

مقایسه طراحی سیستم قاب ساده فولادی و مهاربند هم محور در مقابل انفجار به دو روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) و سطوح عملکردی

پویا حسنوند^{۱*}، محمد حیدری رسول آبادی^۲، عبدالرضا سروقد مقدم^۳، مجتبی حسینی^۴

۱- کارشناس ارشد مهندسی سازه های امن، دانشگاه صنعتی مالک اشتر، تهران، ایران

۲- کارشناس ارشد مهندسی سازه های امن، دانشگاه صنعتی مالک اشتر، تهران، ایران

۳- دانشیار، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

۴- دانشیار، دانشگاه لرستان، لرستان، ایران

چکیده

امروزه با افزایش حملات تروریستی در نزدیکی اماکن شهری، طراحی ساختمان‌ها در مقابل بارهای ناشی از انفجار به ویژه 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 ۲ بعدی با تعداد طبقات ۲ و ۵ دارای سیستم قاب ساده فولادی با مهاربند هم‌محور (CBF) صورت گرفته است. مدل‌ها بر اساس دستورالعمل *UFC 3-340-02* در دو سطح مختلف بار انفجاری، در نرم افزار *SAP 2000* مورد تحلیل دینامیکی غیر خطی قرار گرفته‌اند. مدل‌های سازه‌ای در این تحقیق یک بار به روش طراحی بر اساس عملکرد به ازای سطح عملکرد پایین (LS) و یک بار به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) تحلیل و طراحی می‌شوند. طرح‌های حاصل از روش عملکردی با طرح‌های حاصل از روش ضرایب بار و مقاومت به لحاظ اقتصادی و ایمنی مقایسه می‌گردد.

کلمات کلیدی: انفجار، سازه فولادی، مهاربند هم محور، پدافند غیرعامل.

*نویسنده مسئول: پویا حسنوند

پست الکترونیکی: pouya.hassanvand@yahoo.com

DOI: 10.22065/jsce.2016.40550 شناسه دیجیتال

http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2016.40550

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۰۳/۱۴، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۵/۰۹/۰۵

۱- مقدمه

با توجه به افزایش حملات تروریستی در سراسر دنیا، طراحی ساختمان‌ها در مقابل بارهای ناشی از انفجار به ویژه در برخی از ساختمان‌های حساس و شریانهای حیاتی در حوزه پدافند غیر عامل 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 بهره برداری 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 TM5-855-1 که در سال ۱۹۸۶ توسط دپارتمان نیروی زمینی ارتش آمریکا برای سازه‌های مقاوم در برابر انفجار تهیه شد را می‌توان به عنوان یکی از اولین دستورالعمل‌هایی 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. 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، FEMA 428 تهیه شده‌اند. نهایتاً در سال ۲۰۰۸ دستورالعمل UFC 3-340-02 [۱] که نسبت به دستورالعمل‌های پیشین جامعیت بیشتری داشته و نسخه به روز شده TM 5-1300 [۲] می‌باشد، توسط دپارتمان دفاعی آمریکا تهیه شد و هم‌اکنون اکثرًا به عنوان مبنای اصلی طراحی و تحقیقات در این حوزه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

ریچارد لیو [۳] بر روی مقاومت قاب‌های فولادی تحت اثر همزمان انفجار و آتش‌سوزی مطالعاتی انجام داده است. 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 تغییرشکل اولیه ناشی از انفجار در ستون‌هایی که به صورت کمانش موضعی و جاری‌شدگی 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 تغییرشکل‌های ماندگار ناشی از انفجار در اعضای سازه سبب می‌شود با اعمال بارهای حرارتی، پایداری کل سازه تحت تاثیر قرار گیرد.

اورگسا و همکاران [۴] 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.

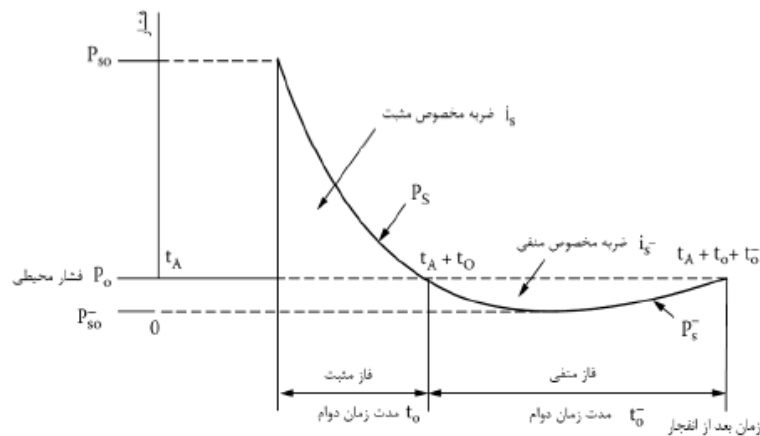
خاندلوال و همکاران [۵] رفتار سازه‌های فولادی مهاربندی را تحت اثر انفجار و بروز پدیده خرابی پیشرونده مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه سازه‌های فولادی ۱۰ طبقه دارای سیستم مهاربند هم‌محور و سیستم مهاربند برون محور به صورت دو بعدی مورد مطالعه قرار گرفتند. نتایج نشان داد که هنگامی که مهاربندها در پیرامون سازه قرار گیرند، سازه‌ها با سیستم مهاربند برون محور رفتار بهتری به نسبت سیستم مهاربند هم‌محور از خود نشان می‌دهد.

لوچیونی و همکاران [۶] در تحقیق خود در سال ۲۰۰۴ یک ساختمان با تمام المان‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای را مدل نموده‌اند. با توجه به این که در طراحی سازه‌ها در برابر انفجار علاوه بر المان‌های سازه، دیوارهای بین قاب‌ها نقش مهمی را ایفا می‌کنند، مدل‌سازی این المان‌ها بر دقت نتایج آنالیز می‌افزاید.

۲- آشنایی با پدیده انفجار

۲-۱- موج انفجار

به طور کلی، انفجار نتیجه‌ی آزاد شدن بسیار سریع مقدار زیادی انرژی در یک فضای محدود است. آزاد شدن ناگهانی انرژی، یک موج فشاری در محیط تولید می‌کند که موج شوک نامیده می‌شود. زمانی که یک انفجار اتفاق می‌افتد، انبساط گازهای داغ، یک موج فشاری در محیط اطراف تولید می‌کند. با حرکت این موج از مرکز انفجار، بخش داخلی به وسیله‌ی جبهه‌ی موج از محل اولیه‌ای که قبلاً در آنجا تحت فشار قرار داشت و اکنون داغ شده است حرکت می‌کند. در حین حرکت موج فشاری با سرعت صوت، دما حدود $3000-4000^{\circ}\text{C}$ و فشار نزدیک 30 kbar می‌باشد و این عوامل باعث افزایش بیشتر سرعت موج می‌شود. بخش داخلی موج با سرعت بیشتری شروع به حرکت می‌کند و به تدریج از بخش جلویی موج پیش می‌افتد. پس از یک زمان کوتاه جبهه‌ی موج فشاری جدا می‌شود و یک جبهه‌ی موج شبیه تشکیل می‌دهد. حداکثر بیش‌فشار در جبهه‌ی موج رخ می‌دهد و بیش‌فشار حداکثر نامیده می‌شود. پشت جبهه‌ی موج، بیش‌فشار خیلی سریع تا حدود نصف بیش‌فشار حداکثر افت می‌کند و تقریباً در ناحیه‌ی مرکزی انفجار به صورت یکنواخت باقی می‌ماند. با افزایش فاصله، حداکثر فشار موج شوک کاهش می‌یابد. 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 [۷ و ۸ و ۹ و ۱۰].



شکل ۱: تاریخچه زمانی فشار ناشی از انفجار [۳].

در مقایسه با دیگر بارهای وارد بر ساختمان (نظیر زلزله، باد، سیل و...)، بار ناشی از انفجار دارای خصوصیات و تفاوت‌هایی است که حتماً باید مورد توجه واقع شود [۹]:

- الف- میزان فشار وارد بر ساختمان در هنگام انفجار می‌تواند چندین برابر بزرگتر از فشار ناشی از دیگر مخاطرات باشد. مثلاً فشار بیشینه ناشی از انفجار یک خودرو که در کنار پیاده رو پارک شده است، بر ساختمان‌های مجاور تا مقدار باور نکردنی (700 ton/m^2) می‌رسد.
- ب- فشار ناشی از انفجار با سرعت بسیار زیادی از بین می‌رود. به همین دلیل تخریب ناشی از انفجار در قسمتی از ساختمان که رو به انفجار است، به مراتب شدیدتر و وسیع‌تر از پشت ساختمان خواهد بود.
- ج- بازه زمانی و در نتیجه، دوره بارگذاری در انفجار بسیار کوتاه است که به طور معمول در زمان‌هایی نظیر چند هزارم تا چند صدم ثانیه رخ می‌دهد. درحالی‌که مدت دوام بار زلزله چند ده ثانیه و مدت دوام بار باد تا چند ده دقیقه متغیر می‌باشند.
- د- موج ضربه‌ای ناشی از انفجار همچنین در جهاتی اثر می‌کند که احتمالاً سازه برای تحمل بار در آن جهات طراحی نشده است. مثلاً نیروی ناشی از انفجار در جهت بالا بر سقف‌های ساختمان اثر می‌کند.

مقدار بار ناشی از موج انفجار و نحوه توزیع فشارهای حاصله بر روی سازه تابع عوامل زیر می‌باشند [۷ و ۸ و ۹ و ۱۰]:

- 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

برای محاسبه پارامترهای انفجار معمولاً از روشی به نام روش فاصله مقیاس‌بندی شده استفاده می‌کنند. عمومی‌ترین روش مقیاس‌گذاری انفجار روش هاپکینسون - کرانز یا ریشه سوم است که ابتدا توسط هاپکینسون 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 [۱۱]. مواد منفجره مختلف فشارهای متفاوتی را ایجاد می‌کنند، بنابراین برای داشتن یک مبنا 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:

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

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 [۱۲]:

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

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

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

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

که در آن، Z فاصله مقیاس شده می‌باشد.

رابطه مشهور دیگری در سال ۱۹۶۱ توسط نیومارک و هسنس ارائه گردید [۱۳]:

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

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 [۱۴]:

$$P_{SO} = \frac{14.072}{Z} + \frac{5.54}{Z^2} + \frac{0.357}{Z^3} + \frac{0.00625}{Z^4} \quad (0.05 < Z < 0.1) \quad (5)$$

$$P_{SO} = \frac{6.194}{Z} + \frac{0.326}{Z^2} + \frac{2.132}{Z^3} \quad (0.1 < Z < 0.3) \quad (6)$$

$$P_{SO} = \frac{6.662}{Z} + \frac{4.05}{Z^2} + \frac{3.288}{Z^3} \quad (0.1 < Z < 10) \quad (7)$$

براین 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 [۱] منحنی‌هایی ارائه شده است که بر اساس آن می‌توان با توجه به فاصله مقیاس شده پارامترهایی نظیر بیشینه 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.

سایر رابطه‌های مورد نیاز برای نمودار تغییرات فشار بر حسب زمان ناشی از انفجار روی وجوه مختلف سازه:

$$q_0 = \frac{2.5 P_{so}^2}{7P_{so} + P_0} \quad (8)$$

$$P_R = P_{so} \left[2 + \frac{6P_{so}}{7P_0 + P_{so}} \right] \quad (9)$$

$$\begin{cases} t_D = 20.77 \left[\frac{W}{P_{so}} \right]^{1/3} & P_{so} < 2 \text{ kg/cm}^2 \\ t_D = 14.35 \frac{W^{1/3}}{\sqrt{P_{so}}} & P_{so} > 2 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad (10)$$

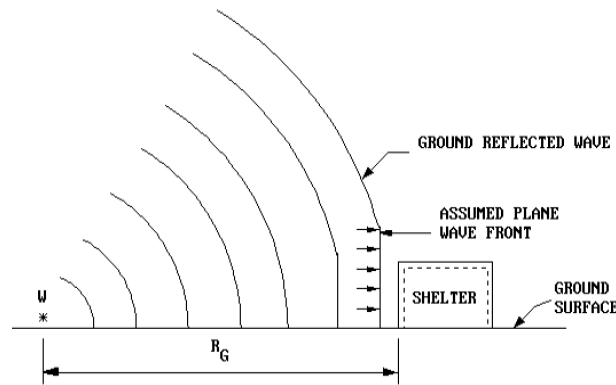
$$\begin{cases} t_B = 20.77 \frac{W^{1/3}}{\sqrt{P_{so}}} & P_{so} < 70 \text{ kg/cm}^2 \\ t_B = 10.23 \frac{W^{1/3}}{\sqrt{P_{so}}} & P_{so} > 70 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad (11)$$

$$t_S = \frac{3S}{V} < t_D, \quad V = u_s \left[1 + \frac{6P_{so}}{7P_0} \right] \quad (12)$$

در این رابطه‌ها، W وزن معادل TNT بر حسب kgf/cm^2 ، P_0 فشار هوا بر حسب kgf/cm^2 ، P_{so} فشار افزوده بر حسب kgf/cm^2 می‌باشد. q_0 فشار حداکثر دینامیکی بر حسب kgf/cm^2 است که در اثر جابجایی ذرات هوا ایجاد می‌شود و در واقع، بادی است که در اثر انفجار به وجود می‌آید. P_R فشار حداکثر موج بازتابی بر حسب kgf/cm^2 می‌باشد که در اثر جمع شدن فشار حاصل از برخورد و بازتاب موج از سطح سازه ایجاد می‌شود. V سرعت موج انفجار و U_s سرعت صوت بر حسب m/s می‌باشند. t_D مدت زمان اثر فشار دینامیکی بر حسب میلی‌ثانیه، فاصله زمانی است که فشار حاصل از انفجار بر وجه جلویی سازه اثر می‌کند. t_B زمان اثر موج ضربه برای وجوه کناری و پشتی سازه بر حسب میلی‌ثانیه می‌باشد. t_C مدت زمان اثر موج بازتابی بر حسب ثانیه می‌باشد و بازه‌ای است که موج انفجار به وجه جلویی سازه رسیده و همزمان با موج بازتاب شده، حداکثر فشار ممکن را به سازه وارد می‌کند. S نیز برابر با مقدار کوچکتر بین ارتفاع سازه و نصف طول وجه جلویی (رو به انفجار) سازه بر حسب متر می‌باشد.

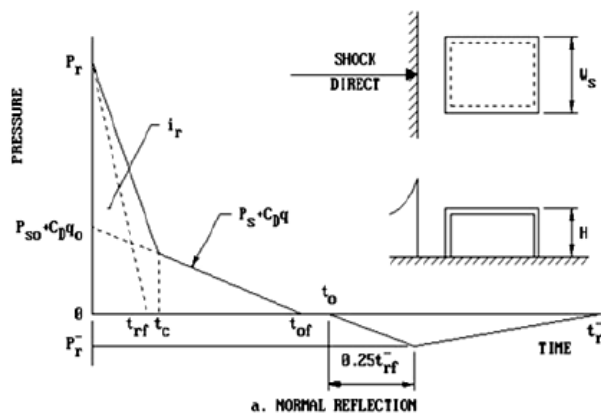
۲-۲- نوع انفجار مورد مطالعه

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 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. 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 [۱].



شکل ۲: موج ناشی از انفجار سطحی [۱].

فاز مثبت و منفی فشار، ضربه، دوره تناوب و دیگر پارامترهای ناشی از انفجار سطحی بر روی دیوار مقابل، بام و پشت سازه به صورت تابعی از فاصله مقیاس شده از نقطه انفجار با استفاده از منحنی‌های ارائه شده در دستورالعمل UFC 3-340-02 [۱] و مطابق الگوی تغییرات بار وارده بر حسب زمان محاسبه می‌شود.



شکل ۳: تغییرات فشار - زمان دیوار مقابل سازه [۱].

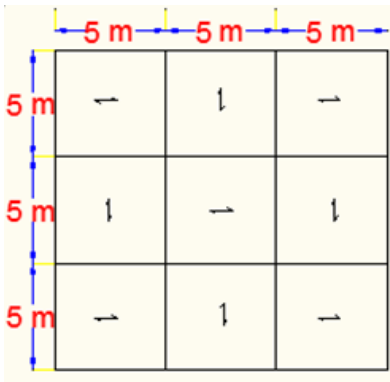
۳- روش تحقیق و فرایند مدل‌سازی

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 تا مشخص شود، سیستم به کار رفته در این سازه‌ها جوابگوی بارهای حاصل از انفجار احتمالی خواهد بود یا خیر. بر همین اساس در این تحقیق سعی شده است عملکرد ساختمان‌های فولادی با سیستم باربری جانبی مهاربندی شده هم محور (CBF) که بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های متداول مورد طراحی قرار گرفته‌اند، تحت اثر بارهای ناشی از انفجار نیز مورد بررسی قرار گیرد.

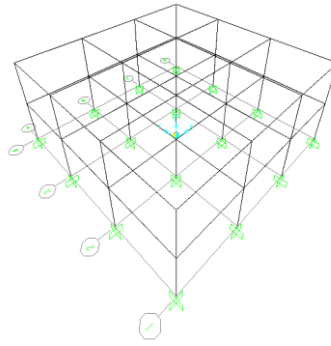
۳-۱- انتخاب مدل‌ها

در این تحقیق به منظور بررسی رفتار سیستم قاب‌های ساده فولادی مهاربندی شده هم‌محور (CBF) تحت اثر بارهای ناشی از انفجار مطالعاتی عددی بر روی مدل‌های سازه‌ای ۲ بعدی با تعداد طبقات ۲ و ۵ طبقه و با دو نوع آرایش مهاربندی مختلف صورت گرفته

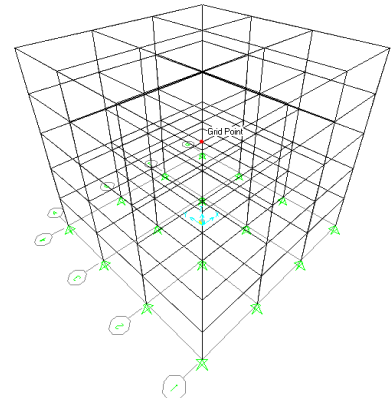
است. تمامی مدل‌ها دارای پلان‌های یکسان مربعی مطابق شکل (۴) به ابعاد ۳ دهانه ۵ متری در دو جهت X و Y و ارتفاع طبقات ۳ متر می‌باشد. اتصال تیرها به ستونها به صورت ساده و اتصال پای ستونها به پی گیردار می‌باشد.



ج- پلان معماری ساختمان مورد مطالعه



ب- ساختمان ۲ طبقه فولادی

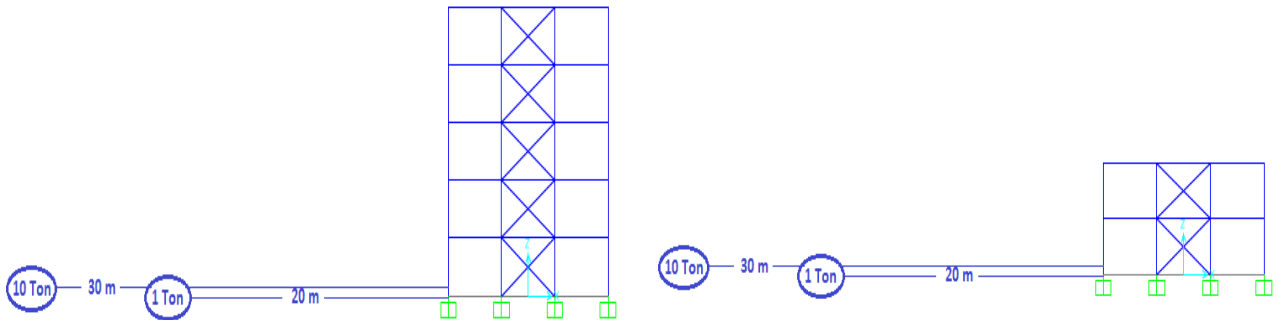


الف- ساختمان ۵ طبقه فولادی

شکل ۴: ساختمان‌های مورد مطالعه و پلان معماری آنها.

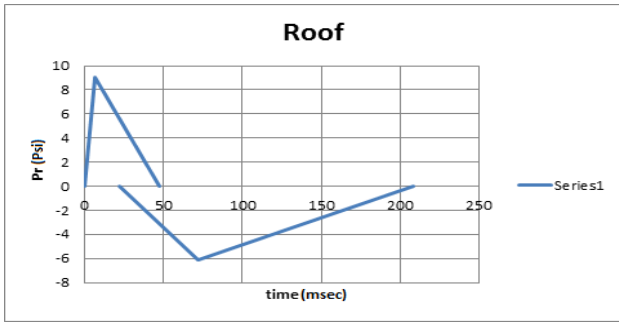
۳-۲- بارگذاری انفجاری

مدل‌ها با توجه به مقدار ماده منفجره براساس دستورالعمل UFC 3-340-02 [۱] تحت اثر دو سطح بار انفجاری مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. سطح انفجار ۱ معادل انفجار ۱۰۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۲۰ متری از سازه و سطح انفجار ۲ معادل انفجار ۱۰۰۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۳۰ متری از سازه در نظر گرفته شده است. بارگذاری انفجاری مدل‌ها بر اساس فاز مثبت و منفی فشار ناشی از یک انفجار سطحی در مقابل یک وجه سازه انجام شده است. پارامترها و بار ناشی از انفجار در مقابل سازه برای ۲ سطح انفجار انتخاب شده بر اساس دستورالعمل UFC 3-340-02 [۱] محاسبه شده است. نمودار فشار- زمان ناشی از انفجار را برای گره‌های سازه‌ای وجوه مختلف (جلو، بام و پشتی) سازه مطابق شکل (۵) به دست آورد. سپس، بارهای گرهی از حاصل ضرب فشار گره‌ها در سطح بارگیر متناظر گره‌ها حساب می‌شود.

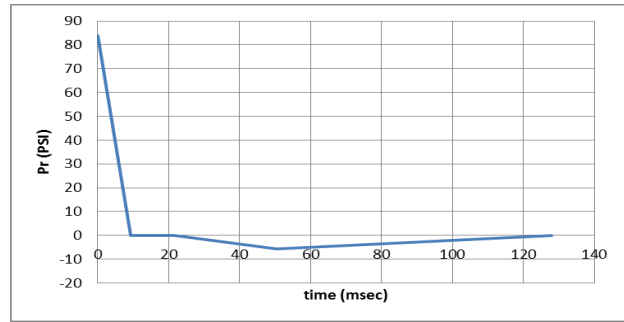


شکل ۵: نمای قاب‌ها و محل بارانفجاری.

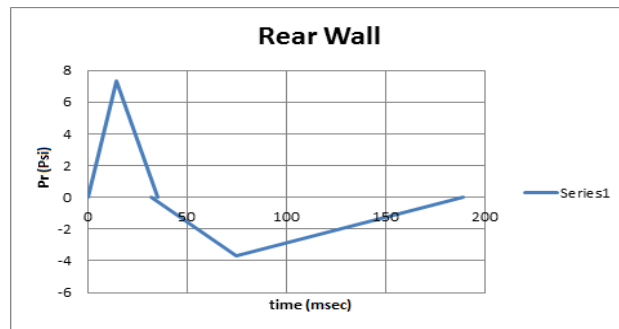
برای قاب دو طبقه و فاصله ۲۰ متری از ماده منفجره ۱۰۰۰ کیلوگرمی داریم شکل ۶ را داریم.



ب- سقف



الف- دیوار جلویی (وجه رو به انفجار)



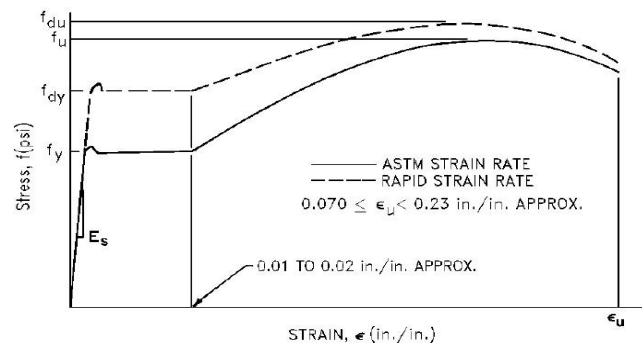
ج- دیوار پشتی (وجه پشت به انفجار)

شکل ۶: نمودارهای فشار - زمان وارد بر وجوه مختلف سازه.

برای سایر حالات بارگذاری انفجاری (قاب دو طبقه و ۱۰۰۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۳۰ متری، قاب پنج طبقه و ۱۰۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۲۰ متری و قاب پنج طبقه و ۱۰۰۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله ۳۰ متری) همانند مراحل بالا عمل شد و نمودارهای فشار - زمان برای دیوار جلویی، سقف و دیوار پشتی محاسبه گردید.

۳-۳- مشخصات مصالح مصرفی

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 [۱۲]. در شکل (۷) اثرات نرخ کرنش بر منحنی تنش - کرنش فولاد در حالت تک محوری به طور نمونه نشان داده شده است. ضرایب افزایش دینامیکی (DIF) بر اساس دستورالعمل UFC 3-340-02 [۱] به ترتیب برای خمش و کشش - فشار در حالت تسلیم ۱/۱۹ و ۱/۱۲ و برای حالت نهایی ۱/۰۵ می‌باشد. این ضرایب در مقادیر تنش تسلیم و تنش نهایی جدول زیر ضرب می‌شوند.



شکل ۷: اثر بارگذاری سریع در نمودار تنش - کرنش فولاد [۱].

جدول ۱: مشخصات مصالح مصرفی

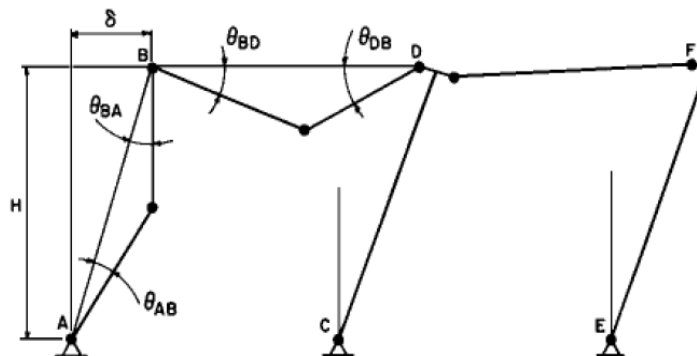
$\rho(\text{Kg/m}^3)$	γ	$E(\text{Kg/m}^3)$	$F_u(\text{Kg/m}^2)$	$F_y(\text{Kg/m}^2)$
۷۸۵۰	۰٫۳	۲۱۰۰۰۰۰	۵۲۰۰	۳۶۰۰

۳-۴- ضوابط پذیرش اعضا

ضوابط پذیرش اعضای سازه با توجه به محدودیت‌های تغییرشکل در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) مطابق جدول (۲) در نظر گرفته شده است. معیار اولیه برای اندازه گیری پاسخ سازه، تعیین نسبت شکل پذیری (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 کماتش نشود. میزان دوران (θ) در محل مفصل پلاستیک نیز معیار دیگری است که پاسخ تغییرشکل حداکثر را تابعی از طول دهانه عضو می‌نماید و نشان دهنده درصد ناپایداری در نواحی بحرانی عضو می‌باشد.

جدول ۲: ضوابط پذیرش اعضای قاب فولادی

ضوابط پذیرش	سطح عملکرد
μ	(θ رادیان)
۲	ایمنی جانی (LS)



شکل ۸: دوران مفاصل پلاستیک در اعضای قاب [۱].

۳-۵- تحلیل مدل‌ها

در این تحقیق چهار نوع قاب فولادی ۲ و ۵ طبقه با ۲ نوع آرایش مهاربندی که در هر قاب سه دهانه که عرض هر دهانه ۵ متر و ارتفاع هر طبقه ۳ متر می‌باشد در نرم‌افزار SAP 2000 جهت طراحی مدل می‌گردد. سیستم باربری جانبی مدل به صورت مهاربندی شده هم‌محور (CBF) انتخاب شده است. طراحی متعارف مدل به کمک نرم‌افزار رایج طراحی ساختمانهای طبقاتی، SAP 2000، مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۵] و تحت اثر بارهای مرده و زنده که بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۶]، محاسبه گشته‌اند، انجام شده است. ترکیب بار مورد استفاده در طراحی به صورت $1BL + 1.2DL + 0.5LL + 0.2SL$ به نرم‌افزار معرفی شد. به این صورت که ابتدا یک تحلیل استاتیکی برای بارهای زنده و مرده انجام شد تا وضعیت اولیه‌ی سازه پیش از اعمال بار دینامیکی مشخص شود و سپس تحلیل بار انفجار از انتهای این حالت ادامه داده شد. بارهای ناشی از انفجار بصورت مجموعه‌ای از بارهای متمرکز و گسترده بر روی وجوه رو به انفجار، سقف و پشت به انفجار و در محل اتصال تیر به ستون بر قاب وارد شدند. بارهای انفجاری بصورت یک بار تاریخچه زمانی وارد نرم‌افزار می‌شوند. به تعداد بارهای ورودی، الگوی بار برای نرم‌افزار تعریف شد. بار گسترده مرده وارد بر تیرهای طبقات و بام به ترتیب kg/cm

۱۲,۵ و ۱۵,۵ kg/cm و بار گسترده زنده‌ی وارده به ترتیب ۱۰ kg/cm و ۷,۵ kg/cm و بار برف وارده بر طبقه بام ۶,۷ kg/cm محاسبه شد. تعریف مشخصات مفاصل غیرخطی اعضا نیز براساس دستورالعمل FEMA 356 [۱۷] و با اعمال محدودیت‌های تغییرشکل 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 غیرخطی نیز برخوردار است. در این تحقیق از این روش جهت انتگرال‌گیری زمانی در آنالیز دینامیکی استفاده شده است.

۴- نتایج حاصل از تحلیل و طراحی مدل‌ها

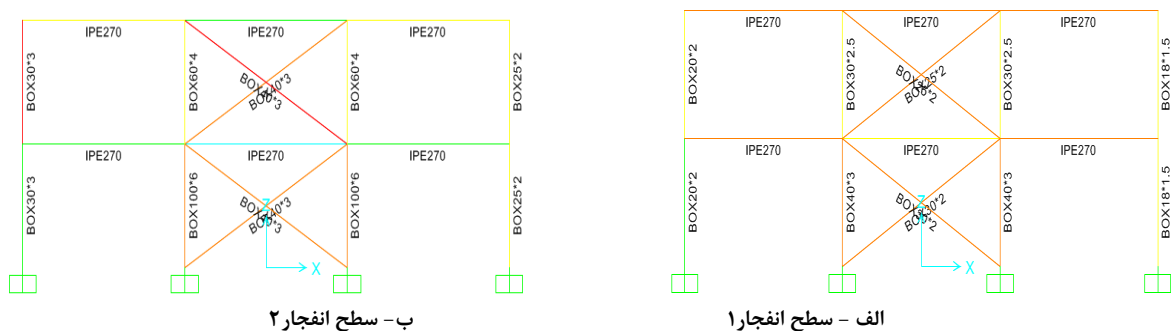
۴-۱- طراحی مدل‌ها به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)

در این تحقیق، طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت در مقابل ترکیب بار انفجاری، براساس ضوابط و آئین‌نامه AISC 360-10 [۱۸] که در برنامه SAP 2000 مورد استفاده قرار می‌گیرد انجام شده است، با این تفاوت که اثرات نرخ کرنش سریع نیز به صورت ضرایب DIF در تنش تسلیم و نهایی فولاد مصرفی لحاظ شده است. ضمن این که ضرایب کاهش مقاومت اعضا نیز مطابق AISC 360-10 [۱۸] اعمال گردیده است.

لازم به ذکر است که با توجه به عدم ارائه ترکیب بارگذاری انفجاری در AISC 360-10 [۱۸] در این تحقیق از ترکیب بار انفجاری مطابق ASCE 41-13 [۱۹] که همان ترکیب بار انفجاری معرفی شده در مبحث ششم مقررات ملی [۱۶] است، استفاده شده است.

در این روش طراحی به اعضا اجازه داده نمی‌شود وارد رفتار غیرخطی شوند و معادلات تعادل در هندسه تغییرشکل نیافته سازه فرموله می‌شود. تحلیل‌های انجام شده برای طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت از نوع دینامیکی خطی می‌باشد.

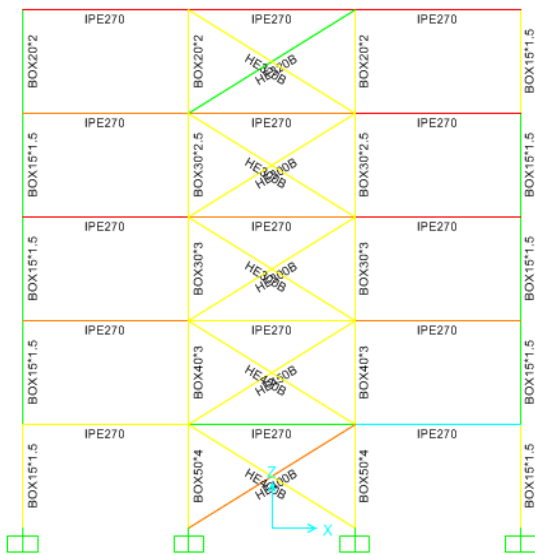
مقاطع بدست آمده در طراحی مدل‌ها به روش LRFD:



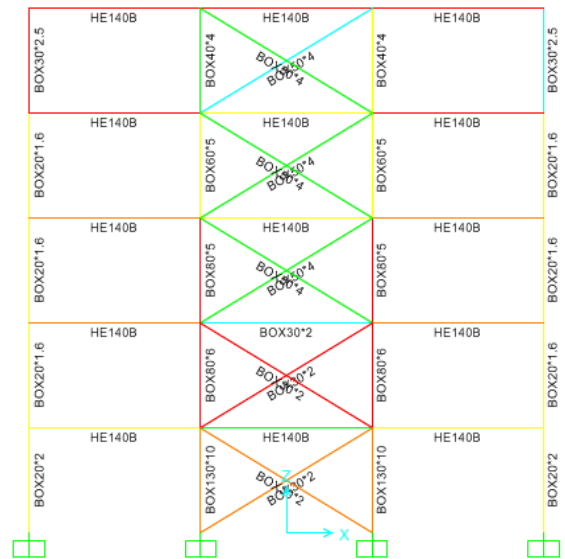
شکل ۹: سطح انفجاری ۱ و ۲ برای قاب ۲ طبقه به روش LRFD.

جدول ۳: مقاطع حاصله از طراحی قاب ۲ طبقه به روش LRFD برای سطح انفجار ۱ و ۲

مقطع طراحی شده (سانتی متر)		مقطع طراحی شده (سانتی متر)		نوع جزء
طبقه ۲	طبقه ۱	طبقه ۲	طبقه ۱	
سطح انفجار ۲		سطح انفجار ۱		
BOX 30*30*3	BOX 30*30*3	BOX 20*20*2	BOX 20*20*2	ستون‌های پیرامونی
BOX 25*25*2	BOX 25*25*2	BOX 18*18*1.5	BOX 18*18*1.5	ستون‌های داخلی
BOX 60*60*4	BOX 100*100*6	BOX 30*30*2.5	BOX 40*40*3	تیرهای طبقات
IPE 27	IPE 27	IPE 27	IPE 27	مهاربند
BOX 40*40*3	BOX 40*40*3	BOX 25*25*2	BOX 30*30*2	



ب - سطح انفجار ۲



الف - سطح انفجار ۱

شکل ۱۰: سطح انفجاری ۱ و ۲ برای قاب ۵ طبقه به روش LRFD

جدول ۴: مقاطع حاصله از طراحی قاب ۵ طبقه به روش LRFD برای سطح انفجار ۱ و ۲

مقطع طراحی شده (سانتی متر)					نوع جزء
طبقه ۵	طبقه ۴	طبقه ۳	طبقه ۲	طبقه ۱	
سطح انفجاری ۱					
BOX 15*15*1.5	BOX 15*15*1.5	BOX 15*15*1.5	BOX 15*15*1.5	BOX 15*15*1.5	ستون‌های پیرامونی
BOX 20*20*2	BOX 30*30*2.5	BOX 30*30*3	BOX 40*40*3	BOX 50*50*4	ستون‌های داخلی
IPE 27	IPE 27	IPE 27	IPE 27	IPE 27	تیرهای طبقات
IPB 32	IPB 30	IPB 30	IPB 45	IPB 40	مهاربند
سطح انفجاری ۲					
BOX 30*30*2.5	BOX 20*20*1.6	BOX 20*20*1.6	BOX 20*20*1.6	BOX 20*20*2	ستون‌های پیرامونی
BOX 40*40*4	BOX 60*60*5	BOX 80*80*5	BOX 80*80*6	BOX 130*130*10	ستون‌های داخلی
IPB 14	IPB 14	IPB 14	IPB 14	IPB 14	تیرهای طبقات
BOX 50*50*4	BOX 50*50*4	BOX 50*50*4	BOX 30*30*2	BOX 30*30*2	مهاربند

۴-۲- طراحی مدل‌ها به روش عملکردی

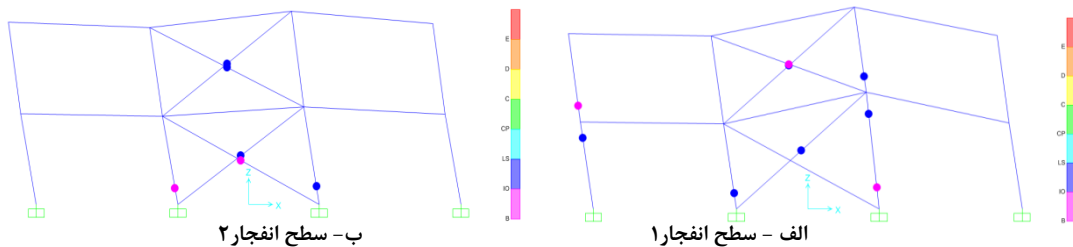
در این بخش، نمونه سازه‌هایی که در مرحله قبل به روش ضرایب بار و مقاومت طراحی شده بودند، به عنوان طرح اولیه برای طراحی براساس عملکرد در نظر گرفته می‌شوند. این طرح‌ها تحت همان ترکیب بار انفجاری معرفی شده در روش طراحی LFRD تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار می‌گیرند. طراحی نمونه‌ها برای سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) در دو مرحله انجام می‌شود.

در مرحله اول، با مقایسه پاسخ‌های تغییرشکلی طرح‌های اولیه در مقابل ترکیب بار انفجاری، حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی، با معیارهای پذیرش تغییر شکل، طرح اولیه اصلاح می‌شود. تغییر شکل‌های مذکور از نوع خمشی می‌باشند. در مرحله دوم، کنترل‌های نیرویی برای برش مقاطع اعضا و نیز فشار ستون‌ها یا فشار و لنگر تیر - ستون‌ها انجام و در صورت نیاز، طرح مقاطع اعضا اصلاح می‌گردد.

در روش طراحی عملکردی بارهای مرده و زنده از نوع استاتیکی غیرخطی و بار انفجار از نوع دینامیکی غیرخطی در نرم‌افزار تعریف می‌شود. در حالت غیرخطی اصل آثار قوا برقرار نمی‌باشد و با توجه به حضور بارهای مرده و زنده بر سازه قبل از اعمال بار انفجار، بارهای مرده و زنده را به صورت استاتیکی غیرخطی تعریف شده و شروع اعمال بارهای انفجار، پس از اعمال بارهای مرده و زنده در نظر گرفته شده‌است.

مطابق با معیارهای پذیرش نشریه FEMA 356 [۱۷] به معرفی مفاصل پلاستیک در اعضای تیر و ستون و مهاربند پرداخته می‌شود. در ستون‌ها برای در نظر گرفتن نیروی محوری و اندرکنش خمش دوماحوره، مفصل از نوع P-M2-M3 به کار رفت. برای بادبندها نیز مفصل P در نظر گرفته شد. مفاصل ستون‌ها در دو انتها و در فاصله ۰/۰۵ طول عضو قرار داده شد. مفاصل مهاربندها نیز در وسط عضو قرار گرفت. از آنجایی که اتصال دوسر تیرها به ستون بصورت مفصلی (پین) بود و فقط قادر به تحمل بار ثقلی هستند و نقشی در تحمل بار جانبی ندارند، در نتیجه مفصلی به تیرها اختصاص داده نشد.

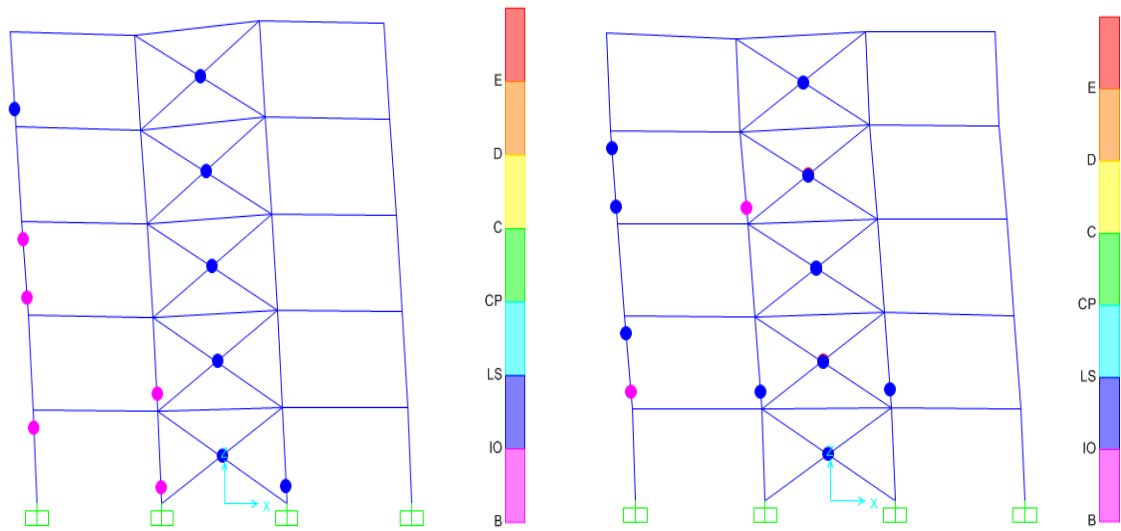
مقاطع بدست آمده در طراحی مدل‌ها به روش عملکردی:



شکل ۱۱: سطح انفجاری ۱ و ۲ برای قاب ۲ طبقه به روش عملکردی.

جدول ۵: مقاطع حاصل از طراحی قاب ۲ طبقه به روش عملکردی برای سطح انفجار ۱ و ۲

مقطع طراحی شده (سانتی‌متر)		مقطع طراحی شده (سانتی‌متر)		نوع جزء
سطح انفجار ۲	سطح انفجار ۱	سطح انفجار ۲	سطح انفجار ۱	
BOX 30*30*3	BOX 30*30*3	BOX 20*20*2	BOX 20*20*2	ستون‌های پیرامونی
BOX 25*25*2	BOX 25*25*2	BOX 18*18*1.5	BOX 18*18*1.5	
BOX 60*60*4	BOX 100*100*6	BOX 30*30*2.5	BOX 40*40*3	ستون‌های داخلی
IPE 27	IPE 27	IPE 27	IPE 27	تیرهای طبقات
BOX 40*40*3	BOX 40*40*3	BOX 25*25*2	BOX 30*30*2	مهاربند



شکل ۱۲: سطح انفجاری ۱ و ۲ برای قاب ۵ طبقه به روش عملکردی.

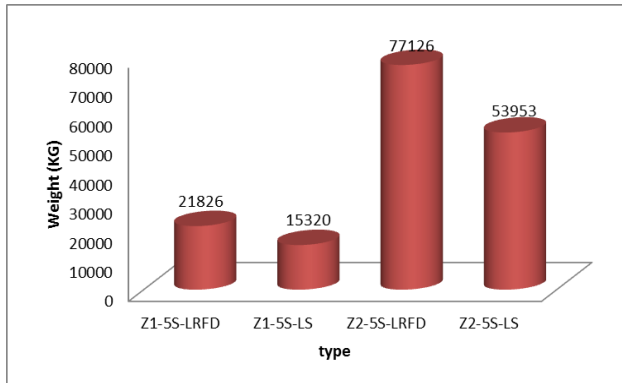
جدول ۶: مقاطع حاصله از طراحی قاب ۵ طبقه به روش عملکردی برای سطح انفجار ۱ و ۲

مقطع طراحی شده (سانتی‌متر)					نوع جزء
طبقه ۵	طبقه ۴	طبقه ۳	طبقه ۲	طبقه ۱	
سطح انفجاری ۱					
BOX 18*18*1.5	BOX 18*181*1.5	BOX 18*18*1.3	BOX 18*18*1.5	BOX 18*18*1.3	ستون‌های پیرامونی
BOX 15*15*1	BOX 15*151*1	BOX 15*15*1	BOX 15*15*1	BOX 15*15*1	
BOX 40*40*3.5	BOX 30*30*2.5	BOX 23*23*2	BOX 18*18*2	BOX 16*16*1.5	ستون‌های داخلی
BOX 37*37*3.2	BOX 28*28*2.5	BOX 23*23*2	BOX 18*18*2	BOX 16*16*1.5	
IPE 27	IPE 27	IPE 27	IPE 27	IPE 27	تیرهای طبقات
BOX 22*22*2	BOX 22*22*2	BOX 19*19*2	BOX 18*18*1.3	BOX 15*15*1.2	مهاربند
سطح انفجاری ۲					
BOX 30*30*2	BOX 27*27*2	BOX 27*27*2	BOX 27*27*2	BOX 27*27*2	ستون‌های پیرامونی
BOX 27*27*2	BOX 27*27*2	BOX 27*27*2	BOX 27*27*2	BOX 27*27*2	
BOX 120*120*8	BOX 70*70*5	BOX 70*70*5	BOX 45*45*3	BOX 40*40*3	ستون‌های داخلی
IPB 14	IPB 14	IPB 14	IPB 14	IPB 14	تیرهای طبقات
BOX 25*25*2	BOX 40*40*3	BOX 40*40*2.5	BOX 30*30*2	BOX 27*27*2	مهاربند

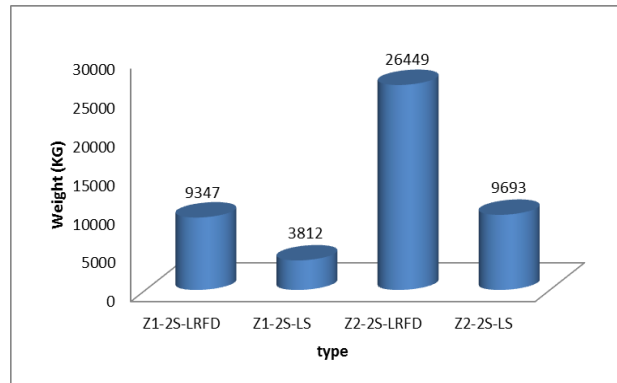
۵- مقایسه، تجزیه و تحلیل نتایج

۵-۱- مقایسه تاثیر روش طراحی بر وزن مصالح مصرفی

نمودار مقایسه‌ای وزن مصالح مصرفی در قاب‌های دو و پنج طبقه برای دو سطح انفجار و برای هر دو روش طراحی، LRFD و سطح عملکردی بصورت زیر درآمد. در نمودارهای زیر منظور از Z سطح انفجاری، S تعداد طبقات، LS طراحی به روش سطح عملکردی ایمنی جانی، LRFD طراحی بر اساس ضرایب بار و مقاومت می‌باشد.



شکل ۱۴: مقایسه وزن قاب‌های ۵ طبقه.

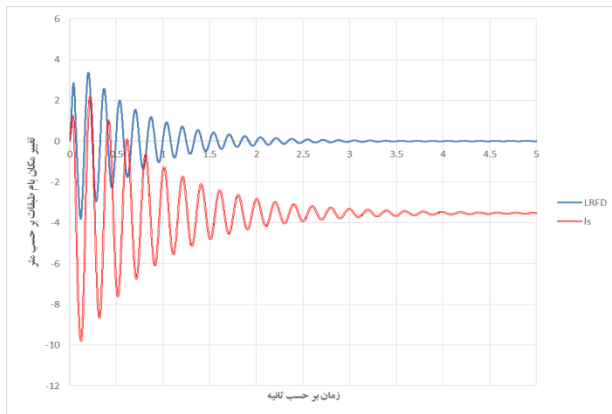


شکل ۱۳: مقایسه وزن قاب‌های ۲ طبقه.

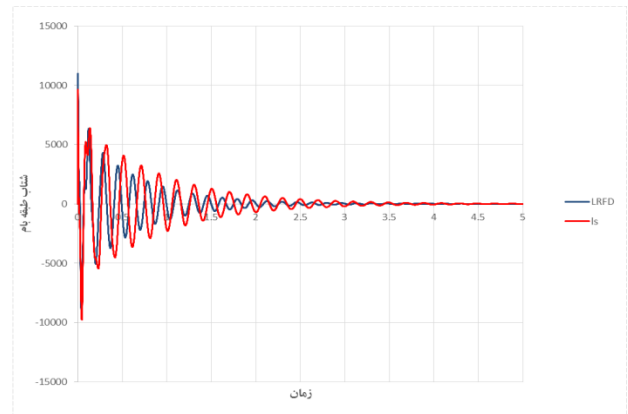
۵-۲- مقایسه تاثیر روش طراحی در مقادیر پاسخ سازه‌ای

بررسی پاسخ سازه‌ای قاب‌های طراحی شده، شامل شتاب طبقات، تغییر مکان کلی بام، تغییر مکان نسبی طبقات و برش پایه است و مشاهده می‌شود که هم در نمونه‌های سازه‌ای دو طبقه و هم پنج طبقه، همچنین در مورد انفجار Z_1 و هم انفجار Z_2 مقادیر پاسخ مربوط به طراحی بر اساس عملکرد نسبت به پاسخ طرح حاصل از روش LRFD بیشتر است.

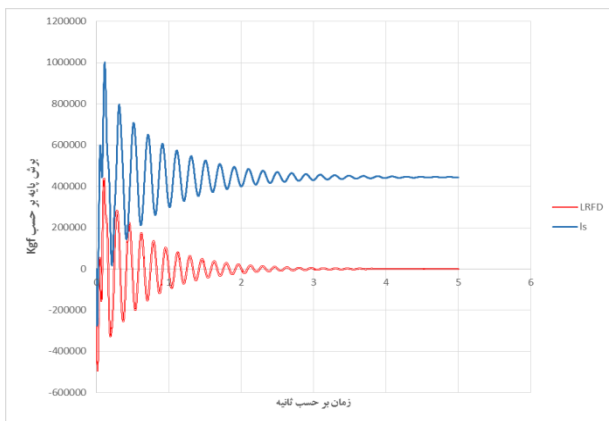
در اینجا به عنوان نمونه مقادیر پاسخ مربوط به قاب‌های پنج طبقه و سطح انفجار ۱ نشان داده می‌شود.



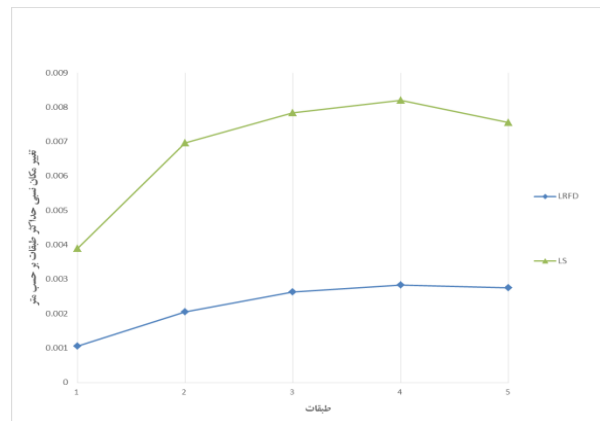
شکل ۱۶: مقایسه تغییر مکان کلی بام در قاب ۵ طبقه برای سطح انفجار ۱.



شکل ۱۵: مقایسه شتاب طبقه بام در قاب ۵ طبقه برای سطح انفجار ۱.



شکل ۱۸: مقایسه برش پایه در قاب ۵ طبقه برای سطح انفجار ۱.



شکل ۱۷: مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات در قاب ۵ طبقه برای سطح انفجار ۱.

۶- نتیجه گیری

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

- در صورت طراحی سازه به روش ضرایب بار و مقاومت از ظرفیت غیرخطی مقاطع استفاده نمی‌گردد و در انفجار با شدت زیاد، مقاطع حجیم، غیراقتصادی و بعضاً غیرقابل اجرا به دست می‌آیند.
- در قاب‌های دو طبقه و پنج طبقه تحت بار انفجار Z_1 اختلاف میان وزن مصالح مصرفی در روش ضرایب بار و مقاومت با سطح عملکرد نسبتاً کم می‌باشد، اما اختلاف قابل توجهی بین این مقادیر تحت بار انفجار Z_2 مشاهده می‌شود که این اختلاف در قاب پنج طبقه کاملاً مشهود می‌باشد. این آمار نشان می‌دهد در بارهای انفجاری با شدت کم، سازه طراحی شده با روش ضرایب بار و مقاومت از لحاظ صرفه اقتصادی نزدیک به سازه طراحی شده به روش عملکردی می‌باشد.
- در بارگذاری انجام شده، توزیع خسارت سازه‌ای، بطور عمده در اعضای رو به وجه انفجار می‌باشد. موبد این مطلب قوی‌تر بودن مقاطع رو به انفجار در دو روش طراحی است.
- با افزایش تعداد طبقات (ارتفاع ساختمان) اختلاف مقادیر پاسخ سازه‌ای بدست آمده از هر دو روش طراحی به تدریج افزایش یافته و میزان امن بودن سازه به مراتب کاهش می‌یابد.
- از آنجائیکه بر اثر انفجارات بزرگ، برخی از سازه‌ها از حد خطی خارج شده و در نقاطی از آن ترک، تسلیم و یا خسارات دیگر بوجود آمده اما به سبب رفتار غیرخطی سازه می‌توان حاشیه اطمینانی برای پایداری آن‌ها در نظر گرفت. این کار در مورد زلزله به واسطه لحاظ ضریبی بنام ضریب رفتار سازه موجود در آئین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها انجام گرفته ولی در مورد انفجار به‌ناچار بایستی از تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی استفاده نمود لذا توصیه می‌شود به منظور پیش‌گیری از طراحی‌های محافظه‌کارانه (رفتار فقط در بخش الاستیک) از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای چنین سازه‌هایی استفاده گردد.
- یکی از معایب تحلیل تاریخچه زمانی بارگذاری انفجار این است که برای الگوهای انفجاری خاصی باید از تاریخچه زمانی شتاب مشخصی استفاده شود. از سوی دیگر بدست آوردن تاریخچه شتاب براساس بارگذاری انفجاری مختلف مشکل می‌باشد، به همین دلیل تحلیل تاریخچه زمانی تنها جهت کنترل‌های اضافی روی سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد و به عنوان مبنایی در طراحی سازه مورد استفاده قرار نمی‌گیرد.

مراجع

- [1] Unified Facilities Criteria (UFC 3-340-02); "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions"; US Department of Defense, Washington DC, 5 December 2008.
- [2] Accidental Explosions; TM 5-1300; "The Design of Structures to Resist the Effects of US Department of the Army, Navy, and Air Force"; Washington DC, 1990.
- [3] J.Y.Richard Liew; "Survivability of steel frame structures subject to blast and fire"; Journal of Constructional Steel Research, (2008), Volume 64, Pages 854-866.
- [4] Urgessa, G. S.; Arciszewski, T.; "Blast Response Comparison of Multiple Steel Frame Connections"; Finite. Elem. Anal. Des. 2011, 47, 668-675.
- [5] Kapil Khandelwal, Sherif El-Tawil, Fahim Sadek.; "Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames"; Journal of Constructional Steel Research. (2009).
- [6] Luccioni, B.M., Ambrosini, R.D and Danesi, R.F., (2004), Analysis of building collapse under blast load, Engineering structure, Volume 26, Issue 1, January 2004, Pages 63-71.
- [7] FEMA427.; "Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks"; Federal Emergency Management Agency, December 2003, Chapter 4, 1-10.

- [8] FEMA426.; "Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks against Building"; Federal Emergency Management Agency, December 2003, Chapter 4, 1-20.
- [9] Bangash, N. Y. H.; Bangash, T.; "Shock, Impact and Explosion"; Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2009, 388-393.
- [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] Brode, H. L.; "Numerical Solution of Spherical Blast Waves"; J. Appl. Phys. 1955, 26, 0021-8979.
- [13] 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.
- [14] Henrych, J.; "The Dynamics of Explosion and its Use"; Elsevier Scientific Pub. Co., Vol. 1, Amsterdam, 1979.
- [15] INBC.; "Iranian National Building Code, Part 10, Design and Construction of Steel Structures"; Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, 2008 (In Persian).
- [16] INBC.; "Iranian National Building Code, Part 6, Design Loads for Buildings"; Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, 2006 (In Persian).
- [17] FEMA356.; "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings"; Federal Emergency Management Agency, November 2000.
- [18] "Specification for Structural Steel Buildings"; (ANSI/AISC 360-10).
- [19] ASCE 41-13; "Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings".