



<http://journalisss.ir>

مقایسه رفتار قاب‌های فولادی تحت اثر انفجار

محمدصادق شهیدزاده^{۱*}، ابراهیم شاهلونه‌ژاد^۲، امیرحسین درخشانی‌نژاد^۳

۱- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان، بهبهان، ایران

۲ و ۳- دانشجوی ارشد مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان، بهبهان، ایران

*خوزستان، کد پستی ۶۳۶۱۶۶۳۹۷۳، shahidzadeh@bkatu.ac.ir

چکیده

بررسی عملکرد سازه‌ها به‌خصوص سازه‌های فولادی در برابر بار انفجار از اهمیت زیادی برخوردار است. یکی از پیش‌بینی‌های مهم برای مواجهه با نیروهای جانبی مخرب در سازه‌ها، کاربرد سیستم‌های باربر سازه‌ای فولادی است. در این پژوهش، تعداد ۷ نمونه از سیستم‌های باربر جانبی فولادی در سازه فولادی ۵ طبقه ایجاد شدند که با در نظر گرفتن ضوابط و استاندارد ۲۸۰۰ با نرم‌افزار ABAQUS و SAP2000، تحت بار انفجار مورد تحلیل عددی قرار گرفتند. انفجار از نوع هوایی در نظر گرفته شد و مقدار ماده منفجره به میزان ۲۰۰ کیلوگرم بر حسب T.N.T و در فاصله ۲ متری از محور چشمه اتصال تیر و ستون سیستم قاب با اتصال صلب و در ارتفاع ۲/۸ متری از سطح زمین ایجاد شد. نتایج نشان داد که در تمامی مدل‌ها ستون مجاور با مبدأ انفجار، دچار اعوجاج شدید گشته و در ناحیه چشمه اتصال آن‌ها خرابی پلاستیک به وجود آمد. همچنین تنش‌ها در جان تیر و ورق‌های اتصال در پای ستون به مقدار بیشینه رسید. این رخداد، در مدل‌های قاب خمشی کم‌تر دیده شد و در مدل‌های قاب خمشی متوسط و قاب خمشی ویژه، سیستم عملکرد بهتری داشت و در مدل‌های مختلف دیوار برشی، آسیب‌های پلاستیک در پای ستون مجاور به مبدأ انفجار، مشاهده نشد و میزان جذب انرژی نسبت به وزن سازه به دست آمد. در نتیجه، قاب خمشی ویژه بیش‌ترین میزان جذب انرژی را داشت و کم‌ترین آن نیز مربوط به قاب خمشی هم‌محور بود.

واژگان کلیدی

سیستم‌های باربر جانبی فولادی، بار انفجار، نرم‌افزار آباکوس، دیوار برشی فولادی

Comparison of the Behavior of Steel Frames under Blast Effects

M.S. Shahidzadeh, E. Shahlunejad, A.M. Derakhshannejad

Abstract

The performance evaluation of structures, particularly steel structures against blast loads, is of great importance. One important prediction for dealing with destructive lateral forces in structures is the application of structural steel framing systems. In this study, seven samples of lateral load-resisting systems were developed in a five-story steel structure, considering the provisions of Standard 2800. Using ABAQUS and SAP2000 software, numerical analysis was performed on these systems under blast loads. An aerial explosion was considered, with an explosive material quantity of 200 kg in terms of T.N.T, located at a distance of 2 meters from the centerline of the beam-column connection, in a height of 2.8 meters from the ground level. The results showed that in all models, the adjacent column to the explosion source experienced severe deformation, and plastic damage occurred in the connection region. Additionally, the stresses in the beam web and connection plates at the base of the column reached their maximum values. This occurrence was less observed in moment frame models, while special moment frames and intermediate moment frames demonstrated better performance. In various shear wall models, no plastic damage was observed at the base of the adjacent column to the explosion source, and the energy absorption per unit weight of the structure was obtained. Consequently, the special moment frame had the highest energy absorption capacity, and the lowest was associated with the concentric moment frame.

Keywords

Steel lateral bearing systems, Blast load, Abaqus software, Steel shear wall



از پژوهش دانشمندان و صاحب‌نظران در حوزه سازه روشن است که سیستم‌های باربرجانبی توانسته‌اند به‌خوبی در مقابل بارهای شدید و دینامیکی از جمله زلزله، باد و انفجار و دیگر موارد مقاومت مناسبی داشته باشند. زمانی که یک انفجار رخ می‌دهد، انتشار امواج در فضا می‌تواند باعث وارد آمدن خسارات جانی و مالی شود. با توجه به این که سازه‌های فولادی موجود غیرمعمول بر اساس بارهای ثقلی و لرزه‌ای متعارف طراحی می‌شوند، بنابراین نیاز است عملکرد این سازه‌ها تحت بارهای ناشی از انفجار مورد بررسی قرار گیرد [۲]. با در نظر گرفتن عوامل امنیتی، بررسی عملکرد سازه‌ها به‌خصوص سازه‌های فولادی در برابر بار انفجار از اهمیت زیادی برخوردار است. یکی از روش‌های مهم برای مقاومت سازه در برابر بار انفجار، بهسازی ساختمان‌ها است [۳]. زمانی که انفجار رخ می‌دهد، فشار فوق‌العاده زیادی در مدت زمان کوتاهی به سازه اعمال می‌شود [۴ و ۵]. فشار زیاد در بازه زمانی کوتاه بارهای دینامیکی را تولید کرده که می‌تواند موجب تغییر شکل و رفتار پلاستیک سازه گردد که نیاز است سیستم و المان‌های سازه‌ای در مقابل این بارگذاری مورد ارزیابی جدی قرار گیرند [۶ و ۷]. با بررسی نحوه پاسخ از جانب سازه، طراحی مناسب جهت کاهش سطح آسیب سازه صورت می‌پذیرد. هدف اصلی دستورالعمل‌ها و ضوابط طراحی ساختمان‌ها [۸]، کاهش تلفات انسانی، کنترل بحران و بحث اقتصادی پروژه است. سازه‌ها در صدی از نیروی جانبی را به‌صورت الاستیک تحمل کرده و مابقی را به‌صورت غیرخطی جذب و مستهلک (میرا) می‌نمایند [۵ و ۷]. پژوهش‌های مختلفی در رابطه با انفجار در سیستم‌های سازه‌ای صورت گرفته است که نمونه‌هایی از آن، در ادامه بررسی شده‌اند:

سحاب و همکاران [۲] در سال (۲۰۱۴)، به بررسی روند تخریب قاب فولادی، تحت اثر بارهای دینامیکی ناشی از انفجار پرداختند.

جعفروند و همکاران [۳] در سال (۲۰۱۴)، به بررسی عملکرد قاب خمشی ویژه فولادی تحت بارگذاری انفجاری، با نرم‌افزار آباکوس پرداختند.

فرهمنادآذر و همکاران [۴] در سال (۲۰۱۶)، رفتار سیستم همگرای مهاربندی در سازه‌های فولادی تحت اثر بار انفجار را مورد بررسی قرار دادند.

علی‌اکبری و همکاران [۶] در سال (۲۰۱۷)، سیستم باربرجانبی دیوار برشی را مورد بررسی قرار دادند. دیوار برشی آن‌ها از نوع شیاردار عمودی بوده، که با برنامه آباکوس مدل‌سازی شد و مورد تحلیل قرار گرفت.

حصاری و همکاران [۹] در سال (۲۰۱۷)، به بررسی رفتار دیوار برشی فولادی کنگره‌ای در برابر بارهای انفجاری حوزه نزدیک و تأثیر مقدار ماده منفجره، فاصله مواد منفجره، ضخامت ورق و شکل کنگره صفحه پرداختند.

کافیلد^۱ و همکاران [۱۰] در سال (۲۰۱۴)، چند نمونه قاب فولادی مقاوم در برابر بار زلزله را به‌منظور سنجش مقاومت آن‌ها در برابر موج انفجار نیز مورد ارزیابی قرار دادند.

پریانکا^۲ و همکاران [۱۱] در سال (۲۰۱۵)، ساختمان ۶ طبقه‌ای را تحت بار انفجار، به میزان مواد منفجره مختلف، از نظر وزنی و در فواصل گوناگونی از سازه مذکور جانمایی کرده و به‌وسیله برنامه مدل‌سازی کردند.

استادحسین و همکاران [۱۲] در سال (۲۰۱۸)، صفحه فولادی دایره‌ای شکلی را با قطر ۲ متر و ضخامت ۰/۰۵ متر تحت بارگذاری انفجار به میزان ۵۰ کیلوگرم T.N.T در فاصله ۰/۵ متری بالاتر از سطح صفحه فولادی قرار داده و آن را در برنامه آباکوس توسط عناصر پوسته‌ای S4R مدل‌سازی کردند.

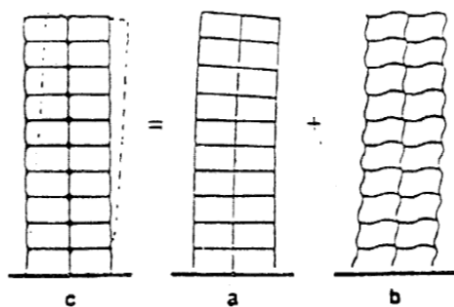
سونگ^۳ [۱۳] در سال (۲۰۲۰)، به بررسی تحلیل شکنندگی سازه با قاب فولادی تحت بارهای انفجاری با استفاده از روش رگرسیون لجستیک بیزی پرداخت.

ژنگ^۴ و همکاران [۱۴] در سال (۲۰۲۱)، به بررسی مطالعه تجربی و عددی رفتار مکانیکی سازه‌های فولادی مرکب تحت بار انفجار پرداختند.

کهزادی‌الوار و همکاران [۱۵] در سال (۲۰۲۲)، به بررسی تجزیه و تحلیل اثر انفجار بر رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس پرداختند و اثر انفجار بر روی قاب‌های خمشی فولادی در شرایط آتش‌سوزی را بررسی کردند.

¹ Coffield
² Priyanka
³ Song
⁴ Zheng

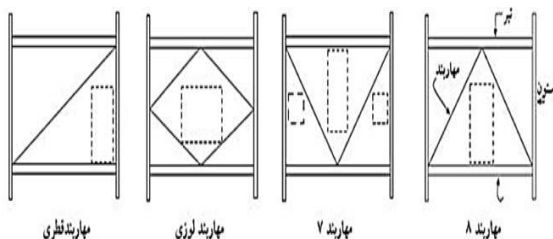
زیاد، اثر P-Delta نیز مشکل‌ساز است. در طراحی این قاب‌ها در مناطق زلزله‌خیز ضوابط متعددی باید رعایت گردد؛ قاب‌ها با رفتار غیرخطی بسیار مناسب خواهند بود. اکثر ضوابط قاب‌های خمشی در راستای هدف ایجاد سیستمی با تیرهای ضعیف و ستون‌های قوی است. ظرفیت باربری جانبی یک قاب خمشی وابسته به مقاومت تک‌تک تیرها و ستون‌ها است. به دلیل اتصالات صلب و پیوستگی در اعضای قاب خمشی، مؤلفه اصلی دخیل در تحمل بار جانبی در این سیستم‌ها خمش تیرها و ستون‌ها است. (مطابق شکل (۱)).



شکل ۱- نمایش رفتار یک سازه سه‌بعدی با سیستم قاب خمشی تحت نیروی جانبی [۱۶]

۱-۳- سیستم‌های مهاربندشده همگرا

سیستم مهاربند همگرا (CBF)، یکی دیگر از انواع سیستم‌های باربرجانبی است. با افزایش تعداد طبقات سازه، سیستم مهاربند همگرا به علت دارا بودن اسکلت‌بندی خراباگونه صلبیت جانبی بالایی دارد. به طوری که سختی جانبی یک سیستم (CBF) تا ۱۰ برابر یک سیستم (MRF) نیز می‌رسد؛ بنابراین استفاده از این سیستم برای مقابله با بارهای جانبی به‌ویژه بار باد بسیار اقتصادی است. در اثر بارجانبی در دو حالت برش و خمش تغییرشکل ایجاد می‌شود. در خمش بال خرابا یعنی ستون‌ها و در حالت برشی اعضای خرابا یعنی بادبندها، تیرها و ستون‌ها به‌صورت محوری یا خمشی تغییرشکل می‌دهند [۳ و ۱۶] (مطابق شکل (۲)).



شکل ۲- سیستم‌های مهاربندشده همگرا [۱۶]

هدف از این پژوهش، طراحی سیستم‌های باربرجانبی نظیر دیوار برشی، مهاربند و قاب خمشی (همگی از نوع فولادی)، مطابق ضوابط و آیین‌نامه‌های معتبر، بررسی توزیع تنش‌ها در سیستم‌های مختلف، بررسی کرنش‌های پلاستیک در سیستم‌های مختلف و مقایسه عددی جذب انرژی سیستم‌های مذکور تحت بار انفجار است. جنبه نوآوری این تحقیق، گسترده‌گی سیستم‌های باربر سازه‌ای (فولادی) مورد بررسی و رفتار آن‌ها در مقابل بار انفجار است. در این تحقیق به بررسی مفاهیم نظری روش انجام پژوهش و چگونگی اعمال بارگذاری انفجاری پرداخته شد.

۲- رفتار غیرخطی سازه‌های فولادی

فولاد با خواص شکل‌پذیری زیاد و نسبت بالای مقاومت به وزن آن، به‌عنوان یکی از مصالح ساختمانی مقاوم و مناسب در ساختمان‌سازی شناخته شده است. لازم به ذکر است فولاد به علت ناپایداری‌های موضعی و ترک‌های ترد ناشی از آن، لزوماً در همه شرایط رفتار شکل‌پذیر از خود نشان نمی‌دهد. کماتش موضعی اجزای ورق با نسبت عرض به ضخامت بالا، کماتش خمشی ستون‌ها و مهاربندها، کماتش پیچشی-جانبی تیرها و تیرستون‌ها و اثر P-Delta در قاب‌های تحت بار قائم، قابل توجه است. دلایل به‌وجود آمدن ترک‌های ترد عبارت‌اند از: گسیختگی کششی در مقاطع خالص اتصالات پیچی با پرچی، ترک جوش‌ها به‌علت تمرکز تنش، پارگی ورق‌ها بر اثر کرنش‌های زیاد حاصل از کماتش موضعی با خمشی و خستگی حاصل از بارهای سیکلی با دامنه کرنش زیاد [۲]. با وجود شکل‌پذیری بالا و ظرفیت اتلاف انرژی قابل توجه در سازه‌های فولادی، می‌توان انتظار رفتار مناسبی را داشت. سه کمیت اساسی همه سازه‌ها یعنی: مقاومت، سختی و شکل‌پذیری باید در معادله اساسی طراحی که به‌صورت زیر بیان می‌شود، صدق کنند.

$$\text{Demand} \leq \text{Capacity} \quad (۱)$$

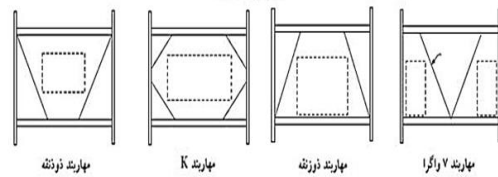
۳- انواع سیستم‌های مقاوم سازه‌ای فولادی

۱-۳- سیستم قاب خمشی

سیستم قاب خمشی (MRF)، با داشتن اتصالات صلب که باعث حفظ زاویه بین تیر و ستون در فرایند بارگذاری می‌شوند، بارهای جانبی را به‌وسیله خمش اصلی در تیرها و ستون‌ها تحمل می‌کند. از مزایای این سیستم می‌توان به وجود فواصل زیاد بین ستون‌ها اشاره کرد. اما به‌علت سختی کم در برابر بارهای جانبی، دچار ضعف هستند. در این سیستم به‌علت داشتن تغییر مکان‌های جانبی

۳-۳- سیستم قاب مهاربندشده واگرا

در ساختمان‌های بلند جهت کنترل تغییر مکان‌های جانبی سازه‌ها، استفاده از قاب‌های مهاربندشده نسبت به قاب صلب خمشی اقتصادی‌تر است. همچنین بادبندهای ضربداری به علت سختی بالا رواج بیش‌تری دارند. با پیشرفت علم مهندسی سازه و توجه به مفاهیمی همچون شکل‌پذیری، ظرفیت جذب و استهلاک انرژی سازه‌ها، سیستم مهاربندشده واگرا (EBF)، به‌عنوان جایگزینی مناسب برای سیستم مهاربند همگرا مطرح گردید. در این سیستم با تشکیل گسترده مفصل پلاستیک مقدار قابل‌توجهی از انرژی زلزله مستهلک می‌گردد. رفتار غیرارتجاعی این قاب‌ها به شدت وابسته به طول تیر پیوند، نسبت مقاومت خمشی به برشی آن، رعایت ضوابط مهار جان تیر پیوند و... است (مطابق شکل (۳)).



شکل ۳- سیستم قاب مهاربندشده واگرا [۱۶]

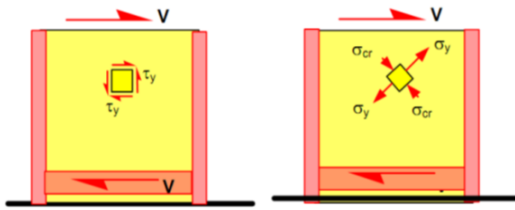
۳-۴- مهاربند واگرا

در سیستم مهاربند واگرا (برون‌محور) (EBF)، بادبند به‌جای برخورد به محل اتصال تیر و ستون، به تیر برخورد می‌کند که در این حالت تیر بین محل اتصال بادبند تا محل اتصال به ستون، و یا بین نقطه اتصال دو بادبند، تیر پیوند نام دارد. این تیر پیوند مانند فیوزی شکل‌پذیر عمل کرده و از وارد شدن نیروی محوری بیش از حد به بادبندها و کماتش آن‌ها جلوگیری می‌کند که این امر با جذب و استهلاک انرژی از طریق تغییر شکل‌های خمشی و یا برشی ایجادشده در تیر پیوند صورت می‌گیرد. مزیت این سیستم در مستهلک‌نمودن انرژی جذب‌شده است [۱۶].

۳-۵- دیوار برشی فولادی

دیوار برشی فولادی (SPSW)، از ورق‌های فولادی، ستون‌های حائل و تیرهایی که در تراز هر طبقه وجود دارند، تشکیل می‌شود. رفتار دیوار برشی فولادی را می‌توان با عملکرد تیورق‌ها شبیه‌سازی کرد. در شکل (۴) نمایشی از یک قاب با دیوار برشی فولادی و تیورق با جان نازک نشان داده شده است. وظیفه اصلی این سیستم، مقاومت در برابر بار خارجی ناشی از برش طبقه و مقابله با لنگر واژگونی ناشی از آن است. وقتی این سیستم تحت بار جانبی قرار می‌گیرد، لنگر ایجادشده به‌صورت یک کوپل نیروی

فشاری و کششی در ستون‌ها به فونداسیون منتقل و برش ایجادشده توسط میدان‌های کششی در ورق تحمل می‌شود.



شکل ۴- نحوه ایجاد میدان کششی در دیوار برشی فولادی [۵]

۴- پدیده انفجار

روند وقوع انفجار با تولید گازهایی با حرارت بالا که فشاری در حدود ۱۰۰ تا ۳۰۰ کیلوپار و درجه حرارتی در حدود ۳۰۰۰ تا ۶۰۰۰ درجه سانتی‌گراد دارند، آغاز می‌شود. سپس گازهای حاصل از انفجار به‌سرعت توسعه یافته و هوای تحت فشار از فضای اشغال‌شده، به‌شدت بیرون رانده می‌شوند. در نتیجه یک لایه از هوای فشرده در جلوی گازها، که بیش‌ترین انرژی آزادشده از انفجار را دارند، شکل می‌گیرد. گازهای حاصل از انفجار، به‌هنگام ساطع شدن از منبع، فشار خود را پخش نموده و تا رسیدن به فشار اتمسفر، آن را کاهش می‌دهند و این فشار با افزایش فاصله از منبع انفجار، کاهش می‌یابد. در ادامه این گسترش، گازهای حاصل از انفجار سرد شده و فشار آن‌ها تا حدودی کاهش یافته و پس از مدتی به مقداری کم‌تر از فشار اتمسفر نیز می‌رسد. مولکول‌های گاز دارای جرم بوده و در حال حرکت هستند و زمان طولانی‌تر و فاصله بیش‌تری را طی می‌نمایند تا اندازه حرکت آن‌ها مستهلک شود.

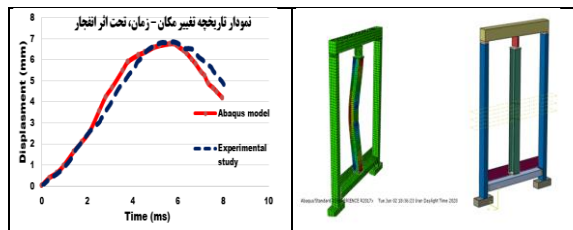
با شناخت منشأ انفجار، دینامیک فشار منتشره و ماهیت این نوع از فشار و بارگذاری ناشی از آن جهت کاربرد مهندسی، ساده‌سازی می‌شود. به‌طور کلی می‌توان انفجار را در سه دسته تقسیم‌بندی نمود؛ الف) انفجار فیزیکی ب) انفجار شیمیایی پ) انفجار هسته‌ای. تی.ان.تی مخفف تری‌نیتروتولون است. چگالی آن ۱/۶۳ گرم بر سانتی‌مترمکعب بوده و سرعت انفجار آن نیز ۶۹۵۰ متر بر ثانیه است. استفاده از ماده منفجره نوع T.N.T به‌عنوان مرجع در محاسبات مربوط به انفجار، کاربرد جهانی و عمومی داشته و در ارزیابی‌ها به‌عنوان یک ماده مبنا مدنظر است [۹].

۵- صحت‌سنجی

به‌منظور اعتبارسنجی تحلیل‌های انجام‌شده در این پژوهش، از تحقیق نصر و همکاران [۱۷] استفاده نموده‌ایم. در این پژوهش، پاسخ دینامیکی تیرهای فولادی پهن‌بال متداول تحت بار انفجار مورد بررسی قرار گرفت. مجموعاً ۱۳ ستون به‌صورت



نتایج به دست آمده از مدل سازی مذکور نشان داد که دارای دقت و تطابق قابل قبولی با نمونه آزمایشی معادل آن بوده است (مطابق شکل (۶)). همچنین نتایج تغییر مکان-زمان به صورت نموداری مطابق با خروجی مدل از نرم افزار آباکوس و نتایج مورد مطالعه، استخراج شد.



شکل ۶- مدل طراحی شده در آباکوس و نمودار تاریخچه

تغییر مکان-زمان، تحت اثر انفجار بر سازه و مدل

۶- مدل مورد استفاده در پژوهش

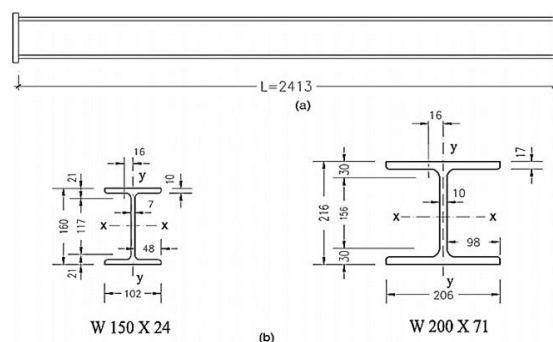
هدف از این پژوهش، مقایسه رفتار سیستم های باربر جانبی از نوع فولادی و متداول در برابر انفجار بوده و مدل ها در نرم افزار آباکوس شبیه سازی و طراحی شده و مورد تحلیل قرار گرفتند. سیستم های باربر جانبی فولادی مورد استفاده در این پژوهش:

۱. قاب خمشی معمولی (OMF)
۲. قاب خمشی متوسط (IMF)
۳. قاب خمشی ویژه (SMF)
۴. مهاربند واگرا (EBF)
۵. مهاربند همگرا (CBF)
۶. دیوار برشی بدون سخت کننده (WALL)
۷. دیوار برشی با سخت کننده (WALL+S)

۶-۱- مدل سازی

به منظور مدل سازی ستون ها و ورق های اتصال به همراه سخت کننده ها از المان S4R و روش انتگرال گیری کاهش یافته، استفاده شده است. هر گره شش درجه آزادی دارد: سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی. المان S4R، چرخش های بزرگ و کرنش های اجزای محدود را در نظر گرفته و امکان تغییر در ضخامت را ایجاد می کند؛ بنابراین برای آنالیزهای با کرنش بزرگ و مصالحی که ضریب پواسون مؤثر آن ها غیر صفر است و همچنین در مواردی که غیر خطی شدن هندسی مواد ممکن است رخ دهد، مناسب هستند. مشخصات مقاطع عرضی با استفاده از انتگرال گیری های متعددی در ضخامت صفحه، محاسبه می شوند. المان S4R، از یک روش انتگرال گیری کاهش یافته استفاده می کند.

نمونه سازی شده و با انفجار ۵۰ تا ۲۵۰ کیلوگرم ماده منفجره آنفو (مخلوط نترات آمونیوم و بنزین)، در فاصله ۷ تا ۱۰/۳ متری ستون ها، مورد آزمون قرار گرفت. ویژگی های موج انفجار از جمله فشار برخورد، فشار بازتاب و همچنین جابه جایی وابسته به زمان، شتاب و فشار در نقاط مختلف اعضای فولادی مورد سنجش قرار گرفت و خرابی پس از انفجار و حالت خرابی نمونه ها نیز ثبت شد. در این تحقیق ۱۳ ستون فولادی به طول ۲۴۱۳ میلی متر مورد استفاده قرار گرفته اند. دو نوع سطح مقطع W150×24 و W200×71 برای این ستون ها انتخاب شده اند (مطابق شکل (۵)).



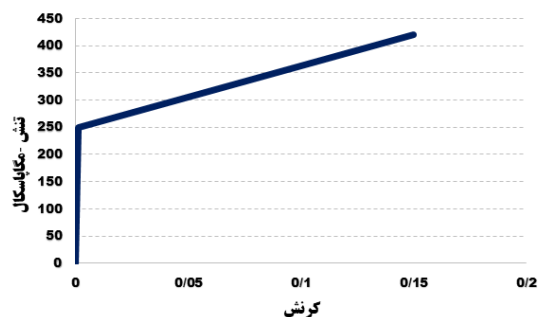
شکل ۵- مشخصات مقاطع مورد استفاده در تحقیق نصر و همکاران [۱۷]

هر یک از تیرها در معرض یکی از پنج مورد انفجار تولید شده، با ترکیب فاصله و وزن متفاوت قرار گرفتند. فاصله محل انفجار از محل استقرار تیر، بین ۷ تا ۱۰/۳ متر و مقدار مواد منفجره ۵۰ تا ۲۵۰ کیلوگرم انتخاب شد. این مقادیر به منظور دستیابی به سطوح مختلف ضریب شکل پذیری و ضریب پاسخ در تیرهای مورد بررسی انتخاب شده اند. جدول (۱)، شامل مقدار ماده منفجره، فاصله نقطه انفجار از تیر، فاصله مقیاس شده، جهت مقطع عضو و محل تیر را نشان می دهد.

جدول ۱- فاصله و وزن مواد منفجره مورد استفاده در آزمایش نصر و

همکاران [۱۷]

سطح مقطع عضو	مقدار ماده منفجره (kg)	فاصله مرکز	
		انفجار تا مقطع (m)	فاصله قیاسی (m/kg ^{1/3})
W150×24	۵۰	۱۰/۳۰	۲/۸۰
W150×24	۱۰۰	۱۰/۳۰	۲/۲۲
W150×24	۱۵۰	۹/۰	۱/۶۹
W150×24	۲۰۰	۷/۰	۱/۱۱
W200×71	۲۵۰	۹/۵۰	۱/۵۱



شکل ۷- منحنی تنش- کرنش برای فولاد A36

۳-۶- بررسی اثر انفجار بر سیستم‌های باربرجانبی

از آنجایی که هدف از این پژوهش، بررسی اثرات انفجار بر روی سیستم‌های باربرجانبی متداول است، از مدل‌سازی کل سازه اجتناب نموده و فقط به مدل‌سازی قاب مورد نظر با توجه به سیستم سازه‌ای متغیر به شیوه برش مقطع و انتخابی پرداخته می‌شود. همچنین به‌عنوان نمونه، مدل مورد استفاده در این پژوهش، ترکیبی از یک تیر و ستون به‌صورت قاب خمشی (MRF) با اتصال صلب انتخاب شده است. به‌منظور مدل‌سازی بار ناشی از موج انفجاری، فشار ایده‌آل‌سازی شده از خرج‌های انفجاری با وزن معادل T.N.T با مقادیر ۲۰۰ کیلوگرم در فاصله ۲ متری و ارتفاع نقطه انفجار در ۲/۸ متری از سطح زمین است. انتخاب Surface و Set با توجه به تکنیک کانوپ صورت می‌گیرد. منظور از Set محدوده‌ای دلخواه شامل تعدادی نقاط در یک بازه سطحی از مدل آزمایشی است که تحلیل عددی بر روی آن انجام می‌شود. تکنیک مدل‌سازی کانوپ با اعمال خرج انفجار در نقطه مرجع ناحیه موسوم به off Stand (فاصله رویارویی)، انجام می‌پذیرد. برای تحلیل از تحلیل‌گر صریح (EXPLICIT) نرم‌افزار استفاده شد. از این تحلیل‌گر در مواردی که هدف، تحلیل دینامیکی مدل در زمان بسیار اندک باشد، استفاده می‌گردد. Explicit یک دستورالعمل ویژه برای حل مسائل اجزای محدود بوده و از روش دینامیکی صریح در حل عددی استفاده می‌کند. این روش برای تحلیل مسائل گذرا و کوتاه دینامیکی مانند برخورد و انفجار و همچنین تحلیل مسائل با درجه غیرخطی بالا شامل تغییر شرایط تماس مناسب است. در شکل (۸) نحوه تعریف انفجار مورد نظر و همچنین نمایش مدل آورده شده است.

به‌نحوی که فقط یک نقطه انتگرال‌گیری در مرکز صفحه را به‌کار می‌برد. این روش می‌تواند نتایج دقیق‌تری را رقم بزند و در عین حال نسبت به حالت استفاده از المان‌هایی که انتگرال‌گیری در آن‌ها به‌صورت کامل انجام می‌شود و به‌خصوص در مسائل سه‌بعدی، زمان تحلیل را به مراتب کاهش می‌دهد.

۲-۶- مشخصات مصالح

به‌منظور اختصاص مشخصات فیزیکی و یا مکانیکی مصالح از Property کمک گرفته شده و در این تحقیق برای مدل‌سازی فولاد از معیار آسیب جانسون‌کوک^۱ به‌دلیل نرخ کرنش‌های بالا استفاده شده است. (نکته قابل توجه این است که در فرآیند انفجار نیز این مسئله رخ می‌دهد). برای طراحی نمونه‌های اتصال تیر و ستون فولاد A36 به‌کار برده شد و مدل آسیب جانسون‌کوک نیز برای پیش‌بینی شروع و تکامل آسیب مورد استفاده قرار گرفت. لازم است که در ابتدا مقادیر ثابت این مدل تعیین گردد. در این مدل، مدول الاستیسیته برابر با ۲۱۰ گیگاپاسکال و ضریب پواسون برابر با ۰/۳ و همچنین وزن مخصوص ۷۸۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شد. این نوع فولاد با هر نوع عملیات جوشکاری، قابل استفاده است و از آن برای سازه‌های پیچی و پرچی استفاده می‌گردد (مطابق جدول (۲)، (۳) و شکل (۷)).

جدول ۲- مشخصات فولاد A36

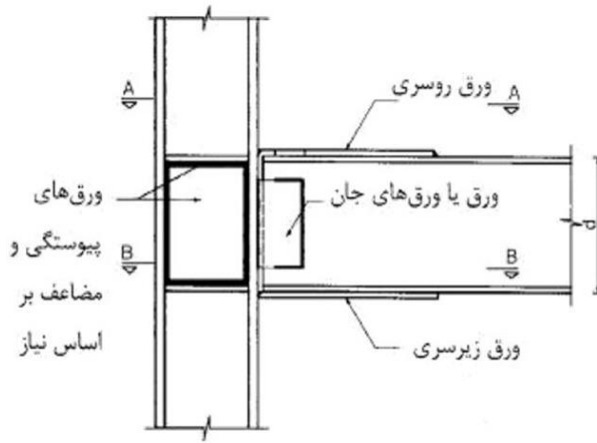
فولاد (تیپ)	وزن مخصوص (Kg/m ³)	ضریب پواسون	مدول الاستیسیته (GPa)	کرنش نهایی (MPa)	تنش نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)
A36	۷۸۰۰	۰/۳	۲۱۰	۰/۱۵	۴۲۰	۲۵۰

جدول ۳- ثابت‌های آسیب جانسون‌کوک برای فولاد A36

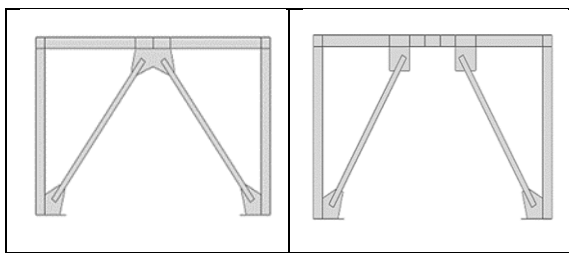
D1	D2	D3	D4	D5
۰/۴۰۳	۱/۱۰۷	-۱/۸۹۹	۰/۰۰۹۵	۱/۲۰۷

¹ Johnson-Cook



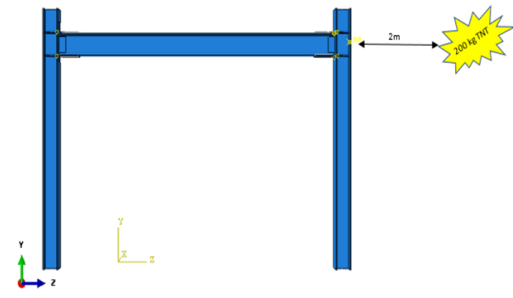


شکل ۱۰- نمایش اتصال WFP [۱۳]



شکل ۱۱- قاب با مهاربند واگرا (EBF) و قاب با مهاربند همگرا (CBF)

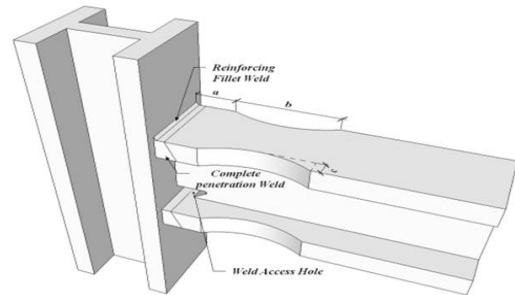
در ارتباط با طراحی مدل‌های در نظر گرفته شده مذکور به منظور مقایسه‌ای عادلانه میان مدل‌های مورد مطالعه، یک ساختمان سه‌بعدی ۵ طبقه فولادی منظم که سیستم باربرجانبی آن از طبقه تحتانی سازه در نظر گرفته شد، با نرم‌افزار ETABS2018 مورد بررسی قرار گرفت. مشخصات معادل در طراحی بدین صورت است که بار مرده و بار زنده در نظر گرفته شده برای سازه ۵۵۰ و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع است. مدل مذکور با استفاده از تحلیل استاتیکی خطی مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۸] و ضوابط لرزه‌ای استاندارد [۱] ۲۸۰۰ طراحی شده است. سایر مشخصات لازم نیز در نظر گرفته شده و برای طراحی بدین صورت مفروض شده است.



شکل ۸- بررسی اثرات انفجار

۴-۶- اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته

وظیفه اتصال با مقطع کاهش یافته (RBS)، انتقال مفصل پلاستیک به مقطع کاهش یافته در تیر و کاهش ممان بر ستون است.

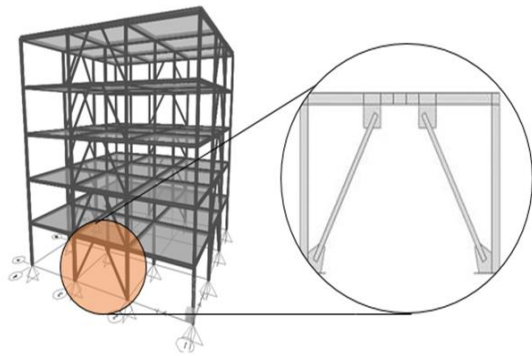


شکل ۹- اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته [۱۳]

۵-۶- اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری (WFP)
وظیفه ورق‌های فوقانی و تحتانی، تحمل و انتقال لنگر خمشی وارده از تیر به ستون است.

۶-۶- اتصالات از پیش تأیید شده

استفاده از اتصالات از پیش تأیید شده (PAD) بر طبق روابط و فرمول‌های بیان شده در استاندارد [۱] ۲۸۰۰ و همچنین رعایت کردن ضوابط آن‌ها، در مناطق لرزه‌خیز مانند تهران امکان‌پذیر بوده و نیاز به کنترل و ضوابط خاصی نیست. همان‌گونه که از نام این اتصالات معلوم است، اتصالات از پیش تأیید شده و نیاز به هیچ کنترلی ندارند و می‌توان از این نوع اتصال در طراحی سازه‌های فولادی به‌ویژه مناطق لرزه‌خیز شدید هم استفاده نمود (مطابق شکل (۱۰) الی (۱۳)).



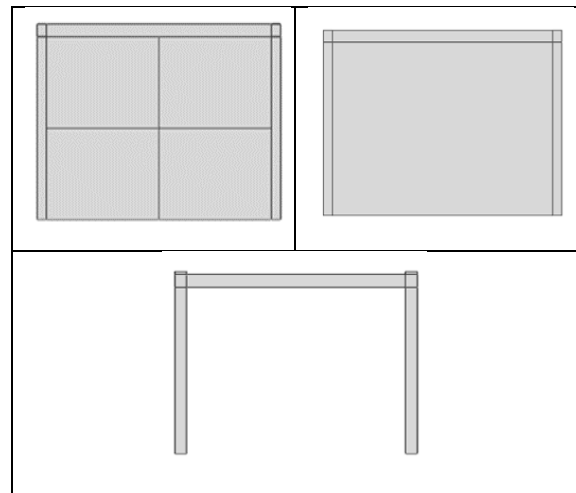
شکل ۱۴- قاب انتخاب شده در ساختمان طراحی شده مفروض ۵ طبقه فولادی با نرم افزار ETABS

جدول ۴- مشخصات مقاطع برای مدل (CBF)

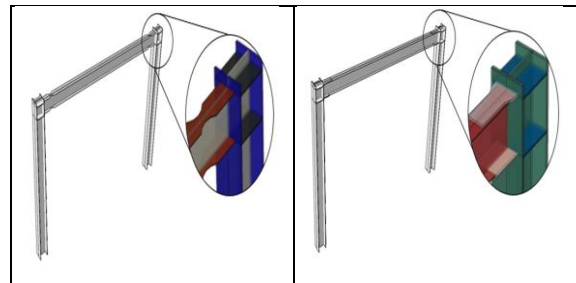
نام المان	تیر	ستون	مهاربند
طول	۴۳۲۰	۳۱۰۰	۲۹۵۰
ضخامت جان	۸	۸	۱۰
ضخامت بال	۸	۱۴	۱۰
عرض بال	۶۵	۶۵	۱۰۰
ارتفاع جان	۲۰۰	۱۸۰	۱۰۰

جدول ۵- مشخصات مقاطع برای مدل‌های مختلف دیوار برشی

مشخصات	مدل با دیوار برشی فولادی + سخت کننده	
	مدل با دیوار برشی فولادی	مدل با دیوار برشی فولادی + سخت کننده
طول تیر	۴۳۲۰	۴۳۲۰
عرض آزاد بال تیر	۶۵	۶۵
ضخامت بال تیر	۶	۶
ارتفاع جان تیر	۲۰۰	۲۰۰
ضخامت جان تیر	۱۸	۱۶
طول ستون	۳۱۰۰	۳۱۰۰
عرض آزاد بال ستون	۱۱۵	۱۱۵
ضخامت بال ستون	۱۵	۱۵
ارتفاع جان ستون	۲۳۰	۲۳۰
ضخامت جان ستون	۱۴	۱۴
عرض سخت کننده	-	۵۰
ضخامت سخت کننده	-	۴



شکل ۱۲ - دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده در مدل (WALL) و دیوار برشی فولادی با سخت کننده در مدل (WALL+S) و قاب خمشی فولادی معمولی در مدل (OMF)



شکل ۱۳ - قاب خمشی فولادی متوسط با اتصال (WFP) در مدل (IMF) و قاب خمشی فولادی ویژه با اتصال (RBS) در مدل (SMF)

ساختمان با خطر زلزله زیاد و خاک تیپ دو با کاربری مسکونی با استفاده از نرم افزار SAP2000 طراحی شده است. قاب انتخاب شده، در دهانه میانی طبقه تحتانی مطابق شکل (۱۴) است. بدین صورت که در قاب خمشی با شکل پذیری بیش تر به دلیل محدودیت در فشردگی، ضخامت بال و جان اضافه می شود. همچنین از طرفی اتصال در نظر گرفته شده در این موارد به صورت اتصال ساده در قاب خمشی ساده و اتصال (WBF) (با ورق های روسری، زیرسری و مضاعف) در قاب خمشی متوسط و اتصال (RBS) (سطح مقطع کاهش یافته) در قاب خمشی ویژه در نظر گرفته شده است (مطابق جدول های (۴) الی (۸) و شکل (۱۴)).

جدول ۶- مشخصات مقاطع برای مدل‌های قاب خمشی

مشخصات	قاب خمشی معمولی	قاب خمشی متوسط با اتصال (WFP)	قاب خمشی ویژه با اتصال (RBS)
طول تیر	۴۳۲۰	۴۳۲۰	۴۳۲۰
عرض آزاد بال تیر	۶۵	۶۵	۶۵
ضخامت بال تیر	۶	۵	۵
ارتفاع جان تیر	۲۲۰	۲۲۰	۲۲۰
ضخامت جان تیر	۱۸	۱۶	۱۶
طول ستون	۳۱۴۰	۳۱۴۰	۳۱۴۰
عرض آزاد بال ستون	۱۱۵	۱۱۵	۱۱۵
ضخامت بال ستون	۱۶	۲۰	۲۳
ارتفاع جان ستون	۲۳۰	۲۳۰	۲۳۰
ضخامت جان ستون	۱۴	۱۷	۱۸

جدول ۷- مشخصات مقاطع برای مدل (EBF)

نام المان	تیر	ستون	مهاربند
طول	۴۳۲۰	۳۱۰۰	۲۵۱۰
ضخامت جان	۶	۸	۱۰
ضخامت بال	۸	۱۴	۱۰
عرض بال	۶۵	۶۵	۱۰۰
ارتفاع جان	۲۰۰	۱۸۰	۱۰۰

جدول ۸- مقادیر در نظر گرفته شده برای تیر با مقطع کاهش یافته

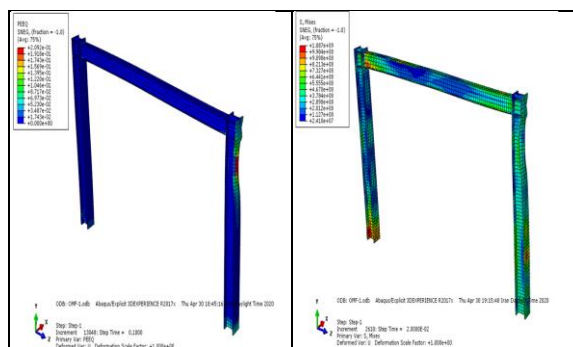
a	۱۹
b	۱۵
c	۳
R	۹۷/۸۷

۷- نتایج استخراج شده از نرم افزار آباکوس

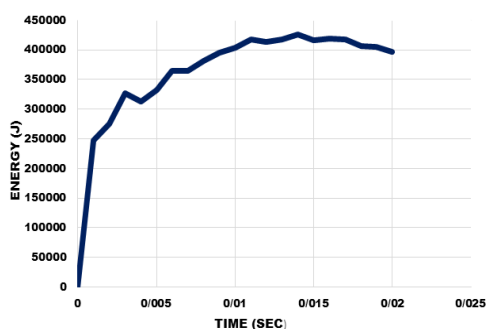
۷-۱- مدل با قاب خمشی معمولی

در رابطه با نتایج به دست آمده در مدل قاب خمشی معمولی (OMF)، مشاهده شد که توزیع تنش‌ها در پای هر دو ستون از قاب، به مقدار بیشینه بوده و انحنای در بال ستون نزدیک به مبدأ انفجار مشاهده شد. در این مدل هیچ گونه آسیب پلاستیک در تیر مشاهده نشده و تمامی نواحی غیرارتجاعی در ستون‌های قاب و

در نزدیکی پای ستون بود. در این مدل بیشینه استهلاک انرژی به حدود ۴۲۶ کیلوژول رسید (مطابق شکل (۱۵) و (۱۶)).



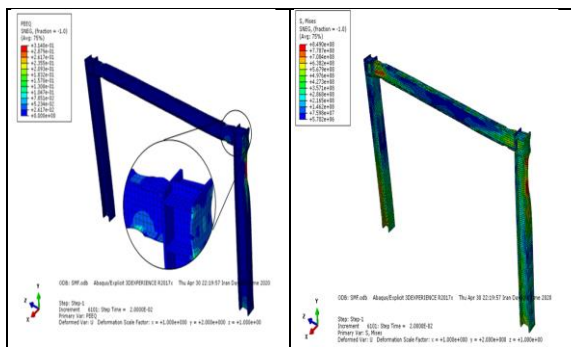
شکل ۱۵- تنش فون میز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل قاب خمشی معمولی (OMF)



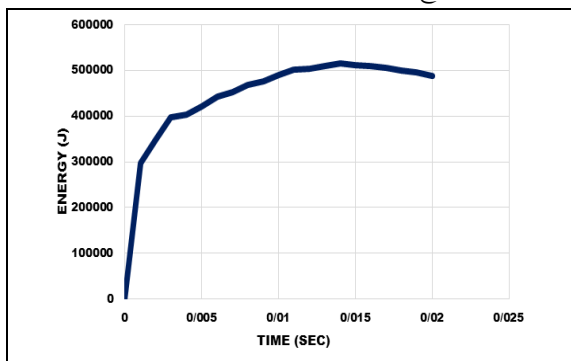
شکل ۱۶- انرژی جذب شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل قاب خمشی معمولی (OMF)

۷-۲- مدل با قاب خمشی متوسط

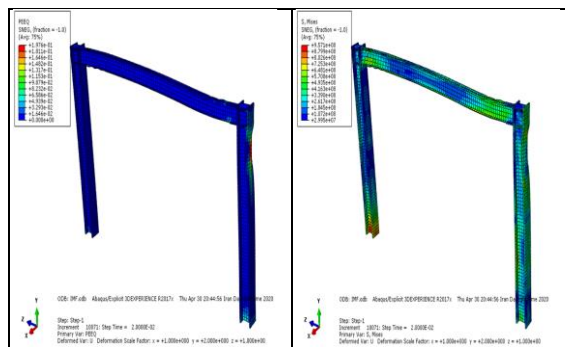
در رابطه با نتایج به دست آمده در مدل قاب خمشی متوسط (IMF)، که به اتصال از پیش تأیید شده (WFP) تجهیز گردیده است، همانند مدل با قاب خمشی معمولی، تنش‌ها در پای ستون دارای مقدار بیشینه است؛ اما تفاوت نتایج این مدل با مدل قاب خمشی معمولی در میزان تغییر مکان‌های قائم تیر و همچنین وارد شدن به ناحیه غیرخطی در تیر و ورق زیرسری تیر است که اندکی از محدوده تنش‌ها در جان ستون‌ها کاسته شده است. در این مدل بیشینه انرژی مستهلک شده در حدود ۴۹۲ کیلوژول بود (مطابق شکل (۱۷) و (۱۸)).



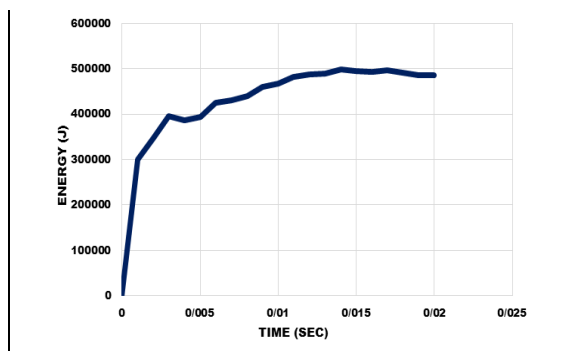
شکل ۱۹- تنش فون میزز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل خمشی ویژه (SMF) قلاب خمشی ویژه



شکل ۲۰- انرژی جذب شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل قلاب خمشی ویژه (SMF)



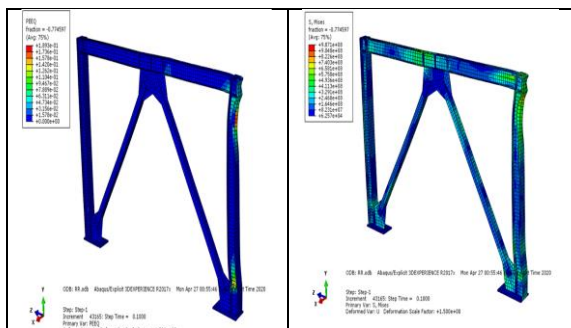
شکل ۱۷- تنش فون میزز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل قلاب خمشی متوسط (IMF)



شکل ۱۸- انرژی جذب شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل قلاب خمشی متوسط (IMF)

۷-۴- مدل با مهاربند همگرا

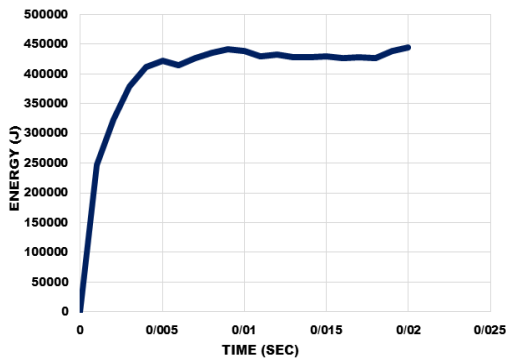
با توجه به نتایج استخراج شده در مدل با مهاربند همگرا مشاهده شد که ستون واقع شده در نزدیکی مبدأ انفجار دچار انحنای شدید شده و در ادامه تنش‌های ناشی از انفجار بر روی جان تیر در دو سر آن ناحیه متصل به مهاربندها مشاهده شد. در این مدل بال ستون مجاور انفجار و همچنین جان در پای ستون، کرنش‌های پلاستیک معادل بزرگتر از صفر را تجربه نمودند؛ این نواحی وارد ناحیه پلاستیک تحت انفجاری اعمالی شدند و انحنا و رفتار غیرخطی در مهاربندها مشاهده نشد. در این مدل بیشینه اتلاف انرژی در حدود ۳۷۵ کیلوژول بود (مطابق شکل (۲۱) و (۲۲)).



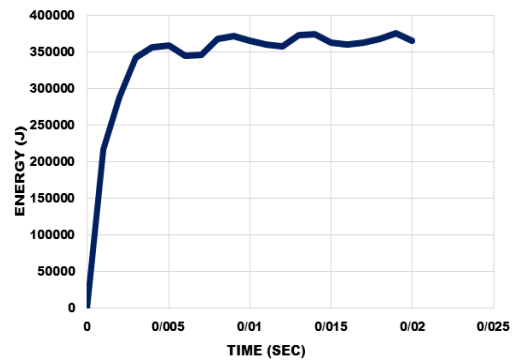
شکل ۲۱- تنش فون میزز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل با مهاربند همگرا (CBF)

۷-۳- مدل با قلاب خمشی ویژه

در ارتباط با نتایج به دست آمده تحت انفجار اعمالی برای مدل قلاب خمشی ویژه (SMF)، مشاهده شد که تنش‌های بیشینه در تیر رخ داده است و محدوده تنش‌ها در ستون به نسبت مدل‌های دیگر قلاب خمشی کم‌تر بوده است. در این مدل با توجه به کرنش پلاستیک مشاهده شد که یکی از ستون‌های قلاب خمشی (نزدیک به منبع انفجار)، اندکی وارد ناحیه غیرخطی شده و ستون دوم محدوده غیرارتجاعی را تجربه نموده است و از طرفی در تیر به خصوص در قسمت کاهش یافتگی تیر و در بال پایین، ناحیه غیرارتجاعی مشهود است. در این مدل بیشینه انرژی مستهلک شده در حدود ۵۱۴ کیلوژول بود (مطابق شکل (۱۹) و (۲۰)).



شکل ۲۴- انرژی جذب‌شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل با مهاربند واگرا (EBF)



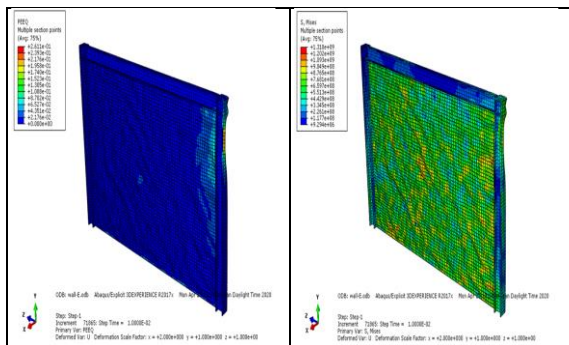
شکل ۲۲- انرژی جذب‌شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل با مهاربند همگرا (CBF)

۷-۵- مدل با مهاربند واگرا

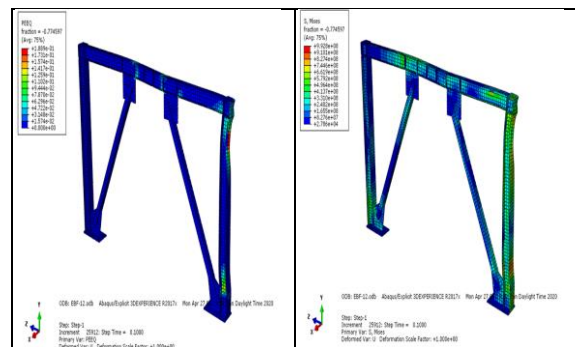
در ارتباط با نتایج به‌دست‌آمده برای مدل با مهاربند واگرا، مشاهده شد که انحناى بال ستون نزدیک به مبدأ انفجار بیشینه بوده؛ ولی در مقایسه با مدل با مهاربند همگرا کم‌تر است. در این مدل با توجه به نتایج مربوط به توزیع تنش، مشاهده شد که تیر در پراکندگی توزیع تنش بهتر عمل کرده و همچنین ورق‌های پای ستون، تنش‌های بیش‌تری را تحمل نموده‌اند. در این مدل با توجه به نتایج به‌دست‌آمده در رابطه با کرنش‌های پلاستیک مشاهده شد علاوه بر ناحیه نزدیک به محل انفجار، تیر پیوند در نواحی ابتدایی و انتهایی، وارد ناحیه غیرخطی شد. در این مدل محدودۀ کرنش‌های پلاستیک در پای ستون در مقایسه با مدل با مهاربند همگرا کم‌تر بوده است. همچنین در این مدل بیشینه انرژی مستهلک‌شده در حدود ۴۴۴ کیلوژول مشاهده شد (مطابق شکل (۲۳) و (۲۴)).

۷-۶- مدل با دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده

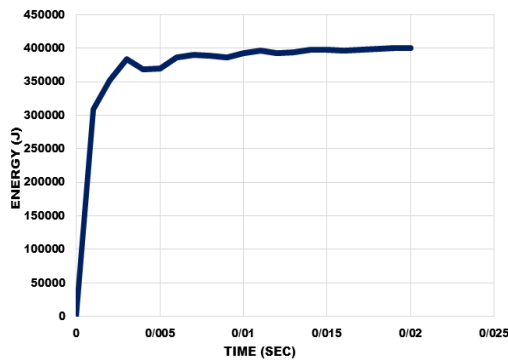
در ارتباط با نتایج به‌دست‌آمده برای مدل دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده (WALL)، مشاهده شد که بیشینه تنش‌ها در سطح دیوار برشی اتفاق افتاده و همانند دو مدل قبل محدودۀ تنش در پای ستون نزدیک به انفجار، بیشینه نیست. در این مدل با توجه به نتایج مربوط به کرنش‌های پلاستیک، مشاهده شد نیمه بالایی دیوار برشی در نزدیکی انفجار، وارد ناحیه غیرخطی شده و در جان ستون محدودۀ غیرارتجاعی مشاهده نمی‌شود. در این مدل به نظر می‌رسد دیوار برشی با ورود به ناحیه غیرارتجاعی به خوبی توانسته جذب انرژی کند و ستون نزدیک به انفجار در این رابطه خرابی کم‌تری را تجربه نموده است. در ارتباط با انرژی مستهلک‌شده در این مدل، بیشینه استهلاک انرژی در حدود ۳۹۶ کیلوژول مشاهده شد (مطابق شکل (۲۵) و (۲۶)).



شکل ۲۵- تنش فون میز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل دیوار برشی بدون سخت‌کننده (WALL)



شکل ۲۳- تنش فون میز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل با مهاربند واگرا (EBF)



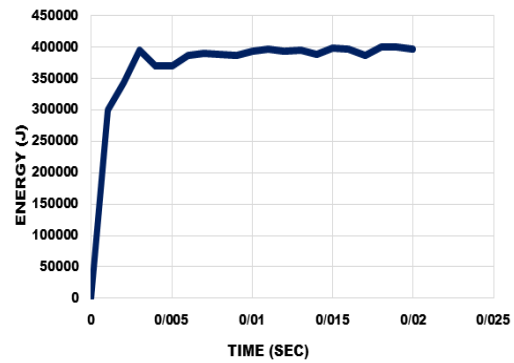
شکل ۲۸ - انرژی جذب شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل دیوار برشی با سخت کننده (WALL+S)

جهت بررسی عملکرد هر یک از سیستم های فوق در مقابل بار انفجاری، انرژی تجمعی جذب شده توسط هر سیستم سازه ای در شکل (۲۹) نمایش داده شده است. ملاحظه می شود که در طول مدت انفجار، قاب خمشی ویژه بیشترین انرژی را مستهلک کرده که نشان دهنده عملکرد مناسب آن نسبت به سایر سیستم ها می باشد. از طرفی سیستم مهاربندی همگرا به دلیل شکل پذیری پایین، کمترین جذب انرژی را داشته است.

به منظور مقایسه دقیق تر بین سیستم های باربرجانی فولادی انتخاب شده از منظر جذب انرژی، وزن هر مدل بر اساس جدول ها و آیین نامه های موجود در این زمینه، محاسبه شد و میزان جذب انرژی به ازای هر کیلوگرم وزن المان به دست آمد. در جدول (۹) میزان وزن و بیشینه انرژی جذب شده در مدل، محاسبه شده است (مطابق شکل (۳۰)).

جدول ۹- محاسبه انرژی جذب شده به ازای وزن مدل ها

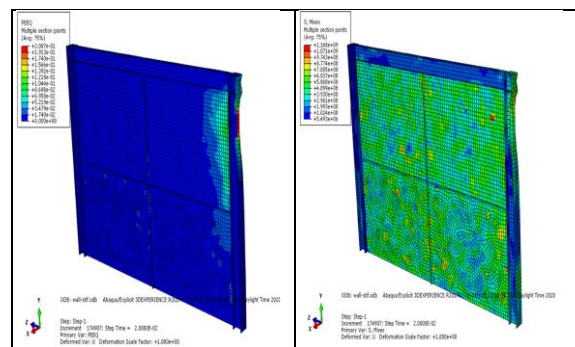
نام مدل	بیشینه انرژی جذب شده (J)	وزن محاسبه شده (kg)	مقدار انرژی جذب شده برحسب (J/Kg)
CBF	۳۷۵,۰۰۰	۷۵۸	۴۹۴/۷۲۲۹۵۵
EBF	۴۴۴,۰۰۰	۷۵۰	۵۹۲
OMF	۴۲۶,۰۰۰	۷۲۵	۵۸۷/۵۸۶۲۰۷
IMF	۴۹۲,۰۰۰	۷۴۵	۶۶۰/۴۰۲۶۸۵
SMF	۵۱۴,۰۰۰	۷۴۷	۶۶۸/۳۵۲
WALL	۳۹۶,۰۰۰	۷۲۱	۵۴۹/۲۳۷۱۷۱
WAAL+S	۴۰۰,۰۰۰	۷۲۴	۵۵۲/۴۸۶۱۸۸



شکل ۲۶- انرژی جذب شده در مدت پیک انفجار، نتایج برای مدل دیوار برشی بدون سخت کننده (WALL)

۷-۷- مدل با دیوار برشی فولادی با سخت کننده

در ارتباط با نتایج به دست آمده در مدل دیوار برشی با سخت کننده (WALL+S)، مشاهده شد مانند مدل دیوار برشی بدون سخت کننده، محدوده تنش ها در دیوار برشی فولادی بیشینه است. ولی نکته قابل توجه در این مدل در مقایسه با مدل بدون سخت کننده، انحنای کم تر دیوار برشی است. همچنین مشاهده شد که در مدل دیوار برشی با سخت کننده، انحنای خارج از صفحه در دیوار بسیار کم تر رخ می دهد. در این مدل با توجه به کرنش پلاستیک، دیوار به ویژه در نیمه بالایی وارد ناحیه غیرارتجاعی شد و قسمت جان ستون به طور کامل بدون خرابی پلاستیک است. در این مدل بیشینه انرژی مستهلک شده در حدود ۴۰۰ کیلوژول مشاهده شد (مطابق شکل (۲۷) و (۲۸)).



شکل ۲۷ - تنش فون میز، کرنش پلاستیک PEEQ برای مدل دیوار برشی با سخت کننده (WALL+S)

شدند که برای مدل‌های قاب‌های خمشی کم‌تر دیده شد؛ به این ترتیب مدل‌های قاب خمشی متوسط و قاب ویژه عملکرد بهتری داشتند و نیز در دو مدل مربوط به دیوارهای برشی، آسیب‌های پلاستیک در پای ستون مجاور به مبدأ انفجار دیده نشد. به‌طور کلی مدل‌ها را با توجه به آسیب‌های به وجود آمده در پای ستون، می‌توان به‌صورت زیر چینش کرد:

$$(Wall+S < Wall < SMF < IMF < OMF < EBF < CBF)$$

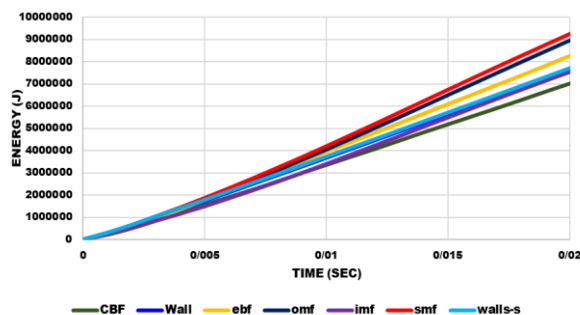
در ارتباط با مدل‌های مهاربندی‌شده مشاهده شد که در قاب مهاربندی‌شده به‌صورت واگرا، آسیب‌های پلاستیک در دو انتهای تیر پیوند به‌وجود می‌آیند؛ بنابراین می‌توان این‌گونه تعبیر کرد که جذب انرژی بیش‌تر در این مدل به‌واسطه وجود رفتار غیرخطی در این ناحیه بوده است. در مدل دیوار برشی با سخت‌کننده و در مدل دیوار برشی بدون سخت‌کننده مشاهده شد که پس از وقوع انفجار انحنای زیادی در کل دیوار برشی به‌وجود آمد و در همین میان انحنای خارج از صفحه بیش‌تری دیده شد. ولی در موردی که دیوار برشی مجهز به سخت‌کننده گردیده است، این سیستم توانست انحنای را به میزان زیادی کنترل و دامنه گسترش خرابی پلاستیک را محدود نماید. در همین رابطه در مقایسه سیستم‌های قاب خمشی مشاهده شد که در قاب خمشی معمولی خرابی پلاستیک در تیر دیده نشده و ناحیه غیرخطی به بال و جان ستون محدود شد. در این میان در قاب خمشی متوسط و مجهز به اتصال زیرسری و روسری، خرابی اندکی در بال پایینی تیر و ورق زیرسری دیده شد. در قاب خمشی ویژه مشاهده شد که در ناحیه کاهش یافتگی در تیر و محدوده غیراتجاعی در جان ستون، خرابی بسیار اندک است. در رابطه با تغییر مکان سیستم‌های مورد بررسی در برابر بار انفجار، قاب خمشی معمولی، بیش‌ترین تغییر مکان جانبی و دیوار برشی با سخت‌کننده، کم‌ترین میزان تغییر مکان جانبی را داشته است. به‌طور کلی می‌توان مدل‌ها را در ارتباط با میزان تغییر مکان جانبی تحت بار انفجار به‌صورت زیر چینش نمود:

$$(Wall+S < wall < CBF < EBF < IMF < SMF < OMF)$$

در رابطه با نتایج به‌دست‌آمده مربوط به میزان جذب انرژی به‌منظور مقایسه‌ای معقول، وزن هر مدل محاسبه گردیده و میزان جذب انرژی به‌ازای هر کیلوگرم محاسبه شد؛ بنابراین در این میان قاب خمشی ویژه، بیش‌ترین میزان جذب انرژی و مهاربند هم‌محور، کم‌ترین مقدار جذب انرژی را داشته است. به‌طور کلی می‌توان مدل‌ها را با توجه به میزان جذب انرژی نسبت به وزن به‌صورت زیر چینش نمود:

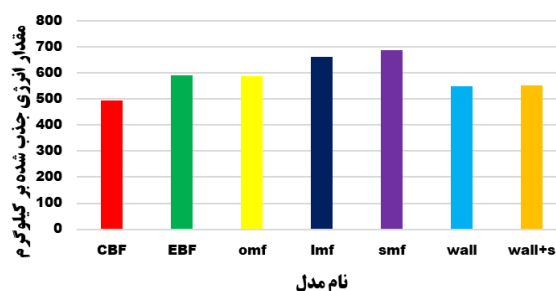
$$(CBF < Wall < Wall+S < OMF < EBF < IMF < SMF)$$

مقایسه انرژی جذب شده تجمعی برای قاب‌های تحلیل شده



شکل ۲۹- مقایسه انرژی جذب‌شده تجمعی برای قاب‌های تحلیل‌شده

انرژی جذب‌شده به ازای وزن مدل‌ها



شکل ۳۰- انرژی جذب‌شده به‌ازای وزن مدل‌ها

۸- نتیجه‌گیری

سازه‌ها تحت بار دینامیکی بر حسب زمان تغییر شکل می‌دهند که ناشی از جابه‌جایی اجزای درونی سازه است. با توجه به نتایج مدل‌های مورد مطالعه، مشاهده شد ستون‌های مجاور به مبدأ انفجار دچار انحنای شدید گردیده و در ناحیه چشمه اتصال (محل اتصال تیر و ستون) تمام مدل‌ها، خرابی پلاستیک ایجاد شد. همچنین در مدل‌های مورد بررسی مشاهده شد، که تنش‌ها در جان تیر و ورق‌های اتصال در پای ستون به مقدار بیشینه هستند. در بحث انرژی تجمعی (تنش و کرنش) این پژوهش با توجه به set و surface دلخواه در محل چشمه اتصال (تیر و ستون) هر یک از مدل‌ها، انرژی جذب‌شده نسبت به زمان در نظر گرفته شد. همچنین مقایسه سیستم‌های باربر مذکور، با توجه به روش و میزان بارگذاری از نظر میزان انرژی جذب‌شده و استهلاک، مورد تحلیل نرم‌افزاری قرار گرفت. در این پژوهش انرژی بارگذاری به‌کاررفته مطرح است (بارگذاری دینامیکی و عکس العمل سازه: تغییر شکل در مقابل آن‌ها) و مقایسه و تحلیل به‌صورت بازه‌ای مورد بحث و بررسی قرار گرفت. در دو مدل مربوط به قاب‌های مهاربندی‌شده، تنش و خرابی پلاستیک در پای ستون مجاور به مبدأ انفجار در محدوده بحرانی قرار داشتند و به تعبیری وارد ناحیه پلاستیک

[۱۶] آقازاده، ص.، و آقازاده، پ. (۱۳۹۴)، "طراحی قاب های خمشی ویژه فولادی"، تهران، انتشارات پردیس علم، صفحه ۱-۱۶۸.

[17] Nassr, A.A., Razaqpur, A.G., Tait, M.J., Campidelli, M., and Foo, S. (2012), "Experimental performance of steel beams under blast loading", Journal of performance of constructed facilities, 26(5), PP.600-619.

[۱۸] مقررات ملی ساختمان ایران مبحث دهم طرح و اجرای ساختمان های فولادی. (۱۳۹۲)، وزارت راه و شهرسازی معاونت مسکن و ساختمان. مقررات ملی ساختمان ویرایش چهارم.

[۱] استاندارد ۲۸۰۰ (آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله) اصلاحات ویرایش چهارم (۱۳۹۳)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی. شماره نشریه ۲۵۳ - ض.

[۲] صحاب، م.ق.، محمدی، م.، و جالو، م. (۱۳۹۲)، "بررسی روند تخریب قاب های خمشی فولادی تحت اثر بار دینامیکی ناشی از انفجار"، هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران، بابل، صفحه ۸-۱.

[۳] جعفروند، ع.، و ابوضی، ح. (۱۳۹۲)، "بررسی عملکرد قاب خمشی ویژه فولادی تحت بار انفجاری"، اولین همایش ملی مهندسی سازه ایران، صفحه ۱-۱۲.

[۴] تبریزی، و.، و فرهنگ آذر، ب. (۱۳۹۴)، "بررسی رفتار سیستم مهاربندی همگرا در سازه های فولادی تحت اثر بار انفجار"، دومین کنفرانس بین المللی انسان، معماری، عمران و شهر، تبریز، صفحه ۱-۱۳.

[5] Chaman, M.H., Yazdani, M., Izadi, I.T., and Tabaeh, R. (2015), "Dynamic Analysis of a RC Shear Wall Strength CFRP under Blast Loading", International research conference in science and technology, Malaysia, PP. 1-29.

[۶] علی اکبری، ف.، و شریعتمدار، ح. (۱۳۹۵)، "ارایه مدل ساده شده جهت مدلسازی دیوارهای برشی فولادی شیاردار"، ششمین کنفرانس ملی و دومین کنفرانس بین المللی مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران، یزد، صفحه ۱-۹.

[7] Rajendran, R., and Yamini, R.S. (2016), "A Review On Performance Of Shear Wall", International Journal Of Applied Engineering Research, Vol. 11 (3), PP. 369-373.

[۸] دستورالعمل طراحی سازه ها و الزامات و ضوابط عملکردی و اجرایی نمای خارجی ساختمان ها. (۱۴۰۱)، وزارت راه و شهرسازی، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی. ثبت شماره ۷۱۴.

[۹] حصاری، ع.، شهبان، ف.، و نوری، ی. (۱۳۹۵)، "بررسی رفتار دیوار برشی فولادی کنگره ای در برابر بارهای انفجاری حوزه نزدیک"، هشتمین کنفرانس ملی سازه و فولاد، تهران، صفحه ۱-۱۲.

[10] Coffield, A., and Adeli, H. (2014), "An Investigation Of The Effectiveness Of The Framing Systems In Steel Structures Subjected To Blast Loading", Journal of Civil Engineering and Management 20(6), PP.767-777.

[11] Priyanka, A., and Rajeeva, S.V. (2015), "Lateral Stability Of A Multi-Story Building Under Blast Load", IJRET: International Journal of Research in Engineering and Technology, Vol 4 (14), PP. 9-12

[12] Ostad hossein, H., and Lotfi, S. (2018), "Performance Of Infill Stiffened Steel Panel Against Blast Loading", Latin American Journal of Solids and Structures, Vol 15, PP. 1-15.

[13] Song, X. (2020), "Parameterized fragility analysis of steel frame structure subjected to blast loads using Bayesian logistic regression method", Structural Safety. Volume 87. PP.1-11.

[14] Zheng, K., and Xu, X. (2021), "Experimental and Numerical Study on the Mechanical Behavior of Composite Steel Structure under Explosion Load", Materials (Basel). 14(2), PP. 1-24.

[15] Kohzadialvar, S., Komasi, M., and Beiranvand, B. (2022), "Analysis of Blast Effect on Nonlinear Behavior of Steel Flexural Frames Using Abaqus Software", Journal of Civil

