



An Analytical and Numerical Study on Effect of Thickness and Concrete Type of Panels on Behavior of Composite Steel Plate Shear Walls

Teymour Rahimi¹, Majid Gholhaki^{2*}, Ali Kheyroddin³

Civil Faculty, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT: The composite steel plate shear wall (CSPSW) is an innovative lateral load-resisting system that is comprised of reinforced concrete (RC) panels attached to one or both sides of the system using shear connectors. Accordingly, in the CSPSW, the RC panels prevent buckling of the steel plate, and thus, the shear capacity of the plate improves by the shear yielding limit of the plate instead of tension in the direction of the diagonal tension field. Subsequently, this study is aimed to analytically and numerically investigate the effect of thickness and concrete type of panels on the behavior of the CSPSW. To this end, 27 numerical models of CSPSWs with varying thickness of steel plate and concrete panels as well as width-to-height (W/H) ratios of 0.75, 1 and 1.5 have been built using ABAQUS software and then, analyzed through the pushover analysis method. The results indicate that in all W/H ratios, the energy absorption of the models with a plate thickness of 6mm surpasses the others. Importantly, it was found that the response modification factor of the CSPSW is estimated to be 13.5. Lastly, a semi-empirical relationship was proposed to calculate the thickness of the RC panel based on that of the steel plate so that plate buckling could be prevented.

Review History:

Received: Feb. 15, 2020
Revised: May, 02, 2020
Accepted: Nov. 24, 2020
Available Online: Nov. 30, 2020

Keywords:

Composite Steel Plate Shear Wall (CSPSW)
Plate Thickness
Panel Thickness
Pushover Analysis
Modification Factor

1- Introduction

Passive energy dissipation systems have always been one of the most attractive and practical options for reducing the risks of natural disasters. In designing such systems, the general idea is that the energy-consuming device or member surrenders to incoming loads earlier than other load-bearing members, thus activating the energy dissipation mechanism and protecting the structure from serious damage [1-3]. Among energy dissipation systems, steel shear wall is mentioned as one of the economically viable options that has a high ability to absorb energy and provide resistance to lateral loads [4-10]. In the initial designs for this wall, high-thickness sheets or high hardeners are used for the steel sheet in order to prevent buckling outside the sheet plate before shear yield [11].

2- Methodology

Table 1 presents the dimensions of sheet and concrete used as well as the length to height ratio of 27 models of composite steel shear walls. In this table, b is the width of the frame, b/d is the ratio of width to height, t_0 is the thickness of the sheet and t_c is the thickness of the concrete cover on the sheet.

It should be noted that the height of all models is 530 mm, which is equal to the laboratory model.

According to Figure 1, it is inserted 3 times to the end of the models and the bottom of the model is modeled. Bolt element

with a diameter of 20 mm has been used for connection between the steel sheet and concrete cover. The number of studs is considered for models with a ratio of 0.75 and 1 equal to 4 and for models with a ratio of 1.5 to 8.

Three-dimensional continuous element (S4R) is used to model the steel sheet. This element has the ability to study the behaviors of two thick and thin shells. Three-dimensional elements (C3D8R) are used for concrete coating due to the desire to actually see cracks and deformations, in which longitudinal and transverse reinforcements are defined separately in one layer.

The S4R element has six degrees (three translations and three rotations) of freedom, while the C3D8R element has three degrees of freedom (three degrees of translation). Therefore, a contact element was used to match the middle layer of the steel sheet and the concrete wall. Three-dimensional beam element has been used to model the cutters (bolts). In the beam element, the specifications of the cutting section can be entered into the software.

Three-dimensional elements have been used to model the boundary elements in the above system. These elements are able to estimate stresses and deformations compared to three-dimensional beam elements more accurately. It is also possible to observe local deformations more favorably in this type of element than one-dimensional elements. The beams were connected to the columns by Merge and the steel sheet was tied to the beams and columns in knots.

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



Table 1. Model specifications

no. model	b (mm)	b/d	t _p (mm)	t _c (mm)
1	397.5	0.75	2	20
2	397.5	0.75	4	20
3	397.5	0.75	6	20
4	397.5	0.75	2	30
5	397.5	0.75	4	30
6	397.5	0.75	6	30
7	397.5	0.75	2	50
8	397.5	0.75	4	50
9	397.5	0.75	6	50
10	530	1	2	20
11	530	1	4	20
12	530	1	6	20
13	530	1	2	30
14	530	1	4	30
15	530	1	6	30
16	530	1	2	50
17	530	1	4	50
18	530	1	6	50
19	795	1.5	2	20
20	795	1.5	4	20
21	795	1.5	6	20
22	795	1.5	2	30
23	795	1.5	4	30
24	795	1.5	6	30
25	795	1.5	2	50
26	795	1.5	4	50
27	795	1.5	6	50

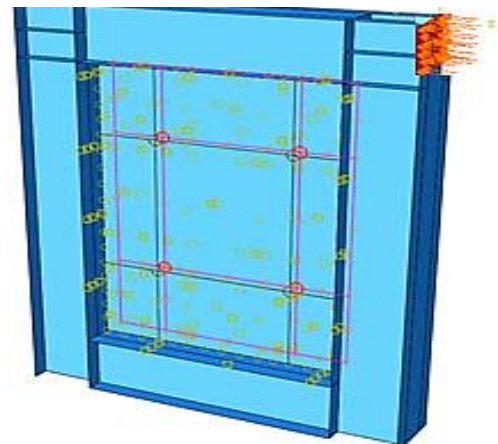


Fig. 1. Boundary conditions of model floor trapping and loading method

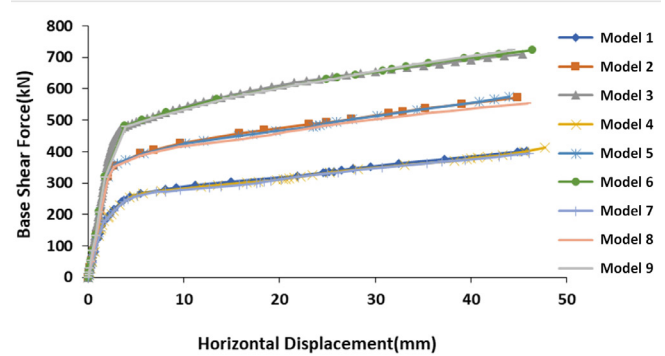


Fig. 2. Base cut-displacement diagram of 9 models of the first group (b / d = 0.75)

3- Results and Discussion

Figure 2 shows the base-shear displacement diagram of the 9 models of the first group ($b/d = 0.75$). As can be seen, the energy absorption in models 3, 6 and 9 (with a sheet thickness of 6 mm) is higher than other models. Also, by keeping the thickness of the sheet constant and changing the thickness of the concrete, there is no noticeable change in the incremental load diagram. In fact, it can be concluded that changing the thickness of concrete will not affect the bearing capacity of the structural model. As can be seen, due to the fact that the concrete cover is far from the members of the beam and column and only prevents the buckling of the sheet, so it has no effect on the bearing capacity of the frame. The highest coefficient of behavior is related to models 4, 1 and 7 (with a sheet thickness of 2 mm), respectively.

4- Conclusions

- In the ratio $b / d = 0.75$; Energy absorption in models 3, 6 and 9 (with a sheet thickness of 6 mm) is higher than other models. Also, by keeping the thickness of the sheet constant and changing the thickness of the concrete, there is no noticeable change in the incremental load diagram. In fact, it can be concluded that changing the thickness of concrete

will not affect the bearing capacity of the structural model.

- In the ratio $b / d = 0.75$; The highest coefficient of behavior is related to models 4, 1 and 7 (with a sheet thickness of 2 mm), respectively.

- In the ratio $b / d = 1$; Energy absorption in models 12, 15 and 18 (with a sheet thickness of 6 mm) is higher than other models. Also, by keeping the thickness of the sheet constant and changing the thickness of the concrete, there is no noticeable change in the incremental load diagram. The highest coefficients of behavior are related to models 10, 13 and 16 (with a sheet thickness of 2 mm), respectively. In addition, energy absorption in models 21, 24 and 27 (with a sheet thickness of 6 mm) is higher than other models. Also, by keeping the thickness of the sheet constant and changing the thickness of the concrete, there is no noticeable change in the incremental load diagram.

- In the ratio $b / d = 1.5$; The highest coefficients of behavior are related to models 22, 25 and 19 (with a sheet thickness of 2 mm), respectively.

- Energy absorption in models 21, 24 and 27 (with a sheet thickness of 6 mm and a ratio of $b / d = 1.5$) is higher than other models.

- The highest coefficient of behavior is related to model 4

(with a sheet thickness of 2 mm, concrete thickness of 30 mm and a ratio of $b/d = 0.75$), respectively.

- The value of the average behavior coefficient for b/d ratios; 0.75, 1 and 1.5 are 13.5, 13.37 and 12.84, respectively. Also, the value of the overall average behavior coefficient is 13.24.

- The proposed relationships for determining the thickness of the cover sheet in terms of the thickness of the steel sheet in terms of the aspect ratio of the frames were presented and validated.

References

- [1] T.T. Soong, G.F. Dargush, *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*, Wiley, London, 1997.
- [2] G.W. Housner, L.A. Bergman, T.K. Caughey, et al., *Structural control: past, present and future*, J. Eng. Mech. ASCE 123 (9) (1997) 897–971.
- [3] M. Nakashima, K. Saburi, B. Tsuji, *Energy input and dissipation behavior of structures with hysteretic dampers*, Earthq. Eng. Struct. Dyn. 25 (5) (1996) 483–496.
- [4] J. Ericksen, R. Sabelli, *A Closer Look at Steel Plate Shear Walls*, *Modern Steel Construction*, USA, 2008 63–67.
- [5] G. Pachideh, M. Gholhaki, A. Saedi Daryan, *Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis*, *Structures*, 2019, 20, 437-451.
- [6] M. Gholhaki, G. Pachideh, *Investigating of damage indexes results due to presence of shear wall in building with various stories and spans*, *Int J Rev Life Sci*, 2015, 5 (1), 992-997.
- [7] M. Gholhaki, M. Karimi, G. Pachideh, *Investigation of Subpanel Size Effect on Behavior Factor of Stiffened Steel Plate Shear Wall*, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2019, 5 (4), 73-87.
- [8] M. Gholhaki, G. Pachideh, O. Rezaifar, Sa. Ghazvini, *Specification of Response modification factor for Steel Plate Shear Wall by Incremental Dynamic Analysis Method [IDA]*, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2019, 6 (2), 211-224.
- [9] G. Pachideh, M. Gholhaki, M. Shiri, *Modeling and Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls Using the New Method*, 2nd international conference on civil engineering, architecture & urban planning elites, 2016, 2, 124-136.
- [10] Y. Takahashi, Y. Takamoto, T. Takeda, et al., *Experimental study on thin steel shear walls and particular bracing under alternative horizontal loading*, *IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads*, Lisbon, Portugal 1973, pp. 185–191.
- [11] L.J. Thorburn, G.L. Kulak, C.J. Montgomery, *Analysis of steel plate shear walls*, *Structural Engineering Report No. 107*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, 1983.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

T. Rahimi, M. Gholhaki, A. Kheyroddin, *An Analytical and Numerical Study on Effect of Thickness and Concrete Type of Panels on Behavior of Composite Steel Plate Shear Walls*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(9) (2021) 805-808.

DOI: 10.22060/ceej.2020.17929.6713





مطالعه تحلیلی و عددی اثر ضخامت و نوع بتن پوشش بر رفتار دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت

تیمور رحیمی^۱، مجید قلهکی^{۲*}، علی خیرالدین^۳

۱- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

۳- استاد ممتاز، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۱۱/۲۶

بازنگری: ۱۳۹۹/۰۲/۱۳

پذیرش: ۱۳۹۹/۰۹/۰۴

ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۹/۱۰

کلمات کلیدی:

دیوار برشی فولادی کامپوزیت

ضخامت ورق

ضخامت بتن

تحلیل بار افزون

ضریب رفتار

خلاصه: دیوار برشی فولادی کامپوزیت یک سیستم نوین باربر جانبی و متشکل از یک ورق فولادی به همراه پوشش بتن آرمه است که این پوشش به یک سمت یا هر دو سمت آن توسط برش گیرهایی متصل شده است. در دیوار برشی فولادی کامپوزیت، پوشش بتنی مسلح با مهار کردن ورق فولادی و جلوگیری از کماتش آن باعث افزایش ظرفیت برشی دیوار برشی فولادی تا حد تسلیم برش داخل صفحه ورق به جای کنش در راستای میدان کنش قطری می‌شود. هدف از انجام این پژوهش مطالعه تحلیلی و عددی اثر ضخامت و نوع بتن پوشش، بر رفتار دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت است. در این مقاله ۲۷ مدل دیوار برشی فولادی کامپوزیت با ضخامت ورق و ضخامت بتن مختلف و نسبت عرض به ارتفاع ۰/۷۵، ۱ و ۱/۵ در نرم افزار ABAQUS مدل‌سازی و با استفاده از تحلیل بار افزون مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از پژوهش نشان می‌دهد که در تمامی نسبت‌های عرض به ارتفاع برابر ۱/۵ و ۰/۷۵، جذب انرژی در مدل‌های دارای ضخامت ورق ۶ میلی‌متر از سایر مدل‌ها بیشتر است. نتایج همچنین نشان داد که ضریب رفتار دیوار برشی فولادی کامپوزیت حدود ۱۳/۵ برآورد می‌شود. در پایان رابطه‌ی نیمه تجربی برای محاسبه‌ی ضخامت بتن پوشش بر حسب ضخامت ورق فولادی به منظور جلوگیری از کماتش ورق ارائه شده است.

۱- مقدمه

سیستم‌های غیرفعال استهلاک انرژی همواره یکی از گزینه‌های جذاب و کاربردی برای کاهش خطرات ناشی از بلایای طبیعی بوده‌اند. در طراحی چنین سیستم‌هایی، ایده کلی بدین صورت است که وسیله یا عضو مستهلک کننده انرژی در برابر بارهای وارده زودتر از سایر اعضای باربر تسلیم شده تا بدین طریق مکانیزم استهلاک انرژی فعال شود و سازه را در آسیب‌های جدی محافظت نماید [۱-۳]. در بین سیستم‌های استهلاک انرژی، از دیوار برشی فولادی به عنوان یکی از گزینه‌های مقرون به صرفه از نظر اقتصادی یاد می‌شود که از قابلیت بالایی در جذب انرژی و تأمین مقاومت در برابر بارهای جانبی برخوردار می‌باشد [۴-۱۰]. در طراحی‌های اولیه برای این دیوار، از ورق‌هایی با ضخامت بالا یا سخت کننده‌های زیاد برای ورق فولادی استفاده می‌شود تا با این روش بتوان از کماتش خارج صفحه ورق پیش از تسلیم برشی جلوگیری نمود [۱۱]. از اوایل سال ۱۹۸۰، دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده که در آن‌ها بارهای جانبی توسط عمل میدان کششی

مورب ناشی از کماتش برشی تحمل می‌شدند، مورد استفاده قرار گرفته‌اند تا بدین طریق هم هزینه‌ی پروژه کاهش یابد و هم فرایند ساخت تسهیل شود [۱۴-۱۲]. علی‌رغم این که دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده قادر به تأمین مقاومت بالا از طریق عمل میدان کششی هستند، تغییر مکان‌های خارج صفحه ناشی از کماتش برشی می‌تواند باعث بروز آسیب به اجزای غیرسازه‌ای تحت نیروهای لرزه‌ای شوند. به منظور کاهش لاغری و وقوع تسلیم برشی به جای کماتش برشی، سخت کننده‌هایی بر روی ورق فولادی جوش می‌شوند که این امر موجب تحمیل هزینه‌های اضافی می‌شود. اخیراً به منظور جلوگیری از این امر و به عنوان یک راهکار ساده‌تر، از پانل‌های بتنی پیش ساخته استفاده می‌شود تا کماتش خارج صفحه ورق مقید گردد که سیستم حاصل از این روش نیز، دیوار برشی فولادی مرکب نام دارد [۱۶ و ۱۵]. دیواربرشی فولادی مرکب متشکل از یک ورق فولادی به همراه پوششی از بتن مسلح است که به یکی از دو طرف ورق فولادی توسط برش‌گیرهایی متصل شده است. داخل این نوع دیوارها، فاصله‌ای بین پانل بتنی و قاب فولادی در نظر گرفته می‌شود تا بدین طریق پانل‌ها

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



بتوانند صرفاً به عنوان سخت کننده عمل نمایند و بر مبنای تحلیل‌های صورت گرفته، حضور این درز موجب بهبود عملکرد سیستم شود [۱۸ و ۱۷]. تا کنون، تحقیقات متعددی بر روی دیوارهای برشی فولادی با و یا بدون سخت کننده انجام گرفته و این در حالیست که مطالعات چندانی به منظور بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی مرکب صورت نپذیرفته است [۱۹]. همچنین تحقیقات معدودی که بر روی رفتار این سیستم انجام شده بیانگر این مطلب است که بهره گیری از دیوار برشی فولادی مرکب به عنوان سیستم باربرجانبی، شکل پذیریری، ظرفیت برشی و قابلیت جذب انرژی سازه را تا حد بالایی افزایش می‌دهد [۲۲-۱۹]. اولین بار ژائو و آستانه اصل آزمایشاتی را در دانشگاه برکلی کالیفرنیا بر روی دیوار برشی فولادی مرکب انجام دادند که طی آن رفتار این سیستم تحت بارهای چرخه ای بررسی شده و با رفتار دیوار برشی فولادی معمولی مقایسه شد. تنها تفاوت دیوار برشی نوع جدید با نمونه معمولی در وجود یک فاصله بین پوشش بتنی و قاب پیرامونی است. مقایسه دو نمونه آزمایشی نشان داد که همواره در طول آزمایش تحت تغییر مکان جانبی یکسان، خرابی پوشش بتن مسلح و بولت‌های اتصال در نمونه سیستم‌های نوین کمتر بوده و با در نظر گرفتن فاصله در سیستم‌های نوین، خرابی پوشش بتنی در چرخه‌های نسبتاً بزرگ کمتر از خرابی پوشش بتنی در سیستم معمولی است [۲۴ و ۲۳]. در پژوهش دیگری که توسط عربزاده و همکاران انجام شد، مشخص شد که بهره گیری از سیستم دیوار برشی مرکب مستلزم استفاده از ستون‌های قوی در سازه‌های چند طبقه است که دلیل آن نیروهای خمشی بزرگ است و با استفاده از این ستون‌ها، عملکرد لرزه ای سیستم به میزان قابل توجهی بهبود می‌یابد [۲۵]. گو و همکاران در قالب یک سری مطالعات آزمایشگاهی به مقایسه رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی و دیوار برشی فولادی مرکب پرداختند و دریافتند که ظرفیت برشی و جذب انرژی سیستم دیوار برشی فولادی مرکب بیشتر از دیوارهای برشی فولادی است. نتایج آزمایشات نشان داد که پانل‌های بتنی کماتش خارج از صفحه ورق فولادی به طور مؤثری محدود می‌نمایند و بدین صورت، ظرفیت باربری و استهلاک انرژی تا حدود ۵۰ درصد افزایش می‌یابد [۲۶]. بر مبنای تحقیقات انجام شده توسط رهایی و حاتمی، فاصله بین برش گیرها نقش مهمی را در عملکرد مرکب این سیستم ایفا می‌نمایند که این فاصله باید مطابق با ضخامت ورق فولادی تعیین شود. نتایج تحلیل‌های ایشان نشان داد که فاصله برش گیرها تا حد مشخصی برابر ۷۵ سانتی‌متر برای ورق فولادی با ضخامت ۳ میلی‌متر، شکل پذیری و استهلاک انرژی را بهبود می‌بخشد و فراتر از این مقدار، هیچ تغییری در عملکرد حاصل

نمی‌شود [۲۷]. ضمن انجام مطالعاتی، رسولی و همکاران متوجه شدند که پانل‌های بتنی باید دارای ضخامت مشخصی باشند تا ظرفیت برشی سیستم به طرز قابل ملاحظه‌ای افزایش یابد و ضخامت‌های بیشتر از این حد، نه تنها ظرفیت برشی داخل صفحه را بهبود نمی‌بخشد بلکه باعث افزایش جرم لرزه‌ای و عملکرد نامطلوب نیز می‌گردد [۲۸]. همچنین بر مبنای مطالعات آزمایشگاهی انجام شده، وجود درز بین اعضای قاب و پانل بتنی موجب بهبود شکل پذیری و جذب انرژی سیستم می‌گردد [۲۹]. در مقایسه بین دیوار برشی فولادی و دیوار برشی فولادی مرکب مشخص گردید با توجه به اینکه سیستم مرکب سختی جانبی بالاتری را تأمین می‌نماید، اثرات p -delta و دریافت طبقات به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد که این امر موجب بهبود عملکرد سازه‌ها در مواجهه با نیروهای لرزه‌ای مخرب می‌شود [۳۰]. شفیع و همکاران با استفاده از تحلیل‌های عددی به بررسی اثر ضخامت پانل بتنی بر رفتار دیوار برشی فولادی مرکب پرداختند [۳۱]. بر اساس نتایج ایشان، پانل بتنی تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر مقاومت برشی و ظرفیت جذب انرژی سیستم مرکب دارد و افزایش ضخامت این پانل‌ها تا حد مشخصی، می‌تواند پارامترهای مذکور را بهبود بخشد. بر اساس ادبیات فنی و اطلاعات ارائه شده، علی‌رغم اینکه تا کنون تحقیقات زیادی بر روی دیوارهای برشی فولادی مرکب صورت نپذیرفته و این موضوع نیازمند مطالعات بیشتر خصوصاً تحلیلی است که به کمک آن‌ها بتوان درک بهتری از پارامترهای مرتبط با طراحی لرزه‌ای این سیستم به دست آورد [۳۳ و ۳۲].

هدف از انجام این تحقیق تعیین روابط تحلیلی جهت برآورد ضخامت بتن بر اساس ضخامت ورق فولادی و همچنین تعیین حداقل میزان ضخامت پوششی بتن به منظور جلوگیری از کماتش ورق و ایجاد مود تسلیم برشی داخل صفحه در ورق دیوار برشی فولادی کامپوزیت است. چنانچه بتن پوشش با مقاومت و ضخامت مناسب بر روی ورق فولادی تعبیه شود، مقاومت کششی میدان کشش قطری تبدیل به مقاومت برشی داخل صفحه در دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت می‌شود. از این رو تعیین میزان حداقل ضخامت پوشش بتن برای اقلان شرط فوق از نوآوری‌های این پژوهش محسوب می‌شود.

۲- مدل‌سازی و صحت سنجی

به منظور صحت سنجی مدل‌سازی‌ها از آزمایش قاب یک طبقه دیوار برشی فولادی کامپوزیت عربزاده و همکاران [۲۵] استفاده شده است. مدل مورد نظر یک قاب یک طبقه یک دهانه با اتصالات صلب و در مقیاس ۱:۴

جدول ۱. مشخصات فولاد مصرفی آزمایش عربزاده و همکاران [۲۵]

Table 1. Specifications of steel consumed by Arabzadeh et al

مقاطع فولادی	مقاومت جاری شدن (MPa)	مقاومت نهایی (MPa)	مدول ارتجاعی (MPa)
بال ستون‌ها و تیرها	۳۰۸	۴۷۹	۲۰۰۰۰۰
جان ستون‌ها و تیرها	۲۸۵	۴۴۶	۲۰۰۰۰۰
ورق فولادی	۲۶۸	۴۱۵	۲۰۰۰۰۰
بولت	۱۰۸۰	۱۲۹۰	۲۰۰۰۰۰
میلگرد	۳۳۶	۴۹۲	۲۰۳۰۰۰

جدول ۲. ابزار تقویت‌کننده استفاده شده در آزمایش

Table 2. Specifications of consumer concrete tested by Arabzadeh et al

مدول ارتجاعی (MPa)	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت کششی (MPa)
۳۰۰۷۱	۴۳	۴

جدول ۳. ابعاد مقاطع نمونه آزمایش عربزاده و همکاران [۲۵]

Table 3. Dimensions of sample sections of the experiment by Arabzadeh et al

ستون‌ها	2 IPE100+2 PL100*5
تیرها	2 IPE100
ضخامت ورق فولادی (mm)	۲
قطر بولت (mm)	۲۰
قطر میلگرد (mm)	۳
ضخامت بتن (در یک طرف) (mm)	۳۰

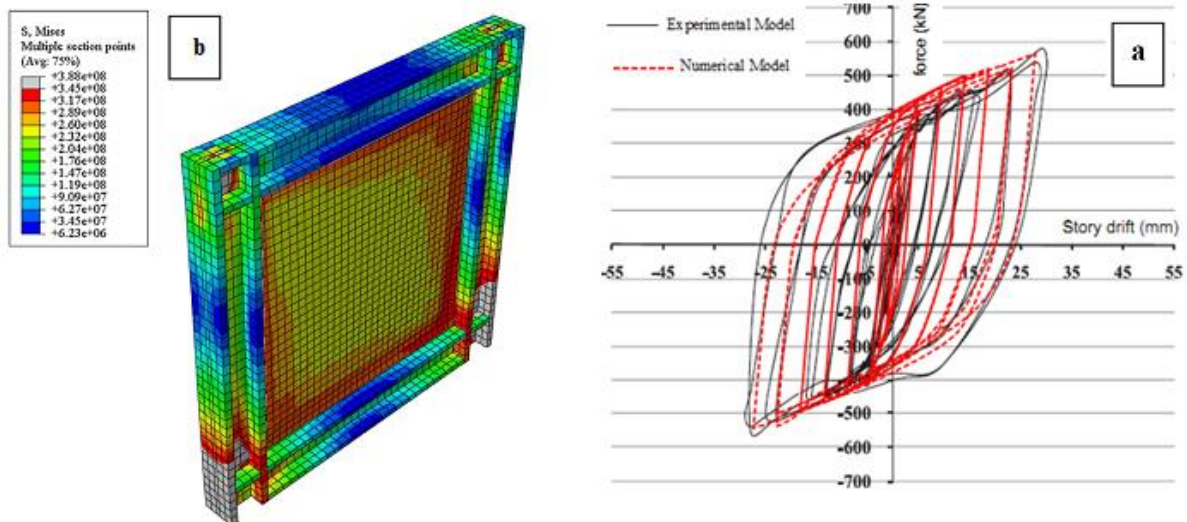
مقاومت بالا انتخاب شده تا در طی مراحل آزمایش در ناحیه خطی باقی مانده و دچار صدمه نشوند. با توجه به این که یکی از اهداف آزمایش، استفاده از پوشش بتن مسلح فقط برای جلوگیری از کماتش ورق بوده و قرار نیست در مقاومت جانبی سیستم مشارکت داشته باشد، لذا قبل از انجام آزمایش، توسط تحلیل‌های اجزای محدود مشخص گردید که چنانچه فاصله‌ای در حدود

بوده که مشخصات فولاد و بتن مصرفی آن به ترتیب در جداول ۱ و ۲ نشان داده شده است. علت استفاده از بتن پر مقاومت در آزمایشات، تمایل به ترک خوردگی کمتر در پوشش بتنی عنوان شده است. میلگردها به میزان ۱ درصد حجم بتن در داخل آن به صورت یک سفره قرار داده شده و بولت‌های برش‌گیر نیز با



شکل ۱. مدل آزمایشگاهی عربزاده و همکاران [۲۵]

Fig. 1. Laboratory model of Arabzadeh et al



a: نمودار مقایسه منحنی هیستریزیس مدل آباکوس با مدل آزمایشگاهی

b: کانتورهای تنش قاب مدل سازی شده

شکل ۲. مقایسه منحنی هیستریزیس مدل آباکوس با مدل آزمایشگاهی

Fig. 2. Comparison of hysteresis curve of Abacus model with laboratory model

نشان داده شده است. همچنین در شکل ۱ مدل آزمایشگاهی نمایش داده شده است.

در شکل ۲ منحنی هیستریزیس نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود اختلاف نتایج مقاومت

۱۱/۲۵ میلی‌متر بین پوشش بتنی و اجزای مرزی در نظر گرفته شود، هیچ گونه تماسی بین پوشش بتن مسلح و قاب فولادی ایجاد نمی‌شود، لذا این فاصله در آزمایش مورد استفاده قرار گرفته و در مدل‌ها نیز مدنظر قرار گرفت. در جدول ۳ ابعاد مقاطع استفاده شده در مدل سازی نمونه آزمایشگاهی

جدول ۴. مقایسه کمی نتایج مدل آباکوس و آزمایشگاهی

Table 4. Quantitative comparison of Abacus and laboratory model results

نسبت شکل پذیری	تغییر مکان نهایی (میلی متر)	تنش نهایی (کیلو نیوتن)	سختی اولیه (کیلو نیوتن بر میلی متر)	تغییر مکان تسلیم (میلی متر)	تنش تسلیم (کیلو نیوتن)	مدل
۵۸۵	۲۶	۵/۶۵	۱/۰۴	۱/۰۶	۱/۰۲	آزمایشگاهی
۶۰۰	۲۴	۵/۳۳	۱/۰۶	۱/۰۶	۱/۰۳	آباکوس

جدول ۵. مشخصات مدل

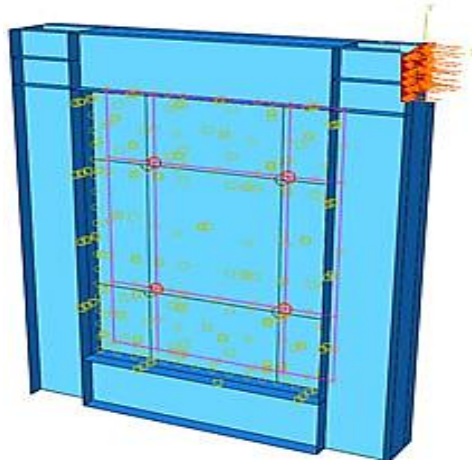
Table 5. Model specifications

no. model	b (mm)	b/d	tp (mm)	tc (mm)
1	397.5	0.75	2	20
2	397.5	0.75	4	20
3	397.5	0.75	6	20
4	397.5	0.75	2	30
5	397.5	0.75	4	30
6	397.5	0.75	6	30
7	397.5	0.75	2	50
8	397.5	0.75	4	50
9	397.5	0.75	6	50
10	530	1	2	20
11	530	1	4	20
12	530	1	6	20
13	530	1	2	30
14	530	1	4	30
15	530	1	6	30
16	530	1	2	50
17	530	1	4	50
18	530	1	6	50
19	795	1.5	2	20
20	795	1.5	4	20
21	795	1.5	6	20
22	795	1.5	2	30
23	795	1.5	4	30
24	795	1.5	6	30
25	795	1.5	2	50
26	795	1.5	4	50
27	795	1.5	6	50

۳- مدل‌های مورد بررسی

در جدول ۵ ابعاد ورق و بتن مصرفی و همچنین نسبت طول به ارتفاع ۲۷ مدل دیوار برشی فولادی کامپوزیت ارائه شده است. در این جدول، b عرض قاب، b/d نسبت عرض به ارتفاع، t_p ضخامت ورق و t_c ضخامت

و سختی در مدل عددی و آزمایشگاهی کمتر از ۲ درصد بوده و جوابها نزدیک به یکدیگر می باشند. همچنین به طور دقیق تر، مقایسه نتایج به صورت کمی در جدول ۴ ارائه شده است.



شکل ۳: شرایط مرزی گیرداری کف مدل و نحوه بارگذاری

Fig. 3. Boundary conditions of model floor trapping and loading method

استفاده شده است. المان مذکور قادر به تخمین دقیق تر تنش‌ها و تغییر شکل‌ها در قیاس با المان‌های تیر سه بعدی هستند، همچنین امکان مشاهده تغییر شکل‌های موضعی به شکل بسیار مطلوب در این نوع المان نسبت به المان‌های یک بعدی وجود دارد. اتصال تیرها به ستون‌ها گیردار و با Merge صورت گرفت و ورق فولادی به تیرها و ستون‌ها به صورت گره به گره بسته شد.

همچنین در شکل‌های ۴ الی ۸ نسبت طول به ارتفاع‌های مختلف مدل‌های مورد استفاده نمایش داده شده است. خصوصیات ورق و سخت کننده‌ها ورق داخل قاب و سخت کننده‌ها از یک جنس می‌باشند. برای نمونه در شکل ۷ ورق داخل قاب مدل ۱ تا ۶ با عرض ۳۹۷/۵ میلی‌متر و ارتفاع ۵۳۰ میلی‌متر نمایش داده شده است. ضخامت بتن داخل قاب به ترتیب ۲۰، ۳۰ و ۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. در شکل ۸ مدلسازی بتن داخل قاب نمایش داده شده است. ابعاد بتن در هر جهت به مقدار ۱۵ میلی‌متر کمتر از ابعاد ورق لحاظ شده است. رفتار بتن از نوع آسیب کششی و فشاری در نظر گرفته شده است.

یک شبکه آرماتور در داخل بتن در نظر گرفته شده است. مدلسازی آرماتور در اشکال ۹ الی ۱۱ ارائه شده است.

۳-۱- اندرکنش بین اعضا

بین تمام اجزا مدل شامل بولت‌ها، ورق داخل قاب، بتن، آماتورها و قاب اندرکنش لحاظ شده است. تمام اندرکنش‌ها شامل قید گیرداری می‌باشند

پوشش بتن روی ورق است.

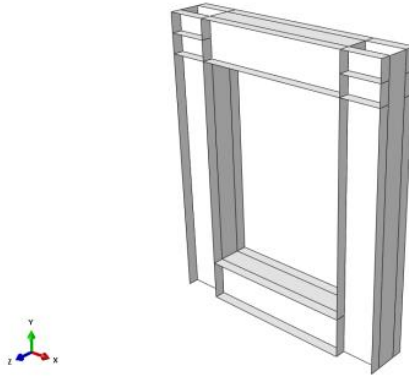
لازم به توضیح است که ارتفاع تمام مدل‌ها برابر ۵۳۰ میلی‌متر که برابر با مدل آزمایشگاهی است، می‌باشد.

مطابق شکل ۳ بار به قسمت انتهائی مدل‌ها وارده شده و کف مدل به صورت گیردار مدل شده است. جهت اتصال بین ورق فولادی و بتن پوشش از المان بولت (گل‌میخ) به قطر ۲۰ میلی‌متر استفاده شده است. تعداد گل‌میخ‌ها برای مدل‌ها با نسبت ابعاد ۰/۷۵ و ۱ برابر ۴ عدد و برای مدل با نسبت ابعاد ۱/۵ برابر ۸ عدد در نظر گرفته شده است.

برای مدلسازی ورق فولادی از المان پیوسته سه بعدی (S۴R) استفاده شده است. این المان توانایی بررسی رفتارهای دو پوسته ضخیم و نازک را دارد. برای پوشش بتنی به دلیل تمایل به مشاهده واقعی ترک‌ها و تغییرشکل‌ها از المان‌های سه بعدی (C۳D۸R) استفاده شده است که در آن آرماتورهای طولی و عرضی به صورت جداگانه در یک لایه تعریف می‌شوند.

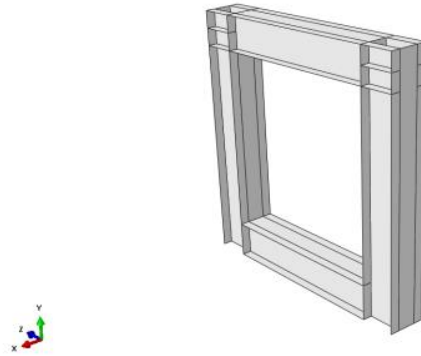
المان S۴R، شش (سه انتقالی و سه چرخشی) درجه آزادی دارد، در حالی که المان C۳D۸R، سه درجه آزادی (سه درجه انتقالی) دارد. بنابراین به منظور سازگاری لایه میانی ورق فولادی و دیوار بتنی از یک المان تماسی استفاده شد. برای مدلسازی برش‌گیرها (بولت‌ها)، از المان تیر سه بعدی استفاده شده است. در المان تیر می‌توان مشخصات مقطع برش‌گیر را به نرم افزار وارد نمود.

برای مدلسازی المان‌های مرزی در سیستم فوق از المان‌های سه بعدی



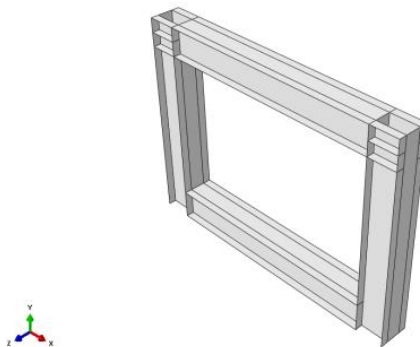
شکل ۴. نسبت طول به ارتفاع ۰/۷۵

Fig. 4. Length to height ratio 0.75



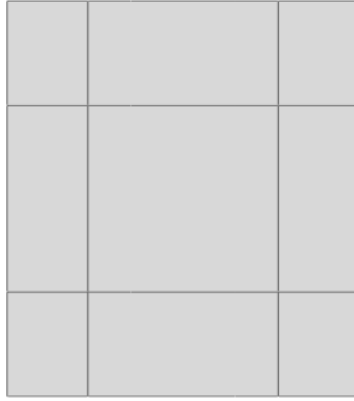
شکل ۵. نسبت طول به ارتفاع ۱

Fig. 5. Length to height ratio 1



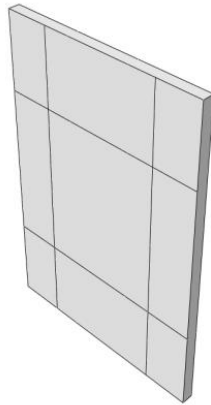
شکل ۶. نسبت طول به ارتفاع ۱/۵

Fig. 6. Length to height ratio 1.5



شکل ۷. ورق داخل قاب مدل ۱ تا ۶، عرض ۳۹۷/۵ میلی‌متر و ارتفاع ۵۳۰ میلی‌متر

Fig. 7. Sheet inside the frame of model 1 to 6, width 397.5 mm and height 530 mm



شکل ۸. مدل سازی بتن داخل قاب

Fig. 8. Modeling concrete inside the frame



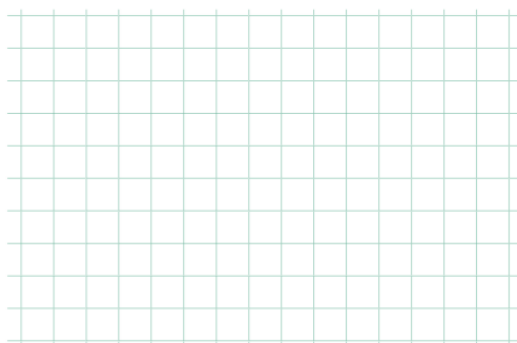
شکل ۹. مدل سازی آرماتور برای مدل با نسبت ۰/۷۵

Fig. 9. Reinforcement modeling for model with 0.75 ratio



شکل ۱۰. مدل سازی آرماتور برای مدل با نسبت ۱

Fig. 10. Reinforcement modeling for model with ratio 1



شکل ۱۱. مدل سازی آرماتور برای مدل با نسبت ۱/۵

Fig. 11. Armature modeling for model with 1.5 ratio

۴- نحوه محاسبه ضریب رفتار

ضریب رفتار سازه از رابطه (۱) قابل محاسبه است:

$$R = \frac{V_{elastic}}{V_{design}} = \frac{V_e}{V_{design}} \quad (1)$$

در رابطه (۱) V_e برابر مقاومت الاستیک مورد نیاز زلزله و V_{design} مقاومت طراحی سازه‌ها است. با توجه به اینکه روش‌های طراحی در دو سطح بار نهایی در آئین نامه بتن ایران، آئین نامه ACI و ضرایب بار مقاومت در فولاد (AISC و LRFD) و یا بار مجاز (آئین نامه‌های زلزله SEAOC و ۲۸۰۰ ایران) است، بنابر این V_{design} می‌تواند، به ترتیب

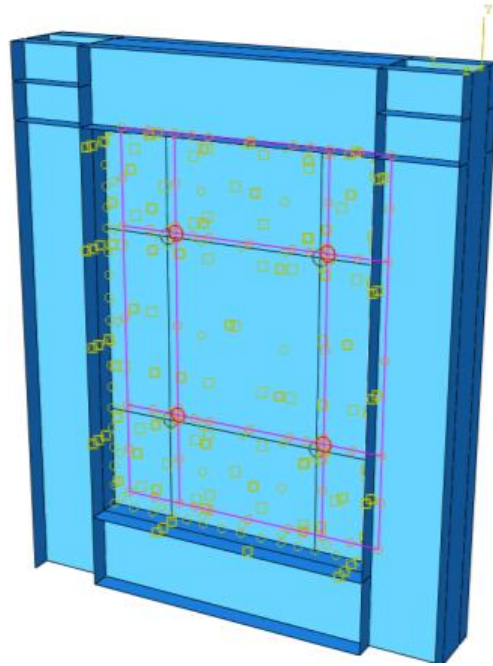
همچنین اندر کنش آرماتور داخل بتن از نوع embedded region می‌باشد.

۳-۲- شرایط مرزی

شرایط مرزی در تمام مدل‌ها ثابت و شامل گیرداری کف مدل و اعمال شرایط مرزی جابجایی در بالای قاب به منظور مدل سازی رفتاری سیکلی مدل در زمان تحلیل می‌باشد.

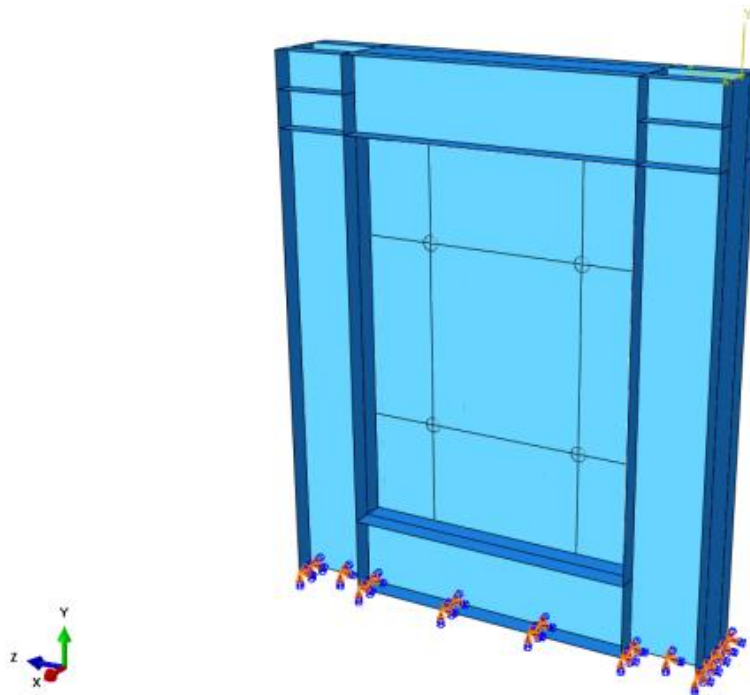
۳-۳- مش بندی مدل

برای مش بندی مدل از المان صفحه برای ورق‌های فولادی و کل قاب استفاده شده است. برای مش بندی بتن و بولت‌ها از المان‌ها مکعبی و برای مش بندی آرماتور از المان‌های خرپا استفاده شده است.



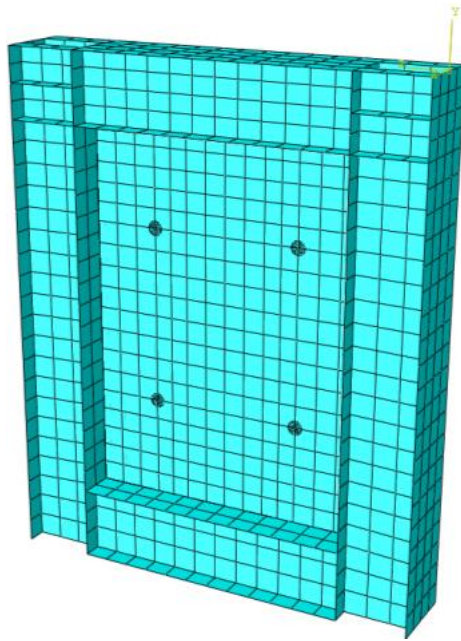
شکل ۱۲. نمونه‌ای از اندرکنش شامل بولت‌ها و بتن داخل قاب

Fig. 12. Examples of interoperability include bolts and concrete inside the frame



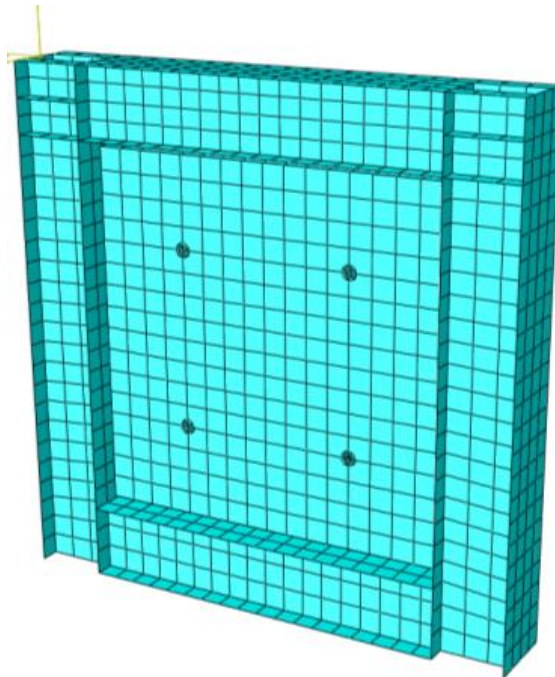
شکل ۱۳. شرایط مرزی گیرداری کف مدل

Fig. 13. Boundary conditions of model floor entrapment



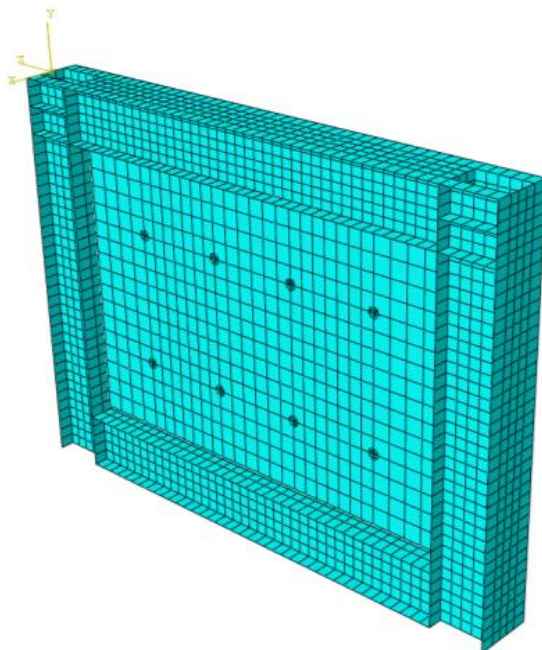
شکل ۱۴. نمونه‌ای از اندرکنش شامل بولت‌ها و بتن داخل قاب

Fig. 14. Mesh for ratio 0.75



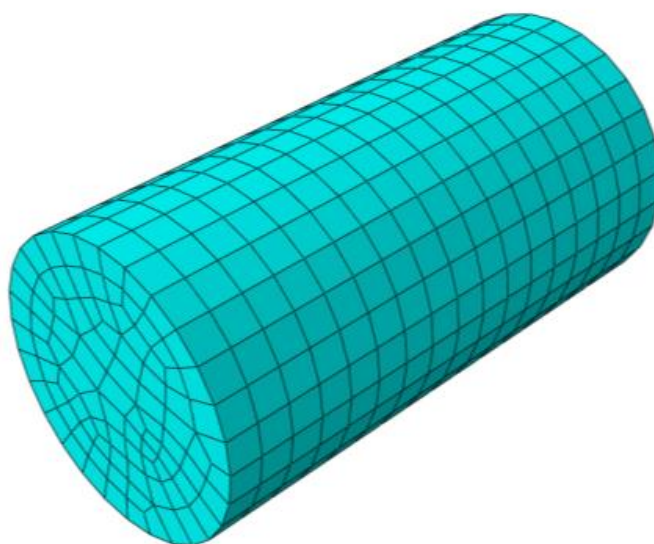
شکل ۱۵. نمونه‌ای از اندرکنش شامل بولت‌ها و بتن داخل قاب

Fig. 15. Examples of interoperability include bolts and concrete inside the frame



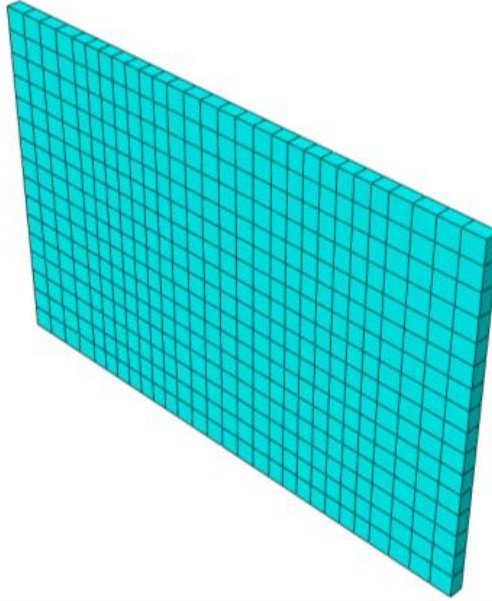
شکل ۱۶. مش بندی برای نسبت ۱/۵

Fig. 16. Mesh for ratio 1.5



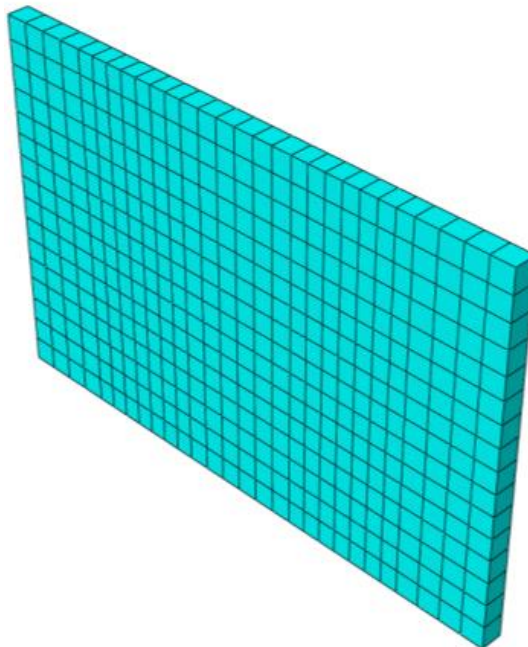
شکل ۱۷. مش بندی بولت به قطر ۲۶ میلی‌متر

Fig. 17. Bolt mesh with a diameter of 26 mm



شکل ۱۸. مش بندی بتن با ضخامت ۲۰ میلی‌متر

Fig. 18. Concrete mesh with a thickness of 20 mm



شکل ۱۹. مش بندی بتن به ضخامت ۳۰ میلی‌متر

Fig. 19. Concrete mesh with a thickness of 30 mm

جدول ۶: ابعاد، تعداد و نوع المان‌های در آنالیز حساسیت مش بندی

Table 6. Dimensions, number and type of elements in mesh sensitivity analysis

مراحل آنالیز حساسیت مش بندی	نوع المان	ابعاد المان‌ها (mm)	تعداد المان	تعداد کل المان‌ها
۱	C3D8R (قاب و پوشش بتنی)	۷۵	۹۳۶	۱۷۹۴
	S4R (ورق فولادی)	۷۵	۴۹	
	T3D2 (میلگرد)	۱۵	۷۶۹	
	B (بولت)	۳	۴۰	
۲	C3D8R	۵۰	۱۲۱۸	۲۱۴۸
	S4R	۵۰	۱۲۱	
	T3D2	۱۵	۷۶۹	
	B31	۳	۴۰	
۳	C3D8R	۳۰	۲۳۴۹	۳۴۸۲
	S4R	۳۰	۳۲۴	
	T3D2	۱۵	۷۶۹	
	B31	۳	۴۰	

در رابطه فوق y ضریبی است، که بر اساس نحوه برخورد آئین نامه‌های مصالح با تنش‌های طراحی (تنش تسلیم یا تنش مجاز) تعیین می‌شود، و مقدار این ضریب در حدود $1/7 \sim 1/4$ ارزیابی شده است. در آئین نامه UBC97 مقدار این ضرایب $1/4$ ارائه شده است. مقدار R برای هر سیستم سازه‌ای به پارامترهای ظرفیت جذب انرژی، اضافه مقاومت مورد انتظار، درجه نامعینی درجات آزادی، شکل منحنی نیرو-جابجایی، زمان تناوب اصلی سازه، میرایی لرزی و اصطکاک سازه، نوع زمین و خصوصیات زلزله گذشته بستگی دارد. بنابراین R ضریب رفتار از رابطه (۴) قابل محاسبه است:

$$R = \frac{V_e}{V_s} = R_\mu \times R_s \quad (4)$$

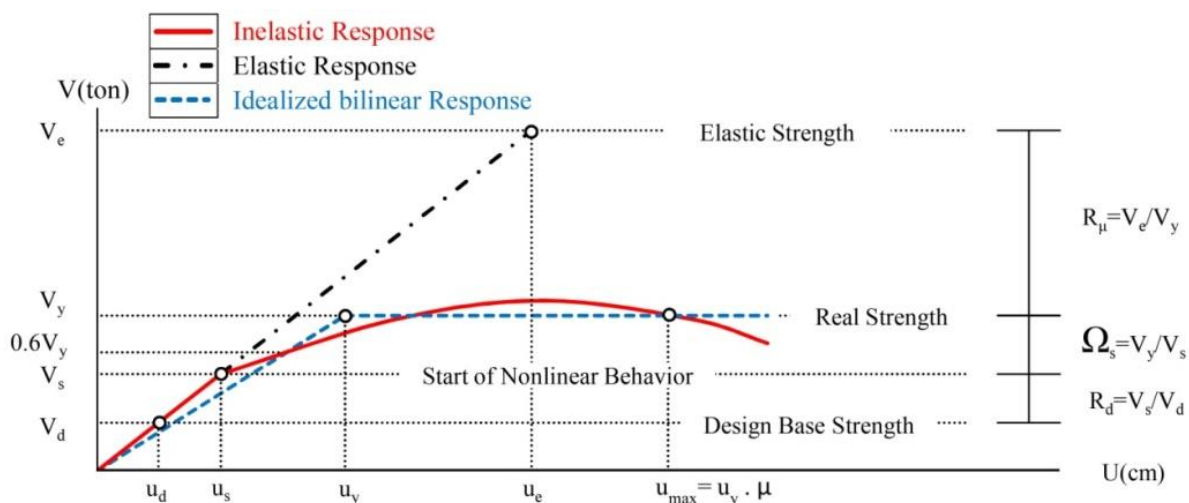
در رابطه فوق R_μ ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری و R_s ضریب کاهش ناشی از مقاومت می‌باشد، و به صورت رابطه (۵) تعریف می‌شوند:

یکی از دو مقدار V_s (مقاومت متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه) یا V_w (مقاومت متناظر با حد ارتجاعی سازه) را به خود اختصاص دهد، و رابطه (۲) را می‌توان به صورت‌های زیر نیز نوشت:

$$R_w = \frac{V_e}{V_w} \quad R_\mu = \frac{V_e}{V_s} \quad (2)$$

که در رابطه فوق، R_μ همان ضریب رفتار بر مبنای تنش‌های تسلیم و R_w همان ضریب رفتار بر مبنای تنش‌های حد مجاز است. یادآوری می‌شود، علت آن که طراحی در دو سطح V_s یا V_w انجام می‌پذیرد، بخاطر آن است، که رفتار سازه را در این سطح می‌توان با یک مدل الاستیک خطی ارزیابی نمود. بین این دو سطح طراحی، رابطه (۳) برقرار است:

$$y = \frac{R_w}{R_\mu} = \frac{V_s}{R_w} \quad (3)$$



شکل ۲۰. پارامترهای نمودار برش پایه - تغییر مکان مورد استفاده برای محاسبه ضریب رفتار [۷]

Fig. 20. Parameters of the base shear diagram - displacement used to calculate the coefficient of behavior

سختی k عبارت است، از نسبت نیرو به جابجایی در منحنی معادل ایده آل شده، دو خطی نیرو-جابجایی.
سطح زیر نمودار نیرو-جابجایی نیز برابر انرژی تلف شده در نمونه دیوار می‌باشد.
ظرفیت C برابر حداکثر مقاومت نمونه دیوار می‌باشد.

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (5)$$

به طوری که V_y مقاومت متناظر با حد کلی سازه قبل از فرو ریختگی کلی سازه (از بین رفتن پایداری سازه) است. همچنین R_s از رابطه (۶) قابل محاسبه است:

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (6)$$

در رابطه فوق V_s مقاومت متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه است. به طور خلاصه می‌توان نوشت [۷]:

$$R_u = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_d} \times \frac{V_d}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \quad (7)$$

شکل پذیری μ برابر است، با نسبت تغییر مکان نظیر گسیختگی در عضو به تغییر مکان نظیر تسلیم، در واقع ضریب شکل‌پذیری، بیانگر آن است، که سازه تا چه اندازه وارد ناحیه غیر خطی شده است.

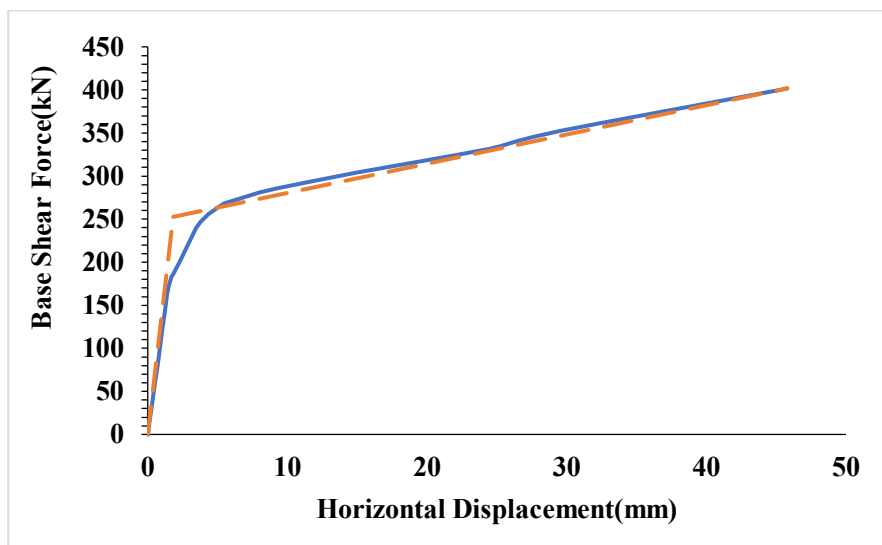
۵- نتایج تحلیل‌ها

تحلیل‌ها در سه گروه با نسبت ابعاد ۰/۷۵، ۱ و ۱/۵ به شرح زیر صورت پذیرفت.

۵-۱- نتایج تحلیل گروه اول (b/d=۰/۷۵)

برای نمونه از گروه اول، شکل ۵ نمودار برش پایه-تغییر مکان مدل ۱ را نشان می‌دهد. در جدول ۷ ضریب رفتار مدل ۱ بر اساس منحنی بار افزون محاسبه گردیده است.

بار نهایی که با پارامتر F_U مشخص می‌شود برابر $401/8 \text{ kN}$ است و بار تسلیم که با F_Y مشخص شده است برابر $252/6 \text{ kN}$ است. همچنین تغییر مکان نهایی (Y_U) و تغییر مکان تسلیم (Y_Y) به ترتیب برابر با $45/79$ و $1/82$ میلی‌متر است. ضریب اضافه مقاومت که از تقسیم کردن بار نهایی بر



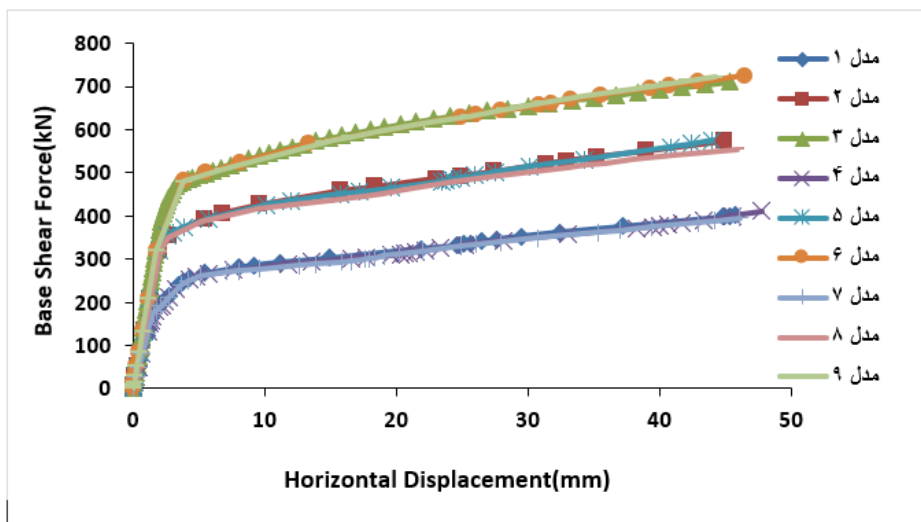
شکل ۲۱. نمودار برش پایه - تغییر مکان مدل ۱

Fig. 21. Base cutting diagram - displacement of model 1

جدول ۷. محاسبه ضریب رفتار مدل ۱

Table 7. Calculating the behavior coefficient of model 1s

بار نهایی	F_U (KN)	401.8
بار تسلیم	F_Y (KN)	252.6
تغییر مکان نهایی	Y_U (mm)	45.79
تغییر مکان تسلیم	Y_Y (mm)	1.82
ضریب اضافه مقاومت	$R_\Omega = \frac{F_U}{F_Y}$	1.59
ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری	R_μ	7.02
ضریب تنش مجاز پیشنهادی	Y	1.4
ضریب رفتار سازه	R_0	11.16
ضریب رفتار با اعمال ضریب تنش مجاز پیشنهادی	R	15.63



شکل ۲۲. نمودار برش پایه-تغییر مکان ۹ مدل گروه اول ($b/d=0.75$)

Fig. 22. Base cut-displacement diagram of 9 models of the first group ($b / d = 0.75$)

جدول ۸. ضریب رفتار ۹ مدل گروه اول ($b/d=0.75$)

Table 8. Behavior coefficient of 9 models of the first group ($b / d = 0.75$)

مدل ۹	مدل ۸	مدل ۷	مدل ۶	مدل ۵	مدل ۴	مدل ۳	مدل ۲	مدل ۱	ضریب رفتار
۱۲/۰۱	۱۲/۶	۱۵/۲۱	۱۲/۱۱	۱۳/۱۸	۱۶/۶۶	۱۱/۰۲	۱۳/۰۶	۱۵/۶۳	

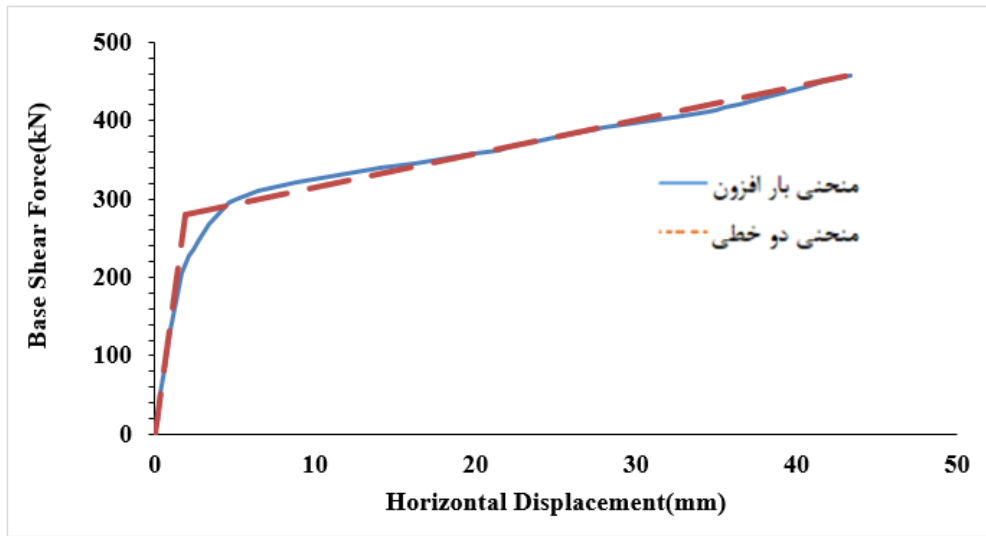
مشاهده میشود، با توجه به این که پوشش بتنی از اعضاء تیر و ستون فاصله داشته و فقط مانع جلوگیری از کمانش ورق می‌شود، لذا در ظرفیت باربری قاب تأثیری ندارد. همچنین در جدول ۸ ضریب رفتار ۹ مدل گروه اول ($b/d=0.75$) به طور خلاصه ارائه شده است. بیشترین ضریب رفتار به ترتیب مربوط به مدل‌های ۴، ۱ و ۷ (با ضخامت ورق ۲ میلی‌متر) میباشد.

۵-۲- نتایج گروه دوم ($b/d=1$)

برای نمونه از گروه دوم، شکل ۲۳ نمودار برش پایه-تغییر مکان مدل ۱۰ را نشان میدهد. همچنین در جدول ۹ ضریب رفتار مدل ۱۰ براساس منحنی بار افزون محاسبه گردیده است. همانطور که مشاهده می‌شود برای مدل ۱۰ مقدار ضریب اضافه مقاومت

بار تسلیم به دست می‌آید برابر است با $1/59$ که در جدول ۷ آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود برای مدل ۱ مقدار ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل پذیری به ترتیب $1/59$ و $7/02$ به دست آمده است. از این رو مقدار ضریب رفتار از ضرب مقدار ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل پذیری در ضریب Y برابر $15/63$ به دست آمده است.

شکل ۲۲ نمودار برش پایه-تغییر مکان ۹ مدل گروه اول ($b/d=0.75$) را نشان میدهد. همانطور که مشاهده میشود جذب انرژی در مدل‌های ۳، ۶ و ۹ (با ضخامت ورق ۶ میلی‌متر) از سایر مدل‌ها بیشتر است. همچنین با ثابت ماندن ضخامت ورق و تغییر در ضخامت بتن، تغییر محسوسی در نمودار بار افزون ایجاد نمی‌شود. در واقع میتوان به این نتیجه رسید که تغییر ضخامت بتن تأثیری در ظرفیت باربری مدل‌سازهای نخواهد داشت. همانطور که



منحنی بار افزون
منحنی دو خطی

شکل ۲۳. نمودار برش پایه-تغییر مکان مدل ۱۰

Fig. 23. Base cutting diagram - displacement of model 10

جدول ۹. محاسبه ضریب رفتار مدل ۱۰

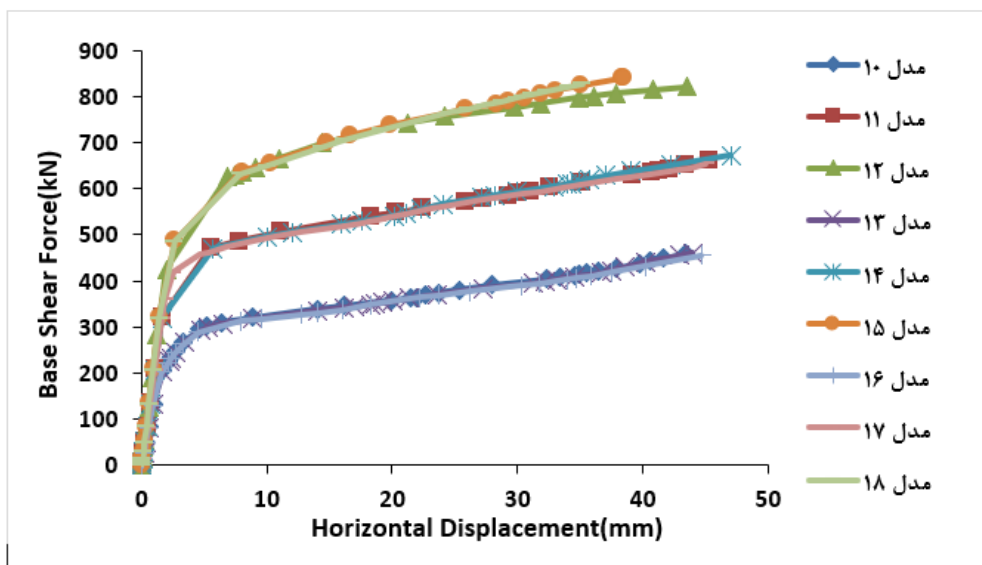
Table 9. Calculate the behavior coefficient of model 10

بار نهایی	F_U (KN)	۴۵۸/۲
بار تسلیم	F_Y (KN)	۲۷۹/۶
تغییر مکان نهایی	Y_U (mm)	۴۳/۳۸
تغییر مکان تسلیم	Y_Y (mm)	۱/۹۲
ضریب اضافه مقاومت	$R_\Omega = \frac{F_U}{F_Y}$	۱/۶۴
ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری	R_μ	۶/۶۴
ضریب تنش مجاز پیشنهادی	Y	۱/۴
ضریب رفتار سازه	R_0	۱۰/۸۸
ضریب رفتار با اعمال ضریب تنش مجاز پیشنهادی	R	۱۵/۲۳

نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود جذب انرژی در مدل های ۱۲، ۱۵ و ۱۸ (با ضخامت ورق ۶ میلی متر) از سایر مدلها بیشتر است. همچنین با ثابت ماندن ضخامت ورق و تغییر در ضخامت بتن، تغییر محسوسی در نمودار بار افزون ایجاد نمیشود. در جدول ۱۰ ضریب رفتار ۹ مدل گروه دوم

و ضریب شکل پذیری به ترتیب ۱/۶۴ و ۶/۶۴ به دست آمده است. از این رو مقدار ضریب رفتار از ضرب مقدار ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل پذیری در ضریب Y برابر ۱۵/۲۳ به دست آمده است.

شکل ۲۴ نمودار برش پایه-تغییر مکان ۹ مدل گروه دوم ($b/d=1$) را



شکل ۲۴. نمودار برش پایه-تغییر مکان ۹ مدل گروه دوم ($b/d=1$)

Fig. 24. Base cut-displacement diagram of 9 second group models ($b / d = 1$)

جدول ۱۰. ضریب رفتار ۹ مدل گروه دوم ($b/d=1$)

Table 10. Behavior coefficient of 9 second group models ($b / d = 1$)

مدل ۹	مدل ۸	مدل ۷	مدل ۶	مدل ۵	مدل ۴	مدل ۳	مدل ۲	مدل ۱	ضریب رفتار
۱۲/۰۱	۱۲/۶	۱۵/۲۱	۱۲/۱۱	۱۳/۱۸	۱۶/۶۶	۱۱/۰۲	۱۳/۰۶	۱۵/۶۳	

رو مقدار ضریب رفتار از ضرب مقدار ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل پذیری در ضریب Y برابر $۱۴/۴۷$ به دست آمده است.

شکل ۲۶ نمودار برش پایه-تغییر مکان ۹ مدل گروه سوم ($b/d=۱/۵$) را نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود جذب انرژی در مدل های ۲۱، ۲۴ و ۲۷ (با ضخامت ورق ۶ میلی متر) از سایر مدلها بیشتر است. همچنین با ثابت ماندن ضخامت ورق و تغییر در ضخامت بتن، تغییر محسوسی در نمودار بار افزون ایجاد نمیشود. در جدول ۱۲ ضریب رفتار ۹ مدل گروه سوم ($b/d=۱/۵$) به طور خلاصه ارائه شده است. همانطور که مشاهده می شود، بیشترین ضریب رفتار به ترتیب مربوط به مدل های ۲۲، ۲۵ و ۱۹ (با ضخامت ورق ۲ میلی متر) می باشد.

($b/d=1$) به طور خلاصه ارائه شده است. همانطور که مشاهده می شود، بیشترین ضریب رفتار به ترتیب مربوط به مدل های ۱۶، ۱۳ و ۱۰ (با ضخامت ورق ۲ میلی متر) می باشد.

۵-۳ نتایج گروه سوم ($b/d=۱/۵$)

برای نمونه از گروه سوم، شکل ۲۵ نمودار برش پایه-تغییر مکان مدل ۱۹ را نشان می دهد. همچنین در جدول ۱۱ ضریب رفتار مدل ۱۹ براساس منحنی بار افزون محاسبه گردیده است. همانطور که مشاهده می شود برای مدل ۱۹ مقدار ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل پذیری به ترتیب $۱/۵۵$ و $۶/۶۷$ به دست آمده است. از این

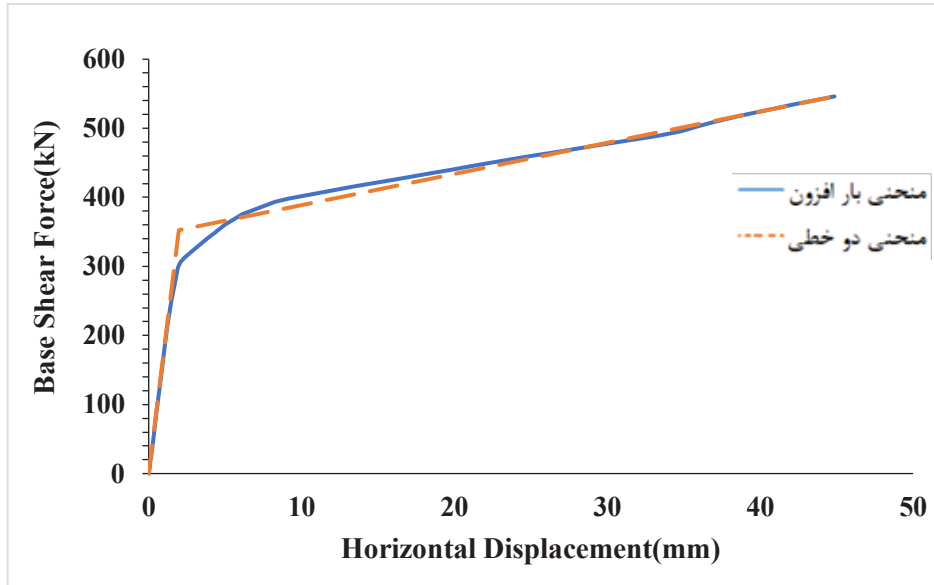


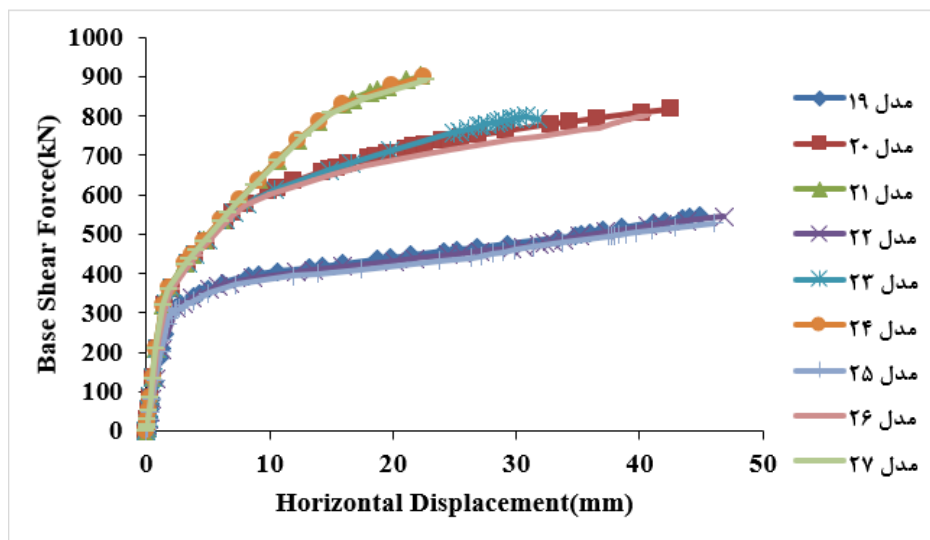
Fig. 25. Basic cut-off diagram of model 19

شکل ۲۵. نمودار برش پایه-تغییر مکان مدل ۱۹

جدول ۱۱. محاسبه ضریب رفتار مدل ۱۹

Table 11. Calculation of model behavior coefficient 19

۵۴۶/۱	F_U (KN)	بار نهایی
۳۲۵/۳	F_Y (KN)	بار تسلیم
۴۴/۸۶	Y_U (mm)	تغییر مکان نهایی
۱/۹۷	Y_Y (mm)	تغییر مکان تسلیم
۱/۵۵	$R_\Omega = \frac{F_U}{F_Y}$	ضریب اضافه مقاومت
۶/۶۷	R_μ	ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری
۱/۴	Y	ضریب تنش مجاز پیشنهادی
۱۰/۳۴	R_0	ضریب رفتار سازه
۱۴/۴۷	R	ضریب رفتار با اعمال ضریب تنش مجاز پیشنهادی



شکل ۲۶. نمودار برش پایه - تغییر مکان ۹ مدل گروه سوم ($b/d=1/5$)

Fig. 26. Base cut-displacement diagram of 9 third group models ($b / d = 1.5$)

جدول ۱۲. ضریب رفتار ۹ مدل گروه سوم ($b/d=1/5$)

Table 12. Behavior coefficient of 9 third group models ($b / d = 1.5$)

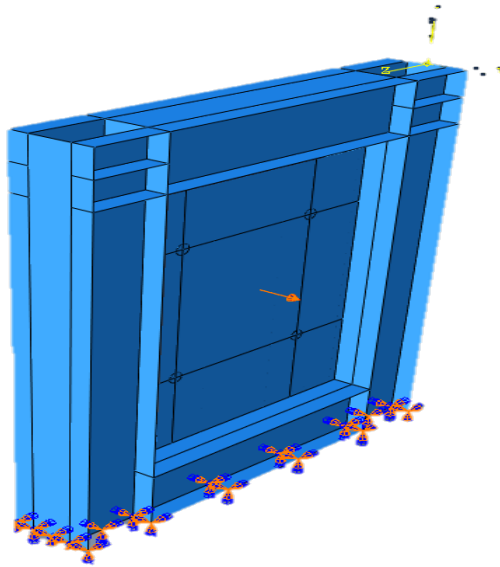
مدل ۲۷	مدل ۲۶	مدل ۲۵	مدل ۲۴	مدل ۲۳	مدل ۲۲	مدل ۲۱	مدل ۲۰	مدل ۱۹	ضریب رفتار
۱۲/۰۶	۱۱/۹۳	۱۴/۷	۱۲/۰	۱۰/۶۴	۱۵/۰۳	۱۳/۰۵	۱۱/۶۹	۱۴/۴۷	

می‌شود اما مقدار حداقل ضخامت بتن لازم که منجر به تغییر مود خرابی از حالت میدان کشش قطری به برش داخل صفحه شود تا کنون مورد مطالعه قرار نگرفته است. برای نیل به این هدف ابتدا دیوار برشی فولادی (بدون بتن) تحت بار جانبی قرار داده شده و یک بار عمود بر صفحه ۱۰۰ نیوتن (برای کمانش کردن ورق) به آن اعمال می‌شود تا ورق دچار کمانش شود. در شکل ۲۷ نحوه اعمال بار عمود بر صفحه نمایش داده شده است. سپس به ورق فولادی، بتن اضافه کرده تا دیوار برشی فولادی کامپوزیت حاصل شود. در این مرحله دیگر بار عمود بر صفحه به ورق دیوار برشی اعمال نمی‌شود. بعد از انجام این کار با سعی و خطا حداقل ضخامت بتن که باعث تغییر مود خرابی از حالت میدان کشش قطری به برش داخل صفحه می‌شود به دست

بر اساس نمودارهای ارائه شده بیشترین ضریب رفتار به ترتیب مربوط به مدل ۴ (با ضخامت ورق ۲ میلی‌متر، ضخامت بتن ۳۰ میلی‌متر و نسبت $b/d=0/75$) بوده و مقدار ضریب رفتار میانگین برای نسبت‌های b/d : ۱، ۰/۷۵ و ۱/۵ به ترتیب برابر ۱۳/۵، ۱۳/۳۷ و ۱۲/۸۴ می‌باشد. همچنین مقدار ضریب رفتار میانگین کلی برابر ۱۳/۲۴ برای تمام مدل‌های به دست آمده است.

۴-۵- تعیین ضخامت حداقل بتن برای هر یک از مدل‌ها

با اعمال بار جانبی به دیوار برشی فولادی ورق فولادی نازک دچار کمانش می‌شود. به منظور جلوگیری از کمانش ورق، از پوشش بتنی استفاده



شکل ۲۷. نحوه اعمال بار عمود بر صفحه

Fig. 27. How to apply the load perpendicular to the plane

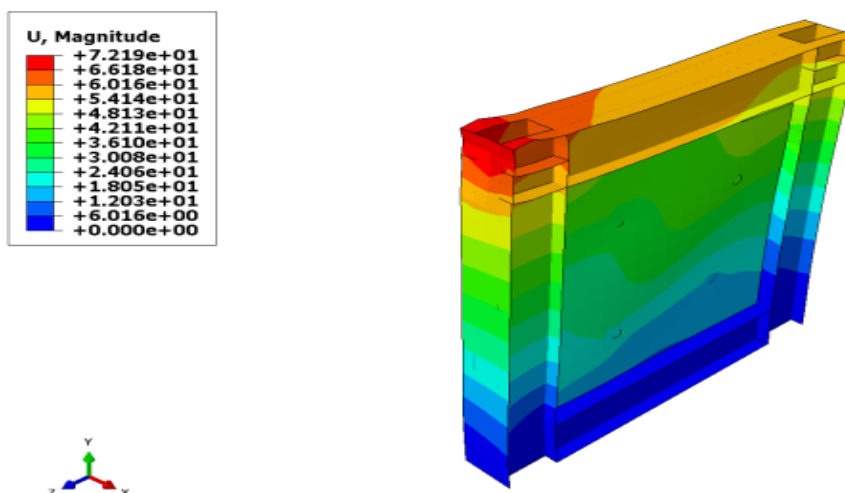
جدول ۱۳. حداقل ضخامت بتن برای مدل‌ها

Table 13. Minimum concrete thickness for models

No. Model	b(mm)	b/d	tp(mm)	tc(mm)
۷ و ۴، ۱	397.5	0.75	2	18
۸ و ۵، ۲	397.5	0.75	4	21
۹ و ۶، ۳	397.5	0.75	6	24
۱۶ و ۱۳، ۱۰	530	1	2	19
۱۷ و ۱۴، ۱۱	530	1	4	21
۱۸ و ۱۵، ۱۲	530	1	6	25
۲۵ و ۲۲، ۱۹	795	1.5	2	18
۲۶ و ۲۳، ۲۰	795	1.5	4	21
۲۷ و ۲۴، ۲۱	795	1.5	6	26

کشش قطری به برش داخل صفحه تغییر می‌یابد. با این روش برای دیگر مدل‌های سازه‌ای نیز ضخامت بتن پوشش حداقل محاسبه گردید. در جدول ۱۳ حداقل ضخامت بتن برای مدل‌ها ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود با افزایش ضخامت ورق فولادی مقدار حداقل ضخامت بتن افزایش می‌یابد. همچنین با تغییر نسبت b/d تقریباً تغییری در مقدار حداقل ضخامت بتن ایجاد نمی‌گردد؛ در واقع نسبت b/d

می‌آید. به عنوان نمونه برای نسبت b/d برابر ۱ و t_p برابر ۶ میلی‌متر؛ ابتدا ضخامت t_c برابر ۲۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده و با انجام تحلیل مشخص گردید که این مقدار بتن برای این مدل کافی نیست. سپس ضخامت ۳۰ میلی‌متر برای بتن در نظر گرفته شد و این بار مشاهده شد که این ضخامت برای این مدل زیاد می‌باشد. سپس ضخامت ۲۵ میلی‌متر برای بتن در نظر گرفته شد و مشاهده گردید که در این ضخامت، مود خرابی از حالت میدان



شکل ۲۸. کانتور تنش مدل راست آزمایشی

Fig. 28. Stress contour of the test model

جدول ۱۴. رابطه ریاضی برای تعیین t_c برحسب t_p

Table 14. Mathematical relation for determining t_c in terms of t_p

مدل ۲۷	مدل ۲۶	مدل ۲۵	مدل ۲۴	مدل ۲۳	مدل ۲۲	مدل ۲۱	مدل ۲۰	مدل ۱۹	ضریب رفتار
۱۲/۰۶	۱۱/۹۳	۱۴/۷	۱۲/۰	۱۰/۶۴	۱۵/۰۳	۱۳/۰۵	۱۱/۶۹	۱۴/۴۷	

رابطه مربوط به نسبت b/d برابر یک مقدار حداقل ضخامت بتن برابر $23/2$ میلی‌متر به دست آمد. در نتیجه عدد به دست آمده از رابطه ریاضی با عدد به دست آمده با مقدار واقعی در حدود ۸ درصد اختلاف داشته که در حد عرف محاسبات مهندسی می‌باشد.

۶- نتیجه گیری

هدف از انجام این پژوهش مطالعه تحلیلی و عددی اثر ضخامت و نوع بتن پوشش، بر رفتار دیوارهای برشی فولادی کامپوزیت بوده است. برای نیل به این هدف مدل دیوار برشی فولادی کامپوزیت با ضخامت ورق و بتن مختلف، و نسبت طول به ارتفاع $0.75/1$ و $1/5$ مدلسازی گردید؛ و به صورت بار افزون مورد تحلیل قرار گرفت. خلاصه نتایج به ترتیب زیر مشاهده شد. ۱- در نسبت $b/d=0.75$: جذب انرژی در مدل‌های ۳، ۶ و ۹ (با ضخامت

تأثیری بر روی حداقل ضخامت بتن ندارد. با توجه به نتایج به دست آمده در جدول ۱۴ برای هر یک از نسبت‌های b/d روابط ریاضی برای تعیین ضخامت حداقل بتن پوشش برحسب ضخامت ورق پیشنهاد شده است.

* t_c و t_p بر حسب میلی‌متر می‌باشد.

برای اعتبارسنجی روابط پیشنهادی با فرض نسبت b/d برابر ۱ و t_p برابر ۵ میلی‌متر مقدار حداقل ضخامت بتن با استفاده از تحلیل غیرخطی اجزاء محدود (شکل ۲۸) محاسبه گردید. سپس مقدار به دست آمده با رابطه پیشنهادی مقایسه و مقدار خطا محاسبه شد.

با بررسی‌های صورت گرفته مقدار حداقل ضخامت بتن که باعث تغییر مود خرابی از حالت میدان کشش قطری به برش داخل صفحه می‌شود برابر ۲۵ میلی‌متر به دست آمده است. در حالی که با قرار دادن مقدار t_p در

[4] J. Ericksen, R. Sabelli, A Closer Look at Steel Plate Shear Walls, *Modern Steel Construction*, USA, 2008 63–67.

[5] G. Pachideh, M. Gholhaki, A. Saedi Daryan, Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis, *Structures*, 2019, 20, 437-451.

[6] M. Gholhaki, G. Pachideh, Investigating of damage indexes results due to presence of shear wall in building with various stories and spans, *Int J Rev Life Sci*, 2015, 5 (1), 992-997.

[7] M. Gholhaki, M. Karimi, G. Pachideh, Investigation of Subpanel Size Effect on Behavior Factor of Stiffened Steel Plate Shear Wall, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2019, 5 (4), 73-87.

[8] M. Gholhaki, G. Pachideh, O. Rezayfar, Sa. Ghazvini, Specification of Response modification factor for Steel Plate Shear Wall by Incremental Dynamic Analysis Method [IDA], *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2019, 6 (2), 211-224.

[9] G. Pachideh, M. Gholhaki, M. Shiri, Modeling and Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls Using the New Method, 2nd international conference on civil engineering, architecture & urban planning elites, 2016, 2, 124-136.

[10] Y. Takahashi, Y. Takamoto, T. Takeda, et al., Experimental study on thin steel shear walls and particular bracing under alternative horizontal loading, *IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads*, Lisbon, Portugal 1973, pp. 185–191.

[11] L.J. Thorburn, G.L. Kulak, C.J. Montgomery, Analysis of steel plate shear walls, *Structural Engineering Report No. 107*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, 1983.

[12] T.M. Robert, S. Sabouri-Ghomi, Hysteretic characteristics of unstiffened perforated steel plate shear panels, *Thin-Walled Struct.* 14 (1992) 139–151.

V. Caccese, M. Elgaaly, R. Chen, Experimental study of [13] thin steel-plate shear wall under cyclic load, *J. Struct. Eng.* 119 (2) (1993) 573–587

[14] Q. Zhao, A. Astaneh-Asl, Cyclic behavior of traditional

ورق ۶ میلی‌متر) از سایر مدلها بیشتر است. همچنین با ثابت ماندن ضخامت ورق و تغییر در ضخامت بتن، تغییر محسوس در نمودار بار افزون ایجاد نمیشود. در واقع میتوان به این نتیجه رسید که تغییر ضخامت بتن تأثیری در ظرفیت باربری مدل سازه‌ای نخواهد داشت.

۲- در نسبت $b/d=0/75$ ؛ بیشترین ضریب رفتار به ترتیب مربوط به مدل‌های ۴، ۱ و ۷ (با ضخامت ورق ۲ میلی‌متر) میباشد.

۳- در نسبت $b/d=1$ ؛ جذب انرژی در مدل‌های ۱۲، ۱۵ و ۱۸ (با ضخامت ورق ۶ میلی‌متر) از سایر مدلها بیشتر است. همچنین با ثابت ماندن ضخامت ورق و تغییر در ضخامت بتن، تغییر محسوس در نمودار بار افزون ایجاد نمیشود. بیشترین ضریب رفتار به ترتیب مربوط به مدل‌های ۱۰، ۱۳ و ۱۶ (با ضخامت ورق ۲ میلی‌متر) میباشد. علاوه بر این جذب انرژی در مدل‌های ۲۱، ۲۴ و ۲۷ (با ضخامت ورق ۶ میلی‌متر) از سایر مدلها بیشتر است. همچنین با ثابت ماندن ضخامت ورق و تغییر در ضخامت بتن، تغییر محسوس در نمودار بار افزون ایجاد نمیشود.

۴- در نسبت $b/d=1/5$ ؛ بیشترین ضریب رفتار به ترتیب مربوط به مدل‌های ۲۲، ۲۵ و ۱۹ (با ضخامت ورق ۲ میلی‌متر) میباشد.

۵- جذب انرژی در مدل‌های ۲۱، ۲۴ و ۲۷ (با ضخامت ورق ۶ میلی‌متر و نسبت $b/d=1/5$) از سایر مدلها بیشتر است.

۶- بیشترین ضریب رفتار به ترتیب مربوط به مدل ۴ (با ضخامت ورق ۲ میلی‌متر، ضخامت بتن ۳۰ میلی‌متر و نسبت $b/d=0/75$) میباشد.

۷- مقدار ضریب رفتار میانگین برای نسبت‌های b/d ؛ ۰/۷۵، ۱ و ۱/۵ به ترتیب برابر ۱۳/۵، ۱۳/۳۷ و ۱۲/۸۴ می باشد. همچنین مقدار ضریب رفتار میانگین کلی برابر ۱۳/۲۴ به دست می‌آید.

۸- روابط پیشنهادی تعیین ضخامت ورق پوشش برحسب ضخامت ورق فولادی برحسب نسبت ابعاد قاب‌ها ارائه و اعتبارسنجی گردید.

منابع

[1] T.T. Soong, G.F. Dargush, *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*, Wiley, London, 1997.

[2] G.W. Housner, L.A. Bergman, T.K. Caughey, et al., *Structural control: past, present and future*, *J. Eng. Mech. ASCE* 123 (9) (1997) 897–971.

[3] M. Nakashima, K. Saburi, B. Tsuji, Energy input and dissipation behavior of structures with hysteretic dampers, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 25 (5) (1996) 483–496.

- QiuHong, Z. and Astaneh-asl, A. (2007), "Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls", *Journal of Steel Structures*, (2007): 60-75
- [25] A. Arabzadeh, M. Soltani, A. Ayazi, Experimental investigation of composite shear walls under shear loadings, *Thin-Walled Struct.* 49 (2011) 842–854.
- [26] L. Guo, R. Li, Q. Rong, S. Zhang, Cyclic behavior of SPSW and CSPSW in composite frame, *Thin-Walled Struct.* 51 (2012) 39–52.
- [27] A. Rahai, F. Hatami, Evaluation of composite shear wall behavior under cyclic loadings, *J. Constr. Steel Res.* 65 (2009) 1528-1537.
- B. Rasouli, S. Shafaei, A. Ayazi, F. Farahbod, "Experimental and Numerical study on steel-concrete composite shear wall using light-weight concrete", *J. Constr. Steel Res.* 126 (2016) 117-128
- [29] Q. Zhao, A. Astaneh-Asl, Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls, *J. Struct. Eng. ASCE* 130 (2004) 271–284.
- [30] Q. Zhao, A. Astaneh-Asl, Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls, *J. Struct. Eng. ASCE* 130 (2004) 271–284.
- [31] Shafaei, S., Ayazi, A. and Farahbod, F., "The effect of concrete panel thickness upon composite steel plate shear walls" *J. Constr. Steel Res.* 117 (2016) 81-90.
- [32] AISC, ANSI/AISC 341-10. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction, 2010.
- [33] Q. Zhao, A. Astaneh-Asl, Seismic behavior of composite shear wall systems and application of smart structures technology, *Steel Struct.* 7 (2007) 69–75.
- and innovative composite shear walls, *J. Struct. Eng. ASCE* 130 (2) (2004) 271–284.
- [15] L. Guo, R. Li, Q. Rong, et al., Cyclic behavior of SPSW and CSPSW in composite frame, *Thin-Walled Struct.* 51 (2012) 39–52.
- [16] A. Astaneh-Asl, Seismic behavior and design of composite steel plate shear walls, *Steel Tips Report*, Structural Steel Educational Council, USA, 2002.
- [17] AISC, ANSI/AISC 341-10, *Seismic provisions for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago (IL), 2010.
- [18] Q. Zhao, A. Astaneh-Asl, Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls, *J. Struct. Eng. ASCE* 130 (2004) 271–284.
- [19] Q. Zhao, A. Astaneh-Asl, Seismic behavior of composite shear wall systems and application of smart structures technology, *Steel Struct.* 7 (2007) 69–75.
- [20] Shafaei, S., Ayazi, A. and Farahbod, F., "The effect of concrete panel thickness upon composite steel plate shear walls" *J. Constr. Steel Res.* 117 (2016) 81-90.
- [21] A. Yadegari, G. Pachideh, M. Gholhaki, M. Shiri, Seismic Performance of C-PSW, 2nd international conference on civil engineering, architecture & urban planning elites, 2016, 2, 110-123.
- [22] L. Guo, R. Li, Q. Rong, S. Zhang, Cyclic behavior of SPSW and CSPSW in composite frame, *Thin-Walled Struct.* 51 (2012) 39–52.
- [23] QiuHong, Z. and Astaneh-asl, A. (2004), "Seismic behavior of composite shear wall systems and application of smart structures technology", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper No. 2578.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

T. Rahimi, M. Gholhaki, A. Kheyroddin, *An Analytical and Numerical Study on Effect of Thickness and Concrete Type of Panels on Behavior of Composite Steel Plate Shear Walls*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(9) (2021) 3623-3648.

DOI: 10.22060/ceej.2020.17929.6713



