

Investigating Design of Semi-Continuous Steel Shear Wall Connections to Concrete Frames by Numerical Method

Yasaman Najjari

*M.Sc. Student, Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar, Iran.
(yas.najjar86@gmail.com)*

*Habib Akbarzadeh Bengar**

*Associate Professor, Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar, Iran.
(h.akbarzadeh@umz.ac.ir)
Research paper*

Abstract

Using steel shear walls is one way to increase the lateral load-carrying capacity of reinforced concrete moment-resisting frames and have been gaining the interest of researchers due to their excellent performance in earthquakes and ease of construction. In these shear walls, connection to the frame and force transfer between the wall and the frame are of particular interest. In this study, the connection type of these walls and transfer of forces between them and the frame via bolts were examined and controlled using the ABAQUS software. For this purpose, a two-story concrete frame equipped with steel shear walls was evaluated after verifying the numerical model. The frame was assessed under two connection conditions: the ideal state, in which the shear wall is fixed to the beam, and the realistic state, in which these shear walls are attached to the beam using connecting plates on the beams and bolts at the top and bottom of the beam. To design the bolts, first, the prestressing force needed to prevent sliding should be calculated, according to which the prestressing force and the bolts can be designed. Also, the simultaneous effect of tension and shear should be taken into account in the bolts design. After designing the bolt diameter and prestressing force, the behavior of the frame were compared in both cases. The numerical analysis revealed that the load-displacement behavior in both cases were almost identical. Furthermore, the stress in the bolts in the second state was found to be lower than their strength, indicating that the bolt design method is safe and suitable for transferring forces between the shear wall and the reinforced concrete structural frame in floors. Also, by designing the bolt and its prestressing force according to the method of this paper, it is ensured that no slippage between the concrete and the connection plates occurs until the end of loading.

Keywords: Concrete Frame, Steel Shear Wall, Connection Design, Numerical Analysis, Nonlinear Static Analysis.

***Corresponding Author:** Habib Akbarzadeh Bengar

najjari, Y., Akbarzadeh Bengar, H. Investigating Design of Semi-Continuous Steel Shear Wall Connections to Concrete Frames by Numerical Method. Journal of Concrete Structures and Materials, 2023; 8(1): 117-97.

<http://doi.org/10.30478/jcsm.2023.392846.1316>

© 2023 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

This is an open access article under the CC BY license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

بررسی طراحی اتصال دیوارهای برشی فولادی نیمه‌پیوسته به قاب بتنی به روش عددی

یاسمن نجاری

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه مازندران، بابلسر

حبیب اکبرزاده بنگر*

دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه مازندران، بابلسر

(نویسنده مسئول)

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

یکی از روش‌های مقاوم‌سازی قاب خمشی بتن مسلح استفاده از دیوار برشی فولادی می‌باشد که به دلیل سادگی اجرا مورد توجه قرار گرفته است. در دیوارهای برشی نیمه‌پیوسته نحوه اتصال و انتقال نیرو در طبقات مجهز به دیوار برشی فولادی از اهمیت زیادی برخوردار است. در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS نحوه اتصال این دیوارها و نحوه انتقال نیرو در آن با استفاده از پیچ بررسی و کنترل شد. به همین منظور بعد از صحت سنجی مدل عددی، قاب بتنی در دو طبقه مجهز به دیوار برشی مورد بررسی قرار گرفت. این قاب در دو حالت اتصال دیوار برشی به قاب ارزیابی شد. حالت اول اتصال گیردار دیوار برشی فولادی به تیر که حالت ایده آل می‌باشد و حالت دوم که حالت واقعی می‌باشد که با استفاده از ورق اتصال فولادی روی تیر و پیچ این ورق‌ها به هم در بالا و پایین تیر انجام گرفت. پس از طراحی قطر پیچ و نیروی پیش‌تنیدگی آن رفتار قاب در هر دو حالت با هم مقایسه شد. برای طراحی پیچ، در ابتدا می‌بایست نیروی پیش‌تنیدگی مورد نیاز برای ممانعت از لغزش محاسبه شود که طبق آن می‌توان نیروی پیش‌تنیدگی و پیچ را طراحی کرد. همچنین می‌بایست در طراحی پیچ، اثر هم‌زمان کشش و برش لحاظ شود. نتایج عددی دو حالت قاب بتن مسلح شده با دیوار برشی فولادی نشان می‌دهد که رفتار بار-تغییر مکان هر دو حالت تقریباً بر هم منطبق هستند. همچنین میزان تنش در پیچ‌ها در حالت دوم از مقاومت پیچ کمتر می‌باشد. بنابراین این روش طراحی پیچ بر انتقال نیروی دیوار برشی بین طبقات با وجود تیر بتن مسلح ایمن و مورد قبول می‌باشد. همچنین با طراحی پیچ و نیروی پیش‌تنیدگی آن به روش مقاله حاضر، اطمینان حاصل می‌شود که تا انتهای بارگذاری هیچ‌گونه لغزش بین بتن و ورق اتصال رخ نمی‌دهد.

کلمات کلیدی: قاب بتنی، دیوار برشی فولادی، طراحی اتصال، تحلیل عددی، تحلیل استاتیکی غیرخطی

قاب‌های بتنی یکی از سیستم‌های مقاوم سازه‌ای به شمار می‌آیند که دارای شکل‌پذیری خوب ولی از سختی کمتری برخوردار هستند. برای مقاوم‌سازی این نوع سیستم سازه‌ای روش‌های زیادی پیشنهاد شده است که یک نوع از آن دیوار برشی فولادی می‌باشد. تاکنون مطالعات زیادی بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی انجام شده است، در ادامه به چند مورد از این مطالعات معرفی شده است. عملکرد مناسب لرزه‌ای دیوار برشی فولادی سبب شده است تا استفاده از دیوار برشی فولادی در مقاوم‌سازی سازه‌های فولادی و بتن مسلح مورد توجه قرار گیرد. در مطالعه انجام شده در سال ۲۰۰۲ برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌های فولادی انعطاف‌پذیر با استفاده از دیوار برشی فولادی با مقاومت تسلیم پایین، نتایج نشان داده است که استفاده از صفحات فولادی نازک باعث کاهش قابل توجه تغییر مکان جانبی طبقه بدون افزایش قابل توجه در شتاب طبقه می‌شود [۱]. در مطالعه عددی انجام شده در سال ۲۰۱۸ [۲]، برای بهسازی قاب بتن مسلح با دیوار برشی فولادی، چهار روش اتصال پیشنهادی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که در هر نوع اتصال صلبیت اعضای مرزی نقش مهمی در استفاده بهینه از ظرفیت دیوار برشی فولادی داشته و استفاده از دیوار برشی فولادی باعث افزایش چشمگیر ظرفیت و سختی سیستم نسبت به قاب بتن مسلح اولیه شده و بدین ترتیب سیستم قاب بتن مسلح با دیوار برشی فولادی شکل‌پذیری و ضریب رفتار بهتری را نسبت به قاب بتن مسلح اولیه نشان داده است. تیملر و کولاک [۳]، با هدف بررسی مدل پیشنهادی ثوربرن، تحقیقات آزمایشگاهی را بر روی دیوار برشی فولادی قاب‌های یک طبقه انجام دادند. نتیجه تحقیقات آن‌ها ارتقاء رابطه ثوربرن بود، به طوری که در مدل جدید، انرژی کرنشی خمشی در ستون‌های مرزی دیوار نیز در نظر گرفته می‌شد. در مطالعه آزمایشگاهی انجام شده در سال ۲۰۱۷، که یک دیوار برشی فولادی با ستون مرکب با اتصال جزئی و تیر با مقطع کاهش یافته در مقیاس بزرگ در دانشگاه آلبرتا برای بررسی رفتار سیستم و ارزیابی پارامترهای مؤثر در رفتار لرزه‌ای این سیستم مورد آزمایش قرار گرفته است. نتایج نشان داده است که تحت بار چرخه‌ای شبه استاتیکی تا زمان مشاهده خرابی شدید، نمونه‌ها مشخصات مطلوبی مانند سختی کشسان، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی بالایی را نشان دادند [۴]. شین و همکاران [۵]، با انجام تحلیل‌های عددی، تغییر رفتار سازه بر اثر زلزله‌های متوالی زلزله را بررسی نمودند. نتایج این محققان داد، جابجایی طبقات به طور قابل ملاحظه‌ای به سبب اضافه نمودن دیوار برشی فولادی کاهش می‌یابد. سلیم بهرامی و قلهکی [۶]، رابطه بیشینه انرژی با سیستم چند درجه آزادی برای سازه‌های بتنی با دیوار برشی فولادی را بررسی کرده‌اند. این مطالعه در زمینه نیاز انرژی در سازه‌های مذکور انجام شده است و اهمیت آن برای این زمینه بیش تر تبیین شده است. روحی و قلهکی [۷]، تاثیر توالی لرزه‌ای بر سیستم قاب‌های خمشی بتن مسلح به دیوار برشی فولادی مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان دادند که توالی لرزه‌ای باعث افزایش نیاز تغییر مکان جانبی طبقات و شکل‌پذیری می‌شود. در نهایت، معادله محاسبه تقاضای شکل‌پذیری توالی لرزه‌ای استخراج شد. بهمنی و سپاه پلو [۸] در مورد تأثیر تشکیل مفصل خمیری در پای ستون‌های اطراف دیوار برشی بر رفتار سیستم دیوار برشی فولادی نیمه مقید (SSSWS) است. با استفاده از مدل‌سازی اجزا محدود، تأثیر متغیرهای مختلفی مانند ضخامت ورق جان، سخت‌کننده جان و مقطع ستون مرزی بر سختی ارتجاعی، ظرفیت اتلاف انرژی، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری سیستم بررسی شده است. نتایج نشان داده‌اند که نصب سخت‌کننده‌های افقی و قائم در یک یا دو طرف جان و اضافه کردن ستون فرعی میانی دیوار، مقاومت نهایی، ظرفیت اتلاف انرژی، سختی اولیه و شکل‌پذیری سیستم را بهبود می‌بخشد. همچنین، افزایش ضخامت ورق جان نیز سختی اولیه، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی و مقاومت نهایی مدل را افزایش می‌دهد. آجری و امامی [۹]، تاثیر استفاده از ورق فولادی موجدار در دیوارهای برشی فولادی همبند بر ظرفیت باربری، جذب انرژی، درجه همبندی، ضریب رفتار و نسبت شکل‌پذیری را بررسی کردند. نتایج نشان داد که استفاده از ورق فولادی موجدار با جهت‌گیری قائم و افقی، باعث کاهش حداکثر برش پایه، درجه همبندی و جذب انرژی می‌شود. با افزایش طول یا مساحت مقطع تیر

همبندی، ظرفیت باربری، ضریب رفتار، نسبت شکل‌پذیری و جذب انرژی کاهش و درجه همبندی در نمونه موجدار قائم کاهش و در نمونه موجدار افقی افزایش می‌یابد. همچنین، استفاده از دیوار برشی فولادی همبند موجدار به عنوان راه حلی برای رفع محدودیت در ایجاد بازشو در دهانه خود نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد.

تحقیقات انجام‌شده در رابطه با دیوار برشی فولادی با و بدون سخت‌کننده، با و بدون بازشو و دیوار برشی فولادی مرکب نشان داده است که این سیستم باربر جانبی از سختی مناسب برای کنترل تغییرمکان‌های جانبی، سازوکار شکست شکل‌پذیر و جذب انرژی بالا برخوردار است [۱۰، ۱۱]. رحمان زاده و همکاران [۱۲]، با استفاده از تحلیل‌های اجزا محدودی، اثر سخت‌کننده را بر روی رفتار دیوار برشی فولادی یک طبقه دارای اتصالات صلب بررسی کردند. نتایج مطالعات این محققان نشان داد که اضافه کردن سخت‌کننده به صفحات میانی، بسته به میزان سختی آن‌ها موجب افزایش ظرفیت کمانشی ورق‌شده و همچنین باعث افزایش قابل‌توجه سختی مؤثر، مقاومت نهایی و اتلاف انرژی می‌شود و تقاضای نیروی را برای اعضای مرزی کاهش خواهد داد. این امر باعث طراحی ساده‌تر اجزای مرزی نیز می‌شود. سعید بهرامی و قلهکی [۱۳] مطالعاتی بر روی اثرات موده‌های بالاتر و درجات آزادی بر نیاز انرژی در سازه‌های بتن مسلح با دیوار برشی فولادی را مورد بررسی قرار دادند. در این مقاله ویژگی‌های پاسخ انرژی حاصل از تحلیل سیستم‌های یک درجه آزادی معادل در مقابل شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل به تخمین انواع حداکثر انرژی و رابطه آن با سیستم چند درجه آزادی برای سه سازه بتن مسلح با دیوار برشی فولادی کوتاه، میان و بلند مرتبه تحت ضرایب شکل‌پذیری ارزیابی شده است. نتایج این مطالعه نشان داد، نسبت انرژی چرخه‌ای به کل انرژی تلف شده در سازه‌ها نشان می‌دهد که در سیستم چند درجه آزادی مستقل از دوره تناوب بوده به قسمتی که اثر موده‌های بالاتر چندان بر آن قابل‌توجه نیست. همچنین با افزایش ضریب شکل‌پذیری این نسبت برای سیستم چند درجه آزادی به نتایج سیستم یک درجه آزادی نزدیک‌تر می‌شود.

پورحسن شهری و منصور [۱۴]، اثر ابعاد، هندسه و محل بازشو بر رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی متصل فقط به تیر را به صورت عددی مورد بررسی قرار دادند. نتایج ارائه شده در این تحقیق حاکی از این است که بحرانی‌ترین محل بازشو در مرکز ورق دیوار برشی می‌باشد. صابری و همکاران [۱۵]، اثر بازشو و همچنین چیدمان آن را در عملکرد دیوار برشی فولادی انحنادار مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق اثر بازشوها با هندسه‌های مختلف و چیدمان آن در دیوار برشی ارزیابی شد. نتایج این تحقیق نشان داد در صورت وجود سوراخ‌های یکسان در دیوار، بیشترین ظرفیت باربری مربوط به نمونه‌های دیوار دارای بازشو با هندسه دایره است. مام عزیزی و ذبیحی [۱۶] رفتار ورق میانی دیوار برشی فولادی دارای دو عدد بازشوی مستطیل شکل را به روش اجزای محدود مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داد که کاهش ۴۷ درصدی ارتفاع، افزایش ۶۴ درصدی پهنا و ۳۲ درصدی ضخامت ورق صفحات میانی، موجب تغییر عملکرد ورق میانی از خمشی به برشی می‌شود. حسین‌زاده و همکاران [۱۷]، تأثیر آزاد نمودن اتصال ورق از ستون‌های قاب برای دیوار برشی فولادی تحت اثر بارگذاری‌های متفاوت را مورد بررسی کردند. این محققان تأثیر بارگذاری‌های رفت و برگشتی و انفجاری را در این سازه‌ها مورد بررسی قرار دادند. نتیجه این تحقیق نشان داد تحت بارگذاری رفت و برگشتی، به دلیل کاهش مقاومت قاب و همچنین جذب انرژی به واسطه ورق در بارگذاری رفت و برگشتی، میزان اتلاف انرژی در مدل نیمه‌پیوسته نسبت به مدل پیوسته مشابه آن کاهش قابل‌توجهی پیدا می‌کند.

همچنین مطالعات آزمایشگاهی و عددی بر روی دیوارهای برشی نیمه‌پیوسته توسط تحملی‌رودسری و همکاران و نجاری و همکاران [۱۸، ۱۹]، در این مطالعات تأثیر دیوار برشی نیمه‌پیوسته بر روی رفتار یک قاب بتنی یک طبقه یک دهانه مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج مطالعه آزمایشگاهی نشان‌دهنده افزایش مقاومت، سختی قاب و کاهش خرابی ایجاد شده در ستون‌های قاب بود. مطالعات عددی همچنین نشان داد اگر عرض دیوار برشی به درستی انتخاب شود، علاوه بر افزایش سختی و مقاومت جانبی

قاب، اتلاف انرژی و شکل پذیری قاب به ترتیب ۲/۷ و ۱/۷ برابر قاب تنها می‌شوند. ژو و همکاران [۲۰]، بررسی‌هایی اجزا محدودی بر روی دیوار برشی فولادی انجام دادند. در این مطالعه، دیوار برشی به صورت نیمه پیوسته (اتصال فقط به تیر) در نظر گرفته شده بود. آن‌ها با انجام تحلیل‌های عددی نتیجه گرفتند که این اعضا می‌توانند تا حد قابل قبولی مقاومت و شکل‌پذیری قاب را ارتقاء داده و باعث کاهش‌های آسیب وارده به ستون شود. از آنجا که دیوارهای برشی فولادی را می‌توان در مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی نیز به کار کرد؛ طراحی اتصال این نوع دیوارهای برشی در سازه چند طبقه قابل اهمیت است. تاکنون در تحقیقات گذشته به این مورد پرداخته نشده است.

یکی از نقاط ضعف دیوارهای برشی پیوسته، نبود امکان بازشو در داخل آن است. دیوارهای برشی نیمه پیوسته این امکان را می‌دهد که بتوان در طرفین دیوار، بازشوهایی تعبیه کرد، بدون اینکه رفتار کلی دیوار برشی دچار ضعف شود. در این حالت نیروی از طریق دیوار برشی به ستون وارد نمی‌شود. این حالت یکی از برتری‌های دیوارهای برشی نیمه پیوسته به شمار می‌آید. با وجود تحقیقات انجام گرفته بر روی دیوارهای برشی فولادی از نوع نیمه پیوسته، طراحی اتصالات این دیوارها به تیر به ویژه در قاب‌های چند طبقه از اهمیت زیادی برخوردار است. در این تحقیق برای انتقال نیرو دیوار برشی از طبقه بالا به پایین، استفاده از پیچ و ورق‌های با عملکرد اصطکاکی پیشنهاد شده است. به طوری که در قسمت پایین و بالای تیر دو عدد ورق قرار گرفته که با تعدادی پیچ با نیروی پیش تنیدگی به هم فشرده می‌شوند. نیروی پیش تنیدگی پیچ‌ها و همچنین قطر آن‌ها باید طوری طراحی شود که تا انتهای بارگذاری هیچ‌گونه لغزش و خرابی در پیچ ایجاد نشود. تا کنون در خصوص تاثیر عرض و وجود بازشو در این دیوارهای برشی نیمه پیوسته تحقیقات عددی و آزمایشگاهی انجام شده است ولی در خصوص طراحی اتصالات این دیوارهای برشی جهت انتقال نیروها بین طبقات تحقیق انجام نگرفته است. لذا در این تحقیق اتصال فولادی با ورق فولادی و پیچ پیشنهاد شده است.

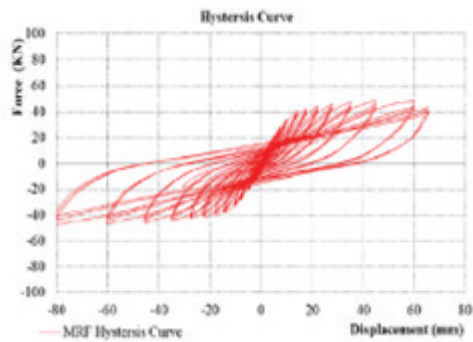
در این تحقیق در ابتدا مدل عددی با استفاده از قاب بتنی تنها و قاب مجهز به دیوار برشی نیمه متصل صحت سنجی شد. سپس بر اساس همین مدل صحت سنجی شده قاب دو طبقه بتنی مقاوم‌سازی شده با دیوار برشی فولادی با اتصال پیشنهادی در دو حالت اتصال گیردار کامل و اتصال با پیچ و ورق مدل‌سازی و تحلیل شد. برای طراحی پیچ‌ها ابتدا نیروی پیش تنیدگی مورد نیاز برای جلوگیری از لغزش ورق‌های اتصال محاسبه شد. سپس بر اساس این نیروی محوری و نیروی برشی موجود پیچ‌ها طراحی شدند. سپس نمودار نیرو جابجایی این حالت اتصال که حالت واقعی بوده، با اتصال گیردار کامل مقایسه شد. نتایج نشان داد که روند طراحی پیش گرفته شده در این تحقیق مناسب بوده و تا انتهای بارگذاری هیچ‌گونه لغزشی رخ نداد. فرضیات این پژوهش در بندهای زیر خلاصه شده است:

- تحلیل مدل صحت سنجی و مدل اصلی دو طبقه به صورت جابجایی کنترل و به روش استاتیکی غیرخطی انجام گرفت.
- در مدل‌سازی عددی رفتار غیرخطی مصالح و هندسی در نظر گرفته شد.
- از لغزش بین میلگرد و بتن در مدل عددی صرف نظر شد.

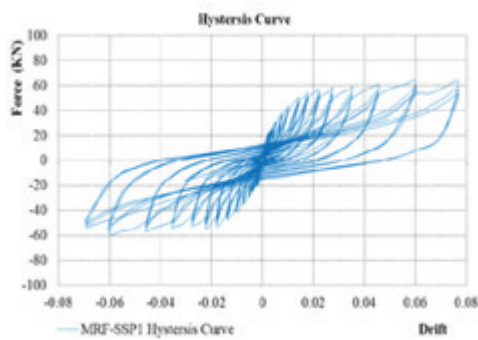
۲- صحت سنجی مدل عددی

برای مدل‌سازی عددی از نرم‌افزار ABAQUS استفاده شده است. در ابتدا برای صحت سنجی مدل ABAQUS، از دو نمونه آزمایشگاهی به ترتیب قاب بتنی تنها و قاب مجهز به دیوار برشی استفاده شد که در شکل (۱-الف) و (۱-ب) نشان داده شده است [۱۸]. این قاب با مقیاس ۱:۳ با و با مشخصات ارائه شده در شکل (۱-ج) در آزمایشگاه ساخته شده است. میلگردهای طولی تیر و ستون این قاب به ترتیب با قطر ۱۰ و ۱۴ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. همچنین برای جلوگیری از لغزش قاب نسبت به کف

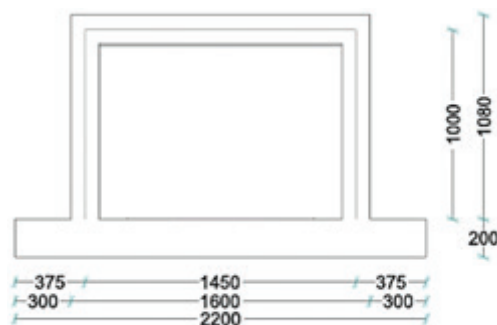
آزمایشگاه از ۱۲ عدد پیچ ۲۲ استفاده شده است. مقطع تیر و ستون قاب آزمایشگاهی به صورت مربع با ضلع ۱۵ سانتی متر می باشد. در قاب مجهز به دیوار برشی، دیوار برشی با استفاده از نبشی به صفحات فوقانی و تحتانی خود متصل گردیده است. به طوری که تا انتهای بارگذاری هیچ گونه لغزش یا خرابی گزارش نشده است.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل (۱) - (الف) مدل آزمایشگاهی قاب و نمودار هیستریزس آن (ب) مدل آزمایشگاهی قاب مجهز به دیوار برشی و نمودار هیستریزس آن

(ج) ابعاد قاب [۱۸].

مدل سازی مدل عددی در نرم افزار ABAQUS با استفاده از فرضیات جدول (۱) شبیه سازی شد [۲۱]. همچنین تحلیل مدل ها با روش استاتیکی^۱ انجام گرفت. برای افزایش دقت نتایج و نزدیک شدن آن به حالت واقعی تر، تاثیر خطی مصالح و هندسه نیز در تحلیل ها در نظر گرفته شد [۲۲]. از آنجا که در طول بارگذاری هیچ گونه خرابی در پی و اتصال ستون به پی گزارش نشد [۱۸] از مدل سازی پی صرف نظر شد. در شکل (۲) مدل عددی قابل مشاهده است. ابعاد میلگرد گذاری قاب آزمایشگاهی به صورت جدول (۲) می باشد برای محاسبه ابعاد مش بندی، مدل قاب مجهز به دیوار برشی نیمه پیوسته آزمایشگاهی با ابعاد مش متفاوت و بر اساس جدول (۳) مش بندی شد، سپس شیب ناحیه خطی ابتدای نمودار و مقاومت آن استخراج شد که نتایج آن نیز در جدول نشان داده شده است. می توان مشاهده کرد زمانی که ابعاد مش بندی قاب کمتر از ابعاد مش در نظر گرفته شده در جدول (۱) باشد، نتایج تغییر ناچیزی داشته است.

جدول (۱) - فرضیات مدل عددی

قسمت	نوع اجزا در مدل عددی	ابعاد مش (سانتی متر)
بتن	حجمی ^۲	۳
میلگرد	خرپایی ^۳	۳
دیوار برشی	پوسته ای ^۴	۱/۵

جدول (۲) - مشخصات میلگرد و دیوار برشی قاب آزمایشگاهی [۱۸]

عضو	ابعاد (mm)	میلگردهای طولی (تنش تسلیم-نهایی)	خاموت (تنش تسلیم-نهایی)	مدول یانگ آرماتورها (Gpa)
تیر	150x150	4Φ10 (570-371 Mpa)	Φ8@45mm (420-607 Mpa)	۲۱۰
ستون	150x150	4Φ14 (610-395 Mpa)	Φ8@45mm	۲۱۰
فونداسیون	300x200	4Φ14 بالا 3Φ14 پایین	Φ8@80mm	۲۱۰

جدول (۳) - نتایج آنالیز حساسیت مش بندی

حداکثر مقاومت (kN)	شیب اولیه نمودار (kN/mm)	ابعاد مش بندی (سانتی متر)	
		بتن و میلگرد	دیوار برشی
۵۷/۰۶	۱۱/۴	۶	۳
۵۶/۱۱	۱۰/۳	۴	۲
۵۴/۶۴	۹/۴	۳	۱/۵
۵۴/۳۵	۹/۲	۲	۱
۵۴/۲۱	۹/۱	۱	۰/۵

¹ Static General

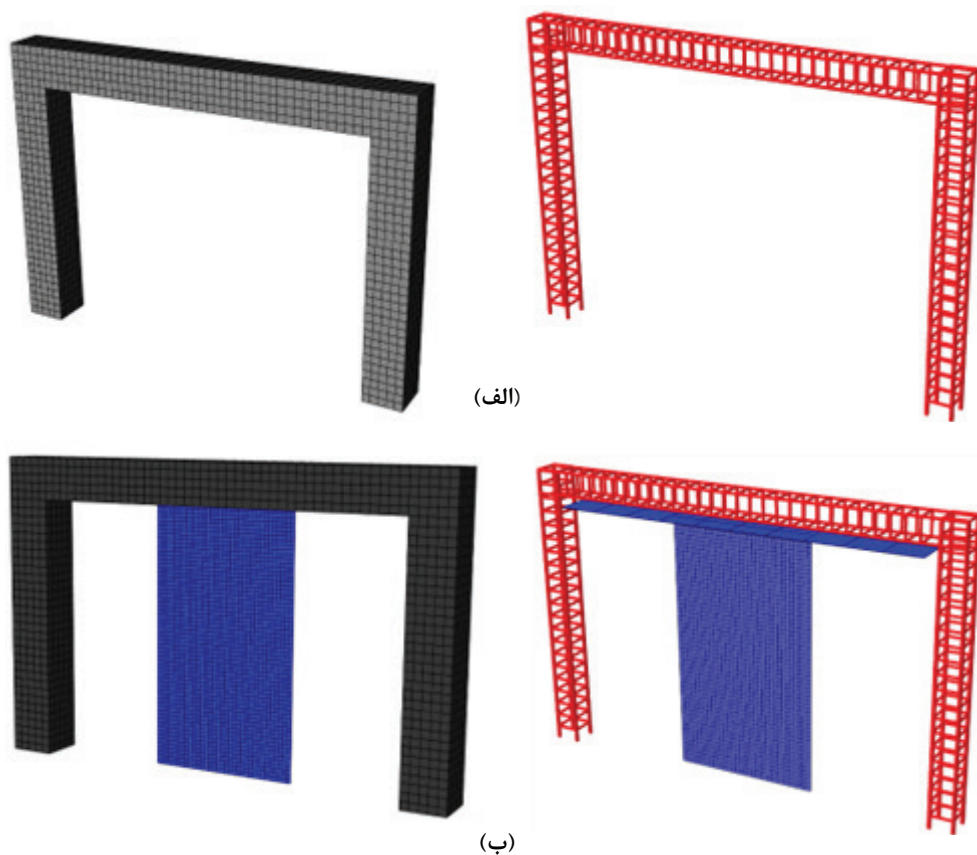
² Solid

³ Truss

⁴ Shell

خرابی بتن در مدل‌های عددی ABAQUS با استفاده از بتن آسیب‌دیده خمیری (CDP) معرفی شد. این مدل رفتاری می‌تواند سازوکارهای خرابی بتن را به خوبی شبیه‌سازی کند [۲۳]. در مدل‌سازی قاب‌های بتنی دو فرض خرد شدن بتن در فشار و ترک‌خوردگی‌های کششی نیز در نظر گرفته شد. پارامترهای استفاده شده در رفتاری بتن آسیب‌دیده خمیری طبق جدول (۴) معرفی شد [۲۴]. مشخصات مصالح بتن در کشش و فشار (معادله ۱) و همچنین مشخصات دیوار برشی فولادی استفاده شده در مدل عددی در شکل (۳) نشان داده شده است. خرابی بتن در کشش و فشار بر اساس فرمول ۲ در ABAQUS تعریف شد. طبق این فرمول و به ترتیب معرف تنش و مقاومت بتن است [۱۹]. در جدول مذکور $Fb0/fc0$ معرف نسبت تنش تسلیم فشاری چندمحوره به تنش تسلیم فشاری تک محوری اولیه را تعریف می‌شود، K نسبت تنش ثابت دوم روی نصف‌النهار کششی است. همچنین ضریب Viscosity Parameter پارامتر لزجی بوده که برای همگرایی استفاده می‌شود [۲۵].

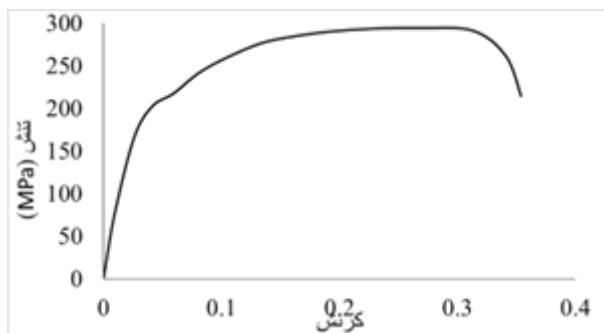
آرماتورهای قاب به صورت مدفون^۵ در بتن شبیه‌سازی شدند به طوری که اتصال این دو به صورتی خواهد بود که هیچ‌گونه حرکت مستقلی نسبت به هم ندارند، یعنی لغزش بین آنجا ایجاد نمی‌شود. اتصال دیوار برشی به ورق فوقانی (ورق متصل شده به زیر تیر) و همچنین زیر تیر به قاب به صورت کاملاً گیردار^۶ مدل‌سازی شد. تحلیل این مدل به صورت جابجایی کنترل انجام گرفت. به طوری که جابجایی ۰/۰۷۵ و ۰/۰۶ متر به ترتیب برای قاب مجهز به دیوار برشی و قاب تنها به صورت جانبی به قاب اعمال شد و نمودار نیرو-جابجایی آن استخراج گردید.



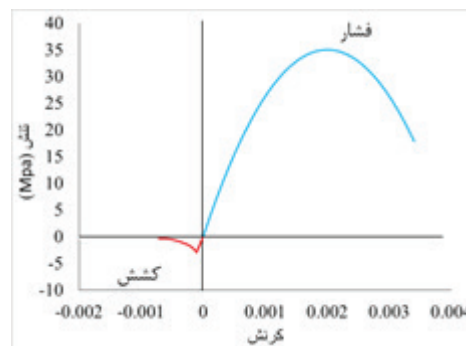
شکل (۲) - آرماتور گذاری و شبکه الف) قاب تنها ب) قاب مجهز به دیوار برشی

⁵ Embedded region

⁶ Tie



(الف)



(ب)

شکل (۳) - (الف) مشخصات مصالح فولاد دیوار برشی (ب) مشخصات مصالح بتن در کشش و فشار [۱۹]

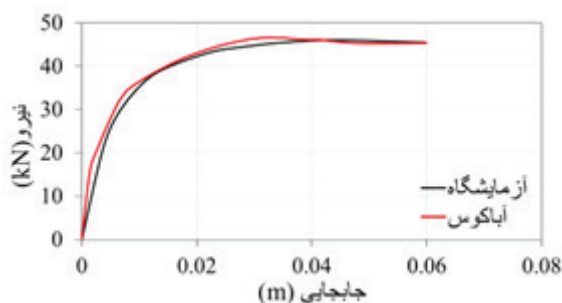
جدول (۴) - معرفی پارامترهای خرابی بتن

پارامتر لزجی	K	Fb0/fc0	خروج از مرکزیت	زاویه اتساع
۰/۰۰۱۱	۰/۶۶۷	۰/۱۶	۰/۱	۳۳

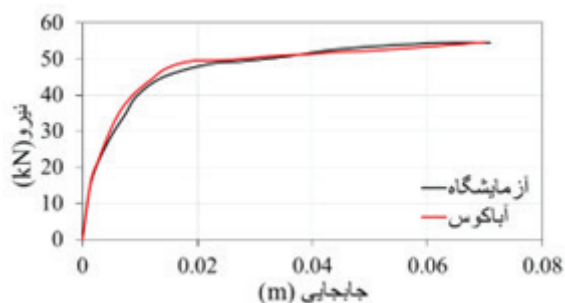
$$\sigma_c = \sigma'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (۱)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \quad (۲)$$

پس از محاسبه نمودار نیرو-جابجایی قاب، نتایج آن با مدل آزمایشگاهی مقایسه شد که در شکل (۴) نشان داده شده است. می‌توان مشاهده کرد که نتایج تا حد قابل قبولی به هم نزدیک هستند و می‌توان برای تحلیل‌های بیشتر مورد استفاده قرار گیرد.



(الف)

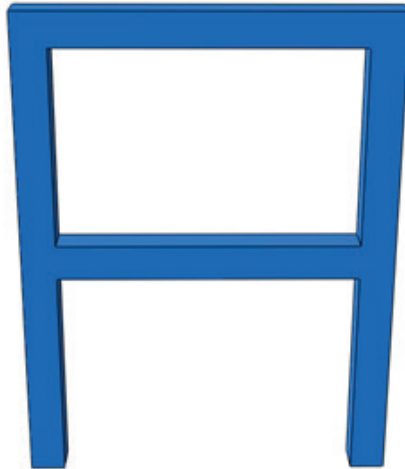


(ب)

شکل (۴) - مقایسه نتایج ABAQUS و آزمایشگاه [۱۸] (الف) قاب تنها (ب) قاب مجهز به دیوار برشی

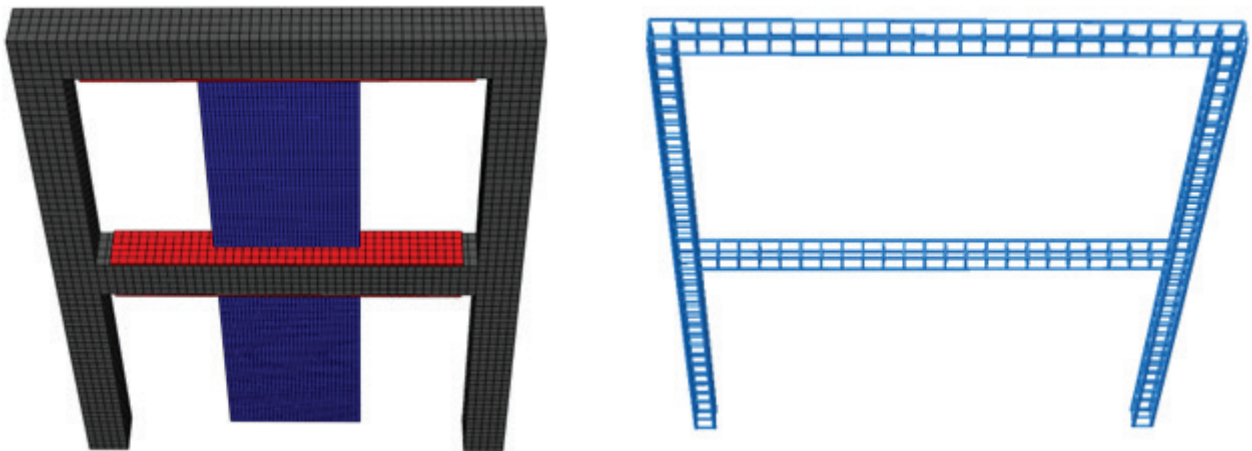
۳- مشخصات قاب مورد مطالعه و طراحی پیچ

برای بررسی و روند طراحی ورق و پیچ برای انتقال نیرو در دیوار برشی بین طبقات قاب خمشی بتن مسلح دو طبقه استفاده شده است. مدل اصلی شامل یک قاب دو طبقه یک دهانه است که قاب تنه‌ای آن در شکل (۵) نشان داده شده است. ابعاد این قاب و کلیه مشخصات آن برابر نمونه آزمایشگاهی در نظر گرفته شد ولی تعداد طبقات آن به دو طبقه افزایش داده شده است.



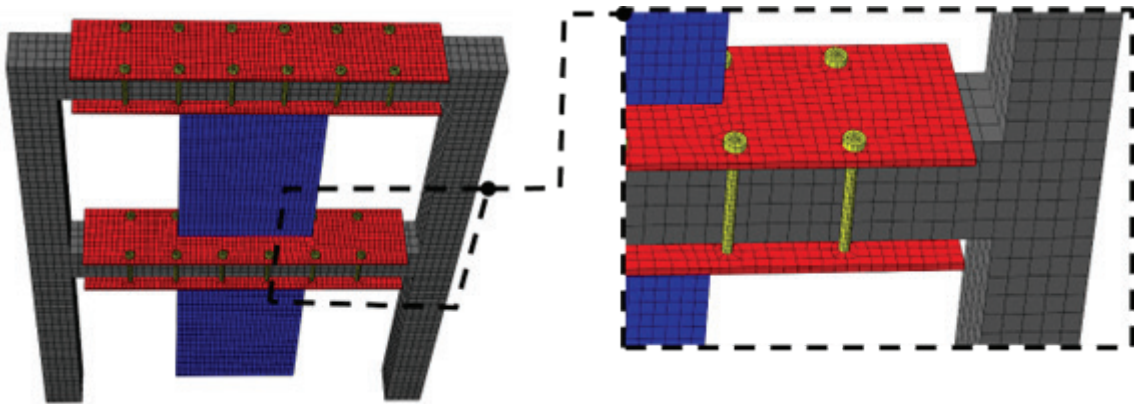
شکل (۵) - قاب تنه‌ای مدل اصلی

قاب نشان داده در شکل (۵) به دو صورت به دیوار برشی نیمه‌پیوسته تقویت گردید. در مدل اول، که در شکل (۶-الف) نشان داده شده است. ورق‌های اتصال به صورت اتصال کامل^۷ به بتن اتصال داده شدند. با استفاده از این قید، اعضای اتصال داده شده هیچ‌گونه حرکت مستقل نسبت به هم نخواهند داشت. این اتصال در واقعیت برقرار نبوده ولی حالت ایده‌آل برای این اتصال محسوب می‌شود. در حالت دوم که در شکل (۶-ب) نشان داده شده است. ورق‌های اتصال با استفاده از ۱۲ پیچ که به بتن به روش اصطکاکی اتصال داده شده‌اند. اتصال در این حالت نیرو از دیوار بالا به پایین علاوه بر اصطکاک با نیروی برشی در پیچ هم منتقل می‌شود.



(الف)

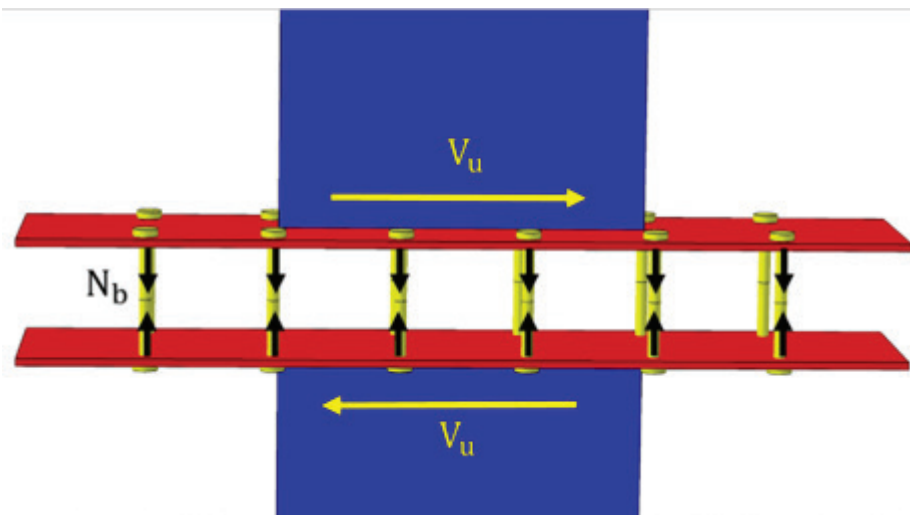
⁷ Tie



(ب)

شکل (۶- الف) حالت اول اتصال ، به صورت گیرداری کامل (اتصال صلب) ب) حالت دوم اتصال با استفاده از پیچ (اتصال پیچ)

در حالت دوم اتصال (شکل ۶ ب) زمانی نیروی جانبی به قاب وارد شود، این نیرو (V_u) از طریق دیوار برشی به پیچ‌ها وارد می‌شود. نیروی مقاوم در برابر این نیرو، نیروی اصطکاکی و برش در پیچ‌ها هست که با وارد شدن نیروی پیش‌تنیدگی در پیچ‌ها ایجاد می‌شود. جزئیات این حالت در شکل (۷) نشان داده شده است. در این شکل N_b معرف نیروی پیش‌تنیدگی در پیچ است. از نکات مهم در طراحی این اتصال، محاسبه قطر مناسب نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها است. از اهداف نهایی در طراحی اتصال به صورتی است که حداقل قطر پیچ و نیروی پیش‌تنیدگی استفاده شود به طوری که رفتار قاب در حالت اول به حالت دوم نزدیک شود.



شکل (۷) - نیروهای موجود در ناحیه اتصال دیوار برشی به تیر

برای طراحی پیچ‌ها فرض‌های زیر در نظر گرفته شد:

پیچ‌ها با اجزای حجمی مدل‌سازی شدند و نیروی پیش‌تنیدگی در آن‌ها با استفاده از نیروی پیچ^۸ در ABAQUS وارد شد. از اصطکاک کلی^۹ برای تعریف اصطکاک اعضا استفاده شد.

^۸ bolt load

^۹ General Contact

تعداد پیچ‌های هر طبقه برابر ۱۲ عدد در نظر گرفته شد.
ضریب اصطکاک استاتیکی بین بتن و فولاد برابر ۰/۶ در نظر گرفته شد [۲۶].

۵- طراحی پیچ

نیروی برشی ایجاد شده در همه پیچ‌های هر طبقه برابر نیروی برشی طبقه یا V_u می‌باشد (طبق شکل ۷). این نیروی برشی طبق فرمول ۳ قابل محاسبه است. در این معادله b و t به ترتیب عرض و ضخامت دیوار برشی است. همچنین F_y برابر تنش تسلیمی دیوار برشی می‌باشد که برابر ۲۰۴ مگاپاسگال گزارش شده است [۱۸].

$$V_u = F_y b t \quad (۳)$$

بنابراین نیروی پیش تنیدگی پیچ‌ها برای اینکه لغزش بین ورق و تیر بتنی رخ ندهد به صورت معادله (۴) قابل محاسبه است.

$$N = \frac{V_u}{0.6} \quad (۴)$$

با جایگذاری ابعاد دیوار برشی در معادله (۳) و جایگذاری V_u در معادله (۴) نیروی پیش تنیدگی کل برابر ۱۷۰ KN به دست می‌آید. در مدل مورد نظر از ۱۲ عدد پیچ استفاده می‌شود. پیچ‌های به کاررفته شده در مدل ۴،۸ (طبق جدول ۱۰-۲-۹-۶ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲۷]) می‌باشد که طبق استاندارد ISO [۲۸] تنش تسلیم و تنش کششی نهایی آن به ترتیب برابر ۳۲۰ و ۴۲۰ مگاپاسگال است. بر اساس معادله (۴) نیروی پیش تنیدگی مورد نیاز هر عدد پیچ برابر ۱۴/۲ کیلو نیوتن محاسبه می‌شود. طبق مبحث دهم مقررات ملی [۲۹] حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچ طبق معادله (۵) قابل محاسبه است.

$$N_{b,min} = 0.55 F_u A_b \quad (۵)$$

در معادله (۵) $N_{b,min}$ برابر نیروی پیش تنیدگی حداقل پیچ است. به همین ترتیب مساحت مورد نیاز برای پیچ‌ها برابر ۶۱ میلی‌متر مربع حاصل می‌شود. از آنجا که پیچ تحت برش نیز قرار می‌گیرد، باید مساحت انتخاب شده بیشتر از این مقدار محاسبه شده در نظر گرفته شود. به همین منظور از پیچ با قطر ۱۶ میلی‌متر استفاده شد.

مرحله اول کنترل نیروی برشی نهایی هر پیچ با مقاومت برشی طرح پیچ که به صورت معادلات (۶ و ۷) قابل محاسبه است.

مرحله دوم کنترل نیروی کششی نهایی هر پیچ با مقاومت کششی طرح پیچ که به صورت معادلات (۸ و ۹) قابل محاسبه است.

$$R_{uv} \leq \phi R_{nv} = 0.75 R_{nv} = 0.75 F'_{nv} A_b \quad (۶)$$

$$F'_{nv} = F_{nv} \left(1.3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} \right) \leq F_{nv} \quad (۷)$$

$$F'_{nt} = F_{nt} \left(1.3 - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \right) \leq F_{nt} \quad (۸)$$

$$R_{ut} \leq \phi R_{nt} = 0.75 R_{nt} = 0.75 F'_{nt} A_b \quad (۹)$$

در این معادلات:

R_{ut} نیروی کششی موجود در پیچ است که برابر نیروی پیش‌تنیدگی یعنی $N/12$ (از تقسیم نیروی پیش‌تنیدگی کل به تعداد پیچ‌ها حاصل می‌شود) است.

مقاومت برشی اسمی وقتی که نیروی برشی به تنهایی اثر کند. مقاومت کششی اسمی وقتی که نیروی کششی به تنهایی اثر کند. و تنش کششی و برشی وارد بر هر پیچ است.

$$f_{ut} = \frac{0.55F_u A_b}{3.14 \times 8^2} = 231 \text{ Mpa} \quad (10)$$

$$f_{uv} = \frac{8500}{3.14 \times 8^2} = 42.3 \text{ Mpa} \quad (11)$$

$$F_{nv} = 0.45 F_u = 189 \text{ Mpa} \quad (12)$$

$$F_{nt} = 0.75 F_u = 315 \text{ Mpa} \quad (13)$$

بنابراین داریم:

$$8500 \leq 0.75 R_{nv} = 0.75 \times 70 \times 200.9 = 9178.8 \text{ N} \quad (14)$$

$$F'_{nv} = 189 \left(1.3 - \frac{231}{0.75 \times 315} \right) = 70 \text{ Mpa} \leq 189 \quad (15)$$

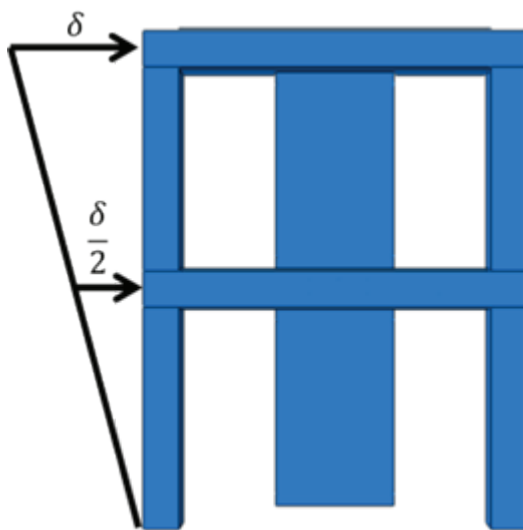
$$46421.76 \leq 0.75 R_{nt} = 0.75 \times 315 \times 200.9 = 47553.2 \text{ N} \quad (16)$$

$$F'_{nt} = 315 \left(1.3 - \frac{42.3}{0.75 \times 189} \right) = 315 \text{ Mpa} \leq 315 \quad (17)$$

مقدار نیروی کششی و برشی وارد در هر پیچ در این مدل برابر ۴۶۴۲۱ و ۸۵۰۰ نیوتن است. که از مقاومت‌های مجاز کمتر است. بنابراین استفاده از پیچ ۱۶ برای این مدل مناسب است.

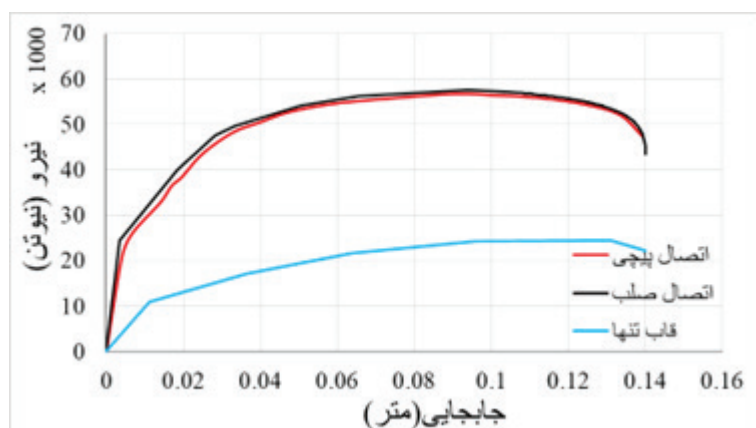
۶- تحلیل و بررسی نتایج مدل عددی

تحلیل بر روی مدل‌ها بر اساس جابجایی کنترل انجام گرفت. به طوری که جابجایی طبقه دوم دو برابر طبقه اول در نظر گرفته شد. سپس نمودار برش پایه قاب و جابجایی طبقه بام استخراج شد. الگوی بارگذاری بر روی قاب به صورت شکل (۸) به صورت مثلثی انجام گرفت. از آنجا که ارتفاع قاب کم است مود اول بیشترین تأثیر را بر روی رفتار قاب دارد. به همین منظور این نیرو به صورت مثلثی وارد شد.

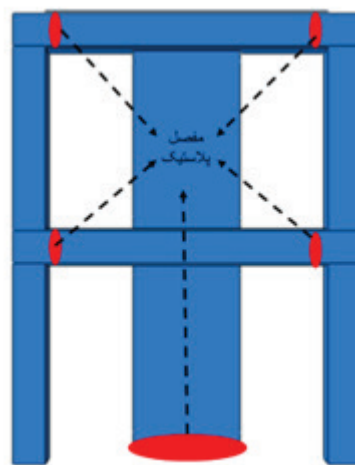


شکل (۸) - الگوی بارگذاری در مدل‌ها

تحلیل در مدل اتصال پیچ، در دو گام انجام گرفت. در گام اول نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها وارد شد و در گام دوم نیروی جانبی به قاب وارد گردید. شکل (۹-الف) نمودار نیرو-جابجایی در دو حالت اتصال نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود نمودارها روی هم قرار گرفته است. همچنین برای میزان تأثیرگذاری دیوار برشی بر روی قاب، نتایج قاب بدون دیوار برشی نیز نشان داده شده است که تأثیر دیوار برشی نیز قابل مشاهده باشد. از آنجا که بخش عمده مقاومت جانبی قاب بتنی را دیوار برشی متحمل می‌شود، زمانی که مفصل پلاستیک در آن ایجاد شود بخش زیادی از سختی قاب افت پیدا می‌کند که نتیجه آن افت سختی و منفی شدن شیب در نمودار نیرو-جابجایی می‌شود. همچنین در لحظه نمودار نواحی تشکیل مفصل پلاستیک به صورت شکل (۹-ب) مشاهده شد.



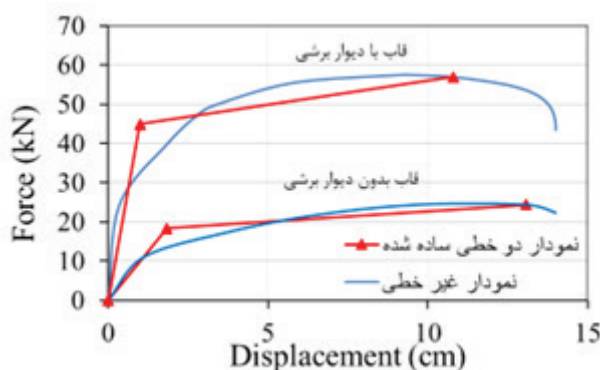
(الف)



(ب)

شکل (۹) - الف) نتایج نیرو-جابجایی مدل‌ها (ب) نواحی تشکیل مفصل پلاستیک در لحظه افت نمودار نیرو-جابجایی

برای مقایسه تاثیر دیوار برشی بر روی قاب بتنی، در ابتدا نمودار نیرو-جابجایی نتایج قاب مجهز به دیوار برشی و قاب تنها ترسیم شد. این نمودار باید طوری ترسیم شود که مساحت زیر دو نمودار برابر شده و در $0/6$ برش تسلیم، دو نمودار همدیگر را قطع کنند. در شکل (۱۰) نمودار نیرو-جابجایی قاب بتنی تنها و قاب مجهز به دیوار برشی و دو خطی معادل آن نشان داده شده است. طبق این نمودار دو خطی، سختی و مقاومت به ترتیب برابر شیب اولیه نمودار و حداکثر نیروی قابل تحمل توسط قاب تعریف می‌شود. همچنین شکل پذیری و اتلاف انرژی نیز برابر مساحت زیر نمودار قابل محاسبه است.



شکل (۱۰)-نمودار نیرو-جابجایی و دو خطی معادل آن‌ها

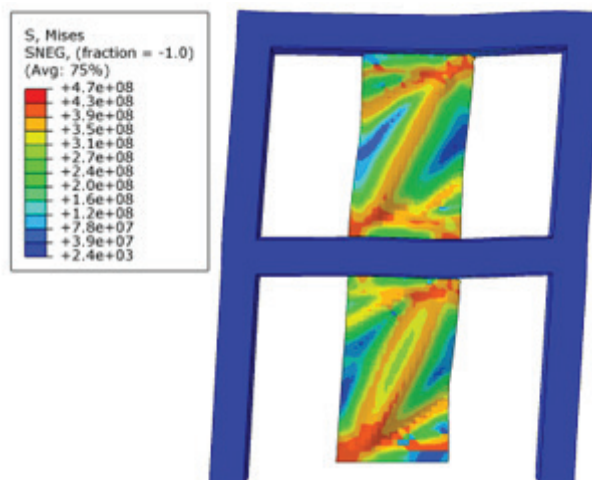
در جدول (۵) پارامترهای قاب با و بدون دیوار برشی با هم مقایسه شده است. می‌توان مشاهده کرد، مقاومت و سختی قاب با دیوار برشی به ترتیب $2/33$ و $4/5$ برابر قاب تنها بوده است. همچنین شکل‌پذیری و اتلاف انرژی قاب با دیوار برشی نیز به ترتیب $1/02$ و $1/93$ برابر شده است. بیشترین تاثیر اضافه شدن دیوار برشی بر روی سختی قاب بوده است.

جدول (۵) - مقایسه نتایج قاب با و بدون دیوار برشی

پارامتر	قاب با دیوار برشی	قاب بدون دیوار برشی
مقاومت (kN)	۵۶/۹۶	۲۴/۳۹
سختی (kN/mm)	۴/۵	۱
شکل‌پذیری	۸	۷/۸
اتلاف انرژی (kN.m)	۵/۳۳	۲/۷۵

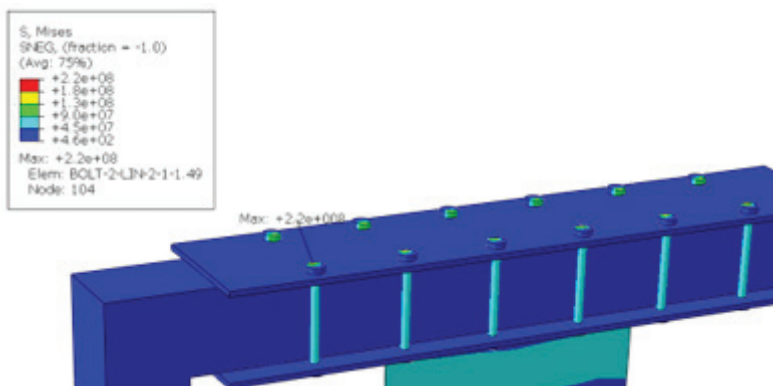
۷- بررسی تنش‌های ایجاد شده در مدل

در این بخش تنش‌های ایجاد شده در مدل مورد بررسی قرار گرفته است. در ابتدا تنش‌های ایجاد شده در اتصال صلب مورد بررسی قرار گرفته است. شکل (۱۱) تنش‌های ایجاد شده در قاب، در انتهای بارگذاری را نشان می‌دهد. بیشترین تنش‌های ایجاد شده در دیوار برشی هر دو طبقه در قسمت پایین و بالای دیوار بوده است.



شکل (۱۱) - منحنی‌های تراز هم تنش در قاب با اتصال بدون پیچ

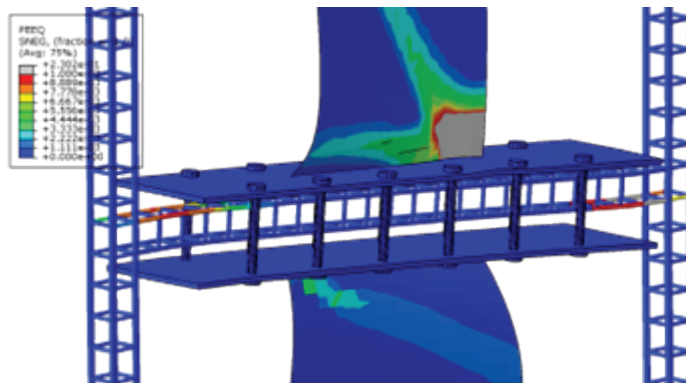
در این بخش منحنی‌های تراز هم تنش در قاب دو طبقه در انتهای بارگذاری مورد بررسی قرار گرفته است. همان‌طور که گفته شد تحلیل مدل‌های دارای پیچ در دو مرحله انجام شد به طوری که در گام اول نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها اعمال شد، سپس در گام دوم جابجای جانبی به قاب وارد گردید. در شکل (۱۲) منحنی‌های تراز هم تنش در انتهای مرحله اول یعنی لحظه وارد شدن نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها را نشان می‌دهد. می‌توان مشاهده کرد که پس از پیش‌تنیده کردن پیچ‌ها، تنش در ورق نیز مشاهده شده است. حداکثر تنش ایجاد شده در پیچ‌ها برابر ۲۲۰ مگاپاسگال ایجاد شده که در مرکز پیچ رخ داده است. همچنین در تمامی پیچ‌ها با اختلاف ناچیز تنش همین مقدار حاصل شده است.



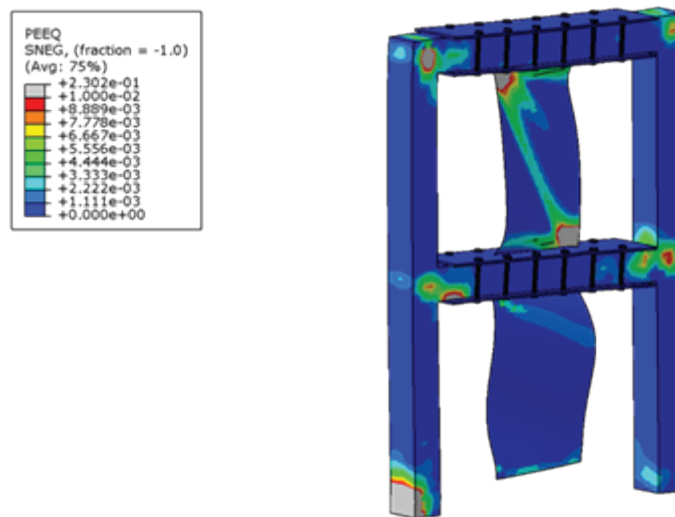
شکل (۱۲) - منحنی‌های تراز هم تنش در گام اول پس از اعمال پیش‌تنیدگی در پیچ‌ها

در گام دوم تحلیل در ABAQUS نیروی جانبی به قاب وارد شد. شکل‌های (۱۳-۱۵) منحنی‌های تراز هم کرنش خمیری مدل در انتهای بارگذاری را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در گوشه پایین دیوار برشی حداکثر بوده و در آرماتورها نیز در

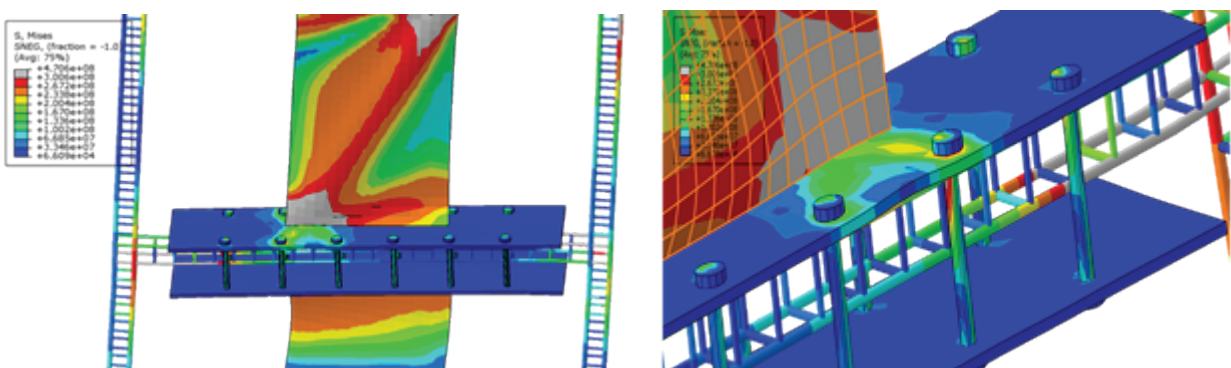
تکیه‌گاه حداکثر بوده است. همچنین منحنی‌های تراز هم کرنش کل در شکل (۱۳) نشان داده شده است. می‌توان مشاهده کرد در بتن در نواحی اتصالات و پای ستون‌ها کرنش حداکثر ایجاد شده است.



شکل (۱۳) - منحنی‌های تراز هم کرنش خمیری مدل

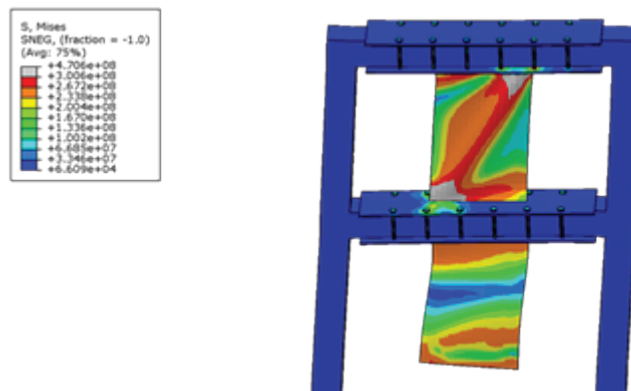


شکل (۱۴) - منحنی‌های تراز هم کرنش خمیری کل مدل



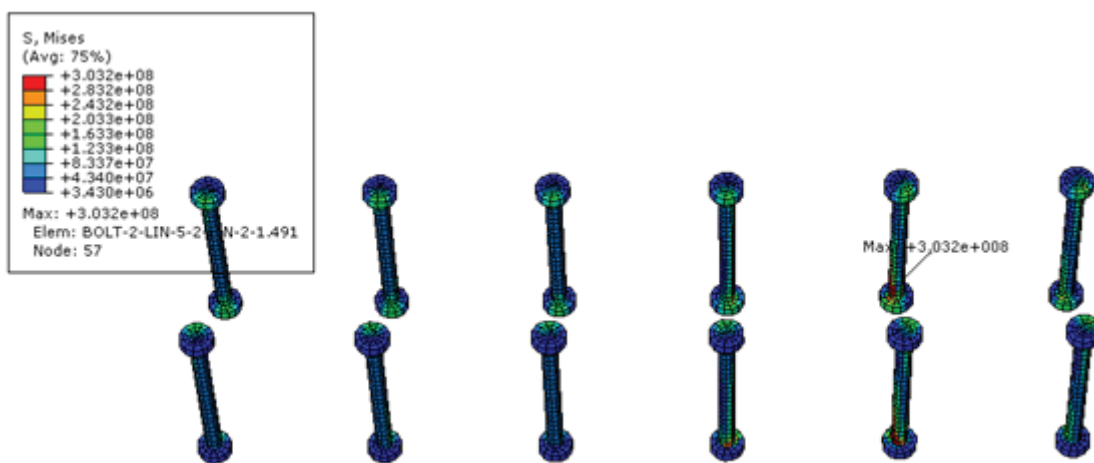
شکل (۱۵) - منحنی‌های تراز هم تنش تیر میانی

شکل (۱۶) منحنی‌های تراز هم تنش تیر طبقه اول را نشان می‌دهد. می‌توان مشاهده کرد که در گوشه پایین دیوار برشی در یک طرف تنش حداکثر ایجاد شده است. همچنین نیروی زیادی به ورق پایینی آن نیز وارد کرده که موجب شده تنش زیادی نیز در آن ایجاد شود. در شکل (۱۶) نمای کلی از منحنی‌های تراز هم تنش کل مدل ارائه شده است.



شکل (۱۶) - منحنی‌های تراز هم تنش در کل قاب

برای اینکه بیشترین تنش ایجاد شده در پیچ‌ها قابل مشاهده باشد کلیه اعضای مدل به جز پیچ‌ها حذف گردید و به همین ترتیب می‌توان حداکثر آن را قابل مشاهده کرد که در شکل (۱۷) نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود حداکثر تنش ایجاد شده در پیچ‌ها برابر ۳۰۳ مگاپاسگال محاسبه شده است. این پیچ در طبقه دوم قرار داشته و در ناحیه‌ای است که ورق دارای تنش بیشتری بوده است.



شکل (۱۷) - تنش حداکثر در پیچ در انتهای بارگذاری (۳۰۳ مگاپاسگال)

پس از استخراج منحنی‌های تراز هم تنش، در جدول (۶) حداکثر تنش‌های ایجاد شده در بتن و آرماتورهای قاب با هم مقایسه شده است. می‌توان مشاهده کرد که تنش ایجاد شده در آرماتور در هر دو مدل یکسان محاسبه شده است. تنش ایجاد شده در بتن در مدل پیچی بیشتر بوده است، دلیل آن فشار در ناحیه بتن بین دو صفحه اتصال بود.

جدول (۶) - حداکثر تنش ایجاد شده (MPa)

ناحیه	اتصال پیچی	اتصال صلب
بتن	۳۱	۲۸
آرماتور	۴۷۰	۴۷۰

نتیجه‌گیری

در این تحقیق اتصال دیوار برشی فولادی نیمه‌پیوسته به قاب بتنی در یک سازه دو طبقه به روش عددی طراحی و کنترل شد. به همین منظور پس از صحت سنجی قاب بتنی با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS، یک قاب دو طبقه یک دهانه دارای دیوار برشی در دو حالت اتصال طراحی شد. در حالت اول دیوار برشی و ورق اتصال کامل به بتن به صورت گیردار متصل شد که حالت ایده‌آل آن است. در حالت دوم با استفاده از پیچ و صفحه اتصال این اتصال برقرار شد. به طوری که انتقال نیرو از دیوار طبقه دوم به اول از طریق نیروی برشی در پیچ‌ها و اصطکاک منتقل شد. برای مقایسه نتایج قاب به صورت بار-افزون تحلیل شد و نمودار نیرو-تغییر مکان هر دو حالت با هم مقایسه شد. پس از بررسی نتایج خلاصه آن در بندهای زیر ارائه شده است:

در طراحی پیچ‌های استفاده شده در اتصالات دیوارهای برشی به بتن باید اثر توأم برش و کشش در آن طبق آیین‌نامه در نظر گرفته شد. در این صورت می‌توان اطمینان حاصل کرد تا انتهای بارگذاری هیچ‌گونه تسلیم‌شدگی در آن ایجاد نمی‌شود.

پس از طراحی قطر پیچ و نیروی پیش‌تنیدگی مشخص نتایج مدل نشان داد که هیچ‌گونه لغزشی بین بتن و ورق ایجاد نمی‌شود و اتصال رفتاری مشابه اتصال ایده‌آل آن یعنی اتصال گیردار کامل دارد.

مقاومت و سختی قاب با دیوار برشی به ترتیب ۲/۳۳ و ۴/۵ برابر قاب تنها محاسبه شد. شکل‌پذیری و اتلاف انرژی قاب با دیوار برشی به ترتیب ۱/۰۲ و ۱/۹۳ برابر قاب تنها بود.

تنش ایجاد شده در مدل با اتصال صلب و پیچی در ناحیه آرماتور یکسان بود، ولی در مدل پیچی تنش ایجاد شده در بتن بیشتر از مدل اتصال صلب حاصل شد.

منابع

- [1] M. Bruneau, T. Bhagwagar, *Seismic retrofit of flexible steel frames using thin infill panels*, *Engineering Structures* 24(4) (2002) 443-453.
- [2] M. Bypour, M. Gholhaki, M. Kioumars, B. Kioumars, *Nonlinear analysis to investigate effect of connection type on behavior of steel plate shear wall in RC frame*, *Engineering Structures* 179 (2019) 611-624.
- [3] P.A. Timler, G.L. Kulak, *Experimental study of steel plate shear walls*, (1983).
- [4] M. Daştan, R. Driver, *Test of a steel plate shear wall with partially encased composite columns and RBS frame connections*, *Journal of Structural Engineering* 144(2) (2018) 04017187.
- [5] J. Shin, J. Kim, K. Lee, *Seismic assessment of damaged piloti-type RC building subjected to successive earthquakes*, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 43(11) (2014) 1603-1619.

- [۶] سلیم بهرامی، سید رضا، قلهکی، مجید. (۱۴۰۰). اثرات موده‌های بالاتر و درجات آزادی بر نیاز انرژی در سازه‌های بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی. نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، ۵۳(۱۰)، ۴۱۴۳-۴۱۶۰.
- [۷] روحی، حمزه، قلهکی، مجید. (۱۴۰۱). ارزیابی نیازهای لرزه‌ای قاب بتن آرمه مسلح به دیوار برشی فولادی تحت زلزله‌های متوالی. نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، ۵۴(۲)، ۵۶۵-۶۰۴.
- [۸] بهمنی، جلال‌الدین، سیاه‌پلو، نوید. (۱۴۰۰). مطالعه رفتار دیوارهای برشی فولادی نیمه مقید در برابر بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای. نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، ۵۳(۴)، ۱۵۴۵-۱۵۵۸.
- [۹] جری، فرید، امامی، فرشته. (۱۴۰۱). تاثیر پانل‌های فولادی موجدار دوزنقه‌ای و نوع عملکرد تیر همبندی بر رفتار لرزه‌ای سیستم‌های دیوار برشی فولادی همبند. نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، ۵۴(۸)، ۲۹۱۵-۲۹۳۴.

[10] S. Sabouri-Ghomi, M. Gholhaki, *Tests of two three-story ductile steel plate shear walls, Structures Congress 2008: Crossing Borders, 2008, pp. 1-12.*

[11] M. Elgaaly, *Thin steel plate shear walls behavior and analysis, Thin-Walled Structures 32(1-3) (1998) 151-180.*

[12] A. Rahmzadeh1a, M. Ghassemieh1b, Y. Park, A. Abolmaali, *Effect of stiffeners on steel plate shear wall systems, Steel and composite structures 20(3) (2016) 545-569.*

[13] S.R. Salimbahrami, m. gholhaki, *Effects of higher modes and degrees of freedom on energy requirement in reinforced concrete structures with steel shear wall, Amirkabir Journal of Civil Engineering 53(10) (2021) 4143-4160.*

[14] M. Pourhasan shahri, A. Mansouri, *Investigation on the effect of the shape, size and location of openings on the seismic behavior of steel plate shear walls connected to frame beams only, Journal of Structural and Construction Engineering 7(Special Issue 3) (2020) 53-66.*

[15] h. saberi, v. saberi, m. hosseini, S. HABIBZADEH, *Evaluation of the performance of perforated steel shear wall with different layers and geometric shapes of holes, Journal of Structural and Construction Engineering 8(Special Issue 1) (2021) 448-473.*

[16] A. Mamazizi, S. Zabih, *Theoretical investigation of the middle panel in steel plate shear walls with two rectangular openings, Journal of Structural and Construction Engineering 8(10) (2021) 252-277.*

[۱۷] حسین زاده، سید علی اصغر، کاظمی، علی، برخوردار، محمد علی، & میرزایی، مهدی. (۱۳۹۹). تأثیر آزاد کردن اتصال ورق از ستون‌ها در دیوار برشی فولادی تحت بارگذاری‌های مختلف. مهندسی سازه و ساخت، ۷(شماره ویژه ۲)، ۲۵۷-۲۷۲.

[18] M. TahamouliRoudsari, M. Torkaman, A.R. Entezari, H. Rahimi, K. Niazi K, *Experimental investigation of strengthening reinforced concrete moment resisting frames using partially attached steel infill plate, Structures 19 (2019) 173-183.*

[۱۹] نجاری، یاسمن، اکبرزاده بنگر، حبیب، & میراعلمی، سیده مهدیه. (۱۴۰۱). بررسی تأثیر دیوار برشی فلزی نیمه‌پیوسته بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی به روش عددی. مصالح و سازه‌های بتنی، ۷(۱)، ۱۴۷-۱۶۲.

[20] L. Guo, Q. Rong, X. Ma, S. Zhang, *Behavior of steel plate shear wall connected to frame beams only, International Journal of Steel Structures 11(4) (2011) 467-479.*

[21] K. Hibbitt, I. Sorensen, *ABAQUS/Standard user's Manual Volumes I-III and ABAQUS CAE Manual, Version, 2014.*

[22] K. Cheraghi, M.H. Tavana, R. Aghayari, *Investigating the Effect of Low-Yield Yielding Dampers on the Seismic Behavior of Steel Frames, Periodica Polytechnica Civil Engineering (2023).*

[23] T. Jankowiak, T. Lodygowski, *Identification of parameters of concrete damage plasticity con-*

stitutive model, Foundations of civil and environmental engineering 6(1) (2005) 53-69.

[24] M. TahamouliRoudsari, K. Cheraghi, M.R. Habibi, *Investigation of retrofitting RC moment resisting frames with ADAS yielding dampers, Asian Journal of Civil Engineering 20(1) (2019) 125-133.*

[25] M. TahamouliRoudsari, K. Cheraghi, R. Aghayari, *Investigating the Retrofit of RC Frames Using TADAS Yielding Dampers, Structural Durability & Health Monitoring 16(4) (2022) 343--359.*

[26] B. Rabbat, H. Russell, *Friction coefficient of steel on concrete or grout, Journal of Structural Engineering 111(3) (1985) 505-515.*

[۲۷] مقررات ملی ساختمان ایران مبحث دهم طرح و اجرای ساختمانهای فولادی، وزارت راه و شهرسازی معاونت مسکن و ساختمان، ۱۳۹۲.

[28] B. ISO, B. STANDARD, *Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel, (2009).*

[۲۹] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲، "طرح و اجرای ساختمانهای فولادی"، مقررات ملی ساختمان.