

Investigation the performance of Dual Systems Moment-Resisting Frame with Steel Plate Shear Wall Subjected to Blast

Baharan Khizab¹, Abbasali Sadeghi², Seyede Vahide Hashemi³, Kouros Mehdi zadeh^{*4}, Hamidreza Nasser i⁵

1- MSc, Department of Civil Engineering, Birjand University, Birjand, Iran

2- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

3- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering (Shahid Nikbakht), University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran

4- Department of Civil Engineering, Garmsar Branch, Islamic Azad University, Garmsar, Iran

5- Department of Civil Engineering, Birjand University, Birjand, Iran

ABSTRACT

Nowadays, with the spread of terrorist attacks in many parts of the world, the design approach to abnormal loadings, including blast, has also become noted of design regulations. In recent years, the dual moment-resisting frame system with steel plate shear wall has been used in the design of structures as a load-bearing system and has several advantages such as low construction cost, rapid installation, high energy absorption potential, suitable ductility, Increasing stiffness and decreasing displacement have made the steel plate shear wall as a proper system for retrofitting existing structures, so it is necessary to investigate the behavior of this system against explosive loads. In this study, moment-resisting frame structures with and without steel plate shear wall (3, 6 and 9-story) were designed in 3D by ETABS software based on code guidelines and then two-dimensional side frame was extracted in order to be analyzed under the effect of explosive loading in 2 scenarios such as in-plane and out-plane frame with finite element ABAQUS software and finally the possibility of occurrence progressive collapse was investigated and compared. The results of the present study showed that steel plate shear wall dual system has a suitable performance in comparison to moment-resisting frame in the scenario "blast in-plane frame". It restricted the progressive collapse potential while in the scenario "blast out-of-plane frame" because of the blast wave propagation in steel plate shear wall, then the moment frame has a better performance. Also, according to the Robustness Index (RI) comparison, with regarding to the blast in-plane and out-of-plane frames, the steel plate shear wall and moment-resisting frame structures had the best performance, respectively.

ARTICLE INFO

Receive Date: 06 April 2019

Revise Date: 26 July 2020

Accept Date: 06 August 2020

Keywords:

Blast,
Dual System,
Steel Moment-Resisting Frame,
Steel Plate Shear wall,
Progressive Collapse,
ABAQUS Software.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.237685.2180>

*Corresponding author: Kouros Mehdi zadeh

Email address: : ko_ma751@mail.um.ac.ir

بررسی عملکرد سیستم‌های دوگانه‌ی قاب خمشی با دیوار برشی فولادی تحت اثر انفجار

بهاران خیزآب^۱، عباسعلی صادقی^۲، سیده وحیده هاشمی^۳، کوروش مهدی‌زاده^{۴*}، حمیدرضا ناصری^۵

۱- کارشناس ارشد، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه بیرجند، بیرجند، ایران

۲- دانشجوی دکتری، گروه عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

۳- دانشجوی دکتری، گروه عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

۴- گروه عمران، واحد گرمسار، دانشگاه آزاد اسلامی، گرمسار، ایران

۵- گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه بیرجند، بیرجند، ایران

چکیده

امروزه با گسترش حملات تروریستی در بسیاری از نقاط جهان، رویکرد طراحی سازه‌ها در مقابل بارگذاری‌های غیرمترعارف از جمله انفجار نیز مورد توجه آیین‌نامه‌های طراحی قرار گرفته است. در سال‌های اخیر، از سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی با دیوار برشی فولادی در طراحی سازه‌ها به‌عنوان سیستم باربر مقاوم در برابر بارهای جانبی استفاده شده و مزایای متعددی مانند هزینه‌ی ساخت کم، نصب سریع، پتانسیل جذب انرژی بالا، شکل‌پذیری مناسب، افزایش سختی و کاهش تغییرمکان، دیوار برشی فولادی را به‌عنوان یک سیستم مناسب جهت مقاوم‌سازی سازه‌های موجود تبدیل کرده است بنابراین مطالعه‌ی رفتار این سیستم در برابر بارهای انفجاری نیز ضروری به نظر می‌رسد. در این تحقیق، سازه‌های فولادی قاب خمشی با و بدون دیوار برشی فولادی (۳، ۶ و ۹ طبقه) به‌صورت سه بعدی در نرم‌افزار ETABS بر اساس ضوابط آئین‌نامه‌ی طراحی و سپس قاب دو بعدی کناری استخراج و تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت بارگذاری انفجاری در دو سناریو داخل و خارج صفحه‌ی قاب در نرم‌افزار اجزا محدودی ABAQUS انجام شده و در نهایت امکان رخداد فروریزش پیش‌رونده بررسی و مقایسه شده است. نتایج این تحقیق نشان داد که در سناریوی بارگذاری انفجار داخل صفحه‌ی قاب، سیستم دوگانه‌ی دیوار برشی فولادی عملکرد مناسبی در مقایسه با سیستم قاب خمشی داشته و باعث محدود شدن فروریزش پیش‌رونده گردیده درحالی‌که در سناریوی بارگذاری انفجار خارج از صفحه‌ی قاب به دلیل انتشار موج انفجار بر دیوار برشی فولادی، سیستم قاب خمشی عملکرد بهتری داشته است. همچنین بر اساس مقایسه‌ی شاخص تنومندی (RI) در سناریوهای بارگذاری انفجار داخل و خارج قاب به ترتیب سازه‌های دارای دیوار برشی فولادی و قاب خمشی عملکرد مطلوب‌تری داشته‌اند.

کلمات کلیدی: بارگذاری انفجاری، سیستم دوگانه، قاب خمشی فولادی، دیوار برشی فولادی، فروریزش پیش‌رونده، نرم‌افزار ABAQUS.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.237685.2180	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.237685.2180	۱۴۰۰/۰۸/۳۰	۱۳۹۹/۰۵/۱۶	۱۳۹۹/۰۵/۱۶	۱۳۹۹/۰۵/۰۵	۱۳۹۸/۰۱/۱۷
کوروش مهدی‌زاده ko_ma751@mail.um.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

ساختمان‌ها در طول عمر مفید خود ممکن است تحت تأثیر تهدیدات مختلفی قرار گیرند. این تهدیدات می‌تواند وابسته به طبیعت و یا حتی غیرطبیعی باشند. طی دهه‌های گذشته، دانش مهندسی سازه در مورد نحوه‌ی تحلیل و برخورد با پدیده‌های طبیعی مانند باد و زلزله گسترش یافته است. اما تحقیق در زمینه‌ی تهدیدات انسان‌ساز و غیرطبیعی نظیر اقدامات تروریستی، انفجار، آتش‌سوزی، برخورد وسایل نقلیه‌ی زمینی و هواپیما به ساختمان و مواردی مشابه آن نیز از مقوله‌های مهمی هستند که اخیراً به چالشی مهم برای مهندسی سازه تبدیل شده‌اند. در این‌گونه تهدیدات، خرابی یک عنصر سازه‌ای ممکن است منجر به خرابی اعضای سازه‌ای و فروریختن بخشی^۱ و یا حتی فروریختگی کل^۲ سازه گردد. این پدیده با عنوان فروریزش پیش‌رونده^۳ شناخته می‌شود. در این حالت سازه بعد از ایجاد آسیب محلی در رسیدن به شرایط تعادل استاتیکی جدید ناتوان می‌باشد و بسته به شرایط مختلف و نوع سیستم سازه‌ای، خرابی می‌تواند به سایر المان‌ها گسترش یابد. تخریب برج‌های دو قلو مرکز تجارت جهانی در سال ۲۰۰۱، نمونه‌ای بارز از رخداد فروریزش پیش‌رونده تلقی می‌گردد. در این رخداد، برخورد هواپیما با برج‌ها باعث تخریب تعدادی از ستون‌ها و سیستم‌های باربری بیرونی ساختمان شد و پس از آن با وقوع انفجارهای داخل ساختمان‌ها که ناشی از بنزین و مواد منفجره جاسازی شده در هواپیماها بود، سیستم‌های باربری قسمت هسته‌ی مرکزی نیز تخریب گردید که این مسئله باعث از بین رفتن ظرفیت باربری در آن تراز گردید. ریزش طبقات بالایی روی طبقات پایینی باعث ایجاد ضربه به باقی‌مانده‌ی سازه گردید و مجموع وزن طبقات بالاتر و همچنین ضربه‌ی ناشی از آوار طبقات بالا موجب تخریب طبقات پایین‌تر و گسترش خرابی و انهدام نهایی آن گردید. فروریزش پیش‌رونده عمدتاً تحت اثر بارهای ثقلی صورت می‌گیرد ولی نیروی جانبی زلزله نیز می‌تواند باعث ایجاد خرابی‌های اولیه و نمایان شدن نقاط ضعف سازه شود. در صورت ایجاد آسیب‌های اولیه، ممکن است فروریزش پیش‌رونده و در نهایت انهدام سازه اتفاق افتد. وجود دو عامل برای رخ دادن فروریزش پیش‌رونده در یک سازه نیاز می‌باشد. اولین عامل، یک بارگذاری غیرعادی که بتواند سبب خرابی اولیه در اعضای سازه‌ای گردد و دومین عامل عدم وجود پیوستگی، شکل‌پذیری و درجه‌ی نامعینی کافی در سازه که سبب پیشروی خرابی اولیه در اعضای سازه‌ای گردد [۱]. پس از حملات تروریستی ۱۱ سپتامبر بود که برای اولین بار بحث خرابی پیش‌رونده در طراحی سازه‌ها به‌صورت جدی در میان محققان مطرح شد. شروع موج جدیدی از تحقیقات به‌موجب این حادثه باعث شد اولین راهنمای تحلیل و طراحی ساختمان‌ها برای فروریزش پیش‌رونده (GSA)^۴ [۲] در سال ۲۰۰۳ انتشار یابد و گام مهمی در جهت کمک به مهندسی سازه در این مورد برداشته شود. پس از آن نیز در سال ۲۰۰۳، سازمان دفاع آمریکا اقدام به انتشار آیین‌نامه‌ی (UFC4-023-03)^۵ [۳] در خصوص طراحی ساختمان‌ها در برابر فروریزش پیش‌رونده کرد و با انتشار راهنمای (NIST)^۶ [۴] در سال ۲۰۰۷ و نسخه‌ی اصلاح‌شده راهنمای (UFC) در سال ۲۰۰۹ جهش بزرگی در رابطه با پیشگیری از تخریب پیش‌رونده در سازه‌ها برداشته شد. آیین‌نامه‌ی (UFC 2009) با استناد به استاندارد (ASCE7-05)^۷ [۵] فروریزش پیش‌رونده را به‌عنوان "گسترش یک خرابی موضعی اولیه از یک المان به المان دیگر سازه و نهایتاً منجر شدن به فروریزش کل سازه یا بخش بزرگی از آن به‌صورت نامتناسب" تعریف می‌کند. همچنین این استاندارد (ASCE 7-05) بیان می‌نماید که ساختمان‌ها بایستی به‌گونه‌ای طراحی شوند که در برابر خرابی موضعی، کل سیستم سازه‌ای به‌صورت پایدار باقی بماند و اجازه ندهد خرابی از محل خود به‌صورت نامناسب توسعه یابد.

بعد از خرابی ساختمان رونان، فراهیان [۶] به بررسی امکان ایجاد تغییرات در استانداردهای بریتانیا و کانادا در جهت ممانعت از بروز فروریزش پیش‌رونده در ساختمان‌ها پرداخت. وی معتقد بود که یک سازه‌ی مقاوم در مقابل زلزله می‌تواند بعد از اینکه یکی از اعضا باربری خود را از دست دهد، در برابر توسعه‌ی خرابی مقاومت نشان دهد. آستانه اصل و همکاران [۷] به بررسی نقش کابل فولادی در سیستم‌های سازه‌ای برای ممانعت از رخداد فروریزش پیش‌رونده پرداخته‌اند. آستانه اصل [۸] مقاومت یک سازه‌ی فولادی معمولی و

¹ Local Collapse

² Global Collapse

³ Progressive Collapse

⁴ The General Services Administration

⁵ The Unified Facilities Criteria

⁶ The National Institute of Standards and Technology

⁷ The American Society of Civil Engineers

سیستم کف آن را در مقابل فروریزش پیش‌رونده در اثر حذف یک ستون مطالعه نموده است. یکی از اولین تحقیقاتی که در زمینه خرابی پیش‌رونده انجام شد توسط ویلیام سون و کاو کوچی^۸ [۹] بود. آن‌ها با استفاده از یک مدل دو بعدی به مقایسه‌ی دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی در بحث فروریزش پیش‌رونده پرداختند و به این نتیجه رسیدند که در تحلیل استاتیکی چون اثرات دینامیکی ناشی از حذف ستون مشاهده نمی‌شود، جواب‌ها دست پایین‌تر می‌باشند. البته باید ذکر شود که در آیین‌نامه‌های خرابی پیش‌رونده که پس‌از آن تدوین شدند، در تحلیل‌های استاتیکی برای لحاظ کردن تقریبی اثرات دینامیکی ناشی از حذف ستون از ضرایب افزایش بار استفاده شده است. خاندلوال و همکاران^۹ [۱۰] در مطالعه‌ای، مقاومت فروریزش پیش‌رونده در قاب‌های فولادی دارای مهاربند را با استفاده از شبیه‌سازی نرم‌افزاری مورد بررسی قرار داده‌اند. در این مطالعه دو نوع سیستم مهاربندی در نظر گرفته شد: الف) قاب‌های با مهاربند هم محور با شکل پذیری ویژه و ب) قاب‌های با مهاربند برون محور. این مطالعه بر روی ساختمان‌های ۱۰ طبقه با اعمال روش مسیر جایگزین^{۱۰} انجام شده است. نتایج شبیه‌سازی نشان داد که قاب با مهاربند برون محور نسبت به مهاربند هم محور با شکل پذیری ویژه آسیب‌پذیری کمتری در برابر خرابی پیش‌رونده دارد. لاسکار و همکاران^{۱۱} [۱۱] رویکرد دو مرحله‌ای به منظور تحلیل فروریزش پیش‌رونده‌ی ساختمان‌ها تحت اثر بارگذاری انفجاری ارائه دادند. آن‌ها مدل‌های قاب خمشی بتن‌آرمه دو بعدی را به منظور شناسایی آسیب‌پذیری آن‌ها به هنگام خرابی پیش‌رونده‌ی ناشی از خسارات محلی اجزای کلیدی تحت اثر بارگذاری انفجار، مورد توسعه و تحلیل قرار دادند. سیلوا و همکاران^{۱۲} [۱۲] روشی جهت تخمین خسارت ناشی از بارگذاری انفجار را از طریق یک سری آزمایش‌ها بر روی دال بتن‌آرمه، مشخص نمودند. این مطالعه تنها به دال‌های بتن‌آرمه محدود گردیده است. برنو و وارن [۱۳] به بررسی آزمایشگاهی مقاومت دیوارهای برشی فولادی طراحی شده برای بارهای لرزه‌ای در برابر بارگذاری انفجاری پرداخته‌اند. نتایج نشان داد که دیوار برشی فولادی دارای ظرفیت محدودی در برابر بارگذاری انفجاری خارج از صفحه بوده و جزئیات لرزه‌ای معمول برای ارتباط صفحه با قاب مرزی برای کاربردهای انفجاری مناسب نمی‌باشد. پارک و کیم^{۱۳} [۱۴] دو سازه را که در اثر خرابی پیش‌رونده دچار واژگونی شده بودند را بررسی نظری کردند و نتایج خود را با نتایج واقعی مقایسه نمودند. اولین سازه‌ی مورد بررسی مربوط به ساختمان خط راه آهن در کره‌ی جنوبی بود که علت خرابی اولیه آن بار برف بوده است و دومین سازه نیز مربوط به ساختمان رونان پوینت واقع در لندن انگلستان می‌باشد. آن‌ها پس از مقایسه‌ی نتایج واقعی و نتایج نظری که تا حد زیادی با هم انطباق داشت، راهکارهایی برای جلوگیری از رخداد خرابی پیش‌رونده در آن سازه‌ها ارائه نمودند. زینیزوسکی^{۱۴} [۱۵] روشی احتمالاتی جهت بررسی پدیده‌ی گسیختگی پیش‌رونده ناشی از انفجار ارائه نمود. در این مطالعه، توزیع ساکنین در ساختمان به صورت احتمالاتی در نظر گرفته شده و پاسخ سازه به سناریوهای مختلف حذف ستون بررسی گردیده است. در این تحقیق، مساحت کف‌های فروریخته بعد از تحلیل ساختمان با نرم‌افزار LS-DYNA ارزیابی شده است و با لحاظ کردن سطح کل زیربنا، احتمال توزیع ساکنین در طبقات به رخداد گسیختگی پیش‌رونده ارتباط داده شده است. جایاسوریا و همکاران^{۱۵} [۱۶] به بررسی اثر انفجار حوزه‌ی نزدیک به سازه قاب خمشی بتن‌آرمه پرداخته‌اند. آن‌ها با استفاده از نرم‌افزارهای SAP2000 و LS-DYNA به بررسی خسارت ناشی از انفجار در سازه‌های بتن‌آرمه پرداخته و پدیده‌ی فروریزش پیش‌رونده را مورد بررسی قرار داده‌اند. توکلی و کیاکجوری [۱۷] ظرفیت فروریزش پیش‌رونده را تحت سناریوی حذف ستون با موقعیت‌های مختلف مورد بررسی قرار داده‌اند و نتایج نشان داد که پتانسیل خرابی پیش‌رونده اصولاً وابسته به مکان حذف ستون می‌باشد. هادیان فر و همکاران [۱۸ و ۱۹] رفتار غیرخطی ستون‌های فولادی با مقاطع مختلف را تحت اثر بار انفجار بررسی و با مقایسه‌ی رفتار غیرخطی قاب‌های ساختمانی با تعداد دهانه‌ها و طبقات مختلف، عوامل تأثیرگذار بر پاسخ سازه را شناسایی کردند. نتایج آن‌ها نشان داد که مقاطع بال‌پهن (IPB) بهترین عملکرد را در برابر انفجار داشته‌اند. هاو و همکاران^{۱۶} [۲۰] به -

⁸ Kaewkulchai and Williamson

⁹ Khandelwal et al.

¹⁰ Alternate Path Method

¹¹ Laskar et al.

¹² Silva et al.

¹³ Park and Kim

¹⁴ Szymszowski

¹⁵ Jayasooriya et al.

¹⁶ Hao et al.

بررسی تحلیل قابلیت اطمینان ستون‌های بتن آرمه معمولی و تقویت‌شده با (FRP)، تحت بارهای انفجاری تصادفی، پرداخته‌اند و ابعاد ستون، میزان آرماتور، مقاومت مصالح و مشخصات بار انفجاری را به عنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفتند. همچنین برای مقدار میانگین و انحراف استاندارد حداکثر فشار و مدت‌زمان بار انفجاری در مسافت‌های مقیاس شدهی مختلف، از فرمول‌های تجربی موجود استفاده نموده‌اند. آن‌ها احتمال گسیختگی ستون‌های بتن آرمه را تحت اثر بارهای انفجاری با مسافت‌های مقیاس شده مختلف تخمین زده‌اند، اما به فروریزش پیش‌روندهی ساختمان بتن آرمه تحت اثر بارهای انفجاری نپرداخته‌اند. مقیمی و درایور^{۱۷} [۲۱] به بررسی عملکرد قاب دارای دیوار برشی فولادی یک دهانه یک طبقه تحت اثر انفجار داخل قاب استفاده از نرم افزار آباکوس پرداخته است و نتایج نشان می‌دهد که این سیستم دارای رفتار مناسبی در برابر بارهای انفجاری درون صفحه‌ای می‌باشد. السلوم و همکاران^{۱۸} [۲۲] به مطالعه و بررسی رخداد فروریزش پیش‌رونده در سازه‌ی بلند مرتبه ۲۸ طبقه‌ی بتن مسلح در ریاض پایتخت عربستان سعودی تحت اثر انفجار پرداخته‌اند. نتایج نشان داد که بیشتر خسارات به صورت موضعی رخ داده است و خرابی پیش‌رونده به وقوع نپیوسته است. ابراهیم و همکاران [۲۳] پاسخ‌های سازه‌ی قاب خمشی بتنی را تحت اثر بارگذاری انفجاری بررسی نموده‌اند. نتایج نشان داد که تغییر طراحی ستون‌های خارجی باعث بهبود پاسخ‌های سازه‌ی گردیده و بهترین عملکرد مربوط به ستون‌های با مقطع فولادی پر شده از بتن می‌باشد. کومار و ماتساگار^{۱۹} [۲۴] به بررسی شکنندگی و تحلیل حساسیت قاب‌های خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه تحت اثر انفجار پرداخته‌اند. از روش شبیه سازی مونت کارلو استفاده شده است. و عدم قطعیت‌های مختلفی نظیر مقدار بار انفجاری، مسافت انفجار و مشخصات مقاطع فولادی در نظر گرفته شده است. ملک‌پور و معرف‌زاده [۲۵] احتمال خرابی یک ساختمان ۱۰ طبقه‌ی بتن مسلح تحت انفجار ناشی از خودروی بمب‌گذاری شده به صورت تصادفی در طبقه همکف مورد ارزیابی قرار داده‌اند. برای این ارزیابی از تحلیل قابلیت اعتماد سازه ساختمان به روش شبیه‌سازی مونت کارلو و بر پایه نتایج به دست آمده از تحلیل دینامیکی مدل اجزاء محدود در نرم‌افزار LS-DYNA استفاده شده است. بر اساس نتایج به دست آمده احتمال خرابی در هنگام رخداد انفجار در ناحیه مرکزی پلان به مقدار چشم‌گیری بیشتر از سایر نواحی است. میرطاهری و همکاران [۲۶] با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدودی ABAQUS و مدل‌سازی یک نمونه آزمایشی، صحت مدل‌سازی با داده‌های آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت. پس از آن دیوار برشی فولادی با ورق فولاد معمولی و فولاد نرم، طراحی شد و هر دو سامانه با ضخامت‌های ۱، ۱/۵، ۲ و ۲/۵ برابر ضخامت طراحی شده برای ورق، تحت انفجارهای حوزه‌ی دور و نزدیک مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج بیانگر کاهش تغییرمکان قاب فولادی در صورت استفاده از فولاد نرم است. همچنین با افزایش ضخامت در هر دو حالت فولاد نرم و فولاد معمولی، تحت انفجارهای حوزه دور و نزدیک، تغییرمکان کاهش می‌یابد. مهدی‌زاده و همکاران [۲۷] به ارزیابی فروریزش پیش‌روندهی لرزه‌ای و ارتباط آن با مدت زمان فروریزش قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری‌های مختلف پرداخته‌اند. نتایج نشان داد که قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه تقریباً احتمال فروریزش را نسبت به قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط و معمولی به ترتیب ۳۳/۴ و ۵۴/۶ درصد کاهش داده است.

در این تحقیق، ابتدا سازه‌های سه بعدی ۶،۳ و ۹ طبقه با سیستم‌های سازه‌ای قاب خمشی با و بدون دیوار برشی فولادی مطابق ضوابط آئین‌نامه‌ی [۲۸، ۲۹ و ۳۰] در نرم‌افزار ETABS [۳۱] طراحی و سپس عملکرد قاب دو بعدی محور کناری آن با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدودی ABAQUS [۳۲] تحت اثر بارگذاری انفجار مورد بررسی قرار گرفته است. لازم به ذکر است در این تحقیق به منظور اطمینان از نتایج تحلیل‌ها، ۲ نمونه صحت سنجی آزمایشگاهی نیز ارائه شده است. ضمناً به عنوان نوآوری، بارگذاری انفجاری در دو حالت داخل و خارج صفحه‌ی قاب اعمال گردیده و تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی انجام شده و در نهایت امکان رخداد فروریزش پیش‌رونده در سیستم‌های باربر جانبی مذکور (قاب خمشی و دیوار برشی فولادی) در ارتفاع تحت بارگذاری انفجاری طی ۲ سناریوی محتمل مقایسه و ارزیابی شده است.

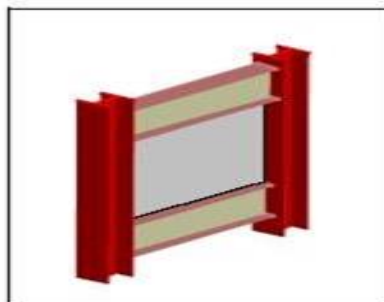
¹⁷ Moghimi and Driver

¹⁸ Al-Salloum et al.

¹⁹ Kumar and Matsagar

۲- دیوار برشی فولادی

دیوار برشی فولادی^{۲۰}، سیستمی دارای یک ورق فولادی، دو ستون کناری و تیر افقی مطابق شکل (۱) می‌باشد. وظیفه‌ی اصلی دیوار برشی فولادی مقاومت در برابر برش افقی طبقه و لنگر واژگونی ناشی از بارهای جانبی است. صفحه‌ی دیوار برشی فولادی به صورت یک تیر ورق عمودی و دو ستون کناری مانند بال و صفحه‌ی فولادی دیوار نیز مانند جان تیر ورق ایفای نقش می‌کنند. عملکرد تیرهای افقی طبقه نیز مانند سخت‌کننده‌های تیر ورق می‌باشند [۳۳].



شکل ۱: دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده [۳۳]

۲-۱- نیروهای وارد بر دیوار برشی فولادی

نیروهای وارده بر دیوار برشی فولادی عبارت است از:

(الف) نیروی برشی متغیر که مقدار آن در تراز پایه حداکثر می‌باشد.

(ب) لنگر خمشی متغیر که مقدار آن مجدداً در پای دیوار حداکثر است و ایجاد کشش در یک لبه (لبه‌ی نزدیک به نیروها) و فشار در لبه‌ی متقابل می‌نماید و با توجه به امکان عوض شدن جهت نیروی باد یا زلزله در ساختمان، کشش باید در هر دو لبه‌ی دیوار در نظر گرفته شود.

(ج) نیروی محوری فشاری ناشی از وزن طبقات که روی دیوار برشی تکیه دارد.

در صورتی که ارتفاع دیوار برشی فولادی کم باشد، غالباً نیروی برشی بر طراحی آن حاکم خواهد بود. ولی اگر ارتفاع دیوار برشی

زیاد باشد، لنگر خمشی بر طراحی آن حاکم است. به هر حال دیوار باید برای هر دو نیروی فوق کنترل و در مقابل آن‌ها مسلح گردد [۳۳].

۲-۲- مدل کردن دیوار برشی فولادی

با توجه به اینکه صفحه‌ی فولادی دیوار برشی از نوع فشرده، غیرفشرده و یا لاغر باشد و همچنین با توجه به توانایی نرم‌افزار برای

تحلیل کمانش صفحه، دیوارهای برشی به روش‌های مختلفی مدل‌سازی می‌شوند. در تحقیق حاضر از روش مدل نواری^{۲۱} بهره گرفته شده است. این روش بر پایه‌ی تئوری میدان کشش مورب استوار است که در آن از مقاومت برشی تحمل شونده توسط صفحه‌ی توپر قبل از کمانش صرف‌نظر شده است. روش مدل نواری می‌تواند به شکل‌های مختلفی بیان شود که حالت المان‌های نواری مورب با زاویه‌ی ثابت با توجه به نتایج رضایت‌بخش آن‌ها مورد بررسی قرار گرفته است [۳۳].

۲-۲-۱- روش مدل نواری

روش مدل نواری براساس ضوابط طراحی آیین‌نامه‌ی کانادا (CSA 2001)^{۲۲} برای دیوارهای برشی فولادی معتبر شناخته شده

است. این روش به طور خلاصه در تفسیر آیین‌نامه‌ی (AISC-341)^{۲۳} نیز ارائه شده است. در این روش جهت مدل‌سازی دیوارهای برشی فولادی بایستی مساحت پانل دیوار برشی با تعدادی اعضای مورب موازی که اصطلاحاً نوار نامیده می‌شوند و فقط توانایی انتقال نیروی

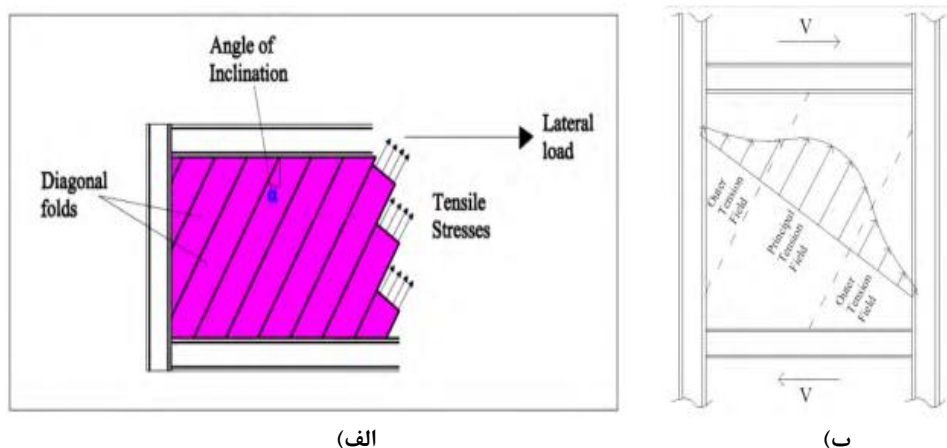
²⁰ Steel Plate Shear wall

²¹ Strip Model

²² The Canada Shipping Act

²³ The American Institute of Steel Construction

کششی را دارند، معادل شوند. اعضای مورب در امتدادی هستند که راستای تنش کششی اصلی پانل نیز در همان جهت قرار می‌گیرد (شکل ۲-الف). در دیوار برشی سخت نشده لاغر، امکان کمانش ورق وجود دارد و هدف استفاده از عملکرد میدان کششی در دیوار برای تحمل برش طبقه است. در نقطه‌ی کمانش، مکانیسم بار مقاومتی از حالت برش داخل صفحه به یک میدان کششی مایل تبدیل می‌شود (شکل ۲-ب) [۳۳].



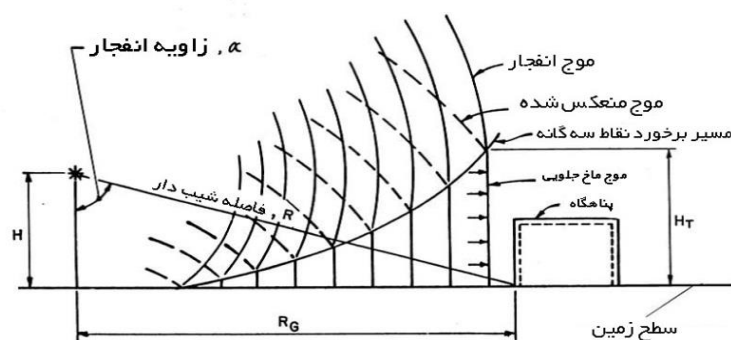
شکل ۲: الف) ایده‌ی عملکرد میدان کششی در دیوارهای برشی فولادی در داخل صفحه به میدان کششی مایل
ب) تبدیل مکانیسم مقاومتی بار از حالت برش [۳۳]

۳- بارگذاری انفجاری

انفجار به آزاد شدن سریع انرژی گفته می‌شود. انفجارها بر اساس ماهیت به صورت‌های فیزیکی و هسته‌ای و شیمیایی طبقه‌بندی می‌شوند. در انفجارهای فیزیکی، انرژی در اثر شکست فاجعه‌آمیز سیلندری از گاز فشرده، فوران انفجاری و یا حتی مخلوط دو مایع در دماهای متفاوت آزاد می‌گردد. در انفجارهای هسته‌ای، انرژی از شکل‌گیری هسته‌های اتمی متفاوت به وسیله‌ی تقسیم پروتون‌ها و نوترون‌ها در واکنش هسته آزاد می‌شود درحالی‌که اکسیداسیون سریع المان‌های سوخت منبع اصلی انرژی در انفجارهای شیمیایی است [۳۴]. بارگذاری انفجاری در این تحقیق از نوع هوایی بوده است ولی لازم به ذکر است که در واقعیت، بارگذاری در سناریوهای مدنظر این تحقیق از نوع انفجار سطحی است.

۳-۱- انفجار هوایی

اگر انفجار در نزدیکی هدف و مجاور سطح زمین رخ دهد، با مساله نسبتاً پیچیده‌ای روبرو خواهیم بود. در این حالت با وقوع انفجار و ایجاد موج‌های کروی، این موج‌ها پیش از آنکه به هدف برسند، با زمین برخورد نموده و بازتاب می‌شوند. این بازتاب از زمین با موج تکان اصلی برخورد کرده و بر هم اثر می‌گذارند و یک جبهه‌ی تکان تلفیقی را ایجاد می‌نمایند که جبهه‌ی موج ماخ نامیده می‌شود. در طراحی فرض می‌شود که موج ماخ، موجی سطحی با توزیع فشار یکنواخت است که مقدار فشار آن در حدود فشار موج ضربه‌ی انفجار می‌باشد (در واقع مقدار این فشار قدری بزرگتر از فشار موج ضربه‌ی انفجار است). نقطه‌ی تلاقی موج اولیه، موج بازتابش از زمین و جبهه‌ی ماخ، نقطه‌ی سه گانه نامیده می‌شود. نقطه‌ی سه گانه، اوج جبهه‌ی ماخ را نشان می‌دهد و مسیر نقاط سه گانه، تعیین کننده‌ی ارتفاع این جبهه است که در شکل (۳) نشان داده شده است. برای ساده کردن مساله، فرض می‌شود که سازه‌ی هدف تحت اثر جبهه‌ی ماخ قرار گرفته است. در غیر این صورت، برای تعریف دقیق تر اندرکنش انفجار_سازه، لازم است از روش‌های شبیه سازی عددی پیشرفته بهره گرفته شود [۳۴].



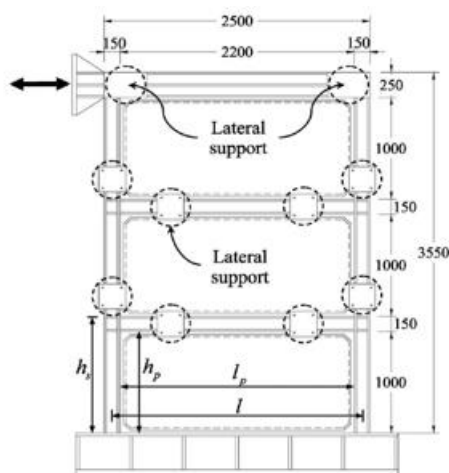
شکل ۳: انتشار موج انفجار در هوا [۲۴]

۴- راستی آزمایشی

در این تحقیق، ابتدا به منظور صحت مدل سازی دیوار برشی فولادی، سیستم مذکور در نرم افزار اجزا محدودی ABAQUS شبیه سازی شده و عملکرد آن تحت بار چرخه ای با نمونه ای آزمایشگاهی مقایسه گردیده است و سپس به منظور مدل سازی بار انفجاری، ورق فولادی تحت اثر بارگذاری انفجاری در نرم افزار مذکور قرار داده شده است. در ادامه روند صحت سنجی های به کار رفته در این تحقیق به اختصار توضیح داده می شود.

۴-۱- دیوار برشی فولادی تحت بار چرخه ای

در این تحقیق، به منظور اطمینان از صحت نتایج مدل سازی دیوار برشی فولادی از مطالعه ی چوی و پارک [۳۵] مطابق شکل (۴) که طی یک پژوهش آزمایشگاهی به بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی تحت بارگذاری چرخه ای پرداخته اند، استفاده شده است. مشخصات هندسی نمونه ی آزمایشگاهی در شکل (۵) ارائه شده است.



شکل ۵: مشخصات هندسی دیوار برشی فولادی [۳۵]



شکل ۴: مدل آزمایشگاهی تحت بار چرخه ای [۳۳]

مشخصات مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی در جدول (۱) مشخص شده است.

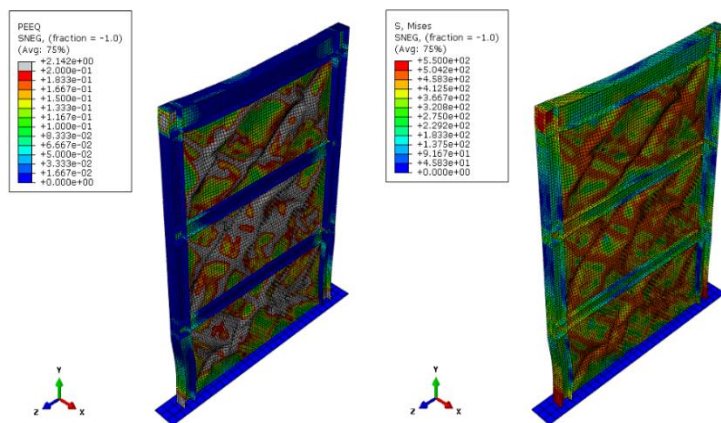
جدول ۱: مشخصات مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی [۳۵]

مقطع ستون	مقاومت نهایی (MPa)	مقاومت تسلیم (MPa)	ضخامت ورق (mm)
H-150X150X22X22	۴۰۰	۲۴۰	۴

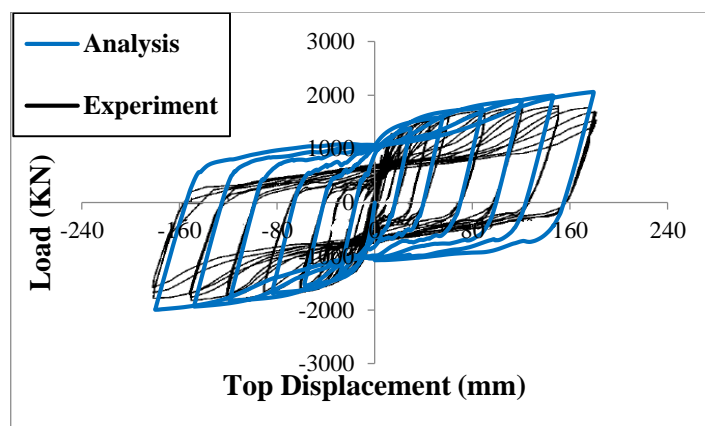
در این تحقیق، کلیه المان‌ها از نوع Shell می‌باشند. مصالح فولادی به کار رفته در نمونه‌ها ایزوتروپیک فرض شده‌اند. روابط تنش و کرنش مصالح در برنامه‌ی اجزا محدودی ABAQUS به صورت نمودار چندخطی در نظر گرفته شده اما باید توجه کرد که افزایش تعداد ناپیوستگی‌های نمودار تنش و کرنش، تعداد تکرارهای لازم برای رسیدن به جواب را بیشتر می‌کند. بنابراین باید نمودار تنش و کرنش را با تعداد کمی ناپیوستگی معرفی نمود. در این تحقیق نمودار تنش و کرنش به صورت دوخطی در نظر گرفته شده است. این منحنی تنش-کرنش دوخطی، شامل یک خط در ناحیه‌ی الاستیک و یک خط در ناحیه‌ی پلاستیک می‌باشد. بارگذاری نیز به صورت چرخه‌ای به بالای قاب اعمال شده و برای تکیه‌گاه‌ها نیز شرایط مرزی گیردار در نظر گرفته شده است. شایان ذکر می‌باشد که برای جلوگیری از کمانش خارج صفحه قاب در جهت عمود بر قاب در نقاطی که در نمونه‌ی آزمایشگاهی نشان داده شده است از قیدهایی جهت جلوگیری از کمانش خارج صفحه قاب استفاده شده است. برای تحلیل نمونه‌ی عددی نیز از روش استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. در مش بندی از المان‌هایی با عنوان S4R استفاده شده است که یک المان ۴ گرهی می‌باشد. مطابق شکل (۶)، تغییر شکل برشی در ستون طبقه‌ی اول مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی در مطالعه‌ی چوی و پارک ارائه شده است و همچنین براساس شکل (۷)، کانتور تنش‌های مدل اجزا محدودی دیوار برشی فولادی نشان داده شده است. با توجه به شکل (۸)، مشخص گردید که صحت‌سنجی سازه مدل‌سازی شده در نرم‌افزار اجزا محدودی ABAQUS با نمونه‌ی آزمایشگاهی، مطابقت قابل توجهی دارد.



شکل ۶: تغییر شکل برشی در ستون طبقه‌ی اول مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی در مطالعه‌ی چوی و پارک [۳۵]



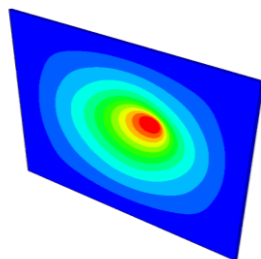
شکل ۷: کانتور تنش و کرنش پلاستیک مدل اجزا محدودی دیوار برشی فولادی



شکل ۸: صحت سنجی مدل اجزا محدودی دیوار برشی فولادی با مطالعه‌ی آزمایشگاهی چوی و پارک [۳۵]

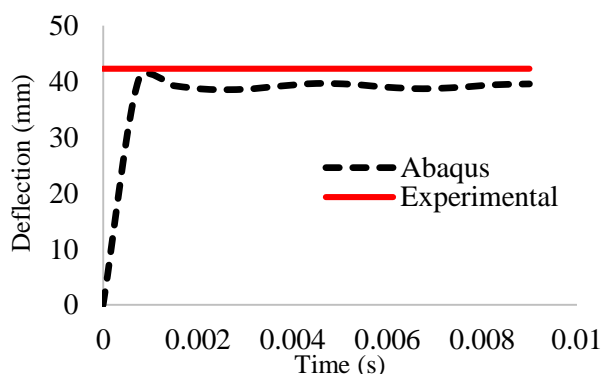
۲-۴- ورق فولادی تحت بار انفجاری

در این تحقیق، به منظور اطمینان از صحت بارگذاری انفجار و اطمینان از روش انجام کار، یک مدل آزمایشگاهی ورق فولادی که تحت اثر بار انفجار قرار گرفته، در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شده است. ورق مورد بررسی توسط لنگدان و همکاران [۳۶] یک صفحه‌ی فولادی به ابعاد 300×300 میلی‌متر و به ضخامت ۳ میلی‌متر می‌باشد. مقدار ۲۰ گرم ماده منفجره در فاصله ۵۰ میلی‌متری صفحه قرار گرفته است. این نمونه در آباکوس مدل‌سازی شده و تحت اثر بار انفجاری قرار گرفته است. در شکل (۹) تغییر مکان ورق تحت اثر بار انفجاری مشاهده می‌شود.



شکل ۹: تغییر مکان ورق با توجه به اعمال بار انفجاری در نرم‌افزار ABAQUS

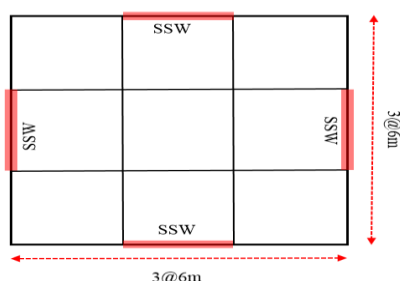
مقدار تغییر مکان ورق تحت اثر انفجار در آزمایشگاه $42/3$ میلی‌متر و مقدار شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار مطابق شکل (۱۰)، $40/3$ میلی‌متر می‌باشد که نشان می‌دهد نحوه‌ی اعمال بارگذاری انفجاری در نرم‌افزار به درستی اعمال شده است.



شکل ۱۰: تاریخچه‌ی تغییر مکان ورق شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار و آزمایشگاه

۵- مدل سازی قابها

در این تحقیق، برای بررسی دقیق فروریزش پیش‌رونده‌ی سازه‌های قاب خمشی با و بدون دیوار برشی فولادی ۶،۳ و ۹ طبقه از نرم‌افزار اجزا محدود ABAQUS استفاده گردیده است. ابتدا سازه‌های مذکور با نرم‌افزار ETABS مطابق ضوابط آئین‌نامه‌ای طراحی و سپس با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS مدل شده‌اند. در کلیه‌ی طبقات، سازه‌ها دارای ۳ دهانه و فاصله‌ی دهانه‌ها از یکدیگر ۶ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر می‌باشد. کاربری سازه‌ها مسکونی و بار مرده کلیه‌ی طبقات و بام ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده‌ی طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده‌ی بام ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. ستون‌ها از مقطع قوطی و تیرها از مقطع IPE انتخاب شده‌اند. شکل (۱۱) پلان سازه‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. به دلیل وجود تقارن در بارگذاری، ابعاد المان‌های سازه در قاب‌ها یکسان به دست آمده و یک قاب به عنوان نمونه در نظر گرفته شده و تحلیل‌ها تحت اثر انفجاری انجام گرفته است و امکان رخداد خرابی پیش‌رونده بر روی آن‌ها مطالعه شده است. در جدول (۲) مشخصات مقاطع ستون‌ها، تیرها و ورق‌های فولادی سازه‌های مذکور ارائه شده است. در ادامه، نمای دو بعدی سازه‌های فولادی با و بدون قاب خمشی در نرم‌افزار اجزا محدود ABAQUS مطابق شکل‌های (۱۲) تا (۱۷) ارائه شده است.

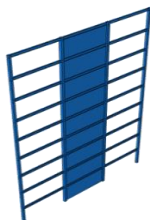


شکل ۱۱: پلان سازه‌ی مورد بررسی

جدول ۲: مشخصات مقاطع ستون‌ها و تیرها و ورق‌های فولادی در مدل‌های مورد مطالعه

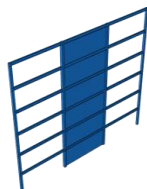
مقطع ورق	مقطع ستون	مقطع تیر	تعداد طبقات
PL600x300x5 کلیه‌ی طبقات	ستون کناری B220x220x8	IPE330 کلیه‌ی طبقات	سازه ۳ طبقه
	ستون‌های میانی B260x260x8		
PL600x300x6 طبقات ۳-۱	ستون‌های کناری ۳-۱ B220x220x10	IPE330 کلیه‌ی طبقات	سازه ۶ طبقه
	ستون‌های میانی ۳-۱ B260x260x10		
PL600x300x5 طبقات ۶-۴	ستون‌های کناری ۶-۴ B220x220x8		
	ستون‌های میانی ۶-۴ B260x260x8		
PL600x300x7 طبقات ۳-۱	ستون‌های کناری ۳-۱ B260x260x12	IPE330 کلیه‌ی طبقات	سازه ۹ طبقه
	ستون‌های میانی ۳-۱ B300x300x12		
PL600x300x6 طبقات ۶-۴	ستون‌های کناری ۶-۴ B260x260x10		
	ستون‌های میانی ۶-۴ B300x300x10		
PL600x300x5 طبقات ۹-۷	ستون‌های کناری ۹-۷ B260x260x8		
	ستون‌های میانی ۹-۷ B300x300x8		

در این تحقیق، به منظور مقایسه‌ی دقیق عملکرد سازه‌های قاب خمشی با و بدون دیوار برشی فولادی تحت اثر انفجار داخل و خاج صفحه‌ی قاب و بررسی امکان رخداد فروریزش پیش‌رونده، مقاطع تیر و ستون در سازه‌های قاب خمشی یکسان در نظر گرفته شده است تا بتوان نقش دیوار برشی فولادی را بهتر درک نمود.



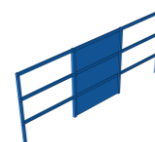
ج

شکل ۱۴: قاب ۹ طبقه با دیوار برشی فولادی



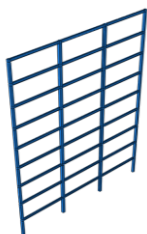
ب

شکل ۱۳: قاب ۶ طبقه با دیوار برشی فولادی



الف

شکل ۱۲: قاب ۳ طبقه با دیوار برشی فولادی



ج

شکل ۱۷: قاب خمشی ۹ طبقه



ب

شکل ۱۶: قاب خمشی ۶ طبقه



الف

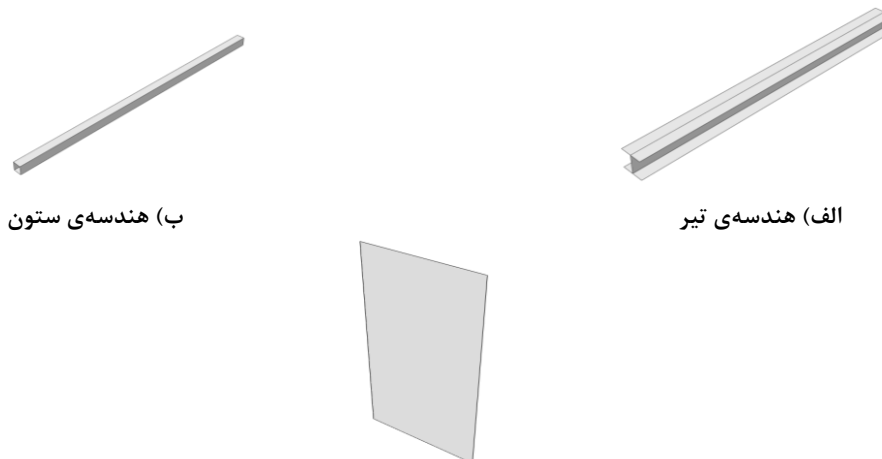
شکل ۱۵: قاب خمشی ۳ طبقه

۵-۱- مدل‌سازی دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار ABAQUS

برای تحلیل غیرخطی سازه‌های معرفی شده از نرم‌افزار اجزا محدودی ABAQUS استفاده شده است. این نرم‌افزار قادر به حل مسائل مهندسی با درجات غیرخطی بالا است. در نرم‌افزار مذکور، دو روش برای تحلیل سازه‌ها وجود دارد: در تحلیل- ABAQUS/Explicit از یک روش ضمنی ولی در تحلیل تحلیل ABAQUS/Standard از یک روش دینامیکی صریح غیرخطی استفاده می‌شود. در این قسمت، مراحل گام‌به‌گام مدل‌سازی دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار شرح داده شده است.

۵-۱-۱- ساخت هندسه‌ی قطعات

بدین‌صورت که ابتدا مقطع تیر، ستون و ورق ترسیم شده و بر اساس مقدار طول المان‌ها دارای عمق می‌گردند. این روند برای کلیه‌ی المان‌هایی که در تحلیل دخیل می‌باشند، تکرار می‌گردد. در شکل (۱۸) هندسه‌ی قطعات ایجاد شده نشان داده شده است.



شکل ۱۸: هندسه‌ی المان‌های مورد استفاده در مدل‌سازی این تحقیق
(ج) هندسه‌ی ورق دیوار برشی فولادی

۵-۱-۲- تعریف مواد و مصالح

نوع مصالح مورد استفاده در این تحلیل از نوع کشسان همراه با مدل مومسان دوخطی می‌باشد. چگالی فولاد مورد استفاده در تحلیل $7/85 \text{ (Kg/dm}^3\text{)}$ در نظر گرفته شده است. مواد کشسان با ضریب پواسون $0/3$ ، مدول یانگ 200000 مگاپاسکال، و مواد مومسان با تنش تسلیم 240 و 360 مگا پاسکال و به ترتیب کرنش پلاستیک 0 و $0/1$ در نظر گرفته شده است. چنانچه بارگذاری روی یک قطعه تا جایی ادامه پیدا کند که ماده محدوده الاستیک را عبور کرده و وارد ناحیه پلاستیک شود و سپس باربرداری صورت گیرد، تنها سهم الاستیک ماده به حالت اولیه خود بازگشته و کرنش پلاستیک پسماندی در آن باقی می‌ماند. به عبارت دیگر ماده دچار تغییر شکل برگشت ناپذیر می‌گردد. اگر تحلیل به گونه‌ای باشد که ماده در اثر بارگذاری وارد ناحیه پلاستیک نشود، نیازی به تعریف پلاستیک ماده در نرم افزار نخواهد بود. اما در مسائلی از قبیل شکل‌دهی فلزات که ماده وارد ناحیه پلاستیک می‌شود، تعریف این خواص در نرم افزار الزامی است. لازم به ذکر است که در صورت تعریف خواص پلاستیک برای یک ماده، تحلیل غیر خطی شده و لذا زمان حل به طور چشمگیری افزایش می‌یابد. لذا تنها در مسائلی که تغییر شکل پلاستیک رخ می‌دهد خواص پلاستیک در نظر گرفته می‌شود. در این تحقیق خواص فولاد مصرفی الاستیک-پلاستیک کامل در نظر گرفته شده است. در مدل‌سازی تیر و ستون در همه‌ی نمونه‌ها از مقطع I شکل استفاده شده است. در این مدل‌ها اتصال تیر به ستون به صورت صلب در نظر گرفته شده و اتصال ورق به تیر و ستون به شکل مفصلی مدل گردیده است. اعضای مرزی را می‌توان با المان BEAM مدل کرد؛ با این وجود در صورتی که کمانش موضعی در آن‌ها اتفاق افتد این مورد در تحلیل در نظر گرفته نخواهد شد. برای در لحاظ کردن کمانش جانبی، ورق و اعضای مرزی با المان پوسته‌ی S4R مدل‌سازی شده که یک المان چهارگره‌ی دو انحنایی با انتگرال گیری کاهش یافته است. هر گره از این المان 6 درجه آزادی یعنی 3 درجه انتقال و 3 درجه دوران دارد. در مدل‌ها، درجات آزادی فعال در گره‌های تراز سقف، درجات آزادی انتقالی داخل صفحه و چرخش حول محورها است و برای اعضای تیر و ستون، درجات آزادی انتقالی، خارج از صفحه بسته شده است، در گره‌های تراز پایه، همه‌ی درجات آزادی انتقالی، عمود بر صفحه بسته شده است. نوع تحلیل انجام شده غیرخطی هندسی و مصالح است و معیار گسیختگی، Von-Mises است. تغییر شکل ناگهانی خارج از صفحه‌ی ورق فولادی به علت توسعه‌ی میدان کشش سبب ایجاد مشکلات همگرایی در آنالیز سیستم‌های SPSW می‌شود؛ بنابراین با توجه به عملکرد ضعیف روش ضمنی (Implicit Method) که در آن از روش‌های تکراری سعی و خطای مختلفی همانند روش نیوتون-رافسون و نیوتون-رافسون اصلاح شده و الگوریتم ریکس استفاده می‌شود و نیز به علت این که این روش‌ها در مجاورت پاسخ‌های ناپایداری شامل ناپایداری موضعی در همگرایی، منجر به شکست می‌شوند، روش صریح دینامیکی برای آنالیز SPSW انتخاب شد. همچنین در این تحقیق، برای مدل‌سازی مصالح فولادی بکار رفته در نمونه از خصوصیات ایزوتروپیک استفاده شده است. برای معرفی روابط تنش و کرنشی مصالح در برنامه تحلیل المان محدود، این روابط به صورت نمودار چند خطی در نظر گرفته می‌شوند. اما باید توجه کرد که افزایش تعداد ناپیوستگی‌های نمودار تنش و کرنش، تعداد تکرارهای لازم برای رسیدن به جواب را بیشتر

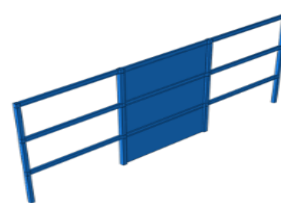
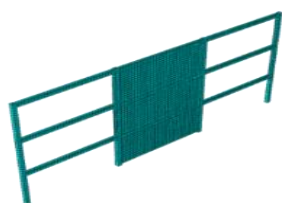
می‌کند. بنابراین باید نمودار تنش و کرنش را با تعداد کمی ناپیوستگی معرفی نمود. در این تحقیق، نمودار تنش و کرنش به صورت دو خطی در نظر گرفته شده است. این منحنی تنش-کرنش دو خطی، شامل یک خط در ناحیه الاستیک و یک خط در ناحیه پلاستیک می‌باشد.

۵-۱-۳- سرهم کردن قطعات

قطعاتی که در قسمت پیشین به صورت مجزا ساخته شده، در این قسمت سرهم شده و بر اساس ابعاد و اندازه مربوط به محیط اسمبلی در جای خود قرار می‌گیرند. با استفاده از دستوره‌های جابجایی و دوران می‌توان به سادگی قطعات را سرهم نمود. این قطعات بر اساس محل قرارگیری در مدل، دوران یا انتقال داده می‌شوند تا دیوار برشی فولادی به طور کامل مدل‌سازی شود.

۵-۱-۴- شبکه‌بندی

بعد از سرهم کردن قطعات نوبت به شبکه‌بندی قطعات می‌رسد. در محیط Mesh می‌توان کلیه قطعات را مش‌بندی نمود. نوع المان مورد استفاده از نوع S4 می‌باشد. که یک المان پوسته‌ای سه‌بعدی با ۴ گره و ۴ پهلو است. بر روی یال این المان نقطه میانی وجود ندارد. اگر از نقطه میانی در وسط یال استفاده شود، نوع المان از نوع درجه‌دو می‌شود. ابتدا در شکل (۱۹)، دیوار برشی فولادی در محیط آباکوس و سپس در شکل (۲۰) مش‌بندی مدل نشان داده شده است. گزینه‌ی حذف المان Element Deletion فعال انتخاب شده است یعنی المان بعد از رسیدن به حداکثر کرنش حذف می‌شود و از روند تحلیل خارج می‌گردد.



شکل ۲۰: مش‌بندی دیوار برشی فولادی مورد بررسی

شکل ۱۹: قطعات دیوار برشی فولادی بعد از سرهم کردن

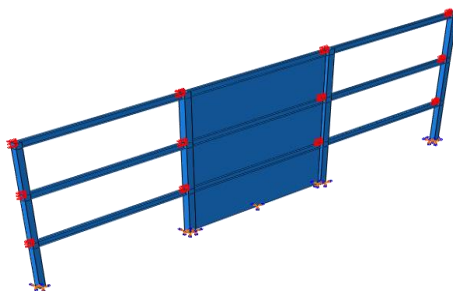
در این تحقیق، در مدل‌سازی نمونه‌ها در نرم افزار ABAQUS یکی از چالش‌های مهم اندازه‌ی ابعاد مش‌هاست. بدین منظور برای نمونه‌ی ۳ طبقه، ابعاد مختلف مش در نظر گرفته شده است و با کوچک‌تر کردن ابعاد، بحث استقلال پاسخ‌ها از اندازه‌ی مش‌ها اعمال شده است. مطابق جدول (۳)، مشخص می‌شود که مش ۴۰ میلی‌متر با توجه به مدت زمان اجرا و اختلاف پاسخ جابجایی قاب مورد مطالعه، بهینه می‌باشد.

جدول ۳: مقایسه‌ی عملکرد قاب ۳ طبقه با مش‌های مختلف

حاججایی (cm)	مدت زمان اجرا (دقیقه)	اندازه مش‌ها (mm)
۱۲/۹	۱۵	۱۰۰
۱۱/۵	۳۵	۸۰
۱۰/۲	۷۵	۶۰
۹	۱۱۰	۴۰
۸/۸	۱۸۰	۲۰
۸/۶	۲۲۵	۱۰
۸/۳	۳۶۰	۵

۵-۱-۵- تعریف شرایط مرزی

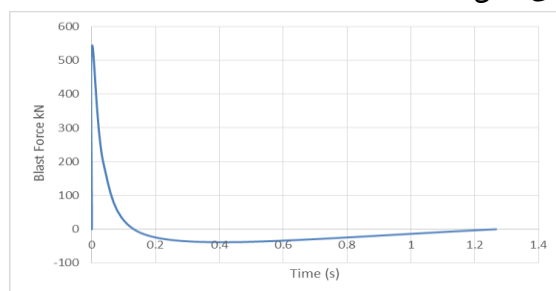
شرایط مرزی مدل شامل تکیه‌گاه‌ها می‌باشد. در پای ستون‌ها درجات آزادی انتقالی و دورانی بسته شده است. این نقاط در شکل (۲۱) قابل مشاهده می‌باشد. ضمناً شرایط مرزی دیگری به منظور در نظر گرفتن وجود تیرهای عمود بر قاب نیز لحاظ شده است. در این شرایط مرزی، امکان جابجایی خارج صفحه‌ی قاب مورد مطالعه وجود ندارد. همچنین در راستای عمود بر صفحه‌ی دیوار برشی فولادی، جابجایی‌ها و تغییر شکل‌ها محدود شده است.



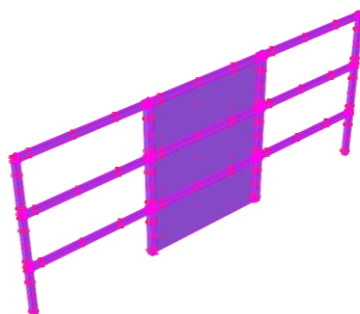
شکل ۲۱: نواحی مشخص شده در محل چشمه اتصال با قاب عمودی.

۵-۱-۶- تعریف بارگذاری

در این تحقیق، به منظور وارد ساختن بار انفجار به سازه و اعمال موج‌های انفجار به دیوار برش فولادی از نرم‌افزار استفاده می‌شود. این مدل انفجار، در هوا بوده و با گزینه Incident wave فعال می‌شود. در این کادر با انتخاب گزینه Air blast و وارد کردن مقدار ماده منفجره بر اساس واحدهای در نظر گرفته شده در نرم‌افزار، بارگذاری انفجاری وارد بر سازه تکمیل خواهد شد. بعد از تعیین خصوصیات انفجار، نوع برخورد از نوع اندرکنش موج Incident انتخاب می‌گردد. در این تحقیق، با استفاده از روابط کنی و گراهام که به صورت واقع بینانه در موضوع فشار وارد از انفجار را در نظر می‌گیرد [۳۷]، پروفیل بارگذاری به صورت شکل (۲۲) برای مقدار ۴۵ کیلوگرم ماده‌ی منفجره‌ی (TNT) ارائه شده است. طبق جدول موجود در FEMA-428 [۳۸] مواد منفجره (TNT) در حدود ۳۰ تا ۶۵ کیلوگرم می‌باشد که این بار در فاصله‌ی حدود ۱ متر باعث خرابی ستون‌ها می‌شود. مطابق شکل (۲۳)، سطح تماس موج‌های بارگذاری انفجاری سیستم دوگانه قاب خمشی با دیوار برشی فولادی نشان داده شده است.



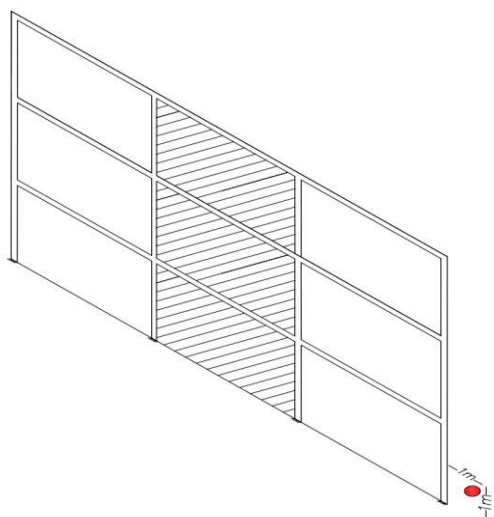
شکل ۲۲: پروفیل نیروی وارد بر سازه تحت انفجار برای مقدار ۴۵ کیلوگرم ماده‌ی منفجره‌ی (TNT)



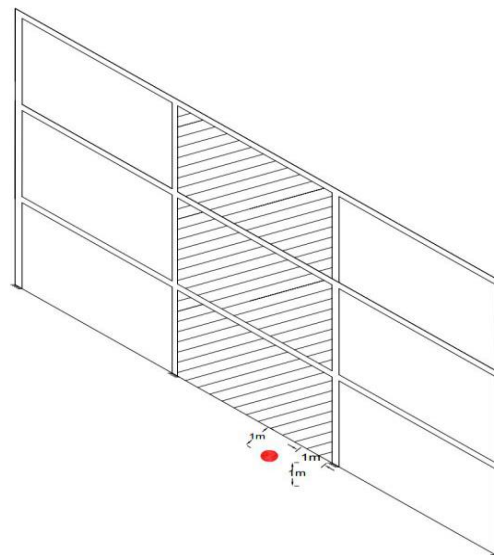
شکل ۲۳: سطح تماس موج‌های بارگذاری انفجاری بر روی سیستم دوگانه قاب خمشی با دیوار برشی فولادی

۶- نتایج تحلیل‌ها

در این تحقیق، به منظور بررسی خرابی پیش‌رونده قاب‌های مورد مطالعه ۲ سناریوی محتمل در نظر گرفته شده است که برای سازه سه طبقه دارای دیوار برشی فولادی در شکل‌های (۲۴) و (۲۵) نشان داده شده است. سناریو اول: نقطه‌ی انفجار در خارج صفحه‌ی قاب، جلوی ستون میانی و به فاصله و ارتفاع یک متر از سطح زمین. سناریو دوم: نقطه‌ی انفجار در داخل صفحه‌ی قاب، کنار ستون اول و به فاصله و ارتفاع یک متر از سطح زمین.



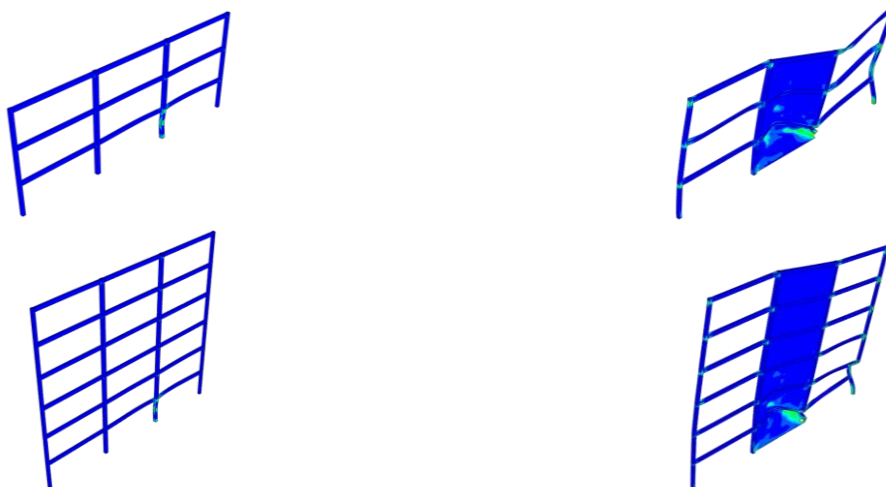
شکل ۲۵: سناریو دوم در این تحقیق



شکل ۲۴: سناریو اول در این تحقیق

۶-۱- سناریو اول:

بر اساس اعمال بار انفجاری، کانتورهای کرنش پلاستیک قاب‌های مجهز به دیوار برشی فولادی و قاب خمشی ارائه شده است. در قاب‌های خمشی با دیوار برشی فولادی، دیوار برشی عملکرد مناسبی در برابر بار انفجاری نداشته است و رفتار قاب‌ها بحرانی گزارش شده است (شکل ۲۶-الف) ولی در قاب خمشی اثرات انفجار در ستون‌ها ناچیز بوده و عملکرد آن‌ها تحت بارهای انفجاری مطلوب تر بوده است. (شکل ۲۶-ب).



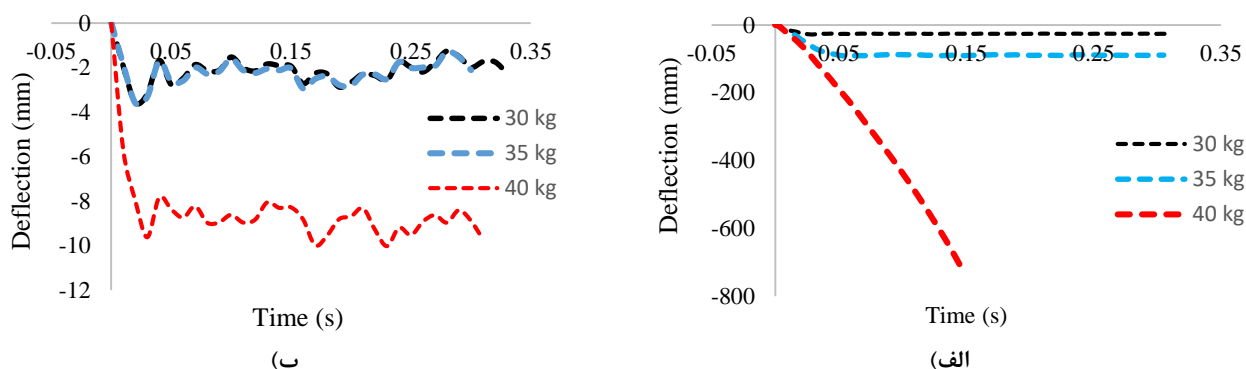


شکل ۲۶: کرنش‌های پلاستیک در قاب‌های مورد مطالعه (الف) دیوار برشی فولادی و (ب) قاب خمشی

۶-۱-۱- بررسی قاب‌های ۳ طبقه

در این بخش، به بررسی رفتار دیوار برشی فولادی و قاب خمشی فولادی کوتاه مرتبه‌ی ۳ طبقه تحت اثر بارهای انفجاری و امکان رخداد خرابی پیش‌رونده پرداخته می‌شود. این دو قاب خمشی و دیوار برشی فولادی تحت اثر بار انفجاری قرار گرفته تا میزان خرابی در آن مشاهده گردد. به دلیل اینکه پایداری قاب خمشی از قاب مجهز به دیوار برشی فولادی تحت انفجار بیش‌تر می‌باشد، ابتدا مقدار ماده‌ی منفجره‌ی برحسب (TNT) که باعث تخریب قاب دارای دیوار برشی فولادی می‌شود، مشخص می‌گردد. که این مقدار برای سازه‌ی دیوار برشی فولادی معادل ۴۰ کیلوگرم (TNT) می‌باشد سپس قاب خمشی فولادی تحت اثر همین مقدار ماده منفجره مورد بررسی قرار می‌گیرد. محل رخداد انفجار در مقابل ستون میانی قاب می‌باشد. به دلیل اینکه رفتار دیوار برشی فولادی نیز در تحلیل منظور گردد، این نقطه انتخاب شده است. مقدار ماده منفجره ۳۰، ۳۵ و ۴۰ کیلوگرم در نظر گرفته شده است. مطابق شکل (۲۶)، قاب‌های خمشی دارای دیوار برشی کرنش‌های پلاستیک ایجاد می‌گردد. این کرنش‌ها در ستون نزدیک به انفجار ایجاد می‌شود و با افزایش مقدار ماده منفجره مقدار و محل اثر آن افزایش می‌یابد. با این حال، سازه پابرجا می‌باشد و دچار فروریزش پیش‌رونده نمی‌شود.

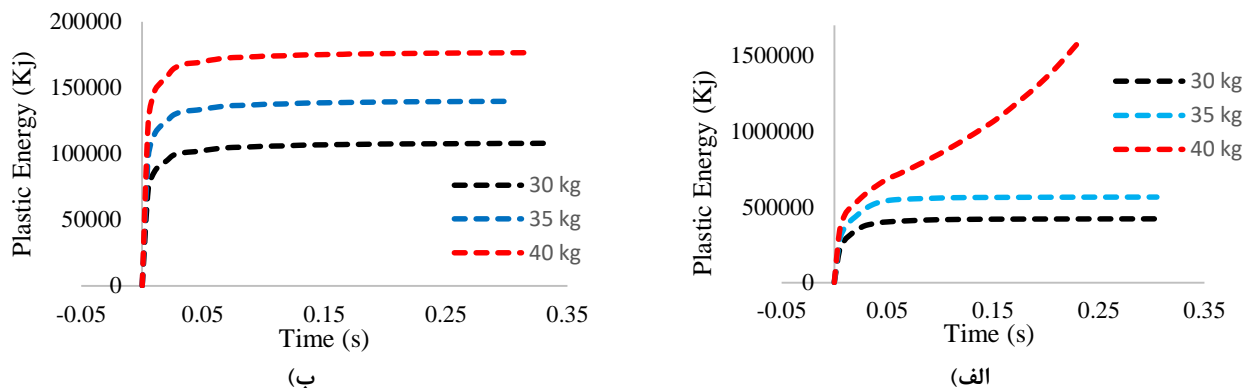
در شکل (۲۷) جابجایی قائم ستون متصل به قاب مجهز به دیوار برشی فولادی و قاب خمشی نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل (۲۷-الف) ارائه می‌شود در مقدارهای ۳۰ و ۳۵ کیلوگرم از ماده‌ی منفجره (TNT)، مقادیر جابجایی قائم ستون معادل ۹۰ و ۲۵ میلی‌متر است ولی مقدار تغییر شکل در نمونه تحت ۴۰ کیلوگرم ماده‌ی منفجره (TNT) تا ۷۰۰ میلی‌متر نیز پیشروی می‌کند که در نهایت کل سیستم تخریب می‌گردد و مطابق شکل (۲۷-ب)، در مقدار ماده‌ی منفجره ۳۰ و ۳۵ کیلوگرم تغییر شکل ستون کم و در حدود ۳/۵ میلی‌متر می‌باشد ولی با افزایش مقدار ماده‌ی منفجره به ۴۰ کیلوگرم، مقدار تغییر شکل به حدود ۹/۵ میلی‌متر می‌رسد ولی همچنان سازه دچار خرابی نشده است.



شکل ۲۷: جابجایی قائم ستون داخلی قاب‌های ۳ طبقه (الف) قاب دارای دیوار برشی فولادی و (ب) قاب خمشی تحت اثر مقادیر مختلف (TNT)

حال اگر مقدار این لنگر بیش از مقدار مقاومت خمشی - محوری ستون باشد، ستون دچار تغییر شکل‌های زیاد می‌گردد. البته در مرحله‌ی اول ایجاد موج انفجار، به دلیل وجود بار جانبی زیاد، برخی از المان‌های ستون دچار کرنش زیادی شده و حذف می‌شوند و سختی ستون به شدت کاهش می‌یابد. در شکل (۲۸-الف) مقدار انرژی مستهلک شده در قاب ۳ طبقه‌ی مجهز به دیوار برشی فولادی و قاب خمشی

نشان داده شده است. این انرژی در واقع مقدار انرژی ناشی از کرنش‌های پلاستیک در کل سازه می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۲۸-ب) مشاهده می‌شود، در منحنی مربوط به قاب خمشی، استهلاک انرژی کرنشی پلاستیک بعد از مدتی ثابت نگه‌داشته می‌شود و سازه پایدار باقی می‌ماند ولی در قاب مجهز به دیوار برشی فولادی ۳ طبقه با ۴۰ کیلوگرم ماده منفجره‌ی (TNT)، مقدار انرژی به مقدار بسیار زیادی افزایش می‌یابد که همان نقطه‌ی خرابی سازه است.

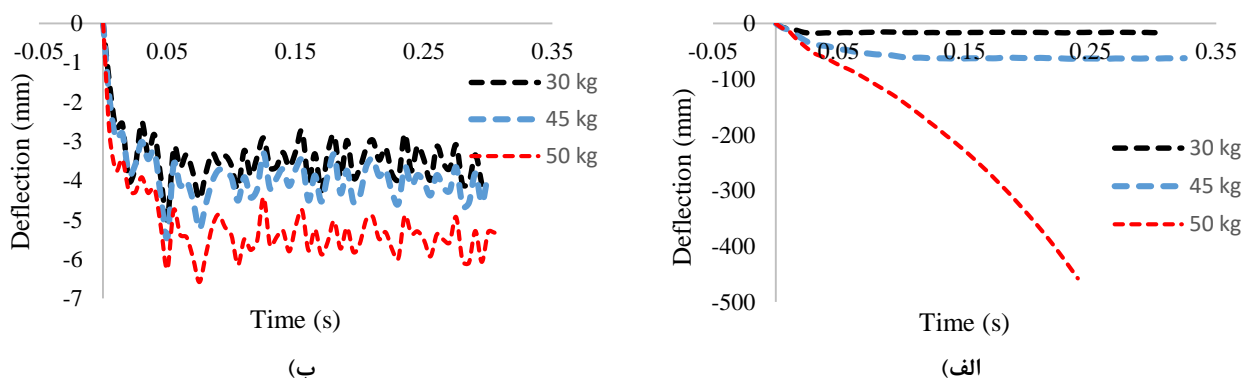


شکل ۲۸: انرژی مستهلک‌شده پلاستیک قاب‌های ۳ طبقه الف) قاب دارای دیوار برشی فولادی و ب) قاب خمشی تحت اثر مقادیر مختلف (TNT)

۶-۱-۲- بررسی قاب‌های ۶ طبقه

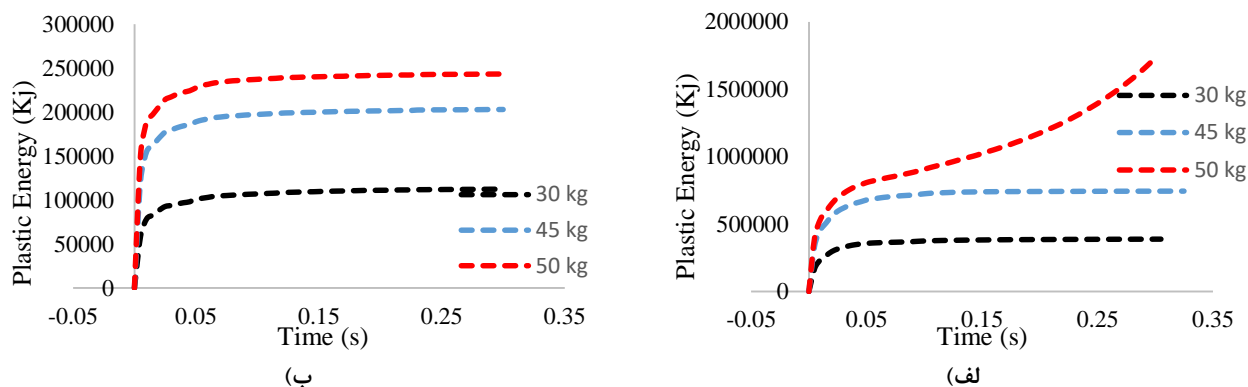
به‌منظور بررسی رفتار سازه‌های میان مرتبه، در ادامه ارتفاع سازه به ۶ طبقه افزایش یافته و رفتار آن نیز تحت اثر بارهای انفجاری مورد بررسی قرار گرفته است. محل انفجار نیز در این قاب‌ها نیز مشابه قاب ۳ طبقه می‌باشد که امکان مقایسه رفتار سازه‌ها وجود داشته باشد. قاب‌های ۶ طبقه مجهز به سیستم دیوار برشی فولادی و سیستم قاب خمشی تحت اثر مقدار ماده منفجره (TNT) ۳۰، ۴۵ و ۵۰ کیلوگرم قرار گرفته است. با بررسی نتایج مشخص شد که دیوار برشی فولادی تحت ۵۰ کیلوگرم ماده منفجره دچار خرابی می‌شود. مطابق شکل (۲۶)، در قاب‌های خمشی دارای دیوار برشی فولادی کرنش‌های پلاستیک ایجاد می‌گردد. این کرنش‌ها در ستون نزدیک به انفجار ایجاد می‌شود و با افزایش مقدار ماده منفجره مقدار و محل اثر آن افزایش می‌یابد. باین‌حال، سازه پابرجا می‌باشد و دچار خرابی نمی‌شود به‌عبارت‌دیگر ولی تحت اثر این مقادیر ماده منفجره، قاب خمشی فولادی دچار خرابی پیش‌رونده نشده و می‌تواند بارهای ثقیلی و انفجاری را تحمل کند.

همان‌طور که در شکل (۲۹-الف) مشاهده می‌شود، مقدار تغییر شکل ستون در ۵۰ کیلوگرم ماده منفجره به مقدار بسیار زیادی بیش‌تر از مقدار تغییر شکل سازه با ۳۰ و ۴۵ کیلوگرم ماده منفجره است. تغییر شکل ستون در این حالات، به ترتیب ۱۶ و ۶۶ میلی‌متر می‌باشد ولی قاب تحت بار انفجاری ۵۰ کیلوگرم دچار ناپایداری دینامیکی می‌شود. مطابق شکل (۲۹-ب)، روند تغییر شکل سازه‌های قاب خمشی ۶ طبقه تحت اثر مقادیر مختلف (TNT)، تقریباً یکسان است ولی مقدار حداکثر آن‌ها متفاوت می‌باشد که تحت بارهای انفجاری ۳۰، ۴۵ و ۵۰ کیلوگرم به ترتیب ۴/۹۹، ۵/۴۵ و ۶/۵۸ میلی‌متر ارائه شده است.



شکل ۲۹: جابجایی قائم ستون داخلی قاب‌های ۶ طبقه الف) قاب دارای دیوار برشی فولادی و ب) قاب خمشی تحت اثر مقادیر مختلف (TNT)

مطابق شکل (۳۰-الف) در قاب مجهز به دیوار برشی فولادی ۶ طبقه تحت بار انفجاری با مقدار ۵۰ کیلوگرم (TNT)، انرژی کرنشی پلاستیک آن بسیار زیاد شده است. این رخداد به دلیل گسترش خرابی پیش‌رونده می‌باشد که سازه دچار خرابی می‌شود و طی آن قسمت‌های زیادی از سازه تحت اثر کرنش‌های بزرگ قرار می‌گیرد. با افزایش تغییرشکل‌ها، کرنش‌ها وارد محدوده پلاستیک می‌شوند و طی آن انرژی زیادی مستهلک می‌گردد. ولی مطابق شکل (۳۰-ب) در سازه‌ی قاب خمشی با ۳۰ و ۴۵ کیلوگرم ماده‌ی منفجره‌ی (TNT)، مقدار انرژی کرنشی بعد از مدتی ثابت می‌ماند و سازه پایداری خود را حفظ می‌کند.

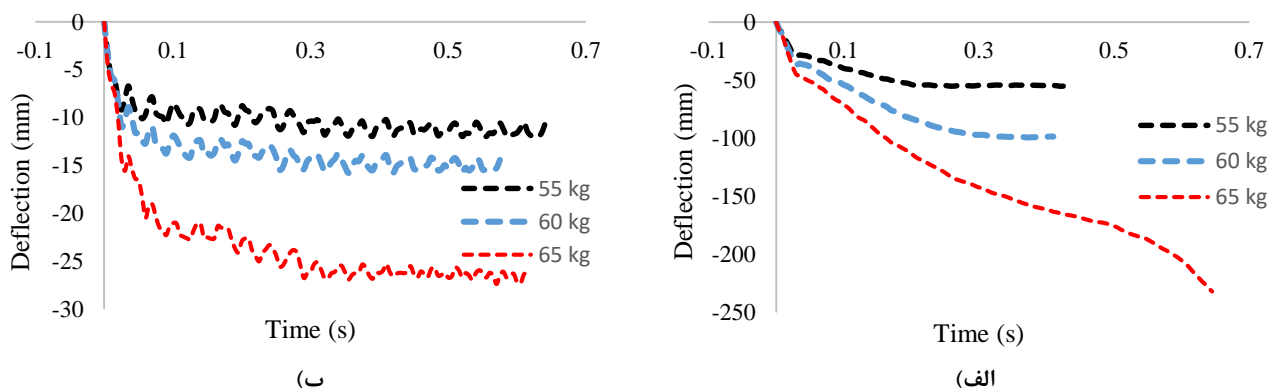


شکل ۳۰: انرژی مستهلک‌شده پلاستیک قاب‌های ۶ طبقه الف) قاب دارای دیوار برشی فولادی و ب) قاب خمشی تحت اثر مقادیر مختلف (TNT)

۳-۱-۶- بررسی قاب‌های ۹ طبقه

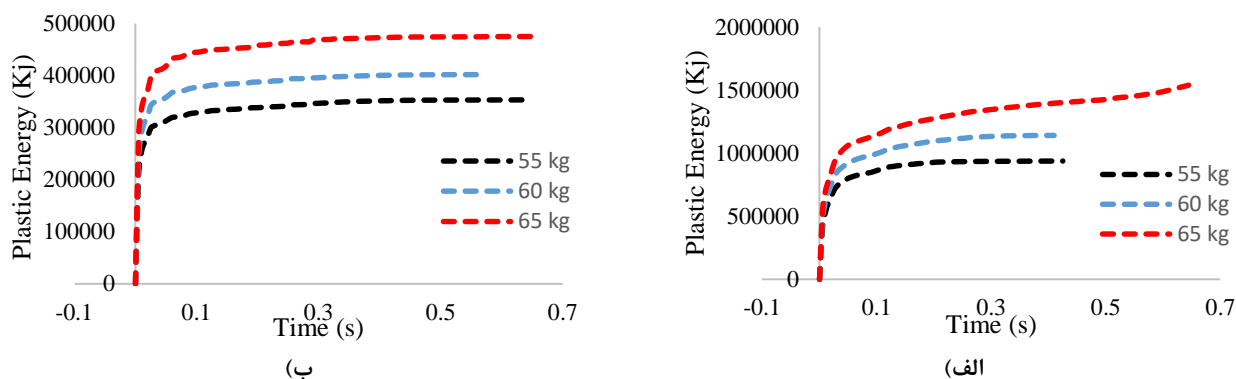
قاب‌های ۹ طبقه مجهز به سیستم دیوار برشی فولادی و سیستم قاب خمشی تحت اثر مقدار ماده منفجره (TNT) ۵۵، ۶۰ و ۶۵ کیلوگرم قرار گرفته است. مشاهده می‌شود که دیوار برشی فولادی ۹ طبقه در مقدار ماده منفجره ۶۵ ناپایدار شده و خرابی پیش‌رونده در آن رخ می‌دهد. مطابق شکل (۳۱)، سازه‌ی قاب خمشی فولادی پایدار است ولی ستون طبقه‌ی اول دچار خرابی زیادی شده است، که به دلیل نامعینی زیاد سازه می‌باشد و همچنین نقش طبقات بالاتر در باربری باعث می‌شود که کل سازه دچار خرابی نشود. در سازه‌های قاب خمشی به دلیل سطح بارگیر انفجاری کمتر، مقدار آسیب و تغییرشکل‌های آن کمتر است ولی در سازه دیوار برشی فولادی به دلیل سطح بارگیر زیاد مقدار خرابی و تغییرشکل‌های آن بیش‌تر می‌باشد.

شکل (۳۱-الف) نشان می‌دهد که، مدت‌زمان موردنیاز برای رخداد خرابی سازه افزایش‌یافته است. زیرا سازه به علت انفجار، دچار خرابی در ستون اول شده، سازه واکنش داده و مدت‌زمان تحلیل افزایش‌یافته است. تغییر شکل ستون تحت ماده منفجره ۶۵ کیلوگرم به مقدار زیادی میل کرده است. در مقدار ماده منفجره ۵۵ و ۶۰ کیلوگرم مقدار تغییر شکل بعد از مدتی ثابت می‌ماند که حاکی از آن است، باوجود آسیب زیاد ستون طبقه اول، ولی سازه پایداری خود را حفظ کرده است. در قاب خمشی فولادی روند تغییر شکل قاب بعد از مدتی به مقدار ثابتی میل می‌کند. ولی در مقدار ماده منفجره ۶۵ کیلوگرم مقدار تغییر شکل ستون بیش‌تر از تغییر شکل تحت بارهای انفجاری ۵۵ و ۶۰ کیلوگرم است ولی بازهم سازه پایدار می‌باشد (شکل ۳۱-ب).



شکل ۳۱: جابجایی قائم ستون داخلی قاب‌های ۹ طبقه الف) قاب دارای دیوار برشی فولادی و ب) قاب خمشی تحت اثر مقادیر مختلف (TNT)

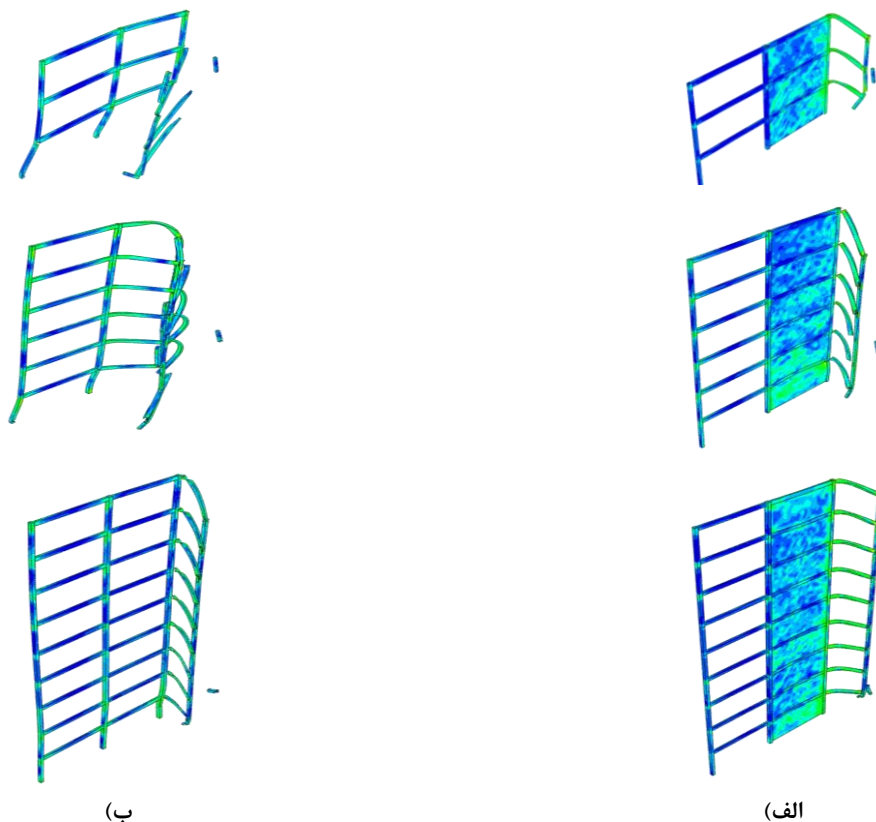
مطابق شکل (۳۲-الف)، در سازه‌ی مجهز به دیوار برشی فولادی نه طبقه تحت اثر ماده منفجره ۶۵ کیلوگرم، مقدار انرژی کرنشی بعد از مدت‌زمانی به‌طور عمده‌ای افزایش می‌یابد که در مقایسه با بار انفجاری ۵۵ و ۶۰ کیلوگرم به‌نوعی واگرا شده است. این مشاهده به دلیل وجود کرنش‌های پلاستیک زیاد در حالت خرابی پیش‌رونده می‌باشد که به‌تبع آن مقدار انرژی متناظر آن نیز افزایش می‌یابد. ناپایداری سازه نه طبقه با بررسی مقدار انرژی کرنشی پلاستیک مشهود می‌باشد (شکل ۳۲-ب).



شکل ۳۲: انرژی مستهلک‌شده پلاستیک قاب‌های ۹ طبقه الف) قاب دارای دیوار برشی فولادی و ب) قاب خمشی تحت اثر مقادیر مختلف (TNT)

۲-۶- سناریو دوم

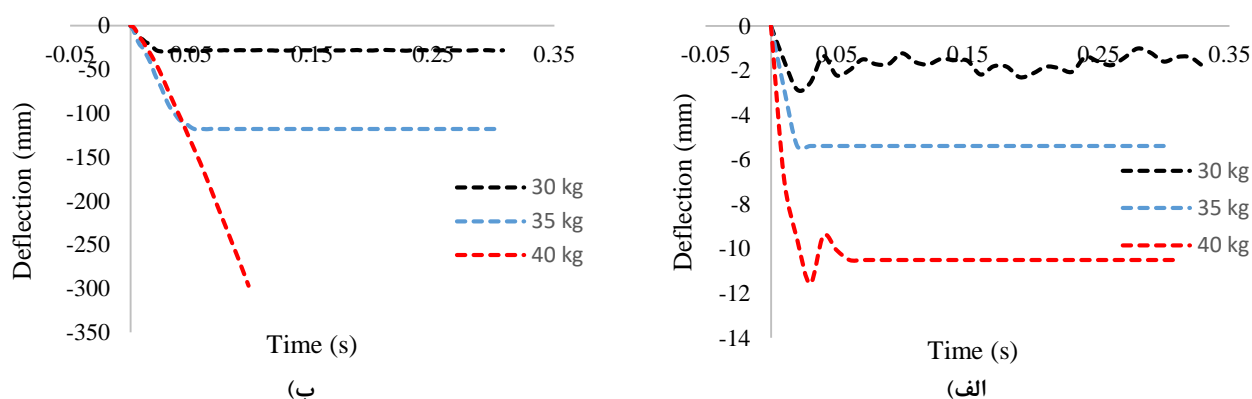
براساس اعمال بار انفجاری، کانتورهای کرنش پلاستیک قاب‌های مجهز به دیوار برشی فولادی و قاب خمشی ارائه شده است. در قاب با دیوار برشی فولادی، دیوار برشی تقریباً جلوی گسترش خرابی را گرفته است و در ستون‌های دور از انفجار کرنش کمتری مشاهده می‌شود (شکل ۳۳-الف) ولی در قاب خمشی اثرات انفجار در ستون‌های شدید بوده است. (شکل ۳۳-ب).



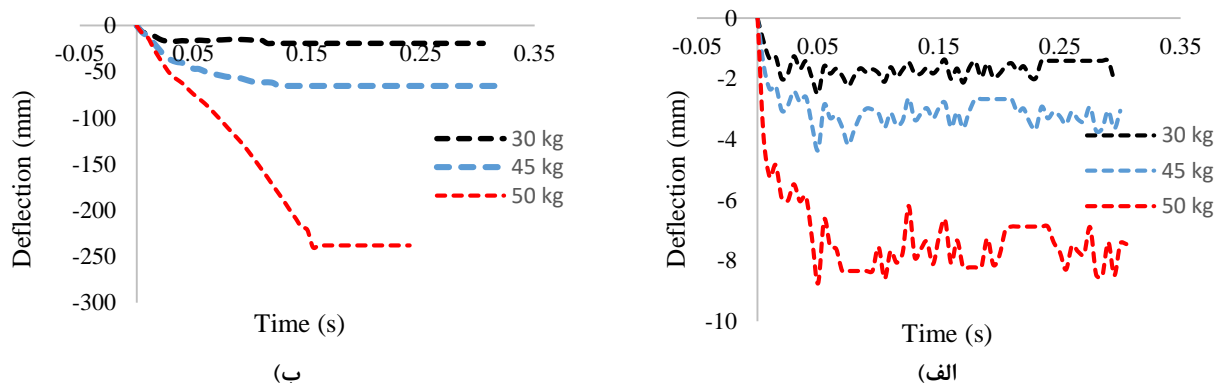
شکل ۳۳: کرنش‌های پلاستیک در الف) دیوار برشی فولادی و ب) قاب خمشی

مطابق شکل‌های (۳۴) الی (۳۶) در قاب‌های با دیوار برشی فولادی جابجایی ستون میانی کم، تغییر شکل‌ها کوچک و در ناحیه‌ی الاستیک مشاهده می‌شود ولی در قاب خمشی تغییر شکل‌ها از حالت الاستیک خارج شده و وارد ناحیه‌ی غیرالاستیک شده‌اند و قاب‌های خمشی در آستانه‌ی فروریزش قرار گرفته‌اند.

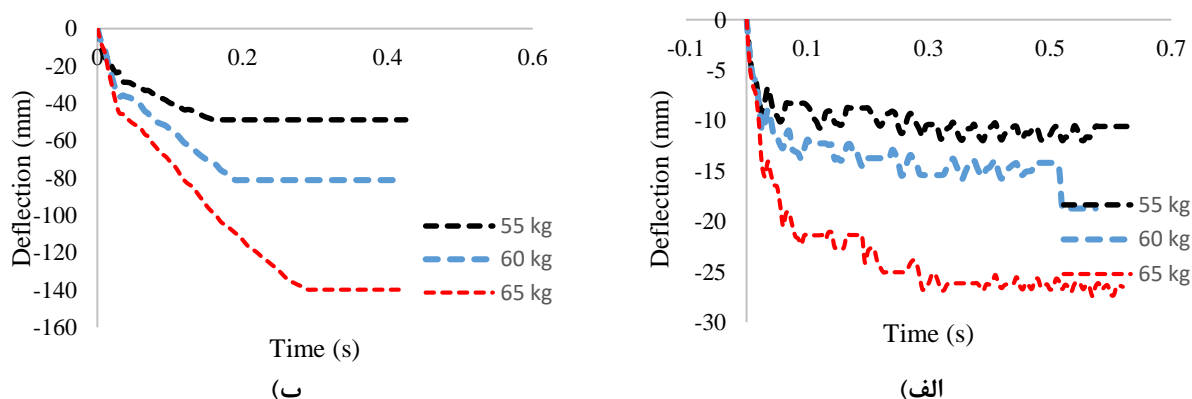
مطابق شکل‌های (۳۷) الی (۳۹) در قاب‌های خمشی به علت خرابی بیشتر، انرژی مستهلک‌شده بیشتر از حالت قاب‌های دارای دیوار برشی فولادی می‌باشد. انرژی مستهلک‌شده در قاب خمشی ۳ طبقه بعد از ۰/۰۵ ثانیه ثابت می‌ماند ولی در قاب‌های با تعداد طبقات بالاتر انرژی مستهلک‌شده در حالت بدون دیوار برشی فولادی با همان شیب پیش می‌رود. این تحلیل‌ها در مدل‌های ۶ و ۹ طبقه نشان‌دهنده‌ی عملکرد مناسب دیوار برشی در محدود کردن خرابی پیش‌رونده می‌باشد. ستون‌های نزدیک انفجار در هر دو قاب، تخریب‌شده ولی این خرابی به ستون‌های دورتر در حالت دیوار برشی گسترش پیدا نمی‌کند.



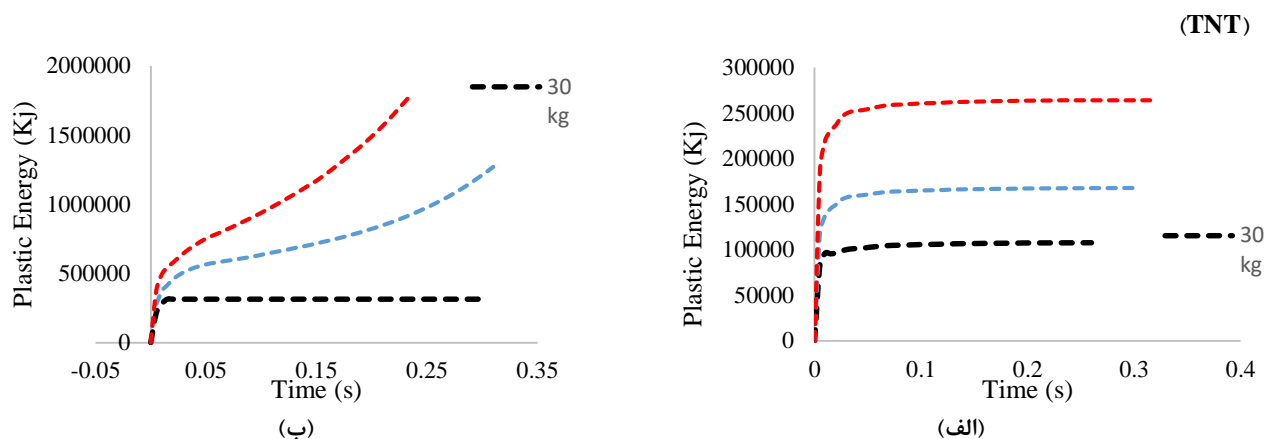
شکل ۳۴: جابجایی قائم ستون داخلی قاب‌های ۳ طبقه (الف) قاب دارای دیوار برشی فولادی و (ب) قاب خمشی تحت اثر مقادیر مختلف (TNT)



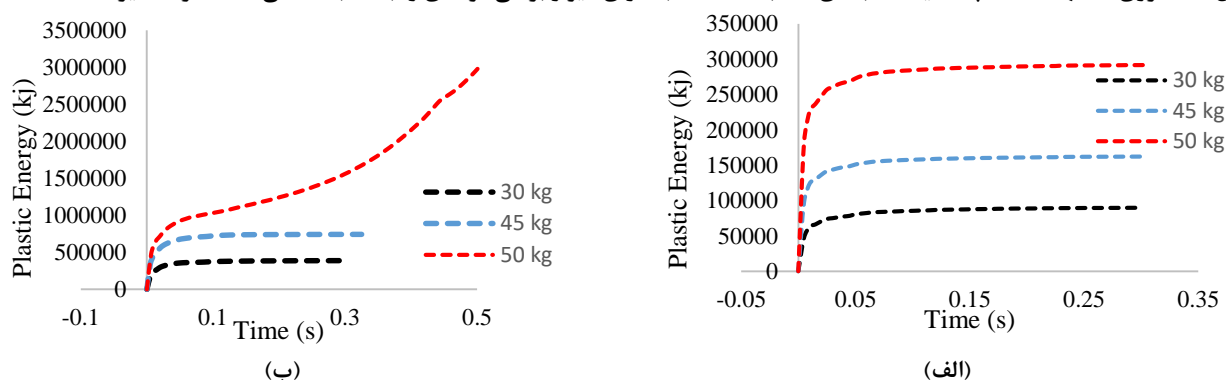
شکل ۳۵: جابجایی قائم ستون داخلی قاب‌های ۶ طبقه (الف) قاب دارای دیوار برشی فولادی و (ب) قاب خمشی تحت اثر مقادیر مختلف (TNT)



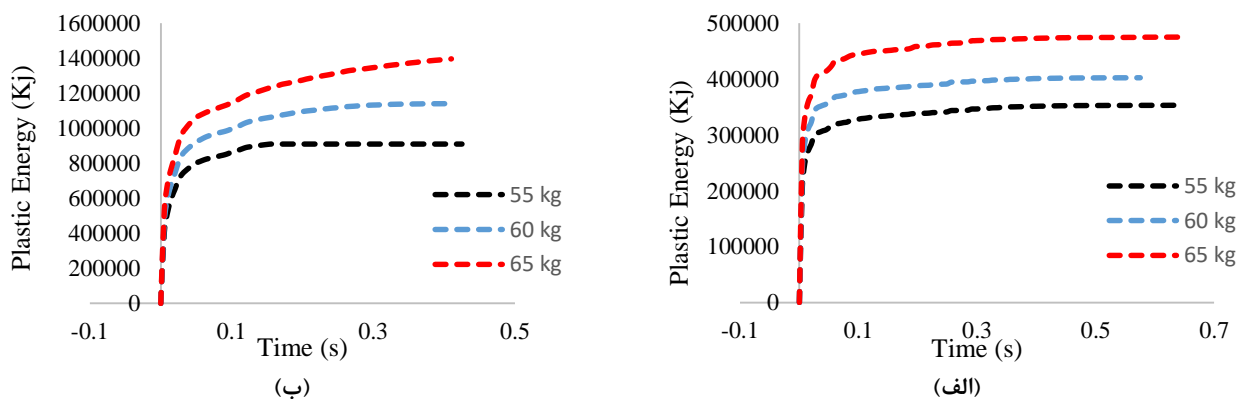
شکل ۳۶: جابجایی قائم ستون داخلی قاب‌های ۹ طبقه (الف) قاب دارای دیوار برشی فولادی و (ب) قاب خمشی تحت اثر مقادیر مختلف (TNT)



شکل ۳۷: انرژی مستهلک شده پلاستیک قاب‌های ۳ طبقه الف) قاب دارای دیوار برشی فولادی و ب) قاب خمشی تحت اثر مقادیر مختلف (TNT)



شکل ۳۸: انرژی مستهلک شده پلاستیک در قاب‌های ۶ طبقه الف) قاب دارای دیوار برشی فولادی و ب) قاب خمشی تحت اثر مقادیر مختلف (TNT)



شکل ۳۹: انرژی مستهلک شده پلاستیک در قاب‌های ۹ طبقه الف) قاب دارای دیوار برشی فولادی و ب) قاب خمشی تحت اثر مقادیر مختلف (TNT)

۷- شاخص تنومندی^{۲۴}

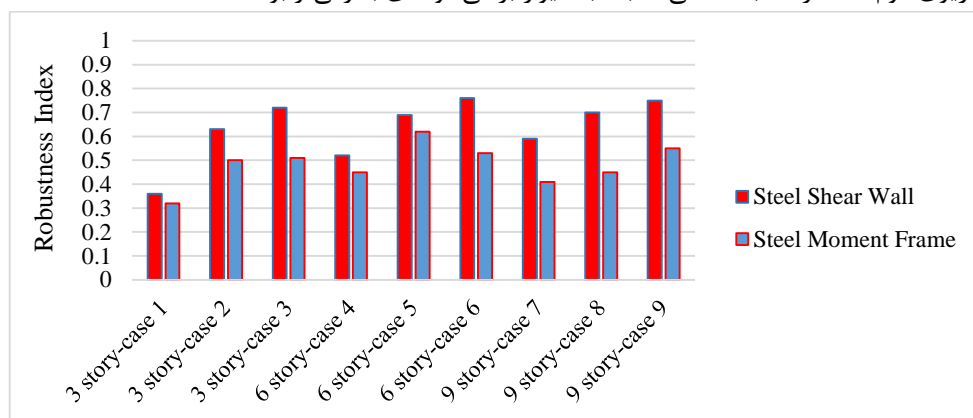
تنومندی به‌عنوان عدم حساسیت نسبت به یک خرابی موضعی تعریف شده است. به‌عبارت‌دیگر، تنومندی سازه، پایدار ماندن سازه در هنگام وقوع یک خرابی موضعی است. یک سازه تنومند می‌تواند در مقابل بارگذاری ایستادگی نماید بدون اینکه سبب هیچ خرابی

²⁴ Robustness Index

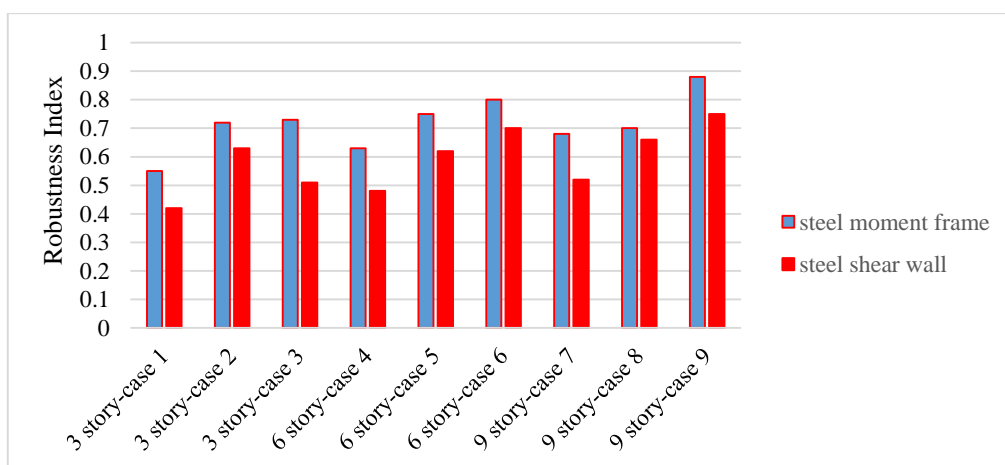
نامتجانسی شود. به منظور طبقه‌بندی کردن نتایج، شاخصی از تنومندی سازه‌های مورد مطالعه تحت اثر بار انفجاری بیشینه در هر سناریو تعریف شده است. اگر بارهای طراحی در سازه‌های سالم و آسیب دیده به صورت یکسان در نظر گرفته شود، شاخص تنومندی می‌تواند به صورت رابطه‌ی (۱) ارائه گردد [۳۹]. در شکل‌های (۴۰) و (۴۱) مقایسه‌ای بین شاخص تنومندی سازه‌های مورد مطالعه در دو حالت قاب خمشی و دیوار برشی فولادی برای دو سناریوی محتمل انفجار بر اساس مقادیر مختلف ماده‌ی منفجره (TNT) که در بخش‌های قلبی ارائه شده، نشان داده شده است. بر اساس این شاخص، هرچه میزان شاخص مذکور به عدد ۱ نزدیک‌تر باشد، میزان پتانسیل خرابی در سازه‌ها بیشتر خواهد بود.

$$(1) \quad \text{شاخص تنومندی} = \frac{\text{برش پایه سازه با خرابی موضعی}}{\text{برش پایه سازه بدون خرابی موضعی}}$$

مطابق رابطه‌ی (۱)، برش پایه‌ی سازه بدون خرابی موضعی به گونه‌ای به دست می‌آید که در سازه‌ی تحت بارگذاری انفجاری، اولین مفصل پلاستیک تشکیل و یا اصطلاحاً اولین آستانه‌ی جاری شدگی در سازه رخ دهد و برش پایه‌ی سازه با خرابی موضعی مربوط به حالتی است که سازه کاملاً وارد ناحیه‌ی غیرخطی شده و مفاصل پلاستیک در آن تشکیل و خرابی‌های موضعی در سازه پدیدار شده‌اند. به منظور مطالعه‌ی بیشتر در این زمینه می‌توان به مراجع [۴۰-۴۳] رجوع کرد. با بررسی شکل (۳۹) مشخص می‌شود که شاخص تنومندی براساس سناریوی اول به گونه‌ای است که دیوار برشی فولادی دارای خرابی بیشتری نسبت به قاب خمشی می‌باشد و شکل (۴۰) نشان می‌دهد که براساس سناریوی دوم، عملکرد قاب خمشی نسبت به دیوار برشی فولادی بحرانی‌تر بوده است.



شکل ۴۰: شاخص تنومندی براساس سناریو اول در قاب‌های مورد مطالعه



شکل ۴۱: شاخص تنومندی براساس سناریو دوم در قاب‌های مورد مطالعه

۸- نتیجه‌گیری

در سال‌های اخیر، از سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی با دیوار برشی فولادی در طراحی سازه‌ها به‌عنوان سیستم باربر مقاوم در برابر بارهای جانبی استفاده شده و مزایای متعددی مانند هزینه‌ی ساخت کم، نصب سریع، پتانسیل جذب انرژی بالا، شکل‌پذیری مناسب، افزایش سختی و کاهش تغییرمکان، دیوار برشی فولادی را به‌عنوان یک سیستم مناسب جهت مقاوم‌سازی سازه‌های موجود تبدیل کرده است. این سیستم‌ها در برابر بارهای انفجاری داخل صفحه‌ای رفتار خوبی دارند ولی در مقابل بارهای انفجاری خارج صفحه رفتار مناسبی ندارند و امکان رخداد فروریزش پیش‌رونده بایستی در آن‌ها بررسی شود. در این تحقیق، سازه‌های فولادی قاب خمشی با و بدون دیوار برشی فولادی (۳، ۶ و ۹ طبقه) به‌صورت سه بعدی در نرم‌افزار ETABS بر اساس ضوابط آئین‌نامه‌ی طراحی و سپس قاب دو بعدی محور کناری استخراج و تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت بارگذاری انفجاری در دو حالت داخل و خارج صفحه‌ی قاب در نرم‌افزار اجزا محدودی ABAQUS انجام شده و در نهایت امکان رخداد فروریزش پیش‌رونده در مدل‌های مورد مطالعه بررسی و مقایسه شده است. در ادامه، نتایج تحلیل‌ها به شرح ذیل ارائه می‌شود:

- براساس سناریو اول، در سازه‌های مورد مطالعه‌ی قاب خمشی فولادی ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب با ۴۰، ۵۰ و ۶۵ کیلوگرم ماده‌ی منفجره (TNT)، کرنش‌های پلاستیک ایجاد گردیده است. این کرنش‌ها در ستون نزدیک به انفجار رخ داده و با افزایش مقدار ماده‌ی منفجره (TNT) اثر کرنش‌های پلاستیک نیز افزایش یافته است. با این حال، سازه‌ی قاب خمشی پابرجا است و دچار خرابی پیش‌رونده نشده است.
- براساس سناریو اول، در قاب‌های دارای دیوار برشی فولادی ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب با ۴۰، ۵۰ و ۶۵ کیلوگرم ماده‌ی منفجره (TNT)، مقدار انرژی کرنشی افزایش‌یافته تا سازه به نقطه‌ی خرابی برسد و قاب‌ها دچار ناپایداری دینامیکی می‌شوند و فروریزش پیش‌رونده رخ می‌دهد.
- براساس سناریو دوم، در قاب‌های با دیوار برشی فولادی، جایابی ستون میانی کم، تغییر شکل‌ها کوچک و در ناحیه‌ی الاستیک می‌باشد ولی در قاب خمشی تغییر شکل‌ها از حالت الاستیک خارج شده و وارد ناحیه‌ی غیرالاستیک شده‌اند و قاب‌های خمشی تحت اثر بارگذاری انفجاری در آستانه‌ی فروریزش قرار می‌گیرد.
- براساس سناریو دوم، انرژی مستهلک‌شده در قاب خمشی ۳ طبقه تقریباً ثابت و یکنواخت بوده است ولی افزایش انرژی مستهلک‌شده در مدل‌های ۶ و ۹ طبقه نشان‌دهنده‌ی عملکرد مناسب دیوار برشی در محدود کردن خرابی پیش‌رونده می‌باشد.
- براساس سناریو اول، عملکرد قاب خمشی در محدود کردن خرابی پیش‌رونده موثر بوده است. ستون‌های نزدیک انفجار در قاب خمشی، تخریب نشده ولی دیوار برشی فولادی دارای عملکرد بحرانی بوده است و همچنین براساس سناریو دوم، عملکرد دیوار برشی فولادی به دلیل داشتن سختی در محدود کردن خرابی پیش‌رونده مناسب بوده است. ستون‌های نزدیک انفجار در هر دو قاب، تخریب‌شده ولی این خرابی به ستون‌های دورتر در حالت دیوار برشی فولادی گسترش پیدا نکرده است.
- سیستم دیوار برشی فولادی تحت بارگذاری انفجاری تحت انفجارهای داخل صفحه‌ی قاب دارای عملکرد بهتری می‌باشد و خرابی پیش‌رونده را محدود می‌کند.
- شاخص تنومندی نیز براساس سناریوی اول به‌گونه‌ای است که دیوار برشی فولادی دارای خرابی بیشتری نسبت به قاب خمشی می‌باشد و همچنین براساس سناریوی دوم، عملکرد قاب خمشی نسبت به دیوار برشی فولادی بحرانی‌تر بوده است.
- بنابراین در این تحقیق، با توجه به ظرفیت محدود دیوار برشی فولادی در برابر بارگذاری انفجاری خارج از صفحه، توصیه می‌شود که در قاب‌های محیطی ساختمان، در ضلع‌هایی که بیشتر در معرض انفجارهای تروریستی قرار دارند از قاب خمشی فولادی استفاده شود و در قاب‌های عمود بر این جهت، سیستم دیوار برشی فولادی به کار رود.

مراجع

- [1] Osteraas, J. D. (2006). Murrah building bombing revisited: A qualitative assessment of blast damage and collapse patterns. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 20(4), 330-335.

- [2] GSA, US. (2003). *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*. Washington, DC.
- [3] DoD, (2005). U. S. *Unified facilities criteria: design of buildings to resist progressive collapse*. UFC 4-023-03. United States Department of Defense, Washington, DC, USA.
- [4] National Institute of Standards and Technology, NIST, *Final Report on the Collapse of the World Trade Center Tower*, NCSTAR 1. Gaithersburg: NIST, (2005). NCSTAR, N. Final report on the collapse of the World Trade Center Towers. Principal Findings.
- [5] American Society of Civil Engineers. ASCE 7-05. (2005). *Minimum design loads for buildings and other structures*. New York.
- [6] Ferahian, R. H. (1972). Buildings: Design for Prevention of Progressive Collapse. *Civil Engineering- ASCE*. Pages 66-69.
- [7] Astaneh-Asl, A., Jones, B, Zhao, Y., and Hwa, R. (2002). *Progressive Collapse Resistance of Steel Building Floors*. Report number: CB/CEE-STEEL-03, University of California at Berkeley.
- [8] Astaneh-Asl, A. (2003). Progressive Collapse Prevention in New and Existing Buildings. Proceedings, *9th Arab Structural Engineering Conference*, United Arab Emirates.
- [9] Kaewkulchai, G. & Williamson, EB. (2003). Dynamic behavior of planar frames during progressive collapse. In: *16th ASCE engineering mechanics conference*.
- [10] Khandelwal, K, El-Tawil, S & Sadek, F. (2009). Progressive Collapse Analysis of Seismically Designed Steel Braced Frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(3) 699-708. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.02.007>
- [11] Laskar, A., Gu, H., Mo, Y. L., & Song, G. (2009). Progressive collapse of a two-story reinforced concrete frame with embedded smart aggregates. *Smart Materials and Structures*, 18(7). <https://doi.org/10.1088/0964-1726/18/7/075001>
- [12] Silva, P. F., & Lu, B. (2009). Blast resistance capacity of reinforced concrete slabs. *Journal of Structural Engineering*, 135(6) 708-716. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000011](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000011)
- [13] Warn, G. P., & Bruneau, M. (2009). Blast resistance of steel plate shear walls designed for seismic loading. *Journal of Structural Engineering*, 135(10), 1222-1230. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000055](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000055)
- [14] Park, J. & Kim, J. (2010). Fragility analysis of steel moment frames with various seismic connections subjected to sudden loss of a column, *Engineering Structures*, 32(6) 1547-1555. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.02.003>
- [15] Szyniszewski, S. (2009). Probabilistic Approach to Progressive Collapse Prevention. Physics Based Simulations. *Structures Congress: ASCE*, 2836-2843. [https://doi.org/10.1061/41031\(341\)310](https://doi.org/10.1061/41031(341)310)
- [16] Jayasooriya R, Thambiratnam D.P, Perera N. J, & Kosse V, (2011). Blast and residual capacity analysis of reinforced concrete framed buildings. *Engineering structures*, 33(12), 3483-3495. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.07.011>
- [17] Tavakoli, H. & Kiakojouri, F. (2012). Influence of sudden column loss on dynamic response of steel moment frames under blast loading. *International Journal of Engineering Transactions B: Applications*. 26(2) 197-206. <http://www.ije.ir/Vol26/No2/B/10-1367.pdf>
- [18] Hadianfard, M. A., & Farahani, A. (2012). On the effect of steel columns cross sectional properties on the behaviours when subjected to blast loading. *Structural Engineering and Mechanics*, 44(4) 449-463. <https://doi.org/10.12989/sem.2012.44.4.449>
- [19] Hadianfard, M. A., & Farahani, A. (2016). Investigation of Steel Column Behavior with Different Cross Section under Blast Loading. *Modares Civil Engineering Journal (M.C.E.J)*, 16(4) 265-278. <http://journals.modares.ac.ir/article-16-10032-en.html>
- [20] Hao, H., Li, Z. X., & Shi, Y. (2015). Reliability analysis of RC columns and frame with FRP strengthening subjected to explosive loads. *Journal of Performance of constructed Facilities*, 30(2). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000748](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000748)
- [21] Moghimi, H., & Driver, R.G. (2015). Performance assessment of steel plate shear walls under accidental blast loads, *Journal of Constructional Steel Research*, 106 44-56. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.11.010>
- [22] Y.A. Al-Salloum, H. Abbas, T.H. Almusallam, T. Ngo, & P. Mendis, (2017). Progressive collapse analysis of a typical RC high-rise tower, *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*, 29(4) 313-320. <https://doi.org/10.1016/j.jksues.2017.06.005>
- [23] Ibrahim, Y. E., Ismail, M. A., & Nabil, M. (2017). Response of reinforced concrete frame structures under blast loading. *Procedia Engineering*, 171, 890-898. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.01.384>
- [24] Kumar, A. & Matsagar, V. (2018). Blast Fragility and Sensitivity Analyses of Steel Moment Frames with Plan Irregularities. *International Journal of Steel Structures*, 18(5) 1684-1698. <https://doi.org/10.1007/s13296-018-0077-z> (In Persian).
- [25] Malekpour, S. & Moarefzadeh, M. (2018). Stochastic Representation of Interior Explosion Damages to Reinforced Concrete Structures. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Doi: [10.22065/jsce.2018.127809.1534](https://doi.org/10.22065/jsce.2018.127809.1534) (In Persian).

- [26] Khorshidi Mianaei, H., Mirtaheri, M., & Rezaei Barounaghi, H. (2019). Investigation of the effect of thickness and type of steel on the behavior of steel plate shear wall under blast loads. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Doi: [10.22065/jsce.2019.144313.1637](https://doi.org/10.22065/jsce.2019.144313.1637)
- [27] Mehdizadeh, K., Karamodin, A. & Sadeghi, A. (2020). Progressive Sidesway Collapse Analysis of Steel Moment-Resisting Frames Under Earthquake Excitations. *Iran J Sci Technol Trans Civ Eng*. <https://doi.org/10.1007/s40996-020-00374-0>
- [28] INBC. (2013). *Design and Construction of Steel Structures*. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (In Persian).
- [29] INBC. (2013). *Design Loads for Buildings*. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (In Persian).
- [30] BHRC. (2014). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings*. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (In Persian).
- [31] *ETABS theory manual*. (2017), Version 9.2.0. Copyright Computers and Structures, Inc.
- [32] *ABAQUS*, Abaqus/standard, (2012) version 6.11, ABAQUS, Inc., Pawtucket, R.I.
- [33] American Institute of Steel Construction, Design Guide 20: *Steel Plate Shear Walls*, (2006).
- [34] R. Jalali Larijani, (2013). Progressive Collapse Analysis of Two Existing Steel Buildings Using Linear Static Procedure, *Structural Engineering & Mechanics*, 48(2) 207-220. <https://doi.org/10.12989/sem.2013.48.2.207>
- [35] Choi, I.R. & Park, H.G. (2008). Ductility and Energy Dissipation Capacity of Shear-Dominated Steel Plate Walls. *Journal of Structural Engineering*, 134(9). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:9\(1495\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:9(1495))
- [36] Langdon, G.S. Lee, W.C. & Louca, L.A. (2015). The influence of material type on the response of plates to air-blast loading, *International Journal of Impact Engineering*. 78. 150-160. <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2014.12.008>
- [37] Byfield, M. P. (2006). Behavior and Design of Commercial MultiStory Buildings Subjected to Blast, *Journal of performance of constructed facilities*, ASCE. 20(4). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2006\)20:4\(324\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:4(324))
- [38] US. Department of Defense (2008). *Primer to Design Safe School Projects in Case of Terrorist Attacks*. FEMA 428.
- [39] Uwe Starossek, Marco Haberland, (2006), Evaluating Measures of Structural Robustness, *ASCE Structures Congress*, Austin, Texas, USA. [https://doi.org/10.1061/41031\(341\)194](https://doi.org/10.1061/41031(341)194)
- [40] Gholampoor dahaki, S., Vaseghi Amiri, J., Naseri, A., Rezayi, S. (2018). Effect of eliminating the column on progressive collapse on seismic performance in dual steel structures. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5(3), 5-27. Doi: [10.22065/jsce.2017.73072.1055](https://doi.org/10.22065/jsce.2017.73072.1055) (In Persian).
- [41] Abdollahzadeh G.R., Faghihmaleki H., (2017). A method to evaluate the risk-based robustness index in blast-influenced structures. *International Journal of Earthquakes and Structures*, 12(1): 47-54. <http://dx.doi.org/10.12989/eas.2017.12.1.047>
- [42] Abdollahzadeh G.R., Faghihmaleki H. (2017). Seismic-explosion risk-based robustness index of structures. *International Journal of Damage Mechanics*, 26(4): 523-540. <https://doi.org/10.1177/1056789516651919>
- [43] Faghihmaleki, H. (2017). Assessment of Robustness Index and Progressive Collapse in the RC Frame with Shear Wall Structure under Blast Loading. *Journal of Applied Research on Industrial Engineering*, 4(1): 59-66. <https://dx.doi.org/10.22105/jarie.2017.49601>