



Connection Behavior Analysis of Drilled Reduced Beam Flange and Reinforced Concrete Column

A. Parvari*, H. Baratali, F. Shahrokhi

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

ABSTRACT: Composite special moment frames represent a novel type of special moment frames (SMFs) where a combination of concrete columns and steel beams is used. This paper evaluates the modeling of composite special moment frames and the behavior of the steel beam-concrete column connection. Due to the focus on hinge formation, the behavior of the connection with a hole drilled on the beam flange was analyzed. Numerical simulations were carried out in ABAQUS. The beam-column connection was subjected to one-five rows of holes. It was observed that the beam-column connection with three rows of holes had the optimal hinge formation behavior, stress distribution, and load. The connection with five rows of holes showed plastic strains in the first four rows, while the fifth row had no plastic strain. This suggests an increased drilling space since the fifth hole row did not contribute to the improvement of stress distribution uniformity. It was numerically found that the bending moment change varied from 8% to 46%; the model with three rows of holes had the lowest bending moment change, whereas the model with a single hole row showed the highest change in the bending moment. Moreover, energy absorption changed by 4-20%.

Review History:

Received: Oct. 21, 2021
Revised: Mar. 01, 2022
Accepted: Aug. 09, 2022
Available Online: Sep. 07, 2022

Keywords:

Steel connection
ABAQUS
Circular hole
Nonlinear static time-history analysis
Shear capacity

1- Introduction

Composite special moment frames are a combination of concrete columns and steel beams. These frames exploit the compressive strength of concrete in the columns and the tensile strength of the beams, reducing member sections. A reduced section would reduce the building weight and lowers the construction cost.

Plumier (1990) proposed the reduced beam section (RBS) when steel was considered to be a major reinforcement material [1]. Arbed (1992) analyzed and introduced the RBS in the United States; however, it was not franchised in the 1994 Northridge earthquake [2, 3].

To reduce construction costs and facilitate the implementation of reduced beam flange connections, Yang et al. [4] proposed the exploitation of holes in the beam flange to reduce the beam section. A number of studies demonstrated that holes of the same diameter could not meet SMF requirements [5, 6]. Later, a new methodology was proposed based on using holes of unequal diameters in a specific configuration. It was found that such connections could meet the requirements [7, 8].

2- Methodology

To validate the numerical models, a steel beam-concrete

column connection investigated by Cheng and Chen [9] was simulated in ABAQUS (the validation specimen). The specimens were analyzed under incremental cyclic loading, comparing the numerical results to the experimental data. Figure 1 compares the numerical and experimental load-displacement curves.

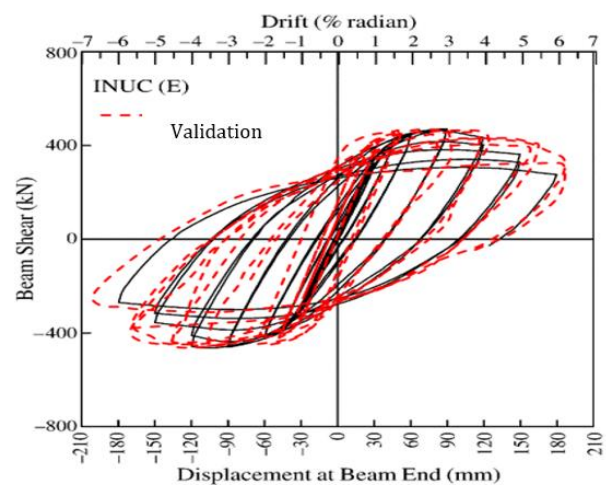


Fig. 1. Numerical versus experimental load-displacement curves

*Corresponding author's email: ali.parvari@iaui.ac.ir



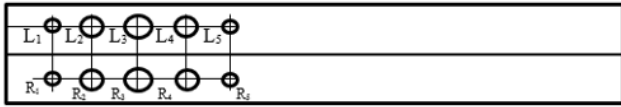


Fig. 2. A flange drilling model

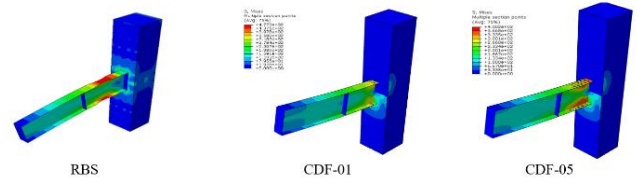


Fig. 3 illustrates the von Mises stresses of some models

Table 1. Model parameters

Model	R1 (mm)	R2 (mm)	R3 (mm)	R4 (mm)	R5 (mm)
CDF-1	20				
CDF-5	20	20	20	20	20
CDF-27	15	25	30	25	15

Model	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	L4 (mm)	L5 (mm)	t/tw
CDF-1	100					1.5
CDF-5	100	100	100	100	100	1.5
CDF-27	100	100	100	100	100	2.5

Table 2. Numerical parameters from hysteresis loops

Model	Max. Moment (kN.mm)	Stiffness (kN.mm/rad)	Ductility	Energy Absorption (kN.m.rad)
CDF-1	680.2	164519	0.6	2.35
CDF-5	681.4	157613	0.6	2.51
CDF-19	921.8	216984	0.6	3.07
CDF-27	690.9	197774	0.5	2.97
RBS	566.8	144519	0.5	1.88

This paper evaluated the behavior of a beam-column connection under two-hole patterns. The first pattern consisted of holes configured in ascending size order to the middle and in descending order after the middle (symmetric configuration). The second hole pattern, however, consisted of holes of the same diameter, with a variable number of holes. The flange-web thickness was set to 1.5, 2.0, and 2.5. Nonlinear static time-history analysis was carried out. The models were subjected to cyclic loading in ABAQUS. The column had a concrete section and a column beam. Three seismic records were applied to a single-story frame with a span length of 6 m, according to model CFD-1 (Figure 2).

Table 1 reports the parameters of some of the twenty-seven models.

3- Results and discussion

Figure 3 illustrates the von Mises stresses of some models.

According to Figure 3, the drilled-flange models had stresses in the beam-column connection, which is satisfactory behavior. The base model without beam holes, however, experienced maximum stresses in the connection area near the column, which is unsatisfactory. Table 2 reports the numerical parameters based on the hysteresis loops for some of the models.

Table 3. Displacement and base shear under seismic records

Record	Displacement (m)	Base shear (kN)
1992 Cape Mendocino	0.104	395
1979 Imperial Valley	0.089	370
1994 Northridge	0.097	340

Table 3 summarizes the displacement and base shear results under the seismic records.

4- Conclusions

The results can be summarized as:

The symmetrically drilled models had mostly a uniform stress distribution between the holes. The symmetric configuration of holes in size-based order enabled such a uniform distribution of stresses between the holes.

The minimum bending moment change varied from 8% to 46%.

The minimum energy absorption change varied from 4% to 20%.

The minimum ductility change varied from 10% to 25%.

A rise in the middle hole reduced the load and moment capacities in all the models, partially due to the reduced section.

A rise in the middle diameter reduced the moment capacity, and the incorporation of concrete into the model raised the moment capacity. An increase in the flange-web thickness ratio led to a 12-28% increase in the bending moment capacity of the connection.

The model with three-hole rows had nearly a 25-37% higher moment capacity than the one with five-hole rows.

The RBS model showed a 10% lower load capacity than the drilled models.

References

- [1] A. Plumier, The dog bone: back to the future, *Engineering Journal-American Institute of Steel Construction*, 34 (1997) 61-67.
- [2] M.D. Engelhardt, T. Winneberger, A.J. Zekany, T.J. Potyraj, The dogbone connection: Part II, *Modern Steel Construction*, 36(8) (1996) 46-55.
- [3] R. KANNNO, Strength, deformation, and seismic resistance of joints between steel beams and reinforced concrete columns, Doctor Dissertation presented to the Faculty of Graduate School of Cornell University, 1993.
- [4] C.M. Uang, Q.S.K. Yu, S. Noel, J. Gross, Cyclic testing of steel moment connections rehabilitated with RBS or welded haunch, *Journal of Structural Engineering*, 126(1) (2000) 57-68.
- [5] J. Qian, H. Yu, F. Yan, H. Dong, J. Li, Y. Liu, Experimental study on full-scale steel beam-to-column moment connections, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 4(2) (2005) 311-323.
- [6] K. Tsai, C.-Y. Chen, Performance of ductile steel beam-column moment connections, in: *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 1996.
- [7] S.J. Lee, S.E. Han, S.Y. Noh, S.-W. Shin, Deformation capacity of reduced beam section moment connection by staggered holes, in: *International conference on sustainable building*, Seoul, Korea, 2007.
- [8] M. Vetr, M. Miri, A. Haddad, Seismic behavior of a new reduced beam section connection by drilled holes arrangement (RBS_DHA) on the beam flanges through experimental studies, in: *15th world conference of earthquake engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [9] C.-T. Cheng, C.-C. Chen, Seismic behavior of steel beam and reinforced concrete column connections, *Journal of constructional steel research*, 61(5) (2005) 587-606

HOW TO CITE THIS ARTICLE

A. Parvari, H. Baratali, F. Shahrokhi, *Connection Behavior Analysis of Drilled Reduced Beam Flange and Reinforced Concrete Column*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(12) (2023) 921-924.

DOI: [10.22060/ceej.2022.20694.7504](https://doi.org/10.22060/ceej.2022.20694.7504)





بررسی رفتار اتصال تیر فولادی با بال کاهش یافته به وسیله دریل به ستون بتن آرمه

علی پروری^{*}، حامد براتعلی، فاطمه شاهرخی

دانشکده فنی مهندسی، واحد خمین، دانشگاه آزاد اسلامی، خمین، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۷/۲۹
بازنگری: ۱۴۰۰/۱۲/۱۰
پذیرش: ۱۴۰۱/۰۵/۱۸
ارائه آنلاین: ۱۴۰۱/۰۶/۱۶

کلمات کلیدی:

اتصال فولادی
آباکوس
سوراخ دایره‌ای
تحلیل استاتیکی غیرخطی تاریخچه
زمانی. ظرفیت برشی

خلاصه: قاب‌های خمشی مختلط ویژه نوع جدیدی از قاب‌های خمشی ویژه هستند که در آنها از ترکیب ستون‌های بتنی و تیرهای فولادی استفاده می‌شود. در این پژوهش، نحوه مدل‌سازی این قاب‌ها و همچنین تأثیر رفتار اتصال بین تیر فولادی و ستون بتنی بررسی شده است. علاوه بر این چون هدف مطالعه بیشتر بر روی تشکیل مفصل است؛ سعی شده است با سوراخ کاری روی بال تیر رفتار این نوع اتصالات بررسی شود. برای مدل‌سازی از نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است. برای اتصال یک، دو، سه تا پنج ردیف سوراخ در نظر گرفته شده است. با بررسی نتایج مشاهده شد که سه ردیف سوراخ در اتصال تیر به ستون از لحاظ تشکیل مفصل، توزیع تنش و نیروها از بقیه سوراخ‌ها مناسب‌تر است. در پنج ردیف سوراخ، کرنش پلاستیک تا ردیف چهار مشاهده شده است و در سوراخ پنجم کرنش پلاستیک تشکیل نشده است و این نشان از آن دارد که فاصله سوراخ کاری زیاد شده است و این سوراخ تأثیری در پخش یکنواخت‌تر تنش نداشته است. با بررسی نتایج کمی و عددی مدل‌ها مشاهده می‌شود که محدوده تغییرات لنگر خمشی از حدود ۸ درصد تا ۴۶ درصد بوده است و در مدل با سه ردیف سوراخ کاری کمترین مقدار و در مدل با یک ردیف سوراخ بیشترین لنگر رخ داده است. جذب انرژی نیز در محدود ۴ تا ۲۰ درصد متغیر بوده است.

۱- مقدمه

قاب‌های خمشی مختلط ترکیبی از ستون‌های بتنی و تیرهای فولادی هستند. در این قاب‌ها از مقاومت فشاری بتن در ستون‌ها و مقاومت کششی فولاد در تیرها استفاده می‌شود؛ که باعث کاهش سطح مقطع اعضا می‌گردد. کاهش سطح مقطع، وزن ساختمان را کاهش می‌دهد و در نتیجه هزینه ساخت نیز کاهش می‌یابد.

ایده‌ی اتصال با مقطع کاهش یافته، اولین بار در سال ۱۹۹۰ توسط پلومیر^۱ در شرایطی ارائه شد که فولاد به عنوان یک ماده‌ی اصلی تقویت شده به حساب می‌آید [۱]. تحقیق در این باره توسط آربد^۲ انجام شد و این ایده در سال ۱۹۹۲ در آمریکا ارائه شد اگر چه در زمان زلزله‌ی نورتریج، از حق امتیازات تجاری صرف نظر شد [۳ و ۲].

به منظور کاهش هزینه‌های ساخت و همچنین اجرای ساده‌تر در اتصالات تیر با بال کاهش یافته یانگ و همکاران [۴] پیشنهاد دادند جهت

کاهش مقطع تیر از سوراخ‌هایی در بال تیر بهره‌گیری شود. مطالعات متعدد نشان دادند که استفاده از سوراخ‌های با قطر برابر نمی‌تواند ضوابط قاب‌های خمشی ویژه را برآورده نماید [۶ و ۵]. در مطالعات بعد روش جدیدی که بر مبنای ایجاد سوراخ‌های با قطر نابرابر و دارای چیدمان خاص سوراخ‌ها بود، مورد استفاده قرار گرفت. نتایج این مطالعات نشان داد که این نوع اتصالات توانایی برآورده ساختن شرایط قاب‌های خمشی را دارا می‌باشند [۸ و ۷].

اتصالات با مقاطع کاهش یافته با سه شکل مختلف برش، ارزیابی شدند. برش ثابت، برش مخروطی و برش شعاعی. مدل برش ثابت، توسط پلومیر و انگلهارت^۳ [۱ و ۲]، آزمایش شد. در حالی که پلومیر متوجه شد که اتصال با مقطع تیر بال کاهش یافته با برش ثابت از ایجاد ترک در نزدیکی جوش جلوگیری می‌کند، مدل آزمایش شده توسط پلومیر و انگلهارت، شکستگی‌هایی را در بال مقطع تیری کاهش یافته تجربه کرد. اتصال با مقطع تیر بال کاهش یافته با برش مخروطی، با توجه به تغییرات لنگر، تغییر می‌کند. اکثر پانزده مدل آزمایش شده توسط زکیگلو و ایونکیو و کارتر^۴

- 1 Plumier
- 2 ARBED

- 3 Plumier and Engelhardt
- 4 Iwankiw and Carter Chen and Zekioglu

^{*} نویسنده عهده‌دار مکاتبات: ali.parvari@iau.ac.ir

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لیسانس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لیسانس، از آدرس <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode> دیدن فرمایید.



نیروی فشاری محوری در ستون، مقاومت، سختی و شکل‌پذیری را افزایش داد [۳]. در دانشگاه میشیگان، چهار آزمایش اتصال ستون فولادی پر شده با بتن فضایی همراه با دال (دو اتصال میانی و دو اتصال کناری) و با در نظر گرفتن اندرکنش دال بتنی و گلمیخ‌های برشی تحت بارگذاری چرخه‌ای توسط لیانگ^۵ [۱۵] انجام گرفت. طراحی نمونه‌ها بر اساس معیار ستون قوی، تیر ضعیف به منظور کنترل تغییر شکل اتصال بر اساس خرابی انجام گرفت. نتایج نشان داد که همه نمونه‌ها عملکرد لرزه‌ای مناسبی داشتند و عرض مؤثر دال برای محاسبه لنگر مثبت تیر می‌تواند برابر با عرض ستون بتنی در نظر گرفته شود. همچنین، ساکاگوچی^۶ [۱۶]، اتصال تیر به ستون فولادی پر شده با بتن میانی و چهار اتصال کناری همراه با دال را مورد آزمایش قرار داد و هدف بررسی عملکرد برشی کاورپلیت‌های ناحیه اتصال بود. نیروهای برشی اعمالی در اتصال توسط صفحه جان فولادی، صفحه بتنی و کاورپلیت‌ها تحمل می‌شوند. مطابق با نتایج طول مؤثر جان فولادی و کاورپلیت‌ها از آزمایش‌ها تعیین شدند و معادله عرض مؤثر صفحه بتنی در اتصال پیشنهاد شد. همچنین نیشیاما و کوراموتو^۷ [۱۷] اتصال تیر به ستون برای سازه‌های کامپوزیت را مدل‌سازی نمودند. این نمونه‌ها به منظور بررسی عملکرد سازه‌ای و مکانیزم‌های انتقال تنش مورد آزمایش قرار گرفتند. مطابق با نتایج، استفاده از کاورپلیت‌های ضخیم‌تر و صفحات رویه‌ای تکیه‌گاهی ادامه‌دار برای افزایش عملکرد سازه‌ای اتصالات مؤثر هستند. دانشمندان ژاپنی با همکاری دانشگاه استنفورد آمریکا اقدام به ارائه روش و مدل‌های جدید طراحی قاب‌های ستون فولادی پر شده با بتن کردند که این روش‌ها بر پایه اتصال با تیر عبوری از چشمه اتصال هستند. تمرکز این تحقیقات روی ناحیه فولادی و جزئیات تیر عرضی بود. این تحقیقات نشان داد بهتر است در طراحی اتصالات مدهای خرابی نیز در نظر گرفته شود [۱۸]. در دانشگاه تگزاس تحقیقاتی بر روی اتصال ستون فولادی پر شده با بتن، در حالت ستون میانی و تیر پیوسته برای محاسبه مقاومت و سختی اتصال، روی پانزده نمونه تحت بارگذاری چرخه‌ای یکنواخت انجام شد که نتایج حاکی از وجود دو نوع مد گسیختگی در اتصال بود که عبارتند از: (۱) گسیختگی برشی و تسلیم جان تیر و خرد شدن و ترک برداشتن بتن (۲) گسیختگی خمشی و خرد شدن بتن در محل‌های با نواحی تنش خمشی بالا [۱۹]. در دانشکده مهندسی دانشگاه چیبای^۸ ژاپن رفتار اتصال تیر فولادی به ستون بتنی

[۱۰ و ۹]، به چرخش ۰/۰۳ رادیان یا بالاتر رسیدند، اگرچه تعدادی از آن‌ها شکستگی را هم در مقطع باریک شده‌ی بال‌های تیر، تجربه کردند. تیر با بال کاهش یافته با برش شعاعی عملکرد خوبی را در تست‌های پوپوف^۱ و همکاران [۱۱]، نشان داد. هر پنج مدل، زوالی تدریجی در استحکامشان به علت کم‌انرژی موضعی و جانبی تجربه کردند و هیچ شکستگی در آن‌ها مشاهده نشد. علاوه بر این، مقایسه‌ی هزینه‌ها توسط صنایع فولاد نشان داد که برش شعاعی تیر با بال کاهش یافته، کمترین هزینه را در بین تمامی اتصالات مختلف در نظر گرفته شده برای ساختمان اداری ۲۵ طبقه‌ی فولادی در شهر سالت لیک^۲ [۲]، داشت. در نتیجه، تقریباً همه‌ی تحقیقات تیر با بال کاهش یافته، بر روی برش شعاعی، تمرکز کرده‌اند.

تحقیقاتی در زمینه کم‌انرژی موضعی تیرهای تیر با بال کاهش یافته تحت بارهای چرخه‌ای [۱۲] انجام شد و پیشنهاد شد که برای به تاخیر انداختن کم‌انرژی موضعی قسمت تیر با بال کاهش یافته از سخت‌کننده‌هایی در مقطع کاهش یافته تیر استفاده شود. در این تحقیقات مشخص گردید استفاده از سخت‌کننده در محل تیر با بال کاهش یافته مانع از توزیع تنش‌های اضافی در تیر می‌گردد. تحقیقاتی نیز با موضوع بررسی آزمایشگاهی اتصال تیر با مقطع کاهش یافته به ستون‌های دارای فضای خالی دایره‌ای پر شده با بتن [۱۳] انجام شد و مشخص گردید که استفاده از تیر با مقطع کاهش یافته به جای تیر معمولی تأثیرات بسیار مثبتی در عملکرد لرزه‌ای اتصال می‌گذارد.

در طول دهه ۱۹۸۰ بسیاری از آزمایشات روی اتصالات تیر به ستون فولادی پر شده با بتن توسط آمریکا و ژاپن انجام گرفته است. حدود ۴۰۰ اتصال ستون فولادی پر شده با بتن در ژاپن و ۱۷ اتصال در آمریکا مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. بسیاری از اتصالات آزمایش شده در ژاپن به طور خصوصی توسط شرکت‌های ساختمانی و با هدف اولیه دستیابی به جزئیات مشخص این نوع اتصالات پشتیبانی شده‌اند. نتایج این آزمایش‌ها جالب بودند اما دارای ارزش تحقیقاتی کافی برای تعیین مکانیزم‌های انتقال نیروهای داخلی اتصال نبودند [۱۴]. همزمان با انتشار دستورالعمل ASCE در سال ۱۹۹۴، نمونه اتصال میانی تیر پیوسته تحت بار چرخه‌ای در دانشگاه کرنل^۳ توسط کاننو^۴ مورد آزمایش قرار گرفت. نتایج آزمایش نشان داد که جزئیات اتصال تأثیر مستقیم روی مقاومت و شکل‌پذیری اتصال داشت، اما تأثیری روی سختی کلی نمونه نداشت. همچنین آزمایشات نشان دادند که

5 Liang
6 Sakaguchi
7 Nishiyama and Kuramoto
8 Chiba

1 Popov
2 Salt Lake
3 Cornell
4 Kanno

تطابق زیادی وجود دارد [۲۶ و ۲۵].

پاچیده و همکاران در دو مطالعه یکی تاثیر افزایش دما و یکی بدون تاثیر دما را بر عملکرد ستون‌های فولادی لوله‌ای دو پوسته پر شده با بتنی با هندسه منشوری بررسی می‌کنند. تمام نمونه‌های ستون تحت بارهای چرخه‌ای قرار گرفتند. نتایج نشان می‌دهد که اگر چه حالت‌های شکست ستون‌های با هسته داخلی مربع یا لوزی مشابه یکدیگر است، اما ستون‌هایی که هسته‌های داخلی آن‌ها به صورت دایره‌ای شکل بود، آسیب‌های شدیدتری را نسبت به بقیه تجربه کردند [۲۸ و ۲۷].

مطالعه‌ای که توسط پروری و همکاران در سال ۲۰۲۰ انجام شد تأثیر اتصالات مختلف بر رفتار قاب‌های خمشی فولادی را ارزیابی می‌کند. اتصالات مورد ارزیابی در این تحقیق به شرح زیر است: اتصال با قطعه ضمیمه سوراخ کاری شده، اتصال مته شده با قطر یکسان و متغیر، اتصال تیر با بال کاهش یافته. در اتصال پیشنهادی، مفصل پلاستیکی در قسمت اتصال شکل می‌گیرد که قابل تعویض است، همچنین آسیب کمی به تیرها و ستون‌ها وارد می‌شود که یکی از مزایای اصلی این اتصال است [۲۹].

اتصالات تیر و ستون بتن مسلح نقش کلیدی در انتقال ثقل و بارهای جانبی از تیر به ستون دارند. یکی از خرابی‌های اصلی اتصالات RC شکست برشی ناشی از عدم وجود آرماتورهای عرضی و محصور نشدن کامل در این ناحیه می‌باشد. در این مطالعه، زوایای فولادی و پیچ‌های پس‌تنیده مورب خارجی به عنوان یک رویکرد جدید و روشی کاربردی برای مقاوم‌سازی یا بازسازی اتصالات تیر-ستون RC ارائه شده‌اند. به منظور ارزیابی روش پیشنهادی، مجموعه‌ای از آزمایش‌های بار چرخه‌ای بر روی اتصالات تیر-ستون RC خارجی برنامه‌ریزی شد. استفاده از روش پیشنهادی باعث افزایش ابعاد ناحیه پانل مشترک و افزایش محصور شدن در ناحیه مفصل می‌شود. به منظور افزایش اثربخشی مقاوم‌سازی پیشنهادی، پیچ‌های عمودی پس‌تنیده نیز در دو روش داخلی و خارجی مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج آزمایش افزایش قابل توجهی در استحکام، جذب انرژی و سفتی در نمونه‌های مقاوم‌سازی شده نشان می‌دهد. بر این اساس، ظرفیت باربری نهایی نمونه‌های مقاوم‌سازی شده عمودی نسبت به نمونه شاهد، حدود ۸۰ درصد افزایش یافته و جذب انرژی آن بیش از ۲۰۰ درصد افزایش یافته است. مقدار سفتی اولیه برای نمونه‌های مقاوم‌سازی شده حدود ۶۰ درصد افزایش یافت [۳۰].

مطالعه صمدانی و همکاران در سال ۲۰۲۱ بر یک طرح تقویتی جدید برای اتصالات صفحه-ستون تخت آسیب‌پذیر لرزه‌ای در سازه‌های موجود

که قبلاً آزمایش شده بود را با استفاده از روش المان محدود به صورت سه بعدی غیرخطی مدل‌سازی کردند و به دو نتیجه مهم رسیدند که عبارتند از: (۱) مدل‌های تحلیلی پیشنهاد شده می‌تواند به طور صریح رفتارهای اجزای اتصال را با در نظر گرفتن رفتار لغزشی بین صفحات فولادی و بتن مشخص کند و (۲) رفتار لغزشی بین صفحات فولادی و بتن تاثیرات زیادی روی رفتار برشی اعضا می‌گذارد [۲۰].

رضوی و کیوانی [۲۱] به بررسی رفتار و مکانیزم شکست اتصال جوشی سه تیر فولادی به ستون بتن‌آرمه کناری پرداختند. برای دستیابی به این هدف یک نوع اتصال با جزییات مشخص برای شبیه‌سازی و آزمایش انتخاب و با توجه به ضخامت کاورپلیت مشخص شد که افزایش ضخامت ورق‌ها تاثیر اندکی در بهبود رفتار این نمونه‌ها دارد، چرا که بیشتر مکانیزم‌های خرابی به وجود آمده شامل تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها بوده و انرژی در تیرها مستهلک شده است.

شیراسب [۲۲]، در سال ۲۰۱۵ بر روی اثر سخت‌کننده‌های جان تیر متصل به ستون فولادی پر شده با بتن توسط صفحه انتهایی و میل‌مهارهای عبور کننده از درون ستون کار کردند و به این نتیجه رسیدند که در این نوع اتصال مفصل پلاستیک درون تیر و خارج از ناحیه اتصال تشکیل شده و این باعث رفتار لرزه‌ای مناسب و امکان تغییر شکل فرا ارتجاعی می‌گردد. با استفاده از سخت‌کننده در جان تیر باربری لرزه‌ای اتصال افزایش یافت. نادر فنایی و همکارانش [۲۳]، در مقاله‌ای به بررسی رفتار اتصال تیر به ستون فولادی پر شده با بتن با سخت‌کننده‌های T شکل پرداختند. تحقیقات آن‌ها تمرکز تنش را در محل اتصال نشان داد که منجر به کاهش انعطاف‌پذیری می‌شد. در این پژوهش دو مجموعه از مدل‌های تحلیلی با سوراخ‌های ثابت و متغیر مورد بررسی قرار گرفت.

احمدی جزنی و حیدری [۲۴]، در مطالعه‌ای نشان دادند که اتصالات بال سوراخ شده با پیکربندی متفاوت در سوراخ‌ها و قطر می‌تواند باعث جذب انرژی بیشتری در اتصال گردد.

پاچیده و همکاران تحقیقات گسترده‌ای روی استفاده از رینگ فولادی به عنوان یک نوع فیوز لرزه‌ای انجام داده‌اند. در این مقاله یک سیستم مهاربندی نوآورانه با طرح لوزی مجهز به یک حلقه فولادی معرفی شده است. نتایج نشان می‌دهد که هم کاربرد و هم کارایی عالی سیستم پیشنهادی در جذب انرژی و شکل‌پذیری را نشان می‌دهد. در نهایت برای ارزیابی پتانسیل مدل‌سازی عددی سیستم پیشنهادی، مدل اجزای محدود آن توسط نرم‌افزار ABAQUS شبیه‌سازی شد و مشاهده شد که بین نتایج عددی و تجربی

تأکید دارد. یک بررسی تجربی بر روی یک سری از سه اتصال داخلی صفحه-ستون نیمه مقیاس شده برای بررسی اثربخشی روش تقویت لرزه‌ای پیشنهادی با استفاده از دیوارهای بال RC پس از نصب و برای تجزیه و تحلیل ظرفیت برشی پنج اتصالات انجام شد. این مطالعه بر روی سازه‌های معمولی ورق مسطح موجود که با استفاده از بتن کم مقاومت در بنگلادش ساخته شده‌اند، تمرکز دارد. دو مورد از سه نمونه دارای دیوارهای بال بودند که در دو جهت اصلی، یعنی در امتداد جهت بارگذاری و جهت متعامد، استفاده می‌شد، در حالی که نمونه دیگری بدون دیواره بال آزمایش شد و به عنوان یک نمونه کنترل برای مقایسه بین موارد با و بدون استحکام استفاده شد. جابه‌جایی‌های عمودی چرخه‌ای استاتیک با افزایش دامنه به انتهای دال‌ها برای نشان دادن رانش بین طبقه تحت اثر لرزه‌ای اعمال شد. هر دو نمونه تقویت شده مقاومت بالاتری در برابر شکست برشی پنج نشان دادند. بنابراین، نتایج آزمایش به طور تجربی تأیید کرد که نصب دیوارهای بال RC یک روش عملی برای ارتقای اتصالات صفحه-ستون مسطح، از جمله اتصالات ساخته شده با بتن کم مقاومت، برای جلوگیری از ریزش در اثر لرزه است [۳۱].

پروری و همکاران در سال ۲۰۲۱، به بررسی تأثیر اتصالات صلب مختلف (شامل مقطع تیر معمولی کاهش یافته (RBS)، اتصال فلنج حفاری شده (DFC)، اتصالات سفت شده با اجزای جعبه قابل تعویض و DFC با قطر متغیر با ستون‌های جعبه پر شده با بتن بر رفتار خمشی پرداختند. یک اتصال لوزی شکل با الگوی بردار برش مانند RBS طراحی و پیشنهاد می‌شود، سپس رفتار آن با اتصالات RBS و DFC مقایسه می‌شود، اتصالات در نرم‌افزار Abaqus مدل شده و نمودار گشتاور چرخش آن‌ها ترسیم می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که اتصال DFC با سوراخ‌هایی با قطرهای مختلف دارای جذب انرژی و عملکرد مناسب است و در نتیجه اتصال DFC لوزی نسبت به سایر اتصالات DFC عملکرد قابل اعتمادتری دارد. در این تحقیق با قرار دادن اجزای سفت کننده پیشنهادی در جان تیر مشاهده می‌شود که این قطعات به عنوان دمپر عمل می‌کنند که ظرفیت باربری را افزایش داده و اتصال را بهبود می‌بخشد رفتار با جذب انرژی تحمیلی نتایج نشان می‌دهد که اتصال پیشنهادی از شکست تیر جلوگیری می‌کند زیرا بیشتر انرژی ورودی توسط اجزای پیشنهادی جذب می‌شود [۳۲].

در این پژوهش، با استفاده از نرم‌افزار آباکوس، ترکیب اتصال ستون فولادی پر شده با بتن و تیر فولادی با مقطع سوراخ شده مورد بررسی و تحلیل و رفتار آن مورد ارزیابی قرار گرفت. در این اتصال ترکیب شده، از

تیر سوراخ شده با دریل که یکی از اعضای مهم اتصال تیر فولادی با مقطع سوراخ شده است و از ستون بتنی که مهم‌ترین عضو اتصال ستون فولادی پر شده با بتن است، استفاده شد و هدف از این کار کاستن معایب اتصال ترکیب یافته جدید است؛ به این صورت که، بر روی تیر یک، دو، سه تا پنج ردیف سوراخ در نظر گرفته شده است. با بررسی نتایج مشاهده شد که سه ردیف سوراخ در اتصال تیر به ستون از لحاظ تشکیل مفصل، توزیع تنش و نیروها از بقیه سوراخ‌ها مناسب‌تر است. در پنج ردیف سوراخ، کرنش پلاستیک تا ردیف چهار مشاهده شده است و در سوراخ پنجم کرنش پلاستیک تشکیل نشده است و این نشان از آن دارد که فاصله سوراخ کاری زیاد شده است و این سوراخ تأثیری در پخش یکنواخت تر تنش نداشته است. در شکل ۱ روند تحقیق بیان شده است.

۲- شرح روند انجام پژوهش

۲-۱- صحت‌سنجی

در این بخش جهت حصول اطمینان از صحت نتایج تحلیل‌های انجام شده توسط نرم‌افزار، یک نمونه اتصالات تیر فولادی به ستون بتنی انجام شده توسط چنگ^۱ و چن^۲ [۳۳] با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شد و تحت عنوان نمونه‌های صحت‌سنجی نام‌گذاری گردید. در ادامه نمونه‌های مذکور تحت بارگذاری چرخه‌ای افزایش‌دهنده مورد تحلیل قرار گرفته و نتایج حاصل از تحلیل با نتایج مطالعه آزمایشگاهی کنترل شده است.

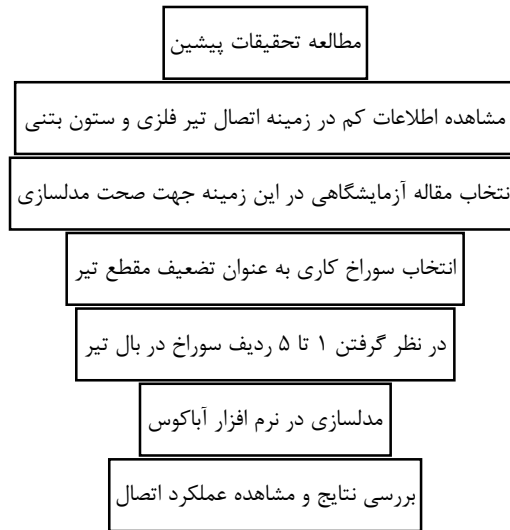
در نمونه آزمایشی از ستون بتنی به ابعاد ۶۵۰ در ۶۵۰ میلی‌متر که نشان دهنده عمق و پهنای ستون هستند، استفاده شده است. برای تیر از مقطع H596X199X10X15 استفاده شده است. در شکل ۲ هندسه مدل، جزئیات بارگذاری نشان داده شده است.

مصالح مورد استفاده در این آزمایش، برای فولاد با تنش تسلیم ۴۲۲/۳ مگاپاسکال و تنش نهایی ۶۵۰/۳ مگاپاسکال برای میلگردهای فولادی است. میانگین مقاومت فشاری اندازه‌گیری شده بتن مورد استفاده برای پر کردن ستون مربعی، ۵۴/۵ مگاپاسکال است. مشخصات خصوصیات مصالح نمونه آزمایشگاهی در جدول ۱ نشان داده شده است.

در این پژوهش رفتار تک محوره فولاد به وسیله مدل پلاستیسی-تئ کلاسیک فلزات در نرم‌افزار آباکوس شبیه‌سازی شد. در این مدل رفتار آرماتورها به صورت الاستیک-پلاستیک کامل و سطح تسلیم آن فون میسر فرض شد، همچنین مقاومت کششی و فشاری فولاد یکسان در نظر گرفته

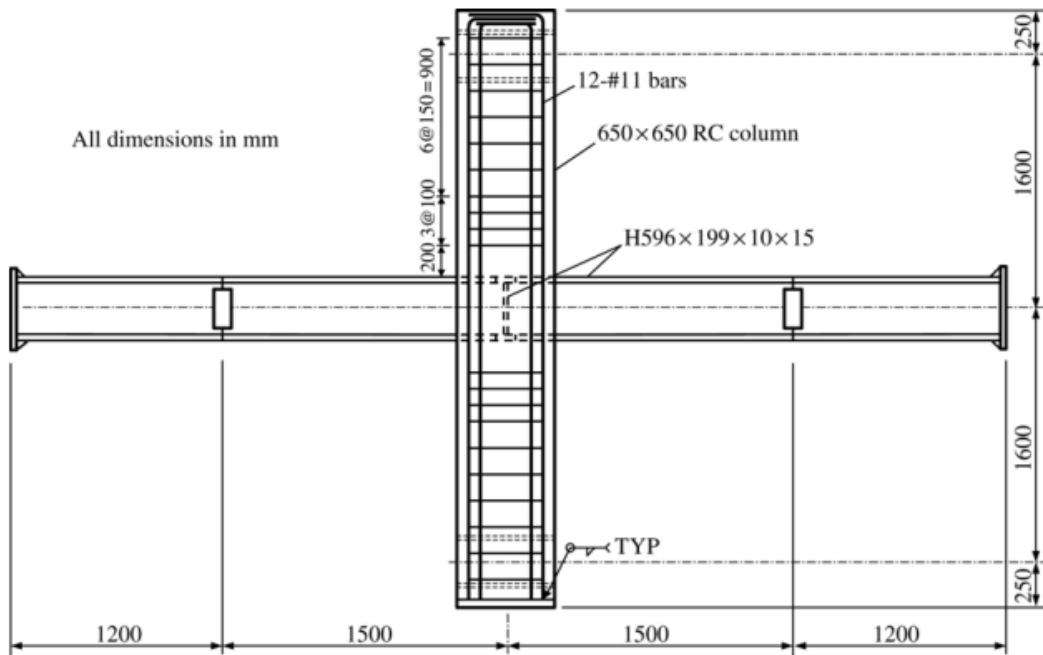
1 Cheng

2 Chen



شکل ۱. فلوجارت روند انجام تحقیق

Fig. 1. Methodology flowchart



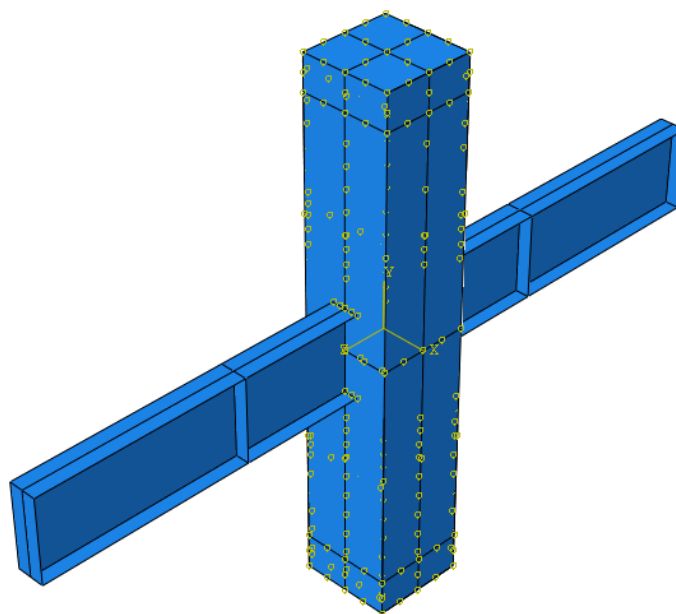
شکل ۲. مشخصات هندسی مدل عددی [۳۳]

Fig. 2. Numerical model dimension [33]

جدول ۱. مشخصات مصالح نمونه آزمایشگاهی [۳۳]

Table 1. Experimental material properties [33]

ضخامت اسمی (mm)	f_y (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)
جان تیر	۴۷۸	۴۴۴
بال تیر	۵۹۸	۵۶۸



شکل ۳. مدل عددی ساخته شده در نرم افزار

Fig. 3. Numerical model

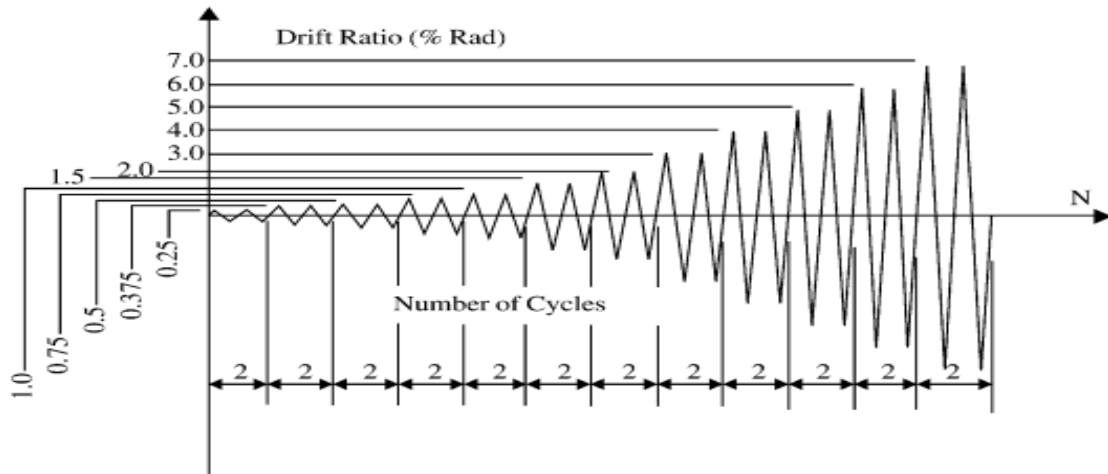
تمامی گره‌های واقع در بالا و پایین ستون به صورت گیردار مقید گردیدند. همچنین برای کماتش خارج از صفحه تیر نیز در قسمت میانی مقید گردیده است. کلیه شرایط مرزی و تکیه‌گاهی در مدل‌سازی اعمال گردیده است. بارگذاری نیز به صورت تاریخچه زمانی به مانند شکل ۴ به مدل اعمال شده است.

پاسخ‌های بار-تغییر مکان نهایی حاصل از نتایج تحلیل، برای نمونه عددی که به همراه پاسخ بار-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی در شکل ۵ نمایش داده شده است. همانطور که در شکل مشاهده می‌شود، مسیر منحنی‌های بار-تغییر مکان برای نمونه عددی با نمونه آزمایشگاهی تقریباً

شد.

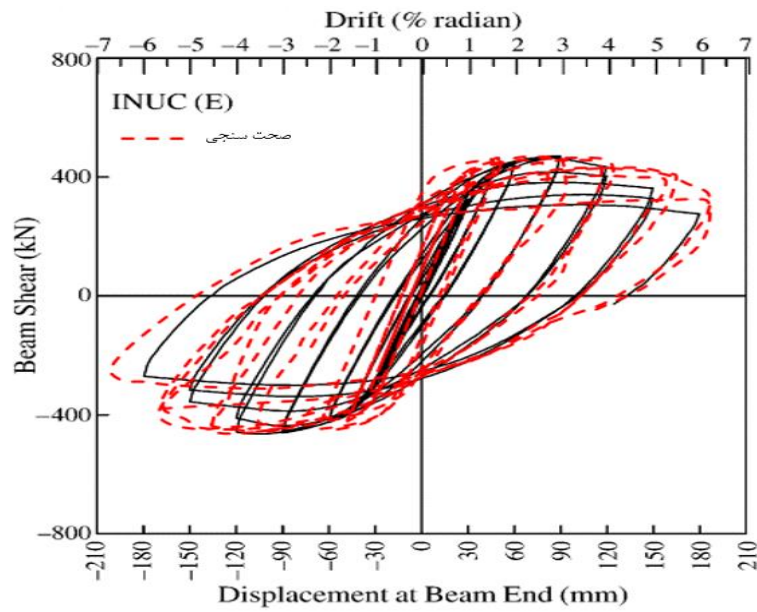
جهت مدل‌سازی بتن از المان‌های مکعبی هشت گره‌ای و برای تیر، ستون و ورق T شکل سخت کننده از المان توپر Solid استفاده گردید. همچنین هندسه مدل‌سازی شده با استفاده از دستور بخش‌بندی برای مش‌بندی منظم پارتیشن‌بندی گردیده است. در مجموع، جهت مدل‌سازی برای تیر، ستون و اتصالات ۴۱۷۸ المان توپر چهار گره‌ای استفاده شد. هندسه مدل‌سازی شده نمونه H1n3R در نرم‌افزار، در شکل ۳ نمایش داده شده است.

شرایط مرزی نمونه آزمایشگاهی به این صورت بود که تغییر مکان



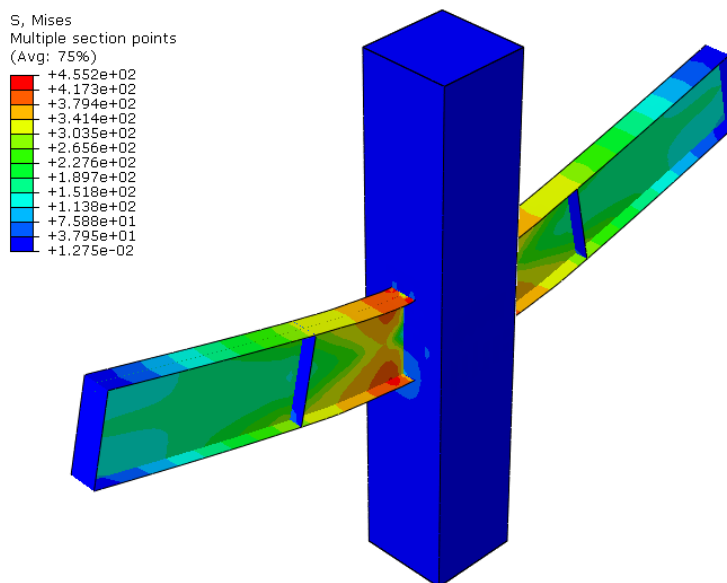
شکل ۴. نمودار بارگذاری اعمال شده به مدل

Fig. 4. Load diagram



شکل ۵. مقایسه نمودار بار - تغییر مکان مدل عددی با نمونه‌های آزمایشگاهی

Fig. 5. Numerical versus experimental load-displacement curves



شکل ۶. کانتور تنش ایجاد شده در اتصال

Fig. 6. Numerical-experimental error

جدول ۲. اختلاف نتایج مدل آباکوس و مدل مقاله صحت‌سنجی

Table 2. The difference between the results of the Abaqus model and the verification article model

نوع پارامتر	سختی	تغییر مکان تسلیم	تغییر مکان نهایی	مقاومت تسلیم	مقاومت نهایی
اختلاف درصد	۷	۲	۶	۳	۱۰

مش ۱ میلی‌متری است. در شکل ۷ آنالیز حساسیت برای مش‌های بیان شده انجام شده است.

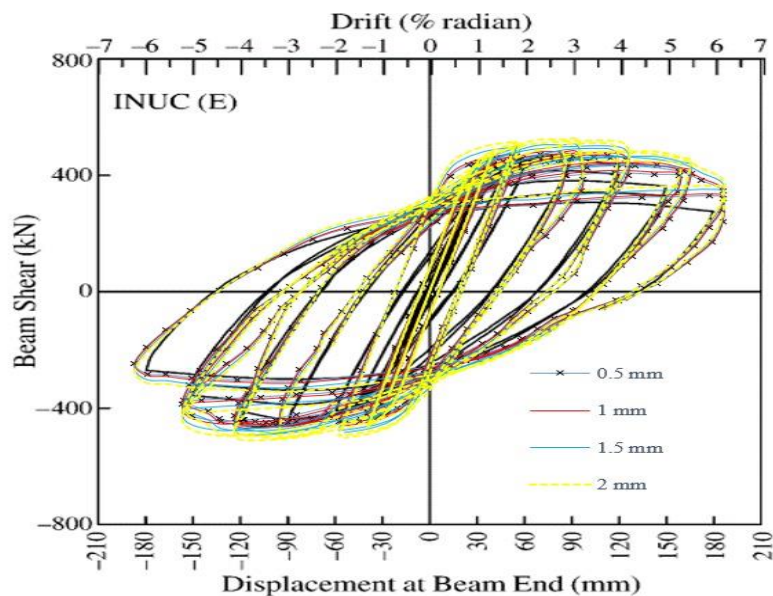
۲-۲- شرح مدل‌سازی

تیر IPE600 و ستون بتنی به ابعاد 650×650 میلی‌متر مربع در نظر گرفته شده است. ضخامت بال تیر به جان تیر به صورت زیر در نظر گرفته شده است.

$$\left(\frac{t}{t_w}\right)_{beam}$$

در جدول ۳ مشخصات تیر و ستون نمایش داده شده است. در رابطه فوق t بیان‌گر ضخامت بال تیر و t_w ضخامت جان تیر می‌باشد.

بر یکدیگر منطبق هستند. در واقع از ابتداء هدف از کالیبراسیون نمونه، تطبیق منحنی بار-تغییر مکان مدل عددی با نمونه آزمایشگاهی بود. زیرا در کل مسیر بارگذاری، تطبیق بار و تغییر مکان مدل و نمونه آزمایشگاهی کنترل می‌شود و همانطور که در شکل مشاهده می‌شود، این تطبیق به صورت مناسبی حاصل آمده است. در جدول ۲ اختلاف نتایج نشان داده شده است. آنالیز حساسیت مش روی مدل انجام شده است و مش ۱ میلی‌متری جهت انجام انتخاب شده است. ابعاد مش‌های انتخابی $0/5$ ، 1 ، $1/5$ ، 2 بوده است که از این میان مش ۱ و $1/5$ میلی‌متری جواب‌های نزدیک به هم داشته و مش $0/5$ میلی‌متری زمان انجام تحلیل خیلی طولانی شده و نتایج آن در حد اختلاف ۱ تا ۲ درصدی با مش ۱ داشته است از این رو جهت انجام تحلیل از مش ۱ میلی‌متری استفاده شده است. نتایج جدول ۲ بر اساس



شکل ۷. مقایسه پاسخ‌های مش‌های مختلف در مدل صحت‌سنجی

Fig. 7. Grid independence results

جدول ۳. تیر و ستون مورد مطالعه

Table 3. Beam and column

نوع المان	نوع پروفیل	ضخامت ۱	ضخامت ۲	ضخامت ۳
		$(\frac{t}{t_w})_{beam}$	$(\frac{t}{t_w})_{beam}$	$(\frac{t}{t_w})_{beam}$
تیر	IPE600	۱/۵	۲	۲/۵
ستون	۶۵۰ × ۶۵۰ mm ²	-	-	-

سوراخ وسط مدل‌سازی شده است. سوراخ کاری تیر در هر دو بال بالایی و پایینی انجام شده است. سعی شده است در مدل‌سازی تقارن بین سوراخ‌ها در هر جهت و سمت رعایت شود، این تقارن نسبت به قطر سوراخ مرکزی در هر ردیف است و تقارن نسبت به مرکز سوراخ‌ها رعایت شده است. الگوی سوراخ کاری در شکل ۸ نمایش داده شده است. در جدول ۴ مشخصات مدل‌های مورد مطالعه ارائه شده است.

در این مقاله از فولاد ST37 استفاده شده است. مشخصات مصالح مصرفی در جدول ۵ ارائه شده است.

مقاومت فشاری بتن مورد استفاده در این مطالعه ۵۵ مگاپاسکال، مدول

برای مدل با سوراخ دایره‌ای از نام CDF استفاده شده است. برای هر یک از مدل‌ها شماره انتخاب شده است؛ به دلیل زیاد بودن مدل‌ها و طولانی شدن اسم‌ها سعی شده است که از شماره مطابق جدول ۴ برای نام‌گذاری استفاده شود. شعاع سوراخ‌ها با R و فاصله بین سوراخ‌ها با L تعیین شده است. برای شعاع سوراخ‌ها از برستون شماره‌گذاری شده است و به ترتیب از R1 تا R5 در این جدول ارائه شده است. همچنین فاصله بین سوراخ‌ها با L نمایش داده شده است. در شکل ۶ الگوی سوراخ کاری به صورت پنج ردیف نمایش داده شده است. همان‌طور که از روی شکل مشخص است سوراخ کاری به صورت متقارن در دو سمت بال و به صورت متقارن در دو طرف

جدول ۴. مدل‌های مورد مطالعه

Table 4. Models

نام مدل	R1	R2	R3	R4	R5	L1	L2	L3	L4	L5	t/tw
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
CDF-1	۲۰					۱۰۰					۱/۵
CDF-2	۲۰	۲۰				۱۰۰	۱۰۰				۱/۵
CDF-3	۲۰	۲۰	۲۰			۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰			۱/۵
CDF-4	۲۰	۲۰	۲۰	۲۰		۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱/۵
CDF-5	۲۰	۲۰	۲۰	۲۰	۲۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱/۵
CDF-6	۲۰	۳۰	۲۰			۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱/۵
CDF-7	۱۵	۱۵	۳۰	۱۵	۱۵	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱/۵
CDF-8	۱۵	۲۰	۱۵	۱۵		۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰		۱/۵
CDF-9	۱۵	۲۵	۳۰	۲۵	۱۵	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱/۵
CDF-10	۲۰					۱۰۰					۲
CDF-11	۲۰	۲۰				۱۰۰	۱۰۰				۲
CDF-12	۲۰	۲۰	۲۰			۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰			۲
CDF-13	۲۰	۲۰	۲۰	۲۰		۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۲
CDF-14	۲۰	۲۰	۲۰	۲۰	۲۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۲
CDF-15	۲۰	۳۰	۲۰			۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۲
CDF-16	۱۵	۱۵	۳۰	۱۵	۱۵	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۲
CDF-17	۱۵	۲۰	۱۵	۱۵		۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰		۲
CDF-18	۱۵	۲۵	۳۰	۲۵	۱۵	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۲
CDF-19	۲۰					۱۰۰					۲/۵
CDF-20	۲۰	۲۰				۱۰۰	۱۰۰				۲/۵
CDF-21	۲۰	۲۰	۲۰			۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰			۲/۵
CDF-22	۲۰	۲۰	۲۰	۲۰		۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۲/۵
CDF-23	۲۰	۲۰	۲۰	۲۰	۲۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۲/۵
CDF-24	۲۰	۳۰	۲۰			۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۲/۵
CDF-25	۱۵	۱۵	۳۰	۱۵	۱۵	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۲/۵
CDF-26	۱۵	۲۰	۱۵	۱۵		۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰		۲/۵
CDF-27	۱۵	۲۵	۳۰	۲۵	۱۵	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۲/۵



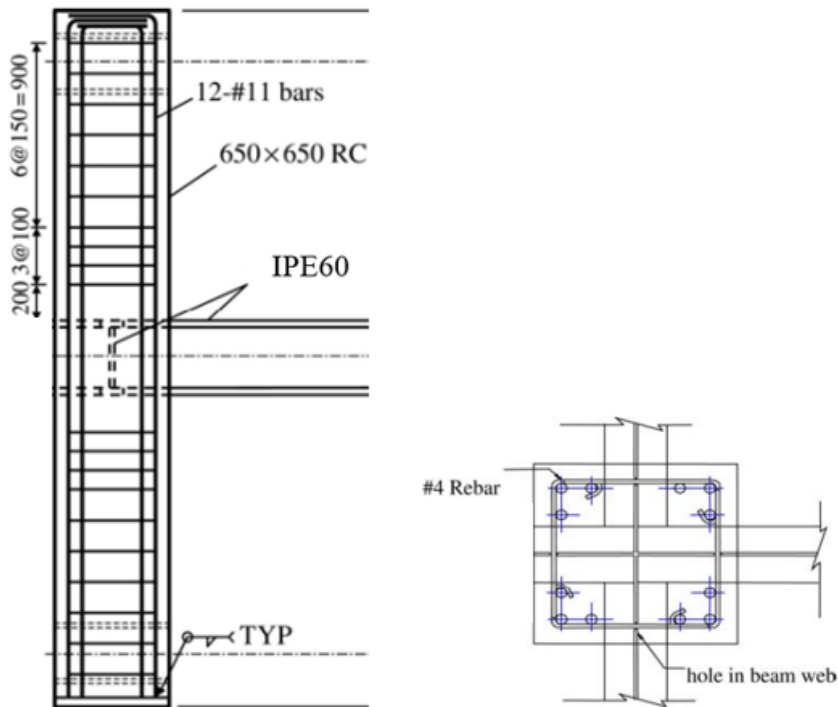
شکل ۸. الگویی از مدل سوراخ کاری مورد مطالعه

Fig. 8. A drilled model

جدول ۵. مشخصات مصالح

Table 5. Material properties

مصلح	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	نسبت پواسون	مدول ارتجاعی (GPa)
فولادی	۳۷۰	۴۲۰	۰/۳	۲۱۰



شکل ۹. مشخصات آرماتورگذاری در ستون و محل اتصال با تیر

Fig. 9. Column reinforcement and beam-column connection parameters

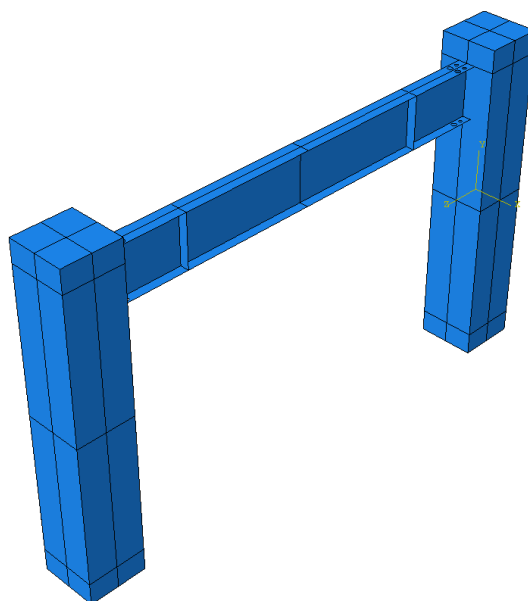
مشخصات آرماتورگذاری در ستون بتنی در شکل ۹ نمایش داده شده است. جهت مقایسه با تیر RBS، مدل نهایی با نام RBS در نظر گرفته شده است، مشخصات مانند مدل CDF-1 است. پارامترهای $a=100$ mm، $b=500$ mm و $c=30$ mm در نظر گرفته شده است.

الاستیسیتته آن ۲۴۸۵۵/۵۸ نیوتن بر میلی‌متر مربع و نسبت پواسون آن برابر با ۰/۳ اعمال شده است. شرایط تکیه‌گاهی برای دو انتهای ستون از تکیه‌گاه مفصلی استفاده شده است. بارگذاری منطبق با مورد صحت‌سنجی و سیکل آن همان شکل ۴ می‌باشد.

جدول ۶. رکوردهای مورد مطالعه

Table 6. Seismic records

نام رکورد	PGA	time step	distance (km)
کپه مندوسینا	۰/۴۵	۰/۰۲	۱۹/۹۵
ایمپریال ویلی	۰/۴۵۲	۰/۰۱	۲۶/۲
نورثریج	۰/۲۷۱	۰/۰۱	۱۴/۶



شکل ۱۰. مدل قاب مورد مطالعه

Fig. 10. Column reinforcement and beam-column connection parameters

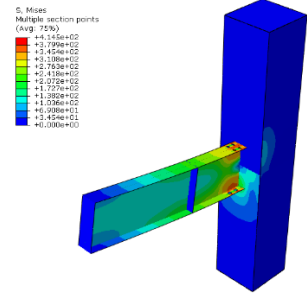
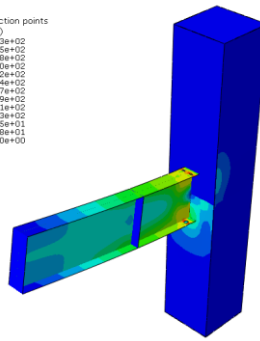
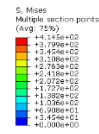
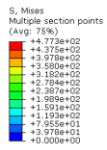
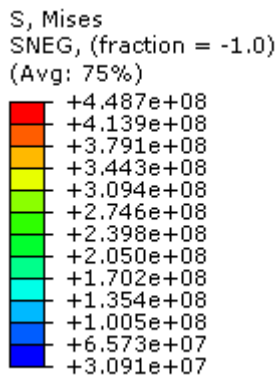
۳-۱- مقایسه تنش‌ها
در این قسمت تنش‌های ایجاد شده در مدل‌ها بر اساس بار اعمالی نمایش داده می‌شود. در شکل ۱۱ تنش مایزرز در مدل‌ها نمایش داده شده است.

با توجه به شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، که در محل چشمه اتصال، تنش در محل اتصال تیر به ستون و در راستای سوراخ‌های ایجاد شده اعمال شده است. همان طور که مشاهده می‌شود در مدل ساده‌ای که هیچ سوراخی در تیر ایجاد نشده (CTD-10) بیشترین مقدار تنش‌ها در ناحیه محل اتصال و در برستون اتفاق افتاده است، با توجه به اینکه تنش در محل اتصال تیر و ستون بیشتر شده است، اتصال عملکرد مورد نظر را برآورد نکرده است و به

در نهایت سه رکورد زلزله منطبق با آنچه در جدول ۶ ارائه شده است، روی قاب یک طبقه با طول دهانه ۶ متر منطبق با مدل CDF-1 اعمال شده است. شکل قاب مورد مطالعه در نرم‌افزار آباکوس در شکل ۱۰ نمایش داده شده است.

۳- یافته‌ها

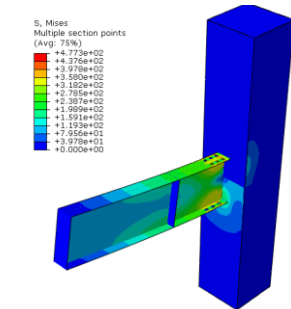
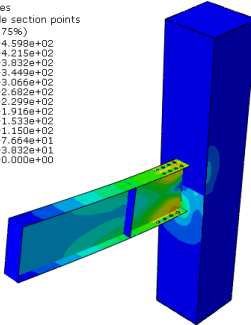
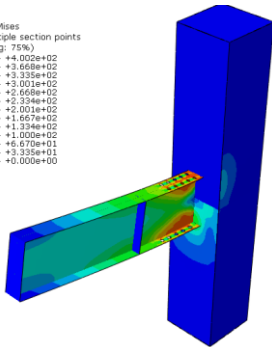
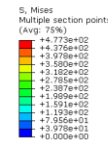
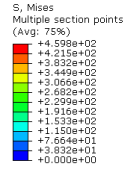
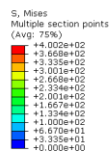
در این بخش به بررسی نتایج به دست آمده از مدل‌های معرفی شده در جدول ۴ پرداخته می‌شود. بررسی نتایج مدل CDF-1 به شرح زیر می‌باشد. نتایج به دست آمده از مدل‌سازی در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس می‌باشد.



کانتور تنش

CDF-01

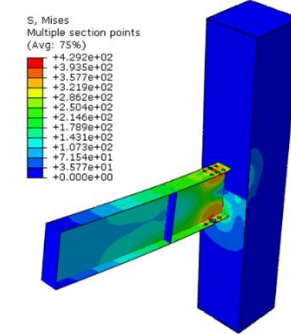
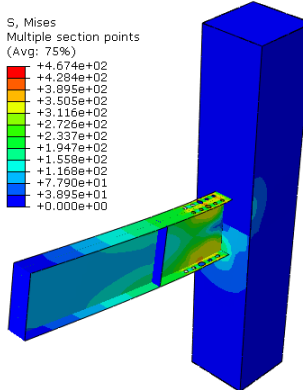
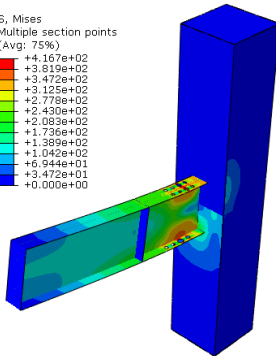
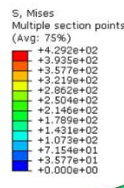
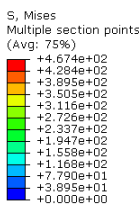
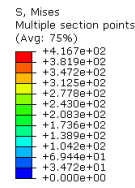
CDF-02



CDF-05

CDF-04

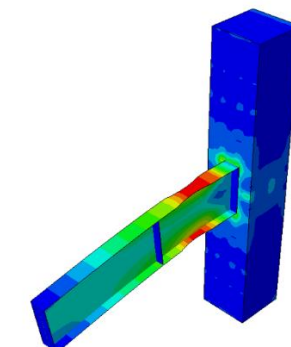
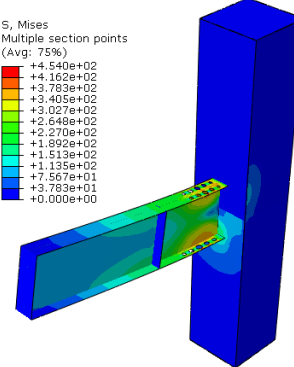
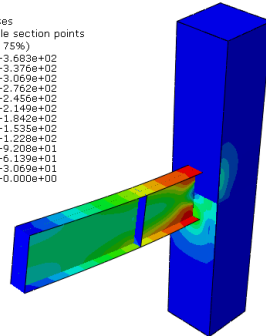
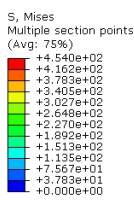
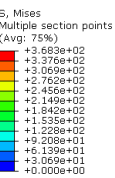
CDF-03



CDF-08

CDF-07

CDF-06



CDF-10

CDF-09

RBS

شکل ۱۱. تنش فون مایسز

Fig. 11. von Mises stress

صورت مطلوب نمی‌باشد. در مدل‌های دیگر بیشترین مقدار تنش‌ها در ناحیه محل اتصال و در برستون و همچنین ناحیه وسیعی از طول تیر اتفاق افتاده است، با توجه به اینکه تنش در تیر بیشتر شده است ولی انتظار این است که محل تنش‌ها در تیر و در محلی دورتر از برستون اتفاق بیافتد. از این رو رفتار اتصال به صورت مطلوب می‌باشد.

۳-۲- مقایسه کرنش‌ها

در این قسمت کرنش‌های پلاستیک معادل ایجاد شده در مدل‌ها بر اساس بار اعمالی نمایش داده می‌شود. در شکل ۱۲ کرنش پلاستیک معادل در مدل‌ها نمایش داده شده است.

همان‌طور که از روی شکل ۱۲ مشاهده می‌شود کرنش پلاستیک در محل‌هایی که توزیع تنش بیشتر بوده است، مشاهده شده است، بال و جان تیر نیز دچار کرنش پلاستیک شده‌اند. در مدل‌های سوراخ‌دار روی بال تیر این مفصل بر روی تیر و در محل قرارگیری سوراخ‌ها می‌باشد. با توجه به شکل مشاهده می‌شود که ناحیه‌ای از تیر دچار مفصل پلاستیک شده است. این مفصل در بخشی از بال و جان تیر ادامه یافته است.

۳-۳- نمودارهای هیستریزس

در این قسمت نمودار هیستریزس ایجاد شده در مدل‌ها بر اساس بار اعمالی نمایش داده می‌شود. در شکل ۱۳ نمودار هیستریزس در مدل‌ها نمایش داده شده است.

با توجه به شکل ۱۳، با بررسی نتایج حاصل از مدل‌ها مشاهده می‌شود که محدوده نمودارهای به دست آمده تقریباً نزدیک به هم می‌باشد. در بین مدل‌های مورد مطالعه با افزایش سوراخ مرکزی و وسط میزان باربری و ظرفیت لنگر خمشی در تمامی مدل‌ها کاهش داشته است و این منطقی می‌باشد زیرا سطح مقطع عضو کاهش داشته است. بنابراین در یک دسته‌بندی مدل‌ها با افزایش سوراخ مرکزی ظرفیت کاهش داشته است. از طرف دیگر با افزایش نسبت ضخامت بال به جان تیر نیز ظرفیت باربری لنگر خمشی اتصال افزایش داشته است. در بین مدل‌ها ظرفیت لنگر خمشی مدل اتصال با سه ردیف سوراخ بیشتر از پنج سوراخ می‌باشد. بنابراین در مدل‌ها با سه سوراخ با افزایش قطر سوراخ مرکزی توزیع تنش در مدل‌ها یکنواخت‌تر بوده است اما ظرفیت لنگر خمشی مقطع کاهش داشته است. در مدل‌ها با پنج سوراخ این نتیجه تکرار شده است، اما در مدل‌های پنج سوراخ تفاوت آن این است که در سوراخ چهارم و پنجم به دلیل فاصله زیاد از اتصال توزیع تنش نسبت به سه ردیف سوراخ کمتر بوده است. جدول ۷ نتایج عددی

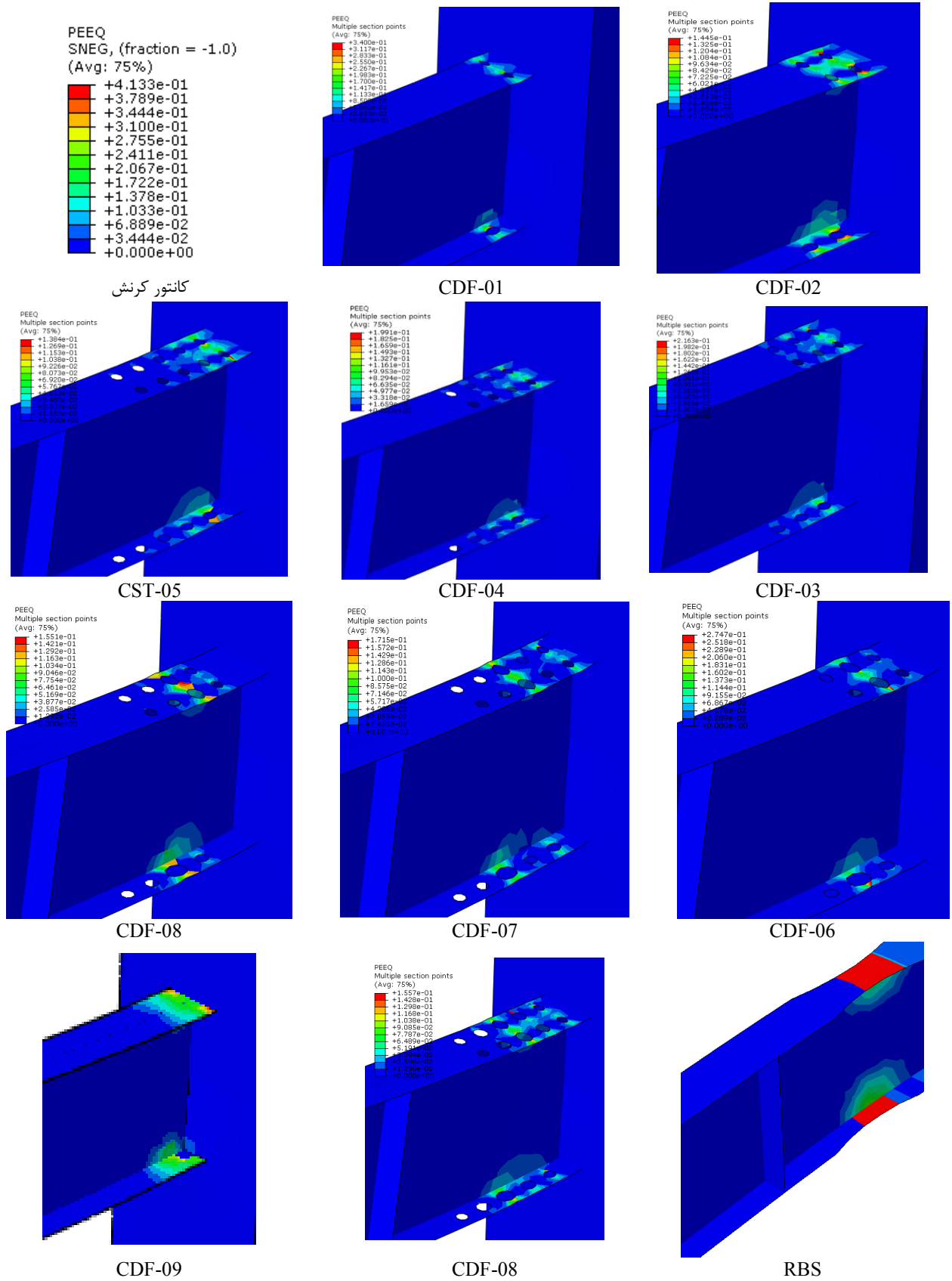
استخراج شده از نمودار هیستریزس می‌باشد.

نتایج قاب مورد مطالعه تحت اثر رکوردهای زلزله مورد مطالعه در جدول ۸ خلاصه شده است.

۴- نتیجه‌گیری

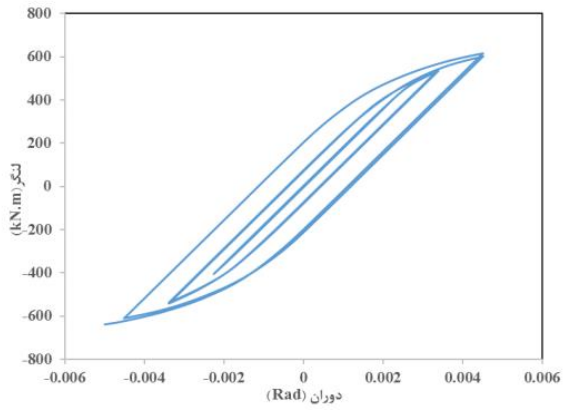
در این مقاله به بررسی رفتار اتصال تیر به ستون با دو الگوی سوراخ کاری پرداخته شده است؛ الگوی اول به صورت از کوچک به بزرگ و دوباره از بزرگ به کوچک مرتب شده است که از سوراخ کوچک آغاز و در وسط به بزرگ‌ترین سوراخ رسیده است، سپس سوراخ‌ها کاهش یافته است تا به صورت متقارن دوباره کاهش یافته و به کوچک‌ترین سوراخ برسد الگوی دوم به صورت الگوی یکنواخت با تعداد سوراخ متفاوت در نظر گرفته شده است. برای مدل‌ها نسبت ضخامت بال به جان تیر در سه رده ۱/۵، ۲ و ۲/۵ در نظر گرفته شده است. تحلیل به صورت استاتیکی تاریخچه زمانی غیره خطی در نظر گرفته شده است. بارگذاری سیکلی به مدل‌ها اعمال شده است. برای مدل‌سازی و تحلیل از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس استفاده شده است. ستون به صورت مقطع بتنی و تیر فولادی می‌باشد. نتایج حاصل از تحلیل به شرح زیر می‌باشد.

- در مدل‌های سوراخ کاری مورد مطالعه مشاهده می‌شود که در نظر گرفتن تقارن در سوراخ کاری باعث شده تا توزیع تنش در اکثر مدل‌ها یکنواخت و در بین سوراخ‌ها پخش شود. از طرفی به دلیل در نظر گرفتن سوراخ از کوچک به بزرگ و دوباره متقارن از بزرگ به کوچک باعث توزیع یکنواخت تنش در بین سوراخ‌ها بوده است.
- نتایج نشان از آن دارد که محدوده تغییرات لنگر خمشی در حالت کمترین حالت نسبت به بقیه مدل‌ها در محدوده ۸ تا ۴۶ درصد تغییر دارد.
- جذب انرژی در حالت کمترین حالت نسبت به بقیه مدل‌ها نیز در محدوده ۴ تا ۲۰ درصد متغییر بوده است.
- شکل‌پذیری مدل‌ها در حالت کمترین حالت نسبت به بقیه مدل‌ها هم در حد ۱۰ تا ۲۵ درصد تفاوت با هم دارند.
- در سوراخ کاری با افزایش سوراخ‌ها باعث می‌شد که به دلیل فاصله زیاد از محل اتصال در سوراخ‌های انتهایی تنش کمتری رخ دهد.
- با افزایش سوراخ مرکزی و وسط میزان باربری و ظرفیت لنگر خمشی در تمامی مدل‌ها کاهش داشته است و یکی از دلایل این امر کاهش سطح مقطع عضو می‌باشد.
- در بین مدل‌ها با افزایش سوراخ میانی ظرفیت کاهش و با قرار

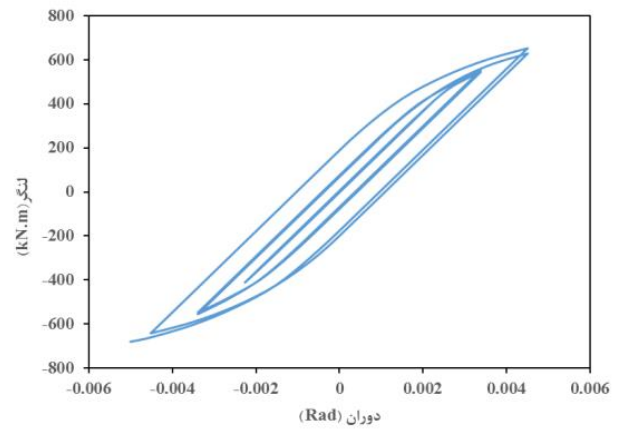


شکل ۱۲. کرنش پلاستیک معادل

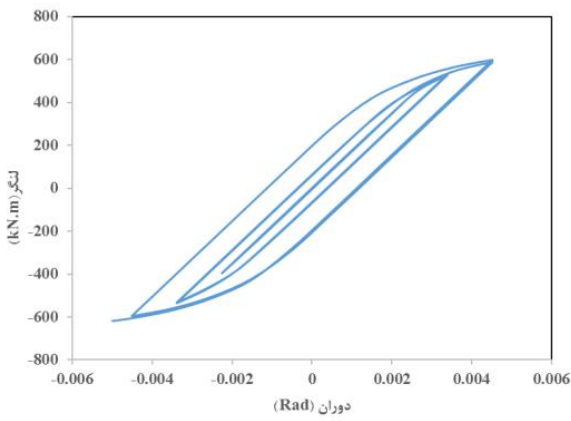
Fig. 12. Equivalent plastic strain



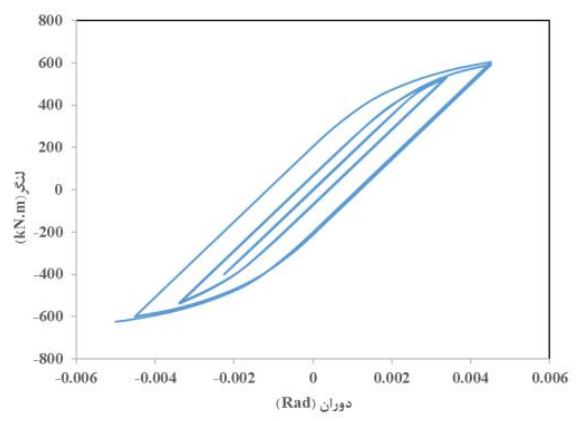
CDF-02



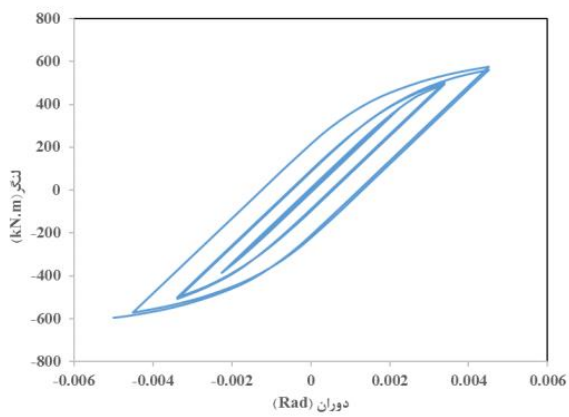
CDF-01



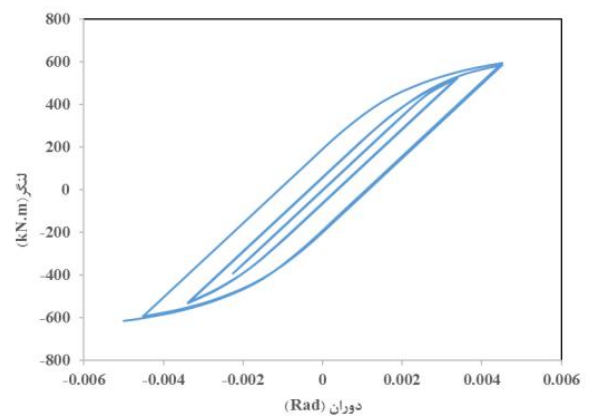
CDF-04



CDF-03



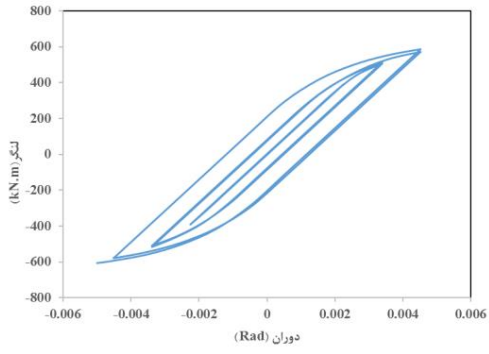
CDF-06



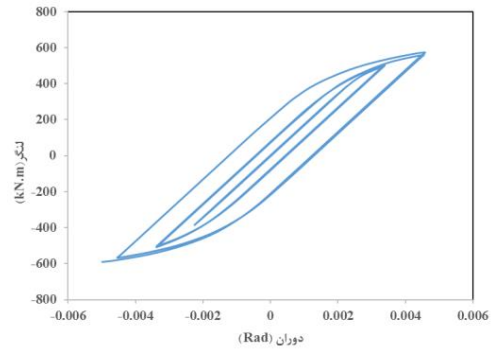
CDF-05

شکل ۱۳. نمودار هیستریزیس مدل‌ها (ادامه دارد)

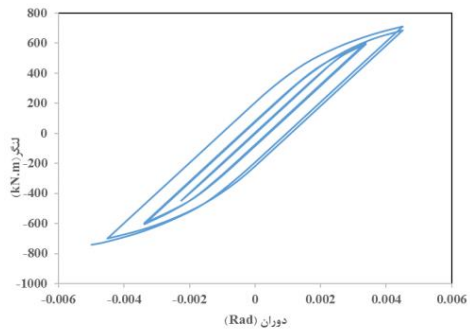
Fig. 13. Hysteresis loops(Continued)



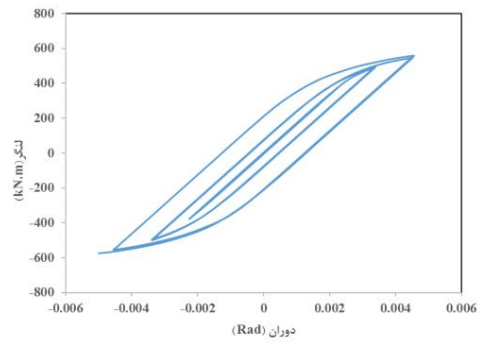
CDF-08



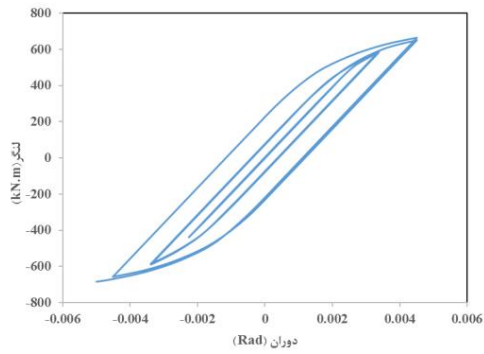
CDF-07



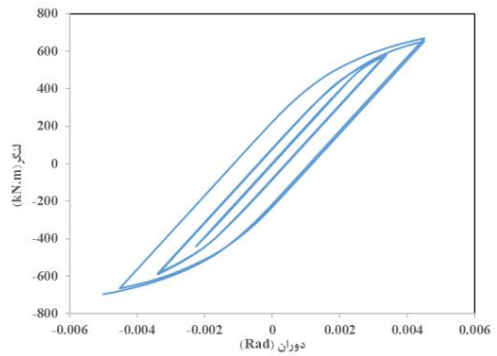
CDF-10



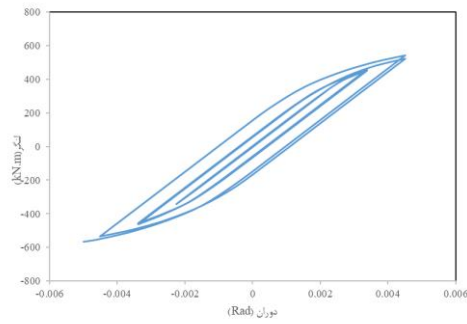
CDF-09



CDF-12



CDF-11



RBS

شکل ۱۳. نمودار هیستریزیس مدل‌ها

Fig. 13. Hysteresis loops

جدول ۷. مشخصات حاصل از نمودار هیستریزیس

Table 7. Hysteresis loop-obtained parameters

	لنگر ماکزیمم (kN.mm)	سختی (kN.mm/rad)	شکل پذیری	سطح زیر نمودار (kN.m.rad)
CDF-1	۶۸۰/۲۴	۱۶۴۵۱۹/۳۱	۰/۶۱	۲/۳۵
CDF-2	۶۳۸/۱۴	۱۷۶۹۴۸/۷۴	۰/۶۰	۲/۳۲
CDF-3	۶۲۳/۶۸	۱۷۷۹۵۷/۴۳	۰/۶۰	۴/۴۳
CDF-4	۶۸۵/۶۷	۱۷۲۴۶۲/۵۴	۰/۶۳	۲/۴۷
CDF-5	۶۸۱/۴۶	۱۵۷۶۱۳/۶۰	۰/۶۱	۲/۵۱
CDF-6	۶۵۹/۹۹	۱۶۹۳۵۷/۴۱	۰/۵۸	۲/۴۱
CDF-7	۶۴۳/۲۱	۱۷۰۵۱۶/۲۵	۰/۵۸	۲/۴۶
CDF-8	۶۵۹/۹۹	۱۷۱۴۴۴/۶۳	۰/۵۷	۲/۵۱
CDF-9	۶۲۷/۵۷	۱۶۴۸۱۱/۷۶	۰/۵۸	۲/۵۳
CDF-10	۸۵۲/۶۸	۱۷۹۳۲۶/۰۴	۰/۶۲	۲/۳۷
CDF-11	۷۹۹/۹۱	۱۹۲۸۷۴/۱۲	۰/۶۰	۲/۸۷
CDF-12	۷۸۸/۹۵	۱۹۵۷۵۳/۱۷	۰/۶۰	۲/۸۸
CDF-13	۷۲۷/۰۶	۱۸۹۷۰۸/۷۹	۰/۶۳	۲/۶۱
CDF-14	۷۳۵/۷۳	۱۷۶۵۲۷/۲۳	۰/۶۲	۲/۸۶
CDF-15	۶۹۹/۸۲	۱۸۶۲۹۳/۱۵	۰/۵۸	۲/۸۴
CDF-16	۶۸۱/۵۶	۱۸۷۵۶۷/۸۸	۰/۵۸	۲/۸۸
CDF-17	۷۱۸/۴۲	۱۹۳۷۳۲/۴۳	۰/۵۸	۲/۹۴
CDF-18	۶۷۷/۰۹	۱۸۴۵۸۹/۱۷	۰/۵۸	۲/۷۴
CDF-19	۹۲۱/۸۶	۲۱۶۹۸۴/۵۱	۰/۶۰	۳/۰۷
CDF-20	۸۵۷/۶۷	۲۳۱۴۴۸/۹۵	۰/۶۰	۳/۰۵
CDF-21	۸۳۸/۲۳	۲۳۴۹۰۳/۸۱	۰/۶۰	۲/۹۸
CDF-22	۷۳۵/۰۹	۲۲۵۷۵۳/۴۶	۰/۶۳	۲/۸۵
CDF-23	۷۳۰/۵۷	۲۱۰۰۶۷/۴۰	۰/۶۲	۲/۴۵
CDF-24	۷۰۷/۵۵	۲۰۴۹۲۲/۴۷	۰/۵۸	۲/۹۸
CDF-25	۷۰۲/۲۲	۲۰۲۹۱۴/۳۴	۰/۵۸	۲/۹۶
CDF-26	۷۲۶/۵۹	۲۰۵۷۳۳/۵۶	۰/۵۷	۲/۹۲
CDF-27	۶۹۰/۹۰	۱۹۷۷۷۴/۱۱	۰/۵۸	۲/۹۷
RBS	۵۶۶/۸۸	۱۴۴۵۱۹/۳۱	۰/۵۹	۱/۸۸

جدول ۸. خلاصه نتایج حاصل از رکوردهای اعمالی

Table 8. Summary of results under the seismic records

نام رکورد	جابه‌جایی (متر)	برش پایه (kN)
کپه مندوسینا	۰/۱۰۴	۳۹۵
ایمپریال ویلی	۰/۰۸۹	۳۷۰
نورثریج	۰/۰۹۷	۳۴۰

[3] R. KANNNO, Strength, deformation, and seismic resistance of joints between steel beams and reinforced concrete columns, Doctor Dissertation presented to the Faculty of Graduate School of Cornell University.1993.

[4] C.-M. Uang, Q.-S.K. Yu, S. Noel, J. Gross, Cyclic testing of steel moment connections rehabilitated with RBS or welded haunch, *Journal of Structural Engineering*, 126(1) (2000) 57-68.

[5] J. Qian, H. Yu, F. Yan, H. Dong, J. Li, Y. Liu, Experimental study on full-scale steel beam-to-column moment connections, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 4(2) (2005) 311-323.

[6] K. Tsai, C.-Y. Chen, Performance of ductile steel beam-column moment connections, in: *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 1996.

[7] S.J. Lee, S.E. Han, S.Y. Noh, S.-W. Shin, Deformation capacity of reduced beam section moment connection by staggered holes, in: *International conference on sustainable building*, Seoul, Korea, 2007.

[8] M. Vetr, M. Miri, A. Haddad, Seismic behavior of a new reduced beam section connection by drilled holes arrangement (RBS_DHA) on the beam flanges through experimental studies, in: *15th world conference of earthquake engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.

[9] N.R. Iwankiw, C.J. Carter, The dogbone: A new idea to chew on, *Modern Steel Construction*, 36(1) (1996) 18-23.

[10] A. Zekioglu, H. Mozaffarian, C.-M. Uang, Moment

دادن بتن در مدل نیز ظرفیت خمشی افزایش می‌یابد. با افزایش نسبت ضخامت بال به جان تیر نیز ظرفیت باربری لنگر خمشی اتصال در حدود ۱۲ تا ۲۸ درصد افزایش داشته است.

- در بین مدل‌ها ظرفیت لنگر خمشی مدل اتصال با سه ردیف سوراخ تقریباً ۲۵ تا ۳۷ درصد بیشتر از پنج سوراخ می‌باشد.
- در مدل‌ها با سه سوراخ با افزایش قطر سوراخ مرکزی توزیع تنش در مدل‌ها یکنواخت‌تر بوده است اما ظرفیت لنگر خمشی مقطع کاهش داشته است. در مدل‌ها با پنج سوراخ این نتیجه تکرار شده است، اما در مدل‌های پنج سوراخ تفاوت آن این است که در سوراخ چهارم و پنجم به دلیل فاصله زیاد از اتصال توزیع تنش نسبت به سه ردیف سوراخ کمتر بوده است.
- در مدل‌های CFDT-3 و CFDT-4 نیز سوراخ‌ها در وسطی به دلیل اینکه قطر بزرگتری داشته‌اند، کرنش پلاستیک در آن تشکیل شده است. با فاصله از محل اتصال در سوراخ‌های انتهایی کرنش پلاستیک کاهش یافته است.
- با بررسی نتایج مربوط به اتصال RBS و سوراخ شده مشاهده می‌شود که از لحاظ ظرفیت باربری، سختی سازه RBS به میزان ۱۰ درصد نسبت به مدل مشابه سوراخ‌دار ظرفیت باربری کمتری دارد.

منابع

[1] A. Plumier, The dog bone: back to the future, *Engineering Journal-American Institute of Steel Construction*, 34 (1997) 61-67.

[2] M.D. Engelhardt, T. Winneberger, A.J. Zekany, T.J. Potyraaj, The dogbone connection: Part II, *Modern Steel Construction*, 36(8) (1996) 46-55.

- 1, *Journal of Structural Engineering*, 115(11) (1989) 2858-2876.
- [20] H. NOGUCHI, K. Yonezawa, Analytical study on the shear performance of steel beam-R/C column connections in hybrid structures. 1996.
- [21] R. Khosroshahi S, Keyvani A., Experimental Study of Welded Connection of Three Steel Beams to Lateral Reinforced Concrete Column. 10th International Congress on Civil Engineering, (2015), University of Tabriz. [In Persian]
- [22] Shirasb S., Investigation of seismic behavior of steel beam connection to CFT column by end plate and the tendency of restraint passing through the column”, Imam Khomeini International University, (2014). Qazvin - Faculty of Engineering. [In Persian]
- [23] N. Fanaie, S. Kazerani, S. Soroushnia, Numerical study of slotted web drilled flange moment frame connection, *Journal of Numerical Methods in Civil Engineering*, 1(3) (2017) 16-23.
- [24] Shadman Heidari P, Ahmadi Jazani, Investigation of seismic behavior of perforated wing joints with bean holes, Faculty of Engineering, Islamic Azad University, (2018), East Tehran Branch. [In Persian]
- [25] G. Pachideh, M. Gholhaki, M. Kafi, Experimental and numerical evaluation of an innovative diamond-scheme bracing system equipped with a yielding damper, *Steel and Composite Structures*, 36(2) (2020) 197-211.
- [26] G. Pachideh, M. Kafi, M. Gholhaki, Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipater, in: *Structures*, Elsevier, 2020, pp. 467-481.
- [27] G. Pachideh, M. Gholhaki, A. Moshtagh, An Experimental study on cyclic performance of the geometrically prismatic concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) columns, *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 45(2) (2021) 629-638.
- [28] G. Pachideh, M. Gholhaki, A. Moshtagh, Impact of temperature rise on the seismic performance of concrete-frame connection development and testing for the city of hope national medical center, in: *Building to Last*, ASCE, 1997, pp. 100-104.
- [11] E.P. Popov, T.-S. Yang, S.-P. Chang, Design of steel MRF connections before and after 1994 Northridge earthquake, *Engineering Structures*, 20(12) (1998) 1030-1038.
- [12] F.-X. Li, I. Kanao, J. Li, K. Morisako, Local buckling of RBS beams subjected to cyclic loading, *Journal of structural engineering*, 135(12) (2009) 1491-1498.
- [13] W.-D. Wang, L.-H. Han, B. Uy, Experimental behaviour of steel reduced beam section to concrete-filled circular hollow section column connections, *Journal of Constructional Steel Research*, 64(5) (2008) 493-504.
- [14] W. Li, Q.-n. Li, W.-s. Jiang, L. Jiang, Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures—state-of-the-art, *Composites Part B: Engineering*, 42(2) (2011) 190-206.
- [15] X. Liang, G.J. Parra-Montesions, J.K. Wight, seismic behavior of RCS beam-column-slab subassemblies designed following a connection deformation-based capacity design Approach, in: *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, BC, Canada. Paper*, 2004.
- [16] N. Sakaguchi, Shear capacity of beam-column connection between steel beams and reinforced concrete columns. tekkin concrete chu to tekkotsuhari de doseisareru churyo setsugobu panel no sendan tairyoku, *Nippon Kenchiku Gakkai Ronbun Hokokushu*; (Japan), 428 (1991).
- [17] H. Kuramoto, I. Nishiyama, Seismic performance and stress transferring mechanism of through-column-type joints for composite reinforced concrete and steel frames, *Journal of structural engineering*, 130(2) (2004) 352-360.
- [18] R. Kanno, G.G. Deierlein, Design model of joints for RCS frames, *Proceeding of Composite Construction in Steel and Concrete IV*, Alberta, Canada, (2002) 947-958.
- [19] T.M. Sheikh, G.G. Deierlein, J.A. Yura, J.O. Jirsa, Beam-column moment connections for composite frames: Part

- Strengthening seismically vulnerable reinforced concrete flat plate-column connections by installing wing walls, *Japan Architectural Review*, 4(3) (2021) 442-454.
- [32] A. Parvari, S.M. Zahrai, S.M. Mirhosseini, E. Zeighami, Comparing cyclic behaviour of RBS, DFC and proposed rigid connections in a steel moment frame with CFT column, *Australian Journal of Civil Engineering*, 19(2) (2021) 164-183.
- [33] C.-T. Cheng, C.-C. Chen, Seismic behavior of steel beam and reinforced concrete column connections, *Journal of constructional steel research*, 61(5) (2005) 587-606.
- filled double skin steel columns with prismatic geometry, *Journal of Testing and Evaluation*, 49(4) (2020) 2800-2815.
- [29] M. Vajdian, A. Parvari, M. Afzali, Improvement of seismic performance of beam-column connection with replaceable drilled attachment parts, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 64(4) (2020) 1202-1218.
- [30] E. Tavasoli, O. Rezaifar, A. Kheyroddin, Seismic performance of RC joints retrofitted by external diagonal bolts, *Journal of Building Engineering*, 46 (2022) 103691.
- [31] H.G. Samdani, S. Takahashi, R. Yoon, Y. Sanada,

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Parvari, H. Baratali, F. Shahrokhi, *Connection Behavior Analysis of Drilled Reduced Beam Flange and Reinforced Concrete Column*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(12) (2023) 4551-4572.

DOI: 10.22060/ceej.2022.20694.7504



