

Performance Improvement of Masonry Infill Walls Strengthened With Steel Wall-Post Under Different Charges & Different Distances of Explosion Loading

Armin Barzin¹, Seyed Vahid Razavi Tosee^{*2}

1- Student, Civil Engineering Department, Jundi-Shapur University of Technology, Dezful, Iran

2 -Assistant Professor , Civil Engineering Department, Jundi-Shapur University of Technology, Dezful, Iran

ABSTRACT

With the increase of explosive attacks and the need for defense preparedness with this event, while reducing casualties and financial losses, it is possible to consider ways to improve the safety and resilience of non-structural members and their efficiency. In this paper, the nonlinear performance of a reinforced concrete frame with non-structural reinforced frames reinforced with steel wall posts under blast load is investigated. To do this, in the first step, a concrete frame with steel wall-reinforced masonry frames, according to the latest recommendation of the Iranian Seismic Design Regulations, in ABAQUS finite element software under load of two explosive charges of 300 kg and 1000 kg by equivalent pressure method. The blast was located at the ground at distances of 5, 10 and 15 m from the base of the structure and the relative displacement response between the interlayers and the dissipated energy were studied throughout the model. In the second step, the need to strengthen this system has been addressed by adopting two strategies: increasing the cross-sectional number of wall-posts and reducing the distances of wall-posts. The results show that the relative displacement of peer-to-peer in the model with the strategy of increasing the cross-sectional number of wall-posts, at the expense of 1000 kg and 300 kg at a distance of 5 m by increasing the angle cross-section from L60x60x6 mm to L80x80x8 mm by 34.20%, respectively. And decreased by 48.25%. This reduction was achieved in the model with the strategy of reducing the distances of wall-posts at the expense of 1000 kg and 300 kg at a distance of 5 meters, respectively 5.51% and 3.53%, which was more than 2 times the amount of reduction of the first strategy. Also, the depleted energy in the model with the strategy of reducing distances compared to the model with a cross section of L80x80x8 mm under 1000 kg explosion, more than 2.4 has been obtained.

ARTICLE INFO

Receive Date: 15 June 2020

Revise Date: 06 November 2020

Accept Date: 19 January 2021

Keywords:

Strengthening
Masonry infilled-wall
Seismic Design
Explosive Charge
Explosive Loading

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.234452.2165>

*Corresponding author: Seyed Vahid Razavi Tosee.

Email address: vrazavi@jsu.ac.ir

بهبود عملکرد میانقاب‌های بنایی تقویت شده با وال-پست فولادی تحت اثر فواصل و جرم‌های مختلف بارگذاری انفجار

آرمین برزین^۱، سید وحید رضوی طوسی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد دزفول، گروه عمران، دزفول، ایران

۲- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی جندی شاپور، دزفول

چکیده

با افزایش حملات انفجاری و ضرورت آمادگی دفاعی با این رخداد، می‌توان راهکارهایی برای ارتقای ایمنی و مقاوم‌سازی اعضای غیرسازه‌ای پیش‌بینی و کارایی آن‌ها را نیز بررسی کرد. در این مقاله عملکرد غیرخطی یک قاب بتن مسلح با میانقاب غیرسازه‌ای تقویت شده با وال-پست فولادی تحت اثر بار انفجار بررسی شده است. برای این کار یک در گام اول قاب بتنی با میانقاب‌های بنایی تقویت شده با وال-پست فولادی بر اساس آخرین توصیه‌ی نسخه‌ی آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای ایران، در نرم‌افزار المان محدودی ABAQUS تحت بارگذاری دو خرج انفجاری ۳۰۰kg و ۱۰۰۰kg به روش فشار معادل انفجار در سطح زمین در فواصل ۵، ۱۰ و ۱۵ متر از پای سازه قرار گرفته و پاسخ جابه‌جایی نسبی میانقاب‌ها و انرژی مستهلک‌شده در کل مدل مورد مطالعه قرار گرفته است. در گام دوم به ضرورت تقویت این سیستم با اتخاذ دو راهبرد افزایش شماره مقطع وال-پست و کاهش فواصل وال-پست‌ها پرداخته شده است. نتایج نشان داده است که جابه‌جایی نسبی میانقاب نظیر در مدل با راهبرد افزایش شماره مقطع وال-پست‌ها، تحت خرج ۱۰۰۰kg و ۳۰۰kg در فاصله‌ی ۵ متر با افزایش مقطع نبشی از L60x60x6 mm به L80x80x8 mm به ترتیب ۲۰.۳۴٪ و ۲۵.۴۸٪ کاهش یافته است. این کاهش در مدل با راهبرد کاهش فواصل وال-پست‌ها، تحت خرج ۱۰۰۰kg و ۳۰۰kg در فاصله‌ی ۵ متر به ترتیب ۵۱.۵٪ و ۵۳.۳٪ بدست آمد که نسبت به مقدار کاهش راهبرد اول بیش از ۲ برابر بود. همچنین انرژی مستهلک شده در مدل با راهبرد کاهش فواصل نسبت به مدل با مقطع L80x80x8 mm تحت انفجار ۱۰۰۰kg، بیش از ۴.۲ بدست آمده است.

کلمات کلیدی: مقاوم‌سازی، میانقاب غیر سازه‌ای، طراحی لرزه‌ای، خرج انفجاری، بارگذاری انفجار

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.234452.2165	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.234452.2165	۱۴۰۰/۰۹/۳۰	۱۳۹۹/۱۰/۳۰	۱۳۹۹/۱۰/۳۰	۱۳۹۹/۰۸/۱۶	۱۳۹۹/۰۳/۲۶
سید وحید رضوی طوسی vrazavi@Jsu.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

ساختار سازه‌های شهری معمولاً از نوع اسکلت فولادی یا اسکلت بتن آرمه می‌باشد که در آن فضای بین ستون‌ها، کاملاً و یا بخشی از آن با دیوارهای مصالح بنایی پر می‌شود. دیوارهای مصالح بنایی به منظور جداسازی بخش‌های داخلی و خارجی ساختمان و همچنین برای اهداف معماری و به عنوان مقسم فضاهای داخلی مورد استفاده قرار می‌گیرند. با توجه به مکانیزم عدم ممانعت میانقاب غیرسازه‌ای در برابر حرکت سازه، میانقاب در داخل صفحه خود دچار خسارت نمی‌گردد لیکن همواره این خطر وجود دارد که میانقاب در حرکت خارج از صفحه خود دچار خسارت یا فرو ریزش گردد [۱]. لذا این جداکننده‌ها بایستی بطوری به سازه متصل شوند که بتوانند تغییر شکل‌های بوجود آمده در سازه را تحمل نموده و محل اتصال این میانقاب‌ها دارای مقاومت و سختی کافی باشند [۲]. قاب‌های ساختمانی در بردارنده‌ی دیوارهای میانقابی غیرسازه‌ای، سیستم سازه‌ای متداولی هم در کشورمان و هم در سایر نقاط جهان می‌باشند. ساختمان‌های زیادی از این نوع، عملکرد ضعیفی را از خود در طی زمین لرزه نشان داده‌اند [۳]. در بسیاری از کشورهای جهان به چنین سازه‌هایی اجازه ساخت نمی‌دهند، هرچند که هنوز تعداد زیادی از این نوع ساختمان‌ها وجود دارند. اولین مطالعه در مورد قاب‌های میان-پُر توسط پولیاکف در سال ۱۹۵۶ انتشار یافت [۴]. این مطالعه در واقع گزارش یک برنامه‌ی آزمایشگاهی توسط او بر روی قاب‌های بتن آرمه میان‌پُر با دیوار مصالح بنایی تحت بارگذاری گهواره‌ای انجام گرفته بود. او بر پایه این مطالعه به تاریخچه معرفی رفتار قاب میان‌پُر تحت این نوع بارگذاری پرداخت. ایده پولیاکف توسط محققین دیگر مورد مطالعه قرار گرفت که بر اساس آن ایده جایگزینی قاب میان‌پُر با یک قاب مهار بندی معادل شده پیشنهاد شد که هم اکنون در آیین نامه‌های لرزه‌ای از جمله دستور العمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها مورد استفاده قرار گرفته است [۵]. حامد و رایینویچ به مدل‌سازی میکرو برای میانقاب بنایی پرداختند که با الیاف CFRP تقویت شده بود. این دیوار دارای ۱۰ رج بنایی بود که از بالا و پایین به دو شناژ افقی محصور بود و با ۳ لایه CFRP که در یک سمت آن تعبیه می‌شد، تقویت شده بود و تحت بار خارج از صفحه قرار می‌گرفت. در پایان نمودار مکان-زمان به ازای موقعیت‌های مورد نظر به دست آمد. مقایسه میان نتایج تئوری و نتایج آزمایشگاهی برخی جنبه‌های پاسخ سازه‌ای دیوار بنایی تقویت شده و مکانیزم‌های شکست آن را تحت بارهای خارج از صفحه شفاف نمود. این مقایسه اعتبار نتایج تئوری را نشان داد [۶].

میانقاب‌ها می‌توانند آثار مفید یا زیانباری بر عملکرد کلی سازه داشته باشند. اثر مفید گویای این حقیقت است که میانقاب‌ها حداقل در مراحل اولیه‌ی یک زلزله، به ظرفیت نیروی مقاوم جانبی و میرایی سازه کمک می‌کنند. هرچند که دیوارهای بنایی غیر مسلح شکننده بوده و به دلیل بارهای درون صفحه‌ای، در معرض شکستگی زود هنگام می‌باشند و با قاب مجاور به نحوی اندرکنش دارند که احتمال گسیختگی برشی ستون، بیشتر می‌شود. همچنین، گسیختگی دیوار میانقابی ممکن است منجر به شکل گیری یک طبقه نرم و در پی آن گسیختگی ستون شود. گسیختگی دیوارهای بنایی غیر مسلح در جهت خارج از صفحه، منجر به خطرات جانی به دلیل سقوط آوار می‌شود. همچنین مشخص شده است که یک اثر تعاملی میان مقاومت درون صفحه‌ای دیوار و مقاومت برون صفحه‌ای وجود دارد، به این ترتیب که با اعمال بار در یک جهت، مقاومت در جهت دیگر کاهش پیدا می‌کند. این اندرکنش در کل در فعالیت‌های مهندسی حال نادیده گرفته می‌شود [۱]. نتایج این تحقیقات و دیگر پژوهشگران منجر به ارائه دتایل‌های متنوع مهندسی جهت اتصال این میانقاب به سازه با شرط عدم ایجاد ممانعت در برابر حرکت سازه شده است. یکی از این دتایل‌ها، اجرای میانقاب‌ها در داخل جفت نبشی است که از ستون‌ها فاصله دارند و به وسیله‌ی دو ورق به تیرهای بالا و پایین متصل می‌شوند. گزارش زلزله‌های گذشته حاکی از عملکرد مناسب این دتایل در گذشته می‌باشد، بطوریکه به‌عنوان یک دتایل تیپ در نقشه‌های مهندسی استفاده می‌شود. با توجه به امکان اعمال دیگر بارگذاری‌ها بر روی سازه مانند بار انفجار، لازم است تحقیقات ویژه‌ای در این خصوص انجام شود. البته تحلیل‌های انفجاری سابقه‌ای در حدود چندین قرن دارد. تحلیل‌های ابتدایی که با روش‌های تقریبی انجام می‌گرفت به قرن ۱۳ و ۱۴ میلادی باز می‌گردد. در سال ۱۹۱۹ قانون مقیاس برای انفجارهای ساده توسط هاپکینسون ارائه شده که پایه ریاضی نداشت ولی از نظر کاربردی بسیار

با اهمیت بود [۷]. آغاز بررسی پاسخ سازه‌ها در برابر بارگذاری انفجار به دهه ۱۹۶۰ برمی‌گردد. تا اینکه ارتش آمریکا نشریه‌ای تحت عنوان سازه‌های مقاوم در برابر اثرات انفجار در سال ۱۹۵۹ منتشر نمود که نسخه ویرایش شده آن در سال ۱۹۹۰ منتشر گردید که البته توسط سازمان‌های نظامی و غیر نظامی بطور گسترده‌ای جهت طراحی سازه‌ها به منظور جلوگیری از انتشار انفجار و حفاظت از تجهیزات و پرسنل نظامی مورد استفاده قرار گرفت [۸]. پس از آن تحقیقات عددی و آزمایشگاهی متعددی در رابطه با اثر انفجار بر روی اجزای سازه‌های بتن-آرمه همانند تیرها، ستون‌ها و دیوارها انجام گرفت [۹، ۱۰، ۱۱، ۱۲، ۱۳، ۱۴]. به عنوان مثال در پژوهش آقای یان و همکاران که مطالعه عددی بر روی مکانیزم خرابی تیر بتن آرمه تحت اثر بارگذاری انفجار نزدیک داشته‌اند، توانستند مکانیزم خرابی تیر را بررسی نموده و همچنین رشد ترک‌های اصلی و خرابی کاور بتن روی میلگردها را آنالیز نمایند [۱۵]. همچنین در پژوهش دیگر آقای استوچینو آنالیز قابلیت اعتماد و حساسیت بر روی تیر بتن آرمه تحت اثر بارگذاری انفجار را انجام داده اند هدف از تحقیق ایشان جهت مشخص نمودن پارامترهای کلیدی به منظور تعریف اطلاعات مفید مورد نیاز جهت طراحی قابل اعتماد سازه‌های بتن آرمه در برابر بارهای انفجار بوده است. ایشان همچنین آنالیز حساسیت پارامترهای مورد نیاز در پاسخ تیر تحت اثر بار انفجار را توسعه دادند [۱۶]. پژوهش‌های مختلف نشان داده‌اند که مصالح شکل‌پذیر حتی با مقاومت کمتر عملکرد بسیار بهتری در برابر بارهای انفجاری دارند. یکی از پژوهش‌هایی که در این زمینه انجام شده‌است، مطالعه‌ی بررسی عملکرد عرشه پل‌ها با مصالح مختلف در برابر بار ناشی از انفجار وسیله نقلیه می باشد. جین سون و آستانه در این پژوهش عرشه ی پل‌ها را در دو حالت شامل قوطی‌های فولادی و نیز بصورت کامپوزیت تحت بررسی قرار دادند. در حالت قوطی فولادی رفتار سه نوع فولاد مختلف و در حالت کامپوزیت رفتار بتن معمولی و بتن با مقاومت بالا مورد بررسی قرار گرفت و جالب آنکه نتایج حاصله حاکی از این است که مصالح فولاد و یا بتن با مقاومت پایین تر و انعطاف پذیری بیشتر عملکرد به مراتب بهتری دارند [۱۷].

همانگونه که مشاهده می‌شود اغلب پژوهش‌های انجام گرفته بر روی اجزای اصلی سازه صورت پذیرفته شده است و در رابطه با اثر نیروی انفجار بر روی اجزای غیرسازه‌ای، پژوهشی مشاهده نشده است. با توجه به امکان آوار شدن اجزای غیر سازه‌ای تحت نیروی ناشی از بار انفجار، بررسی میانقاب‌های غیرسازه‌ای از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد که در این تحقیق مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۳- مدل‌سازی و مصالح کاربردی

۳-۱- ساختمان مورد بررسی

سیستم آحاد مورد استفاده در این تحقیق SI(mm) می‌باشد. در این پژوهش یک قاب ۳ طبقه‌ی بتن مسلح با ۲ دهانه غیر هم اندازه دارای میانقاب بنایی در نظر گرفته شد که به صورت سه‌بُعدی مدل‌سازی و تحلیل می‌شود. طول و ارتفاع دهانه‌ها به گونه‌ای انتخاب شدند که طول دهانه‌ی بزرگ از مقدار حداکثر مجاز آیین‌نامه یعنی ۵ متر و ارتفاع میانقاب طبقه‌ی سوم نیز بر اساس آیین‌نامه از مقدار حداکثر مجاز یعنی ۳.۵ متر تجاوز کنند [۱۸]. بر اساس توصیه آیین‌نامه، استفاده از وال-پست به عنوان پشت‌بند در دستور کار قرار گرفت. وال-پست با استفاده از مقاطع نبشی فولادی طراحی گردید. بر این اساس در وسط دهانه‌ی بزرگتر از یک محور دابل نبشی قائم استفاده شد. همچنین برای میانقاب‌های طبقه‌ی سوم، از یک محور نبشی دابل افقی استفاده شد [۱۸ و ۲]. هر دو سمت میانقاب‌ها نیز با یک محور دابل نبشی محصور می‌شود که فاصله‌ی لبه‌ی خارجی نبشی‌ها از ستون، بنا بر رعایت شرط جابه‌جایی نسبی آیین‌نامه [۲]، برابر ۵۰ mm از لبه‌ی داخلی ستون کنار آن لحاظ شد. سیستم باربر جانبی، از نوع قاب خمشی است، لذا تمام تیر و ستون‌ها دارای اتصال گیردار هستند. در طبقه‌ی اول و در تراز زمین، یک تیر به عنوان نشیمن‌گاه میانقاب‌های هر دهانه مورد استفاده قرار گرفت. پای ستون‌ها و زیر تیر نشیمن‌گاه نیز گیردار در نظر گرفته شد. در انفجارهای نزدیک و مستقیم روی وجه سازه، اعضای غیر سازه‌ای دچار آسیب بسیار می‌شوند و در طراحی تلاش می‌شود تا یک سیستم مقاوم در برابر انفجار طراحی گردد [۱۹]. لذا تمهیدات ویژه برای تقویت مجدد میانقاب‌ها اندیشیده شد و در انتها نتایج مورد مقایسه قرار گرفت. راهبرد تقویت مجدد بر دو پایه‌ی کاهش فاصله‌ی محور نبشی‌ها و افزایش شماره‌ی مقطع نبشی‌ها

استوار شد. به این ترتیب ابتدا راهبرد افزایش شماره‌ی مقطع نبشی‌ها در دو مدل جدید اتخاذ گردید و به طور جداگانه راهبرد کاهش فواصل در یک مدل جدید به کار گرفته شد که در انتها نتایج کل مدل‌ها مقایسه شدند.

در مدل اولیه از نبشی L50x50x5 mm استفاده شد که در مدل با فواصل نزدیکتر وال-پست‌ها نیز مورد استفاده قرار گرفت. برای اتصال نبشی به تیر بتنی، از ورق به ضخامت 6mm استفاده شده است.

در دو مدل تقویت‌شده با راهبرد افزایش شماره مقاطع وال-پست، بدون تغییر در فاصله و چینش وال‌پست‌های فولادی، از نبشی‌های با مقاطع L60x60x6 mm و L80x80x8 mm استفاده گردید. برای کنترل کمانش موضعی بال مقطع مورد استفاده، نسبت عرض به ضخامت بال طبق رابطه‌ی ۱ برقرار است [۱]:

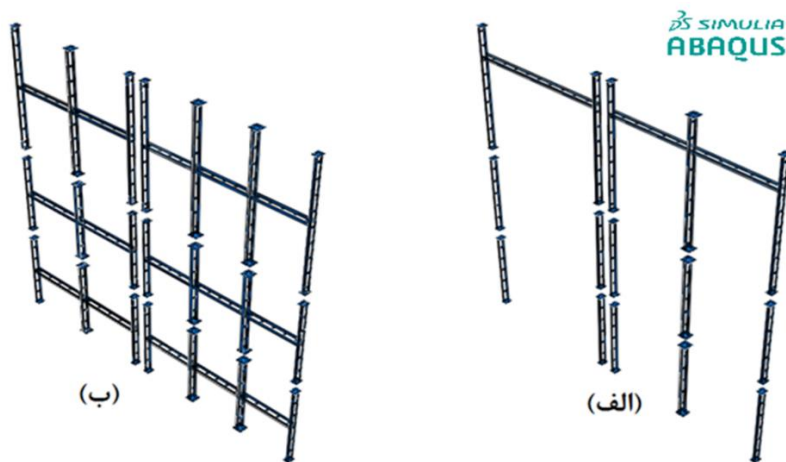
$$\frac{b}{t} = \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (1)$$

همچنین با استفاده از روابط ۲ و ۳ [۱]، فاصله‌ی مجاز بین دو مقطع مهارشده با بست محاسبه گردید که بر این اساس بست‌ها در فواصل 500mm از یکدیگر و بین دو بال نبشی‌های دابل استفاده شده است (شکل ۱):

$$L_b \leq L_p \quad (2)$$

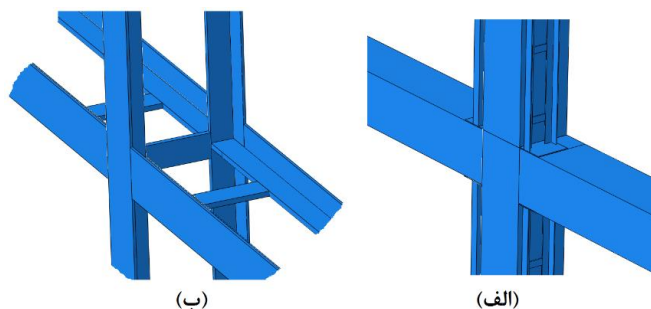
$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3)$$

که L_b فاصله‌ی بین دو مقطع مهارشده بال فشاری و L_p حداکثر طول مهارنشده عضو که در آن حالت حدی حاکم است، می‌باشد.



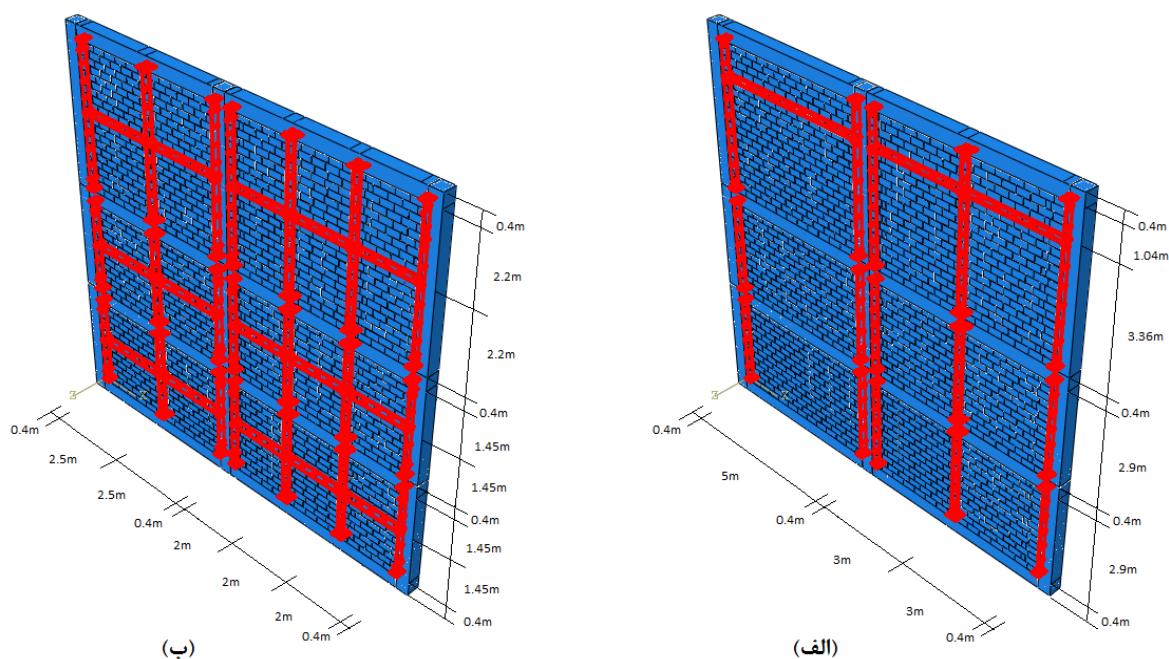
شکل ۱: مدل‌سازی سه‌بعدی الف) اسکلت فولادی مدل تقویت اولیه، ب) اسکلت فولادی مدل تقویت با کاهش فواصل وال-پست

اتصال وال-پست به قاب و همچنین اتصال وال-پست‌ها به یکدیگر در شکل ۲ به تصویر کشیده شده است. اتصالات از نوع جوش فرض شده است.



شکل ۲: الف) جزئیات اتصال وال-پست به قاب، ب) جزئیات اتصال وال-پست‌ها به یکدیگر

ابعاد دهانه‌ها و طبقات در شکل ۳-الف نشان داده شده است. در مدل تقویت شده با کاهش فواصل وال-پست‌ها، در وسط دهانه‌ی کوچک، یک محور و در میانه‌ی دهانه‌ی بزرگ، دو محور نبشی قائم جایگزین محورهای قبلی در مدل اولیه گردید. همچنین علاوه بر طبقه‌ی سوم، برای طبقه‌ی اول و دوم نیز از یک محور نبشی افقی استفاده شد (شکل ۳-ب). در انتخاب ارتفاع تعبیه‌ی نبشی افقی در طبقه‌ی سوم، هم در مدل اولیه و هم در مدل با فاصله‌ی کاهش یافته وال-پست، ضابطه‌ی ارتفاع مجاز آیین‌نامه برای میانقاب رعایت شده است.



شکل ۳: مدل سازی سه‌بعدی الف) مدل تقویت اولیه، ب) مدل تقویت با راهبرد کاهش فواصل وال-پست‌ها

در جداول ۱ و ۲ به ترتیب جزئیات طراحی مقاطع ستون و تیر ارائه شده است. سطح مقطع تمام ستون‌ها با یکدیگر و سطح مقطع تمام تیرها با یکدیگر تیب هستند.

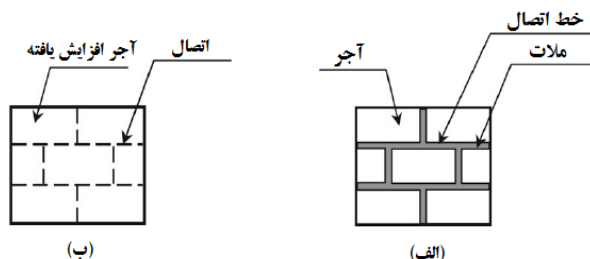
جدول ۱: جزئیات طراحی ستون

مقطع ستون تیب	ابعاد (mm)	آرماتورهای قائم	خاموت همبند
C1	400x400	16Φ20	7Φ10/m

جدول ۲: جزئیات طراحی تیر

مقطع تیر تیب	ابعاد (mm)	آرماتورهای ناحیه کششی	آرماتورهای ناحیه فشاری	خاموت قائم (بر تکیه‌گاه)	خاموت قائم (میانه‌ی دهانه)
B1	400x400	4Φ20	4Φ20	10Φ10/m	5Φ10/m

در این تحقیق از میانقاب آجری با طراحی میکرو استفاده شده است [۶]. در مدل سازی از نوع میکرو برای تعریف خصوصیت ملات بین آجرها ساده سازی می شود [۲۰]، به اینگونه که ملات به صورت جداگانه تعریف نمی شود بلکه اثر اصطکاک و چسبندگی میان آجرها به صورت اتصالی با ضخامت صفر تعریف و اختصاص داده می شود (شکل ۴).



شکل ۴: مدل سازی میانقاب آجری: الف) با جزئیات، ب) با جزئیات کاهش یافته [۲۰]

با توجه به استفاده از ملات روی تیر قبل از چینش اولین رج واحد بنایی و برقراری اتصال بین میانقاب و تیر نشیمن گاه آن، خصوصیات ملات فوق الذکر بین آن ها در نظر گرفته شده است [۶] (شکل ۳).

۳-۲- مشخصات مصالح

به منظور بررسی نتایج مدل در محدوده ی غیرخطی، مقادیر تنش- کرنش تمام مصالح به عنوان معیار تحلیل پلاستیک در نرم افزار المان محدودی آباکوس [۲۱] معرفی شده است. منظور از منشور بنایی مجموعه ی ترکیبی آجر و ملات می باشد که در جداول ۳ تا ۵، خصوصیات آن ارائه گردیده است.

جدول ۴- خصوصیات فشاری منشور بنایی [۲۲]

تنش (مگاپاسکال)	کرنش پلاستیک
۱.۲۲۴۶۶۶۶۷	۰
۱.۳۰۴۸۷۵	۰.۰۰۰۱
۱.۳۸۱۷۲۲۲۲۲	۰.۰۰۰۲
۱.۴۵۵۲۰۸۳۳۳	۰.۰۰۰۳
۱.۵۲۵۵۲۲۲۲۲	۰.۰۰۰۴
۱.۵۹۲۰۹۷۲۲۲	۰.۰۰۰۵
۱.۶۵۵۵	۰.۰۰۰۶
۱.۷۱۵۵۴۱۶۶۷	۰.۰۰۰۷
۱.۷۷۲۲۲۲۲۲۲	۰.۰۰۰۸
۱.۸۲۵۵۴۱۶۶۷	۰.۰۰۰۹
۱.۸۷۵۵	۰.۰۰۱

جدول ۳: مشخصات مکانیکی منشور بنایی [۲۲]

چگالی (ton/mm^3)	مدول یانگ (N/mm^2)	نسبت پواسون	تنش تسلیم فشاری اولیه (N/mm^2)	تنش تسلیم فشاری نهایی (N/mm^2)	زاویه ی اتساع
1.2E-9	3980	0.15	1.224	1.875	10

جدول ۵- خصوصیات کششی منشور بنایی [۲۲]

تنش (مگاپاسکال)	کرنش پلاستیک
۰.۲	۰
۰.۰۱	۰.۰۰۱۵

زاویه اتساع (Dilation Angle) مقدار کرنش حجمی پلاستیک را که در حین برش پلاستیک ایجاد می شود، کنترل می کند و فرض می شود که در حین گسیختگی پلاستیک مقدار آن ثابت است. خصوصیات مکانیکی بتن از جمله رفتار بتن در ناحیه ی غیرخطی در جداول ۶ تا ۸ ارائه گردیده است. رفتار غیر خطی بتن در محدوده ی فشاری و محدوده ی کششی ترک خوردگی ارائه شده است.

جدول ۶: مشخصات مکانیکی بتن [۲۲ و ۲۳]

زاویه ی اتساع	تنش تسلیم فشاری نهایی (N/mm^2)	تنش تسلیم فشاری اولیه (N/mm^2)	نسبت پواسون	مدول یانگ (N/mm^2)	چگالی (ton/mm^3)
30.5	28	14.28	0.15	25100	2.35E-9

جدول ۷- خصوصیات فشاری بتن [۲۲ و ۲۳]

کرنش پلاستیک	تنش (مگاپاسکال)
۰	۱۴.۲۸
۵۵.۰E-۰۵	۱۷.۹۲
۰.۰۰۰۱۳۲۲۷۱	۲۱
۰.۰۰۰۲۳۱۸۷۳	۲۳.۵۲
۰.۰۰۰۳۵۳۷۸۵	۲۵.۴۸
۰.۰۰۰۴۹۸۰۰۸	۲۶.۸۸
۰.۰۰۰۶۶۶۵۴۲	۲۷.۷۲
۰.۰۰۰۸۴۴۶۲	۲۸
۰.۰۰۱۰۶۴۵۴۲	۲۷.۷۲
۰.۰۰۱۲۹۸۰۰۸	۲۶.۸۸
۰.۰۰۱۸۳۱۸۷۳	۲۳.۵۲
۰.۰۰۲۱۳۲۲۷۱	۲۱
۰.۰۰۲۴۵۴۹۸	۱۷.۹۲
۰.۰۰۲۸	۱۴.۲۸
۰.۰۰۳۱۶۷۳۳۱	۱۰.۰۸

جدول ۸- خصوصیات کششی بتن [۲۲ و ۲۳]

کرنش ترک خوردگی	تنش (مگاپاسکال)
۰	۲۸
۱.۰۰E-۰۳	۰.۰۲۸

مشخصات مکانیکی و مقادیر تنش-کرنش پلاستیک فولاد مورد استفاده در این مقاله در جداول ۹ و ۱۰ ارائه گردیده است.

جدول ۹: مشخصات مکانیکی فولاد [۲۲ و ۲۳]

تنش نهایی (N/mm^2)	تنش تسلیم (N/mm^2)	نسبت پواسون	مدول یانگ (N/mm^2)	چگالی (ton/mm^3)
450	300	0.3	210000	7.85E-9

جدول ۱۰: مقادیر تنش-کرنش حقیقی فولاد [۲۲ و ۲۳]

کرنش پلاستیک	تنش (N/mm^2)
0	300
0.02	350
0.06	410
0.12	450
0.2	440
0.25	400
0.3	300

خصوصیات مکانیکی آرماتورهای طولی و خاموت‌ها در جداول ۱۱ و ۱۲ ارائه شده‌اند.

جدول ۱۱: مشخصات خاموت (میلگرد نوع A1) [۲۲]

تنش نهایی (N/mm^2)	تنش تسلیم (N/mm^2)	نسبت پواسون	مدول یانگ (N/mm^2)	چگالی (ton/mm^3)
380	240	0.3	210000	7.85E-9

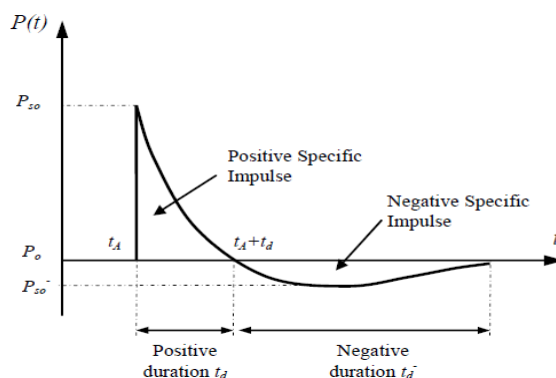
جدول ۱۲: مشخصات میلگرد طولی (میلگرد نوع A2) [۲۲]

تنش نهایی (N/mm^2)	تنش تسلیم (N/mm^2)	نسبت پواسون	مدول یانگ (N/mm^2)	چگالی (ton/mm^3)
500	300	0.3	210000	7.85E-9

۴- بارگذاری و نوع تحلیل

۴-۱- بارگذاری

در هنگام وقوع انفجار، موجی از هوای داغ آزاد می‌شود که موج ضربه نام دارد. موج انفجار از هوای بسیار فشرده‌ای تشکیل می‌شود که به صورت شعاعی، به سوی خارج از منبع انفجار حرکت می‌کند. این موج در لحظه کوتاه، فشار اتمسفر محیط را در حدود فشار گاز (P_{so}) بالا برده و در مدت زمان بسیار کوتاهی در حد چند صدم ثانیه مجدداً به فشار محیط باز می‌گردد و در ادامه در مدت زمانی طولانی‌تر در حد چند دهم ثانیه فشار منفی ایجاد می‌شود (شکل ۵). مدت زمان فاز منفی بیش از فاز مثبت به طول می‌انجامد اما در مقابل مقدار عددی فشار آن نسبت به فاز مثبت، کمتر است. لذا از مدل‌سازی فاز منفی صرف نظر می‌شود [۱۱].



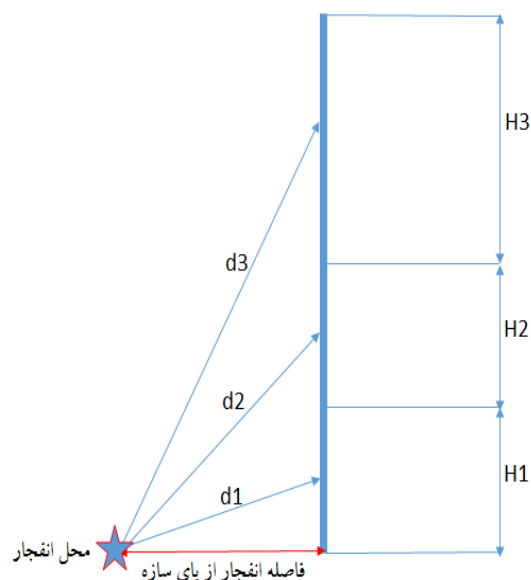
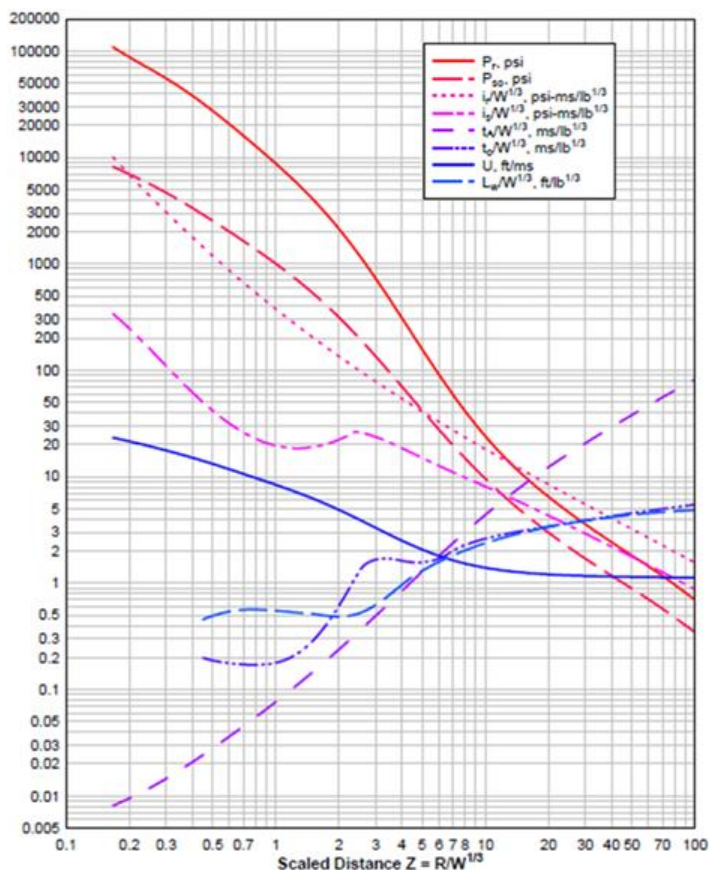
شکل ۵- نمودار موج انفجار فشار-زمان [۱۱]

میزان تهدید بمب‌های مرسوم، به دو پارامتر بسیار مهم بستگی دارد: (۱) اندازه بمب یا وزن مواد منفجره (W و Z) فاصله منبع انفجار تا هدف R . بر اساس مطالعات انجام شده تمام مواد منفجره را با وزن معادل آن بر اساس TNT محاسبه می‌کنند. از این رو مطابق رابطه‌ی ۴ زیر مفهوم "فاصله‌ی مقیاس شده (Z)" به عنوان حاصل این دو کمیت تعریف می‌شود:

$$Z = R / (W^{1/3}) \quad (4)$$

که در آن Z ، فاصله‌ی مقیاس شده، R ، فاصله‌ی محل مورد اصابت از مرکز انفجار بر حسب متر و W جرم ماده‌ی منفجره بر حسب جرم معادل TNT بر حسب کیلوگرم است [۱۱]. در این مقاله خرج منفجره ۳۰۰ kg و ۱۰۰۰ kg TNT در سطح زمین و به فواصل مختلف ۵ متر، ۱۰ متر و ۱۵ متر در جلوی وجه بزرگ، به صورت خارج از صفحه و روی محور تقارن قاب در نظر گرفته شده است. فشار وارد بر هر طبقه، در کل طبقه به صورت یکنواخت فرض می‌شود تا تمام حالات بحرانی برای میانقاب‌ها را در برگیرد. لذا برای محاسبه‌ی پارامترهای موج ضربه‌ی انفجار، فاصله مرکز انفجار تا ارتفاع میانی هر طبقه در نظر گرفته شده است (شکل ۶).

برای محاسبه‌ی پارامترهای موج ضربه‌ی انفجار در فشار سطح دریا از نمودارهای توسعه یافته توسط UFC 3-340-2 استفاده شده است. بر این اساس تمام پارامترهای موج ضربه‌ی فاز مثبت از شکل ۷ حاصل می‌شوند [۸].



شکل ۶- تصویر شماتیک فاصله‌ی منبع انفجار از طبقات مختلف

شکل ۷: پارامترهای موج شوک فاز مثبت برای انفجارات سطحی با توزیع نیم کروی [۸]

فشار بدست آمده در شکل ۷، بر حسب psi است که پس از حصول، تبدیل واحد آن به مگاپاسکال صورت می‌گیرد. همچنین وزن منفجره‌ی مورد استفاده در شکل ۷ بر حسب lb است که به کیلوگرم تبدیل واحد می‌گردد.

پارامترهای مختلف موج ضربه‌ی انفجار برای انفجار TNT با توزیع نیم کروی در تراز سطح دریا از نمودار توسعه یافته توسط آیین-نامه‌ی UFC 3-340-2 (شکل ۷) مورد استفاده قرار گرفتند [۸]. جداول ۱۳ و ۱۴ محاسبات و مقادیر مورد نیاز جهت اندازه‌گیری پارامترهای مختلف مدل‌سازی بار انفجار به روش فشار معادل انفجار را در تحلیل المان محدود برای نمونه برای خرج منفجره‌ی ۳۰۰kg در فاصله‌ی ۵m از پای سازه نشان می‌دهند. از آنجا که Pr حداکثر فشار موج بازتابی است که ناشی از جمع شدن فشار حاصل از برخورد بازتابش موج بر سطح سازه می‌باشد، لذا به دلیل بحرانی بودن فشار Pr (شکل ۸) نسبت به اضافه فشار مینا (Pso)، طراحی بر اساس آن صورت می‌پذیرد [۱۱].

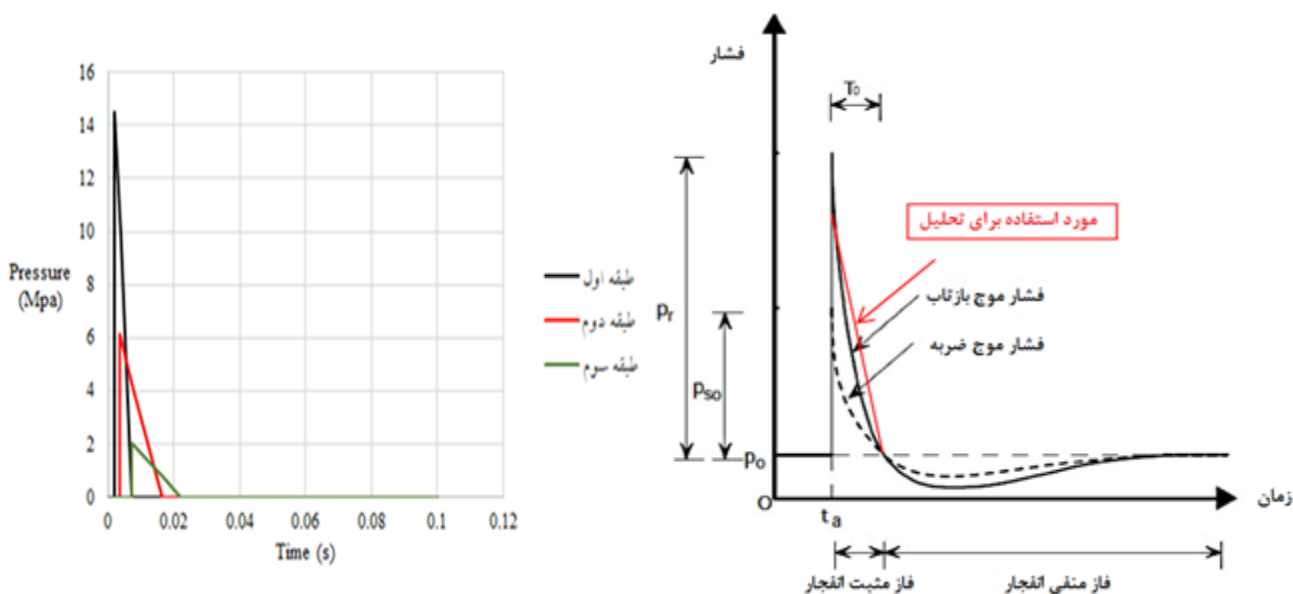
برای مدل‌سازی المان محدودی تاریخچه‌ی فشار-زمان ناشی از اعمال بار انفجار، ایده‌آل‌سازی مقادیر مطابق ناحیه‌ی قرمز رنگ در شکل ۸ انجام شد. این شکل مجموعه جبهه‌های شوک با شدت بالا را توسط امواج بازتابیده افزایش یافته‌اند، شبیه‌سازی می‌کند [۲۴]. در شکل ۹ نمودارهای تاریخچه‌ی فشار-زمان برای طبقات مختلف را برای نمونه تحت انفجار ۳۰۰kg در فاصله‌ی ۵m نشان داده شده است.

جدول ۱۳- پارامترهای بارگذاری انفجار برای خرج منفجره ۳۰۰kg در فاصله ۵m [۸]

Location	Height (m) from ground	Height R (m) from explosion	$Z = \frac{R}{W^{1/3}}$	Pr (psi)	$t_A/W^{1/3}$ (ms/lb ^{1/3})	$t_o/W^{1/3}$ (ms/lb ^{1/3})
1 st floor	1.85	5.331275645	2.007539577	2100	0.24	0.6
2 nd floor	5.35	7.322738559	2.757442767	890	0.4	1.5
3 rd floor	9.4	10.64706532	4.009247774	290	0.85	1.7

جدول ۱۴- محاسبه‌ی پارامترهای بارگذاری انفجار برای استفاده در آنالیز المان محدود خرج منفجره ۳۰۰kg در فاصله ۵m

Location	Pr (MPa)	t_A (s)	t_o (s)	$T_A + T_o$ (s)
1 st floor	14.47908	0.002091044	0.005227609	0.007318652
2 nd floor	6.136372	0.003485073	0.013069022	0.016554095
3 rd floor	1.999492	0.007405779	0.014811559	0.022217338



شکل ۸: نمودار تاریخچه زمانی اضافه فشار ضربه انفجار و موج بازتاب انفجار [۱۹] شکل ۹: نمودار اضافه فشار امواج انفجار در طبقات مختلف ۳۰۰kg خرج منفجره در فاصله ۵متر جهت اعمال بر سازه در نرم افزار

۲-۴- روش تحلیل

در این تحقیق از روش تحلیل صریح (Explicit) جهت حل فرمولاسیون بارگذاری به روش فشار معادل انفجار استفاده شده است [۶]. در روش Explicit هم‌زمان که نیروهای خارج از تعادل برای حالت تعادل دینامیکی حل می‌شوند، نیروها به صورت موج تنش نیز میان المان‌های مجاور انتشار می‌یابد. بنابراین زمان حد پایداری نمو زمانی معمولاً بسیار کوچک بوده و در بیشتر مسائل به تعداد زیاد این نمو زمانی احتیاج است، لذا دقت بسیار بالایی دارد. تفاوت این روش نسبت به روش تحلیل ضمنی (Implicit)، نحوه‌ی وابستگی این دو به تعداد المان‌های مدل است. اگر تعداد المان‌های مدل زیاد باشد حجم محاسبات روش صریح کمتر است. با توجه به این توضیحات می‌توان گفت

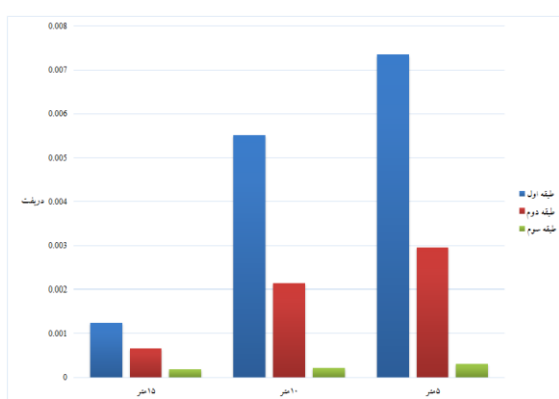
که استفاده از حل صریح برای مدل‌های با تعداد المان بالا و دارای خصوصیات تماسی پیچیده، مناسب‌تر است. در این تحقیق برای تمامی مدل‌ها، زمان تحلیل انفجار برابر ۰,۱ ثانیه در نظر گرفته شده است. سپس نتایج با یکدیگر مقایسه خواهند شد [۲۱ و ۲۳]. پس از اولین اجرا، مقادیر تنش در مدل مش زده شده بررسی و نواحی بحرانی مشخص می‌شوند. با توجه به حساسیت نتایج به مش ریخته شده و از طرفی ضرورت توجه به گام زمانی حل و هزینه‌ی زمانی صرف شده بهینه، در نواحی بحرانی با تغییر مش تلاش می‌کنیم تا به بهینه‌ترین سائز مش برسیم. بهینه‌ترین سائز مش اندازه‌ای است که بزرگتر از آن در کیفیت و کمیت جواب تاثیر گذاشته و کوچکتر از آن در جواب تغییری ایجاد نکند [۲۵ و ۲۶].

۵- پاسخ سازه به بارگذاری‌های انفجار

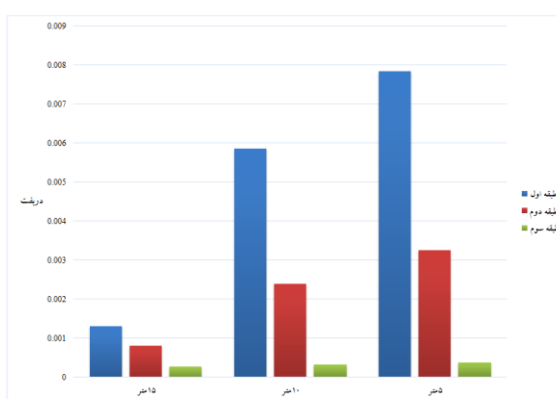
مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب‌های دهانه‌ی چپ و راست سازه در طبقات مختلف، برای جرم‌ها و فواصل مختلف انفجاری به ترتیب در جدول‌های ۱۵ و ۱۶ برای مدل تقویت اولیه، در جدول‌های ۱۷ و ۱۸ برای مدل با راهبرد کاهش فواصل وال-پست و در جدول ۱۹ و ۲۰ برای مدل با راهبرد افزایش شماره مقطع وال-پست ارائه شده‌اند. همچنین در شکل‌های ۱۰ تا ۱۵ به مقایسه‌ی نموداری این مقادیر پرداخته شده‌است.

جدول ۱۵: مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب برای خرج انفجاری ۳۰۰kg در مدل تقویت اولیه

دهانه‌ی راست			دهانه‌ی چپ			دهانه
۱۵متر	۱۰متر	۵متر	۱۵متر	۱۰متر	۵متر	فاصله / طبقه
0.001248276	0.005517241	0.007348276	0.0013	0.005858621	0.007831034	اول
0.000658621	0.002131034	0.002955172	0.000806897	0.002393103	0.003244828	دوم
0.000186727	0.000217273	0.000293182	0.000270455	0.000315909	0.000375	سوم



(ب)

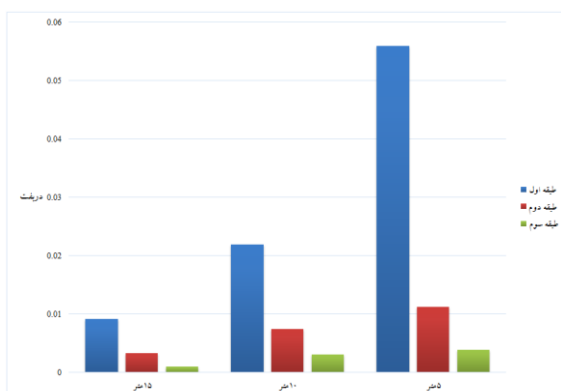


(الف)

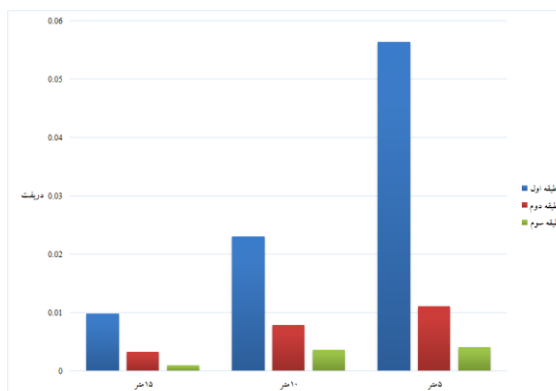
شکل ۱۰: مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب برای خرج انفجاری ۳۰۰kg در مدل تقویت اولیه، (الف) دهانه چپ، (ب) دهانه راست

جدول ۱۶: مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب برای خرج انفجاری ۱۰۰۰kg در مدل تقویت اولیه

دهانه‌ی راست			دهانه‌ی چپ			دهانه فاصله طبقه
۱۵متر	۱۰متر	۵متر	۱۵متر	۱۰متر	۵متر	
0.009144828	0.0219	0.055931034	0.009793103	0.023037931	0.056344828	اول
0.003255172	0.007386207	0.011206897	0.003303448	0.007906897	0.011137931	دوم
0.000963636	0.003034091	0.003861364	0.000970455	0.003586364	0.004090909	سوم



(ب)

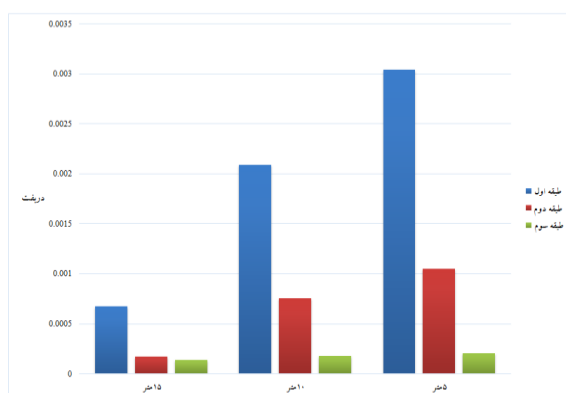


(ف)

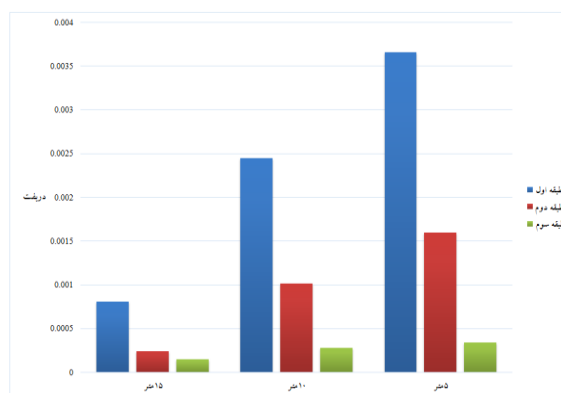
شکل ۱۱: مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب برای خرج انفجاری ۱۰۰۰kg در مدل تقویت اولیه، الف) دهانه چپ، ب) دهانه راست

جدول ۱۷: مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب برای خرج انفجاری ۳۰۰kg در مدل با راهبرد کاهش فواصل مقطع وال-پست

دهانه‌ی راست			دهانه‌ی چپ			دهانه فاصله طبقه
۱۵متر	۱۰متر	۵متر	۱۵متر	۱۰متر	۵متر	
0.000675862	0.002089655	0.003041379	0.000806897	0.002448276	0.003655172	اول
0.000168966	0.000751724	0.001048276	0.000244828	0.001017931	0.001596552	دوم
0.000138636	0.000179545	0.000202273	0.000150455	0.000279545	0.000339545	سوم



(ب)

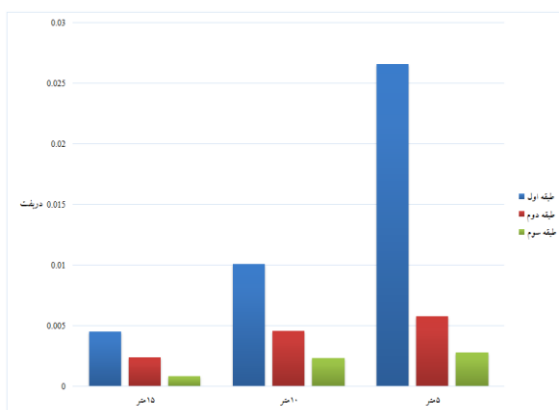


(ف)

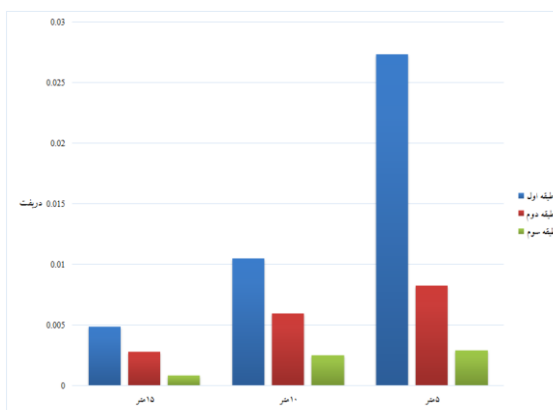
شکل ۱۲: مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب برای خرج انفجاری ۳۰۰kg در مدل با راهبرد کاهش فواصل مقطع وال-پست، الف) دهانه چپ، ب) دهانه راست

جدول ۱۸: مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب برای خرج انفجاری ۱۰۰۰kg در مدل با راهبرد کاهش فواصل مقطع وال-پست

دهانه‌ی راست			دهانه‌ی چپ			دهانه فاصله طبقه
۱۵متر	۱۰متر	۵متر	۱۵متر	۱۰متر	۵متر	
0.004527586	0.010062069	0.026586207	0.004875862	0.010472414	0.027310345	اول
0.002386207	0.004575862	0.005793103	0.002772414	0.005955172	0.008241379	دوم
0.000826539	0.002306818	0.002770455	0.000859346	0.002513182	0.002909091	سوم



(ب)



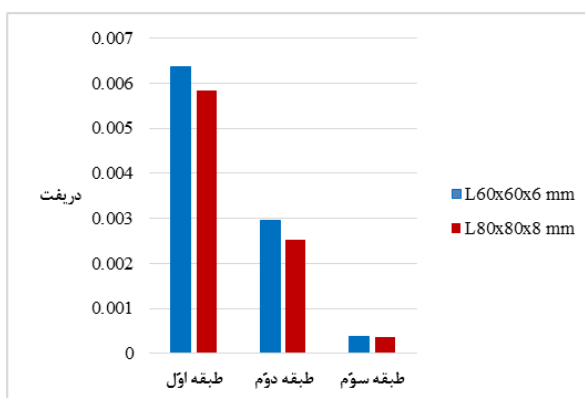
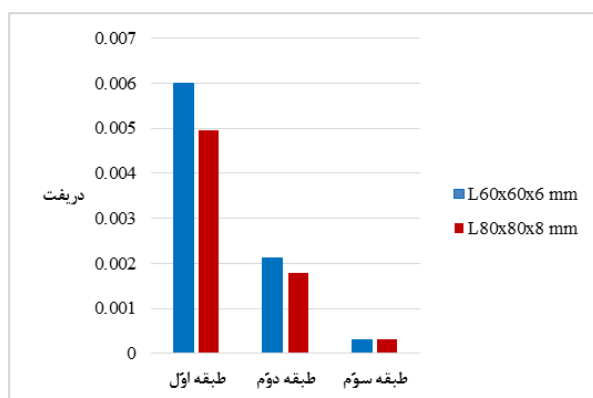
(الف)

شکل ۱۳: مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب برای خرج انفجاری ۱۰۰۰kg در مدل با راهبرد کاهش فواصل مقطع وال-پست، الف) دهانه چپ، ب) دهانه راست

با توجه به انفجار بحرانی در فاصله‌ی ۵متر از سازه، مدل‌های تقویت‌شده با راهبرد افزایش شماره مقطع تحت انفجار ۳۰۰kg و ۱۰۰۰kg صرفاً در فاصله‌ی ۵متر مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفتند که در ذیل نتایج ارائه می‌گردد.

جدول ۱۹: مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب برای خرج انفجاری ۳۰۰kg در فاصله‌ی ۵m برای مدل‌ها با راهبرد افزایش شماره مقطع وال-پست

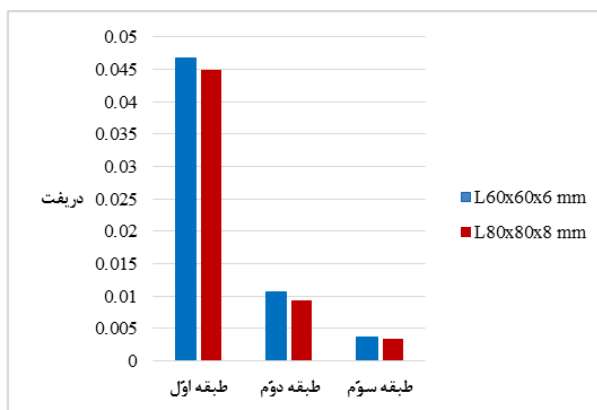
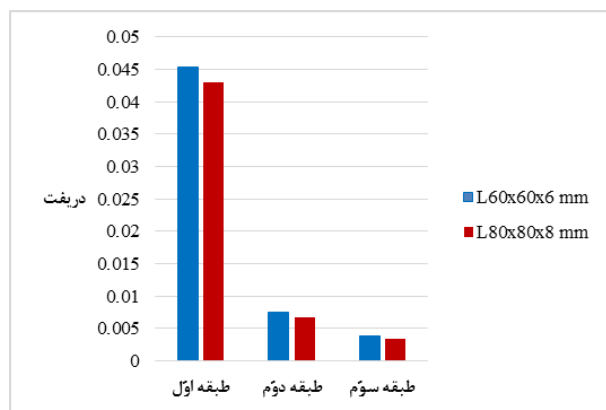
راست		چپ		دهانه شماره مقطع طبقه
L80x80x8 mm	L60x60x6 mm	L80x80x8 mm	L60x60x6 mm	
0.004960976	0.005986928	0.005834914	0.006370255	اول
0.001788057	0.002108886	0.002518161	0.002955024	دوم
0.000319442	0.000311674	0.000362841	0.000369611	سوم



شکل ۱۴: مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب برای خرج انفجاری ۳۰۰kg در مدل‌ها با افزایش شماره مقطع وال-پست، الف) دهانه چپ، ب) دهانه راست

جدول ۲۰: مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب برای خرج انفجاری ۱۰۰۰kg در فاصله‌ی ۵m برای مدل‌ها با راهبرد افزایش شماره مقطع وال-پست

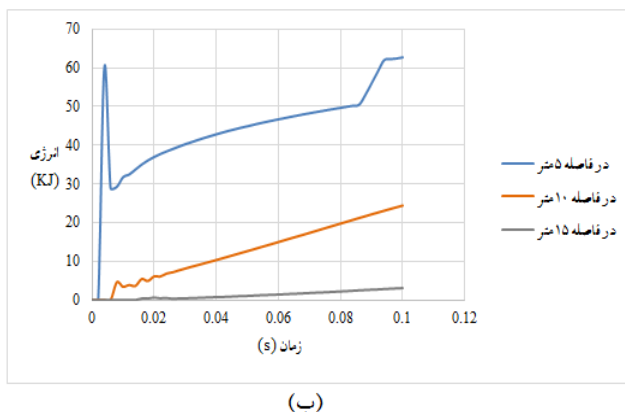
راست		چپ		دهانه
L80x80x8 mm	L60x60x6 mm	L80x80x8 mm	L60x60x6 mm	شماره مقطع طبقه
0.043032	0.045368	0.044883	0.046789	اول
0.00666	0.007531	0.009291	0.010656	دوم
0.003367	0.003772	0.003454	0.003633	سوم



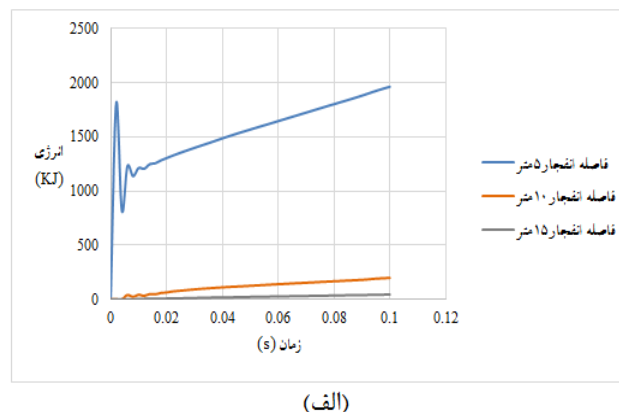
شکل ۱۵: مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب برای خرج انفجاری ۱۰۰۰kg در مدل‌ها با افزایش شماره مقطع وال-پست (الف، دهانه چپ، ب) دهانه راست

پاسخ کل انرژی درونی مدل را می‌توان به عنوان شاخصی جهت ارزیابی توانایی استهلاک بار وارده در سازه دانست. با توجه به اینکه در نرم‌افزار المان محدودی آباکوس، طیف گسترده‌ای از انواع انرژی‌های تعریف شده پس از بارگذاری ارائه می‌گردد، لذا به منظور مقایسه‌ی مدل‌ها، کل انرژی درونی مدل (ALLIE) به عنوان شاخص ارزیابی در توانایی استهلاک مدل انتخاب می‌شود و طبق تعریف نرم‌افزار آن عبارت است از مجموع انرژی‌های کرنش الاستیک، انرژی اتلاف‌شده‌ی غیرالاستیک، انرژی اتلاف‌شده‌ی ویسکوالاستیک، انرژی کرنش مصنوعی، انرژی اتلاف‌شده‌ی آسیب و انرژی اتلاف‌شده‌ی کنترل اعوجاج [۲۲].

در شکل‌های ۱۶ تا ۱۸ به مقایسه‌ی نموداری مقادیر پاسخ کل انرژی درونی مدل‌ها پرداخته شده‌است.

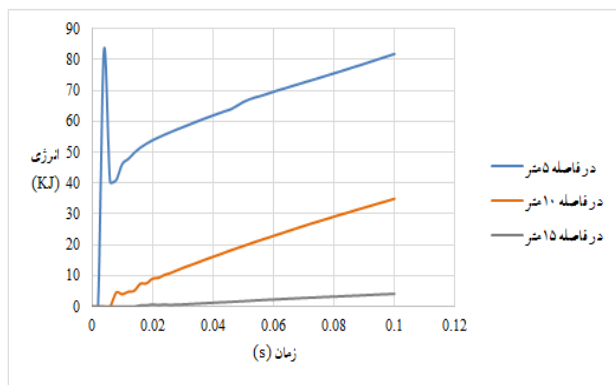


(ب)

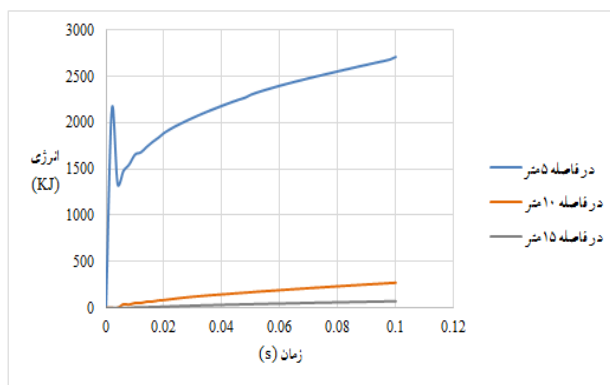


(الف)

شکل ۱۶: پاسخ کل انرژی درونی مدل تقویت اولیه، (الف) برای خرج انفجاری ۱۰۰۰kg، (ب) برای خرج انفجاری ۳۰۰kg

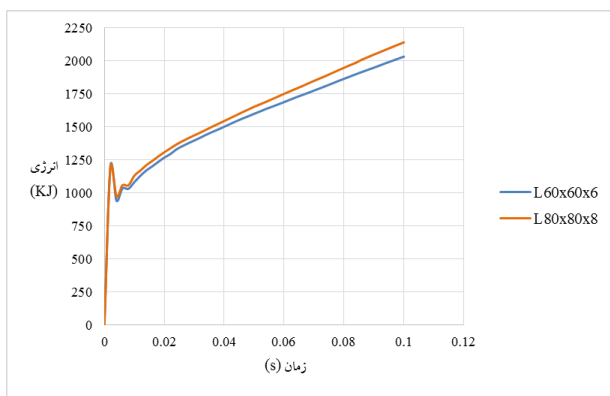
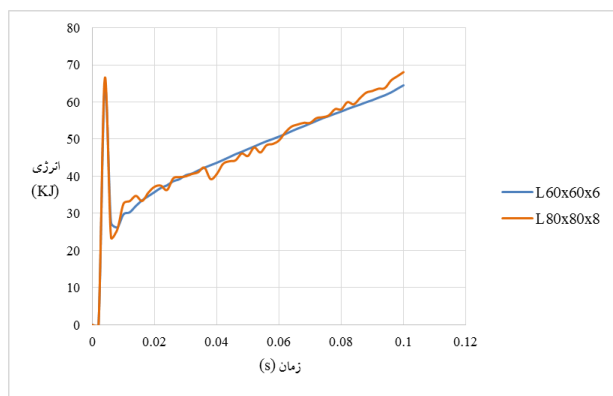


(ب)



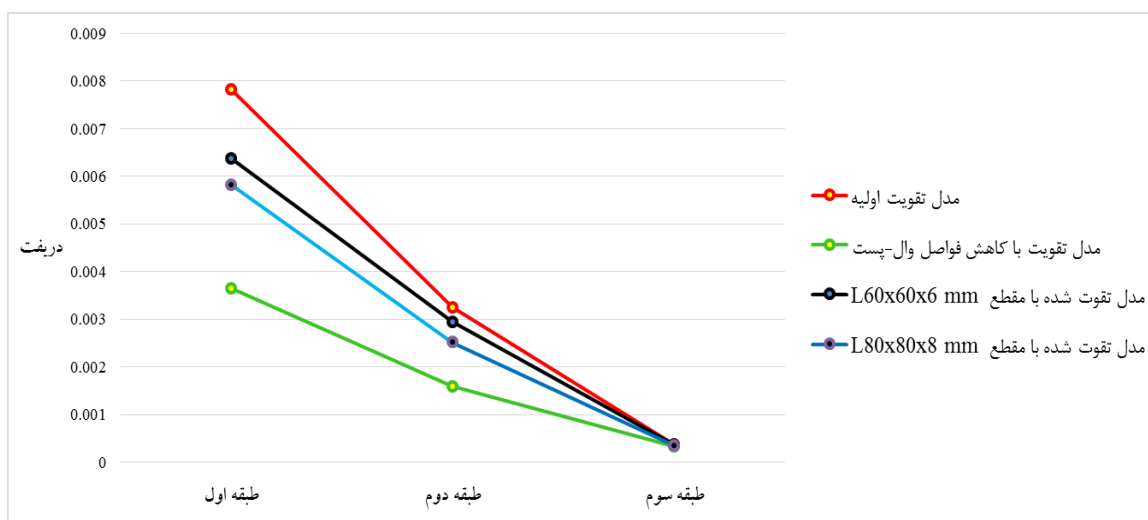
(الف)

شکل ۱۷: پاسخ کل انرژی درونی مدل با راهبرد کاهش فواصل وال-پست، الف) برای خرج انفجاری ۱۰۰۰kg، ب) برای خرج انفجاری ۳۰۰kg

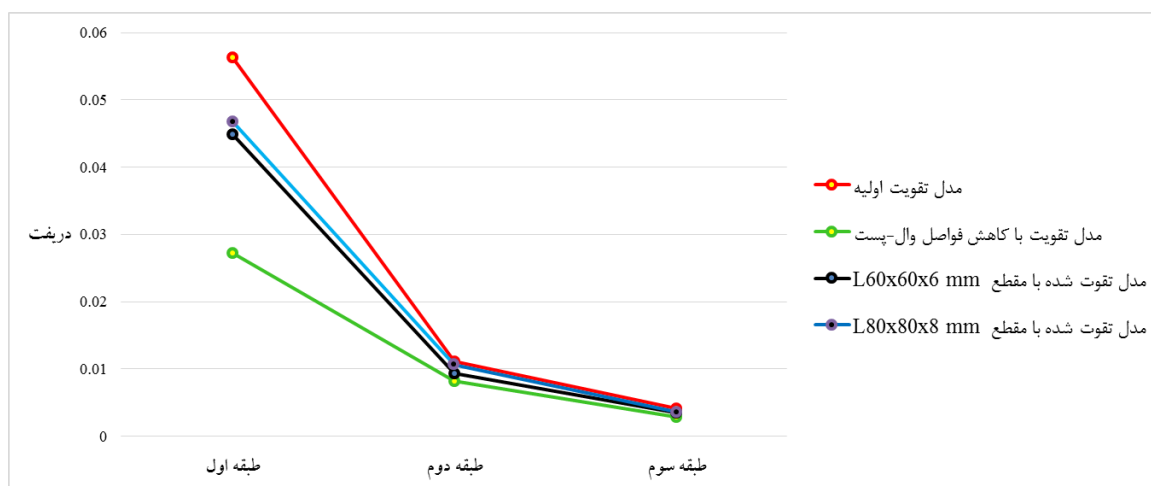


شکل ۱۸: پاسخ کل انرژی درونی مدل‌ها با راهبرد افزایش شماره مقطع وال-پست در برابر انفجار در فاصله ۵ متر، الف) برای خرج انفجاری ۱۰۰۰kg، ب) برای خرج انفجاری ۳۰۰kg در فاصله بحرانی ۵m

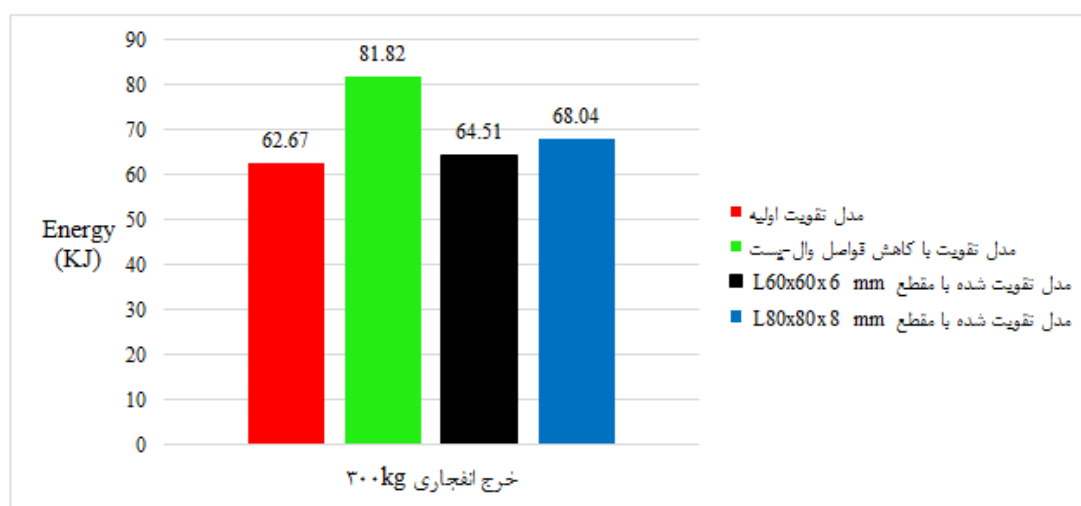
در شکل‌های ۱۹ تا ۲۲ مقایسه‌ی مقادیر بحرانی جابه‌جایی نسبی و کل انرژی درونی مدل‌ها ارائه شده‌است.



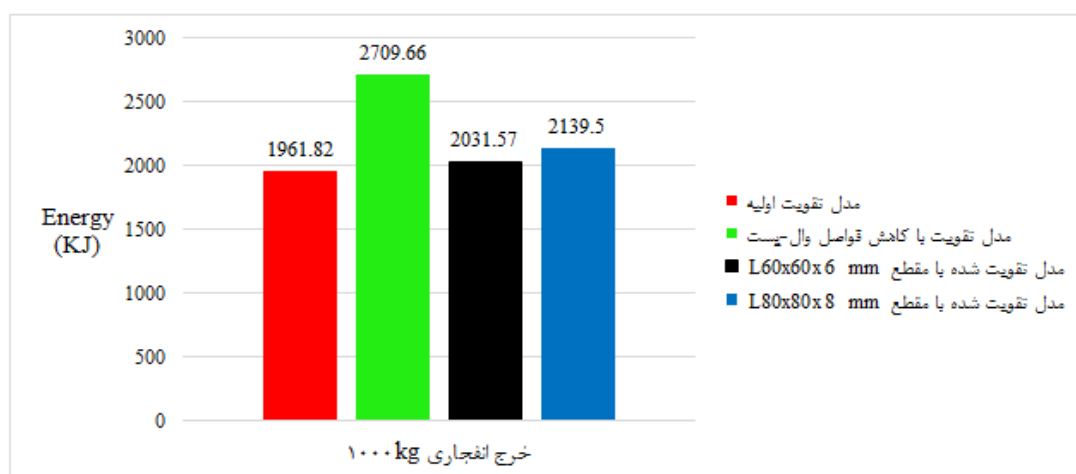
شکل ۱۹: مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی الف) مدل تقویت اولیه، ب) مدل تقویت با کاهش فواصل وال-پست، ج) مدل تقویت شده با مقطع L.60x60x6 mm، د) مدل تقویت شده با مقطع L.80x80x8 mm برای انفجار ۳۰۰kg در فاصله ۵m



شکل ۲۰: مقایسه‌ی جابه‌جایی نسبی (الف) مدل تقویت اولیه، (ب) مدل تقویت با کاهش فواصل وال-پست، (ج) مدل تقویت شده با مقطع $L60 \times 60 \times 6$ mm، (د) مدل تقویت شده با مقطع $L80 \times 80 \times 8$ mm برای انفجار 1000 kg در فاصله‌ی 5 m



شکل ۲۱: مقایسه‌ی انرژی مستهلک شده (کل انرژی درونی الف) مدل تقویت اولیه، (ب) مدل تقویت با کاهش فواصل وال-پست، (ج) مدل تقویت شده با مقطع $L60 \times 60 \times 6$ mm، (د) مدل تقویت شده با مقطع $L80 \times 80 \times 8$ mm برای انفجار 300 kg در فاصله‌ی 5 m



شکل ۲۲: مقایسه‌ی انرژی مستهلک‌شده (کل انرژی درونی) الف) مدل تقویت اولیه، ب) مدل تقویت با کاهش فواصل وال-پست، ج) مدل تقویت‌شده با مقطع L.60x60x6 mm، د) مدل تقویت‌شده با مقطع L80x80x8 mm برای انفجار ۳۰۰kg در فاصله‌ی ۵m

۶- نتیجه‌گیری

با توجه به مقادیر به دست آمده در مدل تقویت اولیه، مقادیر جابه‌جایی نسبی تحت انفجار در فاصله‌ی ۵متر با خرج منفجره‌ی ۱۰۰۰kg در میانقاب‌های چپ طبقه‌ی اول و دوم و سوم، به ترتیب ۷.۱۹ برابر، ۳.۴۳ برابر و ۱۰.۹ برابر مقادیر حاصل از خرج منفجره‌ی ۳۰۰kg در میانقاب‌های نظیر می‌باشد. همچنین مقدار جابه‌جایی نسبی در میانقاب طبقه‌ی اول تحت خرج انفجاری ۱۰۰۰kg در فاصله‌ی ۵متر نسبت به مقدار میانقاب نظیر تحت انفجار در فواصل ۱۰متر و ۱۵متر، به ترتیب ۲.۴۴ برابر و ۵.۷۵ برابر می‌باشد که اثر انفجار در فاصله‌ی نزدیک را نشان می‌دهد. لذا طبقه‌ی اول از حیث نزدیکی به منبع انفجار، جابه‌جایی نسبی بحرانی را به خود اختصاص می‌دهد. این مسأله به دلیل وابسته بودن مقادیر استخراج شده Pr از شکل ۷ است که به دلیل وابسته بودن پارامتر Z به جرم ماده‌ی منفجره و فاصله‌ی آن از پای سازه، اختلاف بیشتری در مقدار فشار انفجار در طبقه‌ی اول بوجود می‌آورد. لذا دریافت می‌شود که انفجار با خرج انفجاری ۱۰۰۰kg و در فاصله‌ی ۵متری از پای سازه، انفجار بحرانی است و ضرورت تقویت مجدد دریافت می‌شود.

نتایج مدل‌های تقویت‌شده با افزایش شماره مقاطع، تحت حالت بحرانی انفجار در فاصله‌ی نزدیک، ارائه شد. بر این اساس مقدار جابه‌جایی نسبی در میانقاب طبقه‌ی اول در مدل‌های تقویت شده با مقاطع L60x60x6 mm و L80x80x8 mm تحت انفجار ۳۰۰kg به ترتیب ۱۸.۶۵٪ و ۲۵.۴۸٪ دچار کاهش شدند. این کاهش برای این مدل‌ها تحت انفجار ۱۰۰۰kg به ترتیب برابر ۱۶.۹۵٪ و ۲۰.۳۴٪ بدست آمد. در سیستم تقویتی با راهبرد کاهش فواصل که مورد پیشنهاد این پژوهش می‌باشد، ضمن به کارگیری محورهای تقویتی جدید در وسط ارتفاع و وسط دهانه‌ی طبقات اول و دوم، تمام میانقاب‌ها کاهش در مقدار عددی جابه‌جایی نسبی را نسبت به موقعیت نظیر در مدل تقویت اولیه تجربه می‌کنند. این کاهش در میانقاب طبقه‌ی اول به عنوان طبقه‌ی بحرانی تحت خرج منفجره‌ی ۱۰۰۰kg و ۳۰۰kg در فاصله‌ی ۵متر به ترتیب برابر ۵۱.۵٪ و ۵۳.۳٪ کاهش می‌باشد. با توجه به تنش ایجاد شده در عناصر تقویتی جدید که به تبع کاهش سهم بارگیر عناصر دیگر بوجود آمد، افزایش مقاومت مجموعه‌ی جفت نبشی‌های تقویتی در استهلاک بار انفجار، موجب کاهش قابل توجه مقادیر جابه‌جایی نسبی میانقاب‌ها گشت. همچنین مشاهده شد که محور نبشی افقی در وسط ارتفاع طبقه‌ی سوم (مدل تقویت با راهبرد کاهش فواصل وال-پست)، مقدار جابه‌جایی نسبی را نسبت به موقعیت ارتفاع ۳۳۶۰mm (مدل تقویت اولیه) ۲۸.۸٪ کاهش می‌دهد. لذا بهتر است تا محور افقی در وسط ارتفاع تعبیه گردد. چنانکه از مقایسه‌ی به عمل آمده در نمودارهای اشکال ۱۹ و ۲۰ نیز بر می‌آید، کاهش فاصله‌ی وال-پست‌ها به مراتب پاسخ مطلوب‌تری بدست می‌دهد. ضمن آن‌که کاهش مطلوب مقدار جابه‌جایی نسبی در راهبرد کاهش فواصل، بیش از ۲ برابر مقدار کاهش با افزایش شماره نبشی می‌باشد. همچنین در غالب مدل‌ها مقادیر جابه‌جایی نسبی در راهبرد کاهش فواصل، بیش از نظیر در سمت چپ کمتر هستند. نتیجه آن است که در حالت انفجاری یکسان، دهانه‌ی وال-پست میانی، عملکرد بهتری نمایش می‌دهد. با افزایش خرج منفجره از ۳۰۰kg به ۱۰۰۰kg، انرژی مستهلک‌شده در مدل تقویت اولیه ۳۱.۳ برابر می‌شود. همچنین انرژی مستهلک‌شده با کاهش فاصله‌ی انفجار از پای سازه از ۱۰متر به ۵متر ۹.۹۲ برابر و از ۱۵متر به ۵متر ۴۴.۴ برابر می‌شود که اثر مقدار خرج منفجره و فاصله‌ی آن از سازه را نشان می‌دهد که لزوم تقویت مجدد در برابر انفجار بحرانی در فاصله‌ی نزدیک را گواهی می‌کنند. علیرغم کاهش در مقادیر شاخص جابه‌جایی نسبی، تمام مقادیر انرژی مستهلک‌شده در سیستم‌ها تقویت جدید نسبت به مدل تقویت اولیه افزایش می‌یابند که این خود نشانگر افزایش پتانسیل استهلاک انرژی در این سیستم‌ها است. اما با عنایت به مقایسه نمودارهای اشکال ۲۱ و ۲۲، این افزایش در مدل‌های تقویت شده با مقاطع L60x60x6 mm و L80x80x8 mm نسبت به مدل تقویت اولیه تحت انفجار ۳۰۰kg به ترتیب ۲.۹۳٪ و ۸.۵۶٪ و تحت انفجار ۱۰۰۰kg به ترتیب ۳.۵۵٪ و ۹.۰۵٪ است. این در حالی است که مقدار افزایش برای مدل با راهبرد کاهش فواصل تحت خرج منفجره‌ی ۳۰۰kg و ۱۰۰۰kg به ترتیب ۳۰.۵۶٪ و ۳۸.۱۲٪ می‌باشد. این افزایش در توانایی استهلاک، در مدل تقویت با کاهش فواصل نسبت به مدل تقویت با مقطع L80x80x8 mm تحت انفجار ۱۰۰۰kg، بیش از ۴.۲ به چشم می‌خورد که حاکی از عملکرد بهتر استراتژی کاهش فاصله می‌باشد. افزایش المان‌های درگیر با انفجار در مدل کاهش فواصل و به کارگیری مکانیزم انرژی‌های تلف‌شده، توانایی استهلاک را در این نوع مدل افزوده است. کاهش طول میانقاب در استراتژی کاهش فاصله، عملکرد ایمن میانقاب را تضمین کرده‌است.

با عنایت به میزان و مکان انفجار بحرانی، که نظیر خرج ۱۰۰۰kg در فاصله‌ی ۵متر از پای سازه می‌باشد، سیستم تقویت با کاهش فاصله‌ی وال-پست نسبت به سیستم تقویت اولیه و سیستم‌های با شماره مقطع بالاتر، در مقدار جابه‌جایی نسبی و استهلاک انرژی، عملکرد بسیار بهتری داشت.

مراجع

- [1] Organization for Development, Renovation and Equipping Schools of I.R. Iran (DRES), (2013). "Instruction of Design and Construction For Unreinforced Walls", Technical Assistant and Supervision, Office of Technology, Research and Retraining for Schools of I.R. Iran.
- [2] Building and Housing Research Center, (2014). "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800), 4th Edition", I.R. IRAN Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran.
- [3] Akhtarshenas, A., Behshad, A., Paknejadi, AA. (2014). The difference between infilled-wall frames & non infilled-wall frames in nonlinear static analysis. National Conference on Civil Engineering and Architecture.
- [4] El-Dakhakhni, W,W. *Nonlinear Finite Element Modeling of Concrete Masonry-in filled Steel Frame*, MSc thesis, Drexel University, Philadelphia, 2000.
- [5] Management and Planning Organization of Iran, (2013) *Instruction for seismic rehabilitation of existing buildings*, Journal number 360.
- [6] Hamed, E., Rabinovitch, O. (2010). Failure characteristics of FRP-strengthened masonry walls under out-of-plane loads, *Engineering Structures* 32, 2134-2145.
- [7] Baker, J.F., Leader Williams, E. and Lax, P. (1948) "The design of framed buildings against high explosive bombs", *The Civil Engineer in War, UK Institution of Civil Engineers, London*, p. 80.
- [8] UFC (Unified Facilities Criteria). (2008). *Structures to resist the effects of accidental explosions*, USA Department of defense.
- [9] Codina, R., Ambrosini, D. and Borbon, F. (2016). Alternative to prevent to failure of RC member under close-in blast loading. *Engineering Failure Analysis*, 60, 96-106.
- [10] Remennikov, A.M. (2003). A review of methods for predicting bomb blast effects on buildings, *Journal of Battle field Technology*, 6(3), 155-161.
- [11] Ngo, T., Mendis, P., Gupta, A. and Ramsay, J. (2007). Blast loading and blast effects on structure, *The University of Melbourne, Australia*.
- [12] Parvin, A. and P. Granata. (1998). Numerical study of structural joints reinforced with composite fabrics. *Structures and materials*, p21: (411-421), 1998.
- [13] Qu, Y., Li, X., Kong, X., Zhang, W. and Wang, X. (2016). Numerical simulation on dynamic behavior of reinforced concrete beam with intial crack subjected to air blast loading. *Engineering Structures*, 128, 96-110.
- [14] Bozorgvar, M. and Shoushtari, A. (2011). The effects of explosion Loading on earthquake-resistant RC structures, *Sixth National Congress of Civil Engineering, Semnan, Iran*.
- [15] Yan, B., Liu, F., Song, D. and Jiang, Z. (2015). Numerical study on damage mechanism of RC beam under close-in blast loading. *Engineering Failure Analysis*, 51, 9-19.
- [16] Stochino, F. (2015). RC beam under blast load: Reliability and sensitivity analysis. *Engineering Failure Analysis*, 66, 544-565.
- [17] Son, J., Astaneh-Asl, A. and Rutner, M. (2015). Performance of Bridge Decks Subjected to Blast Load. *the 6th - Japanese-German - Bridge - Symposium, Munich, Germany*.
- [18] Iranian National Building Code (INBC). (2013). *Part 8: Design and Construction of Masonry buildings*. Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran.
- [19] Ibrahimia, Y. Ismaila, M.A. and Nabilb, M. (2017). Response of reinforced concrete frame structures under blast loading, *Engineering Management Department, Prince Sultan University, Riyadh, Saudi Arabia Structural Engineering Department, Zagazig University, Zagazig, Egypt*.
- [20] Mohebkhaha, A., Tasnimia, A.A. and Moghadam, H.A. (2008). Nonlinear analysis of masonry-infilled steel frames with openings using discrete element method, *Journal of Constructional Steel Research*. 64, 1463-1472.

- [21] Abaqus Analysis User's Guide, ABAQUS 6-14, ABAQUS Simulia.
- [22] Yekrangnia, M. and Shahbazi, R. (2014). *ABAQUS application guide with issues in Civil and Geotechnical engineering*, 3rd ed. Tehran: Elm-Omran.
- [23] Rahnavard, R. and Hassanipour, A. (2015). *Steel Structure Analysis Using ABAQUS*, Kerman: Academic Center for Education, Culture and Research, Publishing Organization of Kerman branch.
- [24] Yandzio, E. Gough, M. (1999). Protection of buildings against explosions, *The Steel Construction Institute*.
- [25] Noble, C.R. and Nuss, L.K. (2004). *Implicit and Explicit Nonlinear Dynamic Analysis of a Large Thin-Arch dam using massively parallel computing*. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2493.
- [26] Zukas, J.A. and Scheffler, D.R. (2000). Practical aspects of numerical simulations of dynamic events: effects of meshing, *Computational Mechanics Consultants, Inc.*, P.O. Box 11314, Baltimore, MD 21239-0314, USA.