

چکیده

ساخت سازه‌های مقاوم در برابر بارهای انفجاری و ارتعاش شدید بسیار ضروری می‌باشد. سازه‌ها آسیب‌پذیری‌های گوناگونی در برابر بارهای وارده دارند. یکی از موارد آسیب‌پذیری سازه‌ها در برابر انفجار، عدم طراحی صحیح سیستم‌های سازه‌ای آنها می‌باشد. در این پژوهش به ارائه مدل بهینه طراحی سیستم سازه‌های قاب خمشی فولادی در برابر انفجار به روش طراحی بر اساس عملکرد پرداخته شده است. بدین منظور ابتدا قاب‌های دو بعدی ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ طبقه تحت بارگذاری لرزه‌ای برای سطوح عملکرد IO، LS و CP بر اساس آیین‌نامه FEMA356 طراحی گردیده‌اند، سپس قاب‌های مذکور به‌عنوان طرح اولیه تحت بار انفجاری و بر اساس ملاحظات آیین‌نامه UFC3-340-02 و برای سطوح عملکرد فوق‌الذکر باز طراحی گردیدند. نتایج نشان می‌دهد سازه‌های طراحی شده در برابر بارهای لرزه‌ای، رفتار مناسبی در برابر بارهای انفجاری از خود نشان نمی‌دهند و به‌منظور تأمین سطوح عملکرد قاب‌ها در برابر بار انفجاری لازم است از مقاطع قوی‌تری استفاده گردد. همچنین در این تحقیق مشاهده گردید با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها، مقادیر پارامترهای سازه‌ای قاب‌ها در برابر بار لرزه‌ای و انفجار همگرا می‌شوند.

واژگان کلیدی: سیستم سازه‌ای، قاب خمشی فولادی، انفجار، طراحی بر اساس عملکرد، مدل بهینه، استفاده بی‌وقفه، بار لرزه‌ای.

ارائه مدل بهینه طراحی قاب‌های خمشی فولادی مقاوم در برابر زلزله برای بار انفجار سطحی

محبوبه میرزائی علی‌آبادی (نویسنده مسئول)

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه

صنعتی خاتم‌الانبیاء بهبهان، بهبهان، ایران،

mirzaie@bkatu.ac.ir

مهدی میرزائی علی‌آبادی

مربی، عضو هیئت‌علمی مرکز تحقیقات توسعه مدیریت، تهران، ایران

۱- مقدمه

اگر تخریب شوند باعث ایجاد اختلال یا ضرر اقتصادی عمده به کارفرما می‌شوند، باید حفاظت شوند. واضح است که در هنگام بررسی هر پدیده‌ای، ابتدا باید درک درستی نسبت به آن پدیده و پیامدهای آن داشت. در ادامه به بررسی پیشینه تحقیقات صورت گرفته در زمینه طراحی سازه‌های فولادی در برابر انفجار پرداخته شده است.

بوگوسیان و همکاران [۱] به بررسی ساختمانی در ایالت فلوریدای آمریکا پرداخته‌اند. این ساختمان دارای ارتفاعی در حدود ۷۰ متر و دارای سیستم قاب فولادی مهاربندی شده در دو جهت می‌باشد. در طراحی سازه‌ی مورد بررسی به دلیل ارتفاع نسبتاً زیاد، نیروی ناشی از بار باد بر زلزله حاکم شده است. در این تحقیق بارهای انفجاری در محدوده ۱۰۰۰-۳۰۰ kips بر سازه‌ها وارد شده است. نتایج حاصل از تحلیل و بررسی‌های آماری ارائه شده در این تحقیق، به‌صورت نمودار احتمال وقوع

اهداف اولیه طراحی ساختمان‌ها برای مقاوم‌سازی در برابر انفجار شامل ایمنی ساکنین، جلوگیری از وقوع انهدام پیش‌رونده و توجه به ملاحظات اقتصادی می‌باشد. طراحی ساختمان مقاوم در برابر انفجار، باید سطحی از ایمنی را برای افراد درون ساختمان تأمین کند که به هنگام وقوع انفجار کمتر از ایمنی افراد خارج از ساختمان نباشد. مستندات حوادث گذشته نشان می‌دهند که بسیاری از تلفات و صدمات جدی در نتیجه فرو ریختن ساختمان‌ها، روی افراد درون ساختمان بوده است. در اینجا هدف کاستن از احتمال ایجاد خطر توسط خود ساختمان، به هنگام انفجار است. یکی دیگر از اهداف طراحی ساختمان مقاوم در برابر انفجار، پرهیز از ایجاد ضررهای اقتصادی یا به حداقل رساندن آن است. ساختمان‌هایی که دارای اطلاعات تجاری، تجهیزات حساس یا ضروری و تجهیزات گران‌قیمت بوده و دارای نقش هدایتی بلندمدت هستند و نیز تجهیزاتی که

۳/۹۶ متر از پرستون بود که شرایط انفجار تحت فشار متوسط را ارضا می‌نمود. در این تحقیق به بررسی تغییر مکان حداکثر بر حسب زمان تحلیل برای اتصالات مختلف پرداخته شده است. نتایج تحقیق نشان می‌دهد که اتصالات با ورق‌های کناری، در برابر انفجار رفتار مناسب‌تری نسبت به اتصالات معمولی از خود نشان می‌دهند. همچنین با توجه به این که استفاده از این اتصالات، محل مفصل خمیری را به داخل تیر منتقل می‌کنند نسبت به اتصالات معمولی رفتار مناسب‌تری دارند. با مقایسه‌ی رفتار اتصالات مشابه با تفاوت در ضخامت ورق اتصال، نشان داده شد که دو برابر کردن ضخامت ورق اتصال، تغییر مکان داخل صفحه را کاهش می‌دهد.

نصر و همکاران [۶] در پژوهش خود ۱۳ نمونه تیر فولادی را تحت بار انفجاری ثابت در آزمایشگاه مورد بررسی قرار دادند. به‌منظور مدل‌سازی نمونه‌های آزمایشگاهی از نمونه‌های یک‌درجه آزادی با احتساب رفتار غیرخطی استفاده شد و به‌منظور در نظر گرفتن وابستگی رفتار المان به سرعت بارگذاری با تقسیم مقطع عرض تیر به لایه‌های مختلف، نمودار ممان-انحنای نمونه محاسبه شد که منجر به توزیع غیرخطی تنش در مقطع گردید. همچنین برای در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر در تحلیل تیر، نمونه‌ها با سیستم چند درجه آزادی نیز مدل‌سازی شدند. نتایج حاصل از این تحقیقات نشان داد که آیین‌نامه‌ی UFC3-340-02 آمریکا فشار وارد بر سازه‌ها را با دقت بسیار قابل قبولی پیش‌بینی می‌کند؛ اما مدت تداوم فاز مثبت ارائه شده در این آیین‌نامه دقت لازم را نداشته و هم‌خوانی مناسبی با نتایج آزمایشگاهی ندارد. با مقایسه‌ی نتایج مدل یک‌درجه آزادی و چند درجه آزادی مشخص شد که به دلیل تفاوت در تغییر مکان واقعی و مدل‌شده سیستم یک‌درجه آزادی، نیروهای برشی و خمشی سیستم یک‌درجه آزادی با چند درجه آزادی متفاوت هستند؛ اما در حالت کلی به دلیل این که مود اول این تیرها حاکم بر رفتار واقعی این تیر می‌باشد، نمونه‌های یک‌درجه آزادی علی‌رغم اختلاف کمی که با نمونه‌های چند درجه آزادی دارند، رفتار قابل قبولی را از خود نشان می‌دهند.

حادثه برحسب فاصله و وزن مواد منفجره ارائه شده است که می‌تواند در انجام طراحی سازه‌ها بسیار مفید باشد.

لیو [۲] به تحلیل عددی قاب فولادی ۵ طبقه در معرض آسیب‌های موضعی ناشی از بار انفجار و آتش پرداخت. مطالعه بر روی ستون‌های سازه نشان داد که کماتش موضعی غیرالاستیک در مقاطع بحرانی در مقادیر نرخ کرنش بالا رخ می‌دهد. همچنین تغییر شکل‌های دائمی، کماتش موضعی و جاری شدن اعضا در بار انفجار مقاومت سازه و قاب را در برابر آتش کاهش می‌دهد.

ایزدی‌فر و ماهری [۳] به بررسی اثرات شکل‌پذیری بر رفتار سازه‌های فولادی تحت بار انفجار پرداختند. آنها در این تحقیق ۹ نمونه قاب فولادی با تعداد طبقات و دهانه‌های مختلف در معرض بارهای انفجاری مختلف را مورد بررسی قرار دادند. ایشان منحنی‌های نیرو-تغییر مکان تحت بار انفجار برای هر قاب را بررسی و پارامترهای شکل‌پذیری را نیز مورد مطالعه قرار دادند.

به‌منظور مدل‌سازی رفتار واقعی تیر حیدرپور و بردفورد [۴] با استفاده از نرم‌افزار آباکوس تیری را بدون از دست دادن کلیت خود با شش فنر به‌منظور مدل‌سازی رفتار واقعی تیر مدل نمودند. این تیر تحت بار قائم q_g که شامل بار مرده و زنده بوده و همچنین بار انفجار q_e (که وابسته به زمان می‌باشد)، قرار داشت. در این پژوهش راه‌حلی برای تحلیل غیرخطی اعضای فولادی تحت بارهای انفجاری ارائه شد. حیدرپور و بردفورد به‌منظور بررسی صحت و دقت روش ارائه شده، تیر مورد بررسی را به کمک روش المان محدود تحلیل کرده و سپس با نتایج تحلیل ناشی از روش‌های خود مقایسه کردند. مطابق شکل (۱) آن مقاله، نتایج حاصل از روش المان محدود و روش تحلیلی، از انطباق قابل قبولی برخوردار بودند.

اورگسا و آرچیشوسکی [۵] در تحقیقات خود یک قاب ۸ طبقه‌ی فولادی را که در برابر بارهای سرویس (مرده و زنده) طراحی شده بود؛ تحت بار انفجاری مورد بررسی قرار دادند. محل قرارگیری ماده منفجره به وزن ۹۰/۷ کیلوگرم در فاصله‌ی

طراحی قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده در برابر زلزله، به روش طراحی بر اساس عملکرد برای سه سطح عملکرد IO، LS و CP در برابر بار انفجار و مقایسه و بررسی پاسخ‌های سازه‌ای قاب‌ها در برابر بار زلزله و بار انفجار می‌باشد. قاب‌های مورد مطالعه با تعداد طبقات ۴ تا ۸ طبقه در ابتدای تحقیق بر اساس آیین‌نامه FEMA356 برای بار لرزه‌ای در سطوح عملکردی IO، LS و CP طراحی شده‌اند. در ادامه‌ی تحقیق این قاب‌ها بر اساس آیین‌نامه UFC3-340-02 تحت بار انفجاری و برای سطوح فوق‌باز طراحی شده‌اند. نتایج تحقیق به صورت بررسی وزن قاب‌ها، تغییر مکان افقی بام و شتاب مطلق بام در سطوح عملکردی مختلف تحت بار لرزه‌ای و بار انفجار مورد بررسی قرار گرفته است.

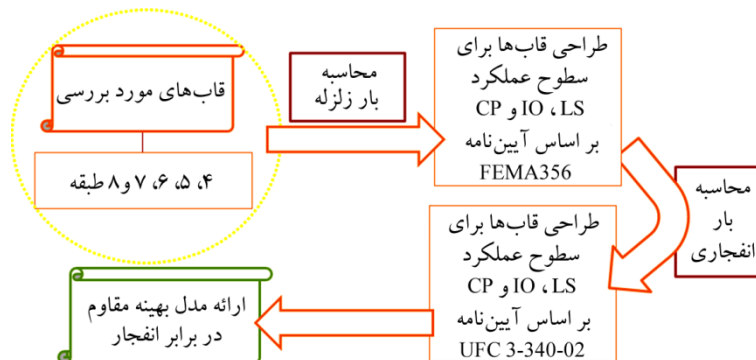
۲- روش انجام تحقیق

در این تحقیق، ابتدا قاب‌های مورد نظر بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۹]، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۰] و FEMA356 [۱۱]، برای سطوح عملکرد IO، LS و CP طراحی شده‌اند. سپس با توجه به ویژگی‌های طراحی سازه‌ها در برابر انفجار، قاب‌ها با مقاطع به دست آمده در مرحله قبل در معرض بار انفجاری واقع شده‌اند و سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه UFC3-340-02 [۱۲] و مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۰] برای سطوح عملکرد IO، LS و CP بازطراحی شده‌اند. در شکل (۱) روند انجام تحقیق به صورت شماتیک نمایش داده شده است.

فورنی و همکاران [۷] در مطالعات خود به ارائه روشی واقع‌بینانه برای مطالعه ظرفیت باربری ستون‌های فولادی تحت شرایط آتش و انفجار پرداختند. این مطالعات با تحلیل دینامیکی غیرصریح انجام گرفت. نتایج تحقیقات با برنامه LS-DYNA نشان داد که ظرفیت باربری باقیمانده متأثر از فاصله مواد انفجاری می‌باشد. همچنین زمان بارگذاری آتش یکی دیگر از عوامل مؤثر در این زمینه می‌باشد. به علاوه، تحقیقات ایشان نشان داد که شرایط اولیه که منجر به خرابی پیش‌رونده در قاب‌های فولادی می‌شود تحت ترکیبی از اثر آتش و بارگذاری انفجاری می‌باشد.

حسنوند و همکاران [۸] در تحقیقات خود به مقایسه طراحی سیستم قاب ساده فولادی و مهاربند هم‌محور مقابل انفجار به دو روش ضرایب بار و مقاومت و سطوح عملکردی پرداختند. در این مطالعه عددی مدل‌های سازه‌ای دو بعدی با تعداد طبقات ۲ و ۵ در دو سیستم قاب ساده فولادی و قاب مهاربند هم‌محور با برنامه Sap2000 مورد تحلیل دینامیکی قرار گرفتند. مدل‌ها بر اساس دستورالعمل UFC3-340-02 در دو سطح مختلف بار انفجاری بررسی شدند. نتایج تحلیل و طراحی با دو روش سطح عملکرد پایین و روش بار و مقاومت نشان داد که با افزایش تعداد طبقات اختلاف مقادیر پاسخ سازه‌ای به دست آمده از هر دو روش طراحی به تدریج افزایش یافته و میزان امن بودن سازه به مراتب کاهش می‌یابد.

با توجه به اهمیت مطالعه طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله برای بار انفجار، هدف این تحقیق، ارائه مدل بهینه



شکل (۱): روند انجام تحقیق.

۳- فرآیند مدل سازی

۳-۱- معرفی مدل ها

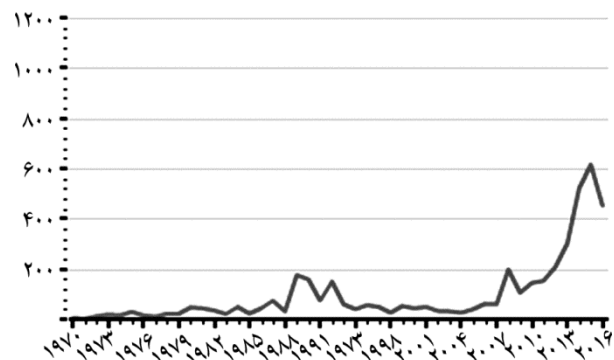
با توجه به اینکه هدف تحقیق، ارائه الگوی طراحی مقاوم برای ساختمان‌ها با درجه‌های اهمیت متفاوت می‌باشد، نویسندگان سه سطح عملکرد IO، LS و CP را مورد بررسی قرار داده‌اند. همچنین با توجه به سیستم متداول سازه‌ای و ارتفاع معمول ساختمان‌ها از قاب‌های ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ طبقه با سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی و کاربری تجاری (همه قاب‌ها دارای سه دهانه می‌باشند، عرض دهانه‌ها ۵ متر و ارتفاع هر طبقه ۳ متر می‌باشد) استفاده شده است.

۳-۲- محاسبه بار طراحی

به منظور طراحی لرزه‌ای قاب‌ها برای سطوح عملکرد IO، LS و CP از آیین‌نامه FEMA356 استفاده شده است [۱۱]. قاب‌ها برای سطح خطر ۱ (۱۰ درصد احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل ۴۷۵ سال است) طراحی شده‌اند. سازه‌های مورد بررسی در شهر تهران با پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده‌اند. مقاطع سازه‌های طراحی شده برای بار لرزه‌ای به‌عنوان فرض اولیه در برابر بار انفجاری در نظر گرفته شده‌اند.

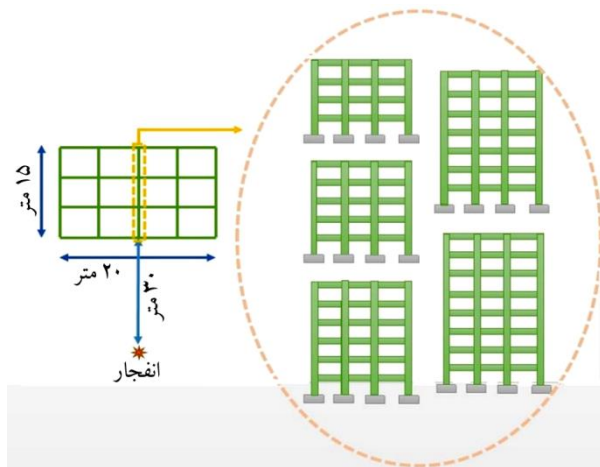
به منظور تعیین بار انفجاری مبنا، حملات تروریستی مورد بررسی قرار گرفت. در نمودار شکل (۲) تعداد وقوع حملات تروریستی در سراسر جهان در سال‌های گذشته نشان داده شده است که اهمیت توجه به این موضوع را بیشتر نمایان می‌سازد.

با توجه به بررسی تاریخچه حوادث تروریستی در سال‌های

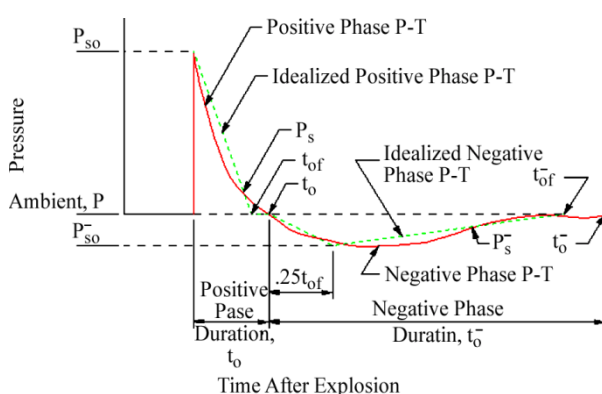


شکل (۲): تعداد وقوع حملات تروریستی در سراسر جهان.

گذشته و با علم به این موضوع که قاب‌ها تحت انفجار سطحی حوزه دور بررسی می‌شوند؛ بار انفجاری مبنا، ۱۰ تن TNT در فاصله ۳۰ متری از قاب‌ها در نظر گرفته شده است. محاسبه بار انفجاری بر اساس آیین‌نامه UFC 3-340-02 صورت پذیرفته است. در محاسبه نمودار فشار - زمان بار انفجار، فاز منفی (مکش) نیز در نظر گرفته شده است. پلان، نمای قاب‌های مورد مطالعه و محل قرارگیری ماده منفجره در شکل (۳) نشان داده شده است. در شکل (۴)، نمودار فشار - زمان انفجار بر طبق آیین‌نامه UFC 3-340-02 ارائه شده است.



شکل (۳): پلان ساختمان و جانمایی ماده منفجره و محل قرارگیری قاب‌های مورد بررسی.



شکل (۴): نمودار فشار - زمان انفجار بر طبق آیین‌نامه UFC 3-340-02.

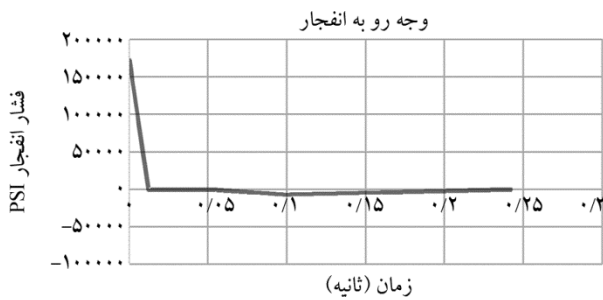
۳-۲-۱- روند محاسبه بار انفجاری بر طبق آیین‌نامه UFC 3-340-02

در جدول (۱) مراحل محاسبه بار انفجار بر اساس آیین‌نامه

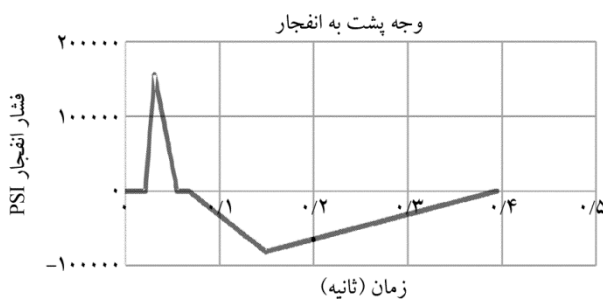
UFC 3-340-02 به صورت مختصر ارائه شده است.

جدول (۱): محاسبه بار انفجاری بر طبق آیین‌نامه UFC 3-340-02.

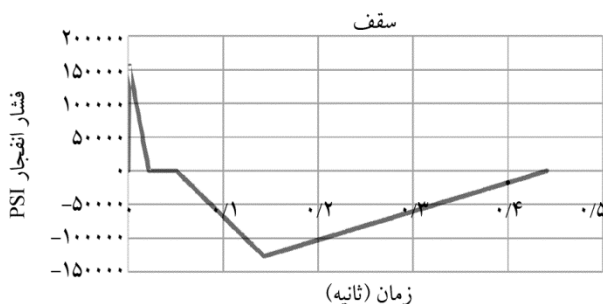
محاسبه بار انفجاری بر طبق آیین‌نامه UFC 3-340-02		گام ۱
تعیین مشخصات و ابعاد سازه، میزان ماده منفجره و فاصله از سازه		گام ۲
تعیین فاصله مقیاس شده بر اساس رابطه $Z_G = \frac{R_G}{W^{\frac{1}{3}}}$ Z_G فاصله ماده منفجره از سازه بر حسب ft و W مقدار ماده منفجره بر حسب lb می‌باشد. برای نقطه ابتدای قاب به منظور استفاده در محاسبه فشار انفجار در وجه رو به انفجار و نقطه انتهای قاب به منظور استفاده در محاسبه فشار انفجار در وجه پشت به انفجار		گام ۳
۱- محاسبه پارامترهای فشار انفجار شامل $P_{so}, t_A, L_W, t_o, i_s$ بر اساس نمودار ۲-۱۵ UFC 3-340-02 ۲- محاسبه C_{ra} بر اساس نمودار ۲-۱۹۳ UFC 3-340-02 ۳- محاسبه i_{ra} بر اساس نمودار ۲-۱۹۴ UFC 3-340-02 ۴- محاسبه C_r بر اساس نمودار ۲-۱۹۲ UFC 3-340-02 ۵- محاسبه t_c با استفاده از رابطه $t_c = \frac{4s}{(1+R)c_r}$ $s = \min$ (ارتفاع قاب یا نصف عرض آن) $G = \max$ (ارتفاع قاب یا نصف عرض آن) $R = S/G$	محاسبه فاز مثبت انفجار	گام ۳
۶- محاسبه t_{of} با استفاده از رابطه $t_{of} = \frac{2i_s}{P_{so}}$ ۷- تعیین q_0 بر اساس نمودار ۲-۳ برای p_{so} ۸- محاسبه رابطه $P_{so} + CDq_0$ (محاسبه CD بر اساس بخش ۲-۱۵، ۳، ۲ آیین‌نامه UFC 3-340-02) ۹- محاسبه t_{rf} بر اساس رابطه $t_{rf} = \frac{2i_{ra}}{P_{ra}}$	محاسبه فاز منفی انفجار	گام ۳
۱- تعیین Z متناظر p_{ra} و i_{ra} از نمودار ۲-۱۵ آیین‌نامه UFC 3-340-02 $Z = \frac{i_{ra}}{W^{\frac{1}{3}}}$ ۲- محاسبه i_{ra}^- و p_{ra}^- بر اساس Z محاسبه شده در گام ۱ با استفاده از نمودار ۲-۱۶ آیین‌نامه UFC 3-340-02 ۳- محاسبه t_{rf}^- با استفاده از رابطه $t_{rf}^- = \frac{2i_{ra}^-}{P_{ra}^-}$ ۴- محاسبه رابطه $t_o + 0.27t_{rf}^-$ و رسم نمودار فشار-زمان وجه رو به انفجار	محاسبه فاز مثبت انفجار	گام ۴
۱- محاسبه $\frac{L_{wf}}{L}$ (عرض قاب، L_{wf} محاسبه شده در گام ۳ (الف- بند ۱)) ۲- محاسبه C_E بر اساس نمودار ۲-۱۹۶ UFC 3-340-02 و محاسبه $C_E \times P_{Sof}$ ۳- محاسبه $\frac{t_d}{W^{\frac{1}{3}}}$ بر اساس نمودار ۲-۱۹۷ UFC 3-340-02 و محاسبه t_d ۴- محاسبه $\frac{t_{of}}{W^{\frac{1}{3}}}$ بر اساس نمودار ۲-۱۹۸ UFC 3-340-02 و محاسبه t_{of} ۵- تعیین q_0 بر اساس نمودار ۲-۳ برای $C_E \times P_{Sof}$ ۶- محاسبه رابطه $C_E P_{Sof} + C_D q_0$ (محاسبه C_D بر اساس بخش ۲-۱۵، ۳، ۲ آیین‌نامه UFC 3-340-02)	محاسبه فاز منفی انفجار	گام ۴
۱- محاسبه C_E^- و $\frac{t_{of}^-}{W^{\frac{1}{3}}}$ برای $\frac{L_{wf}}{L}$ با استفاده از نمودارهای ۲-۱۹۶ و ۲-۱۹۸ آیین‌نامه UFC 3-340-02 و محاسبه P_r^- از رابطه $P_r^- = C_E^- \times P_{Sof}$ و t_{of}^- ۲- محاسبه $t_o + t_{of}^-$ و $t_o + 0.27t_{of}^-$ و رسم نمودار فشار-زمان وارد بر سقف	محاسبه نمودار فشار-زمان مشابه گام ۴، با این تفاوت که در بند ۱ محاسبه فاز مثبت انفجار، L برابر ارتفاع قاب در نظر گرفته شود.	گام ۵



شکل (۷): نمودار فشار - زمان بار انفجاری وجه رو به انفجار.



شکل (۸): نمودار فشار - زمان بار انفجاری پشت به انفجار.

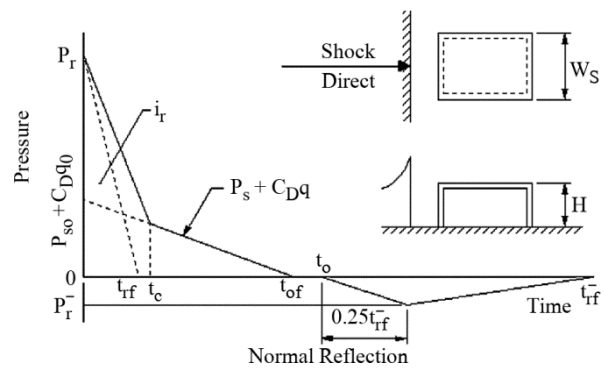


شکل (۹): نمودار فشار - زمان بار انفجاری سقف.

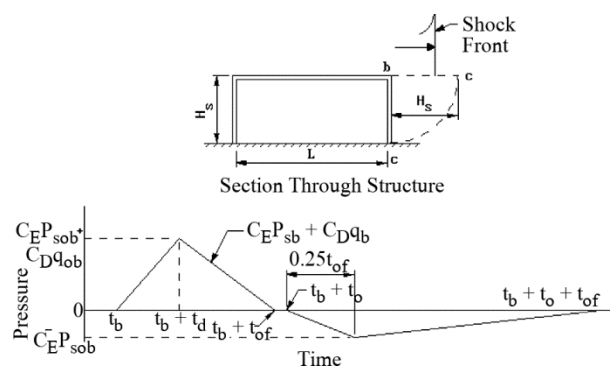
بر اساس عملکرد، اعضا وارد رفتار غیرخطی شده و از ظرفیت شکل‌پذیری و جذب انرژی اعضا استفاده می‌گردد، به همین دلیل مقاطع به دست آمده تحت بار لرزه‌ای به عنوان فرض اولیه در طراحی قاب‌ها در برابر انفجار استفاده می‌گردد.

با توجه به اینکه آثار ناشی از بار ثقلی می‌تواند بر رفتار سازه تحت بار انفجار اثر گذارد، بنابراین در گام اولیه بارهای ثقلی به قاب مورد نظر اعمال و قاب تحلیل شده است.

در تحلیل سازه‌ها در برابر بار انفجاری از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده می‌شود که در این روش اصل آثار قوا برقرار نیست [۱۴]. در طراحی قاب‌ها در برابر انفجار، به دلیل نرخ کرنش سریع بارگذاری انفجاری، عضو سازه‌ای از خود مقاومت



شکل (۵): نمودار فشار - زمان بار انفجار در وجه رو به انفجار.



شکل (۶): نمودار فشار - زمان انفجار در وجه پشت به انفجار.

در شکل‌های (۵) و (۶) پارامترهای نمودار فشار-زمان بر اساس جدول (۱)، ارائه شده است. در شکل‌های (۷) تا (۹) نمودارهای فشار-زمان بارگذاری انفجاری بر وجه رو به انفجار، پشت به انفجار و سقف که بر اساس جدول (۱)، محاسبه شده، نمایش داده شده است. همان‌طور که در شکل‌ها مشخص است زمان رسیدن بار انفجاری به وجه رو به انفجار و سقف یکسان می‌باشد و بار انفجار با تأخیر زمانی (مدت زمانی که جبهه انفجار عرض قاب را طی نماید) به وجه پشتی وارد می‌گردد. فشار ناشی از انفجار ماده منفجره پس از رسیدن به قاب به سطح مقطع ستون‌ها، کف بام و سطح مقطع تیرها وارد می‌گردد. برای رسیدن به اهداف سطح عملکرد طراحی قاب‌ها لازم است با سعی و خطا و تغییر ابعاد مقاطع تیرها و ستون‌ها به هدف مطلوب دست یافت.

۳-۳- تحلیل و طراحی قاب‌ها

ابتدا قاب‌ها در نرم‌افزار SAP2000 [۱۳] در برابر بار لرزه‌ای برای سطوح عملکرد LS، IO، CP طراحی می‌شوند. در روش طراحی

بررسی و کنترل نیروی طرح‌ها پرداخته شده است. در این مرحله مقادیر نیروی برشی حداکثر اعضا در مقاطع بحرانی برش، حاصل از تحلیل‌ها استخراج و با ظرفیت برشی مقاطع کنترل گردید. در شکل (۱۰)، دیاگرام طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار ارائه شده است.

جدول (۲): محدودیت‌های تغییر شکل‌های جانبی طبقات [۱۲].

سطح عملکرد	محدودیت تغییر شکل‌های جانبی طبقات
استفاده بی‌وقفه	H/50
ایمنی جانی	H/35
آستانه فروریزش	H/25

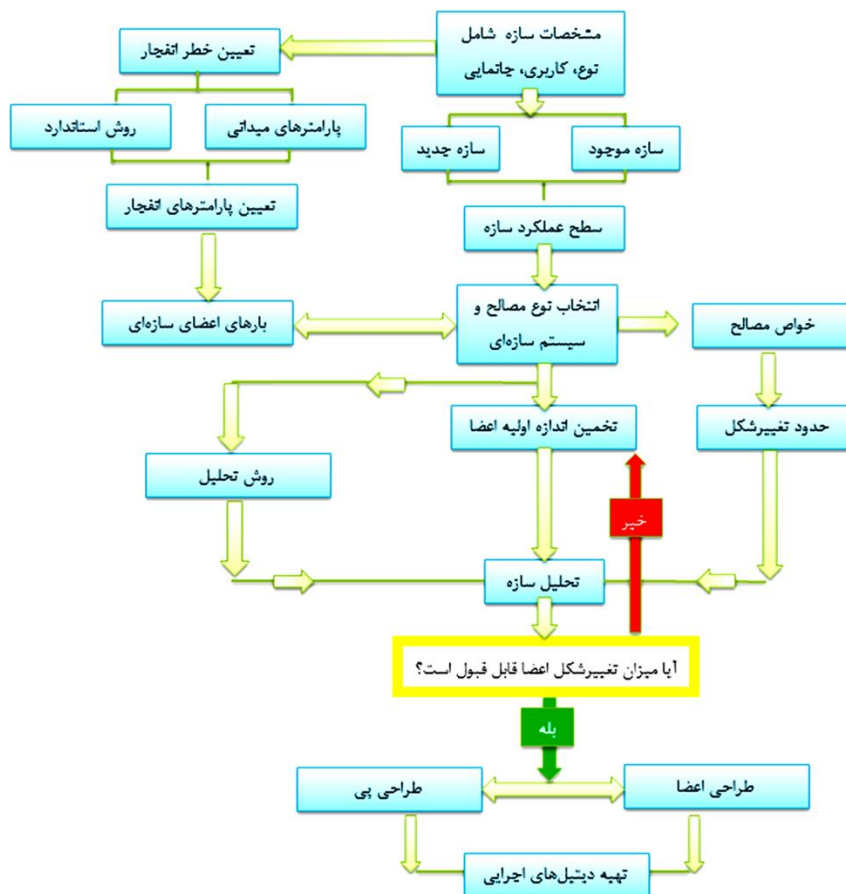
۴- یافته‌های تحقیق

در این تحقیق ۳۰ قاب مورد تحلیل و طراحی قرار گرفت. در شکل (۱۱) به‌عنوان نمونه دو قاب ۴ و ۸ طبقه طراحی شده برای سطوح عملکرد LS نشان داده شده است. با توجه به این امر که

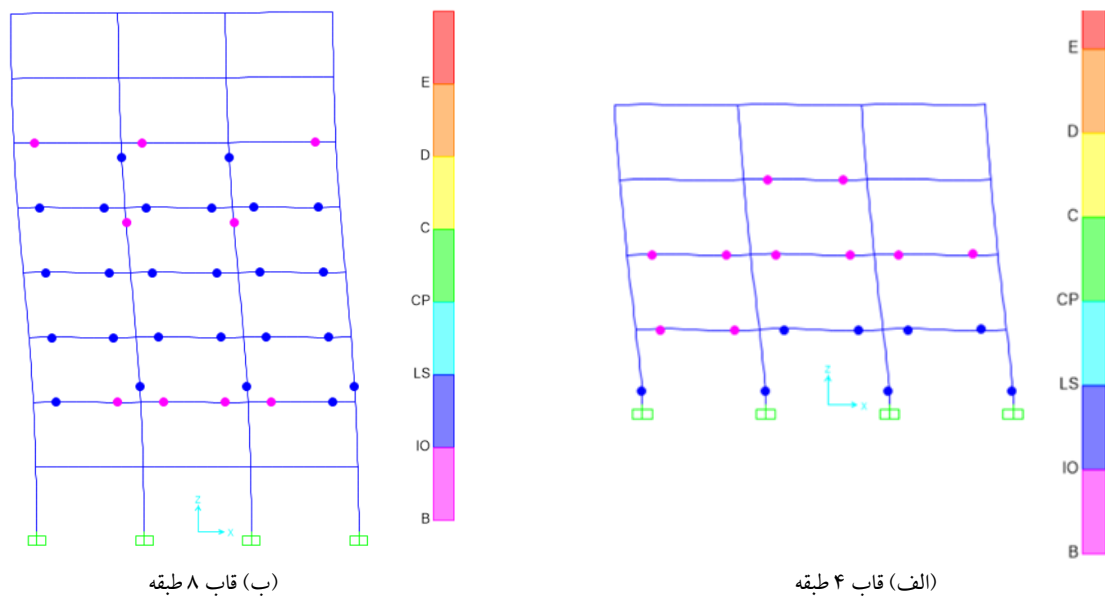
بیشتری نسبت به حالتی که تحت بارگذاری استاتیکی قرار گرفته، نشان می‌دهد؛ بنابراین مقاومت نهایی دینامیکی عضوی که تحت بارگذاری انفجاری قرار گرفته، بیشتر از مقاومت استاتیکی نهایی آن می‌باشد. برای در نظر گرفتن این ویژگی از ضریب افزایش دینامیکی استفاده می‌شود. این ضریب در UFC 3-340-02-2014 بر اساس دوری و نزدیکی انفجار و نوع تنش برای بتن و فولاد ارائه شده است. ترکیب بار طراحی انفجاری در نظر گرفته شده برای اعضا بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، به‌صورت زیر است [۱۰].

$$1.2(DL) + 0.5(LL) + 0.2(SL) + (BL) \quad (1)$$

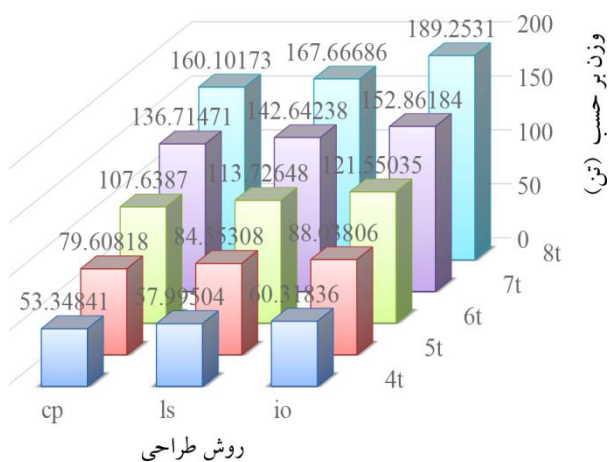
لازم است به‌منظور تأمین ایمنی طرح‌های مقاوم در برابر انفجار، همه‌ی نمونه‌ها به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقادیر جابه‌جایی نسبی طبقات از مقادیر مجاز آیین‌نامه مطابق جدول (۲) کمتر باشد. همچنین با استفاده از روابط ارائه‌شده در UFC3-340-02-2014 به



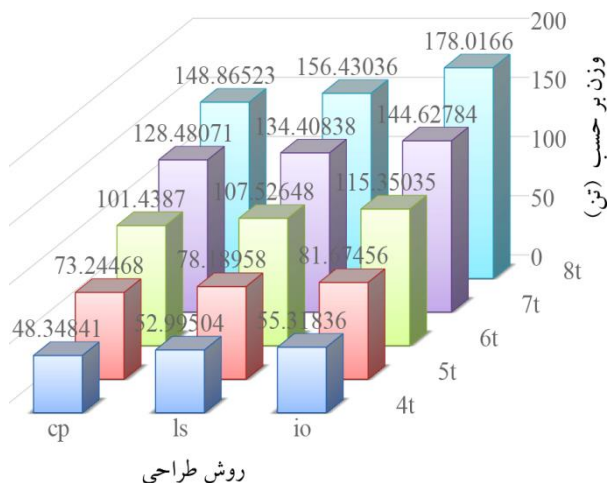
شکل (۱۰): دیاگرام طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار.



شکل (۱۱): دو قاب ۴ و ۸ طبقه طراحی شده برای سطوح عملکرد LS.



شکل (۱۲): مقایسه وزن قاب‌ها بر اساس روش طراحی در برابر بار انفجار.

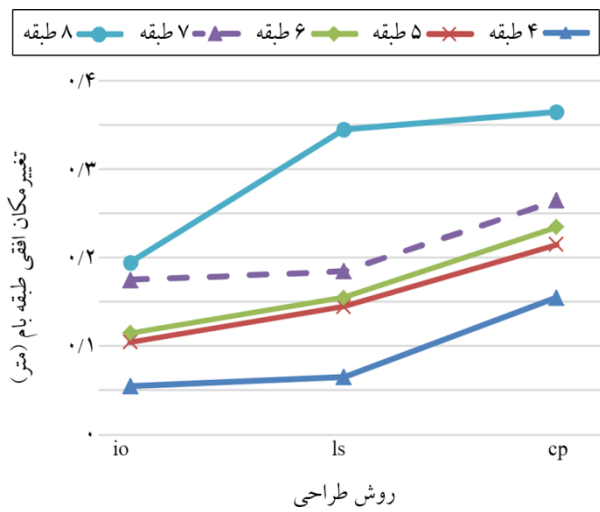


شکل (۱۳): مقایسه وزن قاب‌ها بر اساس روش طراحی در برابر بار لرزه‌ای.

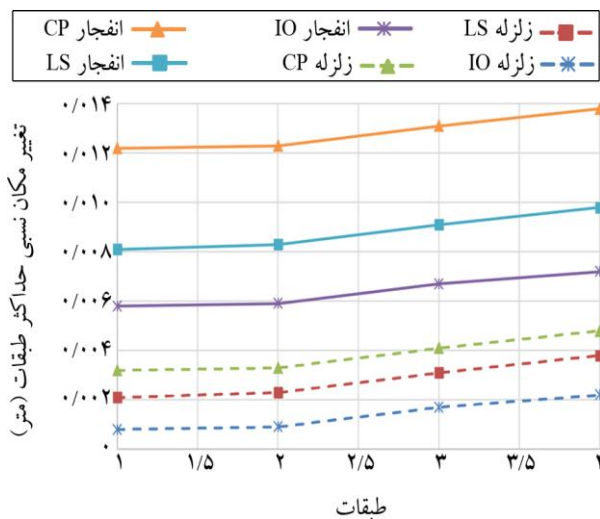
مقاطع احصا شده در طراحی قاب‌ها در برابر بار لرزه‌ای به‌عنوان فرض اولیه مقاطع قاب‌ها در برابر بار انفجار می‌باشند، مشاهده شد که هیچ‌یک از قاب‌های طراحی شده در برابر بار لرزه‌ای در هر سه سطح عملکرد IO، LS و CP، در برابر بار انفجار سطحی همان سطوح عملکرد را تأمین نمی‌نمایند که این امر ممکن است به دلیل تفاوت ماهیت بارهای انفجاری نسبت به بار لرزه‌ای باشد. در این مطالعه وزن قاب‌ها، تغییر مکان افقی بام و شتاب مطلق بام در سطوح عملکردی مختلف تحت بار لرزه‌ای و بار انفجار مورد بررسی قرار گرفته است.

۴-۱- بررسی وزن مصالح سازه‌ای مصرفی

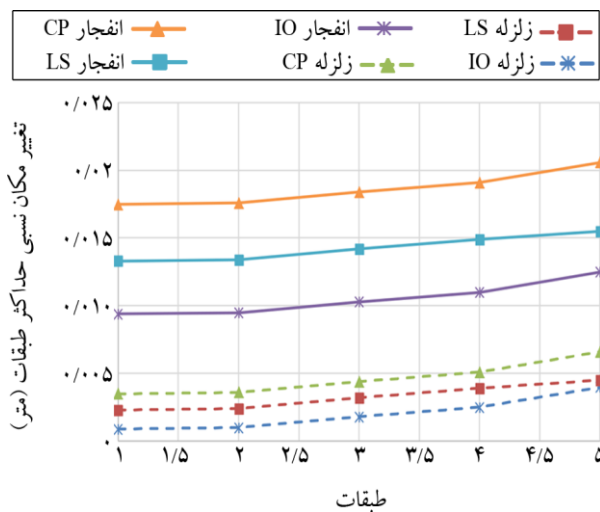
یکی از پارامترهای تأثیرگذار در طراحی بهینه سازه‌ها، میزان وزن مصالح مصرفی می‌باشد. در این تحقیق به‌منظور رسیدن به سطوح عملکرد مورد نظر از سعی و خطا استفاده شده است؛ بدین معنی که با تغییر مقاطع طرح‌ها از سطح عملکرد IO به LS و از LS به CP رسیده‌اند. مقایسه وزن قاب‌ها بر اساس روش طراحی در برابر بار انفجار در شکل (۱۲) و برای بار لرزه‌ای در شکل (۱۳)، ارائه شده است. نتایج تحقیق نشان می‌دهد که مصالح سازه‌ای مصرفی قاب‌ها در برابر بار انفجار و لرزه‌ای برای سطوح عملکرد IO، LS و CP به ترتیب کاهش می‌یابد.



شکل (۱۵): تغییر مکان افقی طبقه بام ناشی از بار زلزله.



شکل (۱۶): مقایسه تغییر مکان نسبی حداکثر طبقات در سازه ۴ طبقه.



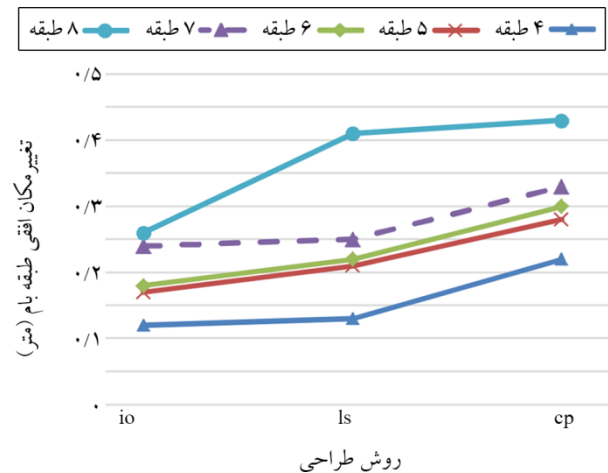
شکل (۱۷): مقایسه تغییر مکان نسبی حداکثر طبقات در سازه ۵ طبقه.

همچنین در قاب‌های ۴ طبقه و ۵ طبقه اختلاف میان وزن مصالح سازه‌ای مصرفی در سه سطح عملکرد نسبتاً کم می‌باشد؛ اما در قاب‌های شش، هفت و هشت طبقه اختلاف وزن مصالح سازه‌ای بین سطوح عملکرد افزایش می‌یابد و بیشترین اختلاف میزان وزن در قاب هشت طبقه مشاهده می‌شود. بررسی قاب‌های طراحی شده نشان می‌دهد که وزن مصالح سازه‌ای مصرفی نمونه‌های سازه‌ای در برابر بار لرزه‌ای، از وزن مصالح سازه‌ای مصرفی قاب‌های طراحی شده در برابر انفجار کمتر است.

۴-۲- بررسی تغییر مکان افقی بام طبقات

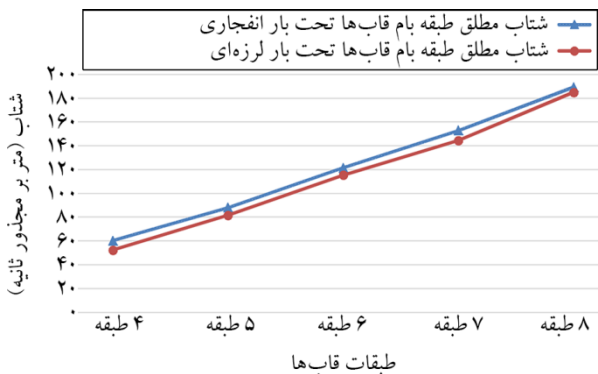
تغییر مکان افقی طبقه بام ناشی از بار انفجار سطحی و بار لرزه‌ای به ترتیب در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) نشان داده شده است. نتایج تحلیل سازه‌ها در برابر بار انفجار و لرزه‌ای نشان می‌دهد که مقدار تغییر مکان کلی بام از سطح عملکرد IO به LS و از LS به CP افزایش می‌یابد. دلیل این امر این است که با کاهش سطح عملکرد از IO به LS و از LS به CP مقادیر تغییر شکل‌های مجاز (معیارهای پذیرش) در طراحی بزرگ‌تر در نظر گرفته می‌شود و بنابراین با تغییرات سطح عملکرد به ترتیب فوق، مقادیر تغییر شکل کلی بام نیز افزایش یافته است. همچنین با توجه به نتایج به‌دست آمده، مقادیر تغییر مکان افقی بام قاب‌ها در برابر بار لرزه‌ای نسبت به بار انفجاری کمتر است.

در شکل‌های (۱۶) تا (۲۰)، تغییر مکان نسبی حداکثر طبقات بر حسب متر به ترتیب برای سازه‌های ۴ تا ۸ طبقه ارائه شده است.

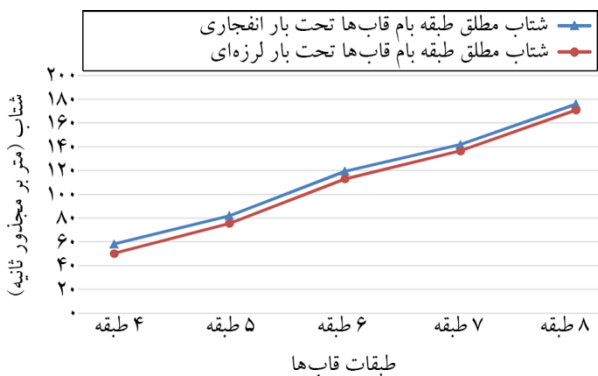


شکل (۱۸): تغییر مکان افقی طبقه بام ناشی از بار انفجار.

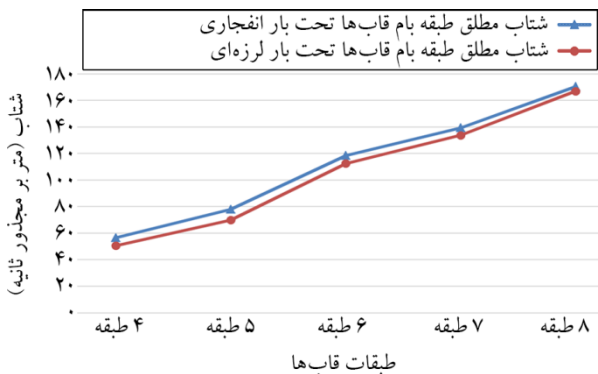
شده است. همان‌طور که نتایج تحقیق نشان می‌دهد، در طراحی قاب‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای و انفجاری شتاب مطلق بام طبقات از سطح عملکرد IO به LS و از LS به CP کاهش می‌یابد. همچنین با توجه به مقدار ماده منفجره و فاصله آن تا قاب‌ها و میزان بار لرزه‌ای در نظر گرفته شده در این تحقیق و با مقایسه نمودارهای شتاب در هر سه سطح عملکرد؛ مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد طبقات، شتاب مطلق طبقه بام قاب‌ها تحت بار لرزه‌ای و بار انفجاری به یکدیگر نزدیک شده است.



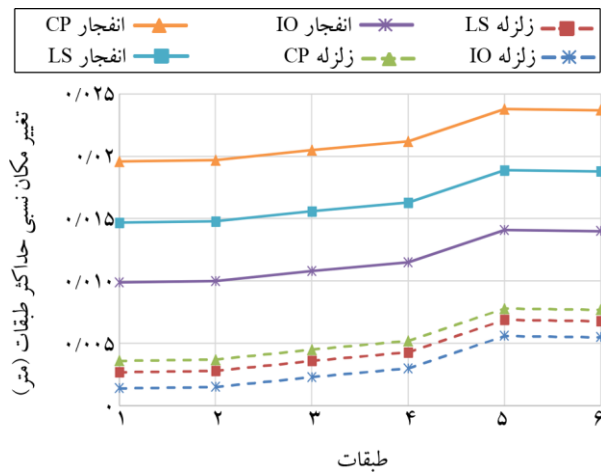
شکل (۲۱): شتاب مطلق طبقه بام در سطح عملکرد IO.



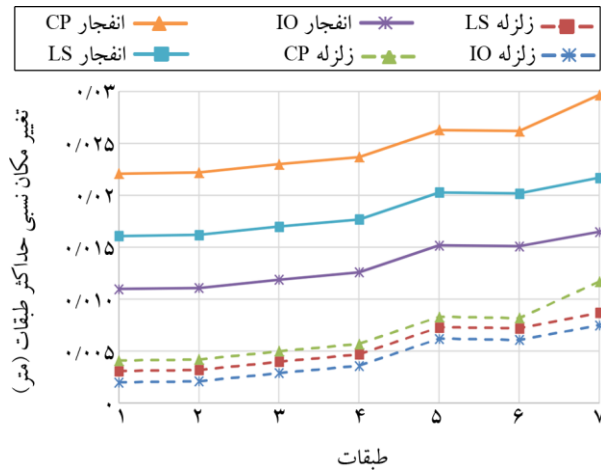
شکل (۲۲): شتاب مطلق طبقه بام در سطح عملکرد LS.



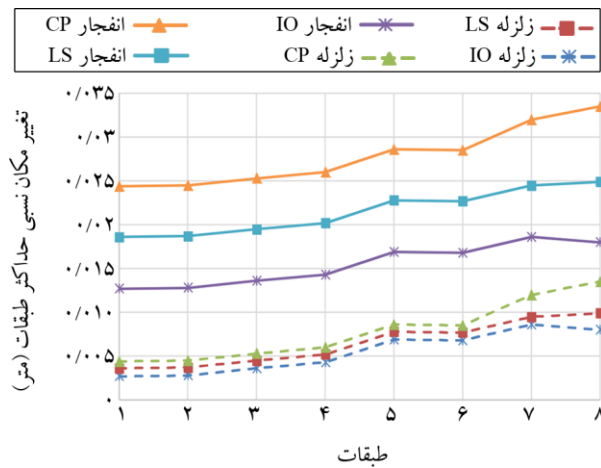
شکل (۲۳): شتاب مطلق طبقه بام در سطح عملکرد CP.



شکل (۱۸): مقایسه تغییر مکان نسبی حداکثر طبقات در سازه ۶ طبقه.



شکل (۱۹): مقایسه تغییر مکان نسبی حداکثر طبقات در سازه ۷ طبقه.



شکل (۲۰): مقایسه تغییر مکان نسبی حداکثر طبقات در سازه ۸ طبقه.

۳-۴ - بررسی شتاب مطلق بام قاب‌ها

شتاب مطلق طبقه بام تحت بار انفجار و بار لرزه‌ای در سطوح عملکرد IO، LS و CP در نمودار شکل‌های (۲۱) تا (۲۳) ارائه

۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به منظور تعیین الگوی بهینه طراحی سازه‌ها در برابر انفجار به تحلیل و طراحی قاب‌های فولادی ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ طبقه پرداخته شده است. با توجه به این امر که ساختمان‌ها به‌طور معمول در برابر بارهای لرزه‌ای تحلیل و طراحی می‌گردند، ابتدا سازه‌ها را در برابر بار لرزه‌ای برای سه سطح عملکرد IO، LS و CP تحلیل و طراحی نموده و مقاطع به‌دست آمده به‌عنوان فرض اولیه برای تحلیل و طراحی قاب‌ها در برابر انفجار استفاده شده است. نتایج تحقیق نشان می‌دهد که هیچ‌یک از قاب‌های طراحی شده در برابر بار لرزه‌ای در هر سه سطح عملکرد IO، LS و CP، در برابر بار انفجار همان سطوح عملکرد را تأمین نمی‌نماید. لذا قاب‌ها در برابر بارهای انفجاری نیز تحلیل و طراحی گردیدند. نتایج نشان می‌دهد که مصالح سازه‌ای مصرفی قاب‌ها در برابر بار انفجار و لرزه‌ای برای سطوح عملکرد IO، LS و CP به ترتیب کاهش می‌یابد. همچنین در قاب‌های ۴ طبقه و ۵ طبقه اختلاف میان وزن مصالح سازه‌ای مصرفی در سه سطح عملکرد نسبتاً کم می‌باشد؛ اما در قاب‌های ۶، ۷ و ۸ طبقه اختلاف وزن مصالح سازه‌ای بین سطوح عملکرد افزایش می‌یابد و بیشترین اختلاف میزان وزن در قاب ۸ طبقه مشاهده می‌گردد. مقادیر تغییر مکان کلی بام از سطح عملکرد IO به LS و از LS به CP افزایش می‌یابد. با توجه به نتایج به‌دست آمده، مقادیر تغییر مکان افقی بام قاب‌ها در برابر بار لرزه‌ای نسبت به بار انفجاری کمتر می‌باشد. بررسی شتاب مطلق طبقه بام قاب‌ها نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات؛ شتاب مطلق طبقه بام قاب‌ها تحت بار لرزه‌ای و بار انفجاری به یکدیگر نزدیک شده است.

در این تحقیق قاب‌ها برای یک بار گذاری انفجاری تحلیل و طراحی گردیده‌اند. با علم به این موضوع باید توجه نمود که سازه‌های طراحی شده در برابر بارهای لرزه‌ای برای سه سطح عملکرد ممکن است در برابر بارهای انفجاری با شدت کمتر همان سطوح عملکرد را تأمین نماید که این امر نیاز به طراحی قاب‌ها در برابر بارهای انفجاری با شدت‌های متفاوت و تعیین سطح خطر انفجار (مشابه سطوح خطر زلزله) می‌باشد که به‌عنوان موضوع تحقیقاتی در کارهای آتی این محققین قرار دارد.

مراجع

1. Bogosian, D.D., Dunn, B.W., and Chrostowski, J.D. (1991) Blast analysis of complex structures using physics-based fast-running models. *Computers and Structures*, **72**(1), 81-92.
2. Liew, J.Y.R. (2008) Survivability of steel frame structures subject to blast and fire. *Journal of Constructional Steel Research*, **64**, 854-866.
3. Izadifar, R.A. and Maheri, M.R. (2010) Ductility effects on the behavior of steel structures under blast loading. *International Journal of Science and Technology*. Transaction B: Engineering. **34**(B1), 49-62.
4. Heidarpour, A. and Bradford, M. (2011) Beam-column element for non-linear dynamic analysis of steel members subjected to blast loading. *Engineering Structures*, **33**(4), 1259-1266.
5. Urgessa, G.S. and Arciszewski, T. (2011) Blast response comparison of multiple steel frame connections. *Finite Elements in Analysis and Design*, **47**(7), 668-675.
6. Nassr, A., Razaqpur, A., Tait, M., Campidelli, M., and Foo, S. (2012) Single and multi degree of freedom analysis of steel beams under blast loading. *Nuclear Engineering and Design*, **242**, 63-77.
7. Forni, D., Chiaia, B., and Cadoni, E. (2017) Blast effects on steel columns under fire conditions. *Journal of Constructional Steel Research*, **136**, 1-10.
8. Hassanvand, P., Rasoul Abadi, M.H., Moghadam, A.S., and Hosseini, M. (2016) Comparison of designing simple steel frame and coaxial brace systems by contrast of blast, using two methods of load and resistance coefficients and performance surfaces. *Journal of Structural and Construction Engineering*, **3**(3), 112-127 (in Persian).
9. Building and Housing Research Center (2017) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings: Standard No 2800*. 3rd Edition (in Persian).
10. Iranian Code of loads on the building (2016). National Building Regulations No. 6 (in Persian).
11. FEMA356 (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency.

12. UFC (2014) Unified facilities criteria. Structures to resist the effects of accidental explosions, Superseding Army TM 5-1300.
13. Computers and Structures Inc. (2011) *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE*. Berkeley, California.
14. Dusenberry, D. (2010) *Handbook for Blast-Resistant Design of Buildings*. John Wiley & Sons, INC.

Optimized Model Design of Earthquake Resistant Bending Frames for Surface Blast Load

Mahbobeh Mirzaie AliAbadi¹ and Mahdi Mirzaie AliAbada^{2*}

1. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Behbahan Khatam Alanbia University of Technology, Behbahan, Iran, *Corresponding Author, email: mirzaie@bkatu.ac.ir
2. Instructor, Faculty Member of Management Development Research Center, Tehran, Iran

The construction of resistant structures against blast loads and vibration is essential. Structures are vulnerable to the external loads in different areas.

The initial purpose of designing against blast loads include life safety and the prevention of progressive, collapse based on economic considerations. Structures with these qualities are of great importance and should be protected against explosion.

1. Structures with sensitive and expensive equipment.
2. Structures with long-term guidance role.
3. Structures that cause disruption when they are destroyed.

The clear understanding of any occurrence and its consequences are required in order to provide an assessment. The literature review of designing steel frame structures against explosion is evaluated in the next part.

Bogosian et al. [1] have modeled the blast load (300-1000 kips) on a structure, and in their result, there is a graph that shows the relation between the chance of occurring an event with weight and the distance of explosive materials.

Liew [2] have modeled a five floors steel frame against blast and fire loads. The study on the columns of the structure has shown that local inelastic buckling in critical sections will occur in high strain rates.

Izadifar and Maheri [3] have evaluated the effects of ductility on the behavior of steel frames against explosion. The graph of force against displacement has been drawn and the parameters of ductility has been studied.

An eight-floor steel frame, which has been designed for service load (live and dead load) was evaluated under explosion by Urgessa and Arciszewski [4]. The results of the research show that the joints with side plates exhibit a better behavior than the conventional joints when blasting. They also behave more efficiently than conventional joints because of the use of these joints to move the plastic hinge into the beam. By comparing the behavior of similar joints with differences in the thickness of the bonding sheet, it was shown that doubling the thickness of the bonding sheet reduces the in-plane displacement.

Inappropriate design is the main reason for the vulnerability of these structures. The optimal model for performance-based design of steel framework structures resistant to explosion is provided in this study.

For the purpose of the study, the authors assessed the three performance levels of IO, LS, and CP. The intended system for structures is the steel bending frame. In the first step, the structures are designed against seismic load for three levels of performance. In the second step, the structures were redesigned against the blast load. In order to investigate the behavior of structures, the following parameters were investigated.

Weight of structural materials used

Assessment of the designed frames has shown that the weight of structural materials consumed by the specimens against seismic load is less than the weight of structural materials consumed against the blast load.

Examine the horizontal displacement of the roofs of the floors

According to the results, the horizontal displacement values of the roofs in the frames are lower than the seismic load compared to the explosive load.

Check the absolute acceleration of the roofs of the frames

The results show that in designing the frames against the seismic and explosive loads, the absolute acceleration of the roofs is reduced from IO to CP level. Also with respect to the amount of explosive and its distance to the frames and the amount of seismic load, it is observed that as the number of floors increases, the absolute acceleration of the roof of the frames is closer to each other under seismic load and explosive load.

Keywords: Structural System Steel Bending Frame, Explosion, Performance Based Design, Optimal Model, Operational Performance, Seismic Load.

References

1. Bogosian, D.D., Dunn, B.W., and Chrostowski, J.D. (1991) Blast analysis of complex structures using physics-based fast-running models. *Computers and Structures*, **72**(1), 81-92.
2. Liew, J.Y.R. (2008) Survivability of steel frame structures subject to blast and fire. *Journal of Constructional Steel Research*, **64**, 854-866.
3. Izadifar, R.A. and Maheri, M.R. (2010) Ductility effects on the behavior of steel structures under blast loading. *International Journal of Science and Technology*. Transaction B: Engineering. **34**(B1), 49-62.
4. Urgessa, G.S. and Arciszewski, T. (2011) Blast response comparison of multiple steel frame connections. *Finite Elements in Analysis and Design*, **47**(7), 668-675.