



Comparison of the LRFD Method and the Performance-Based Method in the Design of Mid-Rise Reinforced Concrete Moment Frames under Blast Loading

Sajjad Mohammadian Abi^{1*}, Pouya hassanvand², Mojtaba Hoseini³

¹Correspondence: PhD, Department of civil engineering, SR.C., Islamic Azad University, Tehran, Iran. Email Address: sajjad.mohammadian@srbiau.ac.ir

²Assistant Professor, Faculty of Technology and Engineering, Ayatollah Boroujerdi University, Boroujerd, Iran. Email Address: pouya.hassanvand@abru.ac.ir

³Professor, Faculty of Technology and Engineering, Lorestan University, Khorramabad, Iran. Email Address: hosseini.m@lu.ac.ir

ARTICLE INFO

Article history:

Article Type: Research paper

Received: 3 June 2025

Received in revised form: 6 August 2025

Accepted: 20 September 2025

Available online: 20 January 2026

Keywords:

Explosion

LRFD

Performance-Based Design

Economic Design

Performance Levels

ABSTRACT

In the design of structures, especially blast design, if the design method is not selected correctly, the proposed design may be uneconomical or unsafe. Since there is no method such as using behavior coefficient in blast design of structures, and the behavior coefficient available for seismic design of structures does not apply to the behavior of structures against blast. Therefore, this research compares the design using the LRFD method and the performance-based design in two 5-story reinforced concrete frames with a semi-buried reinforced concrete shear wall under a 10-ton TNT blast load located 30 meters away from the structure. Initially, the models were designed using the LRFD method by performing linear dynamic analyses. In the next stage, the aforementioned models were designed using the performance-based design method to provide three performance levels of uninterrupted operation, life safety, and collapse threshold. The results show that the acceleration value of all floors in the LRFD method is greater than the maximum acceleration values based on the three performance levels (IO, LS and CP). Therefore, performance-based design, while being more economical than the LRFD method, also leads to a reduction in floor acceleration. Also, the performance analysis of frames designed using the LRFD method under explosive loading showed that these frames provide the IO performance level.

Cite this article: S. R. Karimi and A. Naghipour, "Design and Analysis of Scientific Networks on the Emerging and Safe Explosive Material (TKX-50) Using the Scientometric Software VOSviewer," Journal of Passive Defence, vol. 16, no. 4, pp. 91-104, 2026. DOI: doi.org/10.47176/PD.2026.1544



© Author(s) retain the copyright and full publishing rights



Publisher: Imam Hossein University.

Introduction

With the increasing threat of terrorist attacks, the design of structures against blast loads, particularly for sensitive buildings and critical infrastructures, has become a major concern in the field of passive defense. In this regard, numerous national and international guidelines have been developed, and extensive experimental and numerical studies have been conducted on the behavior of reinforced concrete structures subjected to blast loading. A review of previous studies indicates that although the effects of explosions on structural components have been widely investigated, a direct comparison of structural design methods in terms of safety and economic efficiency has received limited attention. Therefore, this study compares the conventional LRFD method with the performance-based design approach for a five-story reinforced concrete moment-resisting frame combined with a semi-buried shear wall system, and evaluates the structural responses, including floor accelerations, roof displacement, and base shear, at different performance levels (IO, LS, and CP) under blast loading.

Results and Discussion

In this study, the behavior of two combined systems of five-story reinforced concrete moment-resisting frames with semi-buried two-dimensional shear walls, arranged in different configurations (central and side spans), is investigated under blast loading. The floor height is 3 m and the span length is 5 m. Considering the explosion location, the blast loads are applied in-plane to both the frames and shear walls. The considered blast scenario involves a surface explosion of 10 tons of TNT at a horizontal distance of 30 m from the structure, generating a hemispherical shock wave with pressure decreasing with height.

To obtain a realistic time-history of the blast load, numerical simulation was performed using AUTODYN. In the simulation, the air, explosive material, and soil were modeled in a two-dimensional environment, employing appropriate equations of state for TNT and air. Subsequently, structural responses—including floor accelerations, overall roof displacement, and base shear—were extracted and compared for structures designed using the conventional LRFD method and the performance-based design approach at three performance levels: Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS), and Collapse Prevention (CP).

The results indicate that decreasing the performance level from IO to CP leads to an increase in floor accelerations and roof displacement. Moreover, the LRFD-designed structures exhibit higher accelerations and base shear due to greater stiffness and restriction of nonlinear behavior, while roof displacements are lower compared to performance-based designs. These findings highlight the fundamental differences in dynamic behavior and efficiency between the design methods under blast loading conditions.

Conclusion

1. For the frames designed in this study using both the LRFD and performance-based methods (IO, LS, CP) under a blast load, frames with shear walls located in the side spans exhibited better performance compared to those with shear walls in the central span, showing lower displacement, velocity, and deformation parameters.
2. Performance analysis of the LRFD-designed frames under blast loading indicates that these frames meet the Immediate Occupancy (IO) performance level.

3. Examination of the absolute roof displacement time histories in the five-story LRFD-designed frames shows that the residual displacements are zero. This is because, in LRFD design, the frames are designed linearly and do not enter the nonlinear range of behavior.
4. In performance-based designed frames at LS and CP performance levels, the residual displacements are nearly equal, and in some cases, the CP level exhibits slightly higher residual displacements. This is due to the fact that the cross-sectional dimensions of the frames designed for LS and CP levels are very similar.
5. As the performance level decreases from IO to LS and from LS to CP, the floor accelerations increase. It is also observed that, in general, the maximum accelerations in LRFD-designed frames are higher than, or close to, the maximum floor accelerations of performance-based designs at IO, LS, and CP levels. Therefore, performance-based design, while more economical than LRFD, also reduces floor accelerations, which contributes to the safety of the structural contents. These variations in floor acceleration are attributed to changes in the natural vibration period caused by modifications in mass and stiffness. Mass changes result from variations in member sections, while stiffness changes are due to both cross-sectional modifications and nonlinear behavior of the materials and structure.
6. The minimum overall roof displacement occurs in the LRFD-designed frame, and this displacement increases progressively for the IO, LS, and CP performance levels. This can be explained by the fact that LRFD design uses linear analysis without applying a behavior factor to reduce the blast load, so the structure is designed to remain mostly in the elastic range, allowing only small displacements. Therefore, roof displacements in LRFD designs are lower than those in performance-based designs.
7. As the performance level decreases from IO to LS and from LS to CP, the allowable deformations (acceptance criteria) in the design are considered larger, resulting in increased overall roof displacements at lower performance levels.
8. Across all floors, the minimum inter-story relative displacement is observed in LRFD-designed frames, and these values increase progressively for the IO, LS, and CP levels. The reasons for these variations in relative displacement are similar to those discussed in the previous points.

مقایسه روش LRFD با روش عملکردی در طراحی قاب‌های خمشی بتن آرمه میان مرتبه تحت بارگذاری انفجاری

سجاد محمدیان آبی^{۱*}، پویا حسنونند^۲، مجتبی حسینی^۳

^۱دکترای تخصصی، گروه سازه و زلزله، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران (نویسنده مسئول). رایانامه: sajjad.mohammadian@srbiau.ac.ir

^۲استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آیت الله العظمی بروجردی، بروجرد، ایران. رایانامه: pouya.hassanvand@abru.ac.ir

^۳استاد، فنی و مهندسی، دانشگاه لرستان، خرم‌آباد، ایران. رایانامه: hosseini.m@lu.ac.ir

چکیده

مشخصات مقاله

تاریخچه مقاله:

نوع مقاله: علمی پژوهشی
دریافت: ۱۴۰۴/۰۳/۱۳
بازنگری: ۱۴۰۴/۰۵/۱۵
پذیرش: ۱۴۰۴/۰۶/۲۹
ارائه آنلاین: ۱۴۰۴/۱۰/۳۰

کلیدواژه‌ها:

انفجار
LRFD
طراحی بر اساس عملکرد
طرح اقتصادی
سطوح عملکرد

در طراحی سازه‌ها مخصوصاً طراحی در برابر انفجار، اگر روش طراحی به درستی انتخاب نشود طرح ارائه شده ممکن است غیراقتصادی یا غیر ایمن گردد. از آن جا که روشی مانند استفاده از ضریب رفتار، در طراحی سازه‌ها در مقابل انفجار وجود ندارد و ضریب رفتار موجود برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، در مورد رفتار سازه‌ها در مقابل انفجار صدق نمی‌کند. لذا این پژوهش به مقایسه طراحی به روش LRFD و طراحی بر اساس عملکرد در دو قاب ۵ طبقه بتن آرمه به همراه دیوار برشی بتن مسلح نیمه مدفون که تحت بار انفجار ۱۰ تن TNT که به فاصله ۳۰ متری از سازه قرار دارد، می‌پردازد. در ابتدا مدل‌ها با انجام تحلیل‌های دینامیکی خطی، به روش LRFD طراحی شده‌اند. در مرحله بعد مدل‌های مذکور، به روش طراحی بر اساس عملکرد، جهت تأمین سه سطح عملکرد قابلیت بهره‌برداری بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فرو ریزش طراحی گردیده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که مقدار شتاب همگی طبقات در روش LRFD بیشتر از مقادیر حداکثر شتاب مربوط، بر مبنای سه سطح عملکرد (IO، LS و CP) می‌باشد. لذا طراحی بر اساس عملکرد، ضمن اقتصادی‌تر بودن نسبت به روش LRFD، منجر به کاهش شتاب طبقات نیز می‌گردد. همچنین تحلیل عملکردی قاب‌های طراحی شده به روش LRFD تحت بار انفجاری نشان داد که این قاب‌ها سطح عملکرد IO را تأمین می‌کنند.

استناد: محمدیان آبی، سجاد، حسنونند، پویا، حسینی، مجتبی، "مقایسه روش LRFD با روش عملکردی در طراحی قاب‌های خمشی بتن آرمه میان مرتبه تحت بارگذاری انفجاری"، نشریه پدافند غیرعامل، دوره ۱۶، شماره ۴، صفحات ۱۰۴-۹۱، ۱۴۰۴. DOI: <https://doi.org/10.47176/PD.2026.1544>

© نویسنده(گان) حق نشر و حقوق کامل انتشار را برای خود محفوظ می‌دارند.



ناشر: دانشگاه جلال امام حسین (ع). OPEN ACCESS

۱- مقدمه

امروزه 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 بهره‌برداری دراز مدت از یک تحقیق، نظر بخش غیر نظامی را نیز به خود جلب نموده است [۱]. 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 [۲] که توسط دپارتمان نیروی زمینی ارتش آمریکا برای سازه‌های مقاوم در برابر انفجار تهیه شده است را می‌توان به عنوان یکی از اولین دستورالعمل‌ها دانست که از اوایل دهه ۵۰ به بعد تهیه و تکمیل شده است. پس از آن دستورالعمل TR 87-57 [۳] توسط بخش مهندسی نیروی هوایی آمریکا به منظور آنالیز و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجارهای غیر اتمی ارائه شد. در ادامه، دستورالعمل‌های دیگری همچون DOE/TIC 11268 توسط دپارتمان انرژی آمریکا و دستورالعمل‌های FEMA DAHSCWE 1995، ASCE 1995، FEMA 426، FEMA 427، FEMA 428 تهیه شده‌اند. نهایتاً در سال ۲۰۰۸ دستورالعمل UFC 3-340-02 [۴] که نسبت به دستورالعمل‌های پیشین جامعیت بیشتری داشته و نسخه به‌روز شده TM5-1300 [۵] می‌باشد، توسط دپارتمان دفاعی آمریکا تهیه شد و هم‌اکنون اکثراً به عنوان مبنای اصلی طراحی و تحقیقات در این حوزه مورد استفاده قرار می‌گیرد. در ایران نیز نخستین تلاش‌ها به تدوین راهنمای مقابله با حملات هوایی به سال‌های دوران دفاع مقدس برمی‌گردد که در آن ضوابط عمومی و طرح‌های اولیه پناهگاه‌ها توسط روزنامه انتشار یافت. اولین گزارش‌های مدون علمی در قالب راهنما و توصیه نامه مربوط به سال ۱۳۶۷ است که توصیه نامه طراحی سازه‌های امن معاونت فنی و اجرایی امور جنگ وزارت مسکن و شهرسازی به صورت ترجمه متن دستورالعمل TM5-855-1 ارتش آمریکا منتشر شد. پس از تشکیل کمیته عالی پدافند غیر عامل کشور تدوین دستورالعمل‌های پدافند غیر عامل 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 غیر عامل منتشر شده است.

بیلوت و وودسن به ارزیابی رفتار قاب بتنی مسلح دو طبقه با مقیاس یک‌چهارم در معرض بارهای انفجار حوزه نزدیک پرداختند. این مطالعه شامل روند عددی و آزمایشگاهی بود و گزارشی کامل از جزئیات مدل سازی و نتایج آزمایشگاهی در موقعیت‌های مختلف قاب بتن مسلح ارائه شده گردید. با توجه به آزمایش‌های انجام شده و مقایسه آن با مدل شبیه‌سازی شده با نرم افزار، هماهنگی مطلوبی میان این دو روش مشاهده شد. نتایج نشان داد که بتن ستون‌های خارجی دچار خردشدگی و فروریزش شده‌اند [۶]. یک مطالعه موردی از تحلیل انفجار و فروپاشی سازه بتن مسلح توسط لوسینی ارائه شده است. در این مطالعه از نرم‌افزار تجاری AUTODYN برای مدل سازی جزئیات ساختمان آمیا در بوینس آیرس که در بمب گذاری تروریستی سال ۱۹۹۴ آسیب دیده بود، استفاده شده است. المان‌های سازه‌ای بتنی و جریان هوا با استفاده از مش اویلری و لاگرانژی مدل گردیده است. در این تحقیق فرض شد که آسیب با بار انفجاری معادل ۴۰۰ کیلوگرم TNT ایجاد می‌شود. نتایج تحلیل این محققین نشان داد که آسیب واقعی و نتایج تحلیل‌های به دست آمده از مدل سازی با یکدیگر تطابق مناسبی دارند [۷]. بائو و لی پاسخ دینامیکی و مقاومت محوری باقیمانده ستون بتنی را به صورت مطالعه پارامتریک مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه تأثیر پارامترهای ستون بتنی شامل نسبت تسلیح، نسبت بارمحوری و نسبت ابعاد ستون بر روی پاسخ سازه تحت بار انفجار بررسی شد. نتایج این تحقیق نشان داد که با توجه به این که بتن یک ماده کامپوزیت است و رفتار بتن مسلح تحت شرایط آسیب به واسطه از دست رفتن محصورشدگی بتن تغییر می‌کند، بنابراین تخمین ظرفیت باقیمانده بر اساس معیار جابجایی روش مناسبی برای سازه‌های بتن مسلح نیست و معیار جدید وابسته به تسلیم مصالح و محصورشدگی بتن مورد نیاز است [۸]. جایاسوریا و همکاران به بررسی انفجار بر روی یک سازه بتنی پرداختند. در این تحقیق به ارزیابی بتن و آسیب به قاب بتن مسلح دوبعدی با توجه به تحمل بار اعضای سازه‌ای در انفجارهای حوزه نزدیک پرداخته شد. همچنین در این تحقیق پاسخ و آسیب قاب بتن مسلح با سناریوهای مختلف بار انفجار مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج تحقیق آنها نشان داد که در لحظات ابتدایی تنها قسمت‌هایی از

در صورتی که از روش‌های غیراقتصادی استفاده شود، هزینه ساخت سازه بسیار بالا خواهد بود. همچنین با توجه به این که طبق روش‌های معمول طراحی مانند روش LRFD، حدی از خرابی برای سازه مجاز شمرده می‌شود، ممکن است این خرابی‌ها نتواند سازه را به عملکرد مورد انتظار برساند. در طراحی سازه‌ها در مقابل انفجار، از آن جا که روشی مانند استفاده از ضریب رفتار (مشابه طراحی لرزه‌ای سازه‌ها) وجود ندارد و ضریب رفتار موجود برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در مورد رفتار سازه‌ها در مقابل انفجار صدق نمی‌کند. لذا از ظرفیت شکل‌پذیری و جذب انرژی اعضا برای تحمل بار انفجاری استفاده نمی‌شود. از طرفی اگر سطح عملکرد یا ایمنی مورد نیاز برای سازه بالا باشد (به عنوان مثال قابلیت بهره برداری بی وقفه) ممکن است طراحی به روش LRFD منجر به یک طرح غیر ایمن گردد و بالعکس، اگر سطح عملکرد مورد نیاز پایین باشد (به عنوان مثال آستانه فروریزش) طراحی به روش فوق الذکر می‌تواند به یک طرح غیراقتصادی منجر گردد. بنابراین در این پژوهش با مقایسه دو روش LRFD و عملکردی برای طراحی سامانه توام قاب خمشی ۵ طبقه به همراه دیوار برشی نیمه مدفون، پاسخ سازه‌های طراحی شده، شامل (شتاب طبقات، تغییر مکان کلی بام و برش پایه) حاصل از روش LRFD و روش طراحی بر اساس عملکرد برای سه سطح عملکرد IO، LS و CP با یکدیگر مقایسه می‌گردد.

۲- آشنایی با پدیده انفجار

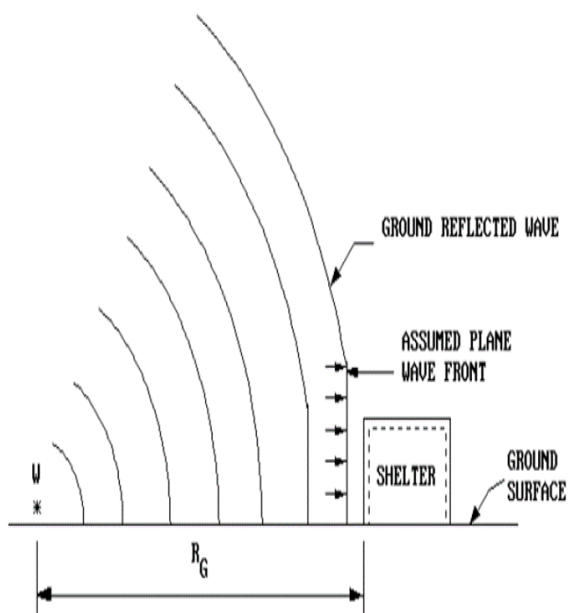
به‌طور کلی، انفجار نتیجه آزاد شدن بسیار سریع مقدار زیادی انرژی در یک فضای محدود است. آزاد شدن ناگهانی انرژی، یک موج فشاری در محیط تولید می‌کند که موج شوک نامیده می‌شود. زمانی که یک انفجار اتفاق می‌افتد، انبساط گازهای داغ، یک موج فشاری در محیط اطراف تولید می‌کند. با حرکت این موج از مرکز انفجار، بخش داخلی به وسیله‌ی جبهه 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°C - 4000°C و فشار نزدیک 300 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 جبهه موج فشاری جدا می‌شود و یک جبهه موج تشکیل می‌دهد. حداکثر بیش فشار در جبهه‌ی موج رخ می‌دهد و بیش فشار

ستون در حال خرابی می‌باشد و به مرور زمان که ستون‌ها کاملاً تخریب می‌گردند باعث خرابی تیرهای اطراف خود نیز می‌گردند [۹]. لن و همکاران آسیب وارده بر روی یک ستون بتنی مسلح ناشی از انفجار را توسط شبیه‌سازی عددی تحلیل کردند. نتایج کار این محققین نشان داد که محصور کردن بتن به‌طور مؤثری آسیب وارد به ستون را کاهش می‌دهد [۱۰]. اسدی و همکاران در تحقیقی به بررسی اثر انفجار بر سازه‌های بتن مسلح پرداختند و نتایج حاصل از تحلیل آنها نشان داد که نحوه حرکت کروی موج انفجار در فضا و همچنین استهلاک انرژی آن با افزایش فاصله از مرکز انفجار به خوبی توسط نرم‌افزار مورد استفاده در تحلیل عددی لحاظ شده است [۱۱]. پیمان و همکاران در تحقیقی جامع در خصوص تعیین چیدمان مناسب ورق FRP برای مقاوم‌سازی دیوارهای بتنی در برابر بارهای ناشی از انفجار انجام دادند. در این تحقیق از بررسی شکل‌های غیرمرسوم و غیرقابل اجرا در مطالعه المان محدود صرف‌نظر شده است. نتایج تحقیق بیانگر این موضوع می‌باشد که جهت مناسب الیاف FRP در راستای میلگردهای طراحی می‌باشد [۱۲]. Ibrahim و همکاران مطالعاتی در مورد پاسخ سازه‌های با قاب بتنی مسلح تحت بارگذاری انفجار انجام دادند. در این تحقیق، تجزیه و تحلیل‌های دقیق اجزای محدود با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS برای ارزیابی عملکرد سازه‌های یک قاب بتنی ۴ طبقه دو بعدی انجام شد. نتایج نشان داد که تغییر طراحی ستون‌های خارجی، به ویژه با استفاده از مقطع لوله فولادی پر شده با بتن، پاسخ‌های سازه‌ای تحت بار انفجار را بهبود می‌بخشد [۱۳]. Fatima و همکاران در مطالعاتی در مورد پاسخ کلی ساختمان‌های دارای قاب بتنی مسلح تحت شکل‌های مختلف پالس بار انفجار انجام دادند. این مطالعه شامل بررسی تأثیر پرکننده بنایی فقط در جهت داخل صفحه بارهای انفجاری با شکل‌های پالس مختلف است. نتایج، آسیب قابل توجهی را به ویژه در نمای جلویی به دلیل شکل‌های پالس انفجاری مقعر و سینوسی نیم سیکل نشان می‌دهد. در عین حال، مقاومت و سختی درون صفحه‌ای پرکننده‌های بنایی به‌طور قابل توجهی آسیب کلی در اجزای سازه‌ای را کاهش داده است [۱۴].

بررسی تحقیقات پیشین بیانگر آن است که در زمینه انفجار بر روی سازه‌ها پژوهش‌های زیادی انجام شده است. ولی در هیچ پژوهشی به صورت دقیق به مقایسه روش‌های طراحی سازه‌ها پرداخته نشده است. با توجه به بزرگ بودن بار انفجاری

ارتفاعی موسوم به ارتفاع ماخ که ناشی از اندرکنش موج اولیه و موج منعکس شده است منتشر می‌گردد. به همین ترتیب اگر یک انفجار در سطح زمین رخ دهد، موج اولیه انفجار مطابق شکل (۲) پس از برخورد با زمین منعکس شده و با ترکیب موج اولیه و موج منعکس شده به صورت یک موج به شکل نیم‌کره منتشر می‌گردد. نتایج نشان داده است که در شرایط یکسان از نظر نوع انفجار و فاصله، انفجارهای سطحی به دلیل تشدید ناشی از برخورد موج با زمین نسبت به انفجار در هوای آزاد امواج شدیدتری تولید می‌کنند [۴].

فاز مثبت و منفی فشار، ضربه، دوره تناوب و دیگر پارامترهای ناشی از انفجار سطحی بر روی وجه مقابل 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 و مطابق الگوی تغییرات بار وارده بر حسب زمان محاسبه می‌شود.



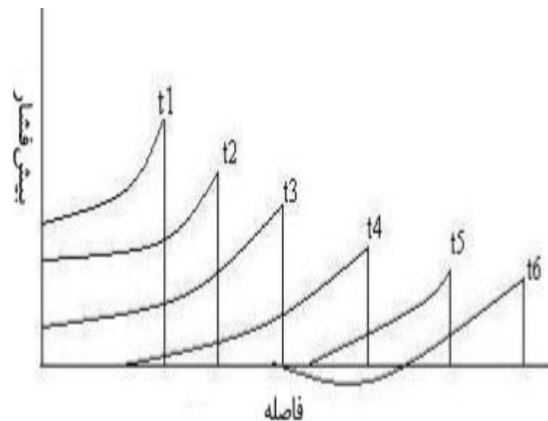
شکل (۲): موج ناشی از انفجار سطحی [۴]

۳- روش تحقیق

۳-۱- مدلسازی

در این تحقیق ۲ سامانه توام قاب خمشی ۵ طبقه بتن مسلح همراه با دیوار برشی نیمه مدفون دو بعدی (دیوار برشی در دهانه‌ی میانی و دهانه‌های کناری) مورد بررسی قرار گرفته است. ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه‌ها ۵ متر می‌باشد. در شکل (۳) نحوه آرایش دیوارهای برشی در این نمونه‌ها نشان داده شده است.

حداکثر نامیده می‌شود. پشت جبهه‌ی موج، بیش فشار خیلی سریع تا حدود نصف بیش فشار حداکثر افت می‌کند و تقریباً در ناحیه‌ی مرکزی انفجار به صورت یکنواخت باقی می‌ماند.



شکل (۱): تغییرات بیش فشار با فاصله از مرکز انفجار [۱۵]

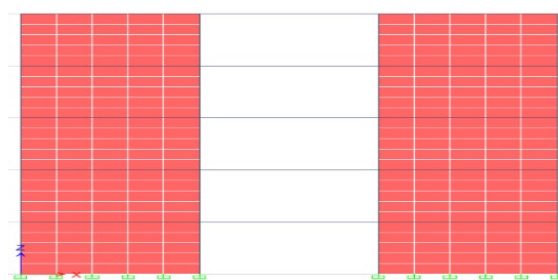
جبهه موج با پیشروی به جلو، ضعیف‌تر می‌شود و سرعتش به سمت سرعت صوت کاهش می‌یابد. ترتیب این پدیده‌ها در شکل (۱) نشان داده شده است. بیش فشار در زمان‌های t_1 تا t_6 نشان داده شده است. در منحنی t_1 تا t_5 فشار انفجار هنوز از فشار اتمسفر کمتر نشده، در منحنی t_6 در یک فاصله از پشت جبهه موج، بیش فشار منفی می‌شود.

حداکثر بیش فشار به عاملی به نام فاصله مقیاس شده Z وابسته است. این عامل با فاصله از مرکز انفجار رابطه مستقیم، و با مکعب جرم ماده‌ی منفجره نسبت عکس دارد. معمولاً جرم ماده منفجره بر اساس TNT بیان می‌شود و دیگر انواع مواد منفجره به این ماده تبدیل می‌شوند. با افزایش فاصله، حداکثر فشار موج شوک کاهش می‌یابد. قابل ذکر است که در هر محدوده‌ی خاص، حداکثر بیش فشار موج انفجار به صورت نمایی کاهش می‌یابد تا به فشار اتمسفر برسد.

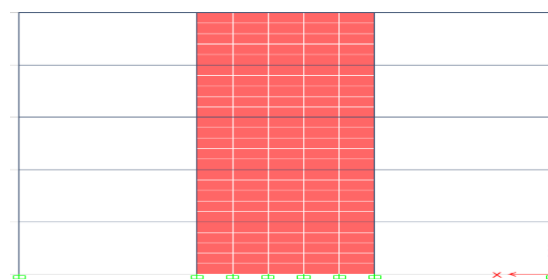
انفجارها از نظر موقعیت نسبت به سازه به دو گروه اصلی انفجار داخلی و انفجار خارجی تقسیم‌بندی می‌شوند. انفجار خارجی را نیز می‌توان در سه گروه انفجار در هوای آزاد، انفجار هوایی و انفجار سطحی تقسیم‌بندی نمود. انفجار در هوای آزاد زمانی رخ می‌دهد که یک انفجار در بالای یک سازه طوری روی دهد که میان منبع ماده 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

۳-۳- مدلسازی در AUTODYN

برای رسیدن به بارگذاری اعمالی به سازه، ناشی از انفجار که با واقعیت تطابق خوبی داشته باشد یا باید مدلی با ابعاد مورد نظر آمده شود که بدلیل صرف هزینه بالا امکان پذیر نبود یا باید مدلی ساخته می شد که از نظر ابعادی با مدل مد نظر تشابه خوبی داشته باشد که این فرض نیز مستلزم دقت بالا و تخمین خوب در صحت نسبت ابعاد بود. لذا مدل سازی با نرم افزار AUTODYN انجام شده است. نرم افزار AUTODYN برای کاربردهای زیادی مورد استفاده قرار می گیرد. این نرم افزار از روش‌های تفاضل محدود، حجم محدود و المان محدود برای حل مسائل غیرخطی در جامدات، مایعات و گازها استفاده می کند. به طور خاص این نرم افزار برای شبیه سازی انفجار، ضربه و نفوذ بسیار مناسب می باشد. در این تحقیق برای تعیین تاریخچه بار انفجار وارد بر سازه از نرم افزار AUTODYN استفاده شد. شبیه سازی از دو بخش تشکیل شده است. بخش اول مدل سازی ماده منفجره در محیط دو بعدی و بخش دوم مدل سازی سازه و مشخص شدن سنجنده‌ها بر روی سازه است. تحلیل در محیط دو بعدی باعث افزایش دقت محاسبات و کم شدن زمان تحلیل می شود. روش نرم افزار AUTODYN برای ساخت نمونه دو بعدی به این صورت که ابتدا یک مدل دوبعدی شامل هوا و TNT ساخته شد، و سپس خاک را درون آن پر می کنیم. نمونه‌های دو بعدی در شکل (۵) نشان داده شده است. در اینجا ماده منفجره به صورت یک مستطیل مدل می شود که با در نظر گرفتن تقارن محوری حول محور X تبدیل به یک استوانه می شود. شرایط مرزی پروژه بدین شکل است که مرزهایی که در تماس هوا است Flow out در نظر گرفته شده که باعث می شود همچنان موج حرکت خود را داشته باشد. اندازه مش‌های هوا برابر ۲/۵ سانتی‌متر است. همچنین با توجه به اینکه TNT داخل هوا Fill می شود، نیازی به تعیین ابعاد مش برای آن نیست. هوا و ماده منفجره با استفاده از پردازنده اوپلر و معادله حالت های JWL برای TNT به عنوان ماده منفجره، و اوپلر برای هوا مدل شده‌اند.



الف: دیوار برشی در دهانه‌های کناری



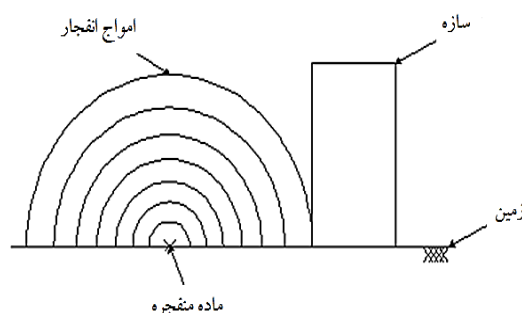
ب: دیوار برشی در دهانه میانی

شکل (۳): مشخصات قاب‌های مورد بررسی در تحقیق

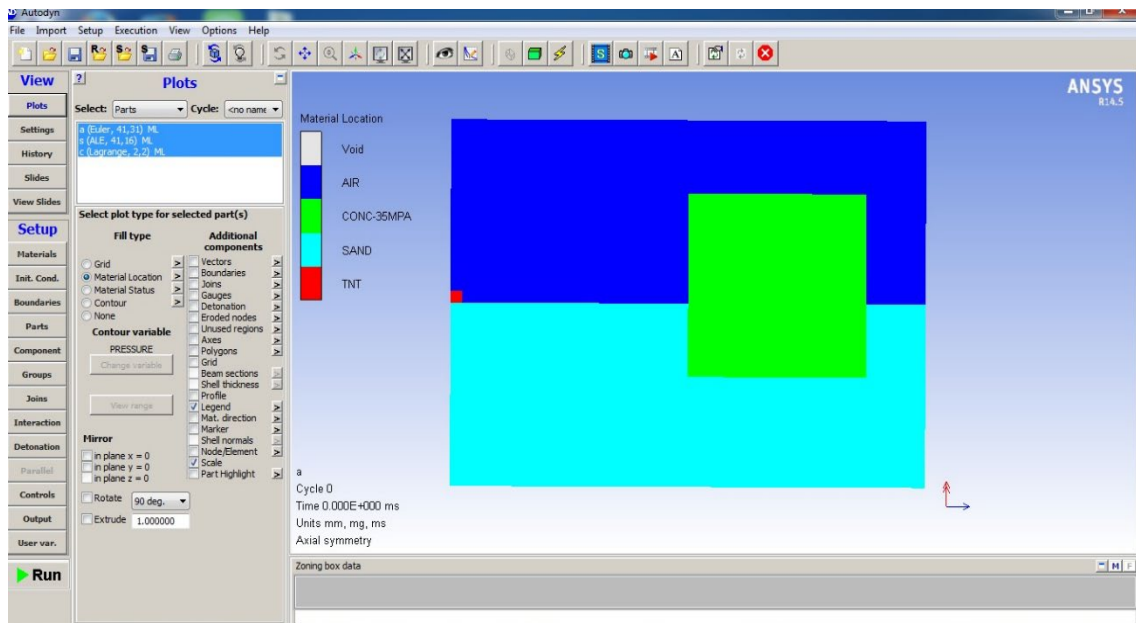
با توجه به مکان ماده منفجره و موقعیت نمونه سامانه‌های سازه‌ای مورد بررسی، این سامانه‌ها تحت بار انفجار عمود بر صفحه قاب و دیوار برشی قرار نمی‌گیرند و بارهای انفجار در داخل صفحه قاب و دیوار برشی بر آن‌ها وارد می‌شود.

۳-۲- بارگذاری انفجار

انفجار در نظر گرفته شده در این تحقیق، از نوع انفجار سطحی می‌باشد، که شامل انفجار ۱۰ تن TNT بر روی سطح زمین در فاصله افقی ۳۰ متری از دیوار می‌باشد. امواج انفجار منتشر شده در هوا همانطور که در شکل (۴) دیده می‌شود، به صورت نیم کروی (جبهه ماخ) است. بنابراین با افزایش ارتفاع سازه، از فشار موج انفجار وارد بر آن کاسته می‌شود و پای سازه متحمل بیشترین فشار ناشی از انفجار می‌گردد. هر چه محل انفجار از سازه دورتر باشد فشار وارد بر سازه یکنواخت‌تر است.



شکل (۴): شماتیک امواج کروی شکل موج ماخ انفجار [۱۶]

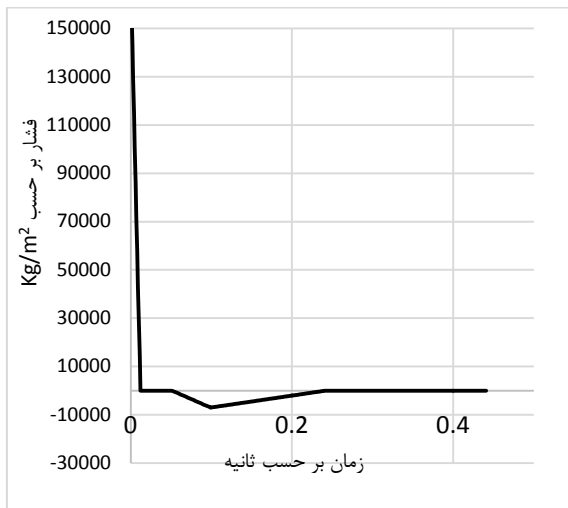


شکل (۵): شمای کلی نرم افزار AUTODYN

برای استخراج نمودارهای فشار-زمان حاصله از یک سری سنجنده در نقاط مورد نظر استفاده می‌کنیم. همان طور که در شکل (۶) نشان داده شده است، در مدل مد نظر سنجنده‌ها روی اطراف سازه و به فاصله ۱ متر از هم قرار گرفتند. در نهایت نمودارهای فشار- زمان حاصل از این سنجنده ها به نرم افزار sap2000 انتقال داده شد.

۴-۳- محاسبه نمودار فشار - زمان

با استفاده از فواصل مقیاس شده و نمودارهای UFC3-340-02، نمودارهای فشار - زمان ناشی از انفجار که به دیوارها و سقف مدل‌های مورد نظر اعمال می‌گردد، محاسبه شده‌اند. شکل‌های (۷) تا (۹) نمودارهای فشار-زمان را نشان می‌دهند.

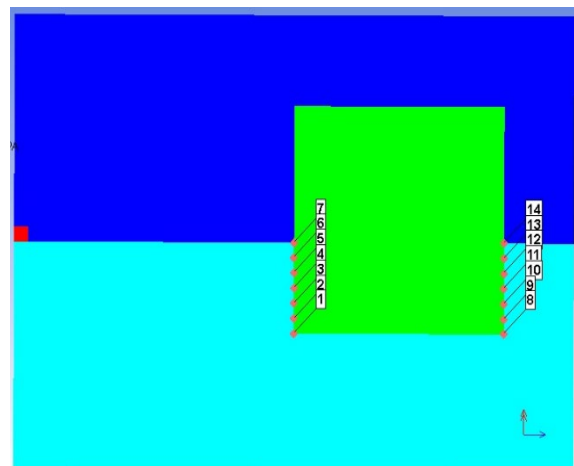


شکل (۷): نمودار فشار- زمان دیوار جلویی

در شبیه سازی، ثابت‌های استاندارد هوا که در کتابخانه مصالح AUTODYN موجود است به کار گرفته شده که چگالی هوا $\rho = 1/225 \text{ kg/m}^3$ و انرژی درونی اولیه هوا $e = 2/065 \times 10^5$ فرض می‌شود. مواد منفجره عموماً با معادله حالت JWL مدل می‌شوند که فشار ناشی از انرژی شیمیایی را در یک انفجار مدل می‌کنند و به صورت زیر نوشته می‌شود.

$$p = c_1 \left(1 - \frac{\omega}{r_1 \theta}\right) e^{r_1 \theta} + c_2 \left(1 - \frac{\omega}{r_2 \theta}\right) e^{r_2 \theta} + \frac{\omega e}{\theta} \quad (1)$$

که p فشار هیدرواستاتیک، θ حجم مخصوص، e انرژی درونی مخصوص و $c_1, c_2, r_1, r_2, \omega$ ثابت مصالح هستند. مقادیر ثابت‌ها برای تعداد زیادی از مواد منفجره رایج با آزمایش‌های دینامیکی تعیین شده‌اند و در کتابخانه AUTODYN موجود می‌باشند که در مورد این پروژه c_1, c_2, r_1, r_2 به ترتیب برابر $1.05 \times 10^7, 3/15, 1.03 \times 10^3 \text{ MPa}$ ، $0/9$ می‌باشد.



شکل (۶): مدل دو بعدی ساخته شده در AUTODYN

0.5LL در دو نرم افزار تحلیل دینامیکی غیرخطی شد. بار ناشی از انفجار بصورت یک بار تاریخچه زمانی و متمرکز بر تراز طبقه بام وارد شد. بار گسترده زنده وارده بر تیر طبقه بام ۱۵.۵ kg/cm و بار گسترده زنده وارده ۷.۵ kg/cm محاسبه شد. به دلیل اینکه نمودار جابجایی - زمان خروجی نرم افزار SAP 2000 امکان انتقال به Excel را ندارد، نمی توان در یک شکل نتایج مربوط به هردو را نشان داد. مقادیر ماکزیمم جابجایی مطلق تراز طبقه بام، ماکزیمم سرعت مطلق تراز طبقه بام، ماکزیمم شتاب مطلق تراز طبقه بام، برش پایه در جدول (۳) نمایش داده شده است.

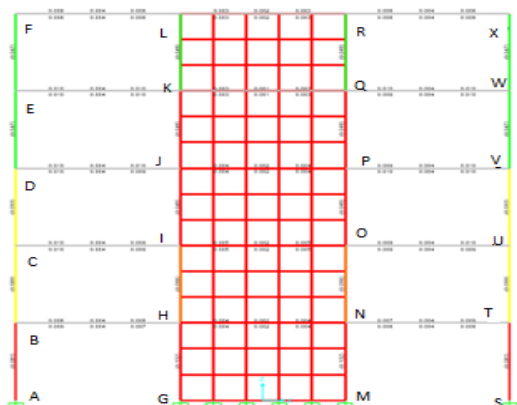
جدول (۳): مقایسه نتایج صحت سنجی

Type	SAP	PERFORM 3D	OpenSEES	DIFFERENCE
Displacement (cm)	۴/۱۵۹	۴/۴۷	۴/۵۵	%۶/۹
				%۸/۶
Velocity (cm/s)	۱۷۵/۹	۱۸۹/۵	۱۹۸	%۷/۱
				%۱۱/۱
Acceleration (cm/s ²)	۴۱۴۹۰	۳۹۴۰۰	۴۴۸۰۰	%۵
				%۷/۴
Base shear (kg)	۷۲۲۲۰	۷۸۴۵۰	۷۰۲۱۴	%۷/۹
				%۲/۷

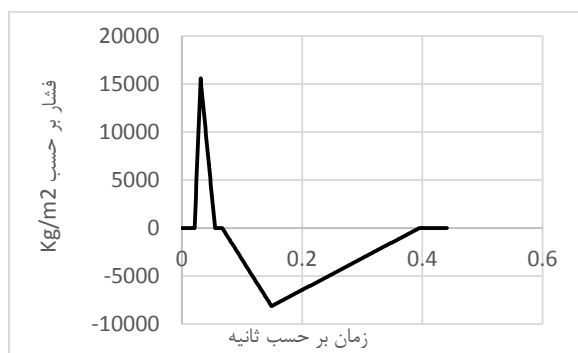
۵- نتایج حاصل از روش های مختلف طراحی

۵-۱- مدل قاب پنج طبقه با دیوار برشی میانی

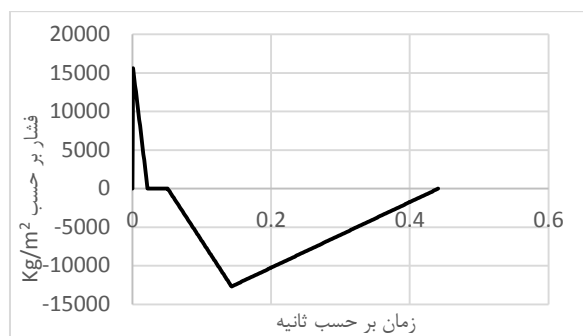
با توجه به اینکه تعداد المان های تیر و ستون در یک قاب پنج طبقه زیاد می باشد لذا از هر یک از قاب های مورد بررسی، یک تیر و ستون را از طبقه اول در نظر گرفته و مقاطع حاصله از روش مختلف طراحی با هم مقایسه می گردد. در شکل (۱۰) و جدول (۴) مقاطع حاصله برای تیر BH (تیر طبقه اول) و جدول (۵) برای ستون AB (ستون طبقه اول) ارائه گردیده است.



شکل (۱۰): قاب پنج طبقه با دیوار برشی در دهانه وسط



شکل (۸): نمودار فشار-زمان دیوار پشتی



شکل (۹): نمودار فشار-زمان سقف

۳-۵- مشخصات مصالح مصرفی و بارگذاری

در این پژوهش مقاومت فشاری بتن برابر 4000 psi در نظر گرفته شده است. مشخصات میلگرد مصرفی مطابق جدول (۱) می باشد. بارهای مرده و زنده اعمال شده در طبقات در جدول (۲) ارائه شده است.

جدول (۱): مشخصات میلگرد مصرفی

ρ (Kg/m ³)	γ	E (Kg/m ³)	Fu (psi)	Fy (psi)
۷۸۵۰	۰/۳	۲۱۰۰۰۰۰	۹۰۰۰۰	۶۰۰۰۰

جدول (۲): بارهای مرده و زنده

طبقه	بار مرده (Kg/m)	بار زنده (Kg/m)
طبقه بام	۱۵۵۰	۷۵۰
سایر طبقات	۱۲۵۰	۱۰۰۰

۴- صحت سنجی

جهت صحت سنجی نتایج نرم افزار SAP، از نرم افزار PERFORM 3D و OpenSEES استفاده شد. در این برنامه ها می توان اقدام به مدل سازی سازه ها به صورت دو بعدی و سه بعدی نمود. قاب مدل شده جهت اعتبار سنجی یک قاب یک طبقه با یک دهانه به ارتفاع ۳ متر و عرض دهانه ۵ متر که تحت ترکیب بار + 1.2DL + 1BL

جدول (۶): مقاطع تیر HN در روش های مختلف طراحی

تیر HN (تیر طبقه‌ی اول)			
میزان خاموت (سطح مقطع در واحد طول)	درصد میلگرد خمشی	ابعاد (cm ²)	روش طراحی
۰/۱۰۸	۰/۰۱۳۲	۶۰×۶۰	LRFD
۰/۰۴۸	۰/۰۰۳۵	۶۰×۶۰	IO
خاموت حداقل	۰/۰۰۵۱	۶۰×۶۰	LS
خاموت حداقل	۰/۰۰۶۳	۶۰×۶۰	CP

جدول (۷): مقاطع ستون AB در روش های مختلف طراحی

ستون AB (ستون طبقه‌ی اول)			
میزان خاموت (سطح مقطع در واحد طول)	درصد میلگرد خمشی	ابعاد (cm ²)	روش طراحی
۱/۱۴	۱/۸۲	۱۵۰×۱۵۰	LRFD
۰/۵	۱/۸۲	۱۵۰×۱۵۰	IO
۰/۶۵	۱/۸۷	۱۴۰×۱۴۰	LS
۰/۴۸	۱/۹۵	۱۳۵×۱۳۵	CP

۶- مقایسه مقادیر پاسخ سازه‌ای

در این بخش پاسخ سازه‌ای قاب پنج طبقه با دیوار برشی در دهانه میانی، شامل (شتاب طبقات، تغییر مکان کلی بام و برش پایه) حاصل از روش LRFD و روش طراحی بر اساس عملکرد برای سه سطح عملکرد IO، LS و CP با یکدیگر مقایسه می‌گردد.

۶-۱- مقایسه شتاب طبقات

نمودارهای تاریخچه زمانی شتاب بام برای طرح‌های حاصل از روش‌های طراحی و سطوح عملکرد مختلف در شکل (۱۲) با یکدیگر مقایسه شده‌اند. در جدول (۸) مقادیر حداکثر شتاب طبقات برای این طرح‌ها با یکدیگر مقایسه شده است.

جدول (۴): مقاطع تیر BH در روش های مختلف طراحی

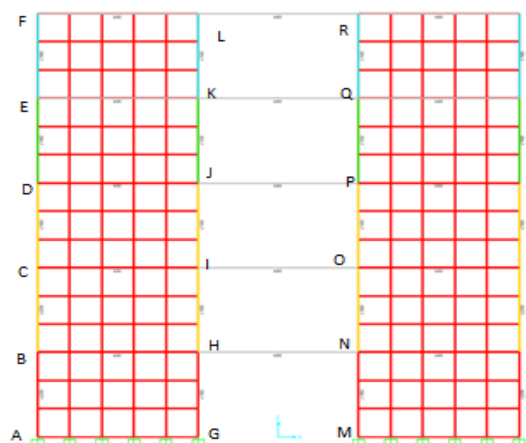
تیر BH (تیر طبقه‌ی اول)			
میزان خاموت (سطح مقطع در واحد طول)	درصد میلگرد خمشی	ابعاد (cm ²)	روش طراحی
۰/۲۳۵	۰/۰۱۴۵	۸۰×۸۰	LRFD
۰/۰۲۸	۰/۰۰۶۱	۷۵×۷۵	IO
۰/۷۶	۰/۰۰۵۷	۶۰×۶۰	LS
خاموت حداقل	۰/۰۰۵۷	۵۵×۵۵	CP

جدول (۵): مقاطع ستون AB در روش های مختلف طراحی

ستون AB (طبقه‌ی اول)			
میزان خاموت (سطح مقطع در واحد طول)	درصد میلگرد خمشی	ابعاد (cm ²)	روش طراحی
۱/۱۵	۱/۷۹	۱۷۰×۱۷۰	LRFD
۰/۹۱	۲/۰۷	۱۷۰×۱۷۰	IO
۰/۶۵	۱/۹۳	۱۵۰×۱۵۰	LS
۰/۵۷	۱/۹۳	۱۵۰×۱۵۰	CP

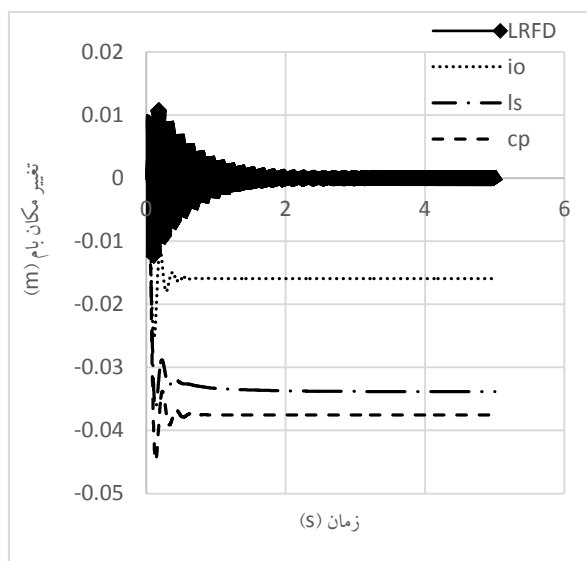
۵-۲- مدل قاب پنج طبقه با دیوار برشی کناری

در این بخش یک تیر و ستون از طبقه اول قاب پنج طبقه با دیوار برشی در دهانه‌های کناری مد نظر قرار گرفته شده است. در شکل (۱۱) و جدول (۶) مقاطع حاصله از روش‌های مختلف طراحی برای تیر HN (تیر طبقه‌ی اول) و در جدول (۷) برای ستون AB (ستون طبقه‌ی اول) ارائه گردیده است.



شکل (۱۱): قاب پنج طبقه با دیوار برشی در دهانه وسط

است.



شکل (۱۳): مقایسه تغییر مکان کلی بام قاب

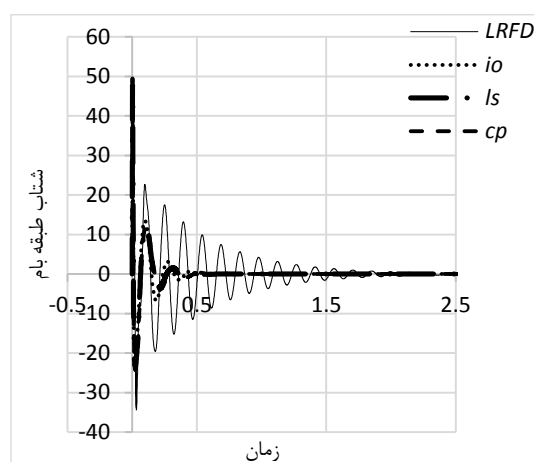
جدول (۹): مقادیر حداکثر تغییر مکان کلی بام (m/s^2)

طراحی بر اساس عملکرد			طراحی به روش LRFD
سطح عملکرد			
CP	LS	IO	
۰/۰۴۴۸۶	۰/۰۳۷۶۱	۰/۰۲۴۹۳	۰/۰۱۱۴۲

همان‌طور که از شکل (۱۳) و جدول (۹) مشاهده می‌گردد، کم‌ترین تغییر مکان کلی بام مربوط به نمونه‌ی سازه‌ای طراحی شده به روش LRFD می‌باشد و این مقدار برای سه سطح عملکرد IO، LS و CP به ترتیب افزایش می‌یابد. علت این نحوه‌ی تغییرات تغییر مکان کلی بام را می‌توان به صورت زیر توجیه و تفسیر نمود: در طراحی به روش LRFD (که در آن از خطی بدون استفاده از ضریب رفتار برای کاهش بار انفجار استفاده شده است) سازه به گونه‌ای طراحی شده است که تقریباً وارد رفتار غیر خطی نشود و لذا نمونه‌های سازه‌ای تنها اجازه تغییر مکان کوچکی دارند. به همین دلیل است که مقدار تغییر مکان در مورد طراحی به روش LRFD نسبت به روش طراحی بر اساس عملکرد پایین‌تر می‌باشد.

۶-۳- مقایسه برش پایه

نمودارهای تاریخچه‌ی زمانی برش پایه برای طرح‌های حاصل از روش‌های طراحی و سطوح عملکرد مختلف در شکل (۱۴) با یکدیگر مقایسه شده‌اند. در جدول (۱۰) نیز مقادیر حداکثر برش پایه برای این طرح‌ها با یکدیگر مقایسه شده است.



شکل (۱۲): مقایسه شتاب طبقه بام قاب پنج طبقه

جدول (۸): مقادیر حداکثر شتاب طبقات (m/s^2)

سطح عملکرد	طراحی به روش LRFD			طبقه
	CP	LS	IO	
۵۴/۶۳	۴۹/۸۴	۴۴/۴۷	۶۲/۳۴	۱
۶۷/۶۷	۶۳/۱۷	۵۸/۲۷	۶۷/۱۲	۲
۷۱/۱۶	۶۷/۸۱	۶۱/۲۳	۷۰/۶۸	۳
۶۶/۶۱	۶۴/۸۳	۵۸/۳۲	۶۶/۹۸	۴
۴۳/۴۷	۴۰/۹۶	۳۸/۴۱	۴۱/۲۴	۵

همان‌طور که از شکل (۱۲) و جدول (۸) مشاهده می‌گردد، با کاهش سطح عملکرد از IO به LS و از LS به CP مقدار شتاب همگی طبقات افزایش می‌یابد. همچنین مشاهده می‌شود که به طور کلی مقادیر حداکثر شتاب در مورد طرح حاصل از روش LRFD بیشتر از مقادیر حداکثر شتاب مربوط به طرح‌های بر مبنای سه سطح عملکرد (IO، LS، CP) می‌باشد و یا نزدیک به بیشترین مقدار شتاب طبقات مربوط به این سه سطح عملکرد است. این نحوه‌ی تغییرات شتاب طبقات ناشی از تغییرات پریود طبیعی ارتعاش سازه در اثر تغییرات جرم و سختی آن در طرح‌های مختلف می‌باشد. تغییر جرم در اثر تغییر مقاطع اعضا اتفاق می‌افتد و تغییر سختی ناشی از هم تغییر مقاطع اعضا و هم غیر خطی شدن رفتار مصالح و سازه می‌باشد.

۶-۲- مقایسه تغییر مکان کلی بام

نمودارهای تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان کلی بام برای طرح‌های حاصل از روش‌های طراحی و سطوح عملکرد مختلف در شکل (۱۳) با یکدیگر مقایسه شده‌اند. در جدول (۹) مقادیر حداکثر تغییر مکان کلی بام برای این طرح‌ها با یکدیگر مقایسه شده است.

با انجام تحلیل‌های دینامیکی خطی، به روش LRFD طراحی شده اند. سپس طرح‌های حاصل در مقابل ترکیب بار فوق‌الذکر به روش دینامیکی غیرخطی تحلیل گردیده و سطوح عملکرد تامین شده توسط این سازه‌ها، ارزیابی شده است. در مرحله بعد نمونه سازه‌های مذکور، به روش طراحی براساس عملکرد، جهت تامین سه سطح عملکرد قابلیت بهره برداری بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فرو ریزش طراحی شده اند. طرح‌های اخیر با طرح‌های اولیه حاصل از روش LRFD، به لحاظ میزان پاسخ سازه در مقابل ترکیب بارهای انفجاری مذکور مقایسه شده، که نتایج زیر حاصل گردیده است:

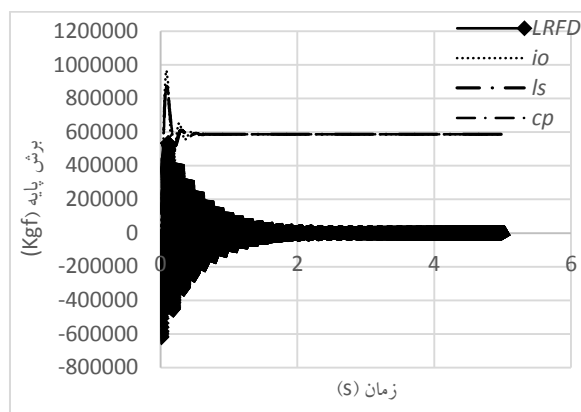
۱- در قاب‌های طراحی شده در این تحقیق به دو روش LRFD و عملکردی (IO، LS، CP) تحت یک بار انفجاری، رفتار قاب‌ها با دیوار برشی در دهانه‌های کناری نسبت به قاب‌ها با دیوار برشی در دهانه‌ی وسط مناسب‌تر می‌باشد و پارامترهای جابجایی، سرعت و تغییرمکان آن‌ها کمتر می‌باشد.

۲- تحلیل عملکردی قاب‌های طراحی شده به روش LRFD تحت بار انفجاری نشان می‌دهد که این قاب‌ها سطح عملکرد IO را تأمین می‌کنند.

۳- با بررسی نمودارهای جابجایی مطلق تراز بام در قاب‌های پنج طبقه طراحی شده به روش LRFD مشاهده گردید که تغییرمکان پسماند قاب‌ها برابر صفر می‌باشد. دلیل این امر این است که در طراحی به روش LRFD، قاب‌ها به صورت خطی طراحی می‌گردند و وارد رفتار غیرخطی نمی‌گردند.

۴- در قاب‌های طراحی شده به روش عملکردی برای سطوح عملکرد LS و CP تغییرمکان‌های پسماند قاب‌ها، تقریباً با هم برابر می‌باشند و در بعضی موارد تغییرمکان‌های پسماند CP بیشتر می‌باشد. دلیل این امر این است که ابعاد مقاطع قاب‌های طراحی شده برای سطوح عملکرد LS و CP نزدیک هم می‌باشند.

۵- با کاهش سطح عملکرد از IO به LS و از LS به CP مقدار شتاب هم‌ه‌ی طبقات افزایش می‌یابد. همچنین مشاهده می‌شود که به طور کلی مقادیر حداکثر شتاب در مورد طرح حاصل از روش LRFD بیشتر از مقادیر حداکثر شتاب مربوط به طرح‌های بر مبنای سه سطح عملکرد (IO، LS، CP) می‌باشد و یا نزدیک به بیشترین مقدار شتاب طبقات مربوط به این سه سطح عملکرد است. لذا طراحی بر اساس عملکرد، ضمن اقتصادی‌تر بودن نسبت به روش LRFD، منجر به کاهش شتاب طبقات نیز شده است که این ویژگی در جهت افزایش ایمنی محتویات سازه می‌باشد. این



شکل (۱۴): مقایسه برش پایه قاب پنج طبقه

جدول (۱۰): مقادیر حداکثر برش پایه (Kg)

۲- طراحی بر اساس عملکرد			۱- طراحی ی به روش LRFD
۳- سطح عملکرد			
۶- CP	۵- LS	۴- IO	۷- IO
۸۶۵۱۶	۸۶۰۴۲	۹۳۴۹۲	۶۲۰۸۰
۰	۰	۰	۰

همان‌طور که از شکل (۱۴) و جدول (۱۰) مشاهده می‌شود، کم‌ترین مقدار برش پایه مربوط به نمونه‌ی سازه‌ی طراحی شده به روش LRFD می‌باشد و این مقدار برای سه سطح عملکرد IO، LS و CP به ترتیب کاهش می‌یابد.

۷- نتیجه‌گیری

در طراحی سازه‌ها در مقابل انفجار، از آن‌جا که روشی مانند استفاده از ضریب رفتار وجود ندارد و ضریب رفتار موجود برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در مورد رفتار سازه‌ها در مقابل انفجار صدق نمی‌کند، استفاده از روش طراحی LRFD همراه با تحلیل‌های خطی به معنی این است که آسیب سازه‌ای تا حدی مجاز شمرده می‌شود که هیچ یک از مقاطع اعضا از جمله در مقابل خمش به مقاومت نهایی خود نرسد و در واقع از ظرفیت شکل‌پذیری و جذب انرژی اعضا برای تحمل بار انفجاری استفاده نمی‌شود. لذا اگر سطح عملکرد یا ایمنی مورد نیاز برای سازه بالا باشد ممکن است طراحی به روش LRFD منجر به یک طرح غیر ایمن گردد و بالعکس، اگر سطح عملکرد مورد نیاز پایین باشد (به عنوان مثال آستانه فروریزش) طراحی به روش فوق‌الذکر می‌تواند به یک طرح غیراقتصادی منجر گردد. بدین منظور، در این تحقیق دو نمونه سامانه توأم قاب خمشی ۵ طبقه به همراه دیوار برشی بتن مسلح نیمه مدفون تحت بارگذاری انفجار سطحی (ترکیب بار انفجاری مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان)،

November 1989.

- [3] Unified Facilities Criteria (UFC 3-340-02), "Structure to Resist the Effects of Accidental Explosion," U.S. Army Corps of Engineers, 2008.
- [4] U.S. Army, U.S. Navy, and U.S. Air Force, "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions," TM 5-1300, p. 1400, 1990.
- [5] S. C. Woodson and J. T. Baylot, "Structural collapse quarter-scale model experiments (No. WES/TR/SL-99-8)," Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, Structures Lab, 1999.
- [6] B.M. Luccioni, R.D. Ambrosini, R.F. Danesi, "Analysis of building collapse under blast loads," Eng. Struct., vol. 26, no. 1, pp. 63-71, 2004. doi.org/10.1016/j.engstruct.2003.08.011
- [7] X. Bao, B. Li, "Residual strength of blast damaged reinforced concrete columns," Int. J. Impact Eng., vol. 37, no. 3, pp. 295-308, 2010. doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2009.04.003
- [8] R. Jayasooriya, D.P. Thambiratnam, N. J. Perera, V. Kosse, "Blast and residual capacity analysis of reinforced concrete framed buildings," Eng. Struct., vol. 33, no. 12, pp. 3483-3495, 2011. doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.07.011
- [9] S. Lan, J.E. Crawford, K.B. Morrill, "Design of reinforced concrete columns to resist the effects of suitcase bombs," In Proc. of 6th Int. conf. on Shock and Impact Loads on Structures, pp. 5-10, 2005.
- [10] A. Asadi Jafari, S. Sadrnejad, A. Saedidarian, H. Bahrapour, "The Study of Blast Effect on Reinforced Concrete Structures," Passiv. Def., vol. 1, no. 1. 2010. (In Persian)
- [11] S. Peyman, S. Karimi, "Determining the Appropriate Configuration of FRP in Retrofitting of Concrete Walls Against Blast Loading," Passiv. Def., vol. 7, no. 3, pp.1-8, 2016. (In Persian)
- [12] Y. E. Ibrahim, M. A. Ismail, M. Nabil, "Response of reinforced concrete frame structures under blast loading," Procedia Eng., no. 171, pp. 890-898, 2017. doi.org/10.1016/j.proeng.2017.01.384
- [13] A. Fatima, A. J. Sangi, A. F. Mohammad, M. Joohi, "Global response of reinforced concrete framed building under varying blast load pulse shapes," Struct., Vol. 50, pp. 482-493, 2023. doi.org/10.1016/j.istruc.2023.02.001
- [14] T. Ngo, P. Mendis, A. Gupta, J. Ramsay, "Blast loading and blast effects on structures—an overview," Electron. J. Struct. Eng., vol. 1, pp.76-91, 2007. doi.org/10.56748/ejse.671
- [15] FEMA-445, "Next Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines," Redwood City, CA: Federal Emergency Management Agency, 2006.

نحوه‌ی تغییرات شتاب طبقات ناشی از تغییرات پی‌ریز طبیعی ارتعاش سازه در اثر تغییرات جرم و سختی آن در طرح‌های مختلف می‌باشد. تغییر جرم در اثر تغییر مقاطع اعضا اتفاق می‌افتد و تغییر سختی ناشی از هم تغییر مقاطع اعضا و هم غیر خطی شدن رفتار مصالح و سازه می‌باشد.

۶- کم‌ترین تغییر مکان کلی بام مربوط به نمونه‌ی سازه‌ای طراحی شده به روش LRFD می‌باشد و این مقدار برای سه سطح عملکرد IO، LS و CP به ترتیب افزایش می‌یابد. علت این نحوه‌ی تغییرات تغییر مکان کلی بام را می‌توان به این صورت توجیه و تفسیر نمود که، در طراحی به روش LRFD (که در آن از تحلیل خطی بدون استفاده از ضریب رفتار برای کاهش بار انفجار استفاده شده است) سازه به گونه‌ای طراحی شده است که تقریباً وارد رفتار غیر خطی نشود و لذا نمونه‌های سازه‌ای تنها اجازه تغییر مکان کوچکی دارند. به همین دلیل است که مقدار تغییر مکان در مورد طراحی به روش LRFD نسبت به روش طراحی بر اساس عملکرد پایین‌تر می‌باشد.

۷- 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 افزایش یافته است.

۸- در همه طبقات کم‌ترین تغییر مکان نسبی مربوط به نمونه‌ی سازه‌ای طراحی شده به روش LRFD می‌باشد و این مقادیر برای سه سطح عملکرد IO، LS و CP به ترتیب افزایش می‌یابد. علت این تغییرات تغییر مکان نسبی طبقات، مشابه دلایل ارائه شده در بندهای قبل می‌باشد.

۸- مراجع

- [1] P. Hassanvand, A. R. Sarvghad Moghadam, and M. Heydari Rasoul Abadi, "Assessment Behaviour of the Concrete Flexural Frame and Shear Wall Partially Buried System under Blast Loadings," J. Struct. Constr. Eng., vol. 5, no. 1, pp. 55-70, 2018. (In Persian). doi: 10.22065/jsce.2017.83948.1162
- [2] US Department of the Army, Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons, TM 5-855-1, Washington, DC, 1986. J.L. Drake, et al., "Protective Construction Design Manual. Final Report, Air Force Engineering and Services Center," ESL-TR-87-57,