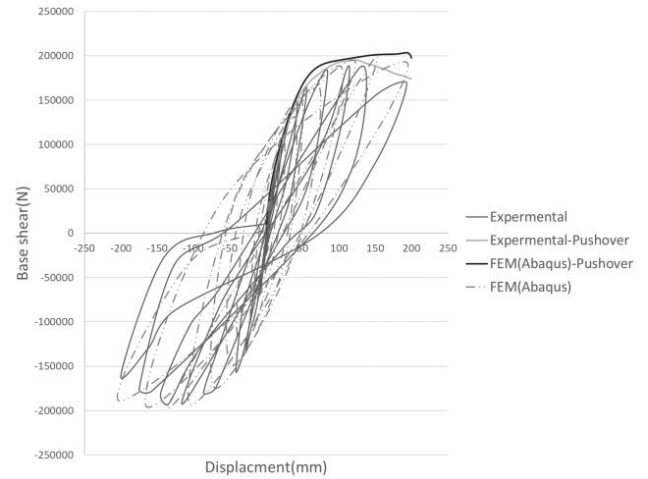
braces to the frame for reinforcing them in severe earthquakes [3]. The results indicate that, using CBF and EBF braces for reinforcing concrete frames can enhance the yield capacity of concrete frames by 3.2 and 2 times, respectively [4]. Retrofitting of low-height RC frames via steel X braces is considered to be advantageous for the performance of concrete frame columns with regard to almost every aspect. However, reinforcement side-effects regarding medium to long frames, particularly for columns connected to the bracing system, are of high significance; if necessary, local reinforcement of the columns should be carried out simultaneously [5]. The experimental results revealed that concrete frames reinforced with X braces perform better than other concrete frame types in terms of strength and stiffness [6]. When an appropriate design criterion is taken into consideration, concrete frames reinforced with ductile X braces demonstrate desirable structural behavior. Also, it has been observed that the balance of shear strength distribution at height has a significant impact on reducing floor displacement [7]. When steel braces are added to an already reinforced concrete frame, the load paths through which the lateral forces are transmitted change significantly; as a result, it modifies the demand for frame and its elements [8].

\*Corresponding author's email: a\_ferdousi@iaut.ac.ir





**Fig. 1. Overview of the studied concrete frame**



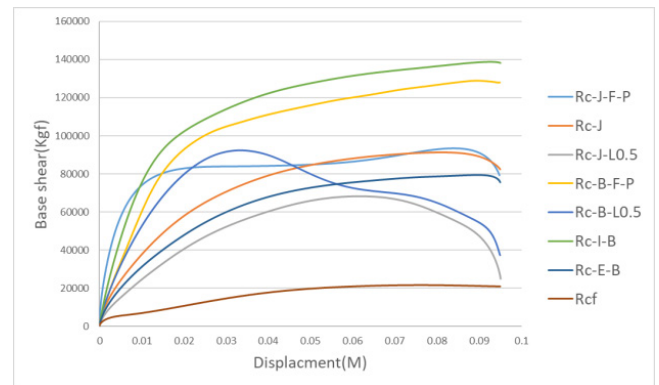
**Fig. 2. Comparison of inelastic response curves and hysteresis of experimental concrete frame and analytical sample**

**2- Methodology**

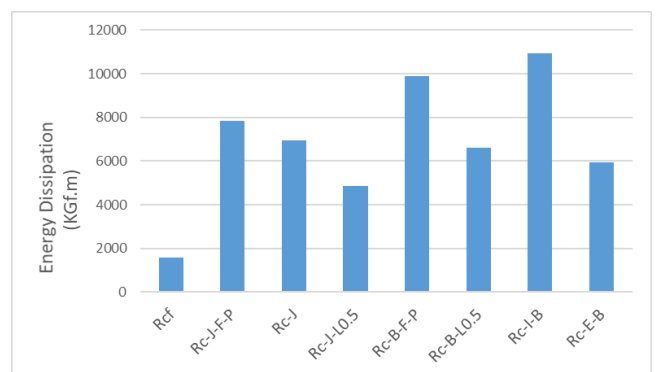
8 samples were modeled in ABAQUS software for testing and investigating the proposed pattern of connecting steel braces to the concrete frame. The plastic Damage Plasticity Model (CDP Model), considered to be the most appropriate model for simulating concrete behavior, was applied for modeling concrete in ABAQUS software. The intended type of connecting steel braces to concrete frame include bolts and steel plates which are applied both externally and in the buried manner in the form of steel jacket and steel box. Both of the proposed connection types (either steel plates connecting braces to the concrete frame or bolts used in the steel plates) in the models are the results of manual calculations. Before reporting the numerical results for the analyzed models, it was necessary to ensure the accuracy and precision of the applied models. Hence, to check the validity of the results, the model tested by Hong-Gun Park & Rak Choi [9] in the laboratory in 2011 was applied via the finite element method. Then, the obtained results of the two methods were compared with one another. As shown in Figure 2, it was observed that there is a meaningful consistency and compatibility between the results of finite element modeling and laboratory results.

**3- Results and Discussion**

As shown in Figure 3, we compared the envelope curves of the samples with each other to investigate reinforcement systems of the proposed connection types and their impact on the performance of the concrete frame. The results of comparisons regarding the envelope curves indicate the remarkable impact of the proposed method on enhancing the ductility, strength and stiffness of all samples in comparison to the reference sample. One critical parameter of models is energy dissipation. The amount of depreciated energy for each sample was computed based on the area under their curves. Figure 4 illustrates the comparison of the results in a bar chart.



**Fig. 3. Comparison of inelastic response curves of all studied models**



**Fig. 4. Comparison of energy dissipation in all the investigated models**

#### 4- Conclusion

Based on the discussion of the issues given in the previous sections on the respective models examined in this study, the following results are obtained:

1. The application of convergent steel X braces in reinforced concrete frames has enhanced strength, energy dissipation and also stiffness. Furthermore, the issue of how steel brace is connected to the concrete frame has a significant impact on the seismic performance of the brace frame.

2. The findings of the study reveal that Rc-I-B model, in general, has the highest performance with respect to both overall structural behavior and parameters such as strength, stiffness, ductility coefficient, energy dissipation, amount consumption of steel joints and minimum increase in the cracking of braced concrete frame in comparison to other models. The issues raised are the most appropriate way to connect steel brace to concrete frame among the existing models.

#### References

- [1] Y. Hodaipour, Evaluation of seismic performance improvement of reinforced concrete buildings strengthened with several types of steel brace, M.Sc. Thesis, Islamic Azad University Tabriz Branch (2017).
- [2] A. Chegoui, MA. Rahgozar, Investigating the coefficient of behavior and seismic behavior of concrete steel composite frames by comparative pushover analysis method, *Seismology and Earthquake Engineering Journal*(2012),15(3).
- [3] H. Pahlavan , A. Naseri, A. Einollahi, Probabilistic Seismic Vulnerability assessment of RC Frame Structures Retrofitted with Steel Jacketing, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 51(3)(2019)585-598.
- [4] A. Kheyroddin, M. Gholhaki, Gh. Pachideh, Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and Pushover methods in the nearfault field, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(5) (2020) 1-16.
- [5] A Rahimi, Mahmoud R. Maheri, The effects of retrofitting RC frames by X-bracing on the seismic performance of columns, *Engineering Structures*, 173 (2018) 813–830.
- [6] Kai Qian, M.ASCE, Yun-Hao Weng and Bing Li, Improving Behavior of Reinforced Concrete Frames to Resist Progressive Collapse through Steel Bracings, *Journal of Structural Engineering*, 145(2) (2019) 04018248.
- [7] Eber Alberto Godínez-Domínguez, Arturo Tena-Colunga, Behavior of ductile steel X-braced RC frames in seismic zones, *Earthq Eng & Eng Vib* 18 (2019) 845-869.
- [8] A. Rahimi, Mahmoud R. Maheri, The effects of steel X-brace retrofitting of RC frames on the Seismic performance of frames and their elements, *Engineering Structures Vol: 206* (2019), Page: 110-149.
- [9] IR. Choi, HG. Park, Cyclic loading test for reinforced concrete frame with thin steel infill plate, *Journal of Structural Engineering*, 137(6) (2011) 654–664.

#### HOW TO CITE THIS ARTICLE

Y. Hodaipour, A. Ferdousi, *Analytical Investigation of the Effect of Steel X-Bracing Connection Type on the Reinforced Concrete Frames*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(6) (2022) 449-452.

DOI: 10.22060/ceej.2021.19238.7129







## ارزیابی تحلیلی تاثیر نوع اتصال مهاربند فولادی همگرای ضربدری به قاب بتن آرمه

یاشار هدائی پور، عادل فردوسی\*

دانشکده مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۰۹/۰۴  
بازنگری: ۱۴۰۰/۰۷/۱۹  
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۸/۰۲  
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۹/۰۱

### کلمات کلیدی:

مقاوم سازی ساختمان‌ها  
اتصالات  
قاب‌های بتن مسلح  
ژاکت فولادی  
روش اجزای محدود

**خلاصه:** یکی از روش‌های مقاوم سازی و بهسازی لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح استفاده از مهاربندهای فولادی می‌باشد. استفاده از این نوع سیستم به دلیل اجرای آسان، مسائل اقتصادی و عملکرد مناسب در برابر نیروهای جانبی، نسبت به دیگر سیستم‌های مقاوم سازی بیشتر مورد توجه محققین قرار گرفته است. خصوصیات اتصال در این نوع از سیستم سازه‌ای حائز اهمیت به سزا بوده و می‌تواند در نتایج به دست آمده اعم از شکل‌پذیری، مقاومت، سختی و ... نقش مهمی را ایفا کند. جزئیات و رفتار این نوع اتصالات کمتر مورد توجه محققین بوده است و در تحقیق حاضر تلاش گردیده تا نگاه دقیق‌تری نسبت به این موضوع صورت گیرد. مدل سازی و تحلیل‌های عددی در این پژوهش با استفاده از نرم افزار المان محدود ABAQUS انجام یافته و مجموعاً ۸ مدل مورد بررسی قرار گرفته که شامل ۳ گروه مختلف از جنبه نوع اتصال مهاربند فولادی به قاب بتن آرمه می‌باشد. این اتصالات شامل بولت‌ها و صفحات فولادی، ژاکت فولادی و باکس فولادی می‌باشند که در هر گروه حالت‌های مختلف مورد مقایسه واقع شده است. بر اساس نتایج به دست آمده از تحلیل غیرخطی نمونه‌ها مشخص گردید که اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی توسط بولت‌های مدفون در بتن و صفحات فولادی دارای افزایش قابل توجه در سختی، مقاومت و شکل‌پذیری می‌باشد. همچنین این تقویت‌ها دارای بیشینه استهلاک انرژی، کمینه ترک خوردگی قاب بتنی و کاهش فولاد مصرفی در اتصالات است.

### ۱- مقدمه

لرزه‌ای و نیز ضعف در ویرایش‌های آیین‌نامه‌ها، ساختمان‌های طرح شده موجود در برابر بارهای لرزه‌ای دارای سطح ایمنی مناسبی نمی‌باشند. لذا مقاوم‌سازی این ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های آتی امری اساسی است. محققین روش‌های متعددی را برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای سیستم‌های مختلف سازه‌ای پیشنهاد کردند که هر کدام از آن‌ها دارای مزایا و معایبی می‌باشند. یکی از این روش‌ها افزودن اعضاء سازه‌ای جدید مانند دیوار برشی یا مهاربندهای فولادی به ساختمان می‌باشد. البته استفاده از مهاربندهای فولادی می‌تواند مورد توجه بیشتری باشد؛ چرا که این روش حداقل اضافه وزن را به سازه اعمال می‌کند و ضمناً اجرا آن نسبت به سایر روش‌ها ساده‌تر و اکثراً اقتصادی می‌باشد.

آنچه در طراحی سازه‌ها در مناطق با لرزه خیزی بالا اهمیت دارد، تامین شکل‌پذیری و سختی مناسب سازه‌ها می‌باشد. سیستم قاب بتن آرمه مهاربندی شده با مهاربند فولادی، یکی از انواع سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی از قبیل زلزله می‌باشد که دارای سختی کافی برای کنترل تغییر مکان جانبی بوده تا از وقوع هر گونه خسارت سازه‌ای و غیر

زلزله یکی از پدیده‌های مخرب طبیعی است که همواره خسارات جانی و مالی زیادی را به جا گذاشته است. کشور ایران به عنوان یکی از کشورهای لرزه‌خیز جهان، به کرات دچار خسارات ناشی از این پدیده گردیده است. خطر وقوع زلزله‌های شدید در کنار ضعف محاسباتی و اجرایی ساختمان‌های بتن آرمه و نیز تغییر در ضوابط آئین‌نامه‌ای، بهره برداری غیر اصولی و ... همگی باعث می‌شود که ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و نیز بهسازی آن‌ها ضروری باشد. مضافاً که امروزه به دلیل هزینه‌های بالای ساخت‌وساز، گزینه مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود بیش از پیش مطرح می‌باشد. یکی از سیستم‌های متداول طراحی ساختمان‌های بتن آرمه، سیستم قاب خمشی می‌باشد. این سیستم به دلیل محدودیت‌های کمتر از جنبه معماری و نیز اجرای ساده‌تر به یکی از سیستم‌های متداول و مورد توجه فراوان تبدیل شده است. ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های موجود نشان می‌دهد که به دلیل عدم رعایت صحیح ضوابط بارگذاری

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: a\_ferdousi@iaut.ac.ir



ضوابط مشخصی برای طراحی مهاربندها و اتصالات آن‌ها تدوین نشده است. در ادامه به بررسی بخشی از تحقیقاتی که در زمینه مقاوم‌سازی ساختمان‌های بتنی با مهاربند فولادی انجام گرفته اشاره می‌گردد.

در سال ۲۰۱۲، مقاله‌ای توسط چیگویی و رهگذر در بررسی ضریب رفتار و رفتار لرزه‌ای قاب‌های ترکیبی فولادی بتنی به روش آنالیز پوش‌آور تطبیقی ارائه شده است. در این تحقیق، شیوه طراحی لرزه‌ای سازه‌ها و پارامترهای مؤثر در طراحی لرزه‌ای سازه‌های ترکیبی با استفاده از منحنی ظرفیت به دست آمده از تحلیل پوش‌آور تطبیقی توضیح داده شده است. برای این منظور از شش قاب ترکیبی با تعداد طبقات پنج، ده و پانزده که بر مبنای آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم طراحی شده‌اند، استفاده شده است [۲]. در سال ۲۰۱۹، پهلوان و ناصری و عین‌اللهی مقاله‌ای در مورد ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با روش ژاکت فولادی ستون‌ها ارائه کردند. در این پژوهش ستون‌های سازه‌ها با استفاده از ژاکت فولادی مقاوم‌سازی شدند و میزان خسارت لرزه‌ای آن‌ها در سطوح عملکردی مختلف به کمک منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای به دست آمد. مشاهده گردید که در ساختمان‌های مورد بررسی مقادیر میانه شکنندگی لرزه‌ای به طور چشمگیری در مدل‌های مقاوم‌سازی شده افزایش یافته است. ضمناً مشاهده گردید که اثربخشی روش مقاوم‌سازی در نظر گرفته شده علاوه بر سطح آسیب به تعداد طبقات ساختمان نیز بستگی دارد [۳].

ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن آرمه تقویت شده با مهاربندهای فولادی همگرا و واگرا ارائه شده 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، به این منظور دو قاب ده طبقه بتنی با پنج دهانه بر اساس روش آیین‌نامه‌ای طراحی شده و تحت تحلیل دینامیکی فزاینده قرار گرفتند. نتایج حاکی از آن است که تقویت قاب بتنی با استفاده از مهاربند CBF و EBF ظرفیت تسلیم قاب را به ترتیب ۳/۲ 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 [۴]. در سال ۲۰۲۰، مقاله‌ای توسط شامخی، ناصری و مسگریور در مورد سیستم با آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه بهسازی شده با مهاربند برون محور دارای پیوند قائم ارائه کردند. در این تحقیق سه تیپ ساختمان بتن آرمه دارای پلان یکسان با طبقات ۳، ۵ و ۸ انتخاب و این سازه‌ها با استفاده از مهاربند فولادی برون‌محور با پیوند قائم بهسازی گردیده است، سپس با مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSEES و استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی

سازه‌ای در طی زمین لرزه‌های متوسط ولی مکرر جلوگیری به عمل آورد و همچنین دارای شکل‌پذیری مناسبی باشد تا تحت زلزله‌های شدید از فروریزش سازه جلوگیری نماید [۱]. در مورد سیستم‌های سازه‌ای متداول تحقیقات نسبتاً وسیعی صورت گرفته است، لیکن در مورد سیستم مورد بررسی مخصوصاً در اندرکنش با قاب اصلی، مطالعه گسترده و جامعی صورت نگرفته است. با توجه به اینکه در چند سال گذشته تحقیقات مختلفی در مورد بهره‌گیری از مهاربند فولادی در قاب بتن‌آرمه انجام شده است، ولی به مسئله مهم نحوه اتصال مهاربندها و تمرکز تنش و ترک خوردگی در موضع تماس به قاب‌های بتنی کمتر پرداخته شده است. نوع اتصال مهاربندهای فولادی به قاب بتنی علاوه بر اینکه می‌بایست قابلیت اجرائی ساده و کم هزینه داشته باشد، نحوه اتصال و ادوات آن می‌تواند در نتایج به دست آمده از تحلیل اعم از شکل‌پذیری، مقاومت، سختی و غیره نقش مهمی را ایفا کند. لازم به ذکر است که اتصال مهاربندهای فولادی به قاب بتنی نه تنها در مورد مقاوم‌سازی و بهسازی ساختمان‌های موجود حائز اهمیت است، بلکه در ساختمان‌های بتنی که از ابتدا طراحی و ساخت می‌شوند نیز کاربرد داشته و نیاز به شناخت خصوصیات لرزه‌ای همچون ضریب شکل چنین سیستمی است. در این پژوهش سعی بر این شده است که با بررسی انواع اتصالات مختلف و مطالعه تاثیرات آن‌ها اعم از عملکرد اتصالات و قاب بتنی، نقاط قوت و ضعف انواع اتصالات و تاثیرات آن‌ها بر رفتار قاب بتن آرمه مورد ارزیابی قرار گیرد.

## ۲- تاریخچه تحقیقات

پژوهش‌های انجام شده برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتن آرمه از اوایل دهه ۸۰ میلادی شتاب زیادی گرفت و در اکثر موارد از مهاربندی به صورت غیر مستقیم و با واسطه یک قاب فولادی محصور در قاب بتنی استفاده شده است. این سیستم علاوه بر تحمیل هزینه‌های زیاد، ممکن است باعث اندرکنش دینامیکی بین قاب فولادی و بتنی با پاسخ دینامیکی متفاوت شده و نحوه انتقال بار بین اعضا و توزیع سختی نیاز به بررسی دقیق‌تر دارد. از این رو بحث و مطالعه بر روی مقاوم‌سازی ساختمان‌های بتنی به وسیله مهاربندهای فولادی که به طور مستقیم به قاب‌های بتنی متصل می‌شوند بیشتر مورد توجه واقع شد. علیرغم تحقیقات بسیار زیادی که در زمینه مقاوم‌سازی ساختمان‌های بتنی با مهاربندهای فولادی انجام شده است، لیکن هنوز اطلاعاتی کافی و مطمئنی درباره نحوه اتصال مهاربندهای فولادی به قاب مقاوم‌سازی شده در زلزله‌های شدید در دسترس نیست و

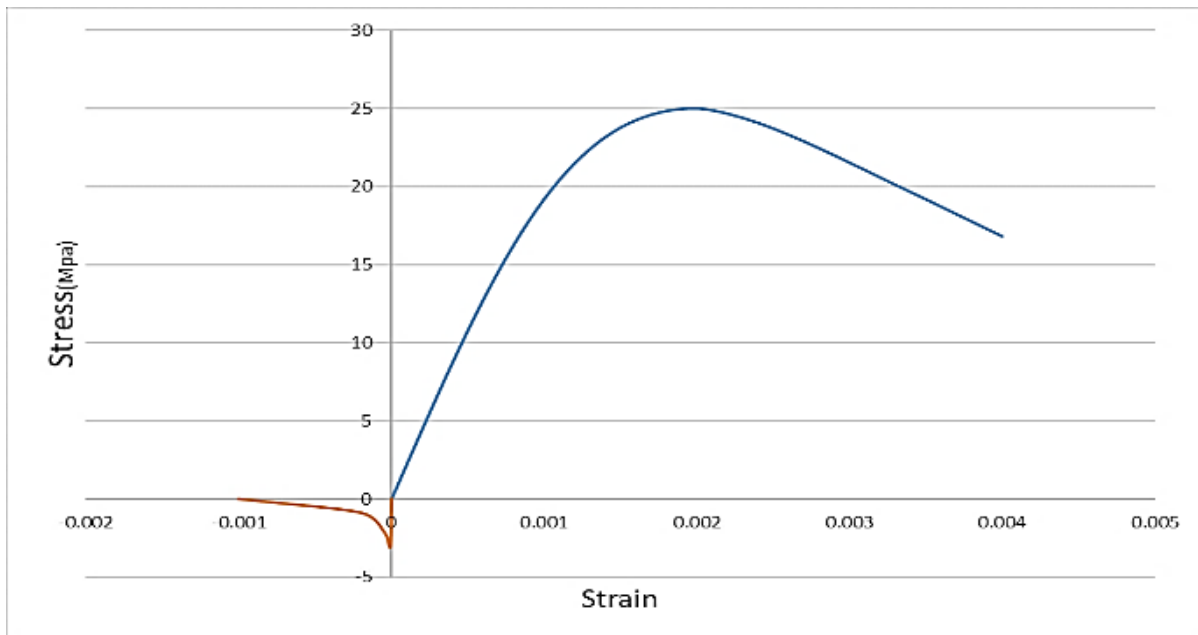
مهاربند فولادی همگرا را با یک حلقه شکل‌پذیر بر مقاومت، سختی، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی قاب‌های بتنی بررسی می‌کند. نتایج به دست آمده از آزمایشات نشان داده است که اگر چه قاب مقاوم‌سازی شده با مهاربند ضربردی از نظر مقاومت و سختی عملکرد بهتری را نشان می‌دهد، اما قاب مقاوم‌سازی شده با حلقه نیز از نظر مقاومت و سختی رفتار بهتری نسبت به قاب بتنی را نشان می‌دهد [۹]. در سال ۲۰۱۸، مقاله‌ای توسط کیان و همکاران در مورد بهبود عملکرد قاب‌های بتن آرمه در برابر خرابی پیشرونده تقویت شده توسط مهاربندهای ضربردی فولادی ارائه کردند. در این پژوهش ۴ نوع قاب مهربندی شده مورد آزمایش قرار گرفت. نتایج آزمایشگاهی ثابت کرد که مهاربندهای فولادی می‌توانند بار مقاومت و سختی اولیه قاب‌ها را به طور قابل توجهی افزایش دهند. قبل از از هم گسیختگی در قاب‌های بتن آرمه، مهاربندهای کششی یا از اتصال خارج شدند و یا جاری گشتند، اما عضوهای فشاری مهاربندها کماتش شدید را تجربه کردند. در نتیجه، نمونه‌های مهربندی شده نیز همانند قاب‌های بدون مهاربند در مقابل خرابی پیشرونده عمل می‌کنند [۱۰].

در سال ۲۰۱۹، مقاله‌ای توسط آلبرتو و همکاران با بررسی رفتار قاب‌های بتن آرمه تقویت شده توسط مهاربند ضربردی فولادی شکل‌پذیر در مناطق لرزه‌ای ارائه شده است. در این پژوهش از دو روش تحلیل استاتیکی غیر خطی و دینامیکی استفاده شده است. از تجزیه و تحلیل نتایج به دست آمده، نتیجه گرفته می‌شود که وقتی یک معیار طراحی مناسب در نظر گرفته شود، قاب‌های بتن آرمه تقویت شده با مهاربندهای ضربردی شکل‌پذیر دارای رفتار سازه‌ای خوبی هستند. همچنین مشاهده شده است که توازن توزیع مقاومت برشی در ارتفاع، تأثیر قابل توجهی در کاهش جابه‌جایی طبقات دارد [۱۱]. در سال ۲۰۱۹، مقاله‌ای توسط رحیمی و ماهری با بررسی اثرات مقاوم‌سازی قاب‌های بتن آرمه توسط مهاربند ضربردی بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها و عناصر آن‌ها ارائه شده است. هنگامی که مهاربندهای فولادی به یک قاب بتن آرمه موجود اضافه می‌شوند، مسیرهای بار که از طریق آن نیروهای جانبی منتقل می‌شوند، به طور قابل توجهی تغییر می‌کنند، در نتیجه تقاضای قاب و عناصر آن تغییر می‌کند. در این مقاله سعی شده تا عوارض جانبی احتمالی مقاوم‌سازی قاب‌های بتن آرمه با مهاربندهای فولادی ضربردی را با توجه به عملکرد کلی لرزه‌ای بررسی کند [۱۲]. در سال ۲۰۱۵، مقاله‌ای توسط رضایی و رادیا در بررسی رفتار قاب‌های بتن مسلح مهربندی شده با ترکیب مهاربند ضربردی و زانویی ارائه شده است. در این پژوهش قاب‌های بتن مسلح ۴ و ۸ طبقه با مهاربند ضربردی و زانویی مقاوم‌سازی شده و

فزاینده و تشکیل منحنی‌های شکنندگی، مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار گرفته است. نتایج حاکی از تأثیر این روش مقاوم‌سازی در کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای این ساختمان‌ها دارد [۵]. در سال ۲۰۲۰، مقاله‌ای توسط نوید احمد و مسعودی در بررسی رفتار مقاوم‌سازی مهاربند فولادی برون محور برای ارتقا عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح ارائه شده است. در این مقاله یک روش ساده و مبتنی بر نیروی استاتیکی برای طراحی و مقاوم‌سازی لرزه‌ای فریم‌های RC با استفاده از مهاربندهای برون محور می‌باشد، محل اتصال به تیر قاب بتنی در فاصله  $L/8$  از انتهای تیر می‌باشد، هدف از انجام این کار افزایش مقاومت و عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی بررسی شده بود [۶].

در سال ۲۰۲۰، مقاله‌ای توسط فاتح، حجازی در مورد سیستم با مهاربند سختی متغیر برای قاب بتن مسلح تحت بار دینامیکی ارائه کردند. نتایج آزمایشگاهی و شبیه‌سازی عددی، کارایی سیستم توسعه یافته را به عنوان یک روش مقاوم‌سازی برای ساختارهای قاب بتن مسلح تأیید کردند. با شکل‌پذیری این مهاربند در قاب بتنی، روند شکل‌پذیری، سختی کل و ظرفیت نهایی قاب بهبود یافت. با توجه به اینکه این مهاربند می‌تواند به سادگی در یک قاب بتنی نصب شود، این سیستم همچنین می‌تواند به عنوان گزینه‌ای برای افزایش پایداری جانبی و اتلاف انرژی در ساختمان‌های جدید نیز استفاده شود. به علاوه، این نوع مهاربند می‌تواند به عنوان یک استراتژی مقاوم‌سازی سریع برای ساختمان‌های بتنی موجود استفاده شود [۷].

در سال ۲۰۱۸، مقاله‌ای توسط رحیمی و ماهری با بررسی اثرات مقاوم‌سازی قاب‌های بتن آرمه توسط مهاربند ضربردی بر روی عملکرد لرزه‌ای ستون‌ها ارائه شده است. این مقاله با هدف ارزیابی، از طریق تجزیه و تحلیل تاریخچه زمانی رفتار ستون‌های قاب بتنی قبل و بعد از مقاوم‌سازی با مهاربند ضربردی فولادی و بررسی عوارض احتمالی چنین روش مقاوم‌سازی است. به عنوان یک نتیجه‌گیری کلی، مشخص شد که مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی کم ارتفاع با مهاربند ضربردی فولادی برای عملکرد ستون‌های قاب بتنی تقریباً در هر جنبه مفید است. با این حال، برای قاب‌های متوسط تا بلند، عوارض جانبی مقاوم‌سازی، به ویژه در ستون‌های متصل به سیستم مهربندی، قابل توجه است و در صورت نیاز، تقویت موضعی ستون‌ها باید به طور همزمان انجام شود [۸]. در سال ۲۰۱۹، مقاله‌ای توسط خیرالدین و همکاران با ارزیابی تجربی قاب‌های بتن آرمه که توسط ژاکت فولادی، مهاربند ضربردی و مهاربند ضربردی که دارای حلقه شکل‌پذیر به عنوان فیوز سازه‌ای است مقاوم‌سازی شده‌اند، ارائه شده است. این مطالعه به صورت آزمایشگاهی تأثیر افزودن ژاکت فولادی، مهاربند فولادی همگرا و همچنین



شکل ۱. منحنی تنش-کرنش برای حالات فشار و کشش بتن

Fig. 1. Stress-strain curve for compression and tension states of concrete

الاستو پلاستیک در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته فولاد ۲۰۴۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ و تنش تسلیم فولاد ۲۴۰ مگاپاسکال و تنش نهایی ۴۱۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. همچنین برای مشخصات میلگردها نیز به طور مشابه از این خصوصیات استفاده شده و تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال و تنش نهایی ۵۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. به منظور مدل سازی مصالح بتنی از روش CDP<sup>۱</sup> استفاده شده است. مقاومت مشخصه بتن ۲۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده و چگالی بتن ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، مدول الاستیسیته آن ۲۳۵۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۲ منظور شده است. در این روش رفتار غیر الاستیک برای بتن در نظر گرفته می شود که بهره گیری از معیار پلاستیسیته دراکر پراگر<sup>۲</sup> این امکان را فراهم می کند. در این رفتار تغییر مکان بتن متأثر از کرنش پلاستیک می باشد و شیب باربرداری بر اساس فاکتوری به نام آسیب<sup>۳</sup> اصلاح می شود. شکل ۱ منحنی تنش -کرنش را برای حالات کشش و فشار بتن نمایش می دهد.

تحت تحلیل غیر استاتیکی غیر خطی قرار گرفته اند. نتایج تحقیق نشان می دهد، مشکل مهاربند ضربدری در قاب های بتن مسلح مهاربندی شده با این سیستم آن است که نیروهای کششی بزرگی از مهاربند به ستون های مجاور آن در طبقات پایین منتقل می شود و هم چنین مشکل مهاربند زانویی در قاب بتن مسلح مهاربندی شده با این سیستم، مقاومت و سختی پایین این مهاربندها می باشد. ضمن آن که این سیستم همواره از مهاربند ضربدری شکل پذیرتر نیست [۱۳].

### ۳- معرفی مشخصات مصالح و مدل سازی عددی

در این بخش خواص مصالح اختصاص داده شده به مقاطع معرفی می شوند، سپس هندسه مدل تشریح شده و ابعاد و اندازه های قطعات مورد استفاده اعم از قاب بتنی، مهاربند و جزئیات اتصالات معرفی می گردند. در ادامه خصوصیات المان ها و همچنین اندرکنش بین قطعات و اجزاء موجود معرفی می شوند. همچنین نوع بارگذاری و شرایط مرزی مورد استفاده در مدل سازی نیز ذکر می گردد. برای مدل کردن رفتار فولاد، مدل متداول

1 Concrete Damage Plasticity

2 Drucker-Prager

3 Damage



جدول ۱. مشخصات اعضای استفاده شده در مهاربند فولادی

Table 1. Specifications of members used in steel bracing

نام قطعه	مشخصات قطعه اتصال یافته
المان قطری مهاربند	برای المان‌های قطری مهاربند از دو ناودانی شماره ۱۰ به صورت رو در رو با فاصله میانی ۱/۱ سانتی‌متری استفاده شده
گاست پلیت	گاست پلیتی به ابعاد ۳۰×۳۰×۱/۱ سانتی‌مترمکعبی
ورق اتصال میانی مهاربند	ورقی به ابعاد ۸۰×۳۰×۱/۱ سانتی‌مترمکعبی

نمره ۱۶ استفاده شده، همچنین برای تیرهای بتنی، مقاطعی به ابعاد ۴۰ در ۴۰ همراه با ۴ میلگرد نمره ۱۶ در بالا و پایین استفاده شده است. برای استحکام برشی قاب بتنی از خاموت‌های نمره ۱۰ به فاصله‌های استاندارد آیین‌نامه‌ای به کار رفته است. برای طراحی اعضای بتن آرمه از آیین‌نامه ACI و برای اعضای فولادی از آیین‌نامه AISC بهره گرفته شده است. با توجه به محاسبات دستی که برای اتصالات و المان‌های فولادی مهاربند (اعم از ورق‌های اتصال، المان‌های مهاربند) صورت پذیرفته، از اعضای مطابق جدول ۱ برای مدل‌سازی مهاربند و اتصالات آن استفاده شده است. آیین‌نامه‌های FEMA و ATC روش تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی پوش‌آور را جهت مطالعه رفتار سازه در حوزه غیرخطی ارائه می‌دهند. این روش در عین سادگی کار، از دقت بالایی برخوردار بوده و فرضیات اولیه در محاسبات به راحتی قابل اعمال می‌باشد. در روش استاتیکی غیرخطی، جابه‌جایی جانبی مرحله به مرحله افزایش می‌یابد و تغییر مکان جانبی یک نقطه کنترلی در تراز مورد نظر با استفاده از نمودار برش پایه-تغییر مکان جانبی، ارزیابی می‌شود. به این نمودار منحنی ظرفیت سازه اطلاق می‌شود. در این روش نیروها یا جابجایی‌های جانبی وارد بر مدل سازه به طور تدریجی افزایش داده شده و در هر گام کاهش سختی ناشی از المان‌ها یا افت مقاومت در منحنی مورد نظر منظور می‌گردد. در این تحقیق برای به دست آوردن منحنی ظرفیت سازه (برش پایه-تغییر مکان) از تحلیل‌های استاتیکی با اعمال غیرخطی‌های هندسی و مصالح استفاده شده است. بارگذاری تمامی مدل‌ها به صورت کنترل جابجایی می‌باشد و بارگذاری به صورت اعمال تغییر مکان صورت می‌پذیرد. ابتدا تغییر مکان کم بوده سپس به صورت تدریجی تا مقدار تغییر مکان مورد نظر افزایش می‌یابد. بارگذاری اعمال شده

برای مدل‌سازی و تحلیل به روش اجزای محدود از نرم‌افزار ABAQUS [۱۴] استفاده شده است. دلیل استفاده از نرم‌افزار ABAQUS، توانایی و قدرت این نرم‌افزار در شبیه‌سازی رفتار بتن می‌باشد. المان‌های مورد استفاده در این پژوهش solid از نوع C3D8R، المان ۸ گرهی سه بعدی می‌باشد که قابلیت انتقال نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر را دارا می‌باشد. برای میلگردهای قاب بتنی (اعم از میلگردهای طولی و عرضی) نیز از المان wire-truss نوع T3D2 استفاده شده است. برای اعمال اندرکنش‌ها از ماژول Interaction بهره گرفته شده است. همچنین از المان تماسی<sup>۱</sup> برای اندرکنش بین بولت و صفحه اتصال و بین صفحه اتصال و بتن کمک گرفته شده است. در تمامی این اندرکنش‌ها دو حالت تماس مماس و تماس قائم وجود دارد. در تماس قائم بین المان‌ها حالت Hard Contact برقرار می‌باشد، در این حالت اجازه نفوذ المان‌ها در یکدیگر وجود ندارد ولی اجازه وارد شدن فشار وجود دارد. البته اگر حین بارگذاری نیروهای جدا کننده بین قطعات وجود داشته باشد، برنامه اجازه جدا شدن را فراهم می‌سازد. تمامی اتصال اجزای مهاربند فولادی به اتصالات (اعم از اتصال قطعات مهاربند و اتصال مهاربند به صفحات اتصال یافته به قاب بتنی) به صورت کاملاً درگیر<sup>۲</sup> انجام پذیرفته است. و اندرکنش بین بولت‌ها و میلگردهای طولی و عرضی با بتن از نوع مدفون در بتن<sup>۳</sup> می‌باشد، به طوری که بدون هیچ‌گونه لغزندگی با چسبندگی کامل در نظر گرفته شده است.

قاب بتنی استفاده شده در این پژوهش، قابی یک دهانه و یک طبقه، به دهانه ۴۸۰ سانتی‌متری و ارتفاع ۳۸۰ سانتی‌متری می‌باشد. برای مدل‌سازی قاب بتنی از ستون‌های ۴۵ در ۴۵ سانتی‌متر مربعی همراه با ۱۲ عدد میلگرد

- 1 Contact
- 2 Tie
- 3 Embedded Region

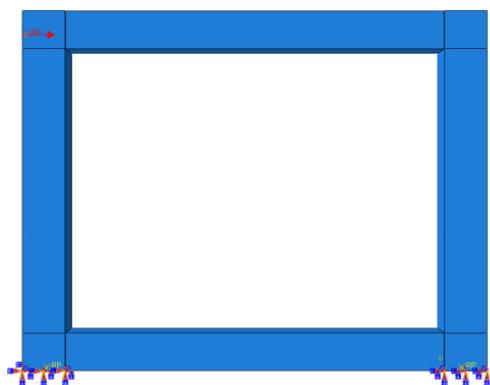
جدول ۲. جزئیات نمونه های مدل سازی شده

Table 2. Details of the modeled samples

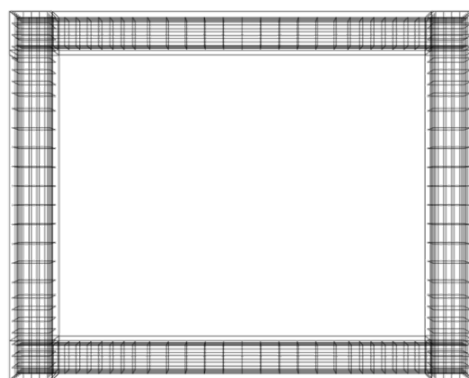
نام نمونه	نحوه اتصال مهاربند به قاب بتنی	توضیحات
Ref <sup>۱</sup>	_____	قاب بتنی (بدون مهاربند به ارتفاع ۳۸۰ و دهانه ۴۸۰ سانتی متر)
Rc-J-F-P <sup>۲</sup>	اتصال توسط ژاکت فولادی	ژاکت فولادی ستون (ژاکت فولادی به طول ۳۰۰ سانتی متری شامل ۴ عدد نبشی نمره ۱۰ و ورق ۲ سانتی متری سراسری در ۴ جهت ژاکت) و ژاکت فولادی تیر (ژاکت فولادی به طول ۵۰ سانتی متر شامل ۴ عدد نبشی نمره ۱۰ و ورق سراسری ۲ سانتی متری در ۴ جهت)
Rc-J <sup>۳</sup>	اتصال توسط ژاکت فولادی	ژاکت فولادی ستون ها (ژاکت فولادی به طول ۳۰۰ سانتی متری شامل ۴ عدد نبشی نمره ۱۰، همراه با ورق های تقویتی در ابتدا و انتها در ۴ جهت به ابعاد ۴۵×۳۵×۲ سانتی متری و همراه با بست های اتصال نبشی ها به ابعاد ۳۵×۱۸×۲ به تعداد ۶ عدد در میانه ژاکت فولادی در ۴ جهت) و ژاکت فولادی تیر (ژاکت فولادی به طول ۵۰ سانتی متر شامل ۴ عدد نبشی نمره ۱۰ و ورق سراسری ۲ سانتی متری در ۴ جهت)
Rc-J-L0.5 <sup>۴</sup>	اتصال توسط ژاکت فولادی	ژاکت فولادی ستون (ژاکت فولادی به طول ۵۰ سانتی متری شامل ۴ عدد نبشی نمره ۱۰ و ورق ۲ سانتی متری سراسری در ۴ جهت ژاکت) و ژاکت فولادی تیر (ژاکت فولادی به طول ۵۰ سانتی متر شامل ۴ عدد نبشی نمره ۱۰ و ورق سراسری ۲ سانتی متری در ۴ جهت)
Rc-B-F-P <sup>۵</sup>	اتصال توسط باکس فولادی	باکس فولادی ستون (باکسی به طول ۳۰۰ سانتی متری با ابعاد ۴۹×۴۹×۲ سانتی متری) و باکس فولادی تیر (باکسی به طول ۵۰ سانتی متری با ابعاد ۴۴×۴۴×۲ سانتی متری)
Rc-B-L0.5 <sup>۶</sup>	اتصال توسط باکس فولادی	باکس فولادی ستون (باکسی به طول ۵۰ سانتی متری با ابعاد ۴۹×۴۹×۲ سانتی متری) و باکس فولادی تیر (باکسی به طول ۵۰ سانتی متری با ابعاد ۴۴×۴۴×۲ سانتی متری)
Rc-I-B <sup>۷</sup>	اتصال با صفحات فولادی و بولت های مدفون در بتن	مهاربند فولادی توسط صفحات فولادی به ابعاد ۳۲×۳۲×۲ و همراه با بولت های نمره ۲۰ مدفون در بتن، به قاب بتنی اتصال می یابند.
Rc-E-B <sup>۸</sup>	اتصال با صفحات فولادی و بولت های خارجی	مهاربند فولادی توسط صفحات فولادی به ابعاد ۵۷×۵۷×۲ در ستون ها و به ابعاد ۵۲×۵۲×۲ سانتی متری همراه با بولت های نمره ۲۰ به صورت خارجی به قاب بتنی اتصال می یابند.

در پژوهش حاضر ۸ مدل مورد بررسی قرار گرفته است. معرفی کامل و با جزئیات مدل ها در جدول ۲ ارائه شده است. با توجه به جدول، نوع و نحوه اتصال مدل ها به قاب بتنی مشخص شده است. تمامی اتصالات معرفی شده (اعم از صفحات فولادی اتصال دهنده مهاربند به قاب بتنی و یا بولت های استفاده شده در صفحات فولادی و...) در مدل ها حاصل نتایج محاسبات دستی صورت گرفته می باشند. در آخر نیز بعد از معرفی مشخصات و ابعاد، نام گذاری مدل ها به صورت اختصاری صورت پذیرفته است. در شکل ۳ جزئیات مقاطع استفاده شده برای مدل ها منطبق بر جدول ۲ آورده شده است. همچنین اشکال مدل های مورد بررسی در شکل های ۴ و ۵ آورده شده است.

در این تحقیق طبق توصیه صورت گرفته توسط آیین نامه ATC انجام گرفته است. به جهت جلوگیری از ایجاد تمرکز تنش در ناحیه اعمال تغییر مکان و همچنین در نواحی که در آن ها شرایط مرزی اعمال می شود از صفحات فولادی به ابعاد ۴۵×۴۵ سانتی متر مربع بهره گرفته شده است. شرایط مرزی اعمال شده در محل تکیه گاه ها به صورت گیردار اعمال شده و در محل بارگذاری نیز توسط صفحه فولادی جاگذاری شده در تراز بالای قاب اعمال شده است. البته شرایط مرزی خاصی همچون متقارن محوری در نظر گرفته نشده است، دلیل این امر کم بودن تعداد کلی المان ها و امکان دسترسی سریع به نتایج تحلیل در مدل سازی کامل قاب ها می باشد.



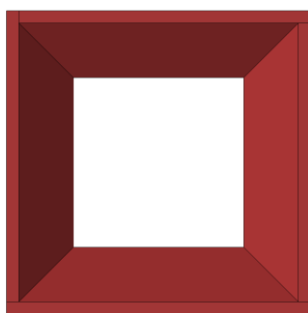
(ب)(ب)



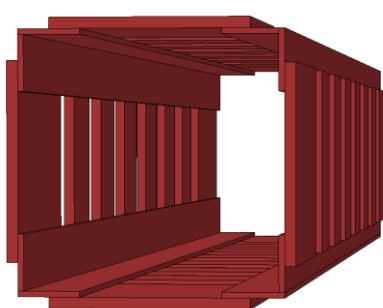
(الف)(ا)

شکل ۲. الف) جزئیات آرماتورگذاری قاب بتنی، ب) نحوه اعمال بارگذاری و شرایط مرزی

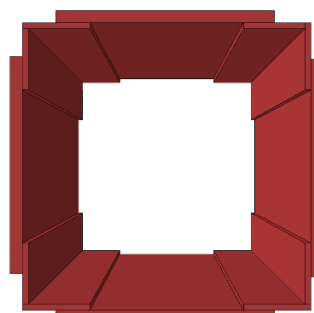
Fig. 2. a) Concrete frame reinforcement details, b) loading process and boundary conditions



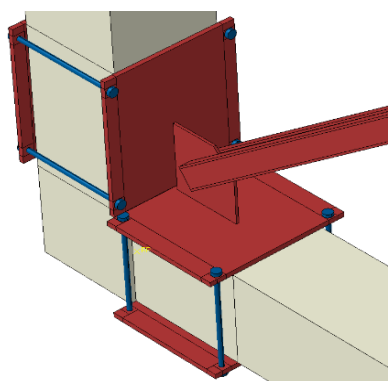
(ج). مقطع باکس فولادی در مدل های Rc-B-  
Rc-B-L0.5 و F-P  
(C). Steel box used in Rc-B-F-P and  
Rc-B-L0.5 models



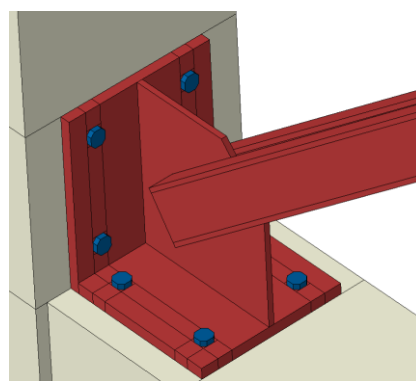
(ب). مقطع ژاکت فولادی در مدل Rc-J  
(B). Steel jacket used in the Rc-J model



(الف). مقطع ژاکت فولادی در مدل های Rc-  
Rc-J-L0.5 و J-F-P  
(A). Steel jacket used in the Rc-J-F-  
P and Rc-J-L0.5 models



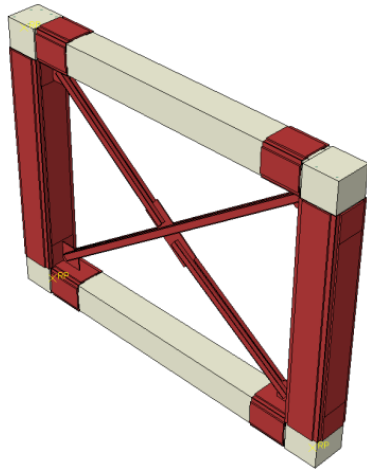
(ع). اتصال استفاده شده در مدل Rc-E-B  
(E). Connection type used in the Rc-E-B model



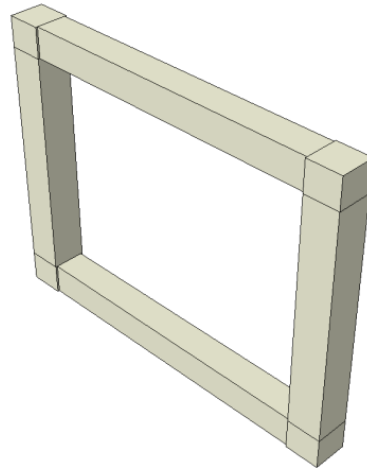
(د). اتصال استفاده شده در مدل Rc-I-B  
(D). Connection type used in the Rc-I-B model

شکل ۳. جزئیات مقاطع استفاده شده در مدل های مختلف

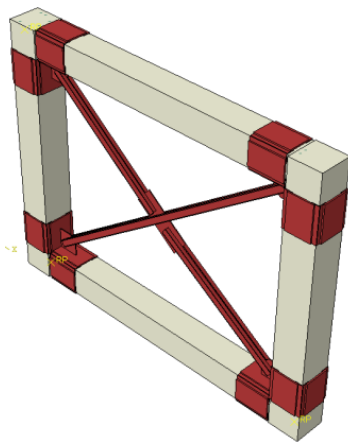
Fig. 3. Details of sections used in different models



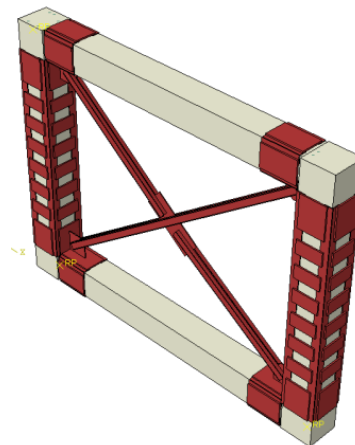
(ب). نمایی کلی از مدل Rc-J-F-P  
(B). Overview of the Rc-J-F-P model



(الف). نمایی کلی از مدل Rcf  
(A). Overview of the Rcf. model



(د). نمایی کلی از مدل Rc-J-L0.5  
(D). Overview of the Rc-J-L0.5 model



(ج). نمایی از مدل Rc-J  
(C). Overview of the Rc-J model

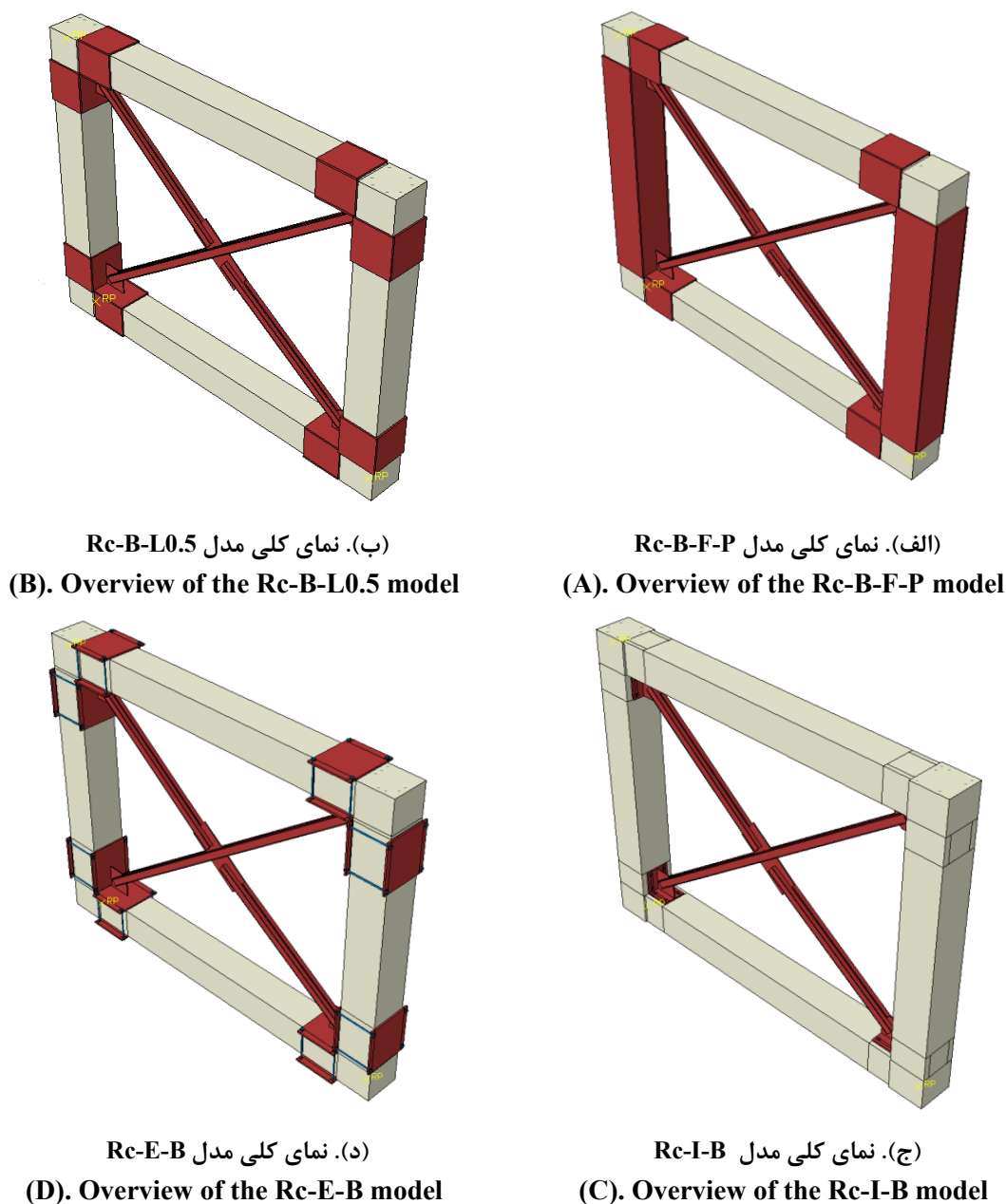
شکل ۴. نمای سه بعدی از مدل های مورد بررسی

Fig. 4. 3D view of the reviewed models

بر روی یک قاب بتنی انجام می‌پذیرد که شامل سه طبقه می‌باشد، که ارتفاع ستون‌های استفاده شده در طبقات به ابعاد ۱۰۰ سانتی‌متر و تیرهای استفاده شده به ارتفاع ۲۰ سانتی‌متری در طبقات و در طبقه آخر به ارتفاع ۴۰ سانتی‌متری می‌باشد. و همچنین ابعاد استفاده شده در ستون‌ها ۳۰×۳۰ سانتی‌متر مربع و در تیرهای طبقات به ابعاد ۲۰×۳۰ سانتی‌متر مربع و در طبقه آخر به ابعاد ۴۰×۳۰ سانتی‌متر مربعی می‌باشد. بارگذاری اعمال شده در نمونه آزمایشگاهی به صورت بارگذاری جانبی بدون هیچگونه اعمال بار

#### ۴- راستی آزمایشی مدل سازی عددی

قبل از ارائه نتایج عددی مدل‌های بررسی شده، ضرورت داشت از درستی و دقت مدل‌سازی مورد استفاده اطمینان حاصل شود. بدین منظور برای صحت‌سنجی نتایج به دست آمده مدلی که Hong-Gun Park & Rak Choi [۱۵] در سال ۲۰۱۱ به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار داده‌اند، را به روش اجزای محدود مدل‌سازی گردید و سپس نتایج به دست آمده از دو روش را با یکدیگر مورد مقایسه قرار گرفته است. این آزمایش

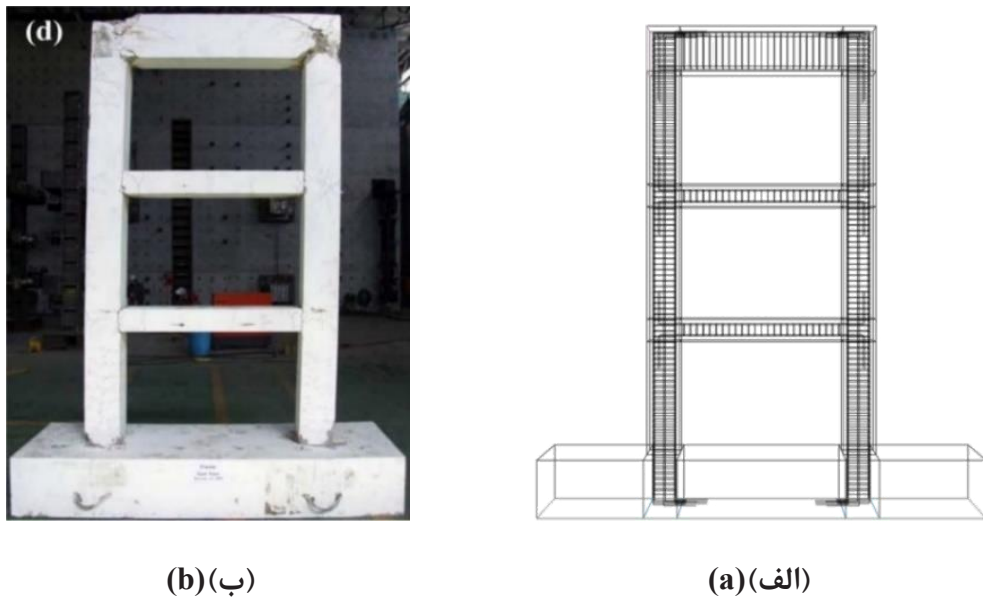


شکل ۵. نمای کلی مدل های مورد بررسی

Fig. 5. Overview of reviewed models

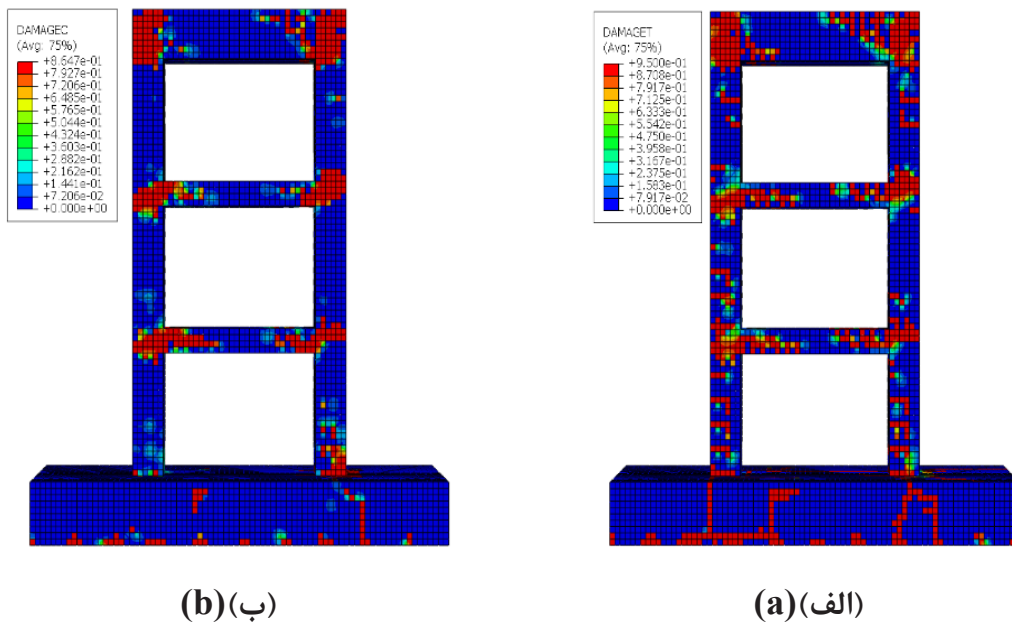
همانند اندازه چک مورد استفاده در نظر گرفته شده است و تمامی شرایط مرزی و تکیه گاهی نیز همانند نمونه آزمایشگاهی اعمال شده است. با بررسی کانتورهای ترک خوردگی قاب بتنی و همچنین بررسی نمودار تحلیل غیر ارتجاعی از مدل سازی به روش اجزای محدود و مقایسه آن با نتایج نمونه آزمایشگاهی (شکل های ۷ و ۸)، مشاهده گردید که تطابق قابل قبولی بین نتایج مدل سازی اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی وجود دارد.

محوری است که توسط جکی با ظرفیت ۲۰۰۰ کیلونیوتن به تیر طبقه آخر اعمال می شود. در نمونه عددی نیز بارگذاری اعمالی منطبق بر بارگذاری آزمایشگاهی است، به طوری که بارگذاری به صورت جانبی و بدون اعمال هیچ گونه بار محوری است. بار اعمالی توسط صفحه فولادی تعبیه شده در تیر طبقه آخر که دقیقاً در محل اعمال بار چک در نمونه آزمایشگاهی می باشد، وارد شده است. استفاده از صفحه فولادی کمک بسزایی برای جلوگیری از تمرکز تنش و واگرایی روند تحلیل می نماید. اندازه صفحه نیز



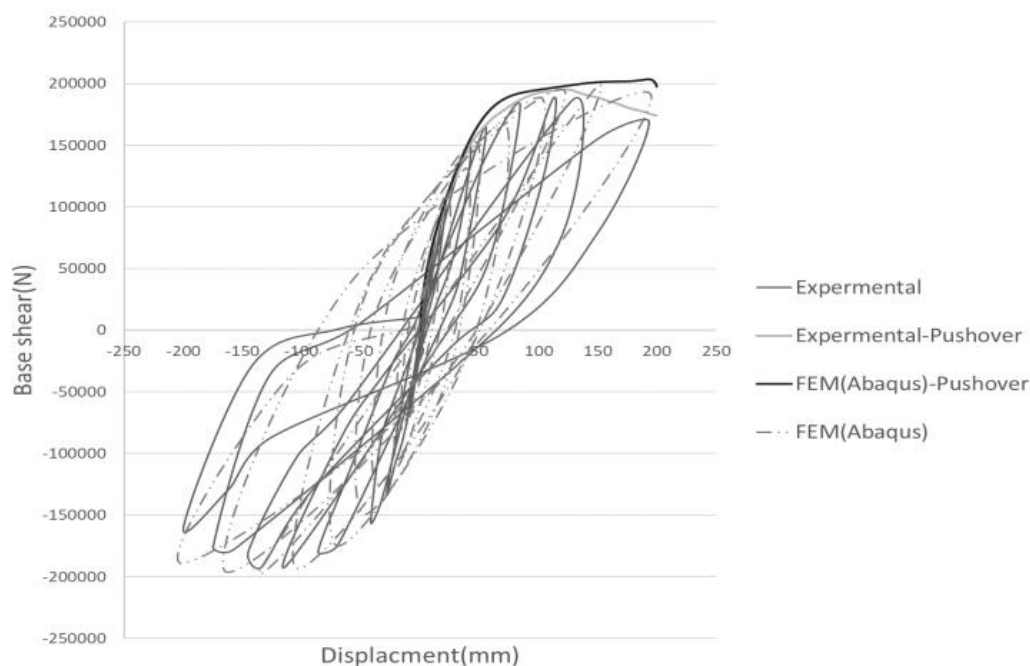
شکل ۶. الف) جزئیات آرماتور گذاری نمونه تحلیلی، ب) ترک خوردگی قاب بتنی نمونه آزمایشگاهی [۱۵]

Fig.6. a) Reinforcement details of the analytical sample, b) Cracking of experimental RC frame [15]



شکل ۷. الف) کانتور ترک خوردگی (DAMGET) قاب بتنی مدل شده به روش اجزای محدود، ب) کانتور خرد شدگی فشاری (DAMGEC) قاب بتنی مدل سازی شده به روش اجزای محدود

Fig. 7. a) Tensile cracking contour (DAMGET) of concrete frame modelled by finite element method, b) Compressive crushing contour (DAMGEC) of concrete frame modelled by finite element method



شکل ۸. مقایسه منحنی های پاسخ غیر ارتجاعی و هیستریزیس قاب بتنی آزمایشگاهی و نمونه عددی

Fig. 8. Comparison of inelastic response curves and hysteresis of experimental and analytical models

پاسخ غیر ارتجاعی و همچنین نمودار غیر ارتجاعی دو خطی شده هر سه گروه با یکدیگر مورد مقایسه قرار گرفته و همچنین پارامترهای نظیر سختی، میزان استهلاک انرژی، شکل پذیری و مقاومت به دلیل مقایسه هر چه بهتر به صورت نمودارهای میله‌ای آورده شده است و در ادامه نیز میزان افزایش ترک خوردگی قاب‌های بتنی و میزان فولاد مصرفی اتصالات نیز به صورت مقایسه‌ای در جدول ۳ تدوین شده و در قسمت انتهایی این بخش به عنوان جمع‌بندی نتایج آورده شده است.

#### ۵-۱- ارائه نتایج تحلیل قاب بتنی مرجع

این بخش مربوط به ارائه نتایج قاب بتنی مرجع (قاب بتنی بدون مهاربند) می‌باشد. در شکل ۹ نتایج مربوط به کانتورهای ترک خوردگی ارائه شده است، که شامل ترک خوردگی کششی و خرد شدگی فشاری می‌باشد. همچنین منحنی‌های پوش‌آور و هیستریزیس قاب بتنی مرجع در شکل ۱۰ ارائه شده است.

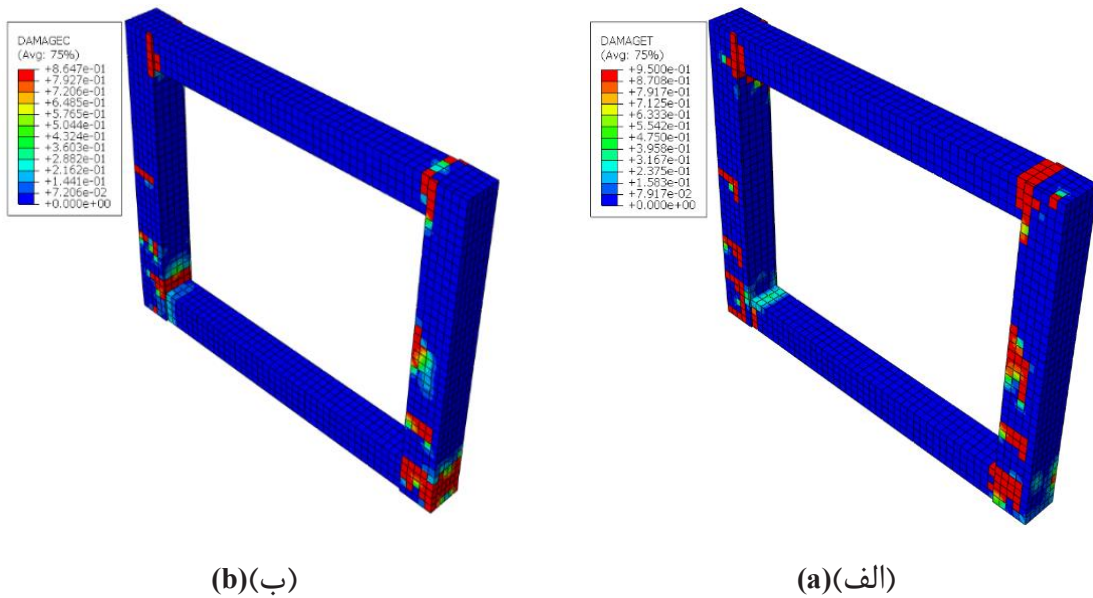
#### ۵- نتایج تحلیل‌های انجام شده

با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته بر روی مدل‌های معرفی شده، در این بخش ابتدا قاب بتنی بدون مهاربند برای مقایسه هر چه بهتر به عنوان نمونه مرجع معرفی شده است. سپس برای بررسی هر چه بهتر و کامل‌تر نتایج نمونه‌ها، به سه گروه تقسیم‌بندی شده‌اند. نحوه تقسیم‌بندی بر اساس نحوه اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی می‌باشد، به طوری که نحوه اتصال گروه اول توسط ژاکت‌های فولادی، گروه دوم توسط باکس‌های فولادی و نحوه اتصال گروه سوم توسط صفحات و بولت‌های فولادی می‌باشد. در هر بخش از بررسی نتایج گروه‌ها نخست کانتورهای توزیع ون میسز<sup>۱</sup> مهاربندها و اتصالات مورد استفاده در مدل‌ها ارائه شده است و در مجاورت آن کانتور ترک خوردگی قاب‌های بتنی مهاربندی شده مربوطه آورده شده است. در بخش انتهایی ارائه نتایج گروه‌ها، نمودار پاسخ غیر ارتجاعی مدل‌های مربوطه به همراه نمودار مربوط به قاب بتنی مرجع آورده شده است. همچنین به منظور مقایسه و بررسی کامل‌تر نتایج گروه‌ها، نمودارهای

جدول ۳. نتایج مقایسه ای تمامی مدل ها

Table 3. Comparative results of all models

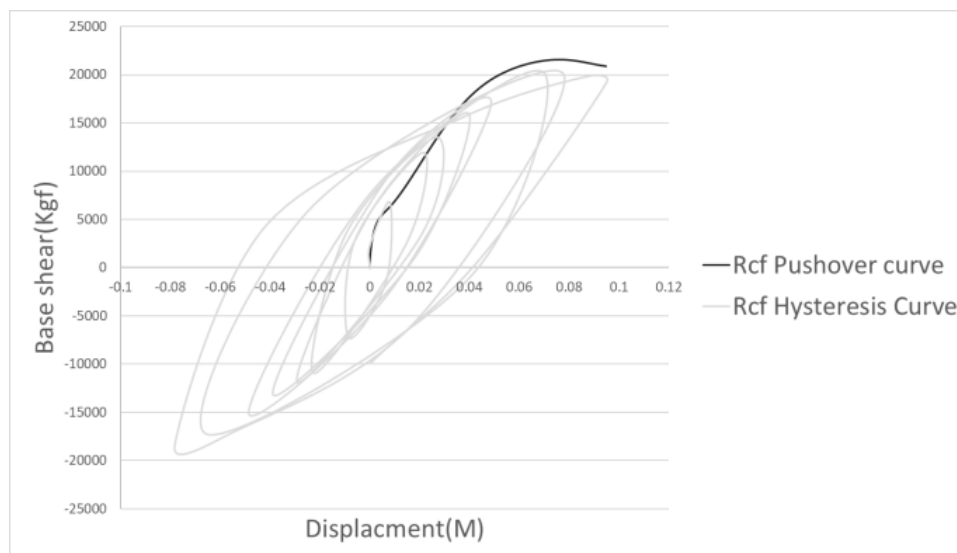
نام مدل	نوع اتصال مهاربند به قاب بتنی	افزایش استهلاک انرژی نسبت به قاب بتنی مرجع	افزایش ترک خوردگی قاب بتنی اتصال یافته به مهاربند نسبت به قاب بتنی مرجع	میزان فولاد مصرفی اتصالات برای اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی بر حسب کیلوگرم
<b>Rc-J-F-P</b>	اتصال توسط ژاکت فولادی	۴۰٪	خیلی زیاد	۲۸۴۱
<b>Rc-J</b>	اتصال توسط ژاکت فولادی	۳۴٪	خیلی زیاد	۲۳۷۲
<b>Rc-J-L0.5</b>	اتصال توسط ژاکت فولادی	۲۱٪	زیاد	۱۶۸۵
<b>Rc-B-F-P</b>	اتصال توسط باکس فولادی	۵۳٪	زیاد	۲۸۸۴
<b>Rc-B-L0.5</b>	اتصال توسط باکس فولادی	۳۲٪	خیلی زیاد	۱۷۰۳
<b>Rc-I-B</b>	اتصال با صفحات فولادی و بولت‌های مدفون در بتن	۵۹٪	کم	۷۲۸
<b>Rc-E-B</b>	اتصال با صفحات فولادی و با بولت‌های خارجی	۲۸٪	کم	۱۴۵۰



شکل ۹. الف) کانتور ترک خوردگی کششی (DAMGET) قاب بتنی مرجع (Rcf)، ب) کانتور خرد شدگی فشاری (DAMGEC) قاب بتنی مرجع (Rcf).

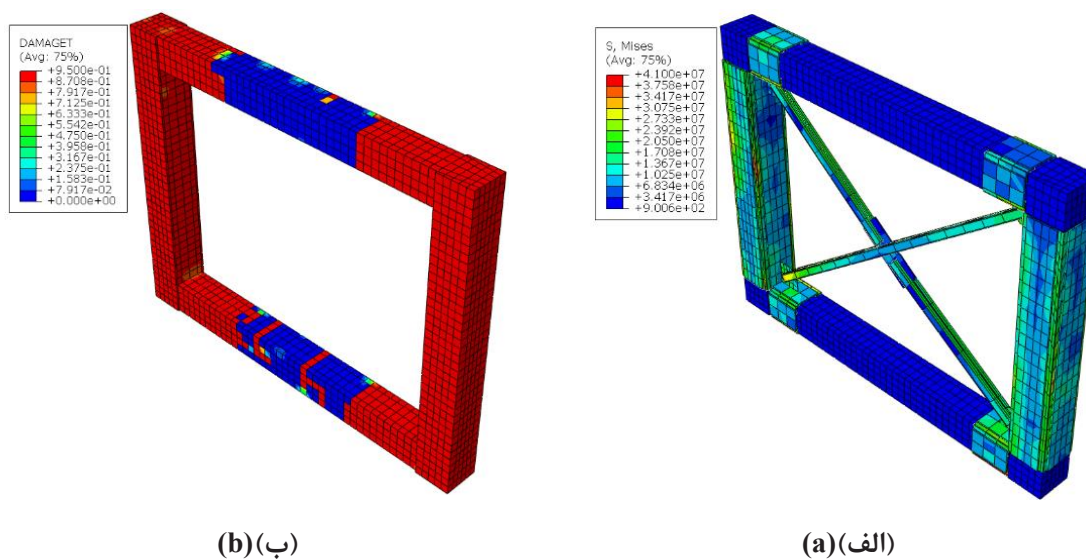
Fig. 9. a) Tensile cracking contour (DAMGET) of the reference concrete frame (Rcf), b) Compressive crushing contour (DAMGEC) of the reference concrete frame (Rcf).





شکل ۱۰. مقایسه منحنی های پوش آور و هیستریزیس قاب بتنی مرجع (Rcf)

Fig. 10. Comparison of pushover and hysteresis curves of reference concrete frame (Rcf)



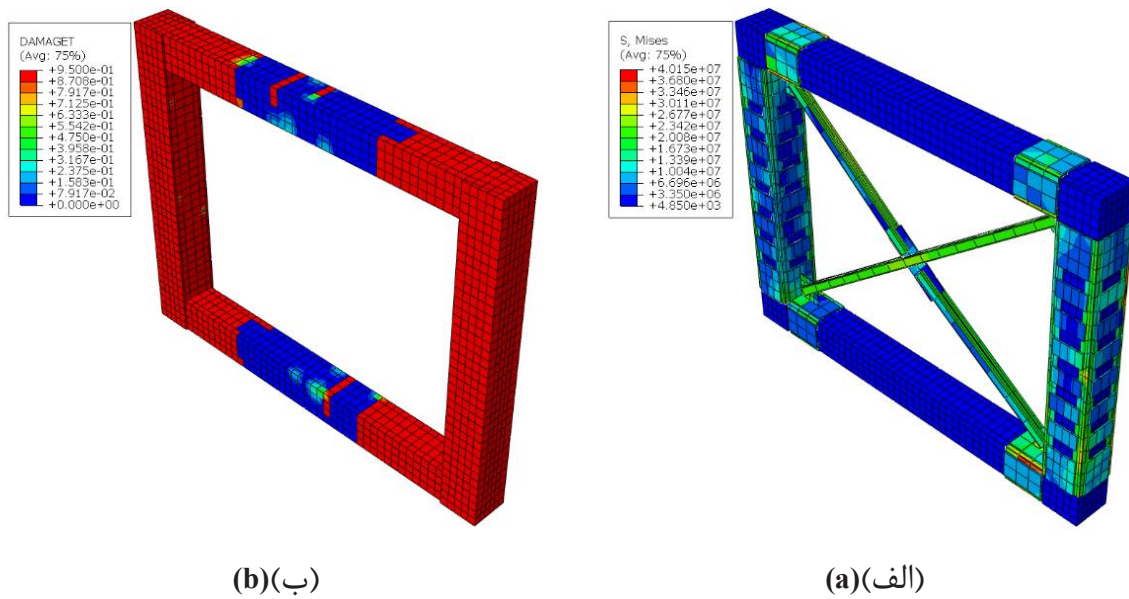
شکل ۱۱. الف) کانتور توزیع تنش مهربند و اتصالات مدل Rc-J-F-P، ب) کانتور ترک خوردگی کششی (DAMGET) قاب بتنی مدل Rc-J-F-P.

Fig. 11. a) Stress distribution contour for braces and connections of model Rc-J-F-P, b) Tensile cracking contour for Rc-J-F-P frame

مهربند به قاب بتنی، میزان مقاومت، سختی، استهلاک انرژی و از طرفی مقدار ترک خوردگی قاب بتنی افزایش می‌یابد. در بین مدل‌های موجود در این گروه، مدل (Rc-J-F-P) دارای بیشترین راندمان از لحاظ مقاومت، سختی و استهلاک انرژی می‌باشد.

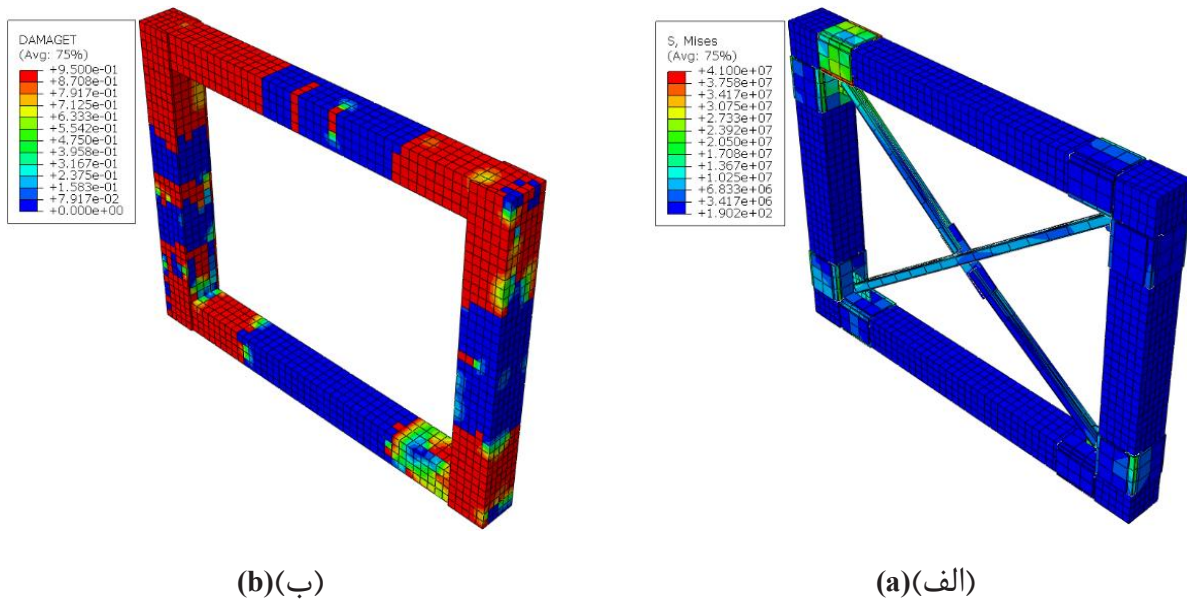
## ۵-۲- ارائه نتایج تحلیل قاب‌های گروه اول

در این بخش نتایج مربوط به تحلیل قاب‌های گروه اول (مهربندهای اتصال یافته به قاب بتنی توسط ژاکت‌های فولادی) ارائه شده است (شکل‌های ۱۱ تا ۱۴). با توجه به نتایج و خروجی‌های به دست آمده از تحلیل مدل‌های این گروه می‌توان دریافت که با استفاده از این نوع اتصال



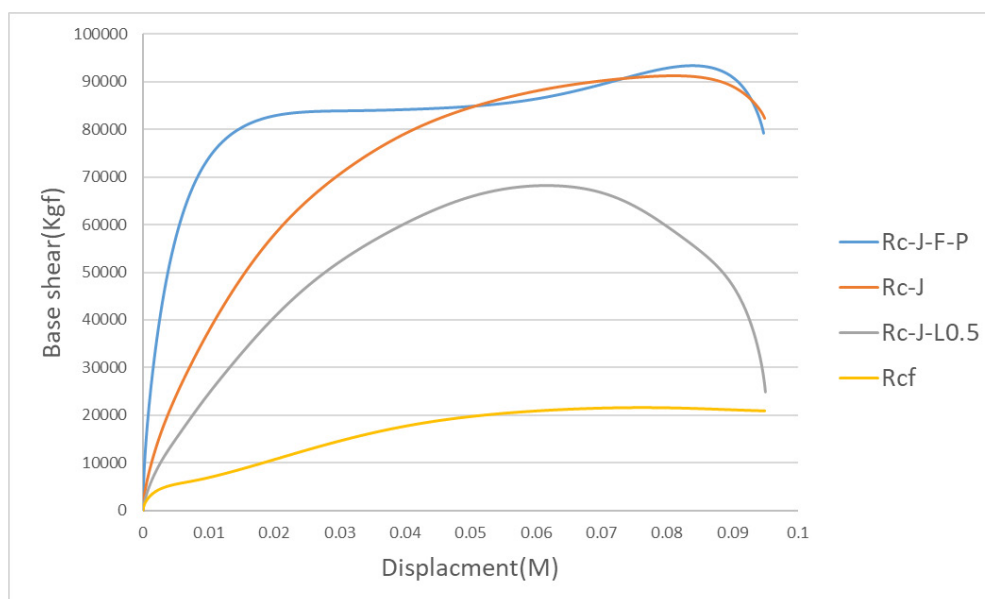
شکل ۱۲. الف) کانتور توزیع تنش مهاربند و اتصالات مدل Rc-J ، ب) کانتور ترک خوردگی کششی (DAMGET) قاب بتنی مدل Rc-J.

Fig. 12. a) Stress distribution contour for braces and connections of model Rc-J , b) Tensile cracking contour for Rc-J frame



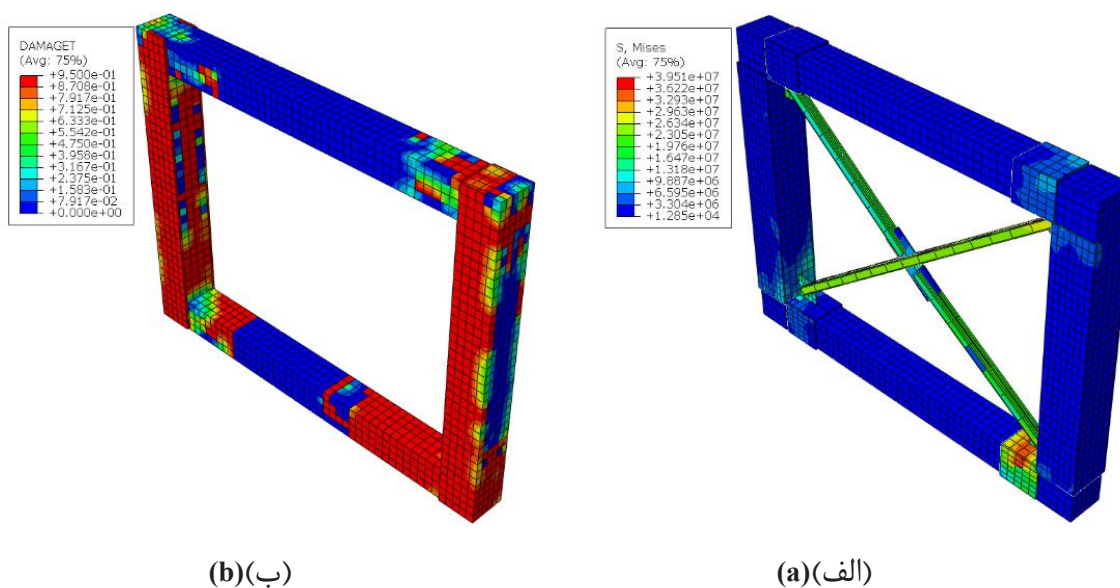
شکل ۱۳. الف) کانتور توزیع تنش مهاربند و اتصالات مدل ۵، Rc-J-L۰، ب) کانتور ترک خوردگی کششی (DAMGET) قاب بتنی مدل Rc-J-L۰، ۵.

Fig. 13. a) Stress distribution contour for braces and connections of model Rc-J-L0.5 , b) Tensile cracking contour for Rc-J-L0.5 frame



شکل ۱۴. مقایسه منحنی های پاسخ غیر ارتجاعی مدل های ۵، Rc-J-L0.5، Rc-J، Rc-J-F-P و قاب بتنی مرجع (Rcf)

Fig. 14. Comparison of inelastic response curves of Rc-J, Rc-J-L0.5 Rc-J-F-P models and reference concrete frame (Rcf)



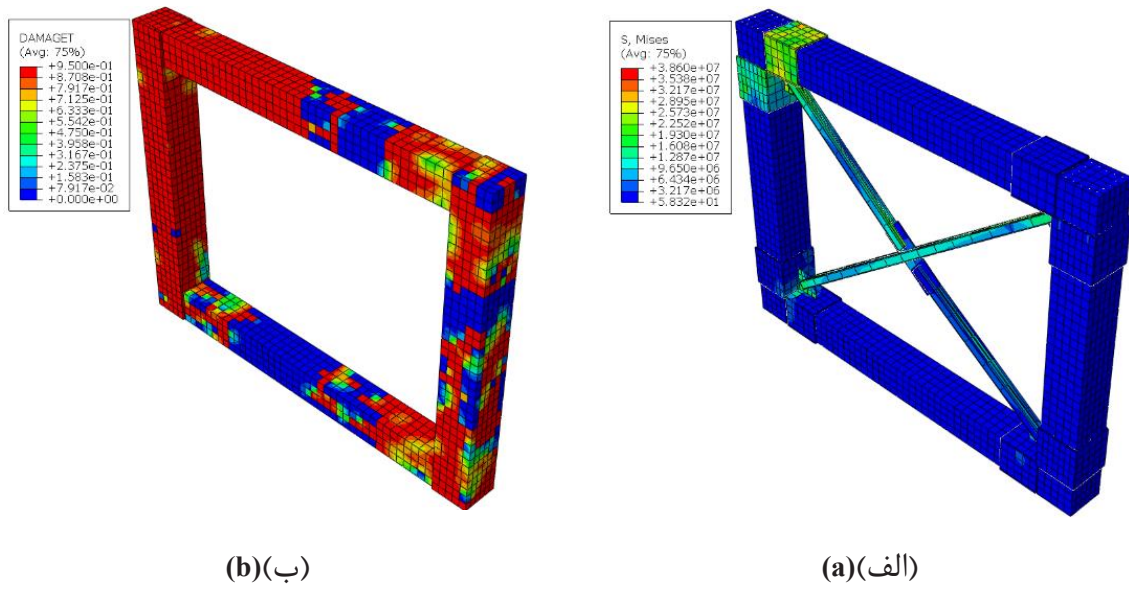
شکل ۱۵. الف) کانتور توزیع تنش مهاربند و اتصالات مدل Rc-B-F-P، ب) کانتور ترک خوردگی کششی (DAMAGET) قاب بتنی مدل Rc-B-F-P.

Fig.15. a) Stress distribution contour for braces and connections of model Rc-B-F-P, b) Tensile cracking contour for Rc-B-F-P frame

می‌توان دریافت که بیشترین میزان مقاومت، سختی، استهلاک انرژی را مدل (Rc-B-F-P) دارا می‌باشد و از طرفی مقدار ترک خوردگی قاب بتنی این مدل کمتر از قاب مدل مشابه این گروه می‌باشد.

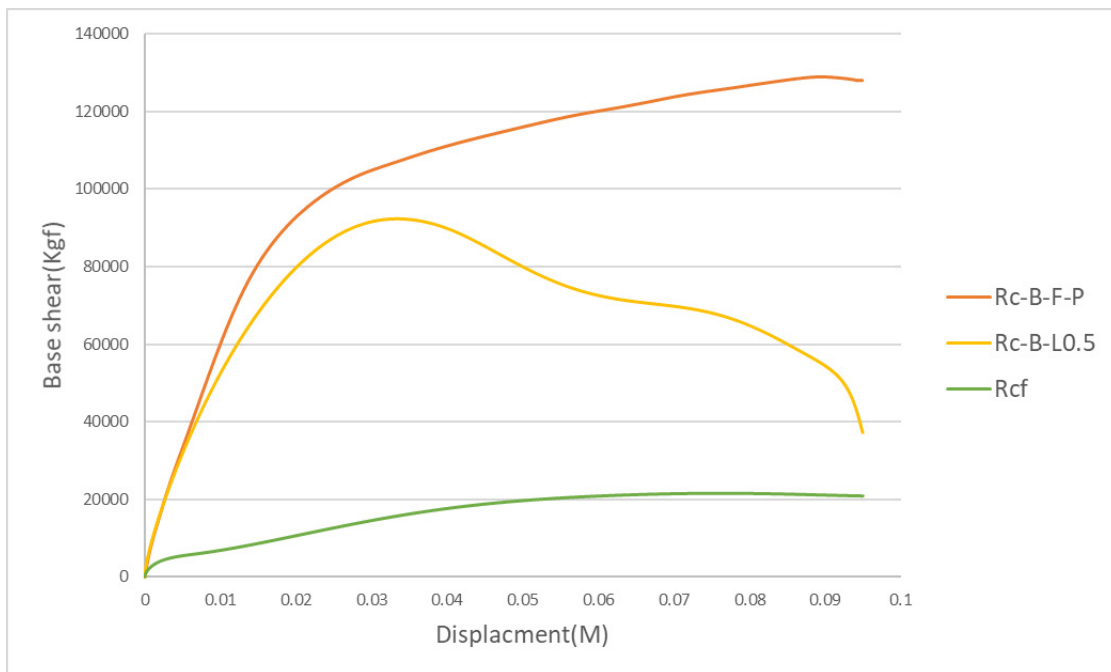
### ۵-۳- ارائه نتایج تحلیل قاب‌های گروه دوم

در این بخش نتایج مربوط به تحلیل قاب‌های گروه دوم (مهاربندهای اتصال یافته به قاب بتنی توسط باکس‌های فولادی) ارائه شده است (شکل‌های ۱۵ تا ۱۷). با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل این گروه



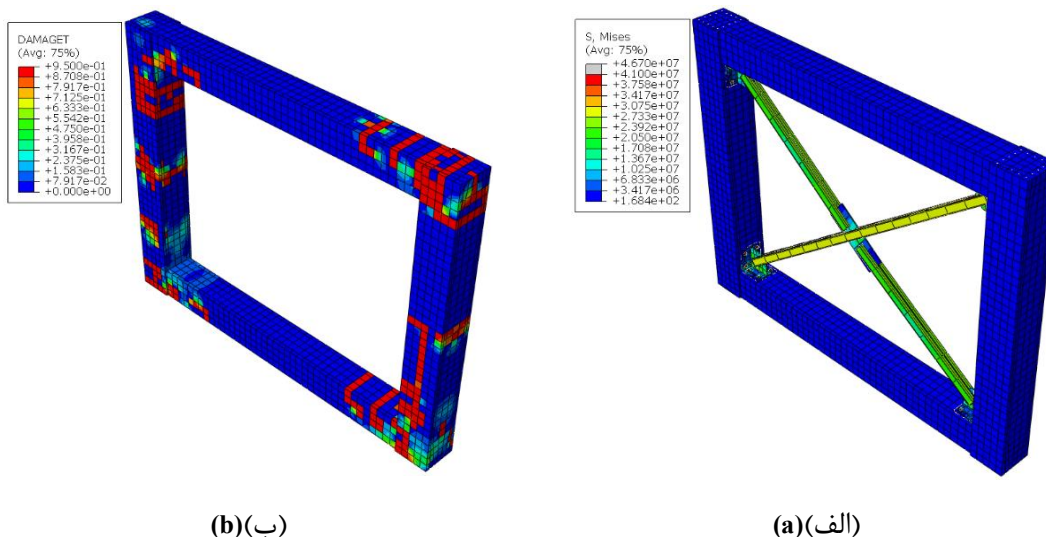
شکل ۱۶. الف) کانتور توزیع تنش مهاربند و اتصالات مدل ۵، Rc-B-L۰.۵، ب) کانتور ترک خوردگی کششی (DAMGET) قاب بتنی مدل ۵، Rc-B-L۰.۵.

Fig. 16. a) Stress distribution contour for braces and connections of model Rc-B-L0.5, b) Tensile cracking contour for Rc-B-L0.5 frame



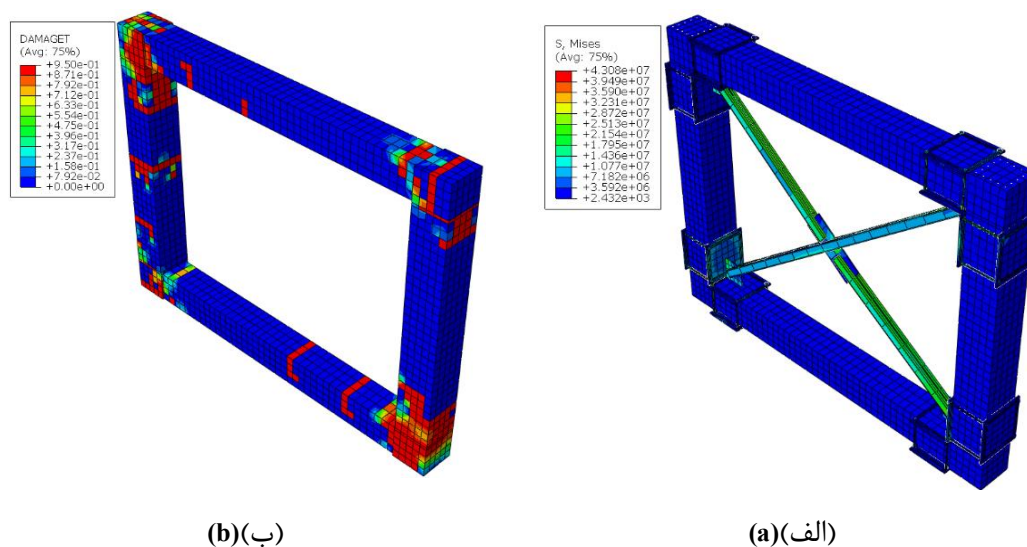
شکل ۱۷. مقایسه منحنی های پاسخ غیر ارتجاعی مدل های ۵، Rc-B-L۰.۵ Rc-B-F-P و قاب بتنی مرجع (Rcf)

Fig. 17. Comparison of inelastic response curves of Rc-B-L0.5, Rc-B-F-P models and reference concrete frame (Rcf)



شکل ۱۸. الف) کانتور توزیع تنش مهاربند و اتصالات مدل Rc-I-B، ب) کانتور ترک خوردگی کششی (DAMGET) قاب بتنی مدل Rc-I-B.

Fig.18. a) Stress distribution contour for braces and connections of model Rc-I-B, b) Tensile cracking contour for Rc-I-B frame



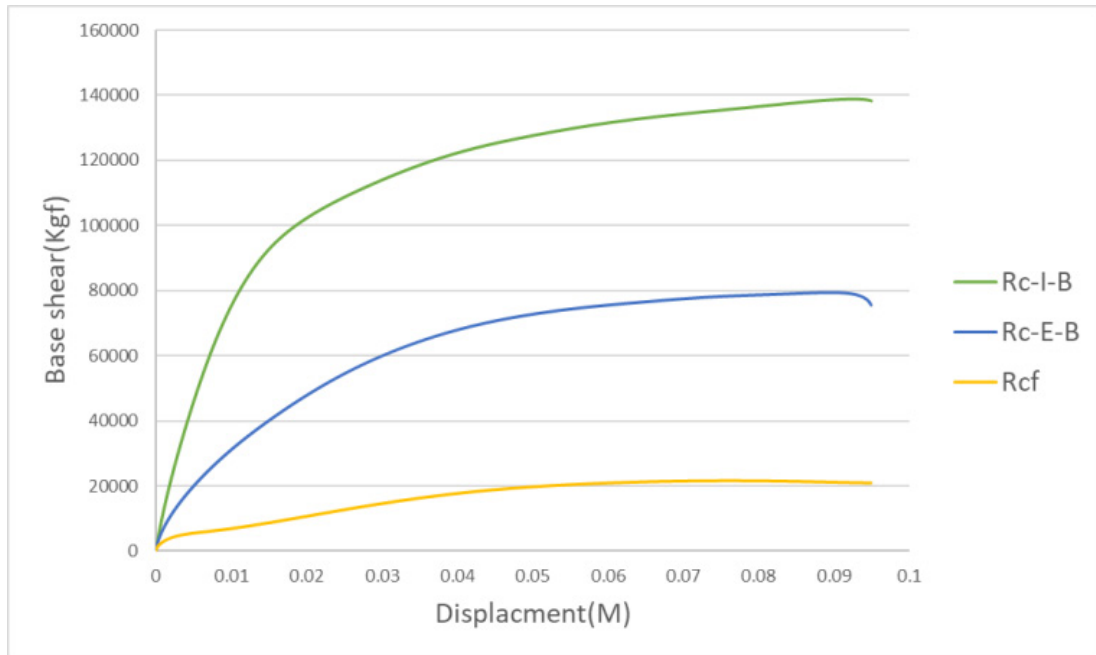
شکل ۱۹. الف) کانتور توزیع تنش مهاربند و اتصالات مدل Rc-E-B، ب) کانتور ترک خوردگی کششی (DAMGET) قاب بتنی مدل Rc-E-B.

Fig. 19. a) Stress distribution contour for braces and connections of model Rc-E-B, b) Tensile cracking contour for Rc-E-B frame

مقدار ترک خوردگی قاب بتنی افزایش می‌یابد. در بین مدل‌های موجود در این گروه، مدل (Rc-I-B) دارای بیشترین راندمان از لحاظ مقاومت، سختی و استهلاک انرژی می‌باشد. همچنین برای بررسی کامل‌تر، مقایسه‌ای بین منحنی‌های پوش‌آور و هیستریزیس مدل Rc-E-B شده که ملاحظه می‌شود منحنی‌های موجود دارای هم‌پوشانی بسیار مناسبی می‌باشند.

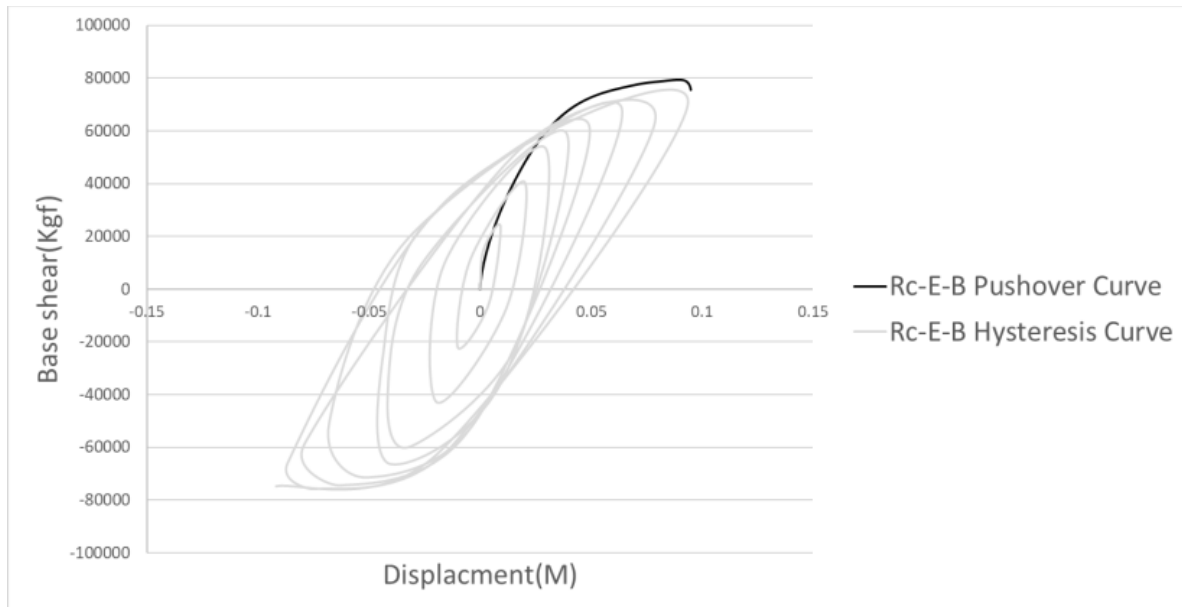
#### ۵-۴- ارائه نتایج تحلیل قاب‌های گروه سوم

در این بخش نتایج مربوط به تحلیل قاب‌های گروه سوم (مهاربندهای اتصال یافته به قاب بتنی توسط صفحات و بولت‌های فولادی) ارائه شده است (شکل‌های ۱۸ تا ۲۱). با توجه به نتایج و خروجی‌های به دست آمده از تحلیل مدل‌های این گروه می‌توان دریافت که با استفاده از این نوع اتصال مهاربند به قاب بتنی، میزان مقاومت، سختی، استهلاک انرژی و از طرفی



شکل ۲۰. مقایسه منحنی های پاسخ غیرارتجاعی مدل های Rc-E-B Rc-I-B ، و قاب بتنی مرجع (Rcf)

Fig. 20. Comparison of inelastic response curves of Rc-E-B, Rc-I-B models and reference concrete frame (Rcf)



شکل ۲۱. مقایسه منحنی های پوش آور و هیستریزیس مدل Rc-E-B

Fig. 21. Comparison of pushover and hysteresis curves of Rc-E-B model

## ۵-۵- جمع بندی نتایج ارائه شده تمامی مدل‌ها

در این بخش به بررسی و جمع‌بندی نتایج حاصله از تحلیل گروه‌های معرفی شده پرداخته شده است و تمامی مدل‌ها در مقام مقایسه قرار گرفته‌اند. بدین منظور ابتدا برای بررسی و مقایسه کلی، نمودارهای پاسخ ارتجاعی تمامی مدل‌ها در شکل (۲۲-الف) آورده شده و سپس در جدول ۳ به تفکیک مدل‌ها، پارامترهای مقایسه‌ای اعم از میزان افزایش استهلاک انرژی، میزان افزایش ترک خوردگی قاب‌های بتنی مهاربندی شده نسبت به قاب بتنی مرجع و میزان فولاد مصرفی اتصالات مورد استفاده در هر مدل، ارائه شده است.

## ۶- نتیجه‌گیری

با توجه به مباحث مطرح شده در بخش‌های قبلی و توجه به این نکته که نتایج صرفاً محدود به مدل‌های ارائه شده در این پژوهش می‌باشد، نتایج زیر قابل ذکر است:

۱- با بررسی نتایج، استفاده از مهاربند همگرای ضربدری فولادی در قاب بتن‌آرمه، باعث افزایش مقاومت، افزایش استهلاک انرژی و نهایتاً افزایش سختی شده است و در این بین نحوه اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی تاثیر به سزای در نحوه عملکرد لرزه‌ای قاب مهاربندی از خود نشان داده است.

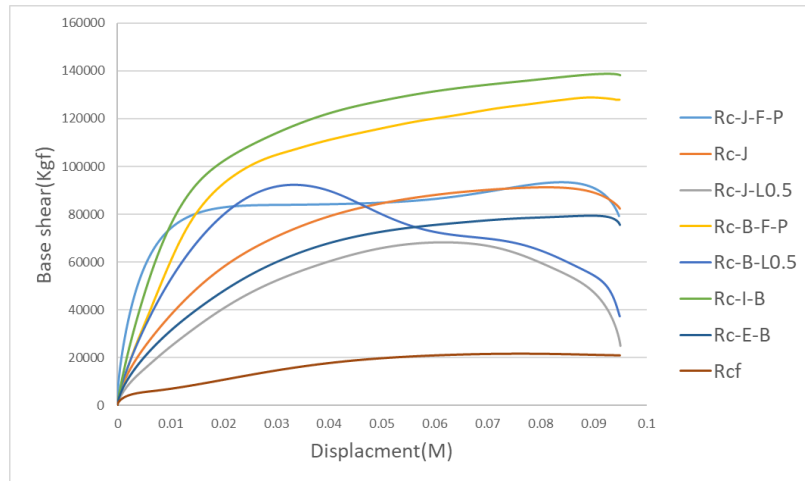
۲- با مقایسه عملکرد مدل‌های Rc-B-F-P و Rc-J-F-P با یکدیگر مشخص گردید که تقریباً با مقدار فولاد مصرفی برابر این مدل‌ها، مدل Rc-B-F-P عملکرد بهتری در افزایش مقاومت و استهلاک انرژی

دارد و همچنین مقدار ترک خوردگی قاب بتنی این مدل نسبت به قاب مشابه کمتر می‌باشد. از طرفی مدل Rc-J-F-P عملکرد مناسب‌تری در افزایش سختی نسبت به قاب مشابه را دارا می‌باشد.

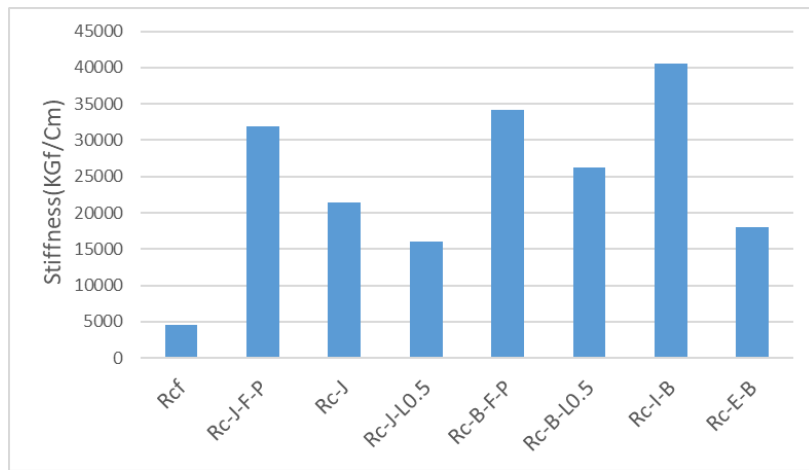
۳- در نمونه‌های Rc-J-L<sub>0.5</sub> و Rc-B-L<sub>0.5</sub> که ژاکت‌ها و باکس‌های ستون‌ها، دارای طول کمتری نسبت به سایر مدل‌های هم‌گروه خود هستند، بهبود عملکرد به مراتب کمتر و نامناسب‌تری چه از لحاظ مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و استهلاک انرژی و چه از لحاظ رفتار کلی سازه نسبت به سایر مدل‌های هم‌گروهی خود دارا می‌باشند.

۴- با بررسی نتایج به دست آمده از تحلیل مدل‌های Rc-I-B و Rc-E-B در می‌یابیم که در هنگام استفاده از اتصالات صفحات و بولت‌های فولادی، در حالتی که بولت‌های فولادی به صورت مدفون در بتن مورد استفاده قرار گرفته‌اند، دارای عملکرد بسیار بهتر و مناسب‌تری از لحاظ سختی، مقاومت، ضریب شکل‌پذیری، استهلاک انرژی و میزان فولاد مصرفی نسبت به حالت استفاده به صورت غیرمدفون یا به عبارتی استفاده از بولت‌ها به صورت خارجی دارند.

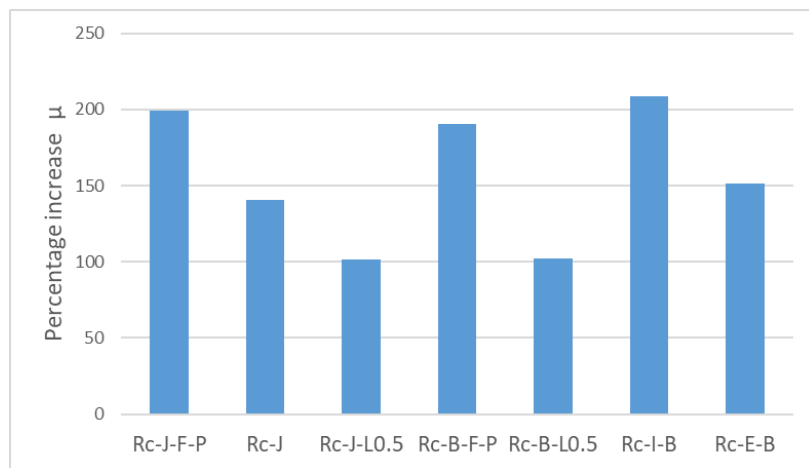
۵- با توجه به نتایج و نتیجه‌گیری‌های انجام گرفته، می‌توان به طور کلی دریافت که مدل Rc-I-B دارای مناسب‌ترین عملکرد چه از لحاظ رفتار کلی سازه و چه از لحاظ پارامترهای همانند مقاومت، سختی، ضریب شکل‌پذیری، استهلاک انرژی، مقدار مصرفی فولاد اتصالات و کمترین مقدار افزایش ترک خوردگی قاب بتنی مهاربندی شده نسبت به سایر مدل‌ها می‌باشد و در مجموع مباحث مطرح شده مناسب‌ترین نحوه اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی در بین مدل‌های موجود می‌باشد.



(الف) (a)



(ب) (b)

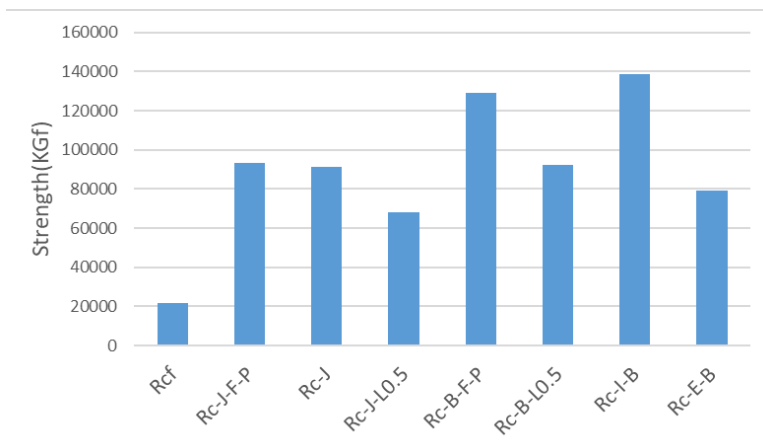


(ج) (c)

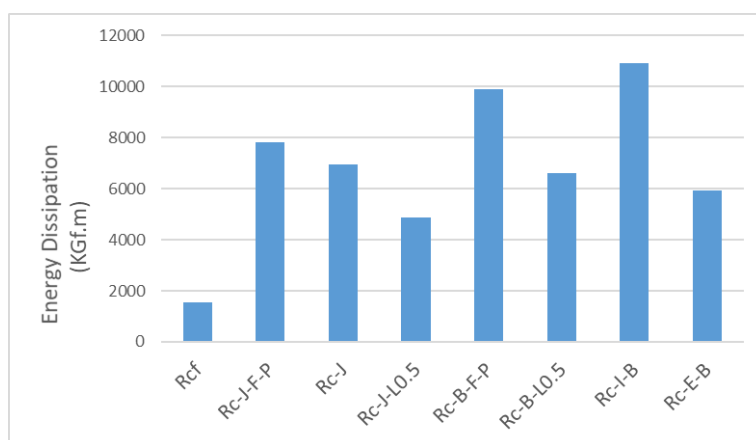
شکل ۲۲. الف) مقایسه منحنی های پاسخ غیر ارتجاعی تمامی مدل های بررسی شده، ب) مقایسه میزان سختی تمامی مدل ها، ج) مقایسه درصد افزایش ضریب شکل پذیری مدل های تقویت شده با قاب مرجع

Fig. 22. a) Comparison of inelastic response curves of all models, b) Comparison of stiffness for all models, c) Comparison of percentage increase in ductility coefficient of improved models with reference frame

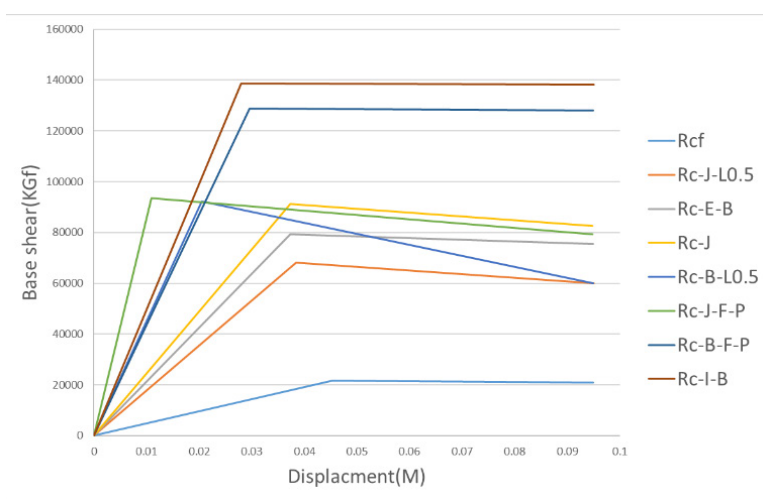




(الف) (a)



(ب) (b)



(ج) (c)

شکل ۲۳. الف) مقایسه میزان مقاومت تمامی مدل ها ، ب) مقایسه میزان جذب انرژی تمامی مدل های بررسی شده، ج) مقایسه منحنی های دوخطی پاسخ غیر ارتجاعی تمامی مدل ها

Fig. 23. a) Comparison of the resistance of all models, b) Comparison of energy absorption of all models, c) Comparison of two-line non-elastic response curves of all models

- Earthquake Engineering. Published online, 24 Feb (2020).
- [8] A Rahimi, Mahmoud R. Maheri, The effects of retrofitting RC frames by X-bracing on the seismic performance of columns, *Engineering Structures*, 173 (2018) 813–830.
- [9] Ali Kheyroddin, Reza Sepahrad, Mohammad Saljoughian, Mohammad Ali Kafi, Experimental evaluation of RC frames retrofitted by steel jacket, X brace and X brace having ductile ring as a structural fuse, *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, 4:11 (2019).
- [10] Kai Qian, M.ASCE, Yun-Hao Weng and Bing Li, Improving Behavior of Reinforced Concrete Frames to Resist Progressive Collapse through Steel Bracings, *Journal of Structural Engineering*, 145(2) (2019) 04018248.
- [11] Eber Alberto Godínez-Domínguez, Arturo Tena-Colunga, Behavior of ductile steel X-braced RC frames in seismic zones, *Earthq Eng & Eng Vib* 18 (2019) 845-869.
- [12] A. Rahimi, Mahmoud R. Maheri, The effects of steel X-brace retrofitting of RC frames on the Seismic performance of frames and their elements, *Engineering Structures* Vol: 206 (2019), Page: 110-149.
- [13] F. Rezaie, Sh. Jafari Radniya, Behavior of Reinforced Concrete Frames Braced with a Combination of X and knee Bracing, *Concrete Research Quarterly Journal*, 6(1) (2014) 35-52.
- [14] SIMULIA, ABAQUS 2019, Analysis User's Manual, (2019).
- [15] IR. Choi, HG. Park, Cyclic loading test for reinforced concrete frame with thin steel infill plate, *Journal of Structural Engineering*, 137(6) (2011) 654–664.
- [1] Y. Hodaipor, Evaluation of seismic performance improvement of reinforced concrete buildings strengthened with several types of steel brace (in Persian), M.Sc. Thesis, Islamic Azad University Tabriz Branch (2017).
- [2] A. Chegoi, MA. Rahgozar, Investigating the coefficient of behavior and seismic behavior of concrete steel composite frames by comparative pushover analysis method, *Seismology and Earthquake Engineering Journal* (2012), 15(3).
- [3] H. Pahlavan, A. Naseri, A. Einollahi, Probabilistic Seismic Vulnerability assessment of RC Frame Structures Retrofitted with Steel Jacketing (in Persian), *Amirkabir J. Civil Eng.*, 51(3) (2019) 585-598.
- [4] A. Kheyroddin, M. Gholhaki, Gh. Pachideh, Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and Pushover methods in the nearfault field (in Persian), *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(5) (2020) 1-16.
- [5] M. Shamekhi Amiri, A. Naseri, A. Messgarpour amiri, Seismic Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Structures Equipped with Eccentrically Braced Frames having vertical link (in Persian), *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(2) (2020) 1-25.
- [6] Naveed Ahmad, Mostafa Masoudi, Eccentric steel brace retrofit for seismic upgrading of deficient reinforced concrete frames, *Bulletin of Earthquake Engineering* volume 18 (2020), pages 2807–2841.
- [7] Amir Fateh & Farzad Hejazi, Experimental Testing of Variable Stiffness Bracing System for Reinforced Concrete Structure under Dynamic Load, *Journal of*

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

Y. Hodaipour, A. Ferdousi, Analytical Investigation of the Effect of Steel X-Bracing Connection Type on the Reinforced Concrete Frames, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(6) (2022) 2237-2258.

DOI: 10.22060/ceej.2021.19238.7129

