

ارزیابی اقتصادی طراحی سیستم قاب خمشی فولادی در مقابل بار انفجار به دو روش ضرایب بار و مقاومت و سطوح عملکردی

سید احمد حسینی^{۱*}، سجاد بشیری^۲، قاسم دهقانی اشکذری^۳

۱ و ۳- استادیار، ۲- کارشناس ارشد، دانشگاه صنعتی مالک اشتر

(دریافت: ۹۵/۱۱/۱۰، پذیرش: ۹۶/۰۴/۲۰)

چکیده

یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های یک طرح سازه‌ای خوب، اقتصادی و بهینه بودن طرح در مقابل بارهای وارده است. امروزه، با افزایش حملات تروریستی، طراحی اقتصادی ساختمان‌ها در مقابل بارگذاری انفجار اهمیت ویژه‌ای دارد. بنابراین در این تحقیق، تاثیر روش طراحی در اقتصادی بودن قاب‌های خمشی فولادی با تعداد طبقات مختلف در برابر بارگذاری انفجاری مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. قاب‌های مورد مطالعه در نرم افزار SAP2000 مدل شده و به روش دینامیکی خطی و غیرخطی تحلیل شدند. برای اطمینان از صحت شبیه‌سازی، این مدل ابتدا توسط یکی از مطالعات عددی معتبر مورد بررسی قرار گرفت و توافق خوبی بین نتایج شبیه‌سازی تحقیق حاضر با آن مطالعه عددی معتبر حاصل شد. هر یک از مدل‌های سازه‌ای به روش طراحی ضرایب بار و مقاومت و به روش طراحی براساس عملکرد تحلیل و طراحی شدند. نتایج نشان داد که در قاب‌های با تعداد طبقات پایین، روش عملکردی منجر به طرح‌های اقتصادی‌تری (۱۰ تا ۴۲ درصد بسته به شدت بار انفجاری و تعداد طبقات) نسبت به روش طراحی ضرایب بار و مقاومت می‌شود؛ ولی با افزایش تعداد طبقات، روش طراحی ضرایب بار و مقاومت اقتصادی‌تر از طراحی عملکردی است.

کلیدواژه‌ها: بارهای انفجاری، قاب خمشی فولادی، ضرایب بار و مقاومت، طراحی براساس عملکرد، طراحی اقتصادی

Economic Evaluation of Design of the Steel Moment Frame System against Blast Load Using Both Load and Resistance Factors (LRFD) and Performance Based Methods

S. A. Hosseini*, S. Bashiri, Gh. Dehghani Ashkezari

Imam Hussein University

(Received: 29/01/2017; Accepted: 11/07/2017)

Abstract

One of the most important characteristics of a good structural design is its economic and optimal design against applied loads. Nowadays, with the increase of terrorist attacks, the economic design of buildings against blast load is important. Thus in this study, the effects of design methods on the economic design of steel moment frames with different number of floors against blast loading is evaluated. The studied frames were modeled in SAP2000 and were analyzed using linear and nonlinear dynamic methods. To ensure the accuracy of simulation, the model was first evaluated by a validated numerical studies and reasonable agreement was observed between them. Each of the structural models has been analyzed and designed using load and resistance factor design method as well as performance-based design method. Results show that in the low-rise frames, the performance based design method leads to more economical design (10 to 42 % depending on the severity of the blast load and the number of floors) in comparison with the load and resistance factor design method; but by increasing the number of floors, the load and resistance factor methods is more economical than the performance based design method.

Keywords: Blast Loads, Steel Moment Frame, Load and Resistance Factors, Performance Based Design, Economic Design

*Corresponding Author E-mail: hoseini@mut.ac.ir

۱. مقدمه

امروزه پدافند غیرعامل به‌عنوان راهبرد دفاعی پیشرفته در برابر تهدیدات خصمانه، در بخش‌های نظامی و غیر نظامی کشورهای صاحب فن‌آوری‌های پیشرفته مورد استفاده قرار گرفته است. کاربرد روش‌های غیر مسلحانه و مهندسی برای افزایش قدرت دفاعی و کاهش آسیب‌پذیری سرمایه‌ها و نیروهای انسانی از جمله راهکارهای پدافند غیر عامل است. با توجه به افزایش حملات تروریستی در سراسر دنیا، طراحی ساختمان‌ها در مقابل بارهای ناشی از انفجار به‌ویژه در برخی از 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 تحت‌الشعاع 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 [۱].

پس از تشکیل کمیته عالی پدافند غیرعامل کشور تدوین دستورالعمل‌های پدافند غیرعامل در حوزه‌های مختلف مهندسی و مدیریتی برای تاسیسات و زیر ساخت‌های حیاتی کشور با اولویت بالا در دستور کار قرار گرفت و در حال حاضر مبحث ۲۱ مقررات ملی ساختمان با موضوع پدافند غیرعامل منتشر شده است. با توجه به ماهیت بار انفجاری از لحاظ بزرگی و شدت، در صورتی که طراحی به درستی و با انتخاب معیار مناسب صورت نگیرد ممکن است هزینه ساخت سازه بسیار افزایش یابد و هزینه‌های گزافی را بر کشور تحمیل کند. به همین دلیل تلاش شد تا به بررسی و طراحی قاب‌های خمشی فولادی تحت بارگذاری انفجار توسط دو روش طراحی متداول (روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) و سطوح عملکردی) پرداخته شود و مناسب‌ترین و اقتصادی‌ترین طرح را انتخاب گردد و یک الگوی طراحی مناسب برای سیستم فوق‌الذکر ارائه شود.

در طراحی سازه‌ها در برابر انفجار، اگر روش طراحی به درستی انتخاب نشود، طرح ارائه شده ممکن است غیراقتصادی و هزینه‌بر و یا غیرایمن باشد. در این تحقیق به مقایسه طراحی سیستم قاب خمشی فولادی در مقابل انفجار به دو روش ضرایب بار و مقاومت و عملکردی می‌پردازیم.

لیو [۲]، بر روی مقاومت قاب‌های فولادی تحت اثر همزمان انفجار و آتش‌سوزی مطالعاتی انجام داده است. نتایج مطالعات نشان می‌دهد که تغییر شکل اولیه ناشی از انفجار در ستون‌هایی که به صورت کمناش موضعی و جاری‌شدگی در آن‌ها مشاهده می‌گردد، سبب می‌شود ظرفیت باربری ستون‌ها تحت بارهای حرارتی ناشی از آتش‌سوزی به مقدار قابل‌ملاحظه‌ای کاهش یابد.

پاسخ قاب‌های فولادی دارای اتصالات متعارف و اتصالات تقویت‌شده با ورق‌های کناری توسط اورگسا و همکاران [۳] تحت بارهای ناشی از انفجار مورد بررسی و مقایسه قرار داده شد. مقایسه نتایج در این مطالعه نشان داد قاب‌های فولادی با اتصالات تقویت‌شده با ورق‌های کناری در مقایسه با انواع متعارف عملکرد مناسب‌تری در برابر بارهای ناشی از انفجار از خود نشان می‌دهد.

۹ قاب فولادی با دهانه‌ها و تعداد طبقات مختلف در معرض بارگذاری انفجاری توسط ایزدی فرد و همکاران [۴] مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحقیقات نشان داد که نسبت شکل‌پذیری اثر قابل‌توجهی بر روی پاسخ‌های سازه‌ای دارد و همچنین نشان داده شد که عامل کاهش شکل‌پذیری تحت بار انفجاری بدون در نظر گرفتن دوره تناوب سیستم نسبت شکل‌پذیری را افزایش می‌دهد. شیرمحمدی و همکاران [۵]، چند قاب فولادی تک دهانه تحت بار انفجاری در فواصل مختلف را مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار دادند. طبق نتایج این تحقیق ستون‌ها نقش به‌سزایی در جذب انرژی دارند و مهم‌ترین عضو سازه‌ای در بارگذاری انفجاری هستند. مودهای خرابی ستون‌ها به صورت شکست برشی و کمناش گزارش شده‌اند. میزان استهلاک انرژی و تاریخچه نوسان برای دو قاب یک و سه طبقه با هم مقایسه شدند و نشان داده شد که میزان استهلاک انرژی برای قاب سه طبقه به دلیل وجود اعضای باربر بیشتر نسبت به قاب یک طبقه بیشتر است. رفتار اتصالات فولادی گیردار تحت بارگذاری بارهای انفجاری توسط سابولا [۶] بررسی شد. نتایج تحقیقات نشان داد که اتصال تقویت‌شده عملکرد بهتری را از خود نسبت به اتصال تقویت نشده نمایش می‌گذارد و جابجایی، دوران و تنش کمتری را نشان داده‌اند. تحقیقات مختلفی توسط مک‌کی، سانگ، کیم و بوگوسیان [۷ - ۱۰] بر روی قاب‌های فولادی تحت بارهای انفجاری صورت گرفته است. مطالعات متعدد دیگری بر روی سازه‌های فولادی در محیط‌های انفجاری توسط محققین مختلف صورت گرفته است [۱۱-۱۷].

۲. مبانی علمی تحقیق

۲-۱. آشنایی با پدیده انفجار

به طور کلی، انفجار نتیجه‌ی آزاد شدن بسیار سریع مقدار زیادی انرژی در یک فضای محدود است. در فعل‌وانفعال انفجار ماده شیمیایی، مقادیر زیادی انرژی به صورت گرما و فشار در مدت زمان بسیار کوتاه آزاد می‌شود.

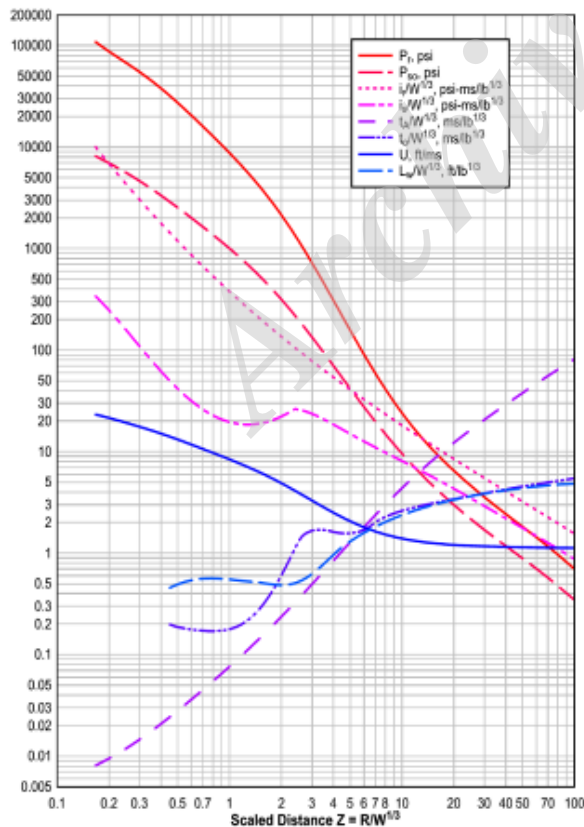
آثار اصلی انفجار در طراحی سازه‌های امن: آثار اصلی انفجار در طراحی سازه‌ها شامل تغییر شکل‌ها و حرکات اعضای سازه‌ای مثل دیوارهای خارجی و سقف (ناشی از بارهای شوک یا موج انفجار منتقل‌شده به سازه از طریق زمین و هوا)، ترکش‌های اولیه و ثانویه و حرکات کلی سازه ناشی از بارهای شوک یا موج انفجار

با ریشه سوم است که ابتدا توسط هاپکینسون در سال ۱۹۱۹ و سپس توسط کرانز در سال ۱۹۲۶ ارائه شد [۱۹]. بر اساس این قانون امواج مشابه هنگامی به وجود می‌آیند که دو ماده منفجره با جنس یکسان در فواصل مقیاس‌گذاری شده مشابه منفجر شوند. برای داشتن یک مبنا برای مقایسه، مواد منفجره مختلف با ماده منفجره TNT معادل و مقایسه می‌شوند. پارامتر فاصله مقیاس شده Z برای محاسبه اثر انفجار بر مبنای وزن معادل TNT طبق رابطه (۱) تعریف می‌شود:

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

در این رابطه، Z فاصله مقیاس شده بر حسب متر بر $m/kg^{1/3}$ در فاصله از محل انفجار بر حسب m و W وزن ماده منفجره معادل TNT بر حسب kg است.

برای تعیین پارامترهای موج انفجار می‌توان از منحنی‌های ارائه‌شده در دستورالعمل UFC 3-340-02 استفاده کرد (به صورت نمونه در شکل (۳)) 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.

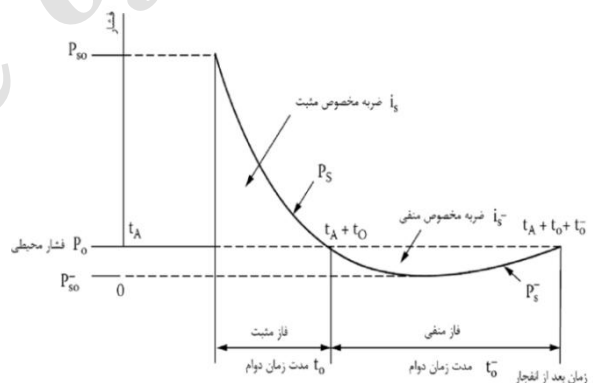


شکل ۳. پارامترهای فاز مثبت موج انفجار [۱۸]

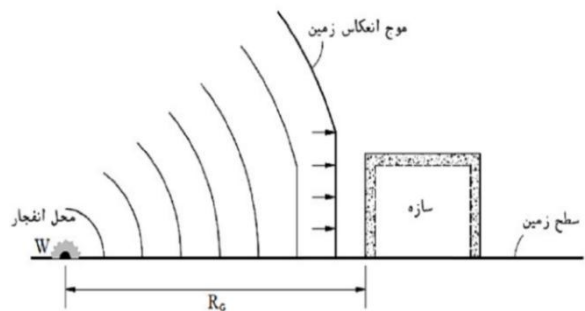
منتقل شده به سازه از طریق زمین و هوا است. مطابق UFC-340-02 (که یکی از مهم‌ترین مراجع طراحی سازه‌ها در برابر انفجارها اتفاقی است) اضافه فشار انفجار معمولاً فاکتور اصلی در تعیین پاسخ و طراحی اعضای بیرونی سازه‌ای است. در شکل (۱) منحنی فشار- زمان ناشی از موج انفجار نشان داده شده است.

انواع انفجار: انفجارها از نظر موقعیت نسبت به سازه به دو گروه اصلی انفجار داخلی و انفجار خارجی تقسیم‌بندی می‌شوند. انفجار خارجی را می‌توان در سه گروه انفجار در هوای آزاد، انفجار هوایی و انفجار سطحی تقسیم‌بندی نمود.

انفجار سطحی، (که در این تحقیق از آن استفاده شده است) انفجاری که در سطح و یا فاصله بسیار نزدیک به زمین اتفاق می‌افتد. در این نوع، در محل انفجار موج ایجادشده به زمین برخورد کرده و منعکس و تقویت می‌شود و موج تقویت‌شده به سازه برخورد می‌کند. نتایج نشان می‌دهد 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 [۱۸]. در شکل (۲) موج ناشی از انفجار سطحی نشان داده شده است.



شکل ۱. منحنی فشار- زمان موج انفجار [۱۸]



شکل ۲. موج ناشی از انفجار سطحی [۱۸]

بارگذاری انفجاری: برای محاسبه پارامترهای موج انفجار معمولاً از روشی به نام روش فاصله مقیاس‌بندی شده استفاده می‌شود. عمومی‌ترین روش مقیاس‌گذاری انفجار، روش هاپکینسون- گرانز

۳-۲. انواع روش‌های طراحی

طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD): روش طراحی سازه‌های فولادی سریعاً به سمت روش ضریب بار و مقاومت حرکت می‌کند (LRFD). این روش فلسفه حالات حدی را در بر می‌گیرد. حالت حدی زمانی است که سازه یا بخشی از آن دیگر قادر به ایفای نقش خود ناست. حالات حدی استحکام بر اساس ظرفیت باربری سازه است و استحکام خمیری، کمانشی، ترد شکنی، خستگی، واژگونی و نظایر آن را در برمی‌گیرد.

سازه هم باید تحت بارهای طراحی و نهایی، مقاومت داشته باشد و هم تحت بارهای وارده، شرایط مورد نیاز استفاده‌کنندگان را از نظر ارتعاش، خیز و غیره تأمین کند. هرچند فرض کشسان خطی برای حالات حدی مقاومت صحیح نیست ولی چون خیزها کوچک بوده و رفتار تنش- کرنش، کشسان خطی است برای بارهای بهره‌برداری معمولی معتبر بوده و به عنوان طراحی در مقررات مجاز است. در حقیقت اجازه می‌دهد که طراح تحلیل استاتیک یا خمیری با استفاده از بارهای ضریب دار را انتخاب کند.

طراحی بر اساس سطوح عملکرد: در طراحی متداول سازه‌ها، معیار اصلی در طراحی سازه جلوگیری از رسیدن عضو به تسلیم است؛ اما این روش نمی‌تواند برای طراحی اعضا در برابر انفجار، به علت طراحی حاکم بودن طراحی عضو با تغییر شکل مجاز، مورد استفاده قرار گیرد. بنابراین، محدودیت‌های پاسخ، معمولاً در نقطه‌ای از عضو که بیش‌ترین تغییر مکان دینامیکی را دارد لحاظ می‌شود.

در این تحقیق مقادیر معیار پذیرش بر اساس دستورالعمل FEMA 356 انتخاب شدند. ضوابط پذیرش اعضای سازه با توجه به محدودیت‌های تغییر شکل در سه سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) مطابق جدول (۲) در نظر گرفته شده است. در این جدول μ نسبت تغییر شکل کل عضو به تغییر شکل ارتجاعی آن و θ میزان دوران عضو بر حسی رادیان است. برای کاهش صدمه‌های وارد به سازه یا عضوی که در معرض اثرات انفجار قرار گرفته است، لازم است مقادیر حدی برای کمیت‌های مرتبط با پاسخ سازه، تعیین شوند.

جدول ۲. ضوابط پذیرش اعضا در نرم‌افزار [۲۰]

سطح عملکرد					
استفاده بی وقفه		ایمنی جانی		آستانه فروریزش	
μ	رادیان θ	μ	رادیان θ	μ	رادیان θ
۱/۵	۰/۰۱۷	۲	۰/۰۲۶	۳	۰/۰۳۵

ضریب افزایش دینامیکی: برای در نظر گرفتن تأثیر نرخ کرنش در افزایش مقاومت مصالح، یک ضریب افزایش دینامیکی به مقادیر مقاومت استاتیکی اعمال می‌شود. ضریب افزایش دینامیکی تابعی از نوع مصالح و سرعت کرنش است. این ضریب همچنین به نوع تنش نیز بستگی دارد؛ زیرا مقدار بیشینه این تنش‌ها در زمان‌های مختلفی اتفاق می‌افتد و تنش‌های خمشی ممکن است خیلی سریع رخ دهند، درحالی‌که برش‌های بیشینه ممکن است تحت نرخ کرنش پایین به نسبت دیر رخ دهند.

در جدول (۱) مطابق دستورالعمل UFC 3-340-02 ضرایب افزایش تنش‌های دینامیکی برای اعضای سازه نشان داده شده است.

جدول ۱. مقادیر ضریب افزایش دینامیکی [۱۸]

تنش نهایی	DIF		نوع مواد
	تنش تسلیم		
	برش / خمش	فشار / کشش	
Fdu / Fu	Fdy / Fy	Fdy / Fy	
۱/۱	۱/۱۹	۱/۲۹	A 36
۱/۰۵	۱/۱۲	۱/۱۹	A 588

۲-۲. انواع روش‌های تحلیل

تحلیل تاریخچه زمانی خطی: تحلیل دینامیکی خطی می‌تواند به دو روش طیفی یا تاریخچه زمانی انجام شود. فرضیات خاص این روش در محدوده رفتار خطی عبارت‌اند از:

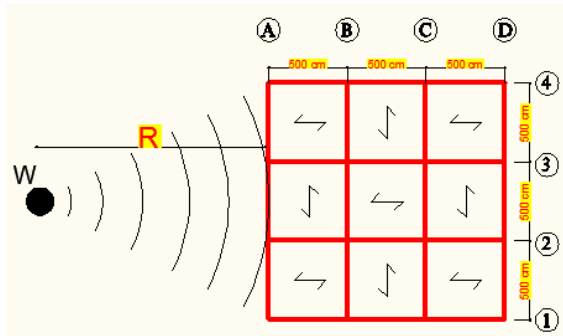
۱ - رفتار سازه را می‌توان به صورت ترکیبی خطی از حالت‌های مودهای ارتعاشی مختلف سازه که مستقل از یکدیگرند محاسبه نمود.

۲ - زمان تناوب ارتعاشات سازه در هر مود ثابت است. در این روش، پاسخ سازه در ضرایبی ضرب می‌شود تا حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله پیش‌بینی می‌شود مطابقت داشته باشد. به همین علت نیروهای داخلی در سازه‌های شکل‌پذیر که رفتار غیرخطی خواهند داشت بزرگ‌تر از نیروهای قابل تحمل در سازه برآورد می‌شوند. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش در نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه‌هایی که رفتار غیرخطی دارند، اصلاح می‌گردد.

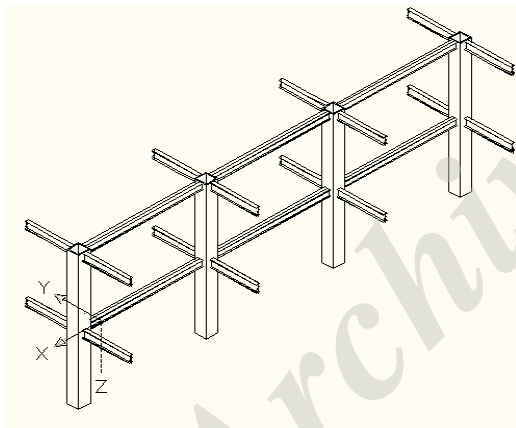
تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی: در روش تحلیل دینامیکی

غیرخطی، پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه محاسبه می‌شود. در این روش فرض بر این است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعد می‌تواند تغییر کند، اما در طول هر گام زمانی ثابت است و پاسخ مدل به روش‌های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می‌شود. در تحلیل‌های غیرخطی رفتار واقعی سازه با در نظر گرفتن ورود آن به حوزه غیرخطی و تشکیل مفاصل خمیری به طور کامل مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

انفجار مورد بررسی قرار گرفته شده است. این سطوح انفجاری بر مبنای حملات تروریستی که می‌تواند توسط یک خودروی ون و کامیون انجام شود در نظر گرفته شده است. در سطح انفجار ۱ وزن ماده انفجاری ۱۰۰۰ کیلوگرم در فاصله ۲۰ متری سازه و در سطح انفجار ۲ ماده منفجره ۱۰۰۰۰ کیلوگرمی در فاصله ۳۰ متری از بر سازه است. طبق رابطه ۱، سطح انفجار ۱ معادل $Z_1=1.88 (m/kg^{1/3})=4.74 (ft/lb^{1/3})$ و سطح انفجار ۲ معادل $Z=1.31 (m/kg^{1/3})=3.3 (ft/lb^{1/3})$ است.



شکل ۵. پلان تیب طبقات و موقعیت ماده انفجاری

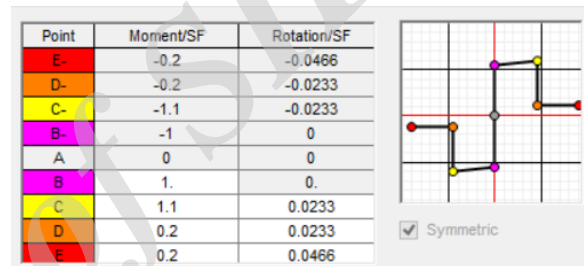


شکل ۶. نمای قاب دو طبقه فولادی (محور ۲)

جهت تحلیل و طراحی قاب‌های خمشی فولادی در این تحقیق از نرم‌افزار رایج طراحی ساختمان، SAP2000، مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و تحت اثر بارهایی که بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه گشته‌اند، استفاده شده است. طراحی در چند مرحله صورت گرفته است تا از یک سو، انتخاب مقاطع نزدیک به حالت بهینه (از نظر مقدار تنش‌ها و تغییر مکان جانبی سازه) باشد و از سوی دیگر، طراحی اجزا ساده و یکنواخت باشد. ترکیب بار مورد استفاده در طراحی برای بارگذاری انفجاری بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران به صورت $BL+1.2DL+0.2SL+0.5LL$ به نرم افزار معرفی شد. در این ترکیب بار، BL بار انفجار، DL بار مرده، SL بار برف و LL بار زنده است. به این صورت که ابتدا یک تحلیل استاتیکی برای بارهای زنده و مرده انجام شد تا وضعیت

۴-۲. مشخصات مفاصل خمیری

در نظریه تیرها در مهندسی سازه، مفصل خمیری برای بیان تغییر شکل تیری که تحت خمش خمیری قرار گرفته است به کار می‌رود. برای هر درجه آزادی نیرویی (محوری و برشی)، می‌توان رفتار نیرو-جابجایی خمیری تعریف نمود. هر مفصل خمیری به عنوان یک مفصل نقطه‌ای جداگانه مدل می‌شود. فرض می‌شود تمام تغییر شکل‌های خمیری، چه به صورت جابجایی باشد و چه به صورت چرخشی، در نقطه مفصل اتفاق می‌افتد. منحنی تغییر شکل خمیری که مقادیر تسلیم و تغییر شکل‌های خمیری پس از تسلیم را نشان می‌دهد، به صورت یک منحنی پنج نقطه‌ای نشان داده می‌شود. در شکل (۴) مشخصات مفصل خمیری برای یکی از مفاصل این تحقیق نشان داده شده است. این منحنی می‌تواند متقارن باشد یا اینکه در راستای مثبت و منفی نامتقارن باشد.



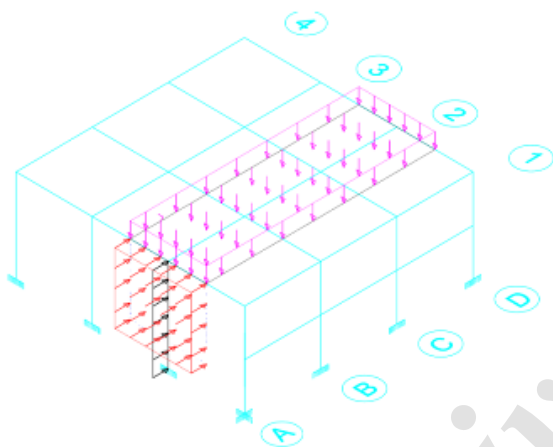
شکل ۴. مشخصات یکی از مفاصل خمیری تحقیق حاضر

۳. شیوه تحقیق و شبیه‌سازی

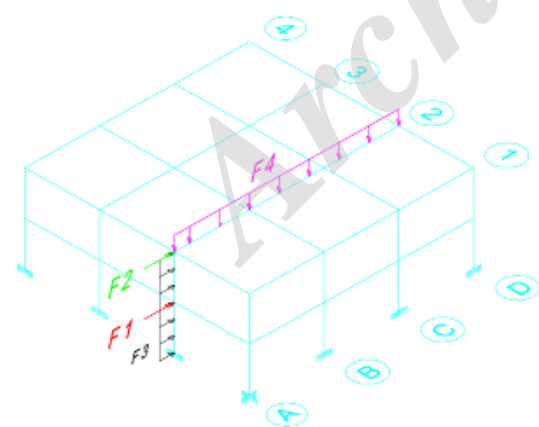
۳-۱. معرفی مدل

در این تحقیق چهار نوع ساختمان فولادی ۲، ۵، ۸ و ۱۱ طبقه جهت طراحی مورد بررسی قرار می‌گیرند. ساختمان‌های مورد مطالعه در زمینی به مساحت ۲۲۵ مترمربع به ابعاد ۱۵ متر در ۱۵ متر و در شهر تهران در نظر گرفته شده‌اند. در ساختمان‌های مذکور ارتفاع هر طبقه ۳ متر و عرض هر دهانه ۵ متر است. کاربری ساختمان مذکور اداری و خاک محل احداث، خاک نوع ۲ است (قاب‌های مورد مطالعه ابتدا در برابر زلزله طراحی شده‌اند و سپس سازه طراحی شده تحت بار انفجاری قرار می‌گیرد. نوع خاک در طراحی لرزه‌ای و اعمال بار زلزله (پریود سازه) تأثیر خود را نشان می‌دهد ولی در بارگذاری انفجاری و طراحی سازه‌ها در برابر انفجار، تأثیری ندارد). کاربری سیستم باربری جانبی که برای این ساختمان در نظر گرفته شده است از نوع سیستم قاب خمشی فولادی است. شکل (۵) پلان سازه مورد نظر طراحی نشان داده شده است. برای اینکه، فقط نیروهای داخل صفحه در تحلیل و طراحی ملاک عمل قرار گیرند و از نیروهای عمود بر صفحه (به علت پیچیدگی و عدم قطعیت‌ها در تحلیل و طراحی) اجتناب شود، یکی از قاب‌های میانی (قاب محور ۲) به عنوان سازه هدف، مورد تحقیق قرار گرفته است. در شکل (۶) این قاب نشان داده شده است. رفتار قاب‌های فولادی در این تحقیق در دو سطح

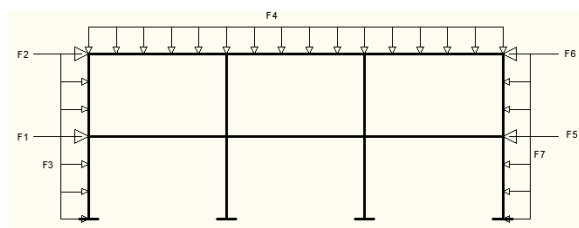
موج انفجار و سطح زمین و وضعیت سازه نسبت به سطح زمین (روزمینی، زیرزمینی و مدفون) است. روش‌های ارائه شده در UFC 3-340-02 فقط برای سازه‌های مستطیلی روزمینی و جبهه موج تخت (سازه در جبهه ماخ واقع باشد) صادق است. همان‌گونه که در شکل (۷) نشان داده شده است، بارهای انفجاری رو به انفجار و نیز بارهای وارد بر وجه پشتی سازه به سه صورت، به کف طبقات، کف طبقه بام و عمود بر ستون وارد می‌شوند. همچنین بر تیر بام با توجه به سطح بارگیر آن بارهای انفجاری به صورت عمود بر تیر وارد می‌شوند. در شکل (۸) نیز بارهای معادل شده با توجه به سطح بارگیر نشان داده شده است. در شکل (۹) نحوه اعمال بارهای متمرکز و گسترده حاصل از بارهای انفجاری به قاب مورد مطالعه نشان داده شده است.



شکل ۷. نحوه اعمال بارهای حاصل از انفجار به قاب



شکل ۸. بارهای معادل شده وارد بر اعضای قاب



شکل ۹. نحوه اعمال بارهای حاصل از انفجار به قاب

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 به صورت 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 به صورت تاریخچه زمانی به نرم‌افزار تعریف شده‌اند. به تعداد بارهای ورودی، الگوی بار برای نرم‌افزار تعریف شد. با توجه به مقادیر متعارف بارهای مرده، زنده و برف طبقات مختلف و سطح بارگیر اعضا، بار گسترده مرده وارد بر تیرهای طبقات و بام به ترتیب ۱۲/۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر و ۱۵/۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر و بار گسترده زنده وارده به ترتیب ۱۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر و ۷/۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر و بار برف وارده بر طبقه بام ۶/۷ کیلوگرم بر سانتی‌متر محاسبه شد. طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، برای بارگذاری بام باید بین بار زنده و بار برف، هر کدام که منجر به بار بیشتری می‌شود (با احتساب ضرایب بارگذاری)، یکی انتخاب شود. طبق مقادیر بار زنده و بار برف و ضرایبشان، بار زنده بیشتر از بار برف است و آن برای بارگذاری و تحلیل سازه در نظر گرفته می‌شود. تحلیل دینامیکی خطی تاریخچه زمانی و دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی که در نرم‌افزار انجام شد به روش انتگرال گیری مستقیم صورت گرفت. توجه شود که در همه تحلیل‌ها فرض شد که اتصالات برای ظرفیت نهایی عضو متصل به خود طراحی شده‌اند و از بحث درباره اتصالات صرف‌نظر شد.

۲-۳. مشخصات مصالح مصرفی

در مدل‌سازی‌های انجام گرفته در این پروژه، از فولاد نوع ST52 با مشخصات مندرج در جدول شماره (۳) استفاده شده است. برای تعریف مشخصات مصالح در نرم‌افزار SAP 2000، دو نوع قاب فولادی معرفی شد. مشخصات فولاد اول با ضرب DIF مربوط به خمش در مقدار F_y و مشخصات فولاد دوم با ضرب DIF مربوط به فشار یا کشش در مقدار F_y تعیین شد. DIF مربوط به F_u مستقل از نوع تنش (خمشی یا فشار یا کشش) است و برای هر دو نوع فولاد یکسان است.

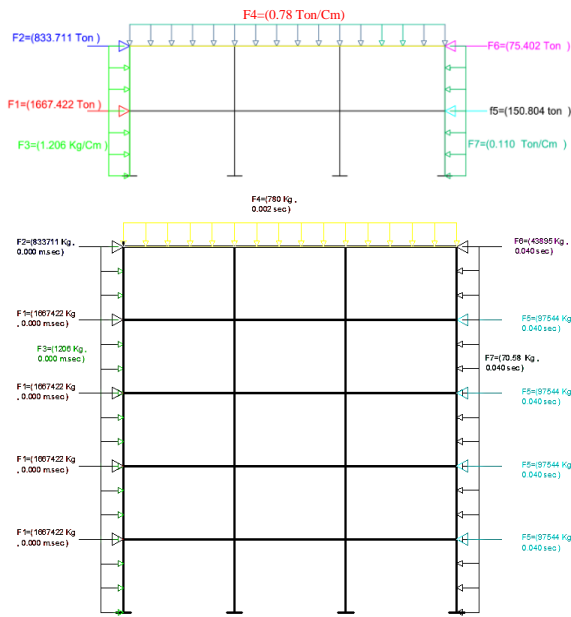
جدول ۳. مشخصات مصالح مصرفی

E (Kg/m ³)	F _u (Kg/m ²)	F _y (Kg/m ²)	DIF	
			کشش - فشار	خمش
۲۱۰۰۰۰	۵۲۰۰	۳۶۰۰	۱/۱۲	۱/۱۹

۳-۳. نحوه بارگذاری انفجاری

عوامل موثر بر بارگذاری انفجاری وارد بر سازه شامل بزرگی انفجار، موقعیت انفجار نسبت به سازه مورد نظر (ارتفاع و فاصله)، شکل هندسی و اندازه سازه، راستا و زاویه سازه نسبت به جبهه

مختلف در سطوح انفجار ۱ و ۲ ارائه شده است.



شکل ۱۰. بیشینه بار وارد بر قاب ۲ و ۵ طبقه در سطح انفجار ۲

F1: نیروی وارد به کف طبقات در وجه رو به انفجار است که با ضرب فشار انفجار در ارتفاع بارگیر طبقات در یک قاب به دست می‌آید.

F2: نیروی وارد به کف طبقه بام در وجه رو به انفجار است که با ضرب فشار انفجار در ارتفاع بارگیر طبقه بام در یک قاب به دست می‌آید.

F3: نیروی گسترده وارد بر وجه رو به انفجار بر روی ستون است که با ضرب فشار انفجار در بعد ستون به دست می‌آید.

F4: نیروی گسترده وارد بر سقف قابها است که با ضرب فشار انفجار در عرض بارگیر تیرهای سقف به دست می‌آید.

F5: نیروی وارد به کف طبقات در وجه پشت به انفجار است که با ضرب فشار انفجار در ارتفاع بارگیر طبقات در یک قاب به دست می‌آید.

F6: نیروی وارد به کف طبقه بام در وجه پشت به انفجار است که با ضرب فشار انفجار در ارتفاع بارگیر طبقه بام در یک قاب به دست می‌آید.

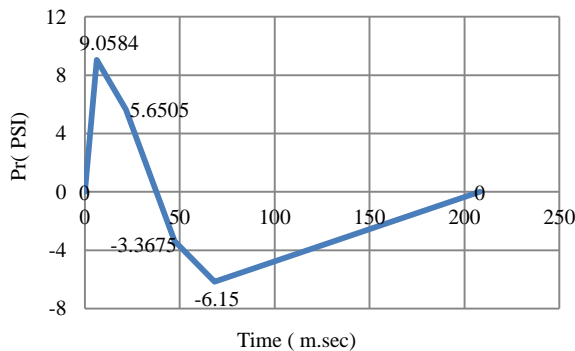
F7: نیروی گسترده وارد بر وجه پشت به انفجار بر روی ستون است که با ضرب فشار انفجار در بعد ستون به دست می‌آید.

به عنوان نمونه، در شکل (۱۰) بیشینه بار وارد بر قاب ۲ و ۵ طبقه در سطح انفجار ۲ و در جدول ۴ بارهای وارده بر قابهای

جدول ۴. بیشینه بار وارده بر قابهای مختلف در سطوح انفجار ۱ و ۲

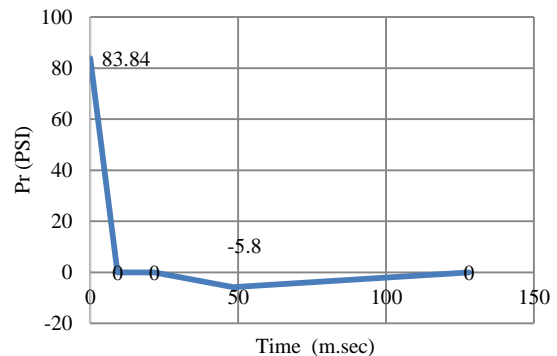
F7	F6	F5	F4	F3	F2	F1	سطح انفجار	تعداد طبقات
Ton/Cm	Ton	Ton	Ton/Cm	Ton/Cm	Ton	Ton		
۰/۰۷۸	۷۸/۹	۱۵۷/۸	۰/۳۲۶	۰/۲۲	۳۰۰/۳	۶۰۰/۵	۱	۲
۰/۱۱	۷۵/۴	۱۵۰/۸	۰/۷۸	۱/۲	۸۳۳/۷	۱۶۶۷	۲	
۰/۰۱۵	۱/۴۹۵	۲/۹۹	۰/۳۲۶	۰/۲۲	۳۰۰/۳	۶۰۰/۵	۱	۵
۰/۰۷	۴۲/۹	۹۷/۵	۰/۷۸	۱/۲	۸۳۳/۷	۱۶۶۷	۲	
۰/۰۰۸	۰/۱۰۸	۰/۲۱۵	۰/۳۲۶	۰/۲۲	۳۰۰/۳	۶۰۰/۵	۱	۸
۰/۰۳	۰/۳۹	۰/۷۸	۰/۷۸	۱/۲	۸۳۳/۷	۱۶۶۷	۲	
۰/۰۰۸	۰/۰۹۱	۰/۱۸۱	۰/۳۲۶	۰/۲۲	۳۰۰/۳	۶۰۰/۵	۱	۱۱
۰/۰۱۴	۰/۱۸۳	۰/۳۹۵	۰/۷۸	۱/۲	۸۳۳/۷	۱۶۶۷	۲	

روابط و نمودارهای دستورالعمل UFC 3-340-02 در وجه جلویی قاب، سقف قاب و وجه پشتی قاب نشان داده شده است.



شکل ۱۲. نمودار فشار- زمان بار انفجاری وارد بر سقف

در شکل‌های (۱۱) تا (۱۳)، نمودارهای فشار- زمان مربوط به بارگذاری انفجاری برای قاب ۲ طبقه در سطح انفجار ۱ با توجه به



شکل ۱۱. نمودار فشار- زمان بار انفجاری وجه جلویی قاب

تراز طبقه بام و وزن مصالح بکار رفته در سازه مورد ارزیابی قرار گرفت.

به عنوان نمونه، در شکل (۱۴) مقاطع حاصله از طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت برای قاب ۸ طبقه ارائه شده است.

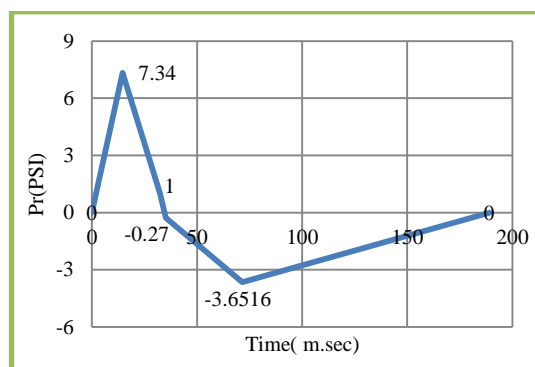
در جدول (۵)، وزن قاب‌های مختلف طراحی شده به روش طراحی ضرایب بار و مقاومت برای هر دو سطح انفجار ۱ و ۲ بر حسب تن ارائه شده است.

box 60x4	80X 50 X 6	box 60x4	80X 50 X 6	box 60x4	80X 50 X 6	box 60x4
box 60x4	80X 50 X 6	box 70x5	80X 50 X 6	box 70x5	80X 50 X 6	box 60x4
box 70x5	70 X 50 X 5	box 70x5	70 X 50 X 5	box 70x5	70 X 50 X 5	box 70x5
box 75x6	80X 50 X 6	box 75x6	80X 50 X 6	box 75x6	80X 50 X 6	box 75x6
box 75x6	75 X 50 X 5	box 75x6	75 X 50 X 5	box 75x6	75 X 50 X 5	box 75x6
box 75x6	80X 50 X 6	box 75x6	80X 50 X 6	box 75x6	80X 50 X 6	box 75x6
box 75x6	80X 50 X 6	box 75x6	80X 50 X 6	box 75x6	80X 50 X 6	box 75x6
box 110x10	70 X 50 X 5	BOX90x6	70 X 50 X 5	BOX90x6	70 X 50 X 5	box 110x10

شکل ۱۴. مقاطع حاصله از روش ضرایب بار و مقاومت قاب ۸ طبقه

جدول ۵. وزن قاب‌ها در روش طراحی ضرایب بار و مقاومت

تعداد طبقه	سطح انفجار	وزن (تن)
۲	۱	۱۵/۶
	۲	۲۸/۷
۵	۱	۱۶
	۲	۱۲۲/۹
۸	۱	۲۳/۴
	۲	۲۰۳/۵
۱۱	۱	۲۶/۵
	۲	۲۸۹/۸



شکل ۱۳. نمودار فشار- زمان بار انفجاری وارد بر دیوار پشتی

همان‌طور که در ابتدای بخش ۳-۳ و در شکل ۸ و ۹ بیان شد، در این تحقیق، با فرض صلب بودن کف هر طبقه، کل بار افقی منتقل شده از دیوارهای رو و پشت به انفجار به هر کف، به نسبت سختی جانبی سیستم‌های باربر جانبی متصل به کف بین این سیستم‌ها توزیع می‌شود. با فرض مساوی بودن سختی جانبی قاب‌ها، بار انفجاری منتقل شده به هر قاب به نسبت مساوی بین چهار قاب تقسیم می‌شود.

بنابر این بار متمرکز افقی وارد بر هر طبقه بغیر از بام با استفاده از رابطه ۲ محاسبه می‌شود:

$$F_1 = P_r \times (3 \times 5 - 3c) \times \frac{3}{4} \quad (2)$$

به عنوان مثال، برای محاسبه مقادیر F1 تا F3 برای وجه جلویی قاب دو طبقه در سطح انفجار ۱ طبق شکل ۱۱ داریم:

$$\begin{aligned}
 F_1 &= P_r \times (15 - 3c) \times \frac{3}{4} \\
 &= 83.84(PSI) \times (15 - 3 * 0.4) \\
 &\quad \times \frac{3}{4}(m^2) \\
 &= 57805.6 \left(\frac{kg}{m^2}\right) \times 10.4(m^2) \\
 &= 600.5 (Ton)
 \end{aligned}$$

$$F_2 = P_r \times (1.5 \times 5 - 3c) \times \frac{3}{4} \cong 0.5 \times F_1 = 300.3 (Ton)$$

$$F_3 = P_r \times c = 0.2197 (Ton/Cm)$$

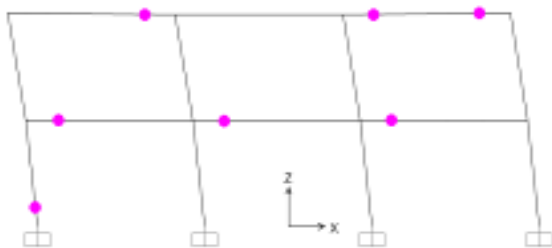
۴. شبیه‌سازی قاب‌های فولادی تحت بارگذاری انفجاری

۱-۴. انواع روش‌های طراحی

طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت: برای طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، ابتدا تحلیل خطی تاریخچه زمانی طبق ترکیب بار معرفی شده در نرم‌افزار انجام شده و سپس طراحی با استفاده از آیین‌نامه AISC 360-10 صورت گرفت. پاسخ سازه‌های طراحی شده به روش ضرایب بار و مقاومت از نظر میزان جابجایی

مقاطع (تقویت یا تضعیف اعضا) شد. برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از انتگرال‌گیری مستقیم استفاده شده است که قابلیت انتگرال‌گیری تمام معادلات حرکت بدون استفاده از برهم نهی مودال در آن امکان‌پذیر است. برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی بر اساس انتگرال‌گیری مستقیم با استفاده از روش Hilber-Hunges-Talor باید به پارامتر α توجه نمود. α می‌تواند مقداری بین صفر تا $0.33-$ داشته باشد. با استفاده از مقادیر منفی α می‌توان حل غیرخطی را همگرا نمود. رفتار اعضای سازه‌ای تحت اثر بارهای دینامیکی در آزمایشگاه به وسیله نیروهای رفت و برگشتی مدل‌سازی می‌شود و با استفاده از نمودار هیستریزس که نشان‌دهنده نمودار بار-جابجایی است ارزیابی می‌گردد. اکثر آیین‌نامه‌ها و نرم‌افزارهای رایانه‌ای به منظور ساده‌سازی رفتار اعضا تحت اثر بارهای دینامیکی از مدل چند خطی برای مدل‌سازی استفاده می‌کنند. در ادامه پاسخ سازه‌های طراحی‌شده بر اساس سه سطح عملکرد، استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فرو ریزش (CP) از نظر میزان جابجایی تراز طبقه بام، وضعیت مفاصل خمیری تشکیل‌شده در اجزا و وزن مصالح بکار رفته شده در سازه مورد ارزیابی قرار گرفت. مشخصات مفصل را باید از آیین‌نامه‌ی مورد استفاده پیدا نمود یا اینکه از مشخصات پیش‌فرض که بر اساس معیارهای FEMA-365 است، استفاده کرد. توزیع پلاستیسیته در طول المان را می‌توان با قرار دادن مفاصل زیاد در طول المان تقریب زد. مثلاً می‌توان مفاصل را در فواصل نسبی 0.05 ، 0.15 ، 0.25 ، ... و 0.95 در طول المان، هر کدام با مشخصات تغییر شکلی بر اساس طول مفروض مفصل برابر یک دهم طول المان قرار داد. بدیهی است که افزودن تعداد مفصل‌ها زمان محاسبات را افزایش می‌دهد، با وجود اینکه ممکن است به دلیل عدم تسلیم، اهمیت چندانی هم نداشته باشند. نمونه‌ای از مشخصات مفصل خمیری در شکل ۴ نشان داده شده است.

مقاطع حاصل از طراحی بر اساس سطح عملکرد IO: به عنوان نمونه، در شکل (۱۵)، مفاصل قاب‌های طراحی‌شده برای سطح عملکرد IO (قابلیت استفاده بی‌وقفه) نمایش داده شده است.



شکل ۱۵. طراحی عملکردی IO قاب ۲ طبقه در سطح انفجار ۱

در جداول (۶) تا (۹)، جابجایی نقطه تراز بام در سطوح انفجاری مختلف برای قاب‌های ۲، ۵، ۸ و ۱۱ طبقه ارائه شده است. در این جداول، حداکثر دوران داده‌شده مربوط به دوران مفصل خمیری ستون در تراز بام است.

جدول ۶. جابجایی طبقه بام قاب ۲ طبقه در روش ضرایب بار و مقاومت

سطح انفجار	حداکثر جابجایی افقی (سانتیمتر)	حداکثر جابجایی قائم (سانتیمتر)	حداکثر دوران (رادیان)
۱	۵/۳۵	۰/۱۰	۰/۰۱
۲	۳/۶۶	۰/۱۵	۰/۰۰۹

جدول ۷. جابجایی طبقه بام قاب ۵ طبقه در روش ضرایب بار و مقاومت

سطح انفجار	حداکثر جابجایی افقی (سانتیمتر)	حداکثر جابجایی قائم (سانتیمتر)	حداکثر دوران (رادیان)
۱	۸/۴۸	۰/۶۳	۰/۰۲
۲	۱۱/۳۶	۰/۸	۰/۰۰۸

جدول ۸. جابجایی طبقه بام قاب ۸ طبقه در روش ضرایب بار و مقاومت

سطح انفجار	حداکثر جابجایی افقی (سانتیمتر)	حداکثر جابجایی قائم (سانتیمتر)	حداکثر دوران (رادیان)
۱	۶/۵	۰/۸۱	۰/۰۲
۲	۱۴/۹	۱/۳۵	۰/۰۰۹

جدول ۹. جابجایی طبقه بام قاب ۱۱ طبقه در روش ضرایب بار و مقاومت

سطح انفجار	حداکثر جابجایی افقی (سانتیمتر)	حداکثر جابجایی قائم (سانتیمتر)	حداکثر دوران (رادیان)
۱	۷/۵	۲/۳	۰/۰۱۷
۲	۱۴/۷	۲/۶	۰/۰۰۵

طراحی به روش سطوح عملکرد: طراحی به روش سطوح عملکرد، طبق ترکیب بار معرفی‌شده در نرم‌افزار و با استفاده از آیین‌نامه AISC 360-10 صورت گرفت. در این روش طراحی، ابتدا مقاطع قاب به دست آمده از روش طراحی ضرایب بار و مقاومت در نرم‌افزار SAP 2000 مجدداً در نرم‌افزار مدل و مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند، سپس با توجه به معیار پذیرش اعضا و لزوم تشکیل مفاصل خمیری در آن‌ها اقدام به تغییر دادن

در جدول (۱۰) وزن قاب‌های ۲، ۵، ۸ و ۱۱ طبقه برای سطوح انفجار ۱ و ۲ بر حسب تن ارائه شده است.

در جدول (۱۱) جایجایی قاب‌های ۲، ۵، ۸ و ۱۱ طبقه برای سطوح انفجار ۱ و ۲ بر حسب سانتی‌متر ارائه شده است.

۴-۲. اعتبارسنجی

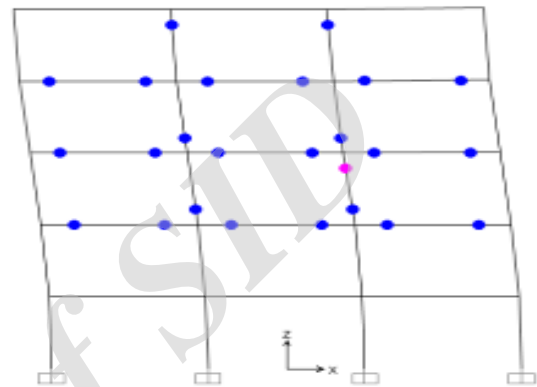
به منظور صحت تحلیل دینامیکی غیرخطی شبیه‌سازی در این تحقیق، از یک مقاله علمی معتبر انجام‌گرفته توسط جیانوزی [۲۱] استفاده شده است. در تحقیق ذکر شده، یک سازه فولادی با سیستم باربر جانبی مهاربندی تحت بارگذاری لرزه‌ای با طیف طرح مشخص مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفت. در شکل‌های (۱۸)، (۱۹) و (۲۰) پلان، نمای سازه و طیف طرح زلزله مورد استفاده برای تحلیل در مقاله مورد نظر نشان داده شده است.

جدول ۱۰. وزن قاب‌ها در سطوح عملکرد مختلف

وزن (تن)	سطح انفجار	تعداد طبقه	سطح عملکرد	
۸/۹۵	۱	۲	IO	
۲۱/۹	۲			
۱۵/۴	۱	۵		
۱۰۴/۷	۲			
۲۳/۹۶	۱	۸		
۱۷۵/۱	۲			
۳۲/۱۳	۱	۱۱		
۳۱۹/۲۴	۲			
۶/۱۱	۱	۲		LS
۱۸/۴۱	۲			
۱۲/۸۲	۱	۵		
۸۶/۷	۲			
۲۰/۹	۱	۸		
۱۵۷/۵۴	۲			
۲۱/۸۱	۱	۱۱		
۲۸۴/۵۲	۲			
۵/۲۷	۱	۲	CP	
۱۶/۴	۲			
۱۱/۷۸	۱	۵		
۶۲/۱	۲			
۱۷/۵	۱	۸		
۱۵۲/۱۵	۲			
۲۰/۴۵	۱	۱۱		
۲۶۷/۸۳	۲			

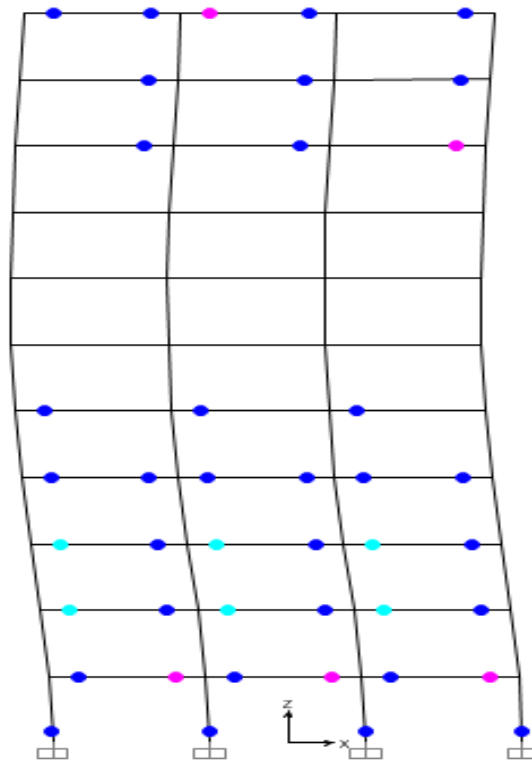
مقاطع حاصل از طراحی بر اساس سطح عملکرد LS: به عنوان نمونه در شکل (۱۶)، مفاصل قاب‌های طراحی شده برای سطح عملکرد LS (ایمنی جانی) نمایش داده شده است.

لازم به ذکر است که مفاصل به رنگ صورتی نشان‌دهنده سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، رنگ آبی نشان‌دهنده سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) و رنگ فیروزه‌ای نشان‌دهنده سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP) است.

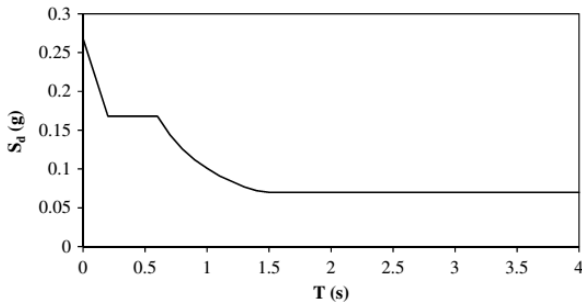


شکل ۱۶. طراحی عملکردی LS قاب ۵ طبقه در سطح انفجار ۲

مقاطع حاصل از طراحی بر اساس سطح عملکرد CP: به عنوان نمونه، در شکل (۱۷)، مفاصل قاب‌های طراحی شده برای سطح عملکرد CP (آستانه فروریزش) نمایش داده شده است.

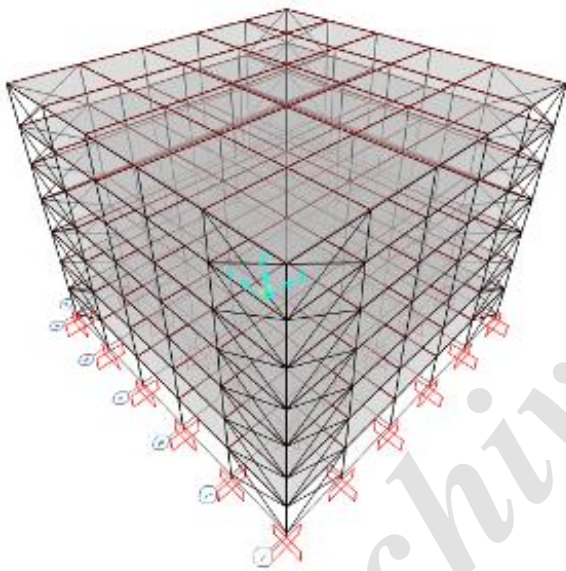


شکل ۱۷. طراحی عملکردی CP قاب ۱۱ طبقه در سطح انفجار ۱

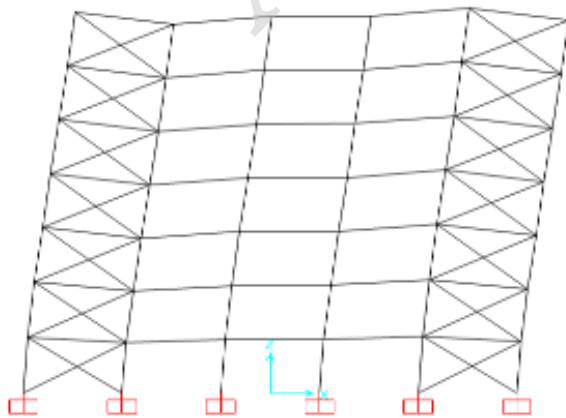


شکل ۲۰. طیف طرح سازه مربوط به تحقیق جیانوزی [۲۱]

همچنین در شکل‌های (۲۱)، (۲۲) نمای سه بعدی سازه شبیه‌سازی شده و تغییر مکان افقی سازه تحت بارهای لرزه‌ای نشان داده شده است.



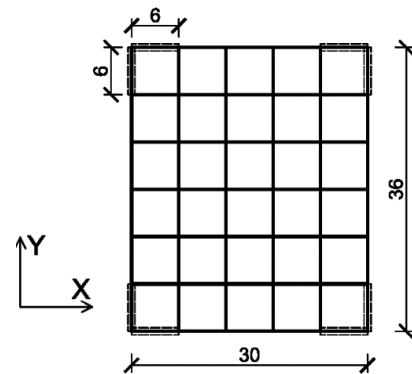
شکل ۲۱. شبیه‌سازی مدل جیانوزی با استفاده از روش مدل‌سازی با SAP2000 استفاده شده در این تحقیق



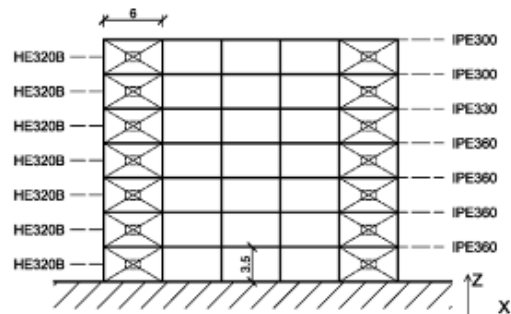
شکل ۲۲. شبیه‌سازی مدل جیانوزی با استفاده از روش مدل‌سازی با SAP2000 استفاده شده در این تحقیق

جدول ۱۱. جایابی قاب‌ها در سطوح عملکرد مختلف

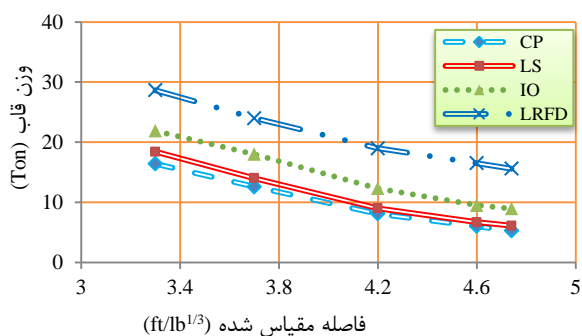
سطح عملکرد	تعداد طبقه	سطح انفجار	جایابی افقی (سانتی متر)
IO	۲	۱	۹/۲۵
		۲	۶/۲۵
	۵	۱	۲۸/۳۵
		۲	۱۵/۳
	۸	۱	۱۵
		۲	۲۳/۶
		۱	۱۸/۱
	۱۱	۲	۳۶/۷
۱		۱۸/۶	
LS	۲	۲	۸/۴۵
		۱	۳۰/۱
	۵	۲	۲۴/۴
		۱	۱۵/۵
	۸	۲	۲۷/۲
		۱	۱۹/۹
		۲	۴۰/۸
	۱۱	۱	۲۳/۲
۲		۹/۶	
CP	۲	۱	۳۴/۸
		۲	۳۰/۶
	۵	۱	۲۹/۷
		۲	۳۲
	۸	۱	۲۱
		۲	۵۰/۲۳



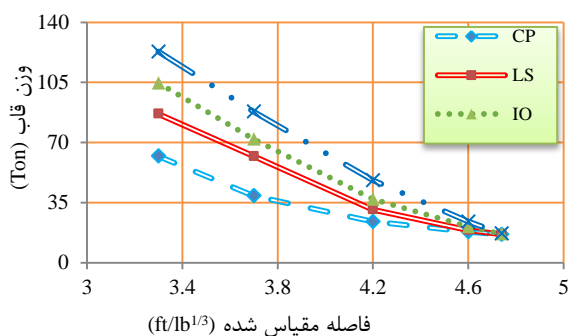
شکل ۱۸. پلان سازه مربوط به تحقیق جیانوزی [۲۲]



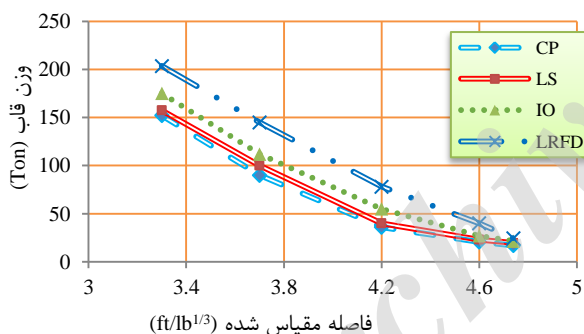
شکل ۱۹. نمای جانبی سازه مربوط به تحقیق جیانوزی [۲۱]



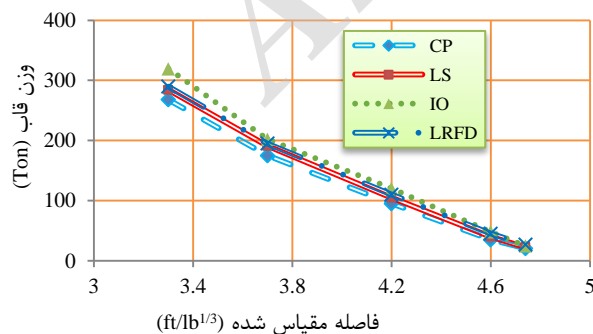
شکل ۲۶. نمودار مقایسه وزن قاب ۲ طبقه به دو روش



شکل ۲۷. نمودار مقایسه وزن قاب ۵ طبقه به دو روش



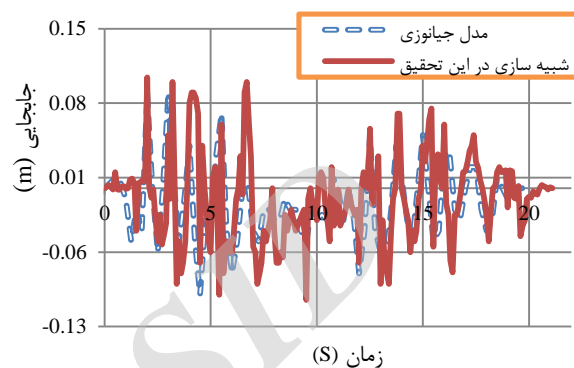
شکل ۲۸. نمودار مقایسه وزن قاب ۸ طبقه به دو روش



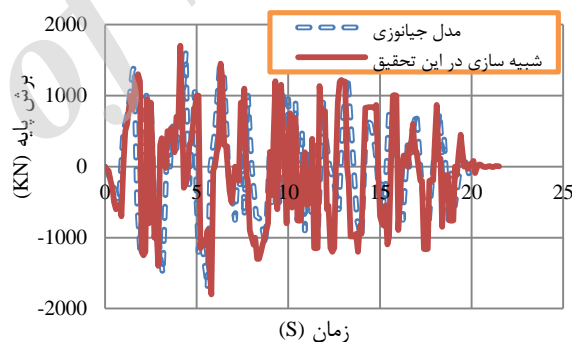
شکل ۲۹. نمودار مقایسه وزن قاب ۱۱ طبقه به دو روش

همان‌گونه که در شکل‌های (۲۶) تا (۲۹) نشان داده شده است، در سطح انفجار ۲، همان‌طور که انتظار می‌رفت روش طراحی عملکردی آستانه فروریزش به علت اینکه اجازه تغییر شکل‌های بالایی را به سازه می‌دهد نسبت به روش طراحی ضرایب بار و

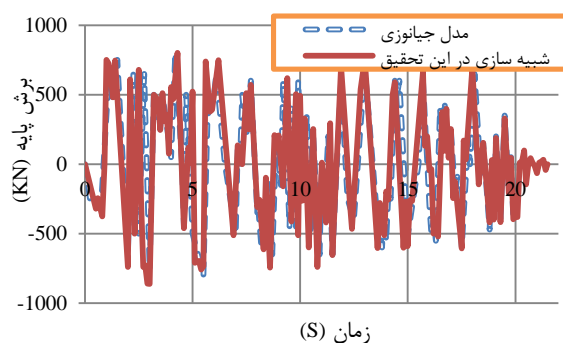
مقایسه نتایج شبیه‌سازی این تحقیق با نتایج مقاله، برای برش پایه، نیروی برشی و تغییر مکان افقی تراز بام در شکل‌های (۲۳)، (۲۴) و (۲۵) ارائه شده است. مطابق شکل‌های (۲۳) تا (۲۵)، تطابق مناسب و قابل قبولی بین نمودارهای مقایسه‌ای مدل جیانوزی و شبیه‌سازی وجود دارد. بنابراین، شبیه‌سازی در این تحقیق قابل استفاده و قابل استناد است.



شکل ۲۳. مقایسه تغییر مکان مدل جیانوزی و شبیه‌سازی این تحقیق



شکل ۲۴. مقایسه برش پایه مدل جیانوزی و شبیه‌سازی در این تحقیق



شکل ۲۵. مقایسه نیروی برشی مدل جیانوزی و شبیه‌سازی این تحقیق

۳-۴. تجزیه و تحلیل یافته‌ها

در شکل‌های (۲۶) تا (۲۹) نمودارهای مقایسه‌ای مربوط به وزن قاب‌های طراحی شده با روش‌های عملکردی و روش ضرایب بار و مقاومت برای فواصل مقیاس شده مختلف (۳/۳، ۳/۸، ۴/۲، ۴/۶ و ۴/۷۴) ارائه شده است.

۴- در طراحی قاب‌ها در برابر انفجار ضعیف‌تر (سطح ۱)، مشاهده می‌شود که برای اغلب قاب‌ها تفاوت زیادی بین روش‌های مختلف طراحی (طراحی عملکردی با سطح عملکردهای مختلف و طراحی با ضرایب بار و مقاومت) حاصل نمی‌شود و به علت داشتن وزن‌های نزدیک به هم، در نمودار به سمت نقطه واحدی پیش می‌روند. علت این رویداد می‌تواند به این واقعیت برگردد که در بارگذاری‌های ضعیف‌تر، امکان تحقق رفتار خمیری مناسب اعضای قاب و تشکیل بهینه مفاصل خمیری، متناسب با سطح عملکردهای مختلف، وجود ندارد و بنابراین طراحی عملکردی با عملکردهای مختلف و طراحی با ضرایب بار و مقاومت، به یک طرح نزدیک به هم منتهی می‌شوند.

۵- با افزایش هر چه بیشتر تعداد طبقات، میزان کارایی روش طراحی عملکردی در کاهش وزن سازه کاهش می‌یابد. جهت تفسیر این پدیده، در جدول (۱۲)، درصد مفاصل خمیری تشکیل شده در سطح عملکرد آستانه فروریزش در اعضا برای تعداد طبقات مختلف در سطح انفجار ۲ ارائه شده است.

جدول ۱۲. درصد مفاصل تشکیل شده در سطح عملکرد CP

درصد مفاصل تشکیل شده	تعداد مفاصل خمیری در سطح عملکرد آستانه فروریزش			تعداد طبقات
	CP	LS	IO	
۳۲%	۵	۸	۰	۲
۲۸%	۱۲	۱۸	۰	۵
۲۱%	۳	۳۱	۶	۸
۱۹%	۸	۴۲	۳	۱۱

قابل ذکر است که ستون آخر جدول (۱۲)، بر اساس ضوابط پذیرش دوران اعضا جدول (۲) به دست آمده است. دوران مجاز در سطح عملکرد ایمنی جانی برابر با $0.174 = 26/35$ سطح عملکرد آستانه فروریزش و در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه برابر با $0.49 = 17/35$ است. به عنوان مثال، در قاب دو طبقه، ۸ مفصل CP در آن تشکیل شده است، درصد تشکیل مفصل برابر با ۸ برابر نسبت $26/35$ برابر با $5/95$ است.

همان‌گونه که مشخص است نسبت تشکیل مفاصل در قاب ۲ طبقه نسبت به قاب ۱۱ طبقه، ۶۲٪ بیشتر بوده است. یعنی در قاب‌های بلندمرتبه‌تر به علت پیچیدگی رفتار سازه و عدم ورود به مباحث بهینه‌سازی، امکان تشکیل مفاصل حداکثر ایجاد نشده است؛ در نتیجه هدف طراحی محقق نشده است و بنابراین، به علت این نقیصه در تشکیل مفاصل حداکثر، میزان اقتصادی‌تر

مقاومت، دارای صرفه اقتصادی خیلی بهتری است (برای طبقات ۲، ۵، ۸ و ۱۱ طبقه به ترتیب کاهش وزن ۴۳، ۴۹، ۲۵ و ۹ درصد به دست آمده است). در روش طراحی عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه برای قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه نیز، این روش اقتصادی‌تر از طراحی ضرایب بار و مقاومت (منتها با اختلاف‌های کمتر) بوده است؛ این کاهش وزن قاب‌ها به ترتیب برابر ۲۵، ۱۶ و ۱۴ درصد برای طبقات مختلف به دست آمده است. ولی در قاب ۱۱ طبقه روش طراحی عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه نسبت به روش طراحی ضرایب بار و مقاومت صرفه اقتصادی ندارد و دارای افزایش ۱۰ درصدی وزن سازه بود.

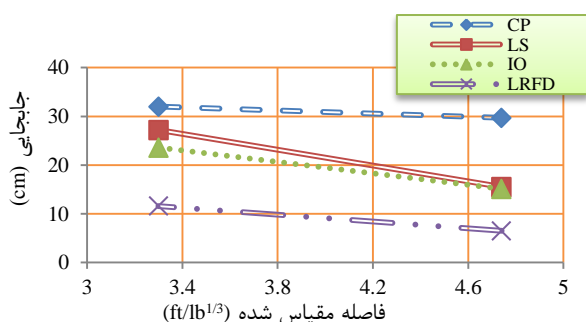
در سطح انفجار ۱، در قاب ۲ طبقه، وزن قاب‌ها در روش طراحی سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، نسبت به روش طراحی ضرایب بار و مقاومت، به میزان ۴۳ درصد کمتر است، ولی در قاب‌های بلندتر (۵، ۸ و ۱۱ طبقه) وزن قاب‌ها در هر دو روش بسیار نزدیک است؛ به طوری که در قاب‌های ۵ و ۸ طبقه، کاهش حدوداً ۱ درصدی و در قاب ۱۱ طبقه افزایش ۷ درصدی وزن سازه به دست آمده است.

رفتار نمودارها در سطوح عملکرد مختلف، از انفجار ضعیف‌تر به قوی‌تر به صورت غیرخطی است. با مقایسه میزان پاسخ سازه‌ها با روش‌های مختلف طراحی (عملکردی و ضرایب بار و مقاومت) در برابر انفجار سطح ۱ و ۲ مشخص می‌شود که:

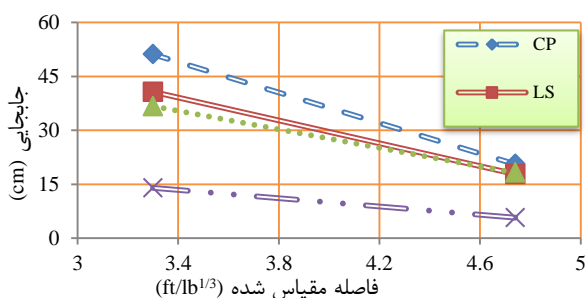
۱- با افزایش شدت انفجار از سطح ۱ به ۲، شیب افزایش وزن در روش ضرایب بار و مقاومت، بیشتر از سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش است؛ یعنی سازه‌ای که برای انفجار کمتر طراحی شده است برای اینکه بتواند برای انفجار شدیدتر، بازطراحی و تقویت شود، بهتر است از روش عملکردی استفاده شود تا نیاز به هزینه‌های کمتری باشد.

۲- همان‌طور که انتظار می‌رفت روش طراحی عملکردی در عملکردهای بالا (مثل ایمنی جانی و آستانه فروریزش) به علت اینکه اجازه تغییر شکل‌های زیادی را به سازه می‌دهد نسبت به روش طراحی ضرایب بار و مقاومت، منجر به طرح‌های اقتصادی‌تری می‌شود.

۳- در طراحی با عملکردهای پایین‌تر (قابلیت استفاده بی‌وقفه)، به علت عدم اجازه تغییر شکل‌های زیاد، میزان اقتصادی‌تر بودن طراحی عملکردی نسبت به طراحی ضرایب بار و مقاومت (در مقایسه با طراحی با عملکردهای بالا) کاهش می‌یابد و هر دو روش طراحی، منجر به سازه‌هایی با وزن‌های نزدیک به هم می‌شوند.



شکل ۳۲. نمودار مقایسه جابجایی قاب ۸ طبقه به دو روش



شکل ۳۳. نمودار مقایسه جابجایی قاب ۱۱ طبقه به دو روش

۵. نتیجه‌گیری

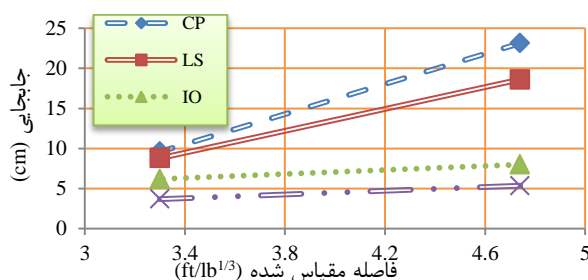
در این تحقیق، قاب‌های با تعداد طبقات ۲، ۵، ۸ و ۱۱ طبقه در دو سطح انفجاری ۱ (با وزن ماده منفجره ۱ تن در فاصله ۲۰ متری از سازه) و سطح انفجاری ۲ (با وزن ماده انفجاری ۱۰ تن در فاصله ۳۰ متری از سازه)، در نرم‌افزار SAP2000 مدل شدند و با دو روش ضرایب بار و مقاومت و بر اساس سطوح عملکرد تحت طراحی و مقایسه اقتصادی قرار گرفتند. برای طراحی قاب‌ها با سطح عملکرد IO در برابر بارهای انفجاری متوسط و ضعیف، می‌توان به منظور سهولت و صرفه اقتصادی از روش طراحی ضرایب بار و مقاومت استفاده کرد؛ منتها برای سطوح عملکرد پایین‌تر (LS و CP)، و یا انفجارهای شدیدتر، در اغلب موارد روش طراحی عملکردی اقتصادی‌تر از روش ضرایب بار و مقاومت است. در انفجارهای شدیدتر (مثلاً سطح انفجار ۲)، روش طراحی عملکردی برای سطوح عملکردی پایین (CP)، برای طبقات مختلف بسیار اقتصادی‌تر از روش ضرایب بار و مقاومت است (بین ۹ تا ۴۹ درصد). منتها برای سطح IO، این اختلاف وزن‌ها کمتر شده است؛ به نحوی که، برای قاب‌های کوتاه و متوسط (۲، ۵ و ۸ طبقه)، این کاهش وزن به ۱۴ تا ۲۵ درصد رسیده است. در قاب‌های بلندمرتبه‌تر (۱۱ طبقه)، اختلاف وزن مصالح مصرفی در این دو روش بسیار کمتر شده و بعضاً نتایج عکس مشاهده شده است. با توجه به خروجی‌های طراحی عملکردی، درصد تشکیل مفاصل در قاب‌های کوتاه‌تر (مثلاً ۲ طبقه)، نسبت به قاب‌های

بودن طراحی عملکردی نسبت به طراحی ضرایب بار و مقاومت در قاب‌های بلندمرتبه‌تر کاهش یافته است.

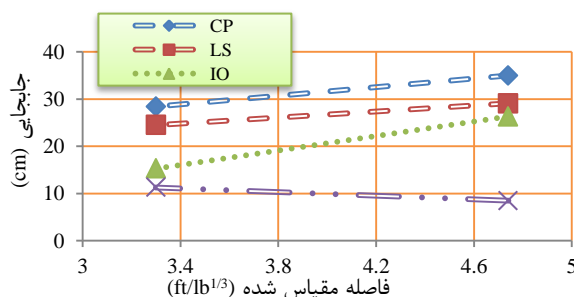
۶- با افزایش شدت انفجار از سطح ۱ به سطح ۲، میزان کاهش وزن طراحی عملکردی نسبت به طراحی ضرایب بار و مقاومت بیشتر می‌شود. علت این پدیده این می‌تواند باشد که با افزایش هر چه بیشتر شدت انفجار، میزان پاسخ‌های غیرخطی سازه و امکان تشکیل مفاصل خمیری بیشتر می‌شود و در نتیجه بنا به توجیه ارائه‌شده در بند ۴، هدف طراحی عملکردی بیشتر محقق می‌شود.

در شکل‌های (۳۰) تا (۳۳) نمودارهای مقایسه‌ای جابجایی بین روش‌های طراحی مختلف در دو سطح انفجار برای قاب‌های ۲، ۵، ۸ و ۱۱ طبقه ارائه شده است. با توجه به نمودارهای ۳۴ تا ۳۷، برای روش طراحی سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، در سطح انفجار ۲ به علت بیشتر بودن وزن سازه‌ها نسبت به سطح انفجار ۱، در سازه‌های با تعداد طبقات پایین‌تر (۲ و ۵ طبقه)، جابجایی تراز طبقه بام به میزان ۲۵ و ۴۰ درصد بیشتر شده است.

در سازه‌های با تعداد طبقات بالاتر (۸ و ۱۱ طبقه)، به علت بالا بودن مدهای ارتعاشی و عدم وجود سیستم‌های مهار جانبی و همچنین حرکات رفت و برگشتی تراز طبقات میانی، جابجایی در تراز طبقه بام در سطح انفجار ۲ نسبت به سطح ۱ به میزان ۳۷ و ۵۰ درصد بیشتر شده است. با توجه به نمودارها، جابجایی در تراز بام در روش طراحی ضرایب بار و مقاومت نسبت به روش طراحی عملکردی، به علت وجود مقاطع قوی‌تر و سختی بالاتر و همچنین مجاز دانستن تغییر شکل زیاد در طراحی عملکردی کمتر است.



شکل ۳۰. نمودار مقایسه جابجایی قاب ۲ طبقه به دو روش



شکل ۳۱. نمودار مقایسه جابجایی قاب ۵ طبقه به دو روش

- [10] Bogosian, D. D.; Dunn, B. W.; Chrostowski, J. D. "Blast Analysis of Complex Structures Using Physics-Based Fast-Running Models"; *Computers & Structures* 1999, 72, 81-92.
- [11] Mohtashami, E.; Shooshtari, A. "Assessment of Steel Frames behavior in Blast"; 5th National Congress on Civil Engineering, 2010 (In Persian).
- [12] Khandelwal, K.; El-Tawil, S.; Sadek, F. "Progressive Collapse Analysis of Seismically Designed Steel Braced Frames"; *J. Construct. Steel Res.* 2009, 65, 699-708.
- [13] Chen, H.; Liew, J. Y. "Explosion and Fire Analysis of Steel Frames Using Mixed Element Approach"; *J. Eng. Mech.* 2005, 131, 606-616.
- [14] Luccioni, B. M.; Ambrosini, R. D.; Danesi, R. F. "Analysis of Building Collapse Under Blast Load"; *Engineering Structure* 2004, 26, 63-71.
- [15] Nassr, A. A.; Razaqpur, A. G.; Tait, M. J., Campidelli, M.; Foo, S. "Single and Multi-Degree of Freedom Analysis of Steel Beams Under Blast Loading"; *Nuclear Engineering and Design* 2012, 242, 63-77.
- [16] Dutta, S. C.; Roy, R. "Performance of Seismically Designed Buildings under Blast Loading"; *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering* 2012, 36, 149.
- [17] Jama, H. H.; Bambach, M. R.; Nurick, G. N.; Grzebieta, R. H.; Zhao, X. L. "Numerical Modeling of Square Tubular Steel Beams Subjected to Transverse Blast Loads"; *Thin-Walled Structures* 2009, 47, 1523-1534.
- [18] Unified Facilities Criteria (UFC) 3-340-02 "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions"; U.S. Department of Defense, 2014.
- [19] T.M 5-1300 "Design of Structures to Resist Effects of Accidental Explosions"; US Department of the Army Technical manual, 1990.
- [20] FEMA-356. "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings"; Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [21] Giannuzzi, D.; Ballarini, R.; Huckelbridge Jr, A.; Pollino, M.; Valente, M. "Braced Ductile Shear Panel: New Seismic-Resistant Framing System"; *J. Struct. Eng.* 2014, 140, 04013050.

بلندتر (مثلاً ۱۱ طبقه) خیلی بیشتر بوده است. یعنی به علت پیچیدگی رفتار قاب‌های بلندمرتبه‌تر و عدم ورود به روش‌های کلاسیک بهینه‌سازی، امکان تشکیل مفاصل حداکثر ایجاد نشده است. در نتیجه در طراحی قاب‌های بلندمرتبه‌تر در برابر انفجار، روش طراحی عملکردی نسبت به روش طراحی ضرایب بار و مقاومت تأثیر محسوسی در کاهش وزن سازه نداشته است

۶. مراجع

- [1] Bounds, W. L. "Design of Blast-Resistant Buildings in Petrochemical Facilities"; ASCE Publications, 2010.
- [2] Liew, J. R. "Survivability of Steel Frame Structures Subject to Blast and Fire"; *J. Construct. Steel Res.* 2008, 64.7, 854-866.
- [3] Urgessa, G. S.; Tomasz A. "Blast Response Comparison of Multiple Steel Frame Connections"; *Finite Elements in Analysis and Design.* 2011, 47, 668-675.
- [4] Izadifard, R. A.; Maheri M. R. "Ductility Effects on the Behavior of Steel Structures under Blast Loading"; *Iranian Journal of Science and Technology* 2010, 34, 49.
- [5] Shirmohammadi, H.; Eivazi, H.; Mazaheri, M. "Modeling of Steel Moment Frame at Blast Loading"; 5th National Congress on Civil Engineering, 2010 (In Persian).
- [6] Sabuwala, T.; Linzell, D.; Krauthammer, T. "Finite Element Analysis of Steel Beam to Column Connections Subjected to Blast Loads"; *Int. J. Impact Eng.* 2005, 31, 861-876.
- [7] McKay, A.; Bazan, M.; Marchand, K.; Gomez, M.; Benshoof, P. "Steel Frame Structure Performance in Blast Environments"; www.protection-consultants.com. 2012.
- [8] Jan, S. F.; Gurbuz, O. "Dynamic Nonlinear Finite Element Analysis of Blast Resistant Concrete Buildings in Petrochemical Facilities"; *Structures Congress 2008; Crossing Borders.* 2008.
- [9] Kim, S.; Lee, C. H.; Lee, K. "Effects of Floor Slab on Progressive Collapse Resistance of Steel Moment Frames"; *J. Construct. Steel Res.* 2015, 110, 182-190.

Archive of SID