

ارزیابی رفتار سازه‌های فولادی قاب خمشی ویژه و قاب مهاربندی تحت اثر بارگذاری انفجاری

محمود رضا شیراوند^{*}، محمد جواد شعبانی^۲

۱- استادیار و ۲- دانشجو کارشناسی ارشد سازه پردیس فنی و مهندسی شهید عباسپور، دانشگاه شهید بهشتی
(دریافت: ۱۳۹۱/۱۱/۱۹، پذیرش: ۱۳۹۲/۰۷/۰۷)

چکیده

امروزه با افزایش حملات تروریستی در نزدیکی اماکن شهری، طراحی ساختمان‌ها در مقابل بارهای ناشی از انفجار به‌ویژه در برخی ساختمان‌های حساس و شریان‌های حیاتی مورد توجه ویژه‌ای قرار گرفته است. هنگامی که یک انفجار رخ می‌دهد، انتشار امواج در فضا می‌تواند منجر به بروز خسارات شدید در سازه و به خطر افتادن جان افراد شود. با توجه به اینکه سازه‌های فولادی موجود به طور معمول بر اساس بارهای ثقلی و لرزه‌ای متعارف مورد طراحی قرار گرفته‌اند، نیاز است عملکرد این سازه‌ها تحت بارهای ناشی از انفجار مورد بررسی قرار گیرد. در این مقاله مطالعات عددی بر روی مدل‌های سازه‌ای ۳ بعدی با تعداد طبقات مختلف ۳، ۵ و ۱۰ دارای سیستم‌های قاب خمشی ویژه (SMF)، مهاربند هم محور (CBF) و مهاربند برون محور (EBF) صورت گرفته است. مدل‌ها بر اساس دستورالعمل UFC 3-340-02 در دو سطح مختلف بار انفجاری مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. مقادیر دوران مفاصل پلاستیک، نسبت شکل‌پذیری، سطوح عملکرد و تغییرات نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی اعضا برای کلیه مدل‌ها مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته‌اند. نتایج نشان می‌دهند سیستم مهاربند برون محور نسبت به سایر سیستم‌ها عملکرد بهتری در برابر بارهای ناشی از انفجار از خود نشان می‌دهد.

کلید واژه‌ها: انفجار، سازه فولادی، قاب خمشی ویژه، مهاربند هم محور، مهاربند برون محور، پدافند غیرعامل.

Behavior of the Special Moment Frames and Braced Frames in Steel Structures under Blast Loadings

M. R. Shiravand*, M. J. Shabani

Shahid Beheshti University

(Received: 07/02/2013; Accepted: 29/09/2013)

Abstract

Nowadays, with the increase of terrorist attacks near the urban areas, the building design under the blast loadings is really significant, especially for some important buildings and vital arteries. When an explosion occurs, the blast waves can cause severe damages to the structures and endanger the lives of people. Since the existing steel structures are usually designed to the common gravity and seismic loads, it is necessary to investigate their performances under blast loadings. In this study, analytical studies have been done for 3D structural models of special moment frames (SMF), concentrically braced frames (CBF) and eccentrically braced frames (EBF) with different number of stories 3, 5 and 10. The nonlinear dynamic method is applied for analyzing the models under two different levels of blast loadings. The blast load pattern and other criteria are based on the UFC 3-340-02. The plastic hinge rotation, ductility ratio, performance levels, brace axial forces, shear forces and flexural moments in all models are obtained from the analysis and compared with each others. Based on results, It can be said that the EBF systems generally show the better performances than other systems under blast loadings.

Keywords: Explosion, Steel Structures, SMF Systems, CBF Systems, EBF Systems, Passive Defense.

*Corresponding Author E-Mail: Shiravand@pwut.ac.ir

۱. مقدمه

انفجار در اعضای سازه سبب می‌شود با اعمال بارهای حرارتی، پایداری کلی سازه تحت تأثیر قرار گیرد.

محتشمی و همکاران [۵] نیز مطالعاتی بر روی رفتار سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی تحت اثر وقوع انفجار انجام دادند. در این مطالعات سازه‌های فولادی سه طبقه و با مقاطع متفاوت تیر و ستون تحت اثر بارهای انفجاری مورد تحلیل قرار گرفتند. نتایج مطالعات نشان داد که ستون‌ها مهم‌ترین عامل در تعیین رفتار قاب در مقابل بارهای ناشی از انفجار می‌باشند و با افزایش ابعاد آنها، رفتار به نحو قابل ملاحظه‌ای بهبود و تغییر مکان طبقات کاهش می‌یابد.

اورگسا و همکاران [۶] پاسخ قاب‌های فولادی دارای اتصالات متعارف و اتصالات تقویت شده با ورق‌های کناری را تحت بارهای ناشی از انفجار مورد بررسی و مقایسه قرار دادند. مقایسه نتایج در این مطالعه نشان داد قاب‌های فولادی با اتصالات تقویت شده با ورق‌های کناری در مقایسه با انواع متعارف عملکرد مناسب‌تری در برابر بارهای ناشی از انفجار از خود نشان می‌دهد.

کیم و همکاران [۷] عملکرد سازه‌های فولادی ۳، ۶ و ۱۵ طبقه با سیستم قاب خمشی را تحت اثرات ثانویه انفجار در سازه (پدیده خرابی پیشرونده) مورد ارزیابی قرار دادند. بر اساس نتایج به دست آمده در صورت بروز آسیب در ستون‌های گوشه، به نسبت ستون‌های میانی احتمال بروز پدیده خرابی پیشرونده افزایش می‌یابد.

خاندلوال و همکاران [۸] رفتار سازه‌های فولادی مهاربندی را تحت اثر انفجار و بروز پدیده خرابی پیشرونده مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه سازه‌های فولادی ۱۰ طبقه دارای سیستم مهاربند هم محور و سیستم مهاربند برون محور به صورت دو بعدی مورد مطالعه قرار گرفتند. نتایج نشان داد که هنگامی که مهاربندها در پیرامون سازه قرار گیرند، سازه‌ها با سیستم مهاربند برون محور رفتار بهتری به نسبت سیستم مهاربند هم محور از خود نشان می‌دهد.

با توجه به مطالب ذکر شده ضرورت طراحی سازه‌های فولادی مقاوم در برابر انفجار، به‌ویژه در ساختمان‌های مهم و شریان‌های حیاتی، ضروری به نظر می‌رسد. یکی از گام‌های اولیه مهم در طراحی سازه‌های فولادی مقاوم در برابر انفجار انتخاب سیستم مقاوم جانبی مناسب برای سازه می‌باشد تا علاوه بر پاسخ مناسب در برابر بارهای ناشی از انفجار شرایط اقتصادی طرح را نیز برآورده سازد. بنابراین لازم است اثرات ناشی از انفجار بر روی سازه‌های فولادی با سیستم‌های متداول مقاوم جانبی به صورت مقایسه‌ای مورد بررسی قرار گیرد تا مشخص شود در بین سیستم‌های متداول موجود کدام سیستم عملکرد مناسب‌تری در برابر بارهای ناشی از انفجار از خود نشان می‌دهد. بیشتر مطالعات انجام شده توسط محققین در زمینه بررسی رفتار سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی تحت اثر انفجار صورت گرفته است و کمتر رفتار سایر سیستم‌ها مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است. بر این اساس در این مطالعه سعی شده است عملکرد

امروزه با توجه به افزایش حملات تروریستی در سراسر دنیا، طراحی ساختمان‌ها در مقابل بارهای ناشی از انفجار به‌ویژه در برخی ساختمان‌های حساس و شریان‌های حیاتی در حوزه پدافند غیرعامل مورد توجه ویژه‌ای قرار گرفته است. طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار به عنوان یک ضرورت، علاوه بر سازمان‌های نظامی و دولتی با توجه به تحت الشعاع قرار دادن اقتصاد طرح و بهره‌برداری دراز مدت از یک پروژه، نظر بخش غیر نظامی را نیز به خود جلب نموده است.

اهمیت بررسی اثرات انفجار بر روی سازه‌ها سبب شده است تا دستورالعمل‌هایی در زمینه طراحی ساختمان‌ها و فضاهای شهری در برابر انفجار تدوین گردد. دستورالعمل TM 5-855-1 که در سال ۱۹۸۶ توسط دپارتمان نیروی زمینی ارتش آمریکا برای سازه‌های مقاوم در برابر انفجار تهیه شده است را می‌توان به عنوان یکی از اولین دستورالعمل‌ها دانست که از اوایل دهه ۵۰ به بعد تهیه و تکمیل شده است [۱]. پس از آن دستورالعمل TR 87-57 در سال ۱۹۸۹ توسط بخش مهندسی نیروی هوایی آمریکا به منظور آنالیز و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجارهای غیر اتمی ارائه شد. در سال ۱۹۹۰ نیز دستورالعمل TM 5-1300 [۲] به صورت مشترک توسط دپارتمان نیروی زمینی، نیروی دریایی و نیروی هوایی ارتش آمریکا تهیه شد که به صورت گسترده جهت طراحی سازه‌ها در برابر انفجار مورد استفاده قرار گرفت [۱]. در ادامه، دستورالعمل‌های دیگری همچون DOE/TIC 11268 توسط دپارتمان انرژی آمریکا در سال ۱۹۹۲ و دستورالعمل‌های ASCE 1995، DAHSCWE 1995، FEMA 426، FEMA 427 و FEMA 428 تهیه شده‌اند. نهایتاً در سال ۲۰۰۸ دستورالعمل UFC 3-340-02 [۳] که نسبت به دستورالعمل‌های پیشین جامعیت بیشتری داشته و نسخه به روز شده TM 5-1300 [۲] می‌باشد، توسط دپارتمان دفاع آمریکا تهیه شد و هم اکنون اکثراً به عنوان مبنای اصلی طراحی و تحقیقات در این حوزه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

مطالعات گسترده‌ای توسط محققین در زمینه بررسی رفتار سازه‌ها تحت اثرات مستقیم و غیر مستقیم پدیده انفجار صورت گرفته که از جمله آنها می‌توان به مطالعات ریچارد لیو [۴] بر روی مقاومت قاب‌های فولادی تحت اثر هم‌زمان انفجار و آتش‌سوزی اشاره کرد. در این مطالعات اثرات نرخ سریع کرنش ناشی از انفجار و دمای ناشی از آتش‌سوزی به طور هم‌زمان بر روی قاب‌های فولادی پنج طبقه اعمال و اندرکنش انفجار و آتش‌سوزی در آن مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج مطالعات نشان می‌دهد که تغییر شکل اولیه ناشی از انفجار در ستون‌ها که به صورت کمانش موضعی و جاری شدگی در آنها مشاهده می‌گردد، سبب می‌شود ظرفیت باربری ستون‌ها تحت بارهای حرارتی ناشی از آتش‌سوزی به مقدار قابل ملاحظه‌ای کاهش یابد. بر این اساس کمانش موضعی و تغییر شکل‌های ماندگار ناشی از

افزایش سریع فشار، فاز مثبت یا فاز فشاری نامیده می‌شود. در فاز مثبت، حداکثر فشار P_{SO}^+ به سرعت تشکیل شده و در زمان t_O^+ مثبت به فشار اتمسفر P_O باز می‌گردد. در فاز منفی نیز با گذشت زمان t_O^- فشار در ابتدا کاهش و پس از آن افزایش می‌یابد و به فشار اتمسفر باز می‌گردد [۳ و ۱۳].

برای محاسبه پارامترهای انفجار معمولاً از روشی به نام روش فاصله مقیاس‌بندی شده استفاده می‌کنند. عمومی‌ترین روش مقیاس‌گذاری انفجار روش هایپوکینسون - کرانز یا ریشه سوم است که ابتدا توسط هایپوکینسون در سال ۱۹۱۹ و سپس توسط کرانز در سال ۱۹۲۶ فرمول‌بندی شد [۱۱]. بر اساس این قانون امواج مشابه هنگامی به وجود می‌آیند که دو ماده منفجره با جنس یکسان در فواصل مقیاس‌گذاری شده مشابه منفجر شوند [۱ و ۱۱]. مواد منفجره مختلف فشارهای متفاوتی را ایجاد می‌کنند، بنابراین برای داشتن یک مینا برای مقایسه، مواد منفجره مختلف با ماده منفجره TNT معادل و مقایسه می‌شوند. پارامتر مقیاس Z_G (فاصله مقیاس شده)، برای محاسبه اثر انفجار بر مبنای وزن معادل TNT طبق معادله (۱) تعریف می‌شود:

$$Z_G = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} \quad (1)$$

در این رابطه، R فاصله از محل انفجار و W وزن ماده منفجره معادل TNT می‌باشد.

تعیین پارامترهای انفجار و همچنین روابط مناسب جهت محاسبه فشار ناشی از انفجار، هدف تعداد بسیاری از تحقیقات علمی تا کنون بوده است. نخستین بار در سال ۱۹۵۵ بیشینه فشار انفجار P_{SO} ، توسط براد به صورت زیر بیان شد [۱۴]:

$$P_{SO} = \frac{0.975}{Z} + \frac{1.455}{Z^2} + \frac{5.85}{Z^3} - 0.019 \text{ bar} \quad (2)$$

$$(0.1 \text{ bar} < P_{SO} < 10 \text{ bar})$$

$$P_{SO} = \frac{6.7}{Z} + 1 \text{ bar} \quad (3)$$

$$(P_{SO} > 10 \text{ bar})$$

که در آن، Z فاصله مقیاس شده می‌باشد.

رابطه مشهور دیگری در سال ۱۹۶۱ توسط نیومارک و هسنس ارائه گردید [۱۵]:

$$P_{SO} = 6784 \frac{W}{R^3} + \left(63 \frac{W}{R^3} \right)^{\frac{1}{2}} \text{ bar} \quad (4)$$

که در آن، W وزن ماده منفجره معادل TNT و R فاصله محل انفجار تا سازه می‌باشد.

هنریش نیز در سال ۱۹۷۹ جهت محاسبه بیشینه فشار انفجار (برحسب bar) رابطه‌ای را ارائه نمود [۱۶]:

ویژه^۱، مهاربند هم محور^۲ و مهاربند برون محور^۳ به صورت مقایسه‌ای مقایسه‌ای در دو سطح بارگذاری انفجاری مورد تحلیل و بررسی قرار گیرد.

۲. انفجار

۲-۱. موج انفجار

انفجار، آزاد شدن بسیار سریع انرژی به صورت نور، گرما، صوت و موج ضربه‌ای می‌باشد. هنگامی که یک انفجار رخ می‌دهد، انرژی به صورت ناگهانی و در زمان بسیار کوتاه (چند میلی‌ثانیه) آزاد شده و اثر این آزاد شدن انرژی به صورت تشعشعات حرارتی و انتشار امواج در فضا مشاهده می‌شود. یکی از عوامل مهم در تخریب سازه، امواج ناشی از انفجار هستند که در هوا منتشر می‌شوند. این امواج با سرعتی بیش از سرعت صوت حرکت کرده و تشکیل یک جبهه موج را می‌دهند. هنگامی که جسمی در برابر این جبهه موج قرار گیرد، فشار سطح آن بالا رفته و در یک لحظه بسیار کوتاه این فشار به بیشینه اندازه خود می‌رسد. این افزایش فشار ناشی از موج انفجار می‌تواند بارهایی بسیار بزرگ‌تر از بارهایی که سازه برای آن طراحی شده بر سازه وارد کند و سبب بروز خسارات شدید در سازه و به خطر افتادن جان افراد شود. مقدار بار ناشی از موج انفجار و نحوه توزیع فشارهای حاصله بر روی سازه تابع عوامل زیر می‌باشند [۹-۱۲]:

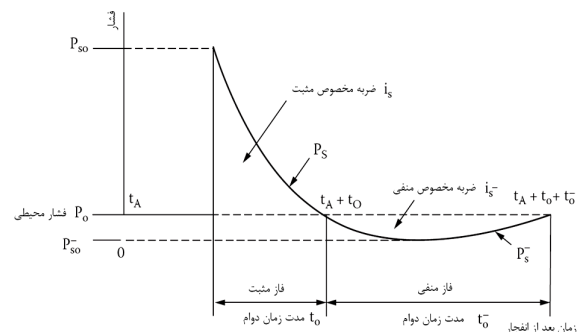
- هندسه و شکل سازه

- موقعیت محل انفجار نسبت به سازه

- خواص مواد منفجره مانند جنس، وزن، مقدار انرژی آزاد شده

- مقدار تشدید موج در اثر تداخل با زمین، حفاظ یا خود سازه

شکل (۱) منحنی فشار - زمان موج انفجار را برای انفجار در محیط آزاد نشان می‌دهد. این منحنی به دو فاز مثبت و منفی تقسیم می‌شود که اغلب در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار فاز منفی از اهمیت کمتری برخوردار است [۱۲].



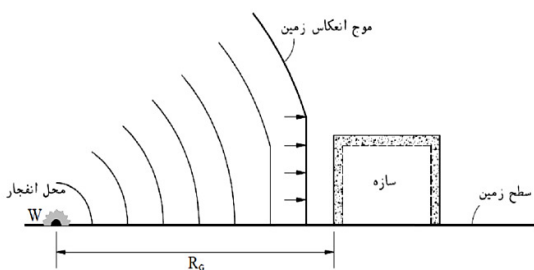
شکل ۱. منحنی فشار - زمان موج انفجار [۳]

¹ Special Moment Frame (SMF)

² Centrally Braced Frames (CBF)

³ Eccentrically Braced Frames (EBF)

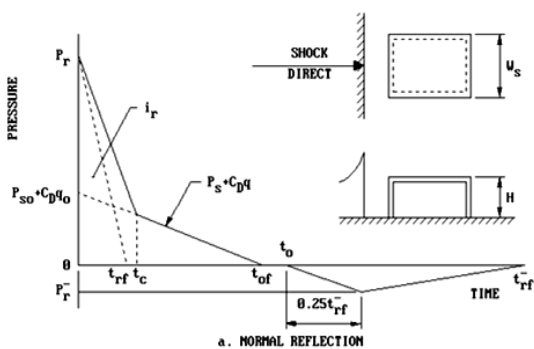
اگر یک انفجار در سطح زمین رخ دهد، موج اولیه انفجار پس از برخورد با زمین منعکس شده و با ترکیب موج اولیه و موج منعکس شده به صورت یک موج به شکل نیم کره منتشر می‌گردد (شکل ۲). نتایج نشان داده‌اند که در شرایط یکسان از نظر نوع انفجار و فاصله یکسان، انفجارهای سطحی به دلیل تشدید ناشی از برخورد موج با زمین نسبت به انفجار در هوای آزاد امواج شدیدتری تولید می‌کنند [۳].



شکل ۲. موج ناشی از انفجار سطحی [۳]

فاز مثبت فشار، ضربه، دوره تناوب و دیگر پارامترهای ناشی از انفجار سطحی بر روی دیوار مقابل سازه به صورت تابعی از فاصله مقیاس شده از نقطه انفجار با استفاده از منحنی‌های ارائه شده در دستورالعمل UFC 3-340-02 [۳] و مطابق الگوی تغییرات بار وارده بر حسب زمان محاسبه می‌شود (شکل ۳).

در دستورالعمل UFC 3-340-02 [۳] روند مشابهی نیز با استفاده از منحنی‌ها و الگوی تغییرات بار وارده بر حسب زمان با در نظر گرفتن ضریب دراگ برای محاسبه بار وارده بر بام، دیوارهای پیرامونی و دیوارهای پشتی سازه ارائه شده که در این مطالعه به دلیل ناچیز بودن بار وارده از بررسی اثرات آن صرف نظر شده است.



شکل ۳. تغییرات فشار- زمان دیوار مقابل سازه [۳]

۳. شیوه تحقیق و مدل سازی

با توجه به اینکه سازه‌های فولادی موجود به طور معمول بر اساس بارهای ثقلی و لرزه‌ای مورد طراحی قرار گرفته‌اند، نیاز است اثرات ناشی از بارهای انفجاری بر روی این سازه‌ها مورد بررسی قرار گیرد تا مشخص شود، سیستم به کار رفته در این سازه‌ها جوابگوی بارهای

$$P_{so} = \frac{14.072}{Z} + \frac{5.54}{Z^2} + \frac{0.357}{Z^3} + \frac{0.00625}{Z^4} \quad (5)$$

$$(0.05 < Z < 0.3)$$

$$P_{so} = \frac{6.194}{Z} + \frac{0.326}{Z^2} + \frac{2.132}{Z^3} \quad (6)$$

$$(0.3 < Z < 0.1)$$

$$P_{so} = \frac{6.662}{Z} + \frac{4.05}{Z^2} + \frac{3.288}{Z^3} \quad (7)$$

$$(0.1 < Z < 10)$$

بر این اساس و با توجه به نتایج تحقیقات صورت گرفته در زمینه تعیین پارامترهای انفجار، در دستورالعمل‌های TM 5-1300 [۲] و UFC 3-340-02 [۳] منحنی‌هایی ارائه شده است که بر اساس آن می‌توان با توجه به محاسبه فاصله مقیاس شده پارامترهایی نظیر بیشینه فشار انفجار در فاز مثبت و منفی، مدت زمان فاز مثبت و منفی انفجار، ضربه ناشی از انفجار در فاز مثبت و منفی و ... را تعیین نمود. در این تحقیق نیز برای مطالعه از روابط و منحنی‌های ارائه شده در دستورالعمل UFC 3-340-02 [۳] جهت تعیین پارامترهای مورد نیاز بار انفجاری استفاده خواهد شد.

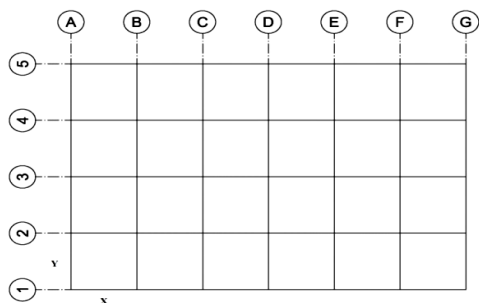
۲-۲. مودهای مختلف انفجار

سازه‌هایی را که در معرض امواج ناشی از انفجار قرار می‌گیرند می‌توان در سه مود مختلف مورد بررسی قرار داد. در مود اول امواج ناشی از انفجار به نزدیک‌ترین وجه خارجی ساختمان برخورد می‌کند، کلیه شیشه‌ها خرد شده و ستون‌ها تحت اثر موج وارده تغییر شکل داده و ممکن است دچار آسیب شوند. در مود دوم با گسترش موج انفجار، موجی که از داخل بازوها نفوذ می‌کند یک فشار به سمت پایین و یک فشار به سمت بالا را بر روی دال‌های کف طبقات وارد می‌سازد که سبب افزایش طول مؤثر ستون‌ها و تخریب کف‌ها می‌گردد. نهایتاً در مود سوم، موج انفجاری سازه را احاطه کرده و یک فشار اضافی بر روی پشت بام، دیوارهای پیرامونی و دیوارهای سمت دورتر نسبت به محل انفجار وارد می‌کند. قابل ذکر است در این مطالعه اثرات ناشی از مود اول انفجار بر روی سازه‌های فولادی مورد بررسی قرار می‌گیرد [۹ و ۱۷].

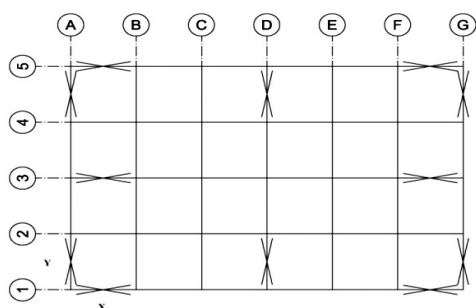
۳-۲. نوع انفجار مورد مطالعه

انفجارها از نظر موقعیت نسبت به سازه به دو گروه اصلی انفجار داخلی و انفجار خارجی تقسیم‌بندی می‌شوند. انفجار خارجی را نیز می‌توان در سه گروه انفجار در هوای آزاد، انفجار هوایی و انفجار سطحی تقسیم‌بندی نمود. انفجار در هوای آزاد زمانی رخ می‌دهد که یک انفجار در بالای یک سازه طوری روی دهد که میان منبع ماده منفجره و سازه هیچ‌گونه تقویت موج شوک اولیه وجود نداشته باشد. اما اگر انفجار در فاصله‌ای مشخص از سطح زمین روی دهد، موج اولیه از نقطه انفجار منتشر شده و پس از برخورد با سطح زمین و انعکاس به سطح سازه برخورد می‌کند. بنابراین موج در امتداد سطح زمین در ارتفاعی موسوم به ارتفاع ماخ که ناشی از اندرکنش موج اولیه و موج منعکس شده می‌باشد منتشر می‌گردد. به همین ترتیب

با توجه به اینکه هدف این تحقیق ارزیابی عملکرد مدل‌ها در مقابل بار انفجار می‌باشد، برای داشتن یک مبنای مقایسه‌ای مناسب، انتخاب مقاطع برای مدل‌ها به گونه‌ای انجام شده است که کلیه مدل‌ها در کنترل مجدد بر اساس ضوابط دستورات عمل‌های بهسازی FEMA 356 [۲۱] و FEMA 357 [۲۲] در برابر بارهای لرزه‌ای دارای سطح عملکرد استفاده‌بی‌وقفه (IO) باشند. نتایج حاصل برای مقاطع انتخابی در جداول (۳-۱) ارائه شده است.



شکل ۴. پلان تیپ طبقات



شکل ۵. پلان جانمایی مهاربندها

حاصل از انفجار احتمالی خواهد بود یا خیر، و اینکه در بین سیستم‌های مقاوم جانبی متداول موجود در سازه‌های فولادی کدام سیستم عملکرد بهتری نسبت به سایر سیستم‌ها از خود نشان خواهد داد. بر همین اساس در این تحقیق سعی شده است عملکرد ساختمان‌های فولادی متداول که دارای سیستم‌های مختلف مقاوم جانبی در برابر بارهای جانبی می‌باشند و با توجه به ضوابط آیین‌نامه‌های متداول مورد طراحی قرار گرفته‌اند، تحت اثر بارهای ناشی از یک انفجار نیز مورد بررسی قرار گیرد.

۳-۱. انتخاب مدل‌ها

در این تحقیق به منظور بررسی رفتار ساختمان‌های فولادی دارای سیستم‌های مقاوم جانبی از قبیل قاب خمشی ویژه (SMF)، مهار بند هم محور (CBF) و مهار بند برون محور (EBF) تحت اثر بارهای ناشی از انفجار، مطالعاتی عددی بر روی مدل‌های سازه‌ای ۳ بعدی با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۱۰ طبقه صورت گرفته است. تمامی مدل‌ها دارای پلان‌های یکسان مستطیلی مطابق شکل (۴) به ابعاد ۶ دهانه ۵ متری در جهت X و ۴ دهانه ۵ متری در جهت Y و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر می‌باشند. در شکل (۵) نیز جانمایی مهاربندها در مدل‌های دارای سیستم مهاربند CBF و EBF نشان داده شده است.

۳-۲. طراحی و انتخاب مقاطع

بارگذاری ثقیل و لرزه‌ای مدل‌ها بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۸] و ویرایش سوم آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۹] صورت گرفته است. همچنین طراحی مدل‌ها بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲۰] و با توجه به ضوابط طرح لرزه‌ای انجام شده است.

جدول ۱. مقاطع مدل‌ها با سیستم قاب خمشی ویژه (SMF)

نوع مدل	طبقات	ستون میانی	ستون پیرامونی	تیر میانی	تیر پیرامونی	سطح عملکرد
SMF 3	۱-۲	BOX250X15	BOX450X30	IPE300	IPE400	IO
	۳	BOX200X15	BOX450X30	IPE270	IPE400	IO
SMF 5	۱-۲	BOX300X20	BOX450X30	IPE360	IPE360	IO
	۳	BOX250X15	BOX450X30	IPE360	IPE360	IO
	۴-۵	BOX250X15	BOX450X30	IPE300	IPE300	IO
SMF 10	۱-۵	BOX350X20	BOX450X30	IPE400	IPE400	IO
	۶-۱۰	BOX300X20	BOX300X20	IPE360	IPE360	IO

جدول ۲. مقاطع مدل‌ها با سیستم مهاربند هم محور (CBF)

نوع مدل	طبقات	ستون میانی	ستون پیرامونی	تیر میانی	تیر پیرامونی	مهاربند	سطح عملکرد
CBF 3	۱-۲	BOX200X10	BOX450X30	IPE240	IPE240	2U140	IO
	۳	BOX200X10	BOX450X30	IPE240	IPE240	2U120	IO
CBF 5	۱-۳	BOX250X15	BOX450X30	IPE270	IPE270	2U200	IO
	۴-۵	BOX200X10	BOX450X30	IPE270	IPE270	2U180	IO
CBF 10	۱-۵	BOX250X15	BOX400X30	IPE270	IPE270	2U300	IO
	۶-۷	BOX250X15	BOX400X30	IPE240	IPE240	2U300	IO
	۸-۱۰	BOX250X15	BOX250X15	IPE240	IPE240	2U220	IO

جدول ۳. مقاطع مدل‌ها با سیستم مهاربند برون محور (EBF)

نوع مدل	طبقات	ستون میانی	ستون پیرامونی	تیر	تیر پیرامونی	مهاربند	سطح عملکرد
EBF 3	۱-۲	BOX200X10	BOX450X30	IPE240	IPE240	2U140	IO
	۳	BOX200X10	BOX450X30	IPE240	IPE240	2U140	IO
EBF 5	۱-۳	BOX250X15	BOX450X30	IPE270	IPE270	2U220	IO
	۴-۵	BOX200X10	BOX450X30	IPE270	IPE270	2U200	IO
EBF 10	۱-۵	BOX250X15	BOX400X30	IPE270	IPE270	2U320	IO
	۶-۷	BOX250X15	BOX400X30	IPE240	IPE240	2U320	IO
	۸-۱۰	BOX250X15	BOX250X15	IPE240	IPE240	2U220	IO

۳-۳. بارگذاری انفجاری

مدل‌ها با توجه به مقدار ماده منفجره قابل حمل توسط یک خودرو [۱۷] بر اساس دستورالعمل UFC 3-340-02 [۳] تحت اثر دو سطح بار انفجاری مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. سطح انفجار ۱ معادل انفجار ۵۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۱۰ متری از سازه و سطح انفجار ۲ معادل ۱۰۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۲۰ متری از سازه در نظر گرفته شده است. فرضیات به کار گرفته شده در بارگذاری انفجاری مدل‌ها عبارتند از:

۱. بارگذاری انفجاری مدل‌ها بر اساس فاز مثبت فشار ناشی از یک انفجار سطحی در مقابل ضلع کوچک پلان انجام شده و از اثرات فاز منفی فشار به علت ناچیز بودن آن صرف نظر شده است.

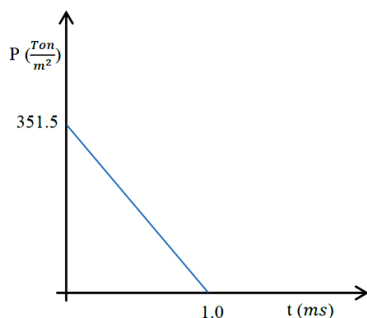
۲. با توجه به این که ابعاد و ارتفاع سازه در مدل‌ها نسبت به فاصله نقطه وقوع انفجار بزرگ می‌باشد، پس از محاسبه فشارهای مؤثر بر روی وجوه کناری و پشتی و بام مشاهده شد که اثرات انفجار بر روی وجوه کناری و پشتی و بام نسبت به اثرات انفجار بر روی وجوه مقابل نقطه انفجار ناچیز است و بنابراین از اثرات مربوطه صرف نظر شده است.

۳. توزیع بار مؤثر تیرها و ستون‌های وجه مقابل به انفجار در مدل‌ها به طور محافظه کارانه بر اساس سطح بارگیر جانبی اعضا و با این فرض که دیوارهای پیرامونی سازه از مقاومت لازم جهت تحمل و توزیع بار وارده برخوردارند، انجام شده است.

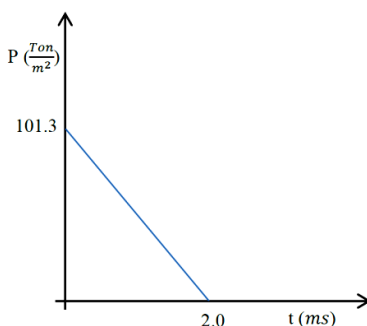
۴. در مدل‌های در نظر گرفته شده تا ارتفاع ماخ، توزیع بار در ارتفاع به صورت ثابت و با افزایش ارتفاع به صورت پله‌ای کاهش داده شده است.

۵. بر اساس دستورالعمل UFC 3-340-02 [۳] با توجه به کنترل کننده نبودن تنش برشی برای تعیین سطوح عملکرد اعضا در سازه‌های فولادی، در تحلیل‌های انجام شده از گسیختگی برشی اعضا صرف نظر شده است.

پارامترها و بار ناشی از انفجار در مقابل سازه برای ۲ سطح انفجار انتخاب شده بر اساس دستورالعمل UFC 3-340-02 [۳] محاسبه شده است. بار گذاری به دست آمده مطابق الگوی فشار-زمان ارائه شده در شکل (۶) بر المان‌های بارگیر در مدل‌ها اعمال می‌شود.



(الف) انفجار سطح ۱

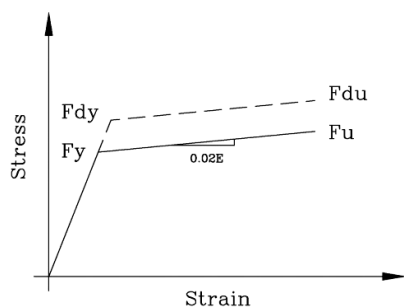


(ب) انفجار سطح ۲

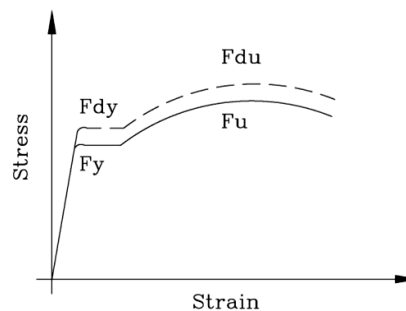
شکل ۶. نمودار فشار- زمان انفجار اعمال شده به مدل‌ها

۴-۳. مشخصات مصالح

با توجه به اینکه بارگذاری انفجاری از نوع بارگذاری‌های سریع می‌باشد، این خاصیت باعث ایجاد افزایش در سطح تنش تسلیم و همچنین تنش نهایی قبل از گسیختگی مصالح می‌شود [۱ و ۳]. در شکل (۷) اثرات نرخ کرنش بر منحنی تنش-کرنش فولاد در حالت تک محوری به طور نمونه نشان داده شده است. در این تحقیق برای مدل‌سازی رفتار فولاد از یک منحنی ساده شده الاستوپلاستیک دو خطی مطابق شکل (۸) استفاده شده است. بر اساس دستورالعمل UFC 3-340-02 [۳] مقدار ضریب افزایش دینامیکی فولاد (DIF) در نظر گرفته شده برای تنش تسلیم ۱/۲ و برای تنش نهایی ۱/۰۵ در نظر گرفته شده است. مقادیر تنش تسلیم، تنش نهایی و سایر مشخصات مصالح در جدول (۴) ارائه شده است.



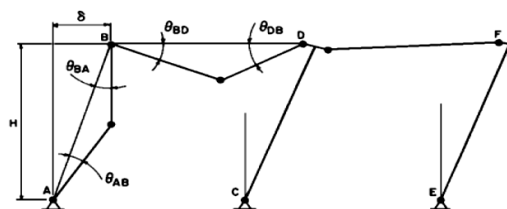
شکل ۸. منحنی دو خطی تنش- کرنش فولاد



شکل ۷. اثر نرخ کرنش بر روی منحنی تنش- کرنش فولاد

جدول ۴. مشخصات فولاد مورد بررسی

ρ ($\frac{kg}{m^3}$)	n	E ($\frac{kg}{m^2}$)	F_u ($\frac{kg}{m^2}$)	F_y ($\frac{kg}{m^2}$)	F_{du} ($\frac{kg}{m^2}$)	F_{dy} ($\frac{kg}{m^2}$)
۷۸۵۰	۰/۳	۲۱۰۰۰۰۰	۵۲۰۰	۳۶۰۰	۵۴۶۰	۴۳۲۰



شکل ۹. دوران مفصل پلاستیک در اعضای قاب [۳]

۴. نتایج حاصل از تحلیل مدل‌ها

پس از انجام تحلیل بر روی مدل‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه، مفاصل پلاستیک تنها در اعضای وجوه مقابل به انفجار در مدل‌ها تشکیل شده است. همان‌طور که در نتایج مشاهده می‌شود مفاصل غیر خطی تنها در ستون‌ها و تیرها تشکیل شده و تشکیل مفاصل در مهاربندها برای مدل‌های دارای مهاربند مشاهده نمی‌شود. مقادیر شکل‌پذیری و دوران مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد برای ستون‌های بحرانی میانی قاب مقابل به انفجار، ستون‌های بحرانی در گوشه‌ها و تیرهای مربوطه برای سیستم‌های مختلف در جداول (۸-۶) ارائه شده است. در شکل‌های (۱۲-۱۰) نیز به عنوان نمونه مفاصل پلاستیک تشکیل شده و سطوح عملکرد اعضا برای انفجار سطح ۱ در مدل‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه ارائه شده است.

در شکل‌های (۱۵-۱۳) مقادیر بیشینه دوران پلاستیک ستون میانی قاب مقابل به انفجار در طبقات مختلف برای مدل‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه به طور مقایسه‌ای ارائه شده است. بر اساس نتایج مشاهده می‌شود که در مدل‌های ۳ و ۵ طبقه مقادیر دوران مفاصل پلاستیک ستون میانی در قاب‌های SMF نسبت به مهاربندهای CBF و EBF افزایش یافته است. این امر از آنجا ناشی می‌شود که سختی قاب‌های مهاربندی معمولاً بیشتر از سختی قاب‌های خمشی می‌باشد، بنابراین تغییر شکل‌های قاب خمشی در مقایسه با قاب‌های مهاربندی افزایش یافته است. همچنین با توجه به طرح لرزه‌ای صورت گرفته برای

۳-۵. ضوابط پذیرش اعضا تحت بارگذاری انفجاری

ضوابط پذیرش اعضای سازه با توجه محدودیت‌های تغییر شکل در ۳ سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) مطابق جدول (۵) در نظر گرفته شده است. معیار اولیه برای اندازه‌گیری پاسخ سازه، تعیین نسبت شکل‌پذیری (μ) برای اعضای سازه‌ای می‌باشد، این معیار به این منظور کنترل می‌شود تا عضو مورد نظر از سازه پیش از رسیدن به دوران مورد نظر دچار کمانش نشود.

میزان دوران (θ) در محل مفصل پلاستیک نیز معیار دیگری است که پاسخ تغییر شکل حداکثر را تابعی از طول دهانه عضو می‌نماید و نشان دهنده درصد ناپایداری در نواحی بحرانی عضو می‌باشد (شکل ۹) [۳].

۳-۶. تحلیل مدل‌ها

تحلیل مدل‌ها با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 و به روش دینامیکی غیر خطی انجام شده است. تعریف مشخصات مفاصل غیر خطی اعضا نیز بر اساس دستورالعمل FEMA 356 [۲۱] و با اعمال محدودیت‌های تغییر شکل اعضا در سطوح عملکردی مختلف انجام شده است. با توجه به اینکه روش HHT (Hilber-Hughes-Taylor) ضمن داشتن دقت قابل قبول از همگرایی مناسبی در روند حل غیر خطی نیز برخوردار است، در این تحقیق از این روش جهت انتگرال‌گیری زمانی در آنالیز دینامیکی استفاده شده است.

جدول ۵. ضوابط پذیرش اعضای قاب فولادی

سطح عملکرد					
استفاده بی وقفه		ایمنی جانی		آستانه فروریزش	
μ	θ (رادیان)	μ	θ (رادیان)	μ	θ (رادیان)
۱/۵	۰/۱۷	۲	۰/۲۶	۳	۰/۳۵

همان‌طور که مشاهده می‌شود مقادیر دوران به دست آمده در مدل‌های ۳ طبقه CBF و EBF تقریباً یکسان می‌باشد. همچنین در مدل‌های ۳ و ۵ طبقه بیشترین مقادیر دوران مفاصل پلاستیک در ستون‌های طبقات میانی مشاهده شده است. این امر از آنجا ناشی می‌شود که با توجه به شکل الگوی بار وارد شده انفجاری، شدت بار انفجاری در طبقات پایین‌تر (کمتر از ارتفاع ماخ) تقریباً یکسان می‌باشد و از طرفی با افزایش ارتفاع (با توجه به طرح لرزه‌ای) ابعاد مقاطع اعضای طبقات فوقانی نسبت به طبقات پایین‌تر به مرور کاهش یافته‌اند، بنابراین در قاب‌های ۳ و ۵ طبقه طبقات میانی آسیب‌پذیرترند.

مدل‌ها و ارضای شرایط قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) در طرح لرزه‌ای، مقاطع بزرگ‌تری برای سیستم EBF نسبت به سیستم CBF به دست آمده‌اند که همین امر باعث افزایش سختی قاب‌های مهاربندی EBF و کاهش مقادیر دوران مفاصل پلاستیک ستون میانی آنها نسبت به قاب‌های با مهاربندی CBF در مدل‌های ۳ و ۵ طبقه شده است.

در مدل‌های ۱۰ طبقه مقادیر دوران مفاصل پلاستیک به دست آمده در سیستم SMF کمتر از دو سیستم جانبی دیگر است. علت این امر بزرگ‌تر بودن ابعاد مقاطع حاصل از طراحی لرزه‌ای اعضا با سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه (IO) در سیستم SMF نسبت به دو سیستم در نظر گرفته دیگر برای مدل‌های ۱۰ طبقه می‌باشد.

جدول ۶. مقادیر شکل‌پذیری و دوران پلاستیک مفاصل بحرانی در مدل‌ها با سیستم قاب خمشی ویژه (SMF)

تعداد طبقه	سطح انفجار	ستون میانی		ستون گوشه		تیر			
		μ	θ_p	سطح عملکرد	μ	θ_p	سطح عملکرد	μ	θ_p
۳	۱	۲/۹۵۶	۰/۰۲۳۱	IO	۰/۹۹۶	۰/۰۰۲۳	CP	۰/۶۹۳	۰/۰۱۹۵
	۲	۱/۸۳۲	۰/۰۲۴۲	IO	۰/۵۱۸	۰/۰۰۱۲	CP	۰/۵۱۸	۰/۰۱۷۴
۵	۱	۲/۱۱۹	۰/۰۳۲۵	IO	۰/۸۶۹	۰/۰۱۲۲	LS	۰/۵۱۶	۰/۰۰۶۸
	۲	۱/۰۳۷	۰/۰۱۸۵	IO	۰/۱۵۶	۰/۰۰۰۴	IO	۰/۴۱۵	.
۱۰	۱	۰/۹۱۱	۰/۰۰۹۲	IO	۰/۱۵۹	.	IO	۰/۳۴۶	.
	۲	۰/۲۸۳	۰/۰۰۳۲	IO	۰/۱۲۵	.	IO	۰/۱۶۵	.

جدول ۷. مقادیر شکل‌پذیری و دوران پلاستیک مفاصل بحرانی در مدل‌ها با سیستم مهاربند هم محور (CBF)

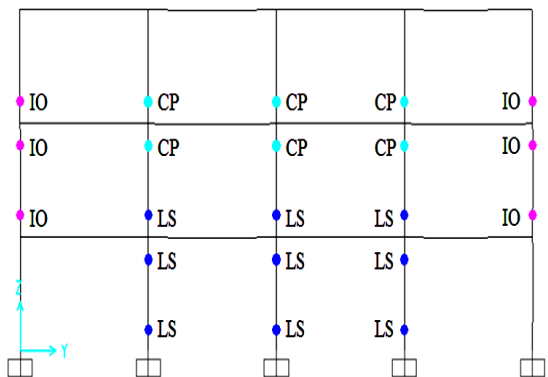
تعداد طبقه	سطح انفجار	ستون مرکزی		ستون گوشه		تیر			
		μ	θ_p	سطح عملکرد	μ	θ_p	سطح عملکرد	μ	θ_p
۳	۱	۲/۰۶۶	۰/۰۱۹۷	IO	۰/۶۸۹	۰/۰۰۱۶	IO	۰/۳۹۸	.
	۲	۱/۵۳۸	۰/۰۲۱	IO	۰/۵۰۶	.	IO	۰/۴۱۲	.
۵	۱	۱/۱۰۲	۰/۰۱۱۹	IO	۰/۱۸۰	.	IO	۰/۲۹۷	.
	۲	۱/۰۳۷	۰/۰۱۶۲	IO	۰/۱۷۸	.	IO	۰/۳۰۸	.
۱۰	۱	۱/۷۹۹	۰/۰۲۳	IO	۰/۲۸۴	۰/۰۰۲۶	IO	۰/۲۸۸	.
	۲	۱/۰۰۰	۰/۰۲۰۴	IO	۰/۱۷۹	.	IO	۰/۴۱۲	.

جدول ۸. مقادیر شکل‌پذیری و دوران پلاستیک مفاصل بحرانی در مدل‌ها با سیستم مهاربند برون محور (EBF)

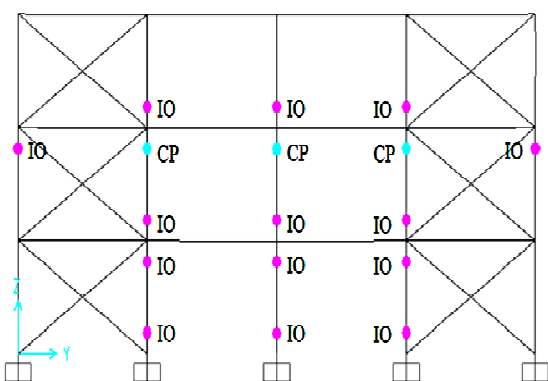
تعداد طبقه	سطح انفجار	ستون مرکزی		ستون گوشه		تیر			
		μ	θ_p	سطح عملکرد	μ	θ_p	سطح عملکرد	μ	θ_p
۳	۱	۲/۰۸۷	۰/۰۲	IO	۰/۷۱۰	۰/۰۰۱۹	IO	۰/۳۹۸	.
	۲	۰/۵۰۶	۰/۰۲۱۵	IO	۰/۲۵۳	.	IO	۰/۴۱۲	.
۵	۱	۰/۹۳۲	۰/۰۱۰۱	IO	۰/۱۹۱	.	IO	۰/۲۹۷	.
	۲	۰/۸۸۱	۰/۰۱۴	IO	۰/۱۹۲	.	IO	۰/۳۰۸	.
۱۰	۱	۰/۹۹۴	۰/۰۱۳۹	IO	۰/۲۳۷	.	IO	۰/۳۰۲	.
	۲	۰/۰۸۹	۰/۰۰۶۵	IO	۰/۰۴۲	.	IO	۰/۲۶۸	.

شدت انفجار می‌باشند. در طبقات بالایی مدل‌های ۱۰ طبقه نیز در حالی که بار وارده کاهش می‌یابد ولی به دلیل کاهش سطح مقطع اعضا دوران مفاصل در ستون‌ها افزایش یافته است. با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان گفت مقدار دوران مفاصل پلاستیک در ستون‌های طبقات وابسته به الگوی بار وارده و سطح مقطع اعضا

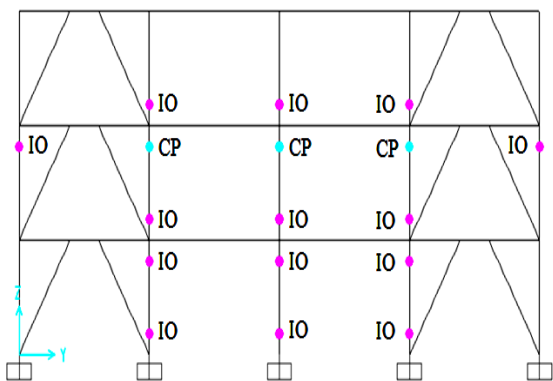
در قاب‌های با طبقات بیشتر مانند مدل‌های ۱۰ طبقه برخلاف مدل‌های ۳ و ۵ طبقه مقادیر دوران در طبقات میانی کاهش می‌یابد و بیشترین دوران‌ها در طبقات پایینی به وقوع می‌پیوندد. علت این امر این است که در طبقات میانی قاب‌های مرتفع به مرور از شدت انفجار کاسته می‌شود و بنابراین طبقات پایینی تحت تأثیر بیشترین



(الف) قاب خمشی ویژه



(ب) قاب مهاربندی هم محور



(ج) قاب مهاربندی برون محور

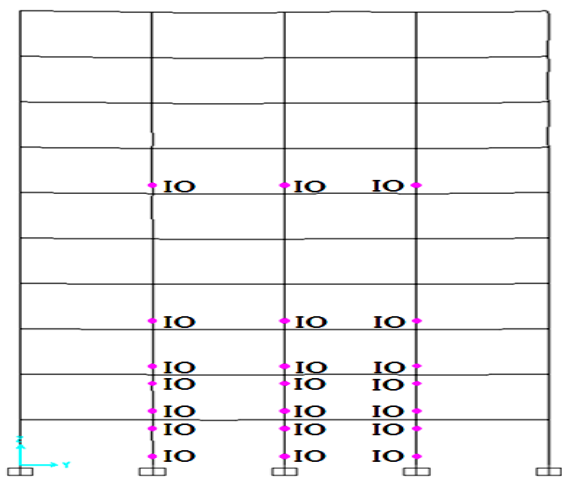
شکل ۱۰. سطوح عملکرد مدل‌های ۳ طبقه در انفجار سطح ۱

در ارتفاع می‌باشد. همچنین به طور کلی مدل‌ها با سیستم مقاوم جانبی مهاربندی به‌ویژه سیستم EBF عملکرد مناسب‌تری در برابر بارهای ناشی از انفجار از خود نشان می‌دهند.

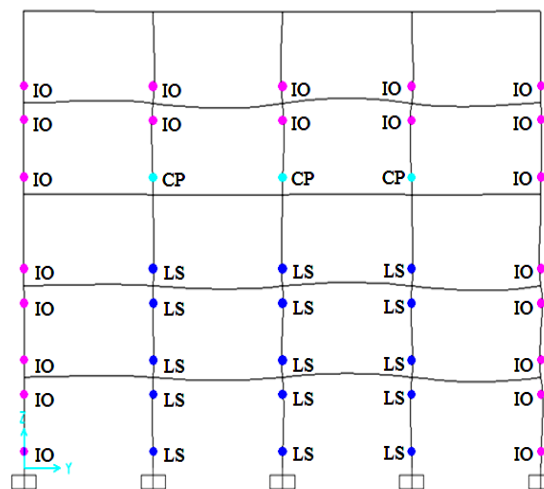
در شکل‌های (۱۸-۱۶) مقادیر بیشینه لنگر خمشی کل ناشی از دوران الاستیک و پلاستیک ستون میانی قاب مقابل به انفجار در طبقات مختلف برای مدل‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقادیر لنگر خمشی همانند دوران پلاستیک در مدل‌های ۳ طبقه CBF و EBF تقریباً یکسان می‌باشد. نتایج لنگر خمشی در مدل‌ها نشان می‌دهد که مقادیر لنگر ستون‌ها در طبقاتی که در آن مفاصل غیر خطی تشکیل شده است تقریباً نزدیک به هم باقی می‌مانند. علت این امر مربوط به رفتار الاستو پلاستیک در نظر گرفته شده در منحنی رفتاری لنگر - دوران در مفاصل غیرخطی می‌باشد، به طوری که با افزایش دوران در مفاصل پلاستیک افزایش لنگر با روند کندتری صورت می‌گیرد. به عنوان نمونه در شکل (۱۱) برای مدل‌های ۵ طبقه مشاهده می‌شود برای انفجار سطح ۱ به دلیل تشکیل مفاصل غیر خطی در ۴ طبقه اول سیستم‌های مختلف، منحنی تغییرات لنگر خمشی (شکل ۱۷) برای طبقات مزبور نزدیک به هم می‌باشد. بر اساس نتایج بیشترین مقدار لنگر خمشی در مدل‌های ۳ و ۵ طبقه برای سیستم CBF و در مدل‌های ۱۰ طبقه برای سیستم SMF به دست آمده است.

در شکل‌های (۲۱-۱۹) مقادیر بیشینه برش ستون میانی قاب مقابل به انفجار در طبقات مختلف برای مدل‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود بر اساس نتایج، بیشینه برش در طبقات اولیه مشاهده می‌شود و با توجه به کاهش بار انفجاری در ارتفاع، با افزایش طبقات مقادیر برش کاهش یافته و نهایتاً در طبقه آخر به مقدار کمینه خود می‌رسد. در مدل‌های ۳ و ۵ طبقه بیشینه مقدار برش در سیستم CBF مشاهده می‌شود. این در حالی است که در مدل‌های ۱۰ طبقه، بیشینه مقدار برش ستون در سیستم SMF مشاهده شده و ستون در سیستم EBF نیز کمترین مقدار برش را در مقایسه با سیستم‌های دیگر دارا می‌باشد.

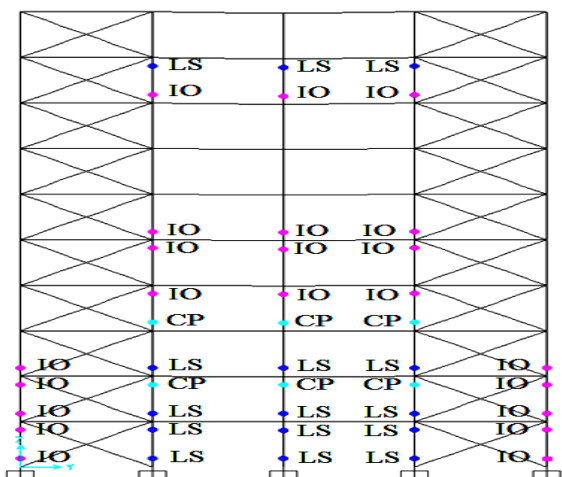
در شکل‌های (۲۴-۲۲) مقادیر بیشینه نیروی محوری ناشی از انفجار در ستون میانی قاب مقابل به انفجار برای مدل‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه ارائه شده است. بر اساس نتایج به دست آمده مقادیر نیروی محوری ستون‌ها با توجه به وجود بارهای مرده و زنده ثابت در طبقات، با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد و از مقدار بیشینه خود در ستون‌های طبقه اول به کمینه خود در ستون‌های طبقه آخر می‌رسد. مقایسه نتایج در سیستم‌های مختلف نیز نشان می‌دهد در ستون مدل‌های با سیستم CBF بیشترین مقدار نیروی محوری ایجاد می‌شود.



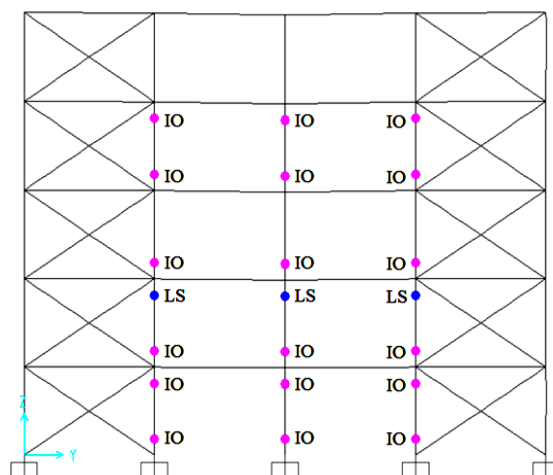
(الف) قاب خمشی ویژه



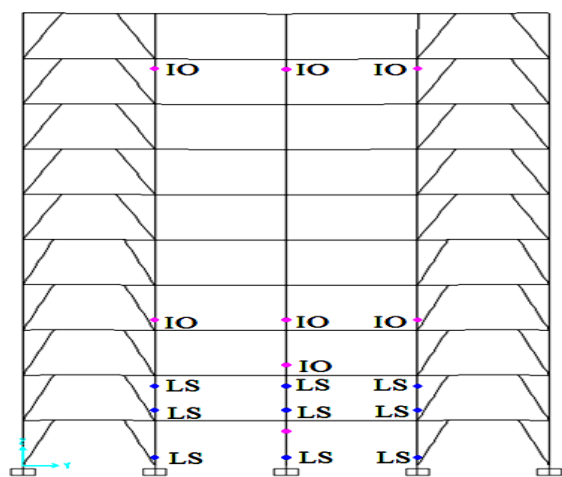
(الف) قاب خمشی ویژه



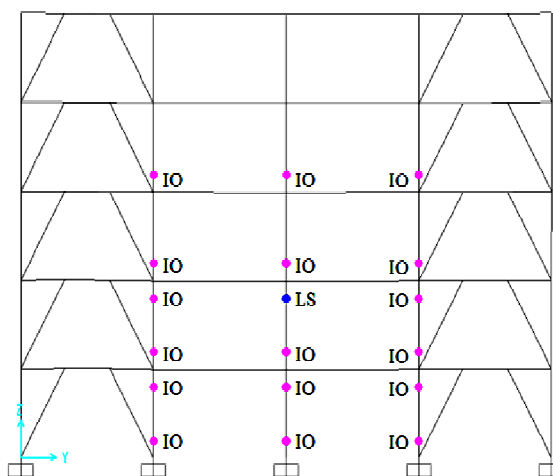
(ب) قاب مهاربندی هم محور



(ب) قاب مهاربندی هم محور



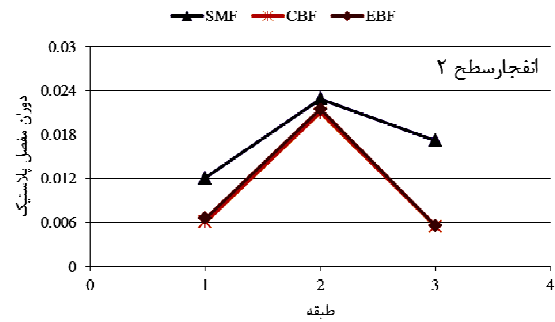
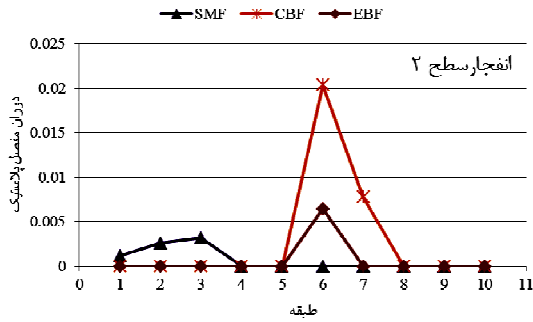
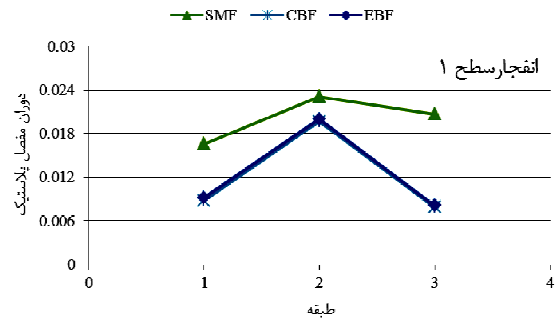
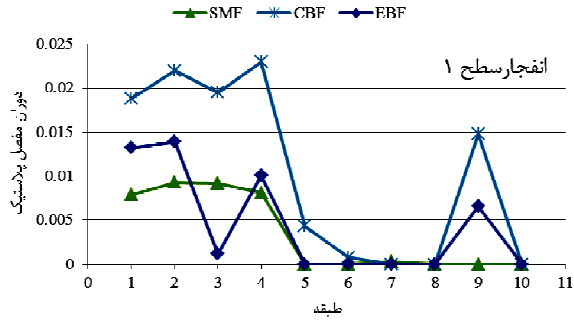
(ج) قاب مهاربندی برون محور



(ج) قاب مهاربندی برون محور

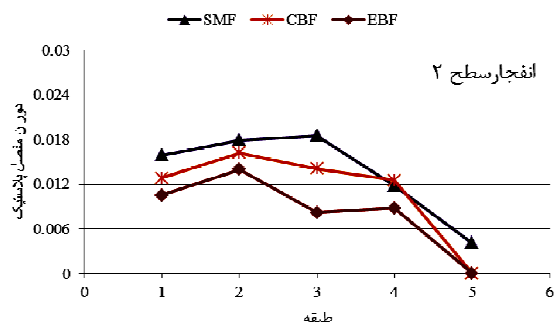
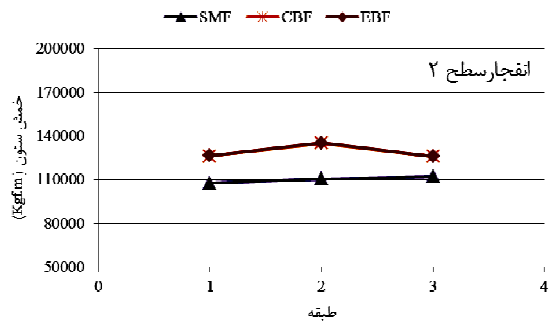
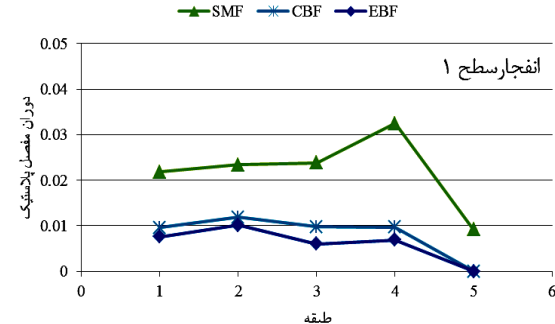
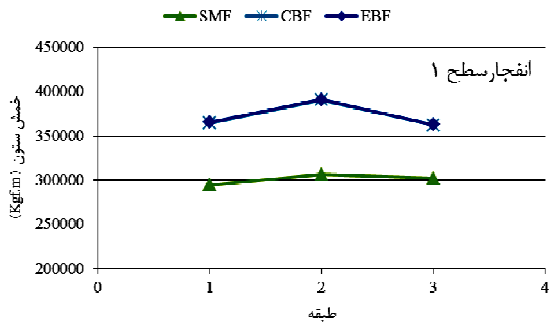
شکل ۱۲. سطوح عملکرد مدل‌های ۱۰ طبقه در انفجار سطح ۱

شکل ۱۱. سطوح عملکرد مدل‌های ۵ طبقه در انفجار سطح ۱



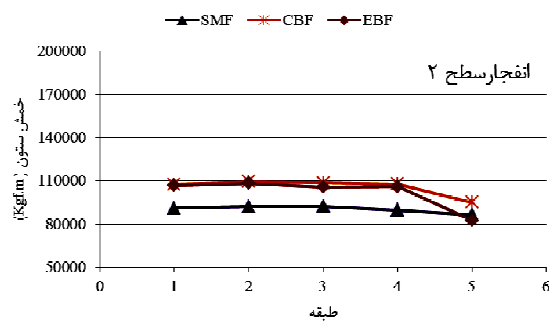
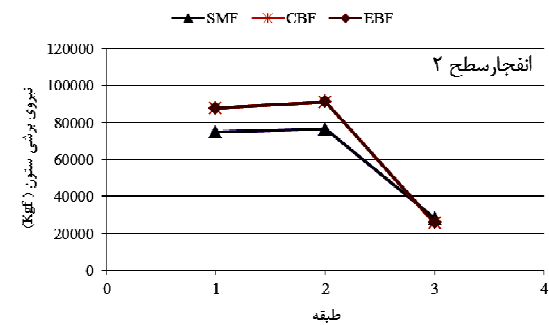
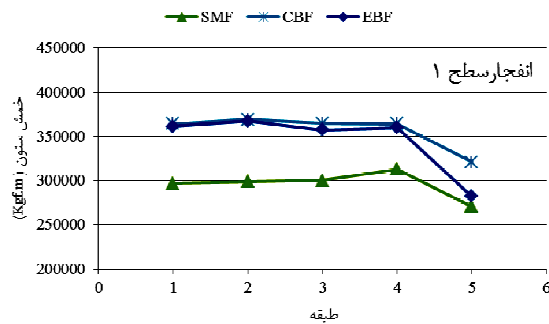
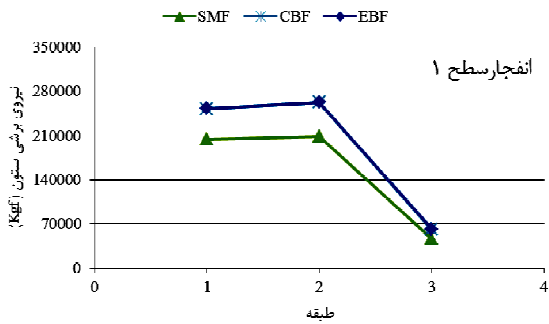
شکل ۱۵. دوران پلاستیک ستون میانی قاب مقابل انفجار برای مدل‌های ۱۰ طبقه

شکل ۱۳. دوران پلاستیک ستون میانی قاب مقابل انفجار برای مدل‌های ۳ طبقه



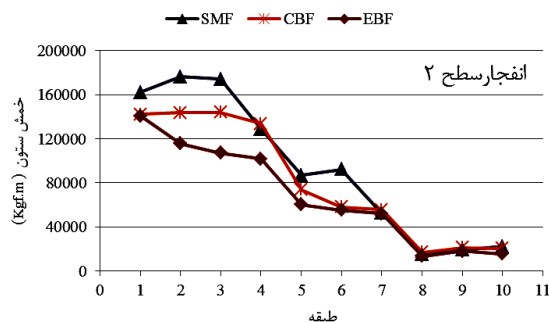
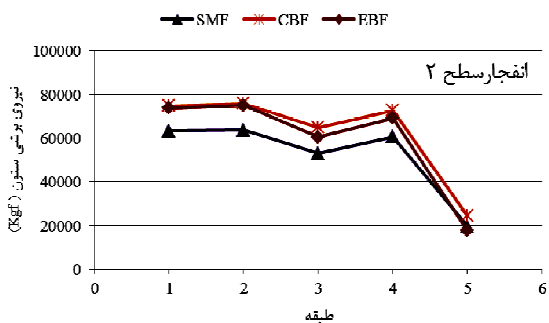
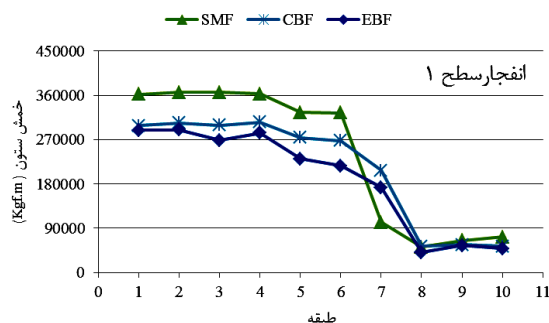
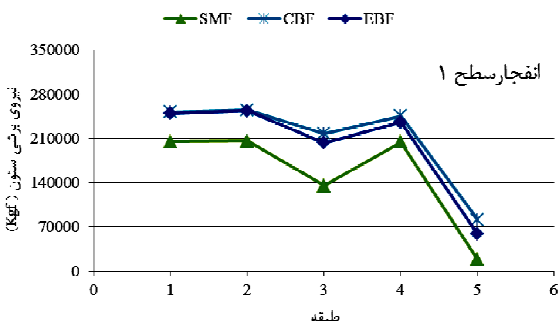
شکل ۱۶. بیشینه لنگر خمشی ستون میانی قاب مقابل انفجار برای مدل‌های ۳ طبقه

شکل ۱۴. دوران پلاستیک ستون میانی قاب مقابل انفجار برای مدل‌های ۵ طبقه



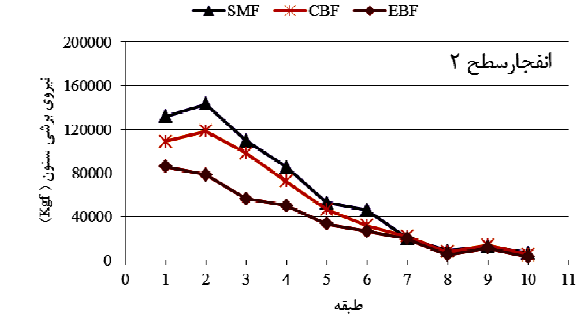
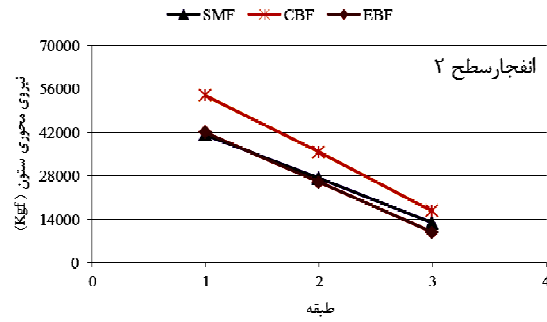
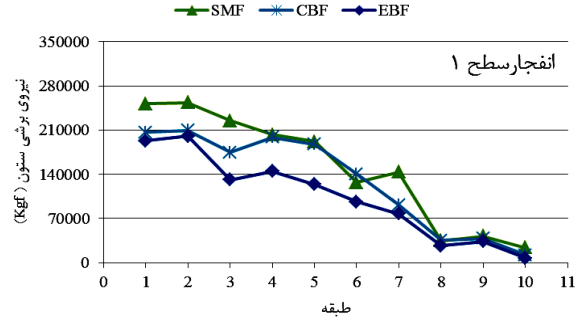
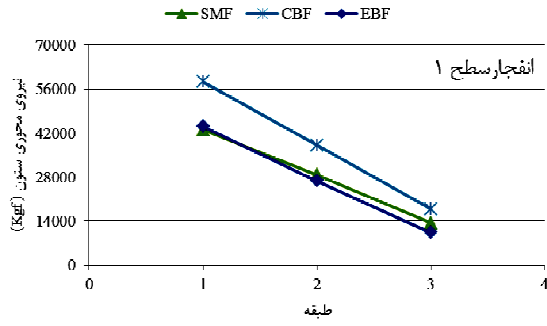
شکل ۱۹. بیشینه برش ستون میانی قاب مقابل انفجار برای مدل‌های ۳ طبقه

شکل ۱۷. بیشینه لنگر خمشی ستون میانی قاب مقابل انفجار برای مدل‌های ۵ طبقه



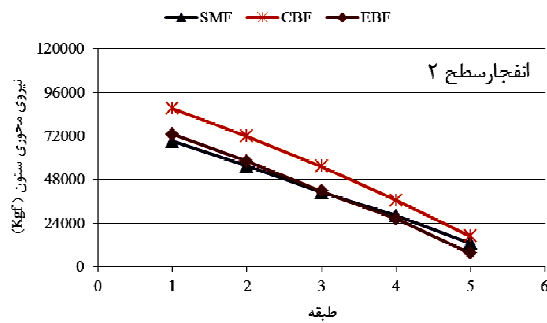
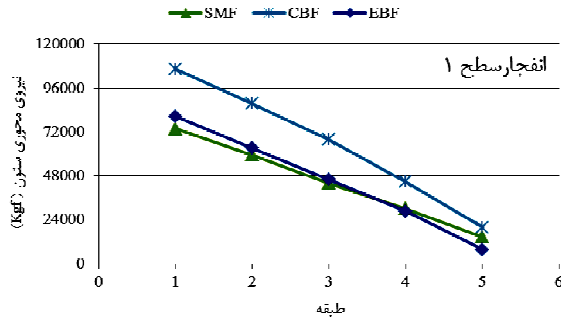
شکل ۲۰. بیشینه برش ستون میانی قاب مقابل انفجار برای مدل‌های ۵ طبقه

شکل ۱۸. بیشینه لنگر خمشی ستون میانی قاب مقابل انفجار برای مدل‌های ۱۰ طبقه



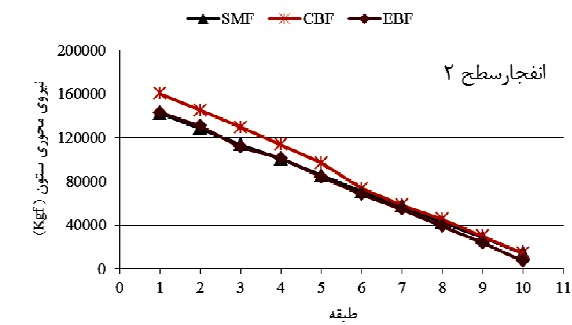
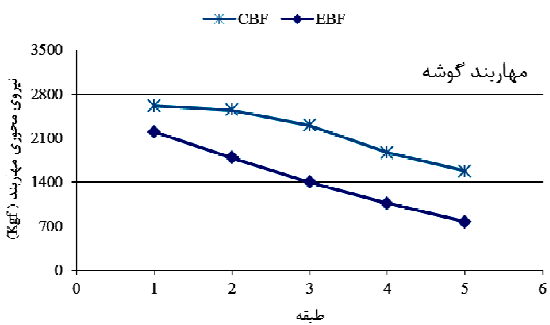
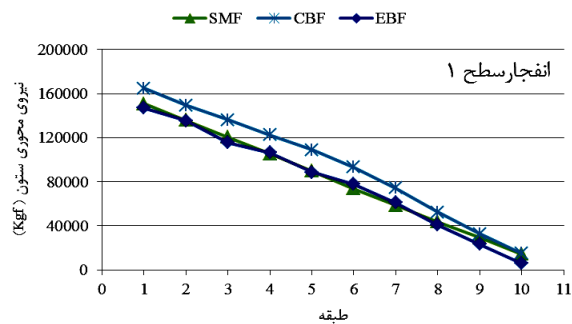
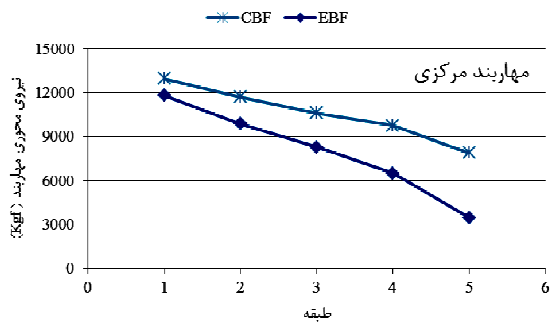
شکل ۲۲. بیشینه نیروی محوری ستون میانی قاب مقابل انفجار برای مدل‌های ۳ طبقه

شکل ۲۱. بیشینه برش ستون میانی قاب مقابل انفجار برای مدل‌های ۱۰ طبقه



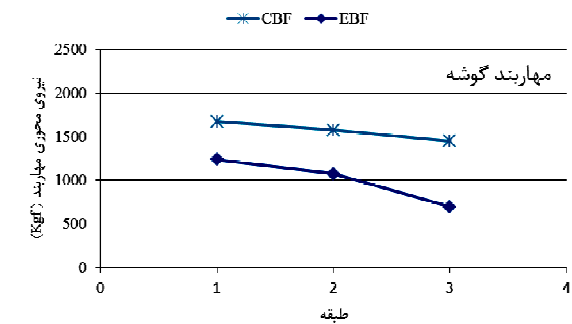
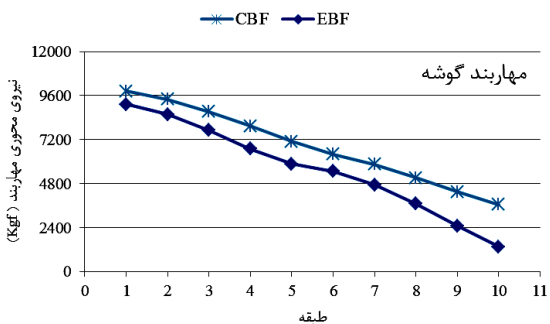
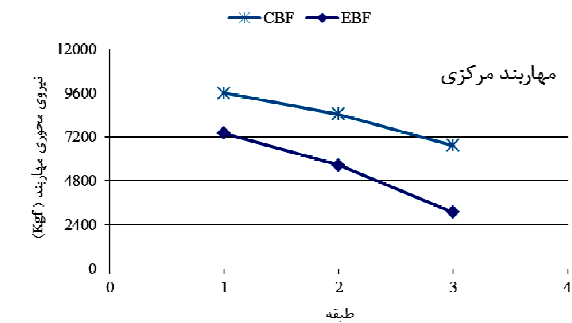
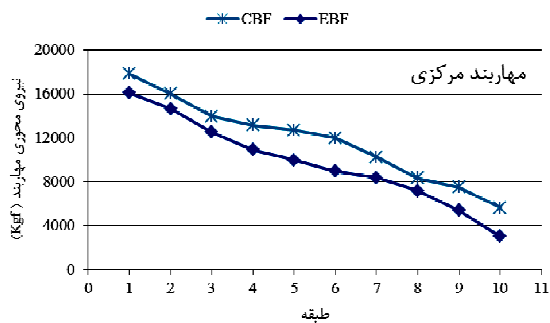
شکل ۲۳. بیشینه نیروی محوری ستون میانی قاب مقابل انفجار برای مدل‌های ۵ طبقه

در شکل‌های (۲۵) تا (۲۷) مقادیر بیشینه نیروی محوری ایجاد شده در مهاربندهای مرکزی و گوشه که در راستای بار انفجار سطح قرار دارند (هم راستا با قاب‌های ۶ دهانه) برای طبقات مختلف در مدل‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه نشان داده شده است. بر اساس نتایج، مقادیر نیروی محوری در مهاربندهای گوشه‌ای نسبت به مهاربندهای مرکزی کمتر بوده و با توجه به الگوی بار جانبی ناشی از انفجار در ارتفاع، از مقدار بیشینه خود در طبقه اول به کمینه خود در طبقه آخر می‌رسد. نیروی محوری در مدل‌های مهاربندی با سیستم CBF به نسبت سیستم EBF بیشتر است که علت این امر، بالاتر بودن سختی و جذب نیروی جانبی بیشتر در مهاربندهای سیستم CBF نسبت به سیستم EBF می‌باشد. با توجه به توزیع بار ناشی از انفجار به تیرها و ستون‌های وجه مقابل به انفجار بر اساس سطح بارگیر جانبی اعضا و جذب نیروی ناشی از انفجار در ستون‌ها با تشکیل مفاصل غیر خطی، مقادیر نیروی محوری ایجاد شده ناشی از انفجار در مهاربندها در مقایسه با نیروی محوری ایجاد شده ناشی از زلزله کمتر می‌باشد. این امر موجب می‌شود که مفاصل پلاستیک در مهاربندها تشکیل نشود.



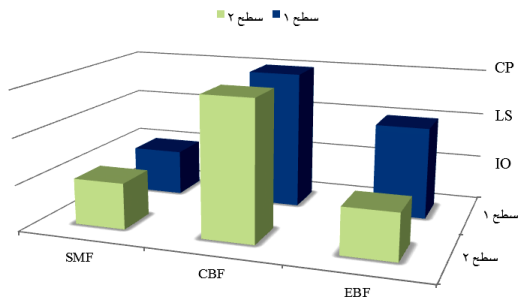
شکل ۲۶. نتایج نیروی محوری مهاربند در مدل های ۵ طبقه برای انفجار سطح ۱

شکل ۲۴. بیشینه نیروی محوری ستون میانی قاب مقابل انفجار برای مدل های ۱۰ طبقه



شکل ۲۷. نتایج نیروی محوری مهاربند در مدل های ۱۰ طبقه برای انفجار سطح ۱

شکل ۲۵. نتایج نیروی محوری مهاربند در مدل های ۳ طبقه برای انفجار سطح ۱



شکل ۳۰. مقایسه سطوح عملکرد مدل‌های ۱۰ طبقه

۵. نتیجه‌گیری

از بررسی و مقایسه نتایج ارائه شده در این تحقیق نتایج زیر قابل بیان است:

۱. مقادیر دوران مفاصل پلاستیک در اعضای سازه‌ای نسبت به مقادیر شکل‌پذیری اعضا، به‌ویژه در انفجارهای شدیدتر، تأثیر بیشتری در تعیین سطح عملکرد سازه دارند.

۲. در مود اول انفجار، اثر انفجار بر روی اجزاء سازه‌ای که به محل انفجار نزدیک‌ترند، بسیار شدیدتر می‌باشد. این بدان معنی است، مهم‌ترین نقاط آسیب‌پذیری سازه در مقابل بارهای ناشی از انفجار، اجزاء پیرامونی مقابل به انفجار است.

۳. ستون‌های قاب مقابل به محل انفجار بیشترین تأثیر را در تعیین رفتار سازه در برابر بارهای ناشی از مود اول انفجار خارجی دارا می‌باشند.

۴. ستون‌های میانی قاب مقابل به انفجار به نسبت ستون‌های گوشه به دلیل بیشتر بودن سطح بارگیر، از آسیب‌پذیری بیشتری در مقابل بار انفجار برخوردارند.

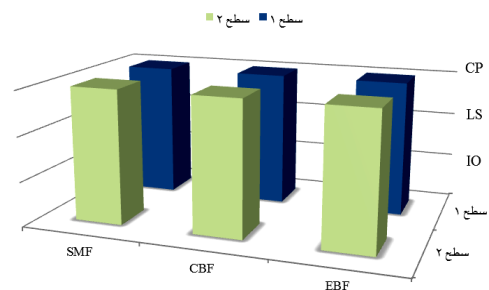
۵. در مود اول انفجار، ساختمان‌های کوتاه به دلیل بالاتر بودن نیروهای ناشی از انفجار در مقایسه با نیروهای زلزله، از آسیب‌پذیری بیشتری نسبت به ساختمان‌های بلند مرتبه برخوردار می‌باشند. البته در اثر فعال شدن مود های دوم و سوم انفجار (وقوع پدیده خرابی پیشرونده و ...) سازه‌های بلند مرتبه از آسیب‌پذیری بیشتری برخوردارند.

۶. در بارگذاری انفجاری عامل سختی یکی از پارامترهای مؤثر در عملکرد سازه می‌باشد. با توجه به نتایج به دست آمده در سازه‌های کوتاه، سیستم‌های CBF و EBF با توجه به سختی بیشتر نسبت به سیستم SMF عملکرد مناسب‌تری در برابر بارهای ناشی از انفجار از خود نشان می‌دهند.

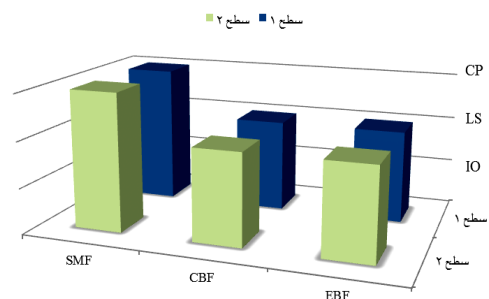
۷. برای مود اول انفجار در مدل‌های ۳ و ۵ طبقه (سازه‌های کوتاه) سازه‌های با سیستم مقاوم جانبی EBF، با توجه به مقدار دوران کمتر در اعضا و همچنین سطوح عملکرد بهتر به دست آمده، از عملکرد مطلوب‌تری نسبت به سیستم‌های مقاوم جانبی SMF و CBF برخوردارند.

در جدول (۹) و شکل‌های (۲۸-۳۰) سطوح عملکرد کلیه مدل‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه برای سیستم‌های مختلف مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. بر اساس نتایج به دست آمده برای انفجار در مدل‌های ۳ و ۵ طبقه، سازه‌های با سیستم مقاوم جانبی EBF، با توجه به مقدار دوران کمتر در اعضا و همچنین سطوح عملکرد به دست آمده نسبت به سیستم‌های SMF و CBF از عملکرد مناسب‌تری برخوردار می‌باشند. برای مدل‌های ۱۰ طبقه نیز سیستم SMF از سطح عملکرد بالاتری نسبت به دو سیستم دیگر برخوردار است، ولی باید توجه داشت این عملکرد بهتر ناشی از بزرگ‌تر بودن مقاطع مورد نیاز در طرح لرزه‌ای (برای سطح عملکرد IO) نسبت به دو سیستم دیگر می‌باشد و عملاً استفاده از چنین سیستمی به تنهایی در سازه‌های بلند غیر اقتصادی می‌باشد.

در مجموع می‌توان گفت سیستم مهاربند EBF نسبت به دو سیستم دیگر از سطوح عملکرد مناسب‌تری در برابر بارهای ناشی از انفجار برخوردار می‌باشد.



شکل ۲۸. مقایسه سطوح عملکرد مدل‌های ۳ طبقه



شکل ۲۹. مقایسه سطوح عملکرد مدل‌های ۵ طبقه

جدول ۹. سطوح عملکرد مدل‌ها

سطح عملکرد لرزه‌ای	سطح عملکرد انفجار			تعداد طبقات
	EBF	CBF	SMF	
IO	CP	CP	CP	۳
IO	CP	CP	CP	
IO	LS	LS	CP	۵
IO	LS	LS	CP	
IO	LS	CP	IO	۱۰
IO	IO	CP	IO	

- [6] Urgessa, G. S.; Arciszewski, T. "Blast Response Comparison of Multiple Steel Frame Connections"; *Finite. Elem. Anal. Des.* 2011, 47, 668-675.
- [7] Kim, J.; Kim, T. "Assessment of Progressive Collapse-Resisting Capacity of Steel Moment Frames"; *J. Constr. Steel Res.* 2009, 65, 169-179.
- [8] Khandelwal, K.; El-Tawil, Sh.; Sadek, F. "Progressive Collapse Analysis of Seismically Designed Steel Braced Frames"; *J. Constr. Steel Res.* 2009, 65, 699-708.
- [9] FEMA427 "Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks"; Federal Emergency Management Agency, December 2003, Chapter 4, 1-10.
- [10] ISC, "Facts for Steel Buildings, Blast and Progressive Collapse"; American Institute of Steel Construction, 2004, 1-13.
- [11] Bangash, N. Y. H.; Bangash, T. "Explosion-Resistant Buildings"; Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2006, 67-101.
- [12] FEMA426 "Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks against Building"; Federal Emergency Management Agency, December 2003, Chapter 4, 1-20.
- [13] Bangash, N. Y. H.; Bangash, T. "Shock, Impact and Explosion"; Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2009, 388-393.
- [14] Brode, H. L. "Numerical Solution of Spherical Blast Waves"; *J. Appl. Phys.* 1955, 26, 0021-8979.
- [15] Newmark, N. M.; Hansen, R. J. "Design of Blast Resistant Structures"; *Shock and Vibration Handbook*, Vol. 3, Eds. Harris and Crede. McGraw-Hill, New York, 1961.
- [16] Henrych, J. "The Dynamics of Explosion and its Use"; Elsevier Scientific Pub. Co., Vol. 1, Amsterdam, 1979.
- [17] FEMA428 "Primer for Design Safe School Projects in Case of Terrorist Attacks"; Federal Emergency Management Agency, December 2003, Chapter 4, 1-13.
- [18] INBC "Iranian National Building Code, Part 6, Design Loads for Buildings"; Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, 2006 (In Persian).
- [19] Standard No. 2800 "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings"; Third Revision, Building and Housing Research Center, Tehran, 2005 (In Persian).
- [20] INBC "Iranian National Building Code, Part 10, Design and Construction of Steel Structures"; Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, 2008 (In Persian).
- [21] FEMA356 "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings"; Federal Emergency Management Agency, November 2000.
- [22] FEMA357 "Global Topics Report on the Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings"; Federal Emergency Management Agency, November 2000.

۸. هرچه ارتفاع سازه افزایش یابد مقاطع ستون‌های مورد استفاده در قاب خمشی ویژه SMF (شامل مقاطع ستون‌های پیرامونی) نسبت به دو سیستم مقاوم جانبی دیگر بزرگ‌تر خواهد شد. با توجه به اینکه ستون‌های پیرامونی سازه یکی از پارامترهای مؤثر در عملکرد سازه در برابر انفجار می‌باشد. بنابراین در مود اول انفجار برای مدل‌های ۱۰ طبقه (سازه‌های بلند)، سازه‌های با سیستم مقاوم جانبی SMF از سطح عملکرد بالاتری نسبت به سیستم‌های مقاوم جانبی EBF و CBF برخوردارند.

۹. ستون‌ها، دیوارها و میانقاب‌های پیرامونی سازه نقش مهمی در تعیین عملکرد سازه در برابر بارهای حاصل از مود اول انفجار دارند. به طوری که با اتصال دیوارهای پیرامونی به ستون‌های سازه، سطح بارگیری ستون‌ها افزایش می‌یابد و بنابراین با افزایش تنش و تشکیل مفاصل غیر خطی در ستون‌های پیرامونی، از ظرفیت سایر ستون‌ها و اجزای سازه‌ای به نحو مطلوبی استفاده نمی‌شود. بنابراین توصیه می‌شود ستون‌های پیرامونی سازه به نحو مناسبی از دیوارهای جانبی ایزوله گردد تا بار وارد بر دیوارهای پیرامونی از طریق دیافراگم سقف به سایر ستون‌ها و اجزاء سازه‌ای نیز منتقل شده و آنها نیز بتوانند در باربری مشارکت نمایند. بنابراین با کاهش بار و بالطبع تنش‌ها در ستون‌های پیرامونی، عملکرد سازه در برابر بارهای ناشی از مود اول انفجار بهبود می‌یابد.

۶. مراجع

- [1] Ngo, T.; Mendis, P.; Gupta, A.; Ramsay, J. "Blast Loading and Blast Effects on Structures, an Overview"; *EJSE Special Issue: Loading on Structures*, Univ. Melbourne, Australia, 2007, 7, 76-91.
- [2] TM 5-1300 "The Design of Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions"; US Department of the Army, Navy, and Air Force, Washington DC, 1990.
- [3] Unified Facilities Criteria (UFC 3-340-02), "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions"; US Department of Defense, Washington DC, 5 December 2008.
- [4] Richard Liew, J. Y. "Survivability of Steel Frame Structures Subject to Blast and Fire"; *J. Constr. Steel Res.* 2008, 64, 854-866.
- [5] Mohtashami, E.; Sinaie, S.; Shooshtari, A.; "The Evaluation of Steel Frames Behavior under Blast Loadings"; In Proc. of the 5th National Congress on Civil Eng., Mashhad, 2010 (In Persian).