

## Evaluation and comparison of seismic behavior of composite and steel shear-walls in construction frames with semi-enclosed composite columns

S. F. Sajedi<sup>1</sup>, M. Harizavi<sup>2,\*</sup>

<sup>1</sup>Department of Civil Engineering, Ahvaz Branch, Islamic Azad University, Ahvaz, Iran

<sup>2</sup>Department of Civil Engineering, Abadan Branch, Islamic Azad University, Abadan, Iran

**ABSTRACT:** The research purpose is to evaluate and compare the seismic behavior of composite and steel shear-walls in construction frames with semi-enclosed composite columns. The numerical behavior of composite and steel shear-walls with semi-enclosed columns was investigated and then the parameters affecting the seismic behavior of the composite shear-walls under cyclic loading were analyzed with the Abaqus software. Software validation was performed with two laboratory samples. The results showed that the use of Semi-enclosed columns increased by 48% and 56% in the ultimate strength of the composite shear-walls with unilateral and bilateral concrete. These columns improved ductility and energy depletion. The semi-enclosed columns caused a 15% increase in the ultimate strength of the steel shear-walls and had a limited impact on energy absorption. The increase in steel plate thickness of the composite shear-walls from 2 to 4 and 4 to 6 mm, resulted in 16% and 14% improvement in the ultimate strength and energy depletion, respectively. The gap of 11.3 mm between the steel frame and the concrete wall was optimum. By reducing the diameter of the gap to 6.5, the strength decreased by 1.5% and with increasing the diameter of the gap to 9.16 mm, strength dropped by 7%. By increasing the thickness of the cross-section of the composite columns from 2 to 5 and from 5 to 8 mm, the strength increased 25.3% and 12.1%, respectively. With an increase in strength of concrete from 30 to 72.5 MPa (142% increase), the structural strength increased by only 15%.

### Review History:

Received: 8/29/2018

Revised: 11/5/2018

Accepted: 12/15/2018

Available Online: 12/15/2018

### Keywords:

Seismic behavior

Composite and steel shear-walls

Semi-enclosed composite column

Strength

Ductility

## 1. INTRODUCTION

Up to 45 years ago, the only concrete wall was used, but there were always concerns about the local strength and ductility of these systems in areas with high seismic risk. The use of this system in high-seismic areas leads to disadvantages such as the extension of stretching cracks and the crushing of concrete in compression areas. In the 1970s, steel shear-walls were introduced as a seismic performance system, especially in high-rise buildings. This system has considerable stiffness and strength. The environmental integrity of this system increases the ductility and energy depreciation of the structure; according to economic calculations, this system saves about 50% of the steel consumption compared to the flexural frame system. In the thin-walled steel shear-walls, with a steel plate buckling, a diagonal stretch of field is formed in the wall, with two general solutions to prevent this: a) Use of stiffener: One of their disadvantages is considerable costs and workshop problems. b) The use of reinforced concrete on one side or on two sides of the steel wall, which is connected to the steel plate through the cutters. This proposal led to the creation of a composite shear wall. Composite shear-walls are a good seismic system adopted by the AISC-2005 standard as a side-impact resistant system. Based on current records on the use of conventional shear-walls for concrete and steel,

against seismic loads, each has disadvantages and defects. Considering the existing developments, in order to overcome these disadvantages, the tendency to use the composite shear-walls to improve the seismic behavior of structures has increased. According to previous studies, the system requires boundary components such as high stiffness columns to yield a shear.

Due to the high importance of the column in this system, it is necessary to maintain the column under various loading in the elastic zone, since, until the formation and development of a diagonal pulling field, the plate is a function of the geometric characteristics of the perimeter frame, especially the column. On the other hand, more studies on the behavior of composite and steel shear-walls with ordinary columns have been made so far, and fewer studies have been done on the performance of these types of walls in construction frames having composite columns. Therefore, in this study, the seismic behavior of composite and steel shear-walls was investigated in construction frames with semi-enclosed composite columns and their behavior was compared. Also, an evaluation of the effective parameters on the behavior of these types of systems was carried out which is defined as an innovation.

In 2016, Shafai et al. simulated several composite shear walls by Abaqus software. The results showed that increasing

\*Corresponding author's email: [sajedi@iauhvaz.ac.ir](mailto:sajedi@iauhvaz.ac.ir)



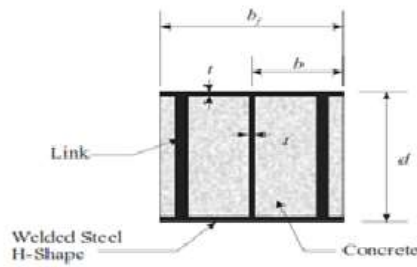


Fig. 1. Cross-section of semi-enclosed composite column

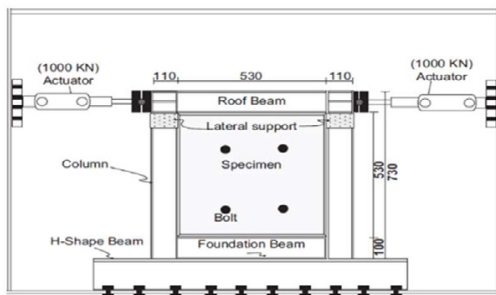


Fig. 2. An overview of the laboratory model of Arabzadeh et al. [7]

the thickness of the steel plate, the shear capacity and the ultimate strength increase significantly. Also, increasing the thickness of the reinforced concrete wall to a certain extent increases the ultimate strength [1]. In the years 1998 to 2001, separate investigations were carried out by Astana-Asl on the behavior of conventional and composite steel shear-walls. The study aimed to determine the seismic design recommendations in this field. The results of the studies, as mentioned above, indicated that the steel shear-wall was very suitable for use as well as the high capabilities of the composite shear-wall to enhance the ductility and control of the formation of the diagonal-tensile field [2-4]. Astane-Asl and Zhao in 2004 examined the effect of the gap between concrete panels and boundary components by constructing two laboratory samples under seismic loads (there was a gap in the new sample and not in the old one). The results of the studies showed that the new composite shear-wall is more versatile than the old one, and the damage to the concrete wall in the relatively large loading cycles was much less than the damage to the concrete wall in the old system [5]. Yahyaei and Mobaraki-Moghaddam in 1394, studied the seismic behavior of composite frames, including composite columns and concrete-filled steel shear-walls. The results showed that the shear-wall with composite frame has better seismic behavior than steel systems and bending frames. Also, the effect of the ratio of span to height in different states on the system response was studied, which was the ratio of 1 to 6 of the most suitable ratio for this variable [6].

Table 1. Sample laboratory characteristics for simulation [7]

| CSI                  | specimens                |
|----------------------|--------------------------|
| 2IPE100 + 2PI100 × 5 | columns                  |
| 2IPE100              | beams                    |
| 2                    | Steel pl. thick. (mm)    |
| 5×40                 | Fish plate (mm)          |
| 4                    | No. of cutters           |
| 6                    | Diameter of cutters (mm) |
| 3                    | Rebar radius (mm)        |
| 1                    | Reinforcement ratio (%)  |
| 30                   | Concrete thick. (mm)     |
| 11.3                 | Concrete gap (mm)        |

Table 2. Specifications of steel in a laboratory sample [7]

| Section type       | Yield strength (MPa) | Ultimate strength (MPa) |
|--------------------|----------------------|-------------------------|
| IPE100 beam flange | 308                  | 479                     |
| IPE100 beam web    | 285                  | 446                     |
| Fishplate          | 297                  | 406                     |
| Steel plate        | 268                  | 415                     |
| Bolt               | 900                  | 1000                    |

## 2. INTRODUCING THE LABORATORY MODEL OF ARABZADEH ET AL.

Before presenting the numerical results, it is necessary to ensure the correctness of the numerical solution method. So, before simulating the desired models and to ensure the work' correctness, modeling the experimental model of Arabzadeh et al. and comparing the results of the software with the experimental results. After assuring the accuracy of the simulated model, the model was developed. Arabzadeh et al. performed experiments on a composite shear-wall under cyclic loading. An overview of this laboratory model is shown in Fig. 2.

In interactions, shear wall modeling is of particular importance. The system of composite shear-walls includes a steel frame, steel plate, fish plate, reinforced concrete wall, rebar, and cutter. Specifications of laboratory samples for simulation and specification of steel in the laboratory model are presented in Tables 1 and 2, respectively.

Properties of materials are presented in the text of the article. Nonlinear static analysis was used to analyze the behavior of composite shear-walls under cyclic loads. Shell element was used for the steel plate and also for the fish plate; the Solid element was used for the reinforced concrete wall

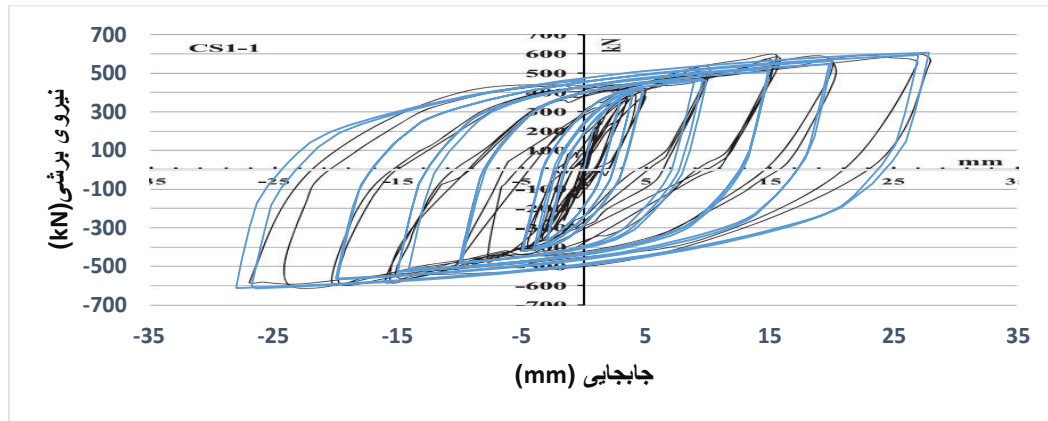


Fig. 3. Comparison of sample hysteresis curve in laboratory and software models

and the Wires used for the reinforcement and the cutters. After assembling the parts and determining the geometric shape of the composite shear wall, the solvers and simulation methods were determined. The interface between the components of the shear composite wall Tie was defined. For the contact surface between the reinforcement and the concrete wall, where the Region embedded was used. The friction coefficient between steel and concrete was 0.3. To carry out loading, it is possible to apply two methods of applying force and displacement.

In the first method, the amount of force applied to the structure and the software will give the corresponding displacement amount, and in the second method, the amount of displacement is introduced into the structure, and the software provides the amount of force required for the displacement entered. In this example, the transfer procedure was used to load. To do this, according to the ATC24 loading instructions, the amount of displacement was applied to the shear wall. To validate the numerical model, a composite shear wall sample was placed under cyclic loading and the load-displacement curve was plotted and compared with the results of a similar laboratory sample. As shown in Fig. 3, the curves obtained from numerical and experimental models are very similar. In Fig. 3, black and light blue lines are related to laboratory and software, respectively.

### 3- COMPARISON OF THE RESULTS OF NUMERICAL AND LABORATORY MODELS

A comparison of the hysteresis curve of the simulated model with the laboratory sample (shown in Fig. 2) shows that the ultimate strength of the laboratory sample under displacement of a maximum of 27 mm is 595 kN and in the simulated model, this value is 606 kN. This result shows that the difference between the simulated model and the experimental model is 2%, so the accuracy of the modeling is confirmed.

### 4- RESULTS

The key results of the research are as follows:

- The composite shear-walls have higher resistant, more ductility and higher energy absorption than steel one. The presence of a reinforced concrete wall on both sides of the

steel plate reduced somewhat off-plate displacement but limited the margin of lateral space inside the plate and the ultimate strength of the system.

- Semi-enclosed composite columns increased the ultimate strength of 48% and improved the ductility and energy depreciation of the composite shear-walls.

- By increasing the thickness of the steel plate in the composite shear-wall, the plate's strength increased and the plate buckled under greater force; this increased the strength, energy depreciation, and total wall ductility. Based on the results, it can be said that the increase in the thickness of the steel plate up to 4 mm resulted in increased strength, energy depreciation, and shear wall thickness; and more than this, in the strength of the composite shear-wall negatively affects.

- The use of the gaps between the reinforced concrete-walls due to the reduction of concrete damage improves the behavior of the system and is acceptable; but it should be noted that if the gap diameter exceeds a certain and/or lower limit, the strength, ductility, and energy depletion of the system is decreased. The gap of 11.3 mm diameter was determined as the optimal mode gap.

- An increase of 142% in the compressive strength of concrete resulted in only a 15% increase in the ultimate strength of the system, and therefore, increasing the compressive strength of the concrete has little effect on the ductility and the energy loss of the composite shear-walls.

### References

- [1] Shafaei S, Ayazi A, Farahbod F. The effect of concrete panel thickness upon composite steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*. 2016; 117:81-90.
- [2] Astaneh-Asl A. *Seismic behavior and design of composite steel plate shear walls*: Structural Steel Educational Council Moraga (CA); 2002.
- [3] Astaneh-Asl A, Zhao Q. *Seismic studies of innovative and traditional composite shear walls*. Composite and Hybrid Structures Los Angeles, California: Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures. 2000:1009-16.
- [4] Astaneh-Asl A. *Seismic behavior and design of steel shear walls*: Structural Steel Educational Council Moraga, CA; 2001.

- [5] Zhao Q, Astaneh-Asl A. Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls. Journal of Structural Engineering. 2004; 130(2):271-84.
- [6] M Y, F. M-M. Investigation of coefficient of behavior

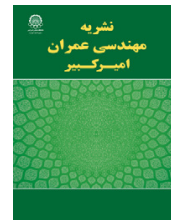
and coefficient of increasing displacement in composite structures with composite columns along with steel shear walls. 10th International Congress on Civil Engineering; Tabriz, Iran2015.

**HOW TO CITE THIS ARTICLE**

*S.F. Sajedi, M. Harizavi, Evaluation and comparison of seismic behavior of composite and steel shear-walls in construction frames with Semi-enclosed composite columns, Amirkabir J. Civil Eng., 52(4) (2020) 211-214.*

**DOI:** [10.22060/ceej.2018.14906.5776](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.14906.5776)





## ارزیابی و مقایسه رفتار لرزه ای دیوار برشی های کامپوزیتی و فولادی در قاب های ساختمانی با ستون های کامپوزیت نیمه محصور

سیدفتح اله ساجدی<sup>۱\*</sup>، مهدی حریرزوی<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup> گروه عمران، واحد اهواز، دانشگاه آزاد اسلامی، اهواز، ایران  
<sup>۲</sup> گروه عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷-۰۶-۰۷  
بازنگری: ۱۳۹۷-۰۸-۱۴  
پذیرش: ۱۳۹۷-۰۹-۲۴  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۷-۰۹-۲۴

### کلمات کلیدی:

رفتار لرزه ای  
دیوار برشی های کامپوزیتی و فولادی  
ستون کامپوزیت نیمه محصور  
مقاومت  
شکل پذیری.

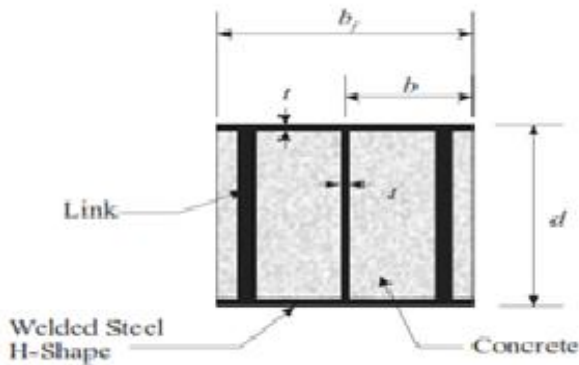
**خلاصه:** هدف این تحقیق، ارزیابی و مقایسه رفتار لرزه ای دیوار برشی های کامپوزیتی و فولادی در قاب های ساختمانی با ستون های کامپوزیت نیمه محصور است. ابتدا رفتار عددی دیوار برشی های کامپوزیتی و فولادی دارای ستون های فولادی و کامپوزیتی نیمه محصور، بررسی و سپس پارامترهای مؤثر بر رفتار لرزه ای دیوار برشی های کامپوزیت تحت بارگذاری چرخه ای، با نرم افزار آباکوس تحلیل شدند. صحت سنجی نرم افزار، با دو نمونه آزمایشگاهی انجام گردید. نتایج نشان داد که استفاده از ستون های نیمه محصور، به ترتیب باعث افزایش ۴۸٪ و ۵۶٪ در مقاومت نهایی دیوار برشی های کامپوزیت با پوشش بتنی یک طرفه و دو طرفه گردید. ضمناً، این ستون ها باعث بهبود شکل پذیری و استهلاک انرژی شدند. ستون های نیمه محصور موجب افزایش ۱۵٪ در مقاومت نهایی دیوار برشی فولادی شده و در افزایش شکل پذیری و استهلاک انرژی این سیستم تاثیر محدودی داشتند. افزایش ضخامت ورق فولادی دیوار برشی کامپوزیت از ۲ به ۴ و ۴ به ۶ میلی متر به ترتیب موجب بهبود ۱۶٪ و ۱۴٪ در مقاومت نهایی، استهلاک انرژی و شکل پذیری دیوار برشی شدند. شکاف ۱۱/۳ میلی متر بین قاب فولادی و دیوار بتن مسلح بهینه بوده و باعث بهبود رفتار لرزه ای دیوار گردید؛ با کاهش قطر شکاف به ۵/۶، مقاومت سازه ۱/۵٪ کاهش و با افزایش آن به ۱۶/۹ میلی متر، مقاومت ۷٪ کاهش یافت. با افزایش ضخامت مقطع فولادی ستون های کامپوزیت از ۲ به ۵ و از ۵ به ۸ میلی متر، مقاومت به ترتیب ۲۵/۳٪ و ۱۲/۱٪ افزایش نشان داد. با ازدیاد مقاومت فشاری بتن از ۳۰ به ۷۲/۵ مگاپاسکال (۱۴۲٪ افزایش)، مقاومت سازه فقط ۱۵٪ بیش تر شد، لذا افزایش مقاومت فشاری بتن در بهبود رفتار لرزه ای دیوار تاثیر اندکی داشته است.

### ۱- مقدمه

مقاومت قابل توجهی برخوردار می باشد. پیوستگی محیط این سامانه، موجب افزایش شکل پذیری و استهلاک انرژی سازه می شود، برطبق محاسبات اقتصادی، این سیستم موجب صرفه جویی حدوداً ۵۰٪ در مصرف فولاد نسبت به سیستم قاب خمشی می شود. در دیوار برشی های فولادی با ورق نازک با کمانش ورق فولادی، میدان کشش قطری در دیوار تشکیل می گردد، که دو راه حل کلی برای جلوگیری از این مقوله وجود دارد: الف) استفاده از سخت کننده: یکی از معایب آن ها هزینه زیاد و مشکلات کارگاهی قابل توجه می باشد. ب) استفاده از لایه بتن مسلح در یک و یا دو طرف دیوار برشی فولادی که از طریق برش گیرها به ورق فولادی متصل می شوند. این پیشنهاد

تا حدود ۴۵ سال پیش، تنها دیوار برشی های بتن مسلح مورد استفاده قرار می گرفتند، اما همواره نگرانی هایی در زمینه مقاومت موضعی و شکل پذیری این سیستم ها در مناطق با خطر لرزه خیزی زیاد وجود دارد. استفاده از این سیستم در مناطق با لرزه خیزی بالا، معایبی همچون گسترش ترک های کششی و خردشدگی بتن در نواحی فشاری را به دنبال دارد. در دهه ۱۹۷۰ میلادی دیوار برشی های فولادی به عنوان یک سیستم با عملکرد لرزه ای مناسب به ویژه در ساختمان های بلند معرفی شدند. این سیستم از سختی و \*نویسنده عهده دار مکاتبات: sajedi@iauhvaz.ac.ir





شکل ۱. مقطع عرضی ستون های کامپوزیت نیمه محصور شده

Fig. 1. Transverse section of semi-enclosed composite columns

فاصله بین دو بال مقابل آن‌ها با بتن پر می‌شود. مقطع ستون های نیمه محصور در شکل ۱ نشان داده شده است. برای افزایش مقاومت در برابر کماتش موضعی بال ها، پیوندهای مابین بال های مقابل هم و در قسمت بالای بال ها و در فواصل منظم در طول ستون جوش می شوند.

شفاعی و همکاران در سال ۲۰۱۶ دیوار برشی های کامپوزیتی متعددی را توسط نرم افزار آباکوس شبیه سازی کردند. نتایج نشان داد که با افزایش ضخامت ورق فولادی، ظرفیت برشی و مقاومت نهایی به مقدار زیادی افزایش می یابند. هم چنین افزایش ضخامت دیوار بتن مسلح تا حد مشخصی سبب افزایش مقاومت نهایی می شود [۱]. محققان دانشگاه آلبرتا، (دراپور و همکاران، ۱۹۹۷؛ تیملر و کولاک، ۱۹۸۷) آزمایش هایی را با بارگذاری یکنواخت و چرخه ای بر روی دیوار برشی های بدون سخت کننده انجام دادند. نتایج این آزمایش ها شکل پذیری زیاد و اضافه مقاومت بالای این سیستم را نشان دادند [۲] و [۳]. دراپور و همکاران (۱۹۹۸) گزارشی از نتایج آزمایش بارگذاری چرخه ای بر روی نمونه دیوار برشی چهار طبقه را ارائه دادند. پاسخ هیستریزس پانل طبقه اول از دیوار برشی نشان می داد که در چرخه بیستم، به دلیل فزونی تغییر شکل های بزرگ، کماتش موضعی در بال ستون شکل می گیرد که در ادامه باعث گسیختگی ستون سمت چپ در ناحیه اتصال ستون به کف ستون شده و آزمایش خاتمه یافته است، با این وجود رفتار نمونه پیش از شکست بسیار شکل پذیر بوده است [۴]. در سال های ۱۹۹۸ تا ۲۰۰۱ بررسی هایی جداگانه توسط آستانه اصل بر روی رفتار دیوار برشی های فولادی معمولی و کامپوزیتی انجام گردید. هدف بررسی ها تعیین و تبیین توصیه

منجر به ایجاد دیوار برشی صفحه ای کامپوزیت گردید. دیوار برشی های کامپوزیت، سیستم لرزه ای مطلوبی هستند که توسط استاندارد AISC-2005 به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی مورد پذیرش قرار گرفته اند. بر اساس سوابق موجود در خصوص استفاده از دیوارهای برشی متداول بتنی و فولادی، در برابر بارهای لرزه ای هر یک معایب و نواقصی دارند. با توجه به پیشرفت های موجود در جهت رفع این معایب، هم اکنون گرایش به استفاده از دیوار برشی های کامپوزیت جهت بهبود رفتار لرزه ای سازه ها بیش تر شده است. بر اساس مطالعات گذشته این سیستم نیازمند اجزای مرزی از جمله ستون های با سختی بالا می باشد تا به تسلیم برشی برسد. با توجه به اهمیت بالای ستون در این سیستم، لازم است ستون تحت بارگذاری های مختلف در ناحیه ارتجاعی باقی بماند، زیرا تا تشکیل و توسعه میدان کشش قطری، ورق تابع مشخصات هندسی قاب محیطی، به خصوص ستون است. از طرفی دیگر تا امروز مطالعات بیش تر بر روی رفتار دیوار برشی های کامپوزیت و فولادی به همراه ستون های معمولی معطوف بوده و بر روی عملکرد این نوع از دیوارها در قاب های ساختمانی با ستون های کامپوزیت مطالعات کم تری صورت گرفته است. بنابراین در مطالعه حاضر به بررسی رفتار لرزه ای دیوار برشی های کامپوزیتی و فولادی در قاب های ساختمانی به همراه ستون های کامپوزیتی نیمه محصور پرداخته شده، و رفتار آن‌ها با یکدیگر مقایسه گردید، هم چنین به ارزیابی پارامترهای موثر بر رفتار این نوع از سیستم ها اقدام شد که در جایگاه خود یک نوآوری محسوب می شود. ابتدا برای دسترسی به مدل تحلیلی و تشخیص روش های مرتبط، مدل های آزمایشگاهی انجام شده موجود مدنظر قرار گرفته و به صورت عددی شبیه سازی شدند و پس از آزمون و خطا صحت سنجی مدل نرم افزاری بررسی شده و سپس به کمک تحلیل غیرخطی نرم افزار اجزاء محدود آباکوس مدل سازی، تحلیل و بررسی گردیدند. در اواسط دهه ۱۹۹۰ میلادی ستون های کامپوزیتی نیمه محصور توسط گروه کانام در دانشگاه آلبرتا در کانادا، توسعه داده شدند، سپس قوانین طراحی این ستون ها به استاندارد طراحی فولاد کانادا اضافه گردیدند. ستون های نیمه محصور مزیت های متعددی نسبت به ستون های کامپوزیتی کاملا محصور شده دارند، از جمله اتصالات تیر به ستون ساده تر و هزینه های ساخت پایین تر دارند. این ستون ها متشکل از مقاطع فولادی H شکل هستند که

تغییر مکان و موجب بهبود شکل پذیری دیوار برشی تا حد مجاز فاصله بین برش گیر ها می گردد و هم چنین صلبیت تیر میانی و نوع اتصال تیر به ستون اثر کمی بر رفتار دیوار برشی دارند [۱۵]. عرب زاده و همکاران در سال ۱۳۸۹ شش نمونه تئوری و یک نمونه آزمایشگاهی، یک طبقه و یک دهانه از دیوار برشی های کامپوزیتی را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج حاصله نشانگر آن بودند که نحوه آرایش و تعداد پیچ ها تاثیر زیادی بر رفتار کلی این گونه دیوارها می گذارند [۱۶]. ایازی و همکاران در سال ۲۰۱۱ مطالعات تجربی گسترده ای بر روی دیوار برشی های کامپوزیتی، انجام دادند. نتایج بیانگر آن بودند که در دیوار برشی های کامپوزیتی در صورتی که سختی کمانشی ستون ها بالا باشد، رفتار قابل اطمینانی را از خود نشان خواهند داد [۱۷]. رسولان و حسن آبادی در سال ۱۳۹۲ به بررسی آزمایشگاهی و مدل سازی اجزاء محدود دیوار برشی های فولادی در نرم افزار آباکوس پرداختند. نتایج حاکی از این بودند که افزایش ارتفاع قاب موجب کاهش مقاومت نهایی سازه می گردد و مدل هایی که داری قاب پیرامونی سخت تر و پانل شکل پذیرتر هستند، ضریب رفتار بزرگ تری دارند [۱۸]. در سال ۲۰۱۳ برای کاهش ابعاد ستون ها در سیستم های دیوار برشی کامپوزیتی، ژائو و همکاران نمونه ای از دیوار برشی های کامپوزیتی را ارائه دادند که در آن ها ورق فولادی دیوار برشی کامپوزیتی فقط به تیر های قاب متصل می شد. این راه حل، ابعاد ستون ها را که از عمل قاب نتیجه می شود، پایین آورد و در محدود کردن نیازهای مقابله با نیروی محوری، مخصوصا برای ساختمان های بلندمرتبه که از لنگر واژگونی کل نتیجه می شوند، موثر بود [۱۹]. درایور و همکاران در سال ۲۰۰۸ سه آزمایش را برای بررسی رفتار دیوار برشی های فولادی با ستون های نیمه محصور شده برای نخستین بار در دانشگاه آلبرتا انجام دادند. آن ها یک نمونه دیوار برشی فولادی دو طبقه با ستون های نیمه محصور را برای بررسی رفتار کلی سیستم مورد آزمایش قرار دادند که تمام اتصالات این نمونه به صورت جوش (گیردار) بود. سیستم رفتار شکل پذیری داشت و در مقایسه با یک دیوار برشی با ستون های فولادی، تنها رفتار غیر خطی بیش تری از خود نشان داد [۲۰]. یحیایی و مبارکی مقدم در سال ۱۳۹۴ به مطالعه رفتار لرزه ای قاب های کامپوزیت شامل ستون های کامپوزیت و دیوار برشی های فولادی پر شده از بتن، پرداختند. نتایج نشان داد که دیوار برشی دارای قاب کامپوزیتی رفتار لرزه ای بهتری نسبت به سیستم های فولادی و

های طراحی لرزه ای در این زمینه بود. نتایج تحقیقات فوق، نشان از عملکرد بسیار مناسب دیوار برشی فولادی و هم چنین قابلیت های بالای دیوار برشی کامپوزیتی در افزایش شکل پذیری و کنترل نحوه تشکیل میدان کشش قطری داشتند [۷-۵]. آستانه اصل و ژائو در سال ۲۰۰۴ تاثیر وجود درز بین پانل بتنی و اجزای مرزی را با ساخت دو نمونه آزمایشگاهی تحت بارهای لرزه ای بررسی کردند (در نمونه جدید درز وجود داشت و در نمونه قدیمی درز نبود). نتایج بررسی ها نشان داد که نمونه دیوار برشی کامپوزیتی جدید رفتار شکل پذیرتری نسبت به نمونه قدیمی دارد و خسارت های وارده به دیوار بتنی در چرخه های بارگذاری نسبتا بزرگ، خیلی کم تر از خسارت های وارده به دیوار بتنی در سیستم قدیمی بود [۸]. در سال ۲۰۰۶ جین چن و جانگ یک مدل نواری دو نیرویی که دارای مقاومت در برابر نیروهای کششی و فشاری بود را پیشنهاد کردند تا رفتار ارتجاعی و غیرارتجاعی سیستم دیوار برشی فولادی را بتوانند شبیه سازی نمایند. بر پایه این مدل تحلیلی ساده، مدل های عددی تحلیل گردیدند و ارتباط بسیار خوبی بین نتایج تحلیل مدل های عددی و آزمایشگاهی به دست آمد [۹]. نتایج مطالعات انجام شده توسط حاتمی و صبوری در سال ۲۰۰۵، نشان می دهند که نوع اتصال تیر به ستون تاثیر مهمی بر روی رفتار صفحات نمی گذارد [۱۰]. علی نیا و همکاران در سال های ۲۰۰۴ تا ۲۰۰۶ بررسی هایی به صورت عددی بر روی رفتار دیوار برشی های فولادی نازک انجام دادند. نتایج نشان دادند که سختی پیچشی اعضای مرزی به عنوان قاب محیطی بر افزایش بارکمانشی ارتجاعی بسیار تأثیرگذار می باشد، اما این سختی پیچشی بر مقاومت پس کمانش ورق فولادی تأثیر نمی گذارد [۱۱ و ۱۲]. در سال ۲۰۰۷ ژائو و آستانه اصل رفتار سیستم های سنتی و نوین دیوار های برشی کامپوزیتی را مورد بررسی های آزمایشگاهی و تحلیلی قرار دادند. نتایج حاکی از آن بودند که هر دو سیستم تحت تغییر مکان های دوره ای بزرگ، بسیار شکل پذیر هستند [۱۳]. در سال ۲۰۰۲ چیچوپین و همکاران برای پیش بینی ظرفیت نهایی ستون های نیمه محصور شده چند مدل آزمایشگاهی توسعه دادند و به بررسی تاثیر پارامترهایی از جمله فاصله بین پیوندها و لاغری مقطع در بهبود ظرفیت فشاری آن ها پرداختند [۱۴]. حاتمی و رهایی در سال ۲۰۰۹ رفتار دیوار برشی های کامپوزیتی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج حاکی از آن بودند که افزایش فاصله میان برش گیرها باعث کاهش شیب منحنی بار-

در مباحث اندرکنش، مدل‌سازی دیوارهای برشی دارای اهمیت ویژه می‌باشد. بنابراین استفاده از نرم‌افزارهای تخصصی در اولویت قرار دارد که از آن جمله می‌توان به نرم‌افزار قدرتمند آباکوس اشاره نمود. به‌طور کلی در استفاده از نرم‌افزارهای مختلف باید به طریقی از صحت نتایج ارائه شده توسط آن‌ها اطمینان پیدا نمود. سیستم دیوار برشی های کامپوزیتی شامل قاب فولادی، ورق فولادی، فیش پلیت، دیوار بتن مسلح، آرماتور و برش‌گیر است. مشخصات نمونه آزمایشگاهی جهت شبیه‌سازی و مشخصات فولاد در مدل آزمایشگاهی به‌ترتیب در جداول ۱ و ۲ ارائه شده‌اند.

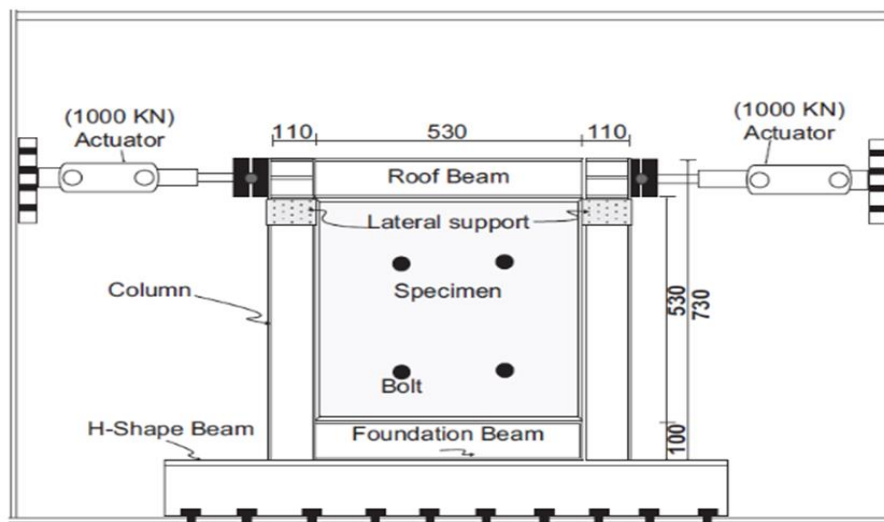
خواص مصالح شامل مقاومت فشاری بتن ۷۲/۵، مقاومت آرماتور ۳۳۶، مقاومت نهایی آرماتور ۴۹۲، ضریب ارتجاعی آرماتور ۲۰۳۰۰۰، ضریب ارتجاعی بتن ۲۱۰۰۰ و ضریب ارتجاعی فولاد برابر ۲۱۰۰۰۰ مگاپاسکال می‌باشند. هم‌چنین نسبت های پواسون فولاد و بتن به‌ترتیب ۰/۳ و ۰/۲ است. به‌منظور بررسی تحلیلی رفتار دیوار برشی های کامپوزیتی تحت اثر بارهای چرخه‌ای نیز از تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده شد. از این رو برای ورق فولادی و فیش پلیت از المان Shell، برای دیوار بتن مسلح از المان Solid و برای آرماتورها و برش‌گیرها از المان Wire استفاده گردید. نام المان قاب فولادی، ورق فولادی و فیش پلیت S4R، المان دیوار بتن مسلح C3D8R، المان آرماتور T3D2 و برش‌گیرها B31 است. بعد از سرهم بندی قطعات و مشخص شدن شکل هندسی دیوار برشی کامپوزیتی، گام‌های حل و روش تحلیل مدل شبیه‌سازی شده مشخص شدند. سطح تماس بین

قاب خمشی دارد. هم‌چنین، تاثیر نسبت دهانه به ارتفاع در حالات مختلف بر پاسخ سیستم مورد مطالعه قرار گرفت که نسبت ۱ به ۶ مناسب‌ترین نسبت برای این متغیر بود [۲۱]. حسین زاده و تهرانی زاده در سال ۲۰۱۴ تحقیقاتی بر روی دیوارهای برشی فولادی با تعداد طبقات و نسبت عرض به ارتفاع های مختلف انجام دادند. آن‌ها نتیجه گرفتند که تسلیم ورق در پانل های با تعداد طبقات کم تر، خیلی زودتر از قاب پیرامونی صورت می‌گیرد، هم‌چنین به دلیل این که ورق های دیوار تنها قادر به تحمل تنش های کششی هستند و نمی‌توانند تنش های فشاری را تحمل کنند، نیروهای محوری کششی در ستون ها، کم تر از نیروهای محوری فشاری می‌باشند [۲۲ و ۲۳].

## ۲- معرفی مدل آزمایشگاهی عربزاده و همکاران (مدل

### اول)

قبل از ارائه نتایج عددی می‌بایست از درستی روش حل عددی خود اطمینان حاصل نمود. از این رو قبل از شبیه‌سازی مدل‌های مدنظر و برای اطمینان از صحت کار، مدل های آزمایشگاهی "عربزاده و همکاران" و "چیچوپین و همکاران" را مدل‌سازی کرده و نتایج به‌دست آمده از تحلیل نرم‌افزاری با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شدند. پس از اطمینان از درستی مدل شبیه‌سازی شده به توسعه مدل مدنظر اقدام گردید. عربزاده و همکاران آزمایش‌هایی بر روی دیوار برشی کامپوزیت تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای انجام دادند. تصویر نمای کلی مدل در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲. نمایی کلی از مدل آزمایشگاهی عربزاده و همکاران [۱۶]

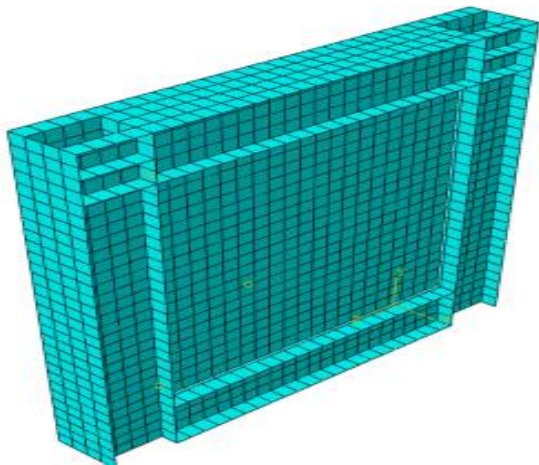
Fig. 2. Overview of the laboratory model of Arabzadeh et al. [16]



جدول ۲. مشخصات فولاد در نمونه آزمایشگاهی مدل اول [۱۶]  
Table 2. Steel specifications in the laboratory specimen of the first model [16]

| نوع مقطع           | تنش تسلیم (MPa) | تنش نهایی (MPa) |
|--------------------|-----------------|-----------------|
| IPE100 beam flange | ۳۰۸             | ۴۷۹             |
| IPE100 beam web    | ۲۸۵             | ۴۴۶             |
| Fish plate         | ۲۹۷             | ۴۰۶             |
| Steel plate        | ۲۶۸             | ۴۱۵             |
| Bolt               | ۹۰۰             | ۱۰۰۰            |

مورد نظر به دیوار برشی وارد گردید. همان طور که در شکل ۳ نشان داده شده، تعداد چرخه‌های نمونه آزمایشگاهی ۱۹ می‌باشد که بیشترین مقدار جابجایی برابر ۲۷ میلی‌متر است. شکل ۴ نمایی از دیوار برشی کامپوزیتی مدل شده در نرم‌افزار را نشان می‌دهد.

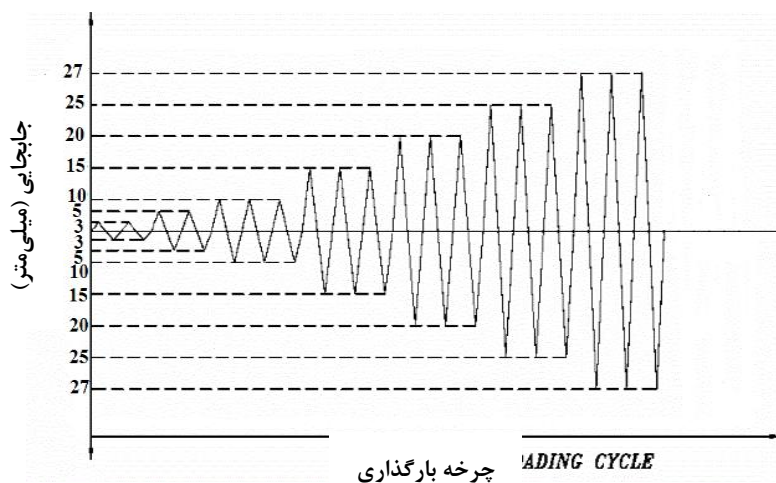


شکل ۴. نمایی از دیوار برشی مدل شده در نرم‌افزار  
Fig. 4. View of the shear wall modeled in the software

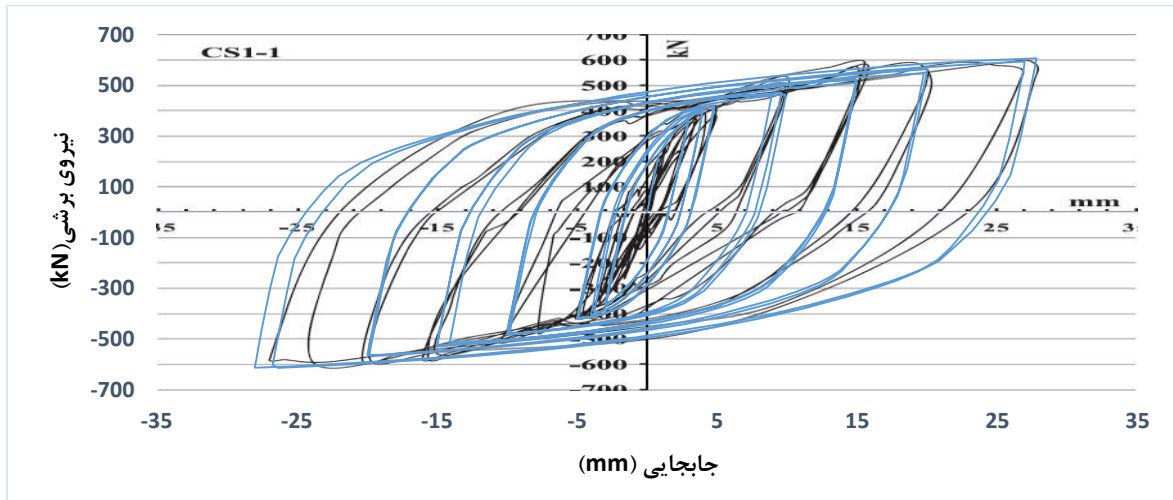
جدول ۱. مشخصات نمونه آزمایشگاهی مدل اول جهت شبیه‌سازی [۱۶]  
Table 1. Specifications of laboratory model of the first model for simulation [16]

| CS1                  | نمونه‌ها              |
|----------------------|-----------------------|
| 2IPE100 + 2PI100 × 5 | ستون‌ها               |
| 2IPE100              | تیرها                 |
| ۲                    | ضخامت ورق فولادی (mm) |
| ۵ × ۴۰               | فیش پلیت (mm)         |
| ۴                    | تعداد برش گیرها       |
| ۶                    | قطر برش گیرها (mm)    |
| ۳                    | شعاع آرماتور (mm)     |
| ۱                    | درصد آرماتور          |
| ۳۰                   | ضخامت بتن (mm)        |
| ۱۱/۳                 | شکاف بتن (mm)         |

اجزای دیوار برشی کامپوزیتی Tie تعریف شد. برای سطح تماس بین آرماتورها و دیوار بتن مسلح که در آن قرار گرفته از Region Embedded استفاده گردید. ضریب اصطکاک بین فولاد و بتن ۰/۳ انتخاب شد. برای اعمال بارگذاری می‌توان به دو روش اعمال نیرو و اعمال جابجایی اقدام نمود. در روش اول مقدار نیروی وارد بر سازه را اعمال کرده و نرم افزار مقدار جابجایی متناظر را می‌دهد و در روش دوم مقدار جابجایی را به سازه وارد کرده و نرم افزار مقدار نیروی مورد نیاز جهت جابجایی وارد شده را ارائه می‌کند. در این نمونه برای بارگذاری از روش اعمال جابجایی استفاده گردید. برای این کار با توجه به آیین نامه بارگذاری ATC24 مقدار جابجایی



شکل ۳. تاریخچه جابجایی نمونه آزمایشگاهی  
Fig. 3. History of laboratory specimen displacement



شکل ۵. مقایسه نمودار هیستریزس نمونه در مدل های آزمایشگاهی و نرم افزاری  
 Fig. 5. Comparison of specimen hysteresis diagrams in laboratory and software models

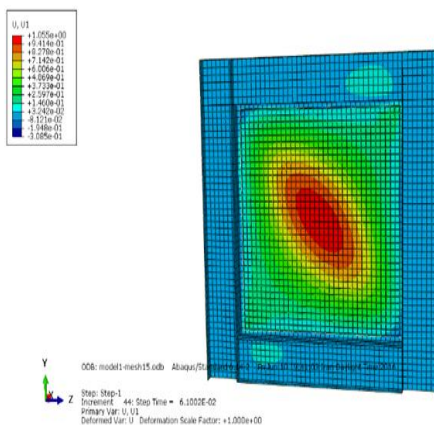
ورق به بیش ترین مقدار خود رسیده است. در شکل ۶-ب حالت گسیختگی حاصل از مدل سازی نمونه نرم افزاری ارائه گردیده است. بر اساس شکل، با توجه به افزایش میزان جابجایی خارج از صفحه در وسط ورق، به جهت تمرکز تانسورهای تنش در وسط ورق، می توان گفت که در مدل عددی نیز همانند مدل آزمایشگاهی کمانش در وسط به بیش ترین مقدار خود رسیده است.

### ۳- معرفی مدل آزمایشگاهی چیچوپین و همکاران (مدل دوم) [۱۴]

چیچوپین و همکاران آزمایش هایی بر روی ستون های کامپوزیتی

برای اعتبارسنجی مدل عددی یک نمونه دیوار برشی کامپوزیت تحت بارگذاری چرخه ای قرار گرفت و منحنی بار- تغییر مکان آن ترسیم شد و با نتایج نمونه آزمایشگاهی مشابه مورد مقایسه قرار گرفت. همان طور که در شکل ۵ مشاهده می شود، منحنی های حاصل از مدل های عددی و آزمایشگاهی بسیار شبیه هم هستند. در این شکل خطوط مشکی کم رنگ و آبی به ترتیب مربوط به نمونه های آزمایشگاهی و نرم افزاری هستند.

در شکل ۶-الف حالت گسیختگی نمونه آزمایشگاهی CS1 عربزاده و همکاران نشان داده شده است. طبق آنچه در شکل مشخص است، کمانش در ورق به صورت قطری رخ داده و در وسط

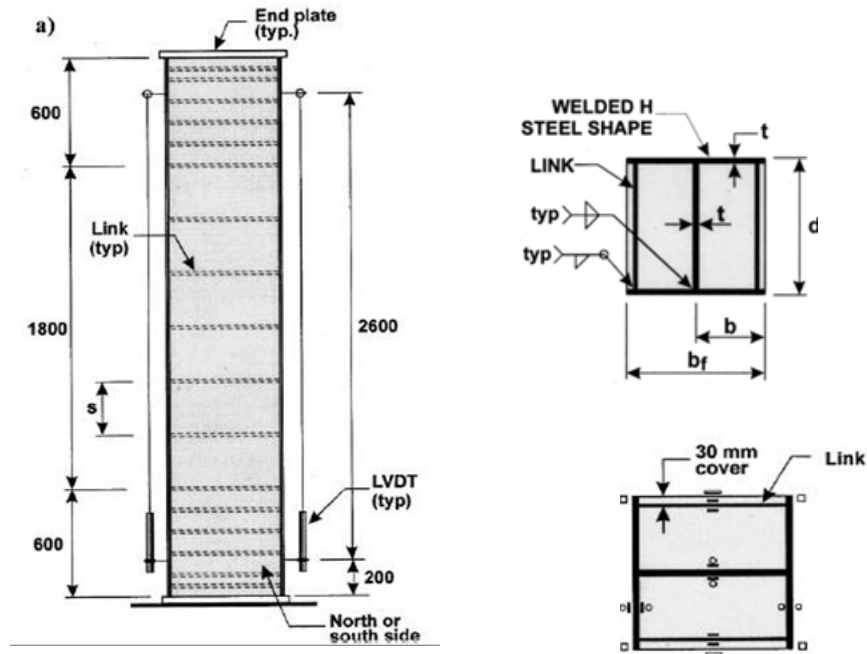


(ب)



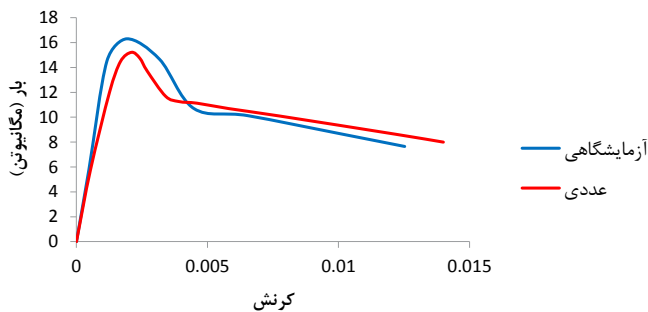
(الف)

شکل ۶. نمایی از تغییر شکل مدل های آزمایشگاهی و عددی  
 Fig. 6. A view of the deformation of laboratory and numerical models



شکل ۷. نمایی کلی از مدل چیچوین و همکاران (مدل دوم) [۱۴]  
 Fig. 7. Overview of the Chichuin et al. model (second model) [14]

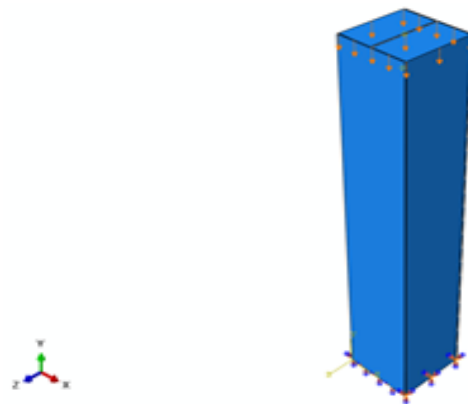
بتن و فولاد ستون کامپوزیتی با توجه به اینکه نیاز به دقت بیش تری در تحلیل دارند، از المان Solid استفاده شده است. برای آرماتورها از المان Wire استفاده گردید. شکل ۸ نمای شبیه سازی شده مدل آزمایشگاهی ستون کامپوزیتی نیمه محصور (C-10) تحت اثر بارگذاری در نرم افزار را نشان می دهد. مقایسه نمودار تنش- کرنش مدل شبیه سازی شده و مدل آزمایشگاهی دوم در شکل ۹ نمایش داده شده است.



شکل ۹. مقایسه نمودار تنش- کرنش مدل های آزمایشگاهی [۱۴] و نرم افزاری

Fig. 9. Comparison of stress-strain diagrams of laboratory models [14] and software

نیمه محصور تحت اثر بارگذاری محوری انجام دادند. در این بررسی آزمایشگاهی، نمونه را تحت اثر بارگذاری فشاری محوری مورد مطالعه قرار دادند. اجزای مدل آزمایشگاهی ستون کامپوزیتی نیمه محصور می باشد که شامل پروفیل های فولادی است که فاصله بین دو بال مقابل آن ها با بتن پر گردید. پیوند بین بال های مقابل و در قسمت بالای بال ها در فواصل منظم در طول ستون، جوش شده اند. ضریب ارتجاعی بتن برابر ۲۷۳۰۰ مگاپاسکال می باشد. همچنین نسبت های پواسون فولاد و بتن به ترتیب ۰/۳ و ۰/۱۷۵ است. برای



شکل ۸. نمایی از شبیه سازی شده مدل چیچوین و همکاران (مدل دوم) [۱۴]

Fig. 8. View of the simulated Chichuin et al. model (second model) [14]

جدول ۳. مشخصات مدل های آزمایشگاهی دوم جهت شبیه سازی [۱۴]  
Table 3. Specifications of the second laboratory models for simulation [14]

| نام نمونه | ابعاد ستون<br>(mm)<br>b.r.d. | ضخامت جان و<br>بال ستون فولادی<br>(mm) | مقاومت مشخصه<br>بتن<br>(MPa) | مقاومت<br>تسلیم فولاد<br>(MPa) | ارتفاع ستون<br>(mm) | فاصله<br>پیوندها<br>(mm) | نسبت<br>عرض به<br>ضخامت<br>b/t | قطر<br>پیوندها<br>(mm) |
|-----------|------------------------------|--|------------------------------|--------------------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------------|------------------------|
| c-8       | ۶۰۰×۶۰۰                      | ۱۲/۸۸                                  | ۳۴/۲                         | ۳۶۰                            | ۳۰۰۰                | ۶۰۰                      | ۲۳/۳                           | ۱۵/۹                   |
| c-9       | ۶۰۰×۶۰۰                      | ۱۲/۹۱                                  | ۳۴/۲                         | ۳۶۰                            | ۳۰۰۰                | ۶۰۰                      | ۲۳/۲                           | ۱۵/۹                   |
| c-10      | ۶۰۰×۶۰۰                      | ۱۲/۸۱                                  | ۳۴/۲                         | ۳۶۰                            | ۳۰۰۰                | ۳۰۰                      | ۲۳/۴                           | ۱۵/۹                   |
| c-11      | ۶۰۰×۶۰۰                      | ۹/۷۱                                   | ۳۴/۲                         | ۳۴۵                            | ۳۰۰۰                | ۶۰۰                      | ۳۰/۹                           | ۱۵/۹                   |
| c-12      | ۶۰۰×۶۰۰                      | ۱۲/۸۶                                  | ۳۴/۲                         | ۳۶۰                            | ۳۰۰۰                | ۳۰۰                      | ۲۳/۳                           | ۱۵/۹                   |

#### ۴-۱- مطالعه عددی

الف: پس از صحت سنجی مدل شبیه سازی شده و اطمینان از درستی کار مدل سازی، مدل های مورد نظر شبیه سازی شدند. هدف اولیه این مطالعه، بررسی عددی تاثیر ستون های کامپوزیتی نیمه محصور بر رفتار لرزه ای دیوار برشی های کامپوزیتی و فولادی می باشد. به همین منظور در ابتدا رفتار لرزه ای دیوار برشی های کامپوزیتی و فولادی همراه با ستون های فولادی با هم مقایسه شدند، سپس به بررسی و مقایسه رفتار دیوار برشی های کامپوزیتی با پوشش های بتنی یک طرفه و دوطرفه پرداخته شد. در آخر هم به بررسی و توسعه یک مدل جدید از دیوار برشی های کامپوزیتی و فولادی اقدام گردید که در آن ستون های نیمه محصور جایگزین ستون های فولادی شده و اثر این نوع از ستون ها بر میزان مقاومت، استهلاک انرژی و شکل پذیری هر دو سیستم بررسی گردیدند. برای رسیدن به این اهداف، مشخصات مدل نرم افزاری توسعه داده شده جهت بررسی، همانند مدل آزمایشگاهی "عربزاده و همکاران" در نظر گرفته شد و برای دیوار برشی فولادی پوشش بتنی از اطراف ورق حذف گردید. برای دیوار برشی کامپوزیتی با پوشش بتنی دوطرفه، پوشش بتنی در دو طرف ورق قرار داد شد و برای دیوار برشی کامپوزیتی همراه با ستون های نیمه محصور شده، ستون های مدل آزمایشگاهی با ستون های نیمه محصور شده که مشخصات آن ها مطابق جدول ۵ می باشد، جایگزین گردیده و سپس به بررسی تحلیلی و مقایسه پرداخته شد. در طراحی ستون های نیمه محصور، عرض بال ستون (bf)، ارتفاع ستون (h)، عمق مقطع (d)، فاصله میلگردهای عرضی (s) و ضخامت بال و جان (t) از پارامترهای مهم طراحی هستند که

#### ۴- مقایسه نتایج حاصل از مدل های عددی و

#### آزمایشگاهی

مقایسه منحنی هیستریزس مدل شبیه سازی شده با نمونه آزمایشگاهی اول (شکل ۵) نشان می دهد که مقاومت نهایی نمونه آزمایشگاهی تحت جابجایی حداکثر ۲۷ میلی متر برابر با ۵۹۵ کیلونیوتن است و در مدل شبیه سازی شده این مقدار برابر ۶۰۶ کیلونیوتن می باشد. که نشان می دهد تفاوت مدل شبیه سازی شده و تست آزمایشگاهی ۲ درصد می باشد. بنابراین صحت مدل سازی اول تأیید گردیده است. هم چنین همان طور که در شکل ۹ و جدول ۴ نمایش داده شده است، منحنی های حاصل از مدل های عددی و آزمایشگاهی نمونه دوم نیز بسیار نزدیک به یکدیگر هستند، و میزان اختلاف آن ها به صورت میانگین تقریباً ۶/۷ درصد است، لذا صحت مدل سازی برای نمونه دوم نیز تأیید گردیده است.

#### جدول ۴. مقایسه اختلاف میزان تنش و کرنش نمونه های آزمایشگاهی و نرم افزاری

Table 4. Comparison of stress and strain differences between laboratory and software specimens

| میزان اختلاف | تنش عددی | تنش آزمایشگاهی | کرنش  |
|--------------|----------|----------------|-------|
| ۰/۱۳۷        | ۱۲/۰۸    | ۱۴             | ۰/۰۰۱ |
| ۰/۰۵۵        | ۱۵/۴     | ۱۶/۳           | ۰/۰۰۲ |
| ۰/۰۳۷        | ۱۱/۲۶    | ۱۱/۷           | ۰/۰۰۴ |
| ۰/۰۰۵        | ۱۰/۷     | ۱۰/۱۲          | ۰/۰۰۶ |
| ۰/۰۸۶        | ۱۰/۱     | ۹/۳            | ۰/۰۰۸ |
| ۰/۰۴۲        | ۹        | ۸/۶۳           | ۰/۰۱  |
| ۰/۰۶۷        | میانگین  |                |       |

و CSPSW2+PEC به ترتیب نمایانگر دیوار برشی های فولادی، کامپوزیتی با پوشش بتنی یک طرفه و کامپوزیتی با پوشش بتنی دوطرفه همراه با ستون های کامپوزیت نیمه محصور می باشند. همچنین CSWP1-t2، CSWP1-t5 و CSWP1-t8 نشانگر دیوار برشی های کامپوزیتی با پوشش بتنی یک طرفه همراه با ستون های کامپوزیتی هستند، که اعداد ۲، ۵ و ۸ نمایانگر ضخامت بال و جان مقطع H شکل ستون نیمه محصور هستند.

ب: هدف دوم این مطالعه، بررسی عددی پارامترهای مؤثر بر رفتار دیوار برشی های کامپوزیتی تحت بارگذاری چرخه ای می باشد. برای این امر مدل هایی از دیوار برشی کامپوزیتی مدل سازی شده و مقاومت، استهلاک انرژی و شکل پذیری آن ها مقایسه گردیدند. جهت بررسی اثر ضخامت ورق فولادی، ضخامت ورق مدل ها در اندازه های ۲، ۴ و ۶ میلی متر در نظر گرفته و مورد مطالعه قرار گرفتند. جهت بررسی اثر شکاف بین دیوار بتن مسلح و قاب، شکاف مدل ها را در اندازه های ۵/۶، ۱۱/۳ و ۱۶/۹ میلی متر در نظر گرفته و جهت بررسی اثر مقاومت فشاری بتن، دو مقاومت فشاری ۳۰ و ۷۳ مگاپاسکال برای بتن منظور شدند. مشخصات اجزای مدل ها و مقاومت نهایی آن ها در جدول ۷ داده شده اند. در این نامگذاری CSWP1 نشانگر دیوار برشی کامپوزیتی با پوشش بتنی یک طرفه می باشد و حروف P۲، P۴ و P۶ نمایانگر ضخامت ورق فولادی به ترتیب به مقدار ۲، ۴ و ۶ میلی متر،

جدول ۵. مشخصات ستون نیمه محصور توسعه داده شده

Table 5. Specifications of the semi-enclosed column developed

| نام نمونه                          | PEC       |
|------------------------------------|-----------|
| ابعاد ستون (mm) bf . d             | ۱۲۰ × ۱۲۰ |
| ضخامت جان و بال ستون فولادی (mm) t | ۵         |
| ارتفاع ستون (mm) h                 | ۷۳۰       |
| فاصله پیوندها (mm) S               | ۶۰        |
| قطر پیوندها (mm) Ø                 | ۱۰        |
| نسبت عرض به ضخامت b/t              | ۱۲        |

در آیین نامه طراحی سازه های فولادی کشور کانادا بیان شدند و در طراحی ستون های نیمه محصور شده کامپوزیتی باید مورد توجه قرار گیرند. در طراحی ستون های مورد نظر نیز موارد ذکر شده رعایت گردید.

مشخصات اجزاء و مقاومت نهایی مدل های توسعه داده شده در جدول ۶ داده شده است. در این نامگذاری CSPSW1، SPSW و CSPSW2 به ترتیب نمایانگر دیوار برشی های فولادی، کامپوزیتی با پوشش بتنی یک طرفه و کامپوزیتی با پوشش بتنی دو طرفه همراه با ستون های فولادی هستند و CSPSW1+PEC، SPSW+PEC

جدول ۶. مشخصات اجزاء و مقاومت نهایی مدل ها

Table 6. Specifications of components and ultimate strength of models

| نام مدل        | ضخامت بتن (mm) | ضخامت ورق (mm) | تعداد برش گیر | شکاف (mm) | شعاع آرماتور | مقطع تیر | مقطع ستون            | ضخامت بتن | بال و جان (t) | مقاومت نهایی (kN) |
|----------------|----------------|----------------|---------------|-----------|--------------|----------|----------------------|-----------|---------------|-------------------|
| SPSW           | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۱/۲۵     | ۳            | 2IPE100  | 2IPE100+2P<br>L100*5 | -         | -             | ۴۰۴               |
| CSPSW1         | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۱/۲۵     | ۳            | 2IPE100  | 2IPE100+2P<br>L100*5 | ۱         | -             | ۶۰۸               |
| CSPSW2         | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۱/۲۵     | ۳            | 2IPE100  | 2IPE100+2P<br>L100*5 | ۲         | -             | ۶۱۷               |
| SPSW+<br>PEC   | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۱/۲۵     | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120       | -         | ۵             | ۴۶۶               |
| CSPSW1+<br>PEC | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۱/۲۵     | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120       | ۱         | ۵             | ۹۰۳               |
| CSPSW2+<br>PEC | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۱/۲۵     | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120       | ۲         | ۵             | ۹۶۱               |
| CSWP1-t2       | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۱/۲۵     | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120       | ۱         | ۲             | ۷۲۰               |
| CSWP1-t5       | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۱/۲۵     | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120       | ۱         | ۵             | ۶۰۸               |
| CSWP1-t8       | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۱/۲۵     | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120       | ۱         | ۸             | ۱۰۱۳              |

جدول ۷. مشخصات اجزا و مقاومت نهایی مدل‌ها

Table 7. Specifications of components and ultimate strength of models

| نام مدل     | ضخامت بتن (mm) | ضخامت ورق (mm) | تعداد برش‌گیر | شکاف (mm) | شعاع آرماتور | مقطع تیر | مقطع ستون      | بتن | مقاومت فشاری بتن (MPa) | مقاومت نهایی (kN) |
|-------------|----------------|----------------|---------------|-----------|--------------|----------|----------------|-----|------------------------|-------------------|
| CSWP1-P2    | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۱/۳      | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120 | ۱   | ۷۳                     | ۹۰۳               |
| CSWP1-P4    | ۳۰             | ۴              | ۴             | ۱۱/۳      | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120 | ۱   | ۷۳                     | ۱۰۴۷              |
| CSWP1-P6    | ۳۰             | ۶              | ۴             | ۱۱/۳      | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120 | ۱   | ۷۳                     | ۱۱۹۴              |
| CSWP1-G5.6  | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۵/۶       | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120 | ۱   | ۷۳                     | ۸۹۱               |
| CSWP1-G11.3 | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۱/۳      | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120 | ۱   | ۷۳                     | ۹۰۳               |
| CSWP1-G16.9 | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۶/۹      | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120 | ۱   | ۷۳                     | ۸۴۲               |
| CSWP1-fc30  | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۱/۳      | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120 | ۱   | ۳۰                     | ۷۸۲               |
| CSWP1-fc73  | ۳۰             | ۲              | ۴             | ۱۱/۳      | ۳            | 2IPE100  | PEC<br>120*120 | ۱   | ۷۳                     | ۹۰۳               |

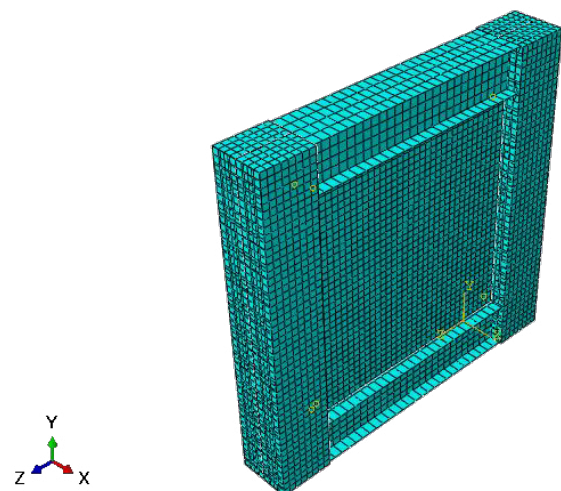
دیوار برشی کامپوزیتی در جدول‌های ۱ و ۲ به صورت خلاصه داده شده است.

#### ۴-۱-۱- بررسی و مقایسه نتایج مطالعه عددی

##### الف: مقایسه رفتار دیوار برشی های کامپوزیتی و فولادی

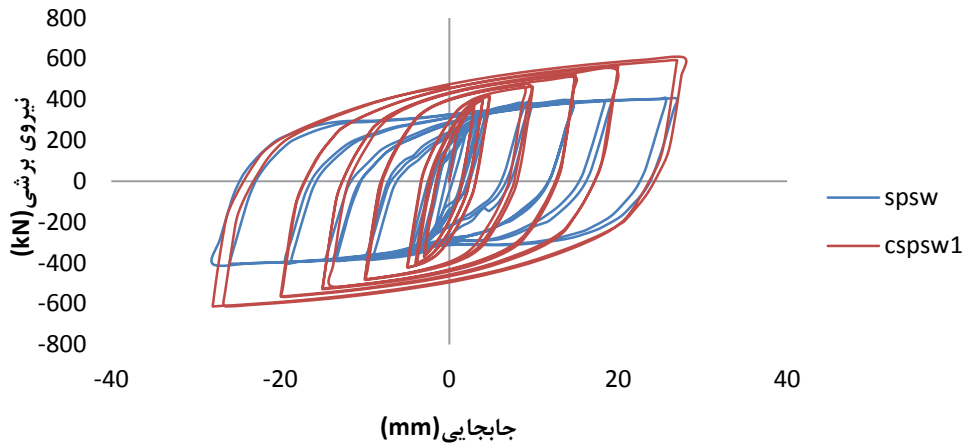
منحنی های هیستریزس دیوار برشی های کامپوزیتی و فولادی با ستون‌های فولادی در شکل ۱۱ نشان داده شده است. در دیوار برشی فولادی مقدار نیروی متناظر با جابجایی ۲۷ میلی‌متر برابر ۴۰۴ کیلونیوتن است و نشانگر این است که ورق فولادی از تمام ظرفیت کمانشی خود استفاده نکرده و قبل از رسیدن به مقاومت نهایی خود دچار کمانش کلی شده است. در حالی که مقدار نیروی متناظر با جابجایی حداکثر ۲۷ میلی‌متر در نمونه دیوار برشی کامپوزیت برابر ۶۰۸ کیلونیوتن است. نتایج خطوط هم‌تراز نرم‌افزاری نشان می‌دهند که در دیوار برشی کامپوزیتی بر اثر اعمال بارگذاری به علت وجود پوشش بتنی، کمانش به صورت موضعی رخ داده و حداکثر جابجایی خارج از صفحه در وسط دیوار برشی اتفاق افتاده است. افزایش سطح زیر منحنی هیستریزس دیوار برشی کامپوزیتی نسبت به دیوار برشی فولادی، بیانگر بالا بودن ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری دیوار برشی کامپوزیتی نسبت به نوع فولادی است.

حروف G۵,۶، G۱۱,۳ و G۱۶,۹ نمایانگر اندازه شکاف بین دیوار بتن مسلح و قاب فولادی به ترتیب به اندازه ۵/۶، ۱۱/۳ و ۱۶/۹ میلی‌متر و حروف fc۳۰ و fc۷۳ نمایانگر مقاومت فشاری بتن به ترتیب به مقدار ۳۰ و ۷۳ مگاپاسکال هستند. نمایی از مدل توسعه داده شده جهت اعمال تغییرات در شکل ۱۰ نشان داده شده است. مشخصات بتن و آرماتور دیوار بتن مسلح و مشخصات مقاومت نهایی اجزای فولادی



شکل ۱۰. نمایی از مدل توسعه داده شده در نرم افزار

Fig. 10. View of the model developed in the software



شکل ۱۱. مقایسه منحنی های هیستریزس دیوار برشی های کامپوزیتی و فولادی  
 Fig. 11. Comparison of hysteresis curves for composite and steel shear walls

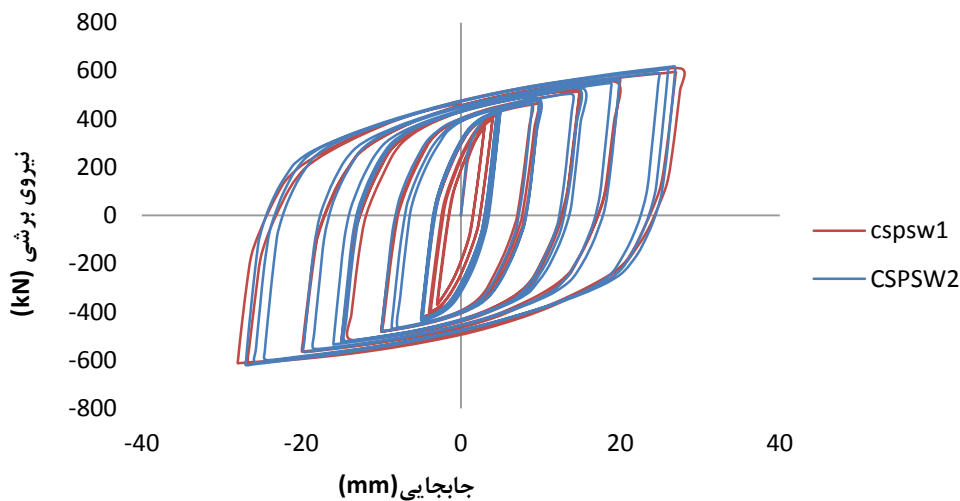
نسبت به حالتی که دیوار بتن مسلح در یک طرف ورق فولادی قرار می گیرد، باعث افزایش شکل پذیری دیوار برشی کامپوزیتی شده ولی تاثیر به سزایی بر مقاومت سیستم ندارد، (مقاومت سیستم را ۱/۵٪ بهبود می دهد)، هم چنین استفاده از دیوار بتن مسلح در دو طرف ورق فولادی، در میزان تغییر مکان های جانبی داخل صفحه تغییر چندانی ایجاد نکرده، اما اثرات خمش ثانویه را تا حدودی کاهش داده است.

**پ: تأثیر ستون های کامپوزیتی نیمه محصور بر رفتار دیوار برشی های فولادی**

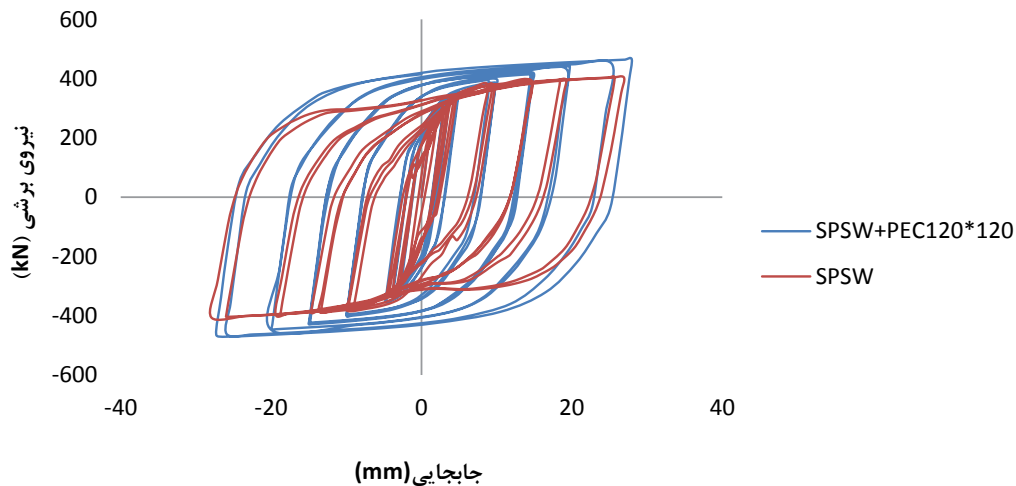
منحنی های هیستریزس دیوار برشی های فولادی با ستون های

**ب: تأثیر پوشش های بتنی یک طرفه و دو طرفه بر رفتار دیوار برشی های کامپوزیتی**

منحنی های هیستریزس دیوار برشی های کامپوزیتی با پوشش بتنی یک طرفه و دو طرفه همراه با ستون های فولادی در شکل ۱۲ نمایش داده شده است. در دیوار برشی کامپوزیتی با پوشش بتنی یک طرفه مقدار نیروی متناظر با جابجایی حداکثر ۲۷ میلی متر برابر ۶۰۸ کیلونیوتن است و نیروی متناظر با این مقدار جابجایی در حالتی که پوشش بتنی در دو طرف دیوار قرار می گیرد، برابر ۶۱۷ کیلونیوتن است. نتایج به دست آمده از مقایسه منحنی دو دیوار برشی کامپوزیتی نشان می دهد که استفاده از دیوار بتن مسلح در دو طرف ورق فولادی



شکل ۱۲. مقایسه منحنی های هیستریزس دیوار برشی های کامپوزیت با پوشش بتنی یک طرفه و دو طرفه  
 Fig. 12. Comparison of hysteresis curves of composite shear walls with one.sided and two.sided concrete cover

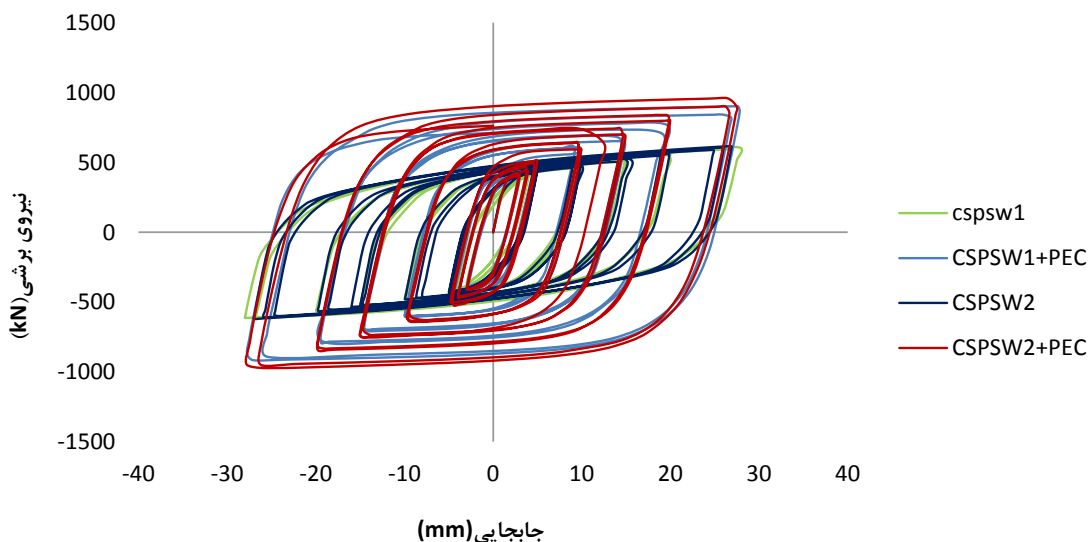


شکل ۱۳. مقایسه منحنی‌های هیستریزیس دیوار برشی‌های فولادی با ستون‌های فولادی و کامپوزیتی  
 Fig. 13. Comparison of hysteretic curves in steel shear walls with steel and composite columns

**ت: تأثیر ستون‌های کامپوزیتی نیمه محصور بر رفتار دیوار برشی‌های کامپوزیتی**

مقایسه مدل CSPSW1 با مدل CSPSW1+PEC نشان می‌دهد که با تغییر ستون به ستون کامپوزیتی نیمه‌محصور شده مقاومت نهایی سیستم از ۶۰۸ به ۹۰۳ کیلونیوتن افزایش یافته که نشانگر آن است که مقاومت سازه ۴۸٪ افزایش پیدا می‌کند. نتایج به‌دست آمده از مقایسه منحنی‌های هیستریزیس تمام مدل‌ها در شکل ۱۴ نشان داده شده است. با مقایسه منحنی‌ها می‌توان دید که سطح زیر منحنی مدل CSPSW1+PEC از سطح زیر منحنی مدل CSPSW1 بیش

فولادی و کامپوزیتی در شکل ۱۴ داده شده است. در دیوار برشی فولادی با تغییر ستون از فولادی به کامپوزیتی نیمه‌محصور، مقاومت نهایی سیستم از ۴۰۴ به ۴۶۶ کیلونیوتن افزایش یافته که نشانگر آن است که مقاومت سازه ۱۵٪ افزایش پیدا نموده است. نتایج به‌دست آمده از مقایسه منحنی‌های هیستریزیس مدل‌ها در شکل ۱۳ نشان داده شده است. با مقایسه منحنی‌ها معلوم می‌شود که ستون‌های کامپوزیتی نیمه‌محصور بر بهبود میزان مقاومت، شکل‌پذیری و استهلاک انرژی دیوار برشی‌های فولادی تأثیر اندکی دارند.



شکل ۱۴. مقایسه منحنی‌های هیستریزیس دیوار برشی‌های کامپوزیت با ستون‌های فولادی و کامپوزیتی  
 Fig. 14. Comparison of hysteretic curves in composite shear walls with steel and composite columns



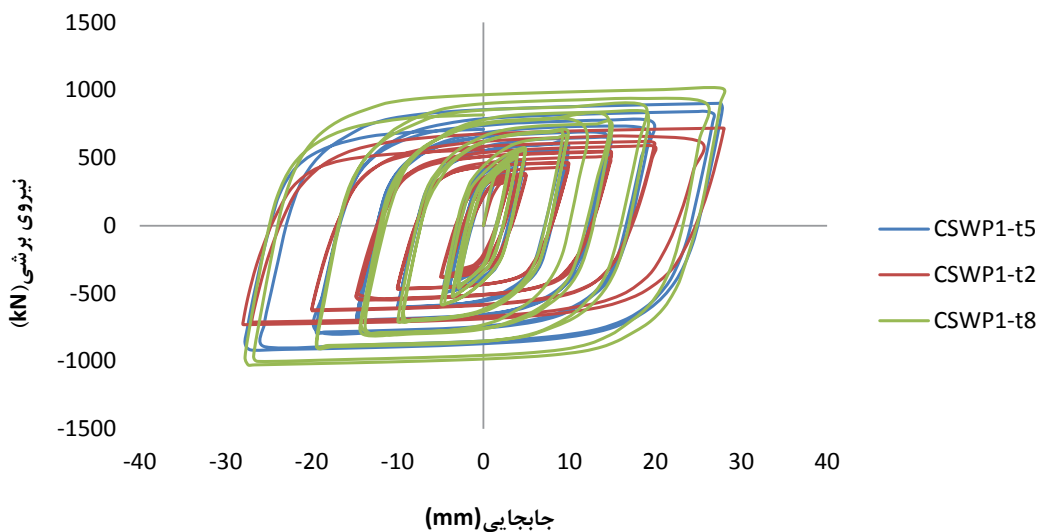
ستون‌ها افزایش یافته و ستون‌ها قبل از ورق کمانش نمی‌کنند.

### ث: تأثیر ضخامت‌های بال و جان مقطع فولادی ستون

#### کامپوزیتی

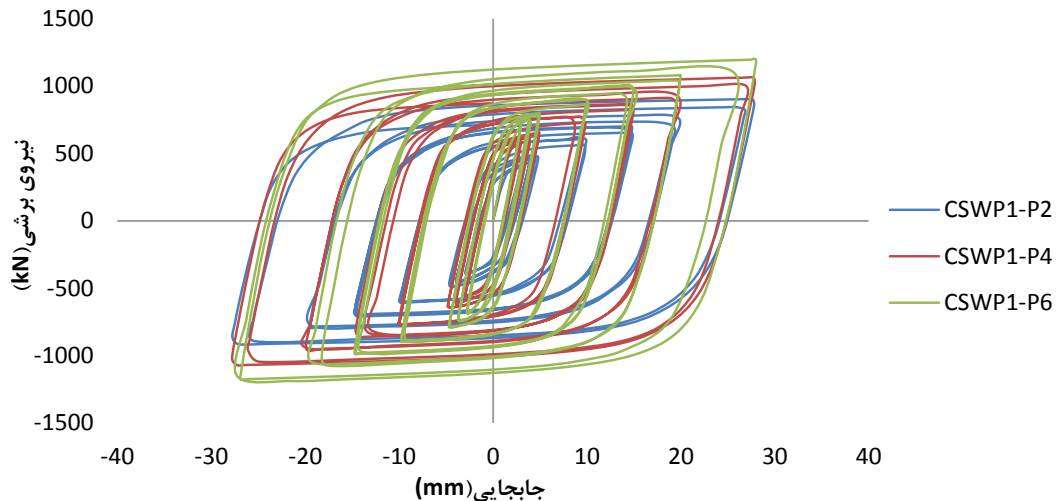
منحنی‌های هیستریزس دیوار برشی های کامپوزیتی با ضخامت‌های مختلف بال و جان مقطع فولادی ستون کامپوزیتی در شکل ۱۵ نشان داده شده است. برای بررسی اثر تغییرات ضخامت های بال و جان مقطع H شکل ستون کامپوزیتی بر عملکرد دیوار برشی کامپوزیتی، ضخامت های بال و جان مقطع H شکل ستون در اندازه‌های ۲، ۵ و ۸ میلی‌متر بررسی شدند. نتایج نشان داد که با افزایش اندازه ضخامت از ۲ به ۵ میلی‌متر، مقاومت سازه ۲۵/۳٪ افزایش یافت و همچنین با افزایش اندازه ضخامت های بال و جان مقطع H شکل ستون کامپوزیتی از ۵ به ۸ میلی‌متر نیز مقاومت سازه ۱۲/۱٪ افزایش پیدا نمود. نتایج حاصل از مقایسه منحنی‌های هیستریزس مدل‌های دیوار برشی کامپوزیتی با ضخامت‌های مختلف نشان داد که با افزایش ضخامت از ۲ به ۵ میلی‌متر و همچنین افزایش از ۵ به ۸ میلی‌متر افزایش سطح زیر منحنی‌های هیستریزس را به دنبال داشت. لذا می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش اندازه ضخامت مقطع فولادی موجود در ستون تا یک مقدار مشخص، میزان شکل‌پذیری و استهلاک انرژی دیوار برشی کامپوزیتی افزایش می‌یابد.

تر شده که این حکایت از افزایش شکل‌پذیری و بهبود استهلاک انرژی دیوار برشی های کامپوزیتی با ستون‌های کامپوزیتی نیمه‌محصور شده نسبت به دیوار برشی های کامپوزیتی با ستون های فولادی تنها دارد. مقایسه مدل CSPSW2 با مدل CSPSW2+PEC نشان می‌دهد که با تغییر ستون‌های فولادی به ستون‌های کامپوزیتی نیمه‌محصور شده، مقاومت نهایی سیستم از ۶۱۷ به ۹۶۱ کیلونیوتن افزایش می‌یابد، که بیانگر آن است که مقاومت سازه ۵۶٪ زیاد شده است. با مقایسه منحنی‌ها می‌توان نتیجه گرفت که سطح زیر منحنی مدل CSPSW2+PEC از سطح زیر منحنی مدل CSPSW2 بیش تر شده که این نتیجه حکایت از افزایش شکل‌پذیری و بهبود استهلاک انرژی دیوار برشی های کامپوزیتی با ستون‌های کامپوزیتی نیمه‌محصور شده نسبت به دیوار برشی های کامپوزیتی با ستون های فولادی تنها دارد. بالا بودن سختی خمشی ستون‌های کامپوزیتی نیمه‌محصور به علت وجود بتن و میلگردهای عرضی، باعث می‌شود که پس از کمانش ورق، میدان‌های کشش قطری به نحو مطلوب‌تری در ورق تشکیل و پخش شوند. در نتیجه تنش‌ها و کرنش‌ها نیز کاهش می‌یابند، ظرفیت ورق افزایش یافته و جذب انرژی بیش تر می‌شود. هم‌چنین، وجود بتن و میلگردهای عرضی مقاومت ستون را افزایش داده و باعث جلوگیری از کمانش موضعی ورق‌های ستون و یک‌طرفه شدن کمانش موضعی بال‌های ستون می‌گردند. از طرفی مقاومت جان ستون نیز در برابر کمانش موضعی بالا رفته، و در نتیجه مقاومت



شکل ۱۵. مقایسه منحنی‌های هیستریزس دیوار برشی‌های کامپوزیتی با ضخامت‌های مختلف بال و جان مقطع ستون

Fig. 15. Comparison of hysteresis curves in composite shear walls with different wing and column thicknesses



شکل ۱۶. مقایسه منحنی‌های هیستریزیس دیوار برشی کامپوزیتی با ضخامت‌های مختلف ورق

Fig. 16. Comparison of hysteresis curves in a composite shear wall with different sheet thicknesses

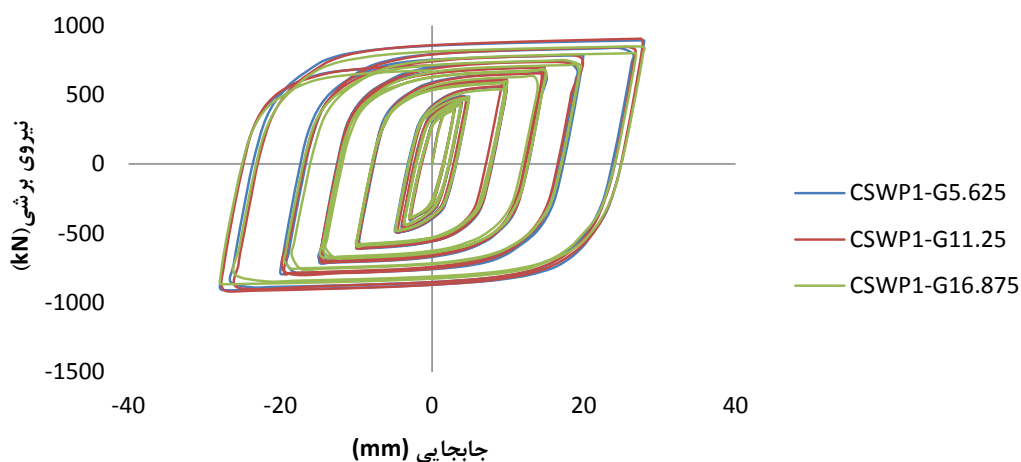
گرفت که افزایش ضخامت ورق فولادی منجر به افزایش شکل‌پذیری و استهلاک انرژی دیوار برشی کامپوزیتی می‌شود. نتایج هم چنین نشان دادند که با توجه به نقش ویژه ورق فولادی در دیوار برشی کامپوزیتی، با افزایش ضخامت، مقاومت ورق افزایش یافته و تحت نیروی بیش‌تری دچار کمانش می‌شود که این امر سبب افزایش مقاومت دیوار خواهد شد. بنابراین، افزایش ضخامت ورق با افزایش مقاومت، شکل‌پذیری و استهلاک انرژی دیوار نسبت مستقیم دارد.

### ج: تحلیل اثر ضخامت ورق فولادی

به منظور بررسی اثر ضخامت ورق فولادی بر عملکرد دیوار برشی کامپوزیتی، در مدل دیوار برشی کامپوزیتی تنها ضخامت ورق فولادی را تغییر داده و بقیه مشخصات مدل ثابت نگه داشته شدند. نتایج نشان دادند که با افزایش ضخامت ورق فولادی از ۲ به ۴ میلی‌متر مقاومت نهایی دیوار برشی ۱۶٪ افزایش پیدا می‌کند و با افزایش ضخامت از ۴ به ۶ میلی‌متر نیز مقاومت سیستم ۱۴٪ زیاد می‌گردد. با مشاهده نمودار هیستریزیس دیوارهای برشی با ضخامت‌های مختلف، این نتیجه حاصل می‌شود که با افزایش ضخامت ورق فولادی، سطح زیر نمودار هیستریزیس نمونه‌ها زیاد می‌گردد. لذا می‌توان نتیجه

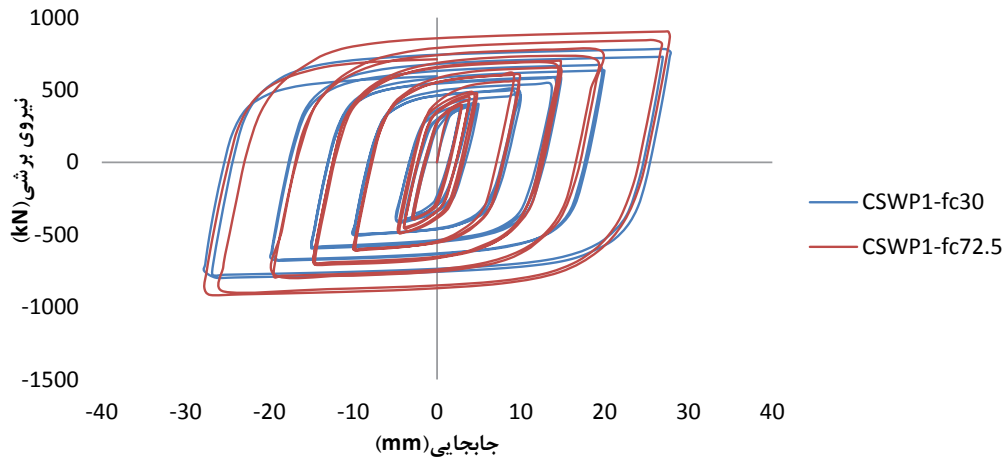
### ج: تحلیل اثر اندازه شکاف بین دیوار بتن مسلح و قاب

دیوار برشی کامپوزیتی شامل دو نوع سنتی و نوین می‌باشد.



شکل ۱۷. مقایسه منحنی‌های هیستریزیس دیوار برشی‌های کامپوزیت با شکاف‌های مختلف

Fig. 17. Comparison of hysteresis curves in composite shear walls with different slits



شکل ۱۸. مقایسه منحنی‌های هیستریز دیوار برشی‌های کامپوزیتی با دو مقدار مقاومت فشاری بتن

Fig. 18. Comparison of hysteresis curves in composite shear walls with two values of compressive strength of concrete

در بیش‌ترین حد خود قرار دارد و بنابراین، در این مقدار فاصله شکاف، میزان مقاومت، شکل‌پذیری و استهلاک انرژی دیوار برشی کامپوزیتی افزایش می‌یابد.

### ج: تحلیل اثر مقاومت فشاری بتن

برای بررسی اثر تغییر در مقاومت فشاری بتن بر عملکرد دیوار برشی کامپوزیتی، مقاومت فشاری بتن در دو مقدار ۳۰ و ۷۲/۵ مگاپاسکال بررسی شدند. نتایج نشان داد که با افزایش مقاومت فشاری از ۳۰ به ۷۲/۵ مگاپاسکال یعنی افزایش ۱۴۰٪ در میزان مقاومت فشاری بتن، مقاومت سازه فقط ۱۵٪ افزایش یافت. نتایج به‌دست آمده از مقایسه منحنی‌های هیستریز مدلهای دیوار برشی های کامپوزیتی با مقاومت های فشاری مختلف بتن نیز نشان داد که افزایش مقاومت فشاری بتن، افزایش کمی را در سطح زیر منحنی‌های

تفاوت این دو نوع از دیوارها در وجود فاصله بین قاب فولادی و دیوار بتن مسلح است. به‌همین دلیل یکی از پارامترهای مورد بررسی، فاصله بین قاب فولادی و دیوار بتن مسلح می‌باشد. از این رو این شکاف در اندازه های ۵/۶، ۱۱/۳ و ۱۶/۹ میلی‌متر مورد تحلیل قرار داده شد. نتایج نشان دادند که با کاهش اندازه شکاف از ۱۱/۳ به ۵/۶ میلی‌متر، مقاومت سازه ۱/۵٪ کاهش یافت و همچنین با افزایش اندازه شکاف بین دیوار بتن مسلح و قاب فولادی از ۱۱/۳ به ۱۶/۹ میلی‌متر، مقاومت سازه ۷٪ کاهش پیدا نمود. نتایج حاصل از مقایسه منحنی‌های هیستریز مدلهای دیوار برشی کامپوزیتی با شکاف‌های مختلف نشان داد که با افزایش شکاف بین دیوار بتن مسلح و قاب فولادی از ۱۱/۳ به ۱۶/۹ میلی‌متر و همچنین کاهش شکاف از ۱۱/۳ به ۵/۶ میلی‌متر، سطح زیر منحنی‌های هیستریز کاهش می‌یابد، لذا می‌توان نتیجه گرفت که با اندازه شکاف ۱۱/۳ میلی‌متری، سطح منحنی

جدول ۸. میزان جذب انرژی نمونه‌ها (kN-m)

Table 8. Energy absorption rate of samples (kN.m)

| مدل              | SPSW      | CSPSW1   | CSPSW2    | SPSW+ pec   | CSPSW1+ pec | CSPSW2 + pec | CSWP1 - t2  | CSWP1 - t5 | CSWP1 - t8 |
|------------------|-----------|----------|-----------|-------------|-------------|--------------|-------------|------------|------------|
| جذب انرژی (kN-m) | ۱۶/۸      | ۲۶/۳     | ۳۰/۹      | ۱۹/۰۱       | ۴۱/۰۴       | ۴۳/۵۷        | ۳۲/۷        | ۴۱/۰۴      | ۴۵/۳۸      |
| (الف)            |           |          |           |             |             |              |             |            |            |
| مدل              | CSWP1- P2 | CSWP1-P4 | CSWP1- P6 | CSWP1- G5.6 | CSWP1-G11.3 | CSWP1 -G16.9 | CSWP1 - f30 | CSWP1- f73 |            |
| جذب انرژی (kN-m) | ۴۱/۰۴     | ۴۹/۸۶    | ۵۶/۰۶     | ۴۱/۰۴       | ۴۱/۶۸       | ۳۹/۳۸        | ۳۶/۴        | ۴۱/۰۴      |            |

(ب)

تعیین گردید.

• افزایش ۱۴۲ درصدی در میزان مقاومت فشاری بتن فقط موجب افزایش ۱۵٪ در میزان مقاومت نهایی سیستم گردید، و لذا می توان گفت که افزایش مقاومت فشاری بتن در ازدیاد شکل پذیری و میزان استهلاک انرژی دیوار برشی های کامپوزیت، تاثیر اندکی دارد.

#### مراجع

- [1] Shafaei S, Ayazi A, Farahbod F. The effect of concrete panel thickness upon composite steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*. 2016; 117:81-90.
- [2] Driver RG, Kulak GL, Elwi AE, Kennedy DL. FE and simplified models of steel plate shear wall. *Journal of Structural Engineering*. 1998; 124(2):121-30.
- [3] Timler PA, Kulak GL. Experimental study of steel plate shear walls. 1983.
- [4] Driver RG, Kulak GL, Kennedy DL, Elwi AE. Cyclic test of four-story steel plate shear wall. *Journal of Structural Engineering*. 1998; 124(2):112-20.
- [5] Astaneh-Asl A. Seismic behavior and design of composite steel plate shear walls: Structural Steel Educational Council Moraga (CA); 2002.
- [6] Astaneh-Asl A, Zhao Q. Seismic studies of innovative and traditional composite shear walls. *Composite and Hybrid Structures Los Angeles, California: Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures*. 2000:1009-16.
- [7] Astaneh-Asl A. Seismic behavior and design of steel shear walls: Structural Steel Educational Council Moraga, CA; 2001.
- [8] Zhao Q, Astaneh-Asl A. Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls. *Journal of Structural Engineering*. 2004; 130(2):271-84.
- [9] Chen S-J, Jhang C. Cyclic behavior of low yield point steel shear walls. *Thin-walled structures*. 2006; 44(7):730-8.
- [10] Hatami F, Sabouri S. Behavior of steel plate shear walls in earthquake due to change of rigidity of the internal storey beams. *Amirkabir Journal*. 2004; 15(60-2):2004-5.
- [11] Alinia M, Dastfan M. Behavior of thin steel plate shear walls regarding frame members. *Journal of constructional*

هیستریزیس به دنبال داشت، و لذا، افزایش مقاومت فشاری بتن تاثیر کمی در بهبود مقاومت، شکل پذیری و همچنین افزایش ظرفیت جذب انرژی دیوار برشی های کامپوزیتی دارد.

#### ۴- نتایج

نتایج کلیدی حاصل از تحقیق به شرح زیر است:

- دیوار برشی های کامپوزیتی نسبت به نوع فولادی از مقاومت، شکل پذیری و ظرفیت جذب انرژی بالاتری برخوردارند. وجود دیوار بتن مسلح در دو طرف ورق فولادی، جابجایی خارج از صفحه را تا حدودی کاهش داد، اما بر میزان تغییر مکان های جانبی داخل صفحه و مقاومت نهایی سیستم تاثیر اندکی داشته است.
- ستون های کامپوزیتی نیمه محصور شده سبب افزایش ۴۸٪ مقاومت نهایی و باعث بهبود شکل پذیری و استهلاک انرژی دیوار برشی های کامپوزیتی شدند.
- ستون های کامپوزیتی نیمه محصور شده در افزایش مقاومت نهایی، استهلاک انرژی و شکل پذیری دیوار برشی های فولادی تاثیر محدودی دارند، و تنها موجب افزایش ۱۵٪ مقاومت نهایی در این سیستم گردیدند.
- افزایش ضخامت های بال و جان مقطع فولادی ستون کامپوزیتی تا یک مقدار مشخص، سبب افزایش مقاومت، استهلاک انرژی و شکل پذیری دیوار های برشی گردید.
- با افزایش ضخامت ورق فولادی در دیوار برشی کامپوزیتی، مقاومت ورق افزایش یافته و ورق تحت نیروی بیش تری دچار کماتش گردید که این امر باعث افزایش مقاومت، استهلاک انرژی و شکل پذیری کل دیوار شد. بر اساس نتایج می توان گفت که افزایش ضخامت ورق فولادی تا ۴ میلی متر سبب افزایش مقاومت، استهلاک انرژی و شکل پذیری دیوار برشی گردید و بیش تر از این مقدار، در مقاومت دیوار برشی های کامپوزیتی به میزان ناچیزی تأثیر منفی دارد.
- استفاده از شکاف بین دیوار بتن مسلح به دلیل کاهش خسارات وارده بر بتن، سبب بهبود رفتار سیستم شده و قابل قبول می باشد، اما باید توجه نمود که اگر قطر شکاف از حد مشخصی بیش تر و یا کم تر شود، کاهش مقاومت، شکل پذیری و استهلاک انرژی سیستم را به دنبال دارد. شکاف به قطر ۱۱/۳ میلی متر به عنوان شکاف حالت بهینه

- Increasing on the Flexibility and Factor of Shear-Welded Steel Structures. Seventh National Congress of Civil Engineering; Zahedan, Iran2013.
- [19]Guo L, Rong Q, Ma X, Zhang S. Analysis of composite steel plate shear walls connected with frame beams only. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings. 2013; 166(9):507-18.
- [20]Deng X, Dastfan M, Driver RG, editors. Behavior of steel plate shear walls with composite columns. Structures Congress 2008: Crossing Borders; 2008.
- [21]M Y, F. M-M. Investigation of coefficient of behavior and coefficient of increasing displacement in composite structures with composite columns along with steel shear walls. 10th International Congress on Civil Engineering; Tabriz, Iran2015.
- [22]Prickett BS, Driver RG. Behaviour of partially encased composite columns made with high performance concrete. 2006.
- [23]Hosseinzadeh S, Tehranizadeh M. Behavioral characteristics of code designed steel plate shear wall systems. Journal of Constructional Steel Research. 2014; 99:72-84.
- steel research. 2006; 62(7):730-8.
- [12]Alinia M. A study into optimization of stiffeners in plates subjected to shear loading. Thin-walled structures. 2005; 43(5):845-60.
- [13]Zhao Q, Astaneh-Asl A. Seismic behavior of composite shear wall systems and application of smart structures technology. Steel Structures. 2007; 7(2007):69-75.
- [14]Chicoine T, Tremblay R, Massicotte B, Ricles JM, Lu L-W. Behavior and strength of partially encased composite columns with built-up shapes. Journal of Structural engineering. 2002; 128(3):279-88.
- [15]Rahai A, Hatami F. Evaluation of composite shear wall behavior under cyclic loadings. Journal of constructional steel research. 2009; 65(7):1528-37.
- [16]Arabzadeh A, Ahmadi TH, Ayazi A. The Impact of the Number and Method of Screwing on the Composite Shear Wall Behavior. 5th International Congress on Civil Engineering; Mashhad, Iran2010.
- [17]Arabzadeh A, Soltani M, Ayazi A. Experimental investigation of composite shear walls under shear loadings. Thin-Walled Structures. 2011; 49(7):842-54.
- [18]Rasolan I, Jamshidi HAA-A. The Effect of Height

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S.F. Sajedi, M. Harizavi, Evaluation and comparison of seismic behavior of composite and steel shear-walls in construction frames with Semi-enclosed composite columns, Amirkabir J. Civil Eng., 52(4) (2020) 809-826.

DOI: [10.22060/ceej.2018.14906.5776](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.14906.5776)



