

## نمایش احتمالاتی آسیب‌های ناشی از انفجار داخلی بر سازه‌های بتن مسلح

سینا ملک پور<sup>۱</sup>، محمدرضا معرفزاده<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه صنعتی شیراز، شیراز، ایران  
 ۲- استادیار، دانشکده پدافند غیرعامل، دانشگاه امام حسین (ع)، تهران، ایران

## چکیده

پارکینگ ساختمان‌ها یکی از نقاط مستعد انفجارهای تروریستی است. با توجه به گسترش حملات تروریستی بر سازه‌ها در سال‌های اخیر، شناخت رفتار ساختمان‌های موجود در برابر انفجار و یافتن راه‌کاری مناسب جهت کاهش خسارات ناشی از آن از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در این پژوهش احتمال خرابی یک ساختمان ۱۰ طبقه بتن مسلح تحت انفجار ناشی از خودروی بمب‌گذاری شده به صورت تصادفی در طبقه همکف مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این ارزیابی از تحلیل قابلیت اعتماد سازه ساختمان به روش شبیه‌سازی مونت کارلو و بر پایه نتایج به دست آمده از تحلیل دینامیکی مدل اجزاء محدود در نرم‌افزار LS-DYNA استفاده شده است. متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده شامل موقعیت رخداد انفجار، تاریخچه بارگذاری انفجار، بارهای ثقلی وارد بر سازه و ضخامت دال‌ها می‌باشند. جهت بررسی اثر موقعیت رخداد انفجار بر احتمال خرابی، پلان ساختمان به سه ناحیه مرکز، کنار و گوشه تقسیم شده، سپس با تولید انفجار به صورت تصادفی در هر یک از نواحی، احتمال رخداد سطوح مختلف خسارت به ساختمان محاسبه شده است. بر اساس نتایج به دست آمده احتمال خرابی در هنگام رخداد انفجار در ناحیه مرکزی پلان به مقدار چشم‌گیری بیشتر از سایر نواحی است. نهایتاً با تقویت ستون‌های مرکزی مشاهده شد که احتمال رخداد خسارت سنگین (خسارت بیش از ۵۵ درصد) برای انفجارهایی با مقدار ماده منفجره ۶۰۰، ۷۵۰ و ۹۰۰ کیلوگرم TNT به ترتیب به میزان ۵۲، ۵۶ و ۷۷ درصد کاهش یافت.

کلمات کلیدی: حملات تروریستی، ساختمان بتن مسلح، تحلیل قابلیت اعتماد، بارگذاری انفجار، نرم‌افزار LS-DYNA

\*نویسنده مسئول: محمدرضا معرفزاده  
پست الکترونیکی: moarefzadeh@ihu.ac.ir

تاریخ دریافت مقاله: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰

## ۱- مقدمه

با توجه به گسترش حملات تروریستی در سال‌های اخیر، سازه‌های مهم و بلند مرتبه بیش از پیش مستعد قرار گرفتن در معرض انفجارهای تروریستی می‌باشند. اغلب سازه‌های موجود بر اساس نیروهای وارده ناشی از بارهای ثقیلی، باد و زلزله طراحی و ساخته شده‌اند در نتیجه پیش‌بینی رفتار این سازه‌ها در برابر انفجار چالش‌برانگیز است. خسارت اولیه ناشی از انفجار می‌تواند در اثر برخورد مستقیم موج انفجار به المان‌های سازه رخ دهد. اگر المان‌های آسیب‌دیده اعضای باربر اصلی مانند ستون باشند، احتمال گسترش خرابی به بخش‌های دیگر سازه و رخداد پدیده خرابی پیش‌رونده در سازه وجود دارد. خرابی پیش‌رونده را می‌تواند نوعی خسارت ثانویه ناشی از انفجار به شمار آورد.

در زمینه خسارت اعضای سازه‌ای مانند ستون و دال تحت بار انفجار مطالعات آزمایشگاهی و عددی متعددی انجام شده است. در همین راستا لی و همکاران [۱] به صورت آزمایشگاهی ظرفیت باقی‌مانده دودسته ستون بتنی با و بدون در نظر گرفتن تمهیدات لرزه‌ای را بررسی کردند. نصر و همکاران [۲] پاسخ دینامیکی ۱۸ عدد تیر بتنی را تحت انفجار مورد آزمایش قرار دادند. اغلب مطالعات عددی مربوط به تحلیل اعضا تحت بار انفجار از دو روش سیستم یک درجه آزادی معادل و مدل‌سازی اجزاء محدود انجام شده است [۳-۸]. در زمینه مطالعات مربوط به تخریب سازه‌ها تحت اثر بار انفجار نیز مطالعات عددی متعددی توسط محققان انجام شده است. در این راستا لوسیونی و همکاران [۹] یک ساختمان تخریب شده تحت انفجار داخلی را با ساده‌سازی‌هایی به صورت اجزاء محدود مدل‌سازی کرده و نتایجی نزدیک به واقعیت استخراج کردند. حسونود و همکاران [۱۰] رفتار سیستم توام قاب خمشی و دیوار برشی بتنی نیمه مدفون تحت اثر بارگذاری انفجاری را مورد بررسی قرار دادند.

گرچه مطالعات گسترده‌ای در زمینه سازه‌ها تحت بار انفجار انجام شده است اما در اکثریت آن‌ها از روش‌های تعیینی جهت تحلیل سازه استفاده شده که ماهیت تصادفی متغیرهایی مانند بار انفجار در آن‌ها در نظر گرفته نشده است؛ بنابراین به منظور در نظر گرفتن متغیرهای تصادفی و تخمین دقیق‌تر ایمنی سازه‌ها بهتر است از روش‌های احتمالاتی در تحلیل‌ها استفاده شود. در زمینه شناخت عدم قطعیت‌های مربوط به بارگذاری انفجار پژوهش‌هایی توسط محققان مختلف انجام شده است [۱۱-۱۳] که با بهره‌گیری از آن‌ها تحلیل‌هایی با روش قابلیت اعتماد انجام شده است. در این زمینه لو وهاو [۱۱، ۱۴] قابلیت اعتماد دال‌های بتن مسلح را تحت بار انفجار محاسبه کردند. هادیان فرد و ملک پور [۱۵] حداقل فاصله ایمن برای جلوگیری از خسارت شدید بر ستون‌های فولادی تحت انفجار با روش قابلیت اعتماد ارائه دادند. شی و استورت [۱۶، ۱۷] در دو پژوهش جداگانه ستون و دال بتن مسلح با در نظر گرفتن متغیرهای بارانفجار، خصوصیات هندسی و خصوصیات مصالح تحلیل کردند. هاو و همکاران [۱۲] با تحلیل قابلیت اعتماد چند نمونه ستون بتنی نشان دادند که در نظر گرفتن خصوصیات تصادفی مربوط به بارگذاری انفجار تأثیر بسیار بیشتری نسبت به خصوصیات مصالح در نتایج خواهد داشت.

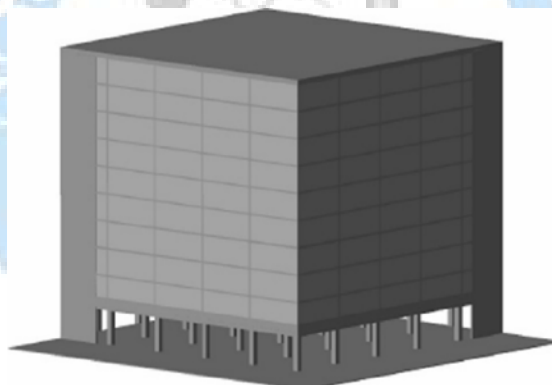
علاوه بر پژوهش‌های مربوط به تحلیل اعضا تحت بارانفجار، مطالعاتی در زمینه خرابی سازه‌ها با در نظر گرفتن خصوصیات احتمالاتی متغیرهای تصادفی انجام شده است که اغلب آن‌ها با فرض رخداد انفجار در خارج ساختمان انجام شده است. در همین راستا استورت [۱۸] برای بررسی اثر انفجارهای حاصل از خودروهای بمب‌گذاری شده مجاور ساختمان‌های مهم، از تحلیل احتمالاتی ریسک استفاده کرده است. اپرون و همکاران [۱۹] تحلیل ریسک بر روی یک ساختمان بتن مسلح با در نظر گرفتن اثر توأم زلزله و انفجار انجام دادند. ژبو و همکاران [۲۰] یک ساختمان ۱۰ طبقه فولادی را تحت سناریوهای انفجار خارجی به صورت احتمالاتی تحلیل کردند. در زمینه بررسی انفجار داخلی که موقعیت رخداد انفجار در فضای داخلی ساختمان است، کیلر و سوابی [۲۱] با ارائه یک مدل اجزاء محدود از ساختمان بتن مسلح ۱۰

طبقه در نرم افزار LS-DYNA، با تولید انفجار به صورت تصادفی در طبقه همکف، منحنی های احتمالاتی مربوط به درصد خرابی سازه به دست آوردند و نهایتاً الگویی برای میزان خسارت وارد بر ساختمان بر اساس تابع توزیع وایبول ارائه دادند.

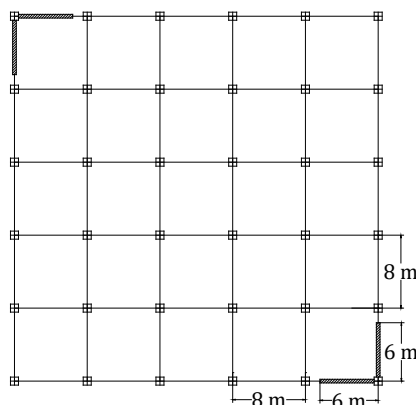
در پژوهش های انجام گرفته توسط محققان اثر موقعیت رخداد انفجار داخلی بر میزان خرابی وارد بر سازه به صورت احتمالاتی بررسی نشده و راهکاری نیز جهت کاهش خرابی وارد بر سازه ارائه نشده است. در این پژوهش با بهره گیری از مدل ارائه شده توسط کیلر و سوابی [۲۱] با تولید انفجارهای تصادفی در نواحی مختلف پلان، تأثیر موقعیت رخداد انفجار بر احتمال خرابی سازه بررسی شده و بحرانی ترین ناحیه برای رخداد انفجار شناسایی شده است. نهایتاً اثر تقویت ستون های موجود در ناحیه بحرانی بر کاهش احتمال خرابی سازه بررسی شده است. برای محاسبه احتمال خرابی از تحلیل قابلیت اعتماد به روش شبیه سازی مونت کارلو و بر پایه نتایج به دست آمده از مدل سازی اجزاء محدود در نرم افزار LS-DYNA استفاده شده است. معیار خرابی بر اساس جابجایی عمودی دال ها تعیین شده و متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده شامل موقعیت رخداد انفجار، تاریخچه بارگذاری انفجار، بارهای ثقلی وارد بر سازه و ضخامت دال ها می باشند.

## ۲- ساختمان مورد مطالعه

در این پژوهش از مدل مورد بررسی توسط کیلر و همکاران [۲۱-۲۳] استفاده شده است. مدل انتخاب شده مربوط به یک ساختمان بتن مسلح ۱۰ طبقه با ارتفاع ۳۶/۵ متر بوده که در طبقه همکف آن یک پارکینگ واقع است که هیچ گونه دیواری ندارد (شکل ۱). ارتفاع طبقه پارکینگ ۵ متر و سایر طبقات ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. این ساختمان دارای چهار دیوار برشی به طول ۶ متر بوده و فواصل بین ستون های آن ۸ متر است. در شکل ۲ موقعیت دیوار برشی ها و ستون های ساختمان نشان داده شده است. ضخامت کلیه دال ها و دیوار برشی ها ۲۵ سانتیمتر بوده و ستون ها دارای مقطع مربعی به ابعاد ۵۵۰×۵۵۰ میلی متر است که به وسیله ۲۴ عدد میلگرد ۲۵ مسلح شده اند. مقاومت فشاری بتن مورد استفاده ۴۸/۸ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم میلگردها ۵۳۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.



شکل ۱: ساختمان مورد مطالعه تحت اثر بارگذاری انفجار در طبقه همکف [۲۱].



شکل ۲: پلان مربوط به ساختمان مورد بررسی.

## ۳- مدل اجزاء محدود

برای شبیه‌سازی و تحلیل ساختمان موردنظر تحت بار انفجار از مدل‌سازی اجزاء محدود در نرم‌افزار LS-DYNA استفاده شده است. مدل‌سازی ساختمان ۱۰ طبقه بتنی به صورت اجزاء محدود با تمام جزئیات به نحوی که بتن و میلگرد در آن به صورت مجزا از یکدیگر مدل‌سازی شوند مدت‌زمان بسیار زیادی برای تحلیل نیاز دارد و از آنجاکه در این پژوهش برای رسیدن به نتایج موردنظر نیاز به تحلیل تعداد بسیار زیاد از مدل می‌باشد، از راهکار ارائه شده توسط لوسیونی و همکاران [۹] و کیلر و سوابی [۲۱] برای شبیه‌سازی مصالح و انتخاب المان‌ها استفاده شده است. این محققان بتن و میلگرد را به صورت یک متریال همگن معادل‌سازی کردند به طوری که رفتار این متریال معادل بتواند رفتار بتن مسلح را تا نقطه شکست با تقریب مناسبی شبیه‌سازی بکند. در جدول ۱ مشخصات مصالح همگن معادل مربوط به ستون، دیوار برشی و دال ساختمان، جهت مدل‌سازی به صورت اجزاء محدود آورده شده است. در این جدول،  $\rho$  جرم واحد حجم،  $\nu$  ضریب پواسون،  $E$  مدول الاستیسیته در بخش الاستیک،  $E_{tan}$  مدول الاستیسیته در بخش سخت‌شوندگی کرنشی،  $\sigma_y$  تنش تسلیم،  $\epsilon_{ult}$  کرنش نهایی و  $C$  و  $P$  مربوط به ضرایب ثابت موجود در رابطه کوپر-سیموندس برای اعمال افزایش مقاومت ناشی از نرخ سریع کرنش می‌باشد.

جدول ۱: مشخصات مصالح همگن معادل بتن مسلح مربوط به اعضای سازه [۲۱]

خصوصیات مصالح	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$E$ (Gpa)	$\sigma_y$ (Mpa)	$E_{tan}$ (Gpa)	$\epsilon_{ult}$	$C$	$P$
ستون	۲۶۱۵	۰/۲	۴۳/۸۷	۴۳/۵۱	۸/۷۱۵	۰/۰۰۱۶۴	۳۲	۲/۶۵
دال و دیوار برشی	۲۶۱۵	۰/۲	۳۸/۶۹	۷/۷۵۴	۲/۸۵۰	۰/۰۰۰۵۱	۳۲	۲/۶۵

برای شبیه‌سازی این متریال همگن از مدل MAT\_PLASTICITY\_WITH\_DAMAGE (LS-DYNA Material Model 081)

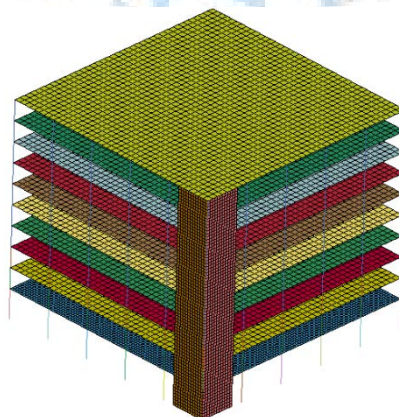
استفاده شده است. در این مدل متریال اثر نرخ کرنش با استفاده از رابطه کوپر-دیموندس [۲۴] محاسبه می‌شود.

$$DIF = 1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{C}\right)^{\frac{1}{P}} \quad (1)$$

در این رابطه  $DIF$  ضریب افزایش دینامیکی،  $\dot{\epsilon}$  نرخ کرنش مصالح و  $C$  و  $P$  ضرایب ثابتی هستند که برای مصالح مختلف متفاوت‌اند.

برای شبیه‌سازی ستون‌های ساختمان از ۲۶۲۸ عدد المان beam و جهت شبیه‌سازی دال‌ها و دیوار برشی‌ها از ۲۴۳۰۴ عدد المان shell استفاده شده است. با توجه به اینکه اعضای طبقه همکف تحت بارگذاری مستقیم انفجار قرار می‌گیرند و تغییر شکل‌ها و شکست این اعضا نسبت به اعضای سایر طبقات شدیدتر است، از اندازه المان‌های ریزتری برای شبیه‌سازی آن‌ها استفاده شده است.

شکل ۳ مدل اجزاء محدود تهیه شده از ساختمان موردبررسی در نرم‌افزار LS-DYNA را نشان می‌دهد.



شکل ۳: مدل اجزاء محدود مربوط به ساختمان مورد مطالعه.

## ۴- بارگذاری انفجار

بلافاصله پس از رخداد انفجار، گازهای تولیدشده از واکنش سریع مواد منفجره، به صورت شعاعی به اطراف منتشر شده و باعث افزایش لحظه‌ای در فشار هوای اطراف می‌شوند که به این میزان افزایش فشار، فشار مبنا ( $P_s$ ) گفته می‌شود [۲۵]. هنگامی که موج انفجار بر هر سطح نسبتاً صلب غیر موازی با راستای انتشار موج برخورد می‌کند، دچار انعکاس شده و فشار به مراتب بیشتری تولید می‌کند که به آن فشار انعکاسی ( $P_r$ ) گفته می‌شود. حداکثر فشار انعکاسی ( $P_{rmax}$ ) زمانی رخ می‌دهد که موج انفجار به صورت عمودی بر صفحه صلب برخورد کند.

انفجارها بر اساس موقعیت آن‌ها نسبت به سازه شامل دودسته کلی انفجارهای داخلی و انفجارهای خارجی می‌باشند. همچنین از نظر موقعیتی که انفجارها نسبت به سطح زمین دارند به سه دسته، انفجار هوایی، انفجار سطحی و انفجار در زیرزمین تقسیم می‌شوند. اگر انفجار در یک محیط بسته رخ دهد به گونه‌ای که امواج انفجار تحت بازتاب‌های متعدد در آن محیط قرار بگیرند انفجار از نوع محصورشده در نظر گرفته می‌شود. انفجار مدنظر این پژوهش از نوع انفجار سطحی و داخلی محصور نشده در نظر گرفته شده است زیرا موقعیت رخداد انفجار در نزدیکی سطح زمین و در فضای داخلی ساختمان رخ داده است. به دلیل اینکه هیچ‌گونه دیواری در طبقه پارکینگ وجود ندارد در نتیجه از نوع انفجار محصور نشده در نظر گرفته شده است.

تاریخچه واقعی بارگذاری انفجار به صورت نمایی است که شامل فاز مثبت و فاز منفی انفجار می‌شود. برای شبیه‌سازی بارگذاری انفجار می‌توان از فاز منفی صرف‌نظر کرده و از یک تاریخچه مثلثی معادل برای تعریف تاریخچه بارگذاری انفجار استفاده کرد. این تاریخچه معادل می‌تواند دقت کافی را برای تعیین خسارت وارد بر سازه‌ها را داشته باشد (شکل ۴).

شکل ۴: تاریخچه مربوط به فشار مبنا، فشار انعکاسی و تاریخچه مثلثی ساده‌سازی شده معادل فشار انعکاسی [۲۶].

برای محاسبه پارامترهای مربوط به بارگذاری انفجار همچون فشار مبنا ( $P_s$ )، فشار انعکاسی ( $P_r$ ) و مدت زمان فاز مثبت انفجار ( $t_d$ )، نمودارها، نرم‌افزارها و فرمول‌هایی در کتب و آیین‌نامه‌های مختلف ارائه شده است. مقادیر پارامترهای موج انفجار بر اساس دو پارامتر مهم مقدار ماده منفجره ( $W$ ) و فاصله ماده منفجره تعیین می‌شود. مهم‌ترین رابطه تجربی ارائه شده برای ارتباط بین این دو پارامتر و پارامترهای موج انفجار، رابطه هایپکسون-کنز (رابطه ۲) می‌باشد. در این رابطه  $Z$  فاصله مقیاس شده،  $R$  فاصله محل انفجار تا هدف برحسب متر و  $W$  جرم ماده منفجره برحسب کیلوگرم TNT می‌باشد.

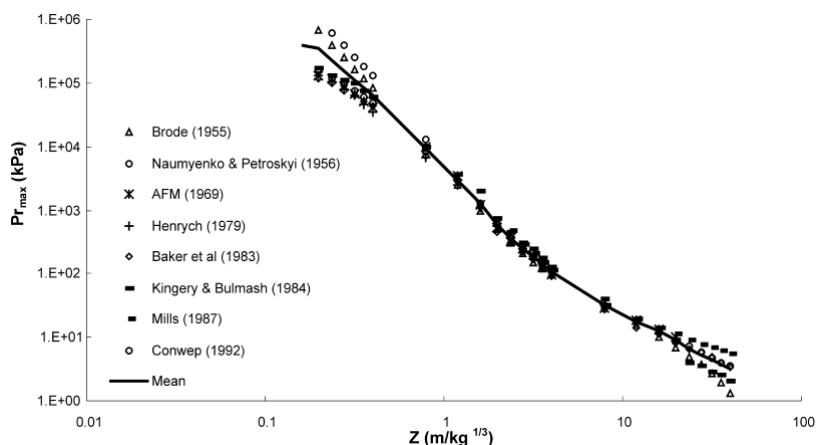
$$Z = \frac{R}{W^{1/3}} \quad (2)$$

محققان مختلف با ارائه روابط تجربی [۲۷-۲۹] و نمودارها [۳۰، ۳۱]، روش‌های مختلفی برای محاسبه مقادیر  $P_{rmax}$  و  $t_d$  ارائه داده‌اند. لو و هاو [۱۱] بر اساس مجموعه این روش‌ها و خروجی به دست آمده از نرم‌افزار ConWep [۳۲]، نمودارهایی برای محاسبه میانگین

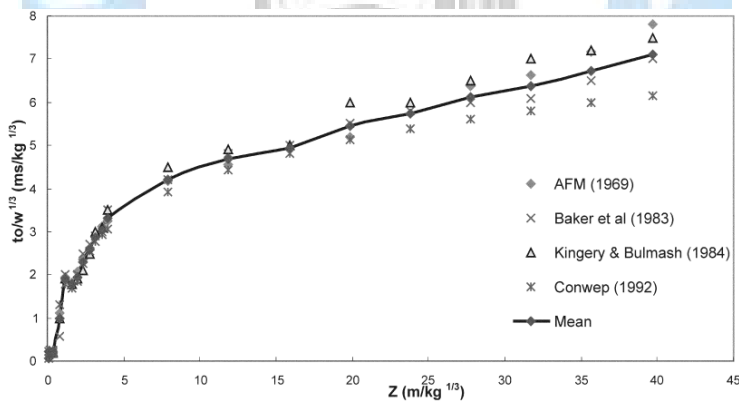
$P_{r_{max}}$  و  $t_d$  برحسب  $Z$  ارائه کرده‌اند (مطابق شکل‌های ۵ و ۶). روابط ۳ و ۴ نیز توسط همین محققان برای محاسبه فشار مبنا ( $P_s$ ) و حداکثر فشار انعکاسی ( $P_{r_{max}}$ ) ارائه شده که در این مقاله برای تعیین تاریخچه بارگذاری انفجار از نتایج این محققان استفاده شده است.

$$P_s = \left(\frac{1772}{Z^3}\right) - \left(\frac{114}{Z^2}\right) + \left(\frac{108}{Z}\right) \quad kPa \quad (3)$$

$$P_{r_{max}} = \left(\frac{3069.3}{Z^3}\right) + \left(\frac{617.19}{Z^2}\right) + \left(\frac{154.67}{Z}\right) - 1.2024 \quad kPa \quad (4)$$



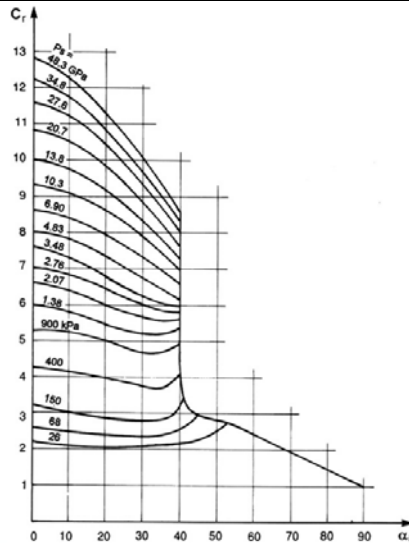
شکل ۵: فشار حداکثر انعکاسی  $P_{r_{max}}$  برحسب فاصله مقیاس شده  $Z$  [۱۱].



شکل ۶: مدت زمان فاز مثبت  $t_d$  برحسب فاصله مقیاس شده [۱۱].

در این پژوهش برای در نظر گرفتن اثر زاویه برخورد موج انفجار ( $\alpha_i$ ) بر عضو  $\alpha_m$ ، از یک ضریب کاهنده در تعیین فشار انعکاسی ( $P_r$ ) استفاده شده است. جهت محاسبه این ضریب کاهنده از نمودار ارائه در شکل ۷ استفاده شده است. طبق این نمودار، مقدار ضریب انعکاسی  $C_r$  با استفاده از مقادیر  $P_s$  و  $\alpha_i$ ، تعیین می‌شود. با تقسیم بدست آمده بر حداکثر مقدار منحنی (مقدار  $C_r$  به ازای  $\alpha_i=0$ )، ضریب کاهنده مربوط به اثر زاویه برخورد موج انفجار که عددی بین ۰ و ۱ است محاسبه می‌شود [۲۱-۲۳]. لازم به ذکر است برای انجام این فرآیند محاسباتی، تمامی نمودارها به روابط عددی تبدیل شده و با استفاده از کدنویسی در نرم‌افزار MATLAB عملیات محاسباتی آن انجام شده است.

از آنجاکه انفجار مدنظر در این پژوهش نزدیک به سطح زمین (فاصله ۱ متری) رخ می‌دهد در نتیجه اثر شوک زمین می‌بایست وارد محاسبات بشود. به همین منظور یک ضریب ۱/۸ نیز در محاسبه فشار نهایی وارد بر اعضا در نظر گرفته شده است [۳۳].



شکل ۷: ضریب بازتاب  $C_r$ ، به‌عنوان تابعی از زاویه برخورد موج  $\alpha_i$  و  $P_s$  [۳۴].

#### ۴-۱ - روش محاسبه تاریخچه بارگذاری وارد بر هر یک از اعضای سازه

هنگام رخداد انفجار در یک نقطه از پارکینگ، ۳۶ ستون، ۲۵ دال و ۴ دیوار برشی واقع در طبقه همکف تحت بارگذاری ناشی از موج انفجار قرار می‌گیرند. اعضای مختلف، فاصله و زاویه متفاوتی نسبت به موقعیت انفجار دارند در نتیجه تاریخچه بارگذاری مربوط به هر عضو می‌بایست به‌صورت جداگانه محاسبه‌شده و به آن اعمال شود. برای تعیین تاریخچه بارگذاری هر عضو می‌بایست بر اساس مختصات مربوط به مرکز هندسی آن المان و محل انفجار، فاصله  $R$  و زاویه  $\alpha_i$  انفجار محاسبه شود. به‌طور مثال اگر نقطه  $(x_b, y_b, z_b)$  مربوط به مختصات محل انفجار و نقطه  $(x_s, y_s, z_s)$  مربوط به مختصات مرکز هندسی یک دال باشد، فاصله و زاویه برخورد موج انفجار از دال موردنظر به ترتیب با استفاده از رابطه ۵ و رابطه ۶ به دست می‌آید.

$$R = \sqrt{(x_b - x_s)^2 + (y_b - y_s)^2 + (z_b - z_s)^2} \quad (5)$$

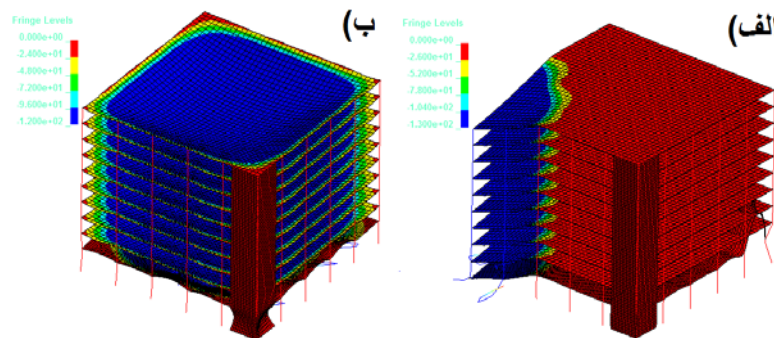
$$\alpha_i = \cos^{-1}[(z_s - z_b)/R] \quad (6)$$

با داشتن متغیرهای  $W$ ،  $R$  و  $\alpha_i$ ، تاریخچه بارگذاری وارد بر دال با استفاده از نمودارها و روابط ارائه‌شده در بخش ۴ محاسبه‌شده و به‌صورت گسترده یکنواخت بر اعضا اعمال می‌شود. با توجه به اینکه ستون‌ها ابعاد کوچکی نسبت به فضای پارکینگ دارند در نتیجه می‌توان از تأثیر آن‌ها بر انتشار موج انفجار صرف‌نظر کرد. همچنین با توجه به اینکه موج انفجار بر دو وجه هر ستون برخورد می‌کند، بارانفجار نیز بر دو وجه عمود برهم ستون‌ها محاسبه و اعمال شده است. برای بارگذاری کف‌های هر طبقه، اعضای  $8 \times 8$  متر محصورشده بین ۴ ستون به‌عنوان اعضای مجزایی فرض شده و بارگذاری هریک به‌صورت جداگانه محاسبه و اعمال شده است.

#### ۴-۲ - راستی آزمایشی نتایج مدل اجزاء محدود

در این بخش جهت اطمینان از صحت مدل‌سازی و نتایج تحلیل اجزاء محدود، ساختمان مورد مطالعه تحت دو سناریو انفجاری شامل انفجار ۶۰۰ کیلوگرم TNT در گوشه پلان و ۹۰۰ کیلوگرم TNT در مرکز پلان تحلیل شد. مطابق شکل ۸ میزان خسارت وارد شده برای این دو سناریو به ترتیب ۱۴٪ و ۱۰۰٪ محاسبه‌شده است. در پژوهش کلیور و سوابی [۲۱] میزان خسارت وارد به ساختمان تحت این دو سناریو ۱۶٪ و ۱۰۰٪ عنوان شده است که مطابقت نسبتاً مناسبی با نتایج حاصل از مدل مورد استفاده در این پژوهش دارد.





شکل ۸: دو نمونه خرابی ساختمان. الف) رخداده انفجار ۶۰۰ کیلوگرم TNT در گوشه پلان و تخریب ۱۴٪ ساختمان. ب) رخداده انفجار ۹۰۰ کیلوگرم TNT در مرکز پلان و تخریب ۱۰۰٪ ساختمان.

## ۵- تحلیل قابلیت اعتماد

### ۵-۱- متغیرهای تصادفی

متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده در این پژوهش شامل پارامترهای تاریخچه بارگذاری انفجار، موقعیت رخداده انفجار در پلان، بارهای ثقلی وارد بر سازه و ضخامت دال‌ها می‌باشند. برای تعیین عدم قطعیت مربوط به متغیرهای بارگذاری انفجار شامل  $P_r$  و  $t_d$ ، از نتایج تحقیق هاو و همکاران [۱۱] استفاده شده است. این محققان در پژوهش خود با مقایسه نتایج به دست آمده از فرمول‌های تجربی، نمودارها و خروجی نرم افزار ConWep مقدار ضریب تغییرات (COV) دو متغیر تصادفی  $P_r$  و  $t_d$  را به ترتیب ۰/۳۲۲۷ و ۰/۱۳ محاسبه کردند. همچنین برای محاسبه مقدار میانگین این دو متغیر نیز از نمودارهای شکل ۵ و ۶ و رابطه ۴ استفاده شده است. برای در نظر گرفتن موقعیت رخداده انفجار به صورت یک متغیر تصادفی از تولید نقاط تصادفی در مختصات دکارتی (x,y) استفاده شده است. بدین صورت که x و y، متغیرهای تصادفی مستقل با تابع توزیع یکنواخت فرض شده‌اند [۲۱].

ضخامت دال‌ها نیز بر اساس پژوهش هاو و همکاران [۱۱] به صورت متغیر تصادفی در نظر گرفته شده که خود می‌تواند باعث متغیر شدن بار مرده سازه بشود. کلیه متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده به همراه خصوصیات احتمالاتی آن‌ها در جدول ۲ آورده شده‌اند.

جدول ۲: خصوصیات احتمالاتی مربوط به متغیرهای تصادفی

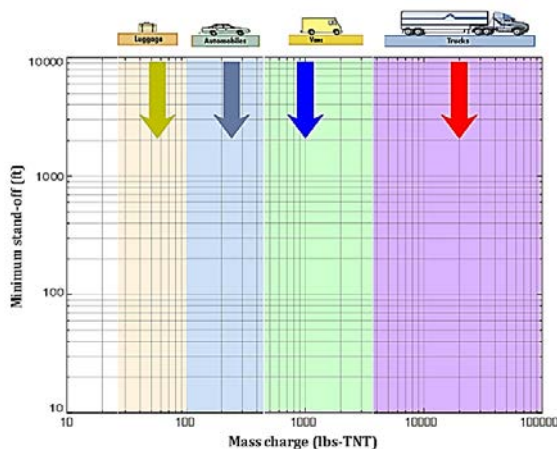
متغیر تصادفی	میانگین	ضریب تغییرات	تابع توزیع
مؤلفه x مختصات وسیله نقلیه	-	-	یکنواخت
مؤلفه y مختصات وسیله نقلیه	-	-	یکنواخت
$P_{rmax}$	از شکل ۵ یا رابطه ۴	۰/۳۲۲۷	نرمال
$t_d$	از شکل ۶	۰/۱۳	نرمال
بار زنده	۰/۵۶۵ kPa	۰/۶۵	نرمال
ضخامت دال	۰/۲ m	۰/۰۵	نرمال

### ۵-۲- سناریوهای در نظر گرفته شده مربوط به مقدار ماده منفجره

در آیین‌نامه‌های FEMA426 [۳۵] و FEMA452 [۳۶] سناریوهای مختلف انفجار بر اساس میزان ماده منفجره قابل حمل توسط انسان و انواع خودرو دسته‌بندی شده است. همچنین در عمده پژوهش‌های انجام شده در زمینه بررسی احتمالاتی خرابی سازه‌ها تحت بار انفجار نیز از همین رویکرد برای تعیین سناریوهای مختلف انفجار استفاده شده است [۱۶، ۱۷، ۲۱]. در این پژوهش فرض رخداده انفجار مربوط به یک خودروی بمب‌گذاری شده در طبقه پارکینگ می‌باشد و مقدار ماده منفجره در نظر گرفته مربوط به مقادیر قابل حمل توسط خودروهای



سواری و ون فرض شده است. در نتیجه مطابق با بازه‌های تعیین شده در شکل ۹ مقادیر در نظر گرفته شده برای مواد منفجره ۲۵۰، ۶۰۰، ۷۵۰ و ۹۰۰ کیلوگرم TNT بوده و تحلیل‌ها بر اساس این مقادیر انجام شده است.



شکل ۹: دسته‌بندی محموله‌های انفجاری بر اساس جرم ماده منفجره [۳۶، ۳۵].

### ۳-۵- تابع شرایط حدی

برای تعیین میزان خسارت<sup>۱</sup> وارد شده و احتمال خرابی سازه، می‌بایست یک معیار به‌عنوان تابع شرط حدی برای نمایش آستانه خرابی تعیین شود. در این پژوهش معیار تعیین خرابی، بر اساس جابجایی عمودی کف‌های سازه تحت بارهای ثقیلی پس از رخداد انفجار در نظر گرفته شده و مرز بین سلامت و خرابی، جابجایی ۱۰۰ میلی‌متر فرض شده است. بر همین اساس برای محاسبه درصد خسارت ساختمان، جابجایی کلیه دال‌ها (۲۵۰ عدد) با ابعاد ۸×۸ متر ثبت شده و هر کدام که جابجایی قائم بیش از ۱۰۰ میلی‌متر داشته‌اند تخریب شده فرض شده‌اند. نهایتاً درصد خسارت وارد بر سازه از رابطه ۷ به‌دست آمده است.

$$\text{Damage} \% = \frac{\text{تعداد دال‌های با جابجایی قائم بیشتر از ۱۰۰ میلی‌متر}}{\text{تعداد کل دال‌ها}} \quad (7)$$

### ۴-۵- روش تحلیل قابلیت اعتماد

امروزه برای حل مسائل زیادی از علوم مهندسی، اقتصاد، آمار و احتمالات از روش عددی شبیه‌سازی مونت کارلو [۳۷] استفاده می‌گردد. در این مقاله نیز برای انجام تحلیل قابلیت اعتماد از این روش استفاده شده است. روش مونت کارلو یک الگوریتم محاسباتی است که برای محاسبه نتایج از نمونه‌گیری تصادفی تکرارشونده استفاده می‌کند. به همین منظور به تعداد شبیه‌سازی‌هایی که توسط روش مونت کارلو انجام می‌شود، می‌بایست مدل اجزاء محدود تولید شده و تحلیل کامل روی این مدل‌ها توسط LS-DYNA انجام شود. فرآیند تولید مدل‌های اجزاء محدود، وارد کردن مدل‌ها در نرم‌افزار LS-DYNA و استخراج و تحلیل خروجی‌ها با تهیه یک مجموعه متشکل از نرم‌افزارهای LS-PrePost، MATLAB، LS-DYNA و کد نویسی به زبان C# انجام شده است.

به‌طور خلاصه مراحل انجام تحلیل قابلیت اعتماد به روش شبیه‌سازی مونت کارلو و با استفاده از تحلیل مدل اجزاء محدود در حل گر LS-DYNA به شرح ذیل می‌باشد:

- ۱- انتخاب یک سناریو انفجار بر اساس مقدار ماده منفجره از بخش ۵-۲ (یکی از مقادیر ۲۵۰، ۶۰۰، ۷۵۰ و ۹۰۰ کیلوگرم TNT).
- ۲- تولید یک نقطه تصادفی به‌عنوان محل رخداد انفجار.

<sup>1</sup> Damage

۳- محاسبه فاصله و زاویه رخداد انفجار برای همه المان‌ها بر اساس روابط ۵ و ۶.

۴- محاسبه مقادیر میانگین و انحراف استاندارد متغیرهای تصادفی  $t_d$ ,  $P_r$ ، ضخامت دال و بار زنده از جدول ۲ (میانگین  $t_d$ ,  $P_r$  برای هر عضو به صورت مجزا محاسبه می‌شود).

۵- تولید  $z=10$  تعداد تصادفی برای متغیرهای  $t_d$ ,  $P_r$ ، ضخامت دال و بار زنده بر اساس PDF انتخاب شده برای هر متغیر، در نرم افزار MATLAB.

۶- تولید یک مدل اجزاء محدود اولیه از ساختمان مورد مطالعه در نرم افزار LS-DYNA بر اساس مقادیر میانگین متغیرهای تصادفی.

۷- جایگذاری متغیرهای تصادفی تولید شده در مرحله ۵ در مدل اجزاء محدود اولیه و تولید نمونه‌های اجزاء محدود بر اساس متغیرهای تصادفی، با استفاده از نرم افزار MATLAB و کد نویسی C#.

۸- تحلیل تمامی مدل‌های تولید شده در مرحله ۷ توسط LS-DYNA solver و استخراج خروجی‌های مدنظر (حداکثر جابجایی تمامی دال‌ها). این مرحله به صورت خودکار توسط لینک کردن نرم افزار LS-DYNA و C# انجام شده است.

۹- تکرار مراحل ۲ تا ۸ تا رسیدن به تعداد  $k=30$  انفجار تولید شده در پلان ساختمان.

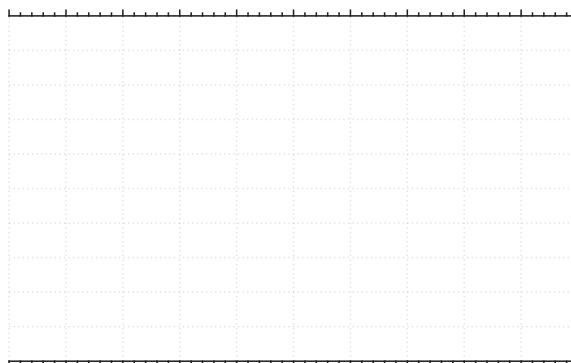
۱۰- استخراج کلیه خروجی‌های آماری بر اساس نتایج حاصل از کلیه مدل‌های تحلیل شده.

لازم به ذکر است در این پژوهش تعداد کل مدل‌های تولید شده از حاصل ضرب تعداد شبیه‌سازی‌های انجام شده برای متغیرهای مرحله ۵ ( $z=10$ ) در تعداد انفجار تولید شده ( $k=30$ ) مرحله ۹ به دست می‌آید. در نتیجه تعداد ۳۰۰ مدل اجزاء محدود برای هر سناریو انفجاری تولید شده است. مراحل فوق در شکل ۱۱ به صورت فلوچارت نشان داده شده است.

## ۵-۵- صحت سنجی خروجی آماری بدست آمده از تحلیل مونت کارلو

با توجه به اینکه در این پژوهش داده‌های آماری ارائه شده حاصل عملیات پیش پردازش، تحلیل اجزاء محدود و پس پردازش از طریق مجموعه کدنویسی‌ها است در نتیجه می‌بایست نتایج ارائه شده مورد راستی آزمایی قرار گیرد.

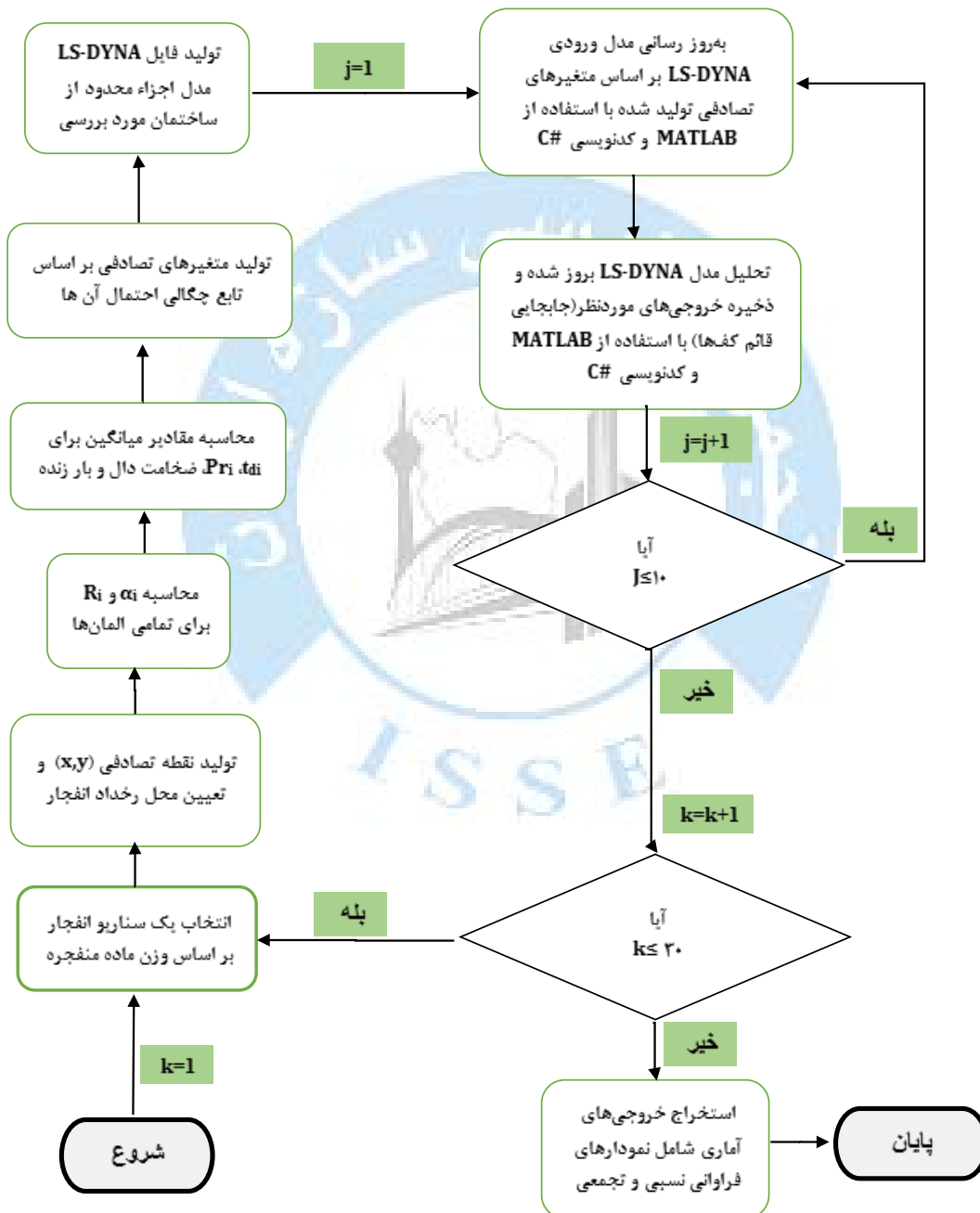
به همین منظور در این بخش از نتایج ارائه شده در پژوهش کلیه و سوابی [۲۱] استفاده شده است. این محققان با تولید انفجار ناشی از ۹۰۰ کیلوگرم TNT به صورت تصادفی در طبقه پارکینگ ساختمان مورد مطالعه، تحلیل قابلیت اعتمادی بر روی مدل خود انجام داده‌اند که نتایج آن در شکل ۱۰ و جدول ۳ آورده شده و با خروجی‌های بدست آمده در این پژوهش مقایسه شده است. محور قائم نمودار ۱۰ نشان دهنده تابع احتمال توزیع تجمعی یا قابلیت اعتماد سیستم است که این مفاهیم در ادامه مقاله مفصلاً توضیح داده شده است.



شکل ۱۰: مقایسه قابلیت اعتماد ساختمان در رخداد خسارت ناشی از انفجار تصادفی ۹۰۰ کیلوگرم TNT در طبقه پارکینگ، مربوط به پژوهش حاضر و پژوهش کیلر و سوابی [۲۱]

جدول ۳: مقایسه خصوصیات آماری بدست آمده از خروجی حاصل از تحلیل مونت کارلو در پژوهش حاضر و پژوهش کیلر و سوابی [۲۱] برای درصد خسارات ناشی از انفجار تصادفی ۹۰۰ کیلوگرم TNT در پارکینگ ساختمان

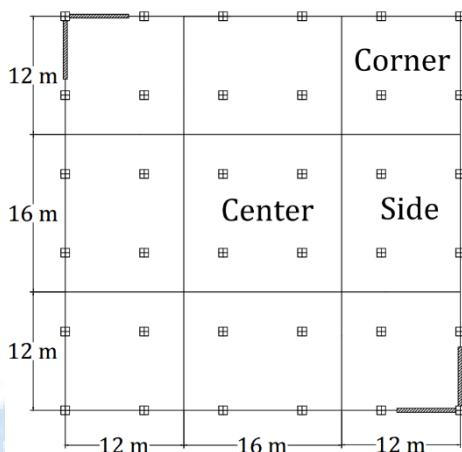
	میانگین	انحراف استاندارد
داده‌های ارائه شده در پژوهش کیلر و سوابی	۵۱/۱	۱۹/۲
مقادیر محاسبه شده در پژوهش حاضر	۴۷/۳	۱۹/۵
اختلاف نتایج پژوهش حاضر و پژوهش کیلر و سوابی	۷٪	۱٪



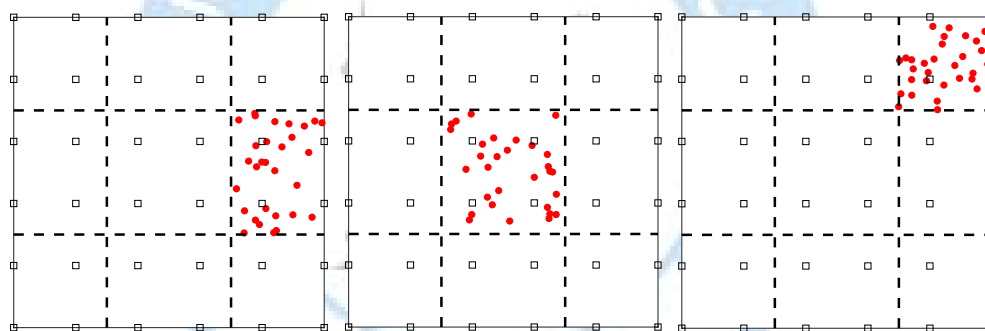
شکل ۱۱: فلوچارت مراحل انجام تحلیل احتمالاتی با روش مونت کارلو.

## ۶- تأثیر موقعیت رخداد انفجار در خرابی سازه

در این بخش جهت بررسی اثر موقعیت رخداد انفجار بر احتمال خرابی، پلان ساختمان مورد مطالعه به سه ناحیه مرکز<sup>۲</sup>، کنار<sup>۳</sup> و گوشه<sup>۴</sup> تقسیم شده به صورتی که مطابق شکل ۱۲ ستون‌های سازه در یکی از این نواحی قرار می‌گیرند. سپس مطابق با شکل ۱۳ با تولید انفجار به صورت تصادفی در هر یک از نواحی و تحلیل ساختمان بر اساس آن، خروجی‌ها مورد بررسی قرار گرفته است.



شکل ۱۲: تقسیم‌بندی پلان ساختمان به سه ناحیه مرکز، کنار و گوشه.



شکل ۱۳: تولید انفجار به صورت تصادفی در سه ناحیه تعیین شده در پلان.

## ۶-۱- نمودارهای فراوانی نسبی خسارت مربوط به رخداد انفجار تصادفی در نواحی مختلف پلان

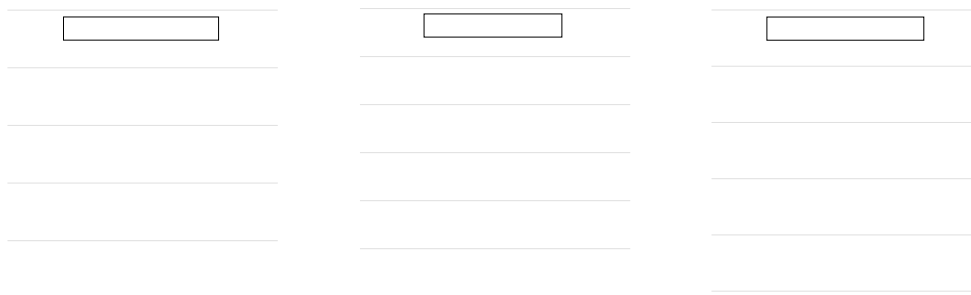
بر اساس نتایج به دست آمده از ۳۰۰ شبیه‌سازی به روش مونت کارلو، منحنی‌های فراوانی نسبی مربوط به انفجارها با مقدار ماده منفجره مختلف در سه ناحیه مرکز، کنار و گوشه پلان در نمودارهای ۱۴ تا ۱۷ رسم شده‌اند. در این نمودارها،  $f\%Damage$  نشان دهنده تابع چگالی احتمال  $\%Damage$  یا به عبارت دیگر احتمال اتفاق  $\%Damage$  می‌باشد. مطابق این نمودارها برای انفجارهای با مقدار ماده منفجره مختلف، رخداد انفجار در ناحیه مرکز پلان بیشترین سطوح خسارت را، نسبت به نواحی کنار و گوشه خواهد داشت. این افزایش فراوانی در سطوح بالای خسارت بدین دلیل است که با رخداد انفجار با ماده منفجره زیاد تا یک شعاع نسبتاً زیاد موج انفجار شدیدی تولید شده که باعث تخریب المان‌های مجاور می‌شود، از طرفی بیشترین تعداد المان در یک شعاع مشخص در ناحیه مرکزی وجود دارد و در نتیجه با رخداد انفجار

<sup>2</sup> Center

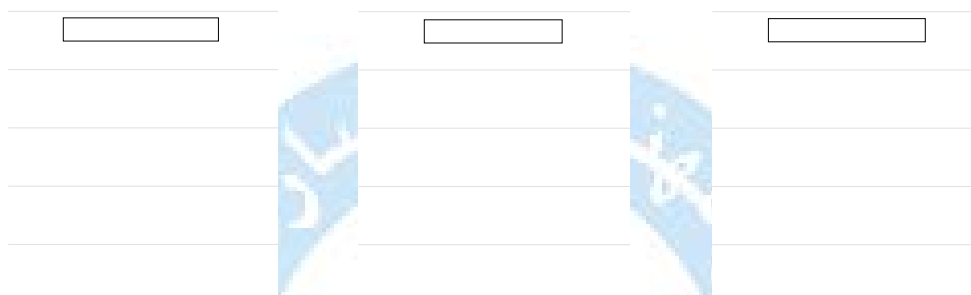
<sup>3</sup> Side

<sup>4</sup> Corner

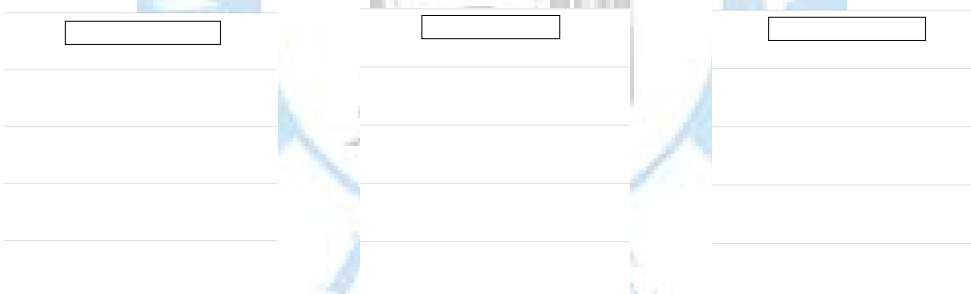
در ناحیه مرکزی، تعداد المان بیشتری تخریب می‌شود. در انفجارهای ۶۰۰، ۷۵۰ و ۹۰۰ کیلوگرم TNT، رخداد انفجار در گوشه پلان کمترین سطوح خسارت را نسبت به سایر نواحی در پی خواهد داشت.



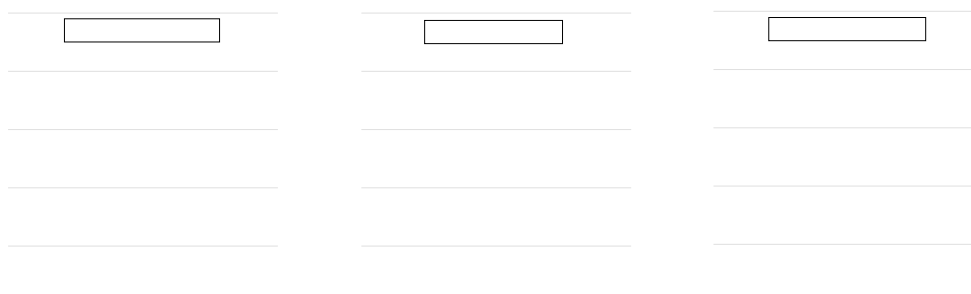
شکل ۱۴: نمودارهای فراوانی نسبی برای انفجار TNT ۲۵۰ kg در نواحی مختلف پلان.



شکل ۱۵: نمودارهای فراوانی نسبی برای انفجار TNT ۶۰۰ kg در نواحی مختلف پلان.



شکل ۱۶: نمودارهای فراوانی نسبی برای انفجار TNT ۷۵۰ kg در نواحی مختلف پلان.



شکل ۱۷: نمودارهای فراوانی نسبی برای انفجار TNT ۹۰۰ kg در نواحی مختلف پلان.

## ۲-۶- منحنی‌های توزیع تجمعی خسارت مربوط به رخداد انفجار تصادفی در نواحی مختلف پلان

در این بخش منحنی‌های توزیع تجمعی بر اساس نمودارهای فراوانی به دست آمده از تحلیل مونت کارلو رسم شده است. این منحنی‌ها احتمال رخداد خسارت برای مقدار ماده منفجره مشخص را در نواحی مختلف پلان مقایسه می‌کند.

احتمال خرابی<sup>۵</sup> ( $P_f$ ) مطابق با رابطه ۸ تعریف می‌گردد که در آن  $F_{\%Damage}(d)$  نشان دهنده تابع احتمال توزیع تجمعی  $\%Damage$  می‌باشد.

$$P_f = 1 - F_{\%Damage}(d) \quad (8)$$

محور قائم نمودارهای مربوط به شکل‌های ۱۸ تا ۲۱ نشان دهنده مکمل احتمال خرابی است و به بیان دیگر بر اساس رابطه ۹ مقدار قابلیت اعتماد<sup>۶</sup> ( $R$ ) ساختمان در رخداد سطح خرابی موردنظر را نشان می‌دهد. توضیحات تکمیلی درباره مفاهیم قابلیت اعتماد و احتمال خرابی در بخش ضمیمه مقاله ارائه شده است.

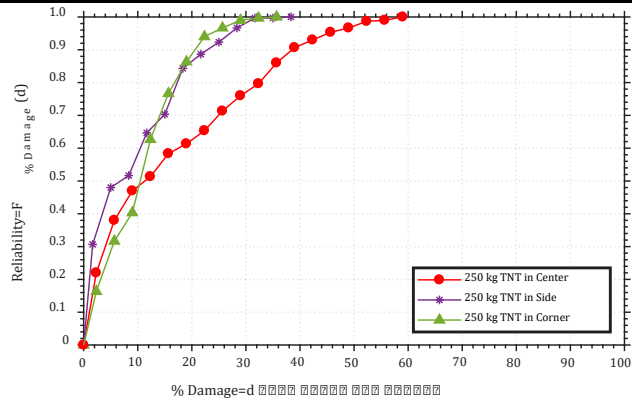
$$R = 1 - P_f = F_{\%Damage}(d) \quad (9)$$

در این بخش چهار سطح خسارت ۱۵٪، ۳۵٪، ۴۵٪ و ۵۵٪ به ترتیب برای رخداد انفجارهای ۲۵۰، ۶۰۰، ۷۵۰ و ۹۰۰ کیلوگرم TNT به عنوان مرزهای خرابی فرض شده‌اند. بنا بر تعاریف بیان شده، به طور مثال قابلیت اعتماد ساختمان در رخداد ۵۵ درصد خسارت برای انفجار ۹۰۰ کیلوگرم TNT در نواحی مرکز، کنار و گوشه پلان به ترتیب برابر با ۶، ۵۰ و ۷۷ درصد می‌باشد. برای درک بهتر تأثیر ناحیه رخداد انفجار در میزان خسارت وارد بر سازه، مقایسه‌ای بین قابلیت اعتماد ساختمان در خسارت مختلف برای انفجار در نواحی مختلف پلان در جدول ۴ آورده شده است. بر اساس نتایج ارائه شده، احتمال رخداد ۳۵ درصد خسارت در انفجار ۶۰۰ کیلوگرم TNT، ۴۵ درصد خسارت در انفجار ۷۵۰ کیلوگرم TNT و ۵۵ درصد خسارت در انفجار ۹۰۰ کیلوگرم TNT، مقادیری نزدیک به یکدیگر دارند.

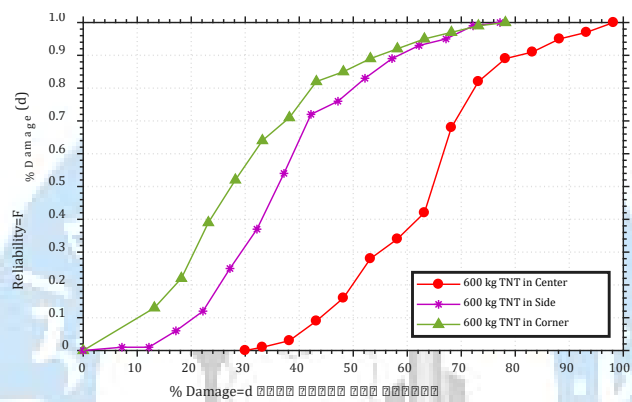
مطابق با شکل ۱۸ در رخداد انفجار با مقدار ۲۵۰ کیلوگرم TNT در گوشه پلان رفتار سازه مقداری متفاوت است و برای خسارت کمتر از ۲۰ درصد احتمال خرابی بیش از مقادیر مورد انتظار است. دلیل این مسئله این است که با رخداد انفجار ۲۵۰ کیلوگرم TNT، معمولاً تعداد محدودی از ستون‌ها تخریب می‌شوند، اگر این ستون‌ها در گوشه پلان باشند در نتیجه به دلیل نبود هیچ‌گونه ستون در مجاورت ستون تخریب‌شده پدیده خرابی پیش‌رونده اتفاق خواهد افتاد. این در حالی است که با رخداد انفجار ۲۵۰ کیلوگرم TNT در کنار و مرکز پلان، هنگام تخریب یک یا دو ستون، ستون‌های تخریب نشده مجاور می‌توانند وظیفه انتقال بار را برعهده گرفته و از پدیده خرابی پیش‌رونده جلوگیری کنند.

<sup>5</sup> Probabilirty of faliure

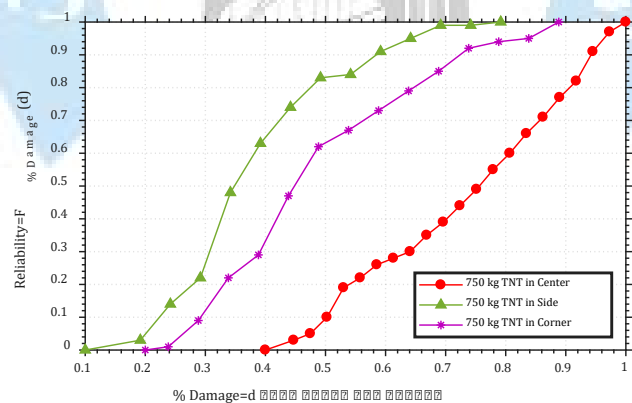
<sup>6</sup> Reliability



شکل ۱۸: قابلیت اعتماد ساختمان در رخداد انفجار ۲۵۰ kg TNT در نواحی مختلف پلان.

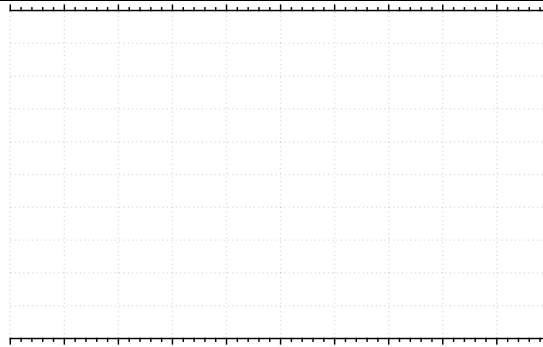


شکل ۱۹: قابلیت اعتماد ساختمان در رخداد انفجار ۶۰۰ kg TNT در نواحی مختلف پلان.



شکل ۲۰: قابلیت اعتماد ساختمان در رخداد انفجار ۷۵۰ kg TNT در نواحی مختلف پلان.





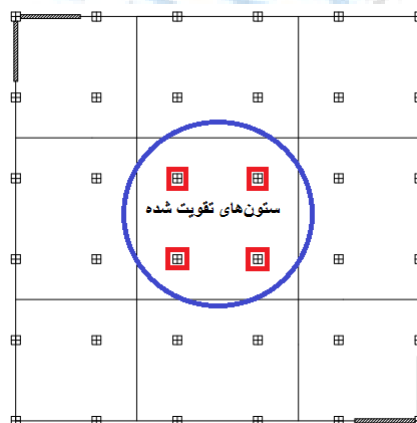
شکل ۲۱: قابلیت اعتماد ساختمان در رخدادهای انفجار ۹۰۰ kg TNT در نواحی مختلف پلان.

جدول ۴: مقایسه درصد قابلیت اعتماد ساختمان برای رخدادهای انفجار در نواحی مختلف پلان

درصد قابلیت اعتماد ساختمان در رخدادهای انفجار	درصد قابلیت اعتماد ساختمان در رخدادهای انفجار ۲۵۰ کیلوگرم TNT	درصد قابلیت اعتماد ساختمان در رخدادهای انفجار ۶۰۰ کیلوگرم TNT	درصد قابلیت اعتماد ساختمان در رخدادهای انفجار ۷۵۰ کیلوگرم TNT	درصد قابلیت اعتماد ساختمان در رخدادهای انفجار ۹۰۰ کیلوگرم TNT
ناحیه رخدادهای انفجار	رخداد ۱۵٪ خسارت مربوط به انفجار ۲۵۰ کیلوگرم TNT	رخداد ۳۵٪ خسارت مربوط به انفجار ۶۰۰ کیلوگرم TNT	رخداد ۴۵٪ خسارت مربوط به انفجار ۷۵۰ کیلوگرم TNT	رخداد ۵۵٪ خسارت مربوط به انفجار ۹۰۰ کیلوگرم TNT
گوشه	۷۴	۶۷	۷۶	۷۷
کنار	۷۰	۴۷	۵۱	۵۰
مرکز	۵۷	۲	۳	۶

### ۷- اثر تقویت ستون‌ها در ناحیه مرکزی پلان بر احتمال خرابی

بر اساس نتایج به دست آمده در بخش قبل، هنگام رخداد انفجار در ناحیه مرکزی پلان بیشترین سطوح خسارت بر سازه وارد می‌شود و احتمال خرابی سازه افزایش پیدا می‌کند. بر همین اساس می‌توان گفت که تخریب ستون‌های مرکزی بیشترین تأثیر را بر خرابی سازه خواهد داشت. در این بخش، مطابق با شکل ۲۲ با افزایش دادن ابعاد مقاطع ۴ ستون واقع در مرکز پلان به ابعاد ۷۰۰×۷۰۰ میلی‌متر که با ۲۴ عدد میلگرد ۳۲ مسلح شده، با تولید انفجار به صورت تصادفی در تمامی نقاط پارکینگ، اثر تقویت ستون‌های مرکزی بر احتمال خرابی کل سازه برای حالت سازه تقویت شده و سازه اولیه مورد بررسی قرار گرفت. شکل‌های ۲۳ تا ۲۶ نمودارهای فراوانی نسبی خسارت برای سازه اولیه و سازه تقویت شده را نشان می‌دهد، همان‌طور که مشخص است با تقویت ستون‌های مرکزی، از فراوانی خسارات بالا کاهش یافته و نمودارهای فراوانی به سمت سطوح کم‌تر خسارت متمایل شده است.



شکل ۲۲: سازه تقویت شده با ابعاد ستون‌های مرکزی ۷۰۰×۷۰۰ میلی‌متر.



شکل ۲۳: نمودارهای فراوانی نسبی خسارت TNT ۲۵۰ kg برای سازه تقویت شده و تقویت نشده.

شکل ۲۴: نمودارهای فراوانی نسبی خسارت TNT ۶۰۰ kg برای سازه تقویت شده و تقویت نشده.

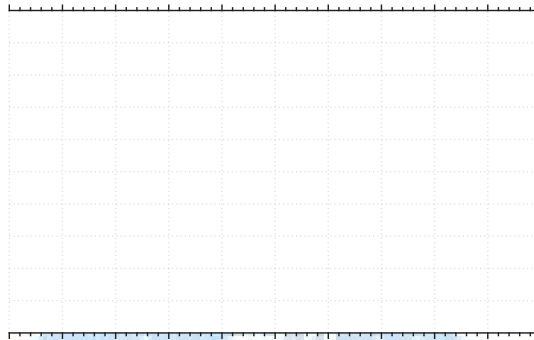
	
	

شکل ۲۵: نمودارهای فراوانی نسبی خسارت TNT ۷۵۰ kg برای سازه تقویت شده و تقویت نشده.

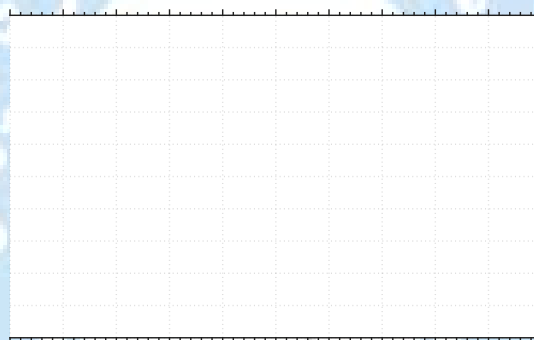
	

شکل ۲۶: نمودارهای فراوانی نسبی خسارت TNT ۹۰۰ kg برای سازه تقویت شده و تقویت نشده.

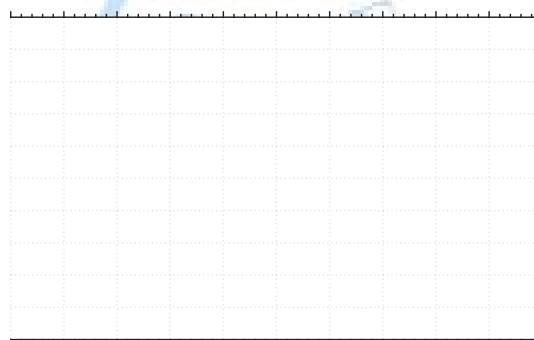
شکل‌های ۲۷ تا ۳۰ منحنی‌های فراوانی تجمعی خسارت وارد بر دو سازه تقویت‌شده و تقویت نشده را نشان می‌دهند. همان‌طور که مشخص است در تمامی سطوح انفجار، با تقویت ستون‌های مرکزی سازه، قابلیت اعتماد ساختمان به میزان چشمگیری افزایش یافته است. به‌طور مثال قابلیت اعتماد ساختمان در رخداد ۵۵ درصد خسارت برای انفجار ۹۰۰ کیلوگرم TNT در سازه تقویت‌شده و تقویت نشده به ترتیب برابر با ۸۹ و ۵۱ درصد می‌باشد. در جدول ۵ قابلیت اعتماد در چند سطح خسارت برای رخداد انفجارهای مختلف مقایسه شده است که در تمامی سطوح انفجار، کاهش احتمال خرابی سازه (افزایش قابلیت اعتماد) با تقویت ستون‌های مرکزی مشهود است.



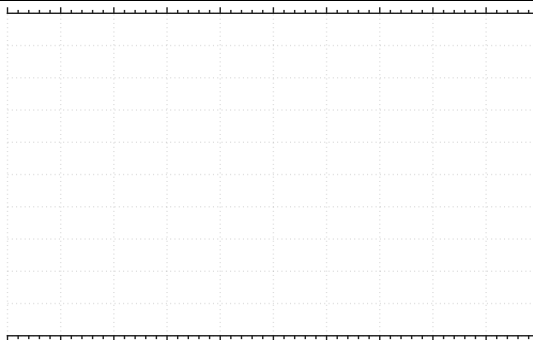
شکل ۲۷: قابلیت اعتماد ساختمان در رخداد انفجار TNT ۲۵۰kg در طبقه همکف برای ساختمان اولیه و ساختمان با ستون‌های تقویت‌شده.



شکل ۲۸: قابلیت اعتماد ساختمان در رخداد انفجار TNT ۶۰۰kg در طبقه همکف برای ساختمان اولیه و ساختمان با ستون‌های تقویت‌شده.



شکل ۲۹: قابلیت اعتماد ساختمان در رخداد انفجار TNT ۷۵۰kg در طبقه همکف برای ساختمان اولیه و ساختمان با ستون‌های تقویت‌شده.



شکل ۳۰: قابلیت اعتماد ساختمان در رخدادهای انفجار TNT ۹۰۰kg در طبقه همکف برای ساختمان اولیه و ساختمان با ستون‌های تقویت‌شده.

جدول ۵: مقایسه درصد قابلیت اعتماد ساختمان برای سازه اولیه و سازه تقویت‌شده

درصد قابلیت اعتماد ساختمان در رخدادهای انفجار ۹۰۰ کیلوگرم TNT	درصد قابلیت اعتماد ساختمان در رخدادهای انفجار ۷۵۰ کیلوگرم TNT	درصد قابلیت اعتماد ساختمان در رخدادهای انفجار ۶۰۰ کیلوگرم TNT	درصد قابلیت اعتماد ساختمان در رخدادهای انفجار ۲۵۰ کیلوگرم TNT
سازه مورد بررسی	سازه اولیه	سازه با ستون‌های مرکزی تقویت‌شده	سازه با ستون‌های مرکزی تقویت‌شده
۵۱	۴۸	۷۲	۷۳
رخداد ۵۵٪ خسارت مربوط به انفجار	رخداد ۴۵٪ خسارت مربوط به انفجار	رخداد ۳۵٪ خسارت مربوط به انفجار	رخداد ۱۵٪ خسارت مربوط به انفجار

## ۸- بحث

در پژوهش حاضر برای قضاوت درباره میزان خرابی و رخدادهای پدیده خرابی پیش‌رونده از معیار جابجایی عمودی کف‌ها پس از رخداد انفجار استفاده شده است. چالشی که در این زمینه مطرح است این است که برای بررسی این معیار می‌بایست تحلیل سازه تا زمانی ادامه پیدا کند که سازه آسیب‌دیده مجال ایجاد تغییر شکل‌های زیاد را پس از رخداد انفجار داشته باشد. بدین منظور در این پژوهش رفتار سازه موردنظر تا ۵۰۰۰ میلی‌ثانیه پس از رخداد انفجار مورد تحلیل قرار گرفته که این مقدار برای شبیه‌سازی‌های اکسپلیسیت مربوط به انفجار نسبتاً زیاد است. مدت زمان موردنیاز برای این تحلیل با بهره‌گیری از کامپیوتر با مشخصات Core i7 و RAM 16 GB برای مدل اجزاء محدود حدود ۴۸ ساعت طول می‌کشد. برای کاهش هزینه محاسباتی می‌توان از معیارهای دیگری برای تعیین میزان خرابی سازه استفاده کرد.

در این پژوهش برای تولید نمونه‌های اجزاء محدود به صورت تصادفی از تولید متغیرهای تصادفی در دو مرحله استفاده شده است، به طوری که برای تولید ۳۰۰ مدل در هر سناریو انفجاری ابتدا ۳۰ نقطه تصادفی به عنوان محل رخداد انفجار تولید شده سپس برای هر نقطه انفجاری ۱۰ نمونه تصادفی برای بارگذاری اعضا در نظر گرفته شده است. با انجام آنالیز حساسیت<sup>۷</sup> [۳۸]، می‌توان تأثیر چشم‌پوشی از ماهیت تصادفی پارامترهای بارگذاری انفجار و تنها در نظر گرفتن موقعیت انفجار به عنوان متغیر تصادفی در نتایج را بررسی کرده تا از این طریق بتوان تعداد بیشتری از نقاط برای محل رخداد انفجار در نظر گرفت.

نتایج این پژوهش برای یک نمونه خاص از سازه ارائه شده است. با تغییر دادن سیستم سازه‌ای، شکل پلان، نحوه چیدمان ستون‌های سازه، تغییر دادن محل دیوار برشی‌های ساختمان و نهایتاً بررسی این عوامل در افزایش قابلیت اعتماد سازه، به نتایج گسترده‌تری می‌توان رسید.

<sup>7</sup> Sensitivity analyses

در این پژوهش از تابع توزیع یکنواخت برای تولید انفجارهای تصادفی استفاده شده است تا بتوان به قضاوتی از عملکرد سازه در برابر انفجار ماشین بمب‌گذاری شده در طبقه پارکینگ رسید. از یک منظر می‌توان گفت تروریست‌ها جهت تأثیرگذاری بیشتر یک حمله تروریستی، ماشین بمب‌گذاری شده را در نقاط مرکزی ساختمان منفجر خواهند کرد. با این منظر می‌توان از توابع توزیع غیریکنواخت (مانند نرمال) با فرض تمرکز بیشتر انفجارها در مرکز پلان استفاده کرده و نتایج به دست آمده را با نتایج این پژوهش مقایسه کرد.

## ۹- نتیجه‌گیری

در این پژوهش با بهره‌گیری از مدل ارائه شده توسط کیلر [۲۱] احتمال خرابی یک ساختمان ۱۰ طبقه بتن مسلح تحت انفجار یک خودروی بمب‌گذاری شده در طبقه پارکینگ بررسی شده است. برای محاسبه احتمال خرابی از تحلیل قابلیت اعتماد به روش شبیه‌سازی مونت کارلو و بر پایه نتایج به دست آمده از مدل‌سازی اجزاء محدود در نرم‌افزار LS-DYNA استفاده شده است. جهت بررسی اثر موقعیت رخدادهای انفجار بر احتمال خرابی، پلان ساختمان مورد مطالعه به سه ناحیه مرکز، کنار و گوشه تقسیم شده سپس با تولید انفجار به صورت تصادفی در هر یک از نواحی و تحلیل ساختمان بر اساس آن، احتمال خرابی ساختمان مورد بررسی قرار گرفته شده است. نهایتاً با افزایش ابعاد مقاطع ۴ ستون واقع در مرکز پلان و تولید انفجار به صورت تصادفی در تمامی نقاط پارکینگ، اثر تقویت ستون‌های مرکزی بر احتمال خرابی سازه بررسی شده است. بر اساس نتایج به دست آمده:

- احتمال خرابی و سطوح خسارت وارد بر سازه در هنگام رخدادهای انفجار در ناحیه مرکزی پلان، به میزان قابل توجهی بیش از نواحی کناری و گوشه پلان است.
- مطابق با جدول ۴، با تولید انفجار در سه ناحیه مرکز، کنار و گوشه پلان، مشاهده شد که احتمال رخدادهای ۳۵ درصد خسارت در انفجار ۶۰۰ کیلوگرم TNT، ۴۵ درصد خسارت در انفجار ۷۵۰ کیلوگرم TNT و ۵۵ درصد خسارت در انفجار ۹۰۰ کیلوگرم TNT، مقادیری نزدیک به یکدیگر دارند.
- در انفجارهای با سطح تخریب کمتر که بار ناشی از انفجار باعث خرابی تعداد محدودی از ستون‌های سازه می‌شود، رخدادهای انفجار در گوشه‌های پلان و در مجاورت ستون گوشه، احتمال رخداد پدیده خرابی پیش‌رونده را در سازه افزایش می‌دهد.
- بر اساس شکل‌های ۲۷ تا ۳۰، افزایش ابعاد ستون‌های مرکزی احتمال رخداد خسارت سنگین (خسارت بیش از ۵۵ درصد) را برای انفجارهایی با مقدار ماده منفجره ۶۰۰، ۷۵۰ و ۹۰۰ کیلوگرم TNT به ترتیب به میزان ۵۲، ۵۶ و ۷۷ درصد کاهش داد.

## ضمیمه

جهت تعیین قابلیت اعتماد در یک سیستم، ابتدا می‌بایست مفهوم خرابی در آن سیستم تعریف گردد. به طور مثال اگر خرابی یک ساختمان فراتر رفتن آسیب از مقدار  $\alpha$  درصد ( $\text{Damage} > \alpha\%$ ) فرض شود، احتمال خرابی ( $P_f$ ) مطابق با رابطه ۱۰، احتمال رخداد ( $P_r$ ) خسارتی بیش از  $\alpha$  درصد در ساختمان تعریف می‌شود.

$$P_f = P_r(\text{Damage} > \alpha\%) \quad (10)$$

بر اساس مفهوم قابلیت اعتماد (R) به عنوان مکمل احتمال خرابی، مطابق رابطه ۱۱ الف خواهیم داشت:

$$R = 1 - P_f = 1 - P_r(\text{Damage} > \alpha\%) \quad (11 \text{ الف})$$

به بیان دیگر مطابق با رابطه ۱۱ ب، قابلیت اعتماد معادل احتمال رخداد خسارت کمتر یا مساوی  $\alpha$  درصد بیان می‌شود که این مقدار با مقدار تابع احتمال توزیع تجمعی در خسارت  $\alpha$  درصد ( $F_{\% \text{Damage}}(\alpha\%)$ ) برابر است.

$$(\alpha\%)R = P_r(\text{Damage} \leq \alpha\%) = F_{\% \text{Damage}} \quad (11 \text{ ب})$$

## مراجع

- [1] Li, B. Nair, A. and Kai, Q. (2012). Residual axial capacity of reinforced concrete columns with simulated blast damage. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 26, 287-299.
- [2] Nassr, A.A. Razaqpur, A.G. and Campidelli, M. (2017). Effect of initial blast response on RC beams failure modes. *Nuclear Engineering and Design*. 320, 437-451.
- [3] Rong, H.-C. and Li, B. (2007). Probabilistic response evaluation for RC flexural members subjected to blast loadings. *Structural safety*. 29, 146-163.
- [4] Nassr, A.A. Razaqpur, A.G. Tait, M.J. Campidelli, M. and Foo, S. (2013). Strength and stability of steel beam columns under blast load. *International Journal of Impact Engineering*. 55, 34-48.
- [5] Al-Thairy, H. (2016). A modified single degree of freedom method for the analysis of building steel columns subjected to explosion induced blast load. *International Journal of Impact Engineering*. 94, 120-133.
- [6] Shi, Y. Hao, H. and Li, Z.-X. (2008). Numerical derivation of pressure-impulse diagrams for prediction of RC column damage to blast loads. *International Journal of Impact Engineering*. 35, 1213-1227.
- [7] Hadianfard, M.A. and Farahani, A. (2012). On the effect of steel columns cross sectional properties on the behaviours when subjected to blast loading. *Structural Engineering and Mechanics*. 44, 449-463.
- [8] Hadianfard, M.A. Nematy, A. and Johari, A. (2016). Investigation of Steel Column Behavior with Different Cross Section under Blast Loading. *Modares Civil Engineering journal*. 16, 265-278.
- [9] Luccioni, B. Ambrosini, R. and Danesi, R. (2004). Analysis of building collapse under blast loads. *Engineering structures*. 26, 63-71.
- [10] Pouya, H. Hosseini, M. Abdolreza Sarvghad, M. and Mohammad Heydari Rasoul, A. (2018). Assessment Behaviour of the concrete flexural frame and shear wall Partially Buried system under Blast Loadings. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 5, 55-70.
- [11] Low, H.Y. and Hao, H. (2001). Reliability analysis of reinforced concrete slabs under explosive loading. *Structural safety*. 23, 157-178.
- [12] Hao, H. Stewart, M.G. Li, Z.-X. and Shi, Y. (2010). RC column failure probabilities to blast loads. *International Journal of Protective Structures*. 1, 571-591.
- [13] Hao, H. Li, Z.-X. and Shi, Y. (2015). Reliability Analysis of RC Columns and Frame with FRP Strengthening Subjected to Explosive Loads. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 30, 04015017.
- [14] Low, H.Y. and Hao, H. (2002). Reliability analysis of direct shear and flexural failure modes of RC slabs under explosive loading. *Engineering Structures*. 24, 189-198.
- [15] Hadianfard, M.A. and Malekpour, S. (2017). Evaluation of Explosion Safe Distance of Steel Column Via Structural Reliability Analysis. *Journal of Advanced Defence Science and Technology*. 8, 349-359.
- [16] Shi, Y. and Stewart, M.G. (2015). Damage and risk assessment for reinforced concrete wall panels subjected to explosive blast loading. *International Journal of Impact Engineering*. 85, 5-19.
- [17] Shi, Y. and Stewart, M.G. (2015). Spatial reliability analysis of explosive blast load damage to reinforced concrete columns. *Structural Safety*. 53, 13-25.
- [18] Stewart, M.G. (2017). Risk of Progressive Collapse of Buildings From Terrorist Attacks: Are the Benefits of Protection Worth the Cost? *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 31, 04016093.
- [19] Asprone, D. Jalayer, F. Prota, A. and Manfredi, G. (2010). Proposal of a probabilistic model for multi-hazard risk assessment of structures in seismic zones subjected to blast for the limit state of collapse. *Structural Safety*. 32, 25-34.
- [20] Ding, Y. Song, X. and Zhu, H.-T. (2017). Probabilistic progressive collapse analysis of steel frame structures against blast loads. *Engineering Structures*. 147, 679-691.

- [21] Kelliher, D. Sutton-Swaby, K. (2012). Stochastic representation of blast load damage in a reinforced concrete building. *Structural Safety*. 34, 407-417.
- [22] Swaby, K. (2005). *Nonlinear Structural Analysis for the Risk Assessment of Buildings Subject to Blast Loading*. Degree of master. University college cork, Department of civil and environmental engineering.
- [23] McSweeney, B.M. (2005). *Structural Risk Assessment of Buildings Subject to Blast Loading Using Structural Reliability Analysis*. Degree of master. University college cork, Department of civil and environmental engineering.
- [24] Cowper, G.R. and Symonds, P.S. (1958). *Strain Hardening and Strain Rate Effects in the Impact Loading of Cantilever Beams*. Providence: Brown University, Applied Mathematics Report. p 28.
- [25] US Department of Defense (DOD). (2008). Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, UFC 3-340-02, Washington DC: NAVFAC P-397. 583-1000.
- [26] Sideri, J. Mullen, C.L. Gerasimidis, S. and Deodatis, G. (2017). Distributed Column Damage Effect on Progressive Collapse Vulnerability in Steel Buildings Exposed to an External Blast Event. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 31, 04017077.
- [27] Brode, H.L. (1955). Numerical solutions of spherical blast waves. *Journal of Applied physics*. 26, 766-775.
- [28] Henrych, J. and Major, R. (1979). The dynamics of explosion and its use. Amsterdam: Elsevier, Vol. 569.
- [29] Mills, C. (1987). The design of concrete structure to resist explosions and weapon effects. In: *Proceedings of the 1st Int Conference on concrete for hazard protections*. Edinburgh, 61-73.
- [30] Baker, W.E. Cox, P. Kulesz, J. Strehlow, R. and Westine, P. (2012). Explosion hazards and evaluation. Amsterdam: Elsevier, Vol. 5.
- [31] Kingery, C.N. and Bulmash, G. (1984). Airblast parameters from TNT spherical air burst and hemispherical surface burst. *US Army Armament and Development Center, Ballistic Research Laboratory*.
- [32] Hyde, D. (1992). User's guide for microcomputer program CONWEP. Application of TM5-855-1. *Fundamental of protective design for conventional weapons*. Instructional Rep No SL-88 1.
- [33] Krauthammer, T. (1999). *Blast effects and related threats*. Protective Technology Center, Penn State University.
- [34] Smith, P.D. and Hetherington, J.G. (1994). *Blast and ballistic loading of structures*. Butterworth Heinmann.
- [35] FEMA 426. (2003). *Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- [36] Kennett, M. Letvin, E. Chipley, M. and Ryan, T. (2005). *FEMA 452-Risk Assessment*. Federal Emergency Management Agency.
- [37] Metropolis, N. and Ulam, S. (1949). The monte carlo method. *Journal of the American statistical association*. 44, 335-341.
- [38] Hadianfard, M. A. Malekpour, S. and Momeni, M. (2018). Reliability analysis of H-section steel columns under blast loading. *Structural Safety*. 75, 45-56.