

بررسی آثار ناشی از انفجار بر ساختمان‌های دارای سیستم دیوار برشی فولادی طراحی شده برای مقاومت در برابر بارهای متعارف لرزه‌ی

حسن مقدم (استاد)

محمد شعبانلو (دانشجوی دکتری)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

امیر ساعدی داریان* (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

مهندسی عمران شریف، پاییز (۱۳۹۹)
دوری ۲ - ۳۶، شماره ۱/۳، ص. ۱۱۷-۱۲۹

با توجه به وقوع حوادث متعدد تروریستی در سال‌های اخیر، در این مقاله رفتار قاب‌های فولادی با سیستم مقاوم جانبی دیوار برشی فولادی تحت انفجارهای مختلف بررسی می‌شود. بدین منظور تعداد ۲۰ قاب با تعداد طبقات و عرض‌های مختلف طراحی شده است و سپس هرکدام در نرم‌افزار اجزای محدود اپنسیس مدل‌سازی شده‌اند و با ۴ سناریوی انفجاری به تحلیل دینامیکی غیرخطی آنها پرداخته شده است. گرین، شتاب بام و نیز شکل‌پذیری دیوار برشی بررسی شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که این سیستم تحت انفجار، در سازه‌های بلند رفتار مناسب‌تری نسبت به سازه‌های کوتاه دارد. علاوه بر آن، در این نوع بارگذاری رفتار کلی سیستم به ترتیب در سازه‌های بلند، کوتاه و متوسط به صورت خمشی، برشی و خمشی - برشی است. همچنین، ملاحظه می‌شود که در سازه‌های با ارتفاع متوسط و بلند، بیشینه‌ی شتاب افقی بام در ارتعاش آزاد رخ می‌دهد؛ در حالی که در سازه‌های کوتاه، این مقدار حین بارگذاری رخ می‌دهد. علاوه بر این، برای کلیه‌ی سازه‌ها بیشینه‌ی جابه‌جایی افقی بام در ارتعاش آزاد رخ می‌دهد؛ به طوری که با افزایش تعداد طبقات، این مقدار دیرتر اتفاق می‌افتد.

واژگان کلیدی: دیوار برشی فولادی، بارگذاری انفجار، مود سازه‌ی، تحلیل غیرخطی، تحلیل اجزای محدود.

moghadam@sharif.edu
mohammad.shabanlou@gmail.com
amir_saedi_d@yahoo.com

۱. مقدمه

به منظور جلوگیری از تلفات و آسیب‌های جانبی و نیز شناخت بهتر از رفتار ساختمان‌ها و سیستم‌های مقاوم جانبی، مطالعه‌ی رفتار سیستم‌های مختلف سازه‌ی در ابعاد مختلف تحت بارگذاری انفجار، ضروری به نظر می‌رسد. این موضوع هم‌چنین باعث توسعه‌ی روش‌های طراحی و نیز فرایندهای مقاوم‌سازی برای جلوگیری از فروریزی سازه می‌شود. مطالعات متعددی در طول دهه‌های ۱۹۵۰ و ۱۹۶۰ بر روی پارامترهای موج انفجار ناشی از مواد منفجره متعارف انجام شده است. برآوردهای بیش‌فشار^۱ بیشینه ناشی از یک انفجار کروی بر اساس فاصله‌ی مقیاس $Z = R/W^{1/3}$ توسط برود (۱۹۵۵)^[۲] ارائه شده است. نیومارک و هانسن (۱۹۶۱)^[۳] رابطه‌ی برای محاسبه‌ی بیشینه‌ی بیش‌فشار انفجار، PSO بر حسب bar برای انفجارهای در سطح زمین با خرج قوی ارائه کردند.

تحقیقات اندکی بر روی اثر انفجار بر روی سیستم‌های باربر جانبی انجام شده است؛ از بین آن‌ها می‌توان به پژوهش انجام شده توسط لوسیونی و همکاران^[۴] اشاره کرد که در آن، یک شبیه‌سازی عددی کامل از سازه‌ی بتن مسلح آمیا پس از حمله‌ی

در سال‌های اخیر، حوادث متعدد انفجاری باعث از دست رفتن جان انسان‌ها و نیز تخریب سازه‌های مختلف شده است. موارد متعددی از حملات تروریستی بر سازه‌ها وجود دارد که از آن جمله می‌توان به تخریب ساختمان فدرال آلفرد پی‌مورا در سال ۱۹۹۵ در شهر اوکلاهما - یکی از بزرگترین حملات بمب‌گذاری در ایالات متحده - به علت انفجار ناشی از مواد منفجره اشاره کرد. شکل ۱ نمای کلی ساختمان فدرال آلفرد پی‌مورا پس از حادثه‌ی مذکور را نشان می‌دهد. حادثه‌ی دیگری نیز که ذکر آن حائز اهمیت است، تخریب ساختمان برج الخیر در طهران عربستان سعودی است که در آن یک کامیون حامل سوخت در روبروی ساختمان، منفجر شد.^[۵] در جدول ۱، تعدادی از انفجارهای مهم که باعث تخریب ساختمان‌ها شده‌اند، آمده است.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۸/۳/۲۱، اصلاحیه ۱۳۹۸/۴/۲۹، پذیرش ۱۳۹۸/۵/۷.

DOI:10.24200/J30.2019.53613.2562



شکل ۱. نمایی از ساختمان فدرال آلفرد پی مورا اوکلاهاما. جدول ۱. تعدادی از حوادث تروریستی در دهه‌های اخیر.

تاریخ	محل حادثه
۱۹۶۸	ساختمان رونان پوینت لندن
۱۹۹۳	مرکز تجارت جهانی
۱۹۹۳	حادثه آمیا - آرژانتین
۱۹۹۵	ساختمان فدرال مورا
۱۹۹۶	برج الخیر - عربستان سعودی
۱۹۹۸	سفارت ایالات متحده در کنیا
۲۰۰۱	ساختمان پنتاگون
۲۰۱۷	حادثه موگادیشو - کنیا

تروریستی سال ۱۹۹۴ بویس آیرس آرژانتین انجام شد. بر اساس پژوهش ایشان، مشخص شد که فروریزی این سازه به علت خرابی تعدادی از ستون‌های باربر در طبقات پایینی بوده است؛ هم‌چنین پژوهش آنان نشان داد که روش‌های مدل‌سازی عددی انفجار، با دقت خوبی می‌توانند انفجارات حساس را مدل کنند و پیش‌بینی رفتارهای سازه‌ی را به درستی انجام دهند. در پژوهش دیگری که توسط آمبروزینی و همکاران^[۶] انجام شد، یک روش برای ایجاد رابطه بین فشار، ضربه، و پاسخ سازه‌ی به بار انفجار و نیز تعیین محدوده‌های مختلف خطر برای تحلیل خطر در برابر بار انفجار ارائه شد که طبق آن می‌توان پس از وقوع یک حادثه‌ی انفجار، بر اساس خرابی موجود، محل و مقدار ماده‌ی منفجره را به دست آورد. در مطالعه‌ی دیگر که توسط سلیم و همکاران^[۷] انجام شد، استفاده از میان قاب‌های فولادی دارای سخت‌کننده برای مقاوم‌سازی در برابر انفجار، پیشنهاد شد. وو و هاو^[۸] در پژوهشی پاسخ سازه‌ی در برابر فشار و نیز لرزش زمین حاصل از انفجار سطحی را بررسی کردند؛ در این پژوهش ملاحظه شد هنگامی که فاصله‌ی مقیاس شده‌ی انفجار، کوچک باشد، فشار ناشی از انفجار باعث خرابی می‌شود و با افزایش فاصله مقیاس، پاسخ سازه وابسته به لرزش حاصله پدید آمده در زمین خواهد بود. در مطالعه‌ی دیگری که توسط بایفیلد^[۹] انجام شد، اثرات انفجار بر پاسخ سازه‌های غیرنظامی بررسی شد؛ نتایج این پژوهش نشان دادند که با توجه به طراحی‌های غیرلرزه‌ی که در بعضی نقاط متداول است و در آن‌ها اتصالات نسبتاً ضعیف هستند، خطر شکست ترد در اثر انفجار زیاد است و برای مقاوم‌سازی آن‌ها در برابر انفجار، می‌توان اتصال تیر به ستون را در نواحی از سازه که خطر مواجه شدن با انفجار بیشتر است، تقویت کرد. در مطالعه‌ی دیگر که توسط فو^[۱۰] انجام شد، ملاحظه شد که برای جلوگیری از خرابی پیش‌رونده حاصل از انفجار، بهبود ظرفیت‌های برشی و شکل‌پذیری ستون‌ها ضروری است. کوفیلد و عادل^[۱۱] به بررسی تأثیر نوع سیستم مهاربندی قاب‌های طراحی شده در برابر

زلزله، برای مقاومت در برابر بار انفجار پرداختند؛ سه سیستم قاب‌خمش (MRF)^۲، مهاربند همگرای ویژه (SCBF)^۳ و مهاربند واگرا (EBF)^۴ که برای بارگذاری زلزله طراحی شده بودند، بررسی و ارزیابی شدند. نتایج نشانگر آن بود که قاب‌های مهاربندی شده همگرا مقاومت بهتری در برابر انفجار دارند. در مطالعه‌ی که توسط الصنادلی^[۱۲] انجام شد، مشخص شد که برای جلوگیری از فروریزی پیش‌رونده‌ی حاصل از انفجار، علاوه بر مقاوم‌سازی ستون‌های پیرامونی، اصلاح خصوصیات سازه‌ی شامل مشخصات مهاربندی طبقه‌ی اول و نیز استفاده از سیستم‌های نمای دولایه مفید به نظر می‌رسد. در مطالعه‌ی که توسط دینگ و همکاران^[۱۳] انجام شد، اثرات انفجار و حریق پس از آن، بر روی سازه‌های فولادی بررسی شد؛ نتایج نشان دادند که ستون‌های نقلی و نیز ستون‌هایی که جزئی از سیستم قاب خمش‌اند و در درون ساختمان قرار دارند (غیر پیرامونی)، در بار هم‌زمان انفجار و حریق حاصل از آن، اعضای بحرانی سازه هستند. با توجه به ماهیت بارگذاری انفجاری، سیستمی رفتار مناسب‌تر دارد که دارای قابلیت استهلاک انرژی بالاتری باشد. دیوار برشی فولادی، سیستمی است که در عین سختی بالا، از انعطاف‌پذیری و در نتیجه، قابلیت استهلاک انرژی بسیار خوبی برخوردار است؛ پس گزینه‌ی مناسبی برای استفاده به‌عنوان سیستم‌های مقاوم در برابر انفجار است؛ در این خصوص تحقیقات اندکی انجام شده است که می‌توان به پژوهش وارن و برونو^[۱۴] اشاره کرد، که در آن به مطالعه‌ی مقاومت بیرون از صفحه‌ی تحت انفجار برای دو نمونه‌ی یک طبقه‌ی دیوار برشی فولادی پرداخته شده بود؛ در این پژوهش ملاحظه شد که در بارهای انفجاری زیاد، جداشدگی اتصال جوشی ورق دیوار به اجرای مرزی و نیز تغییر شکل‌های خمیری در تیرها پدید می‌آید. در پژوهش دیگری که به مطالعه‌ی اثر بارگذاری انفجار بر دیوار برشی فولادی پرداخته شد، مقیمی و دراپور^[۱۵] به بررسی اثرات بارگذاری انفجاری بر قاب‌های دیوار برشی فولادی در مقیاس میکرو پرداختند. طی این پژوهش، مشخص شد که برخلاف لاغری ذاتی سیستم دیوار برشی فولادی، سیستم مذکور این توانایی را دارد که در نواحی صنعتی به‌عنوان یک سازه‌ی محافظ در برابر انفجار به کار برود.

در این پژوهش، با طراحی تعداد ۲۰ ساختمان دارای سیستم دیوار برشی فولادی، تحت بارگذاری ثقلی و نیز شرایط لرزه‌ی شهر تهران، با مدل‌سازی دو بعدی فقط قاب‌های دارای سیستم باربر جانبی و نیز اعمال انفجارهای با سطوح مختلف معرفی شده در آیین‌نامه‌ی مبحث ۲۱ مقررات ملی ساختمان و نیز اعمال فشار معادل انفجار هرکدام از سطوح به صورت ضرب فشار در سطح باربر هر قاب و سپس تبدیل آن به بار نقطه‌ی، در محل سقف‌های طبقات، به مطالعه‌ی پاسخ هرکدام از قاب‌ها تحت انفجارهای مختلف پرداخته شده است. هم‌چنین فرض شده است که نمای ساختمان‌های مورد مطالعه، انعطاف‌پذیری و مقاومت کافی را دارند و تمام فشار انفجار وارد بر آن‌ها به قاب‌های باربر منتقل می‌شود. نتایج حاصل از پژوهش نشانگر عملکرد بهتر سازه‌های بلندمرتبه در برابر بار انفجار نسبت به سازه‌های کوتاه است. هم‌چنین ملاحظه شد که بیشینه‌ی جابه‌جایی بام هرکدام از سازه‌ها در انفجار، در ارتعاش آزاد رخ می‌دهد؛ در حالی که شتاب بیشینه‌ی بام سازه‌های کوتاه در حین بار و دیگر سازه‌ها در زمان ارتعاش آزاد اتفاق می‌افتاد.

۲. بررسی اثر انفجار بر خصوصیات مصالح

بار انفجاری یکی از انواع بارگذاری‌های دینامیکی فوق سریع است؛ از این رو، این بارگذاری تأثیرات متفاوتی بر خصوصیات رفتاری مصالح حین اعمال بار دارد که در ادامه به‌طور خلاصه ارائه شده است.^[۱۶]

۳.۲. بارگذاری دیوار مقابل انفجار

فشار دو خطی وارد بر دیوار جلو، مطابق شکل ۲ است که به بار مثلی معادل تبدیل می‌شود. بیشینه‌ی اضافه فشار وارد بر دیوار مقابل (جبهه موج) انفجار، معادل فشار بازتاب (p_r) است که در زمان تسطیح (t_c) رابطه‌ی (۳) به فشار رکود (p_s) می‌رسد.^[۱۸] با توجه به مبحث ۲۱ مقررات ملی ساختمان^[۱۸] و نیز آیین‌نامه طراحی مقاوم در برابر انفجار وزارت دفاع ایالات متحده،^[۱] برای بارگذاری دیوارهای مقابل، جانبی و پشت از فشار دوخطی استفاده می‌شود که در این پژوهش، از مبحث ۲۱ مقررات ملی ساختمان استفاده شده است.

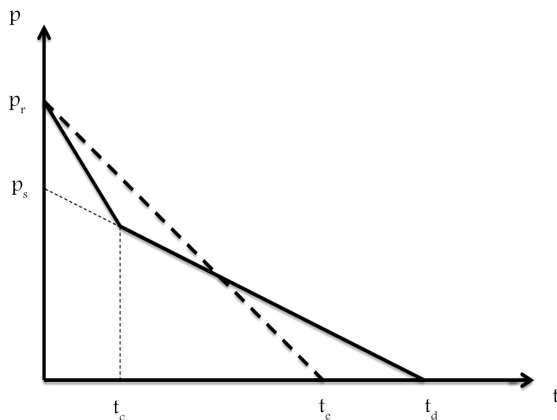
$$t_c = \frac{4S}{(1+R)C_r} \quad (3)$$

که در آن، S فاصله‌ی تسطیح و R نسبت S/G است که طبق روابط زیر حاصل می‌شوند:^[۱۸]

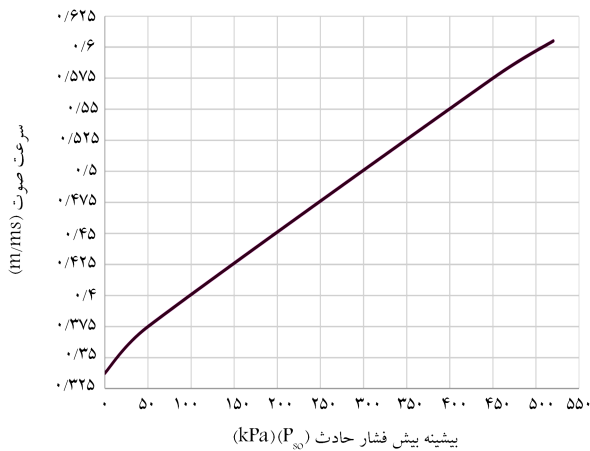
$$S = \min \left\{ B; \frac{H}{\gamma} \right\} \quad (4)$$

$$G = \max \left\{ B; \frac{H}{\gamma} \right\} \quad (5)$$

هم‌چنین C_r برابر سرعت صوت است که از نمودار شکل ۳ به دست می‌آید. هم‌چنین



شکل ۲. بارگذاری دیوار مقابل انفجار.^[۱۸]



شکل ۳. مقادیر سرعت صوت C_r بر اساس بیش فشار.^[۱۸]

۱.۲. خصوصیات دینامیکی فولاد تحت نرخ‌های بالای کرنش

بارهای انفجاری محدوده‌های بسیار بالای نرخ کرنش در حدود $(10^2 - 10^4) S^{-1}$ را ایجاد می‌کنند؛ در حالی که نرخ کرنش یک بارگذاری استاتیکی در حدود $(10^{-5} - 10^{-6}) S^{-1}$ است.^[۹] این نرخ بالای کرنش (بارگذاری) منجر به تغییر در مشخصات مکانیکی - دینامیکی سازه‌ی هدف می‌شود؛ بنابراین ممکن است که در اثر آن، نوع خرابی در اجزای مختلف سازه تغییر کند.^[۱۷]

۲.۲. اعمال ویژگی‌های دینامیکی مصالح

تنش تسلیم دینامیکی طرح (f_{dy}) و تنش نهایی دینامیکی طرح (f_{du}) که در طراحی و تحلیل‌های انفجاری به کار می‌روند، با اعمال ضریب افزایش مقاومت و ضریب افزایش دینامیکی به تنش تسلیم و تنش نهایی به دست می‌آیند. برای فولاد، به ترتیب برای تنش‌های تسلیم و نهایی:^[۱۸]

$$f_{dy} = (SIF) \times (DIF) \times f_y \quad (1)$$

$$f_{du} = (SIF) \times (DIF) \times f_u \quad (2)$$

که در آن‌ها ضریب (SIF)، ضریب افزایش مقاومت است و طبق جدول ۲ به دست می‌آید. و نیز ضریب (DIF)، ضریب افزایش دینامیکی نامیده می‌شود و برای سازه‌های فولادی، طبق جدول ۳ به دست می‌آید.

برای در نظر گرفتن تأثیر افزایش مقاومت مصالح به علت نرخ کرنش سریع، ضریب افزایش دینامیکی به مقادیر مقاومت استاتیکی اعمال می‌شود. این ضریب به ماهیت تنش (مثلاً خمشی، برش مستقیم) بستگی دارد. تنش‌های خمشی خیلی سریع شکل می‌گیرند. در حالی که برش‌های بیشینه به طور نسبی با تأخیر بیشتری به علت نرخ کرنش پایین در برش رخ می‌دهند. مقدار نرخ کرنش برای کشش و فشار محوری در اعضای فولادی و بتنی نیز، کمتر از حالت خمشی است.

آزمایش‌ها نشان می‌دهند که مدول کشسانی دینامیکی نسبت به مدول کشسانی استاتیکی در مصالح فولادی تغییر نمی‌کند و در بتن اندکی افزایش می‌یابد که در محاسبات تأثیرگذار نیست.

جدول ۲. ضرایب افزایش مقاومت مصالح مختلف.^[۱۸]

مصالح	ضریب افزایش مقاومت
میلگرد رده $S50^\circ$ و کمتر	۱٫۱۵
فولاد ساختمانی نورد شده $St52$ و $St37$	۱٫۱۵
تیرورق‌ها و سایر اعضای ساخته شده از ورق	۱٫۱۵

جدول ۳. ضرایب افزایش دینامیکی مصالح مختلف.^[۱۸]

مصالح	ضریب افزایش دینامیکی	
	تنش تسلیم	
	کشش - تنش نهایی	برش - فشار - کشش
	$\frac{f_{du,u}}{f_u}$	$\frac{f_{dy,y}}{f_y}$
ST37	۱٫۱۰	۱٫۲
ST52	۱٫۰۵	۱٫۱۵

مقادیر P_s و t_e طبق روابط زیر محاسبه می‌شوند: [۱۸]

$$P_s = P_{SO} + C_d q_s \quad (6)$$

$$q_s = \frac{\Delta P_{SO}^*}{\sqrt{(P_{SO} + \gamma P_s)}} \quad (7)$$

$$t_e = (t_d - t_c) \frac{P_s}{P_r} + t_c \quad (8)$$

محاسبه‌ی طول موج:

$$L_{wf} = U_S \times t_d$$

$$\Rightarrow L_{wf} = 367,13 \times 0,34 = 124,482m \quad (12)$$

محاسبه‌ی C_e ، ضریب کاهش انفجار:

این ضریب، تابعی از نسبت $\frac{L_{wf}}{L}$ است که برای هر سازه، یک مقدار خاص خواهد بود و باید از روی شکل ۵ خوانده شود.

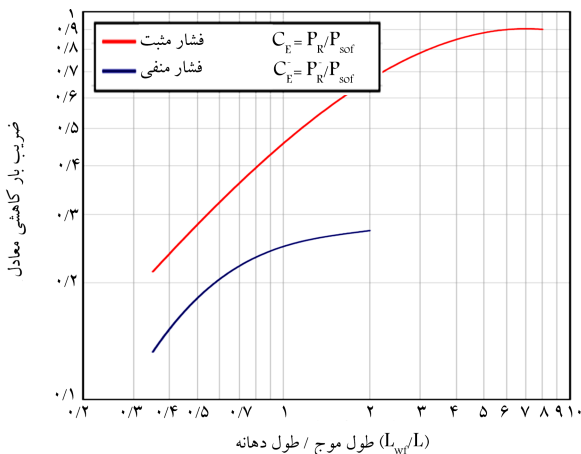
در ساختمان‌های با سقف مسطح (شیب کمتر از ۱۰ درجه) هنگامی که موج انفجار به صورت افقی حرکت می‌کند، بازتاب رخ نخواهد داد و در نتیجه اضافه فشار وارد بر سقف، همانند دیوارهای جانبی مساوی p_a در نظر گرفته می‌شود.

۵.۲. بارگذاری دیوار پشت

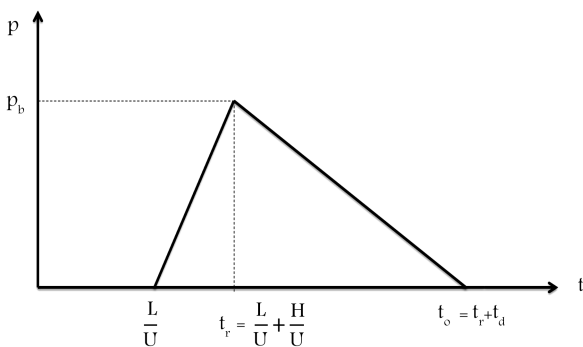
فشار وارد بر دیوار پشت، مشابه دیوارهای جانبی از رابطه‌ی که برای محاسبه‌ی P_a وجود دارد، به دست می‌آید. در دیوار پشت، برای محاسبه‌ی ضریب کاهش C_e ، ارتفاع سازه (H) نیز به طول سازه (L) اضافه می‌شود و فشار وارده، معادل P_b در نظر گرفته می‌شود (شکل ۶). بار دیوار پشتی، جهتی مخالف با بار دیوار جلویی دارد و در نتیجه، نقش کاهنده‌ی در کل بار جانبی انفجار خواهد داشت.

۶.۲. توزیع فشار انفجار در ارتفاع

برای بارگذاری ساختمان‌ها تحت انفجار، تا ارتفاع ۱۵ متر از سطح زمین، از مقادیر فشار به دست آمده در بخش‌های قبل استفاده می‌شود. برای ارتفاع ۱۵ تا ۲۵ متر، از



شکل ۵. مقادیر ضریب کاهش C_e . [۱۸]



شکل ۶. بارگذاری دیوار پشتی. [۱۸]

۴.۲. بارگذاری دیوارهای جانبی و سقف

بار وارد بر دیوارهای جانبی، به علت عدم وجود بازتاب موج، کمتر از بار دیوار مقابل انفجار است و مطابق شکل ۴ به صورت مثالی است. مقدار فشار بیشینه در این بارگذاری طبق رابطه‌ی (۹) محاسبه می‌شود: [۱۸]

$$P_a = C_e P_{SO} + C_d q_s \quad (9)$$

که در آن: C_e ضریب کاهش انفجار است که به طول سازه‌ی (L) در امتداد حرکت موج و طول موج انفجار (L_{wf}) بستگی دارد و مقدار آن از نمودار محاسبه می‌شود. q_s بیشینه‌ی فشار دینامیکی، C_d ضریب پسا (کشانی) که از جدول ۴ محاسبه می‌شود. L_{wf} طول موج انفجار که طبق رابطه‌ی ۱۰ محاسبه می‌شود: [۱۸]

$$L_{wf} = U_S \times t_d \quad (10)$$

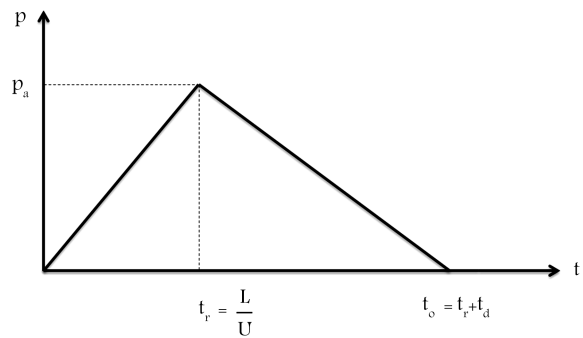
محاسبه‌ی ضریب پسا (C_d) طبق جدول مربوطه: q_s بیشینه‌ی فشار دینامیکی، در بازه‌ی $-۱,۷۵ \text{ kg/cm}^2$ - ۰ قرار دارد؛ بنابراین، $c_d = -۰,۴$.

محاسبه‌ی طول موج انفجار: [۱۸]

سرعت جبهه‌ی موج:

$$U_S = 340 \sqrt{1 + 0,83 P_{SO}}$$

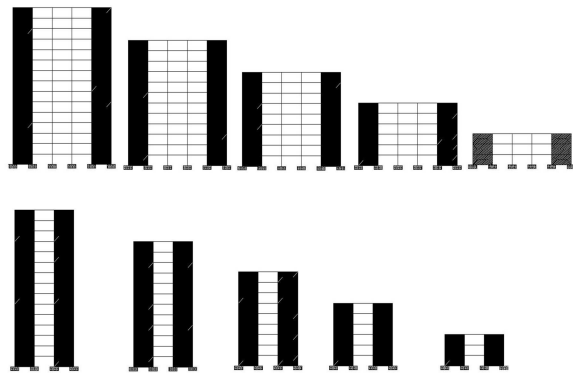
$$\Rightarrow U_S = 340 \sqrt{1 + 0,83(0,2)} = 367,13 \text{ m/s} \quad (11)$$



شکل ۴. بارگذاری دیوارهای جانبی و سقف. [۱۸]

جدول ۴. ضریب پسا (C_d). [۱۹]

ضریب پسا (C_d)	بیشینه‌ی فشار دینامیکی (q_s) (kg/cm^2)
-۰,۴	۰-۱,۷۵
-۰,۳	۱,۷۵-۳,۵
-۰,۲	۳,۵-۹



شکل ۹. نمای سازه‌های مورد مطالعه.

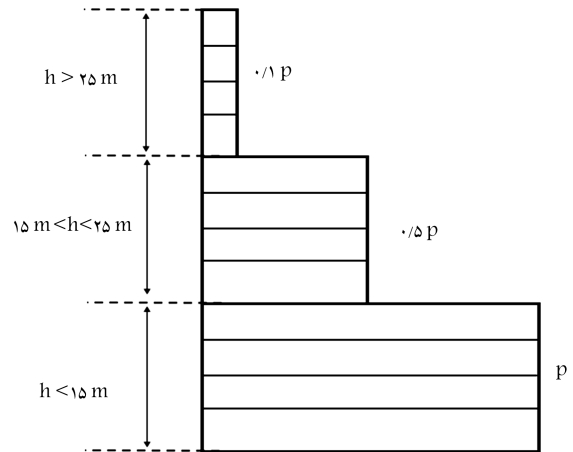
در فرایندهای مقاوم‌سازی وجود دارد. [۲۵] هم‌چنین برای طراحی سیستم مذکور، روش‌های مختلفی وجود دارد [۲۶] که برای جلوگیری از طولانی شدن بحث، از ذکر آن‌ها خودداری می‌شود. بیشتر مطالعات سال‌های اخیر درباره دیوار برشی فولادی، پیرامون رفع مشکلات ناشی از وزن سنگین اعضای مرزی و نیز عدم شناخت کافی این سیستم در رفتارهای پس از کمانش است که از ذکر جزئیات آن‌ها خودداری می‌شود. [۲۷-۳۱]

۴. هندسه و طراحی نمونه‌ها

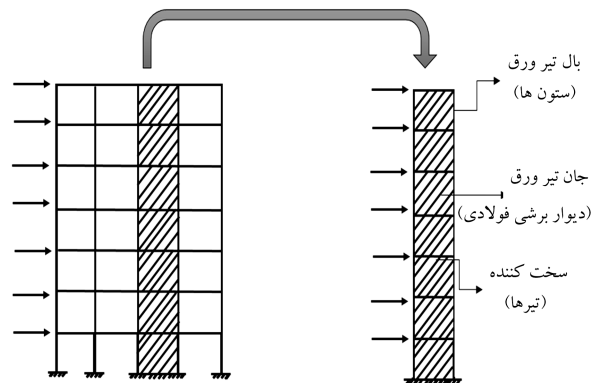
در این تحقیق طراحی بر اساس آیین‌نامه‌ی فولاد آمریکا و آیین‌نامه‌ی طراحی لرزه‌یی ایران انجام شده است. به‌همین دلیل مدل‌ها به گونه‌یی انتخاب و طرح شده‌اند که محدودیت‌های مرتبط با آیین‌نامه‌های بارگذاری تقویتی و لرزه‌یی و طراحی رعایت شده باشند؛ طبق آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران [۳۲]، بیشترین ارتفاع ساختمان برای تحلیل استاتیکی، ۵۰ متر است؛ هم‌چنین آیین‌نامه‌ی ۱۶-۳۴۱-AISC [۳۳] نسبت طول دهانه‌ی دیوار برشی فولادی به ارتفاع آن دهانه (نسبت ظاهری) را به 0.8 تا 2.5 محدود کرده است. با توجه به ملاحظات مذکور، سازه‌های پژوهش کنونی در ۵ دسته‌ی ارتفاعی ۳، ۶، ۹، ۱۲ و ۱۵ طبقه با ارتفاع هر طبقه 3.3 متر در نظر گرفته شده‌اند. از نظر نسبت طول به ارتفاع هم ۲ حالت با طول دهانه ۷ متر و ۵ متر در نظر گرفته شده که نسبت ظاهری $2/12$ و $1/51$ را ایجاد کرده‌اند. انتخاب تعداد دهانه در هر قاب نیز به دو صورت ۳ دهانه و ۵ دهانه در نظر گرفته شده است که با توجه به متغیر بودن تعداد طبقات، طول دهانه و تعداد دهانه در هر قاب، در کل ۲۰ سازه در مطالعه وجود دارد. در شکل ۹ طرحواره‌یی از مدل‌های مطالعه نشان داده شده است. در هر کدام از این حالات ۲۰ گانه، به هر کدام از سازه‌ها علامت اختصاری اختصاص داده شده است که در جدول ۵ نشان آمده‌اند.

۱.۴. انتخاب هندسه‌ی سازه‌ها

همان‌طور که بیان شد، از دو نوع قاب‌های ۳ دهانه و ۵ دهانه استفاده شده است و نیز طول هر دهانه به‌صورت ثابت در کل هر قاب، ۵ متر و ۷ متر لحاظ شده است. برای یکسان شدن شکل ظاهری در همه‌ی قاب‌های مطالعه، دهانه‌های دیوار برشی فولادی در قاب‌های بیرونی و درکناره‌ها قرار داده شده است و برای مطالعه‌ی دوبعدی، از همان قاب استفاده شده است. در شکل ۱۰، دو پلان کلی تحت مطالعه، نشان داده شده است.



شکل ۷. توزیع فشار انفجار در ارتفاع. [۱۸]



شکل ۸. مقایسه‌ی دیوار برشی فولادی با تیر ورق.

۵۰ درصد این فشار و برای ارتفاع بالاتر، از ۱۰ درصد فشار مذکور استفاده می‌شود (شکل ۷).

۳. دیوار برشی فولادی

دیوار برشی فولادی یکی از سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی است که دارای ویژگی‌های خاصی از جمله سختی بالا و در عین حال شکل‌پذیری بالاست تا جایی که این سیستم از سخت‌ترین مهاربند (مهاربند ضرب‌بدری) سخت‌تر و از قاب خمشی فولادی شکل‌پذیرتر است. سیستم دیوار برشی فولادی (SPSW) یک سیستم باربر جانبی متشکل از ورق‌های فولادی است که در برخی از دهانه‌های قاب‌های خمشی محاط شده است و اعضای این قاب‌ها نقش اعضای مرزی این ورق‌ها را بر عهده دارند. یک دهانه از یک قاب چندطبقه دارای دیوار برشی فولادی را می‌توان شبیه به یک تیرورق طره‌یی در نظر گرفت که در آن، ستون به منزله‌ی بال‌ها، تیرهای طبقات همانند سخت‌کننده‌ها، و ورق فولادی به منزله‌ی جان هستند (شکل ۸). اما در عملکرد سازه‌یی، تفاوت‌های اساسی بین دیوار برشی فولادی و تیرورق وجود دارد. [۱۱]

از نخستین پژوهش‌هایی که در زمینه‌ی مطالعه‌ی سیستم دیوار برشی فولادی انجام شده است، می‌توان به مطالعات توربین و همکاران [۱۹]، رابرتس و صبوری‌قمی [۲۰]، آستانه اصل [۲۱]، زو و لو [۲۲] و نیز دراپورو همکاران [۲۳] اشاره کرد. مطالعات متعدد دیگری در مورد استفاده از دیوار برشی فولادی با فولاد دارای مقاومت تسلیم پایین

جدول ۵. مشخصات سازه‌های تحت مطالعه.

نام مدل	عرض هر دهانه (متر)	تعداد دهانه	ارتفاع کل (متر)
S۳B۳L	۵	۳	۹٫۹
S۳B۳H	۷	۳	۹٫۹
S۳B۵L	۵	۵	۹٫۹
S۳B۳H	۷	۵	۹٫۹
S۶B۳L	۵	۳	۱۹٫۸
S۶B۳H	۷	۳	۱۹٫۸
S۶B۵L	۵	۵	۱۹٫۸
S۶B۵H	۷	۵	۱۹٫۸
S۹B۳L	۵	۳	۲۹٫۷
S۹B۳H	۷	۳	۲۹٫۷
S۹B۵L	۵	۵	۲۹٫۷
S۹B۵H	۷	۵	۲۹٫۷
S۱۲B۳L	۵	۳	۳۹٫۶
S۱۲B۳H	۷	۳	۳۹٫۶
S۱۲B۵L	۵	۵	۳۹٫۶
S۱۲B۵H	۷	۵	۳۹٫۶
S۱۵B۳L	۵	۳	۴۹٫۵
S۱۵B۳H	۷	۳	۴۹٫۵
S۱۵B۵L	۵	۵	۴۹٫۵
S۱۵B۵H	۷	۵	۴۹٫۵

PG و قرار گرفتن ۸ عدد روبه‌روی آن، که دو عدد اول از چپ ارتفاع جان مقطع به سانتی‌متر، دو عدد دوم ضخامت جان به میلی‌متر، دو عدد سوم عرض بال به سانتی‌متر و نهایتاً دو عدد آخر ضخامت بال به میلی‌متر هستند. در جدول ۶، برای نمونه نتایج طراحی برای یکی از سازه‌ها (S۹B۵H) نشان داده شده است.

۵. مدل‌سازی سازه‌ها و اعمال بارگذاری انفجار

برای مدل‌سازی و تحلیل سازه‌های طراحی شده در قسمت قبل، با توجه به امکانات و خصوصیات نرم‌افزار تحلیل غیرخطی مورد استفاده در پژوهش، یعنی نرم‌افزار اپنسیس^[۲۵]، از مدل نواری^۹ که در پژوهش توربورن و همکاران^[۲۰] معرفی شده بود به همراه جدیدترین مصالح ارائه شده برای این مدل که در پژوهش جلالی و بنازاده^[۲۶] ارائه شده، استفاده شده است.

۱.۵. معرفی اجزای سازه‌ی مورد استفاده

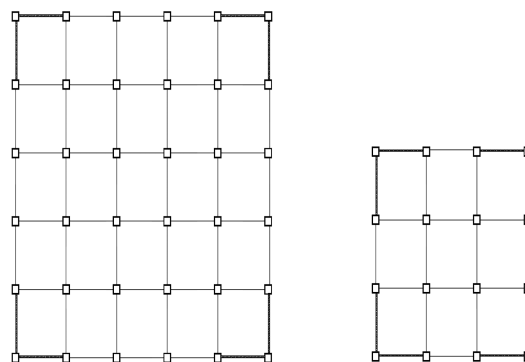
اجزای اصلی سازه‌ی در سازه‌های این پژوهش، عبارت‌اند از: تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی فولادی. برای اجزای تیر و ستون، با توجه به اندرکنش زیاد نیروی محوری و لنگر خمشی در اعضای مرزی دیوار برشی فولادی، استفاده از مدل پلاستیسیته‌ی متمرکز، به علت عدم لحاظ کردن اندرکنش مذکور دارای خطاست؛ بنابراین برای اجزای تیر و ستون در مدل‌سازی پژوهش حاضر، از مدل پلاستیسیته‌ی گسترده (مدل فایبر) با اجزای غیرخطی (nonlinear BeamColumn) استفاده شده است. در این مدل‌سازی فرض می‌شود که هر یک از نقاط جزء، می‌توانند وارد ناحیه‌ی غیرخطی شوند؛ بنابراین می‌توان با معرفی مصالح با رفتار غیرخطی، در هر نقطه از طول جزء، رفتار آن را بررسی و تحلیل کرد. برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی، با توجه به مدل نواری، در هر راستا از تعداد ۱۰ جزء خریایی (حداقل تعداد توصیه شده در آیین‌نامه‌ی ۱۶-۳۴۱ AISC^[۲۳]) استفاده شده است؛ پس با توجه به نیاز به تحلیل دینامیکی در پژوهش کنونی، هر دهانه‌ی دیوار دارای ۲۰ جزء خریایی است.

۲.۵. معرفی مصالح مورد استفاده

برای مدل‌سازی اعضای تیر و ستون از مصالح فولادی با سخت‌شدگی ایزوتروپ استفاده شده است. این نوع مصالح در نرم‌افزار اپنسیس با عنوان Steel ۲^۰ تعریف شده است. همچنین برای مدل‌سازی نوارهای معادل دیوار برشی فولادی از مصالح ۲ SPSW^۰ در نرم‌افزار اپنسیس که در پژوهش جلالی و بنازاده^[۲۶] ارائه شده و جدیدترین مصالح برای مدل‌سازی مدل نواری دیوار برشی فولادی است، استفاده شده است (شکل ۱۱).

۳.۵. مشخصات انفجارهای مورد مطالعه

در این پژوهش برای انتخاب نوع انفجار، دو راهکار وجود داشت؛ یکی آن که از روش مرسوم وزن خرج انفجاری و فاصله‌ی آن از سازه استفاده شود که با توجه به متغیر بودن فاصله و نیز وزن خرج انفجاری، حالات مختلف و متنوعی را باید در نظر گرفت؛ روش دوم برای لحاظ کردن نوع انفجار، استفاده از سطوح خطر ارائه شده در آیین‌نامه‌های انفجاری است. با توجه به کم بودن تعداد سطوح انفجاری ارائه شده توسط آیین‌نامه‌ها و نیز طبقه‌بندی کیفی آن‌ها موضوع تعدد انفجارات که در روش نخست وجود دارد، رفع می‌شود؛ بنابراین در پژوهش کنونی، از ۴ سطح خطر انفجاری



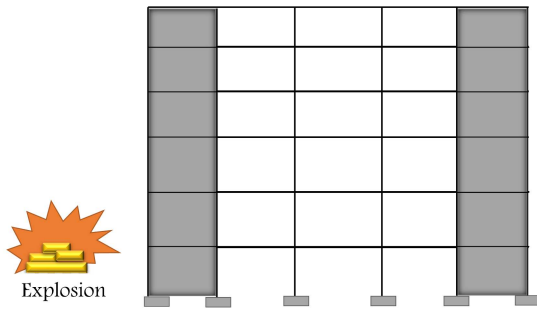
شکل ۱۰. پلان سازه‌های مطالعه‌ی کنونی.

۲.۴. طراحی اعضای سازه‌ی

پس از تحلیل استاتیکی سازه‌ها برای شرایط لرزه‌ی شهر تهران طبق آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰^[۲۲]، با استفاده از نرم‌افزار ETABS V.۱۵ و نیز بحث طراحی ظرفیتی برای اعضای مرزی دیوار برشی فولادی، به طراحی هرکدام از سازه‌ها پرداخته شده است؛ اتصال تیرهای داخلی دهانه‌ی دیوار برشی فولادی، به صورت گیردار و بقیه‌ی تیرها (تیرهای ثقلی) به صورت دوسرهمفصلی انجام شده است.^[۲۴] برای طراحی ستون‌ها از مقاطع پیش‌ساخته‌ی جعبه‌ی مربعی با نام‌گذاری SC استفاده شده است که در نام‌گذاری آن، ۴ عدد روبه‌روی SC قرار دارد، دو عدد اول از چپ، عرض هر یال به سانتی‌متر و دو عدد دوم، ضخامت هر یال، به میلی‌متر می‌باشند. برای طراحی تیرها هم از چنین روشی با نام‌گذاری تیرورق به صورت

جدول ۶. نتایج طراحی سازه‌ی S۹B۵H.

طبقه	مقطع ستون		مقطع تیر		ضخامت تیر برشی (میلی متر)
	مرزی دیوار	ثقلی	مرزی دیوار	ثقلی	
۱-۲	SC۶۰۴۰	SC۵۵۳۰	PG۴۰۱۰۳۰۲۰	PG۳۵۰۸۲۰۲۰	۶
۳	SC۶۰۴۰	SC۵۵۳۰	PG۶۰۲۰۴۰۵۰	PG۳۵۰۸۲۰۲۰	۶
۴-۵	SC۴۵۳۰	SC۳۵۲۰	PG۴۰۱۰۳۰۲۰	PG۳۵۰۸۲۰۲۰	۵
۶	SC۴۵۳۰	SC۳۵۲۰	PG۶۰۲۰۴۰۵۰	PG۳۵۰۸۲۰۲۰	۵
۷-۸	SC۴۰۲۰	SC۳۰۱۰	PG۴۰۱۰۳۰۲۰	PG۳۵۰۸۲۰۲۰	۴
۹	SC۴۰۲۰	SC۳۰۱۰	PG۸۰۳۰۵۰۵۰	PG۳۵۰۸۲۰۲۰	۴



شکل ۱۲. شبیه‌سازی انفجارهای مورد مطالعه.

فشاری - کششی که در پژوهش کنونی شامل ستون‌ها و نیز دیوار برشی فولادی است، این مقدار، ۱٫۳۸ به دست آمدند:

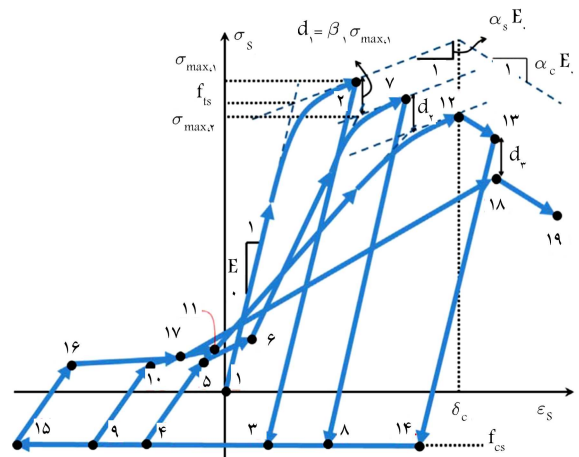
$$f_{dy} = (SIF) \times (DIF) \times f_y = ۱٫۱۵ \times ۱٫۳ = ۱٫۴۹۵$$

$$f_{dy} = (SIF) \times (DIF) \times f_y = ۱٫۱۵ \times ۱٫۲ = ۱٫۳۸$$

۵.۵. صحت‌سنجی مدل‌سازی عددی

به منظور اطمینان از دقت و عملکرد روش مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار OpenSees، نمونه‌ی یک طبقه‌ی دیوار برشی فولادی آزمایش شده توسط صبوری قمی و اسعدسجادی [۳۷] با نام DS-SPW با نسبت ظاهری (نسبت طول به ارتفاع) برابر ۱٫۴۶ مورد مطالعه قرار گرفته است. برای مدل‌سازی اعضای مرزی (تیر و ستون) از اجزای غیرخطی فایبر با مصالح فولادی Steel۰۲ و برای مدل‌سازی ورق دیوار برشی فولادی از مدل نواری معادل با ۲۰ عضو خرابایی (۱۰ عضو در هر راستا) و با مصالح SPSW۰۲ [۳۶] (ارائه شده در پژوهش جلالی و بنازاده [۳۶]) استفاده شد و در نهایت نتایج آزمایش چرخه‌ی انجام شده بر روی این نمونه‌ی آزمایشگاهی با دقت بسیار بالایی تأیید شد. پیکربندی نمونه‌ی آزمایش شده در شکل ۱۳ و نیز مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی در شکل ۱۴ آمده‌اند.

به علت مطالعه‌ی دوبعدی در پژوهش کنونی، فشار انفجار در هر وجه سازه، با توجه به دهانه‌ی بارگیر آن وجه اعمال شده است. همچنین فرض دیگری که در این پژوهش در نظر گرفته شد، آن است که خرابی پیش‌رونده رخ نمی‌دهد و فقط به مطالعه‌ی پاسخ سیستم باربر جانبی پرداخته می‌شود. شکل ۱۵ نمای کلی یک سازه تحت بار انفجار را نشان می‌دهد.



شکل ۱۱. منحنی رفتاری مصالح SPSW۰۲ در نرم‌افزار OpenSees [۳۶].

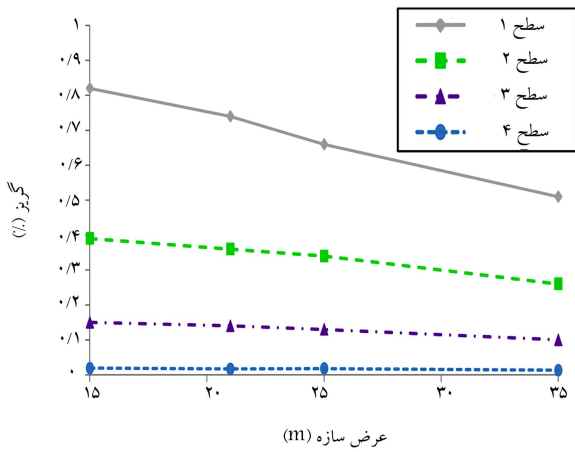
جدول ۷. سطوح بار انفجاری مورد مطالعه.

سطح خط انفجار	فشار مبنای انفجار $p_{so} (kg/cm^2)$	فشار بازتاب $p_r (kg/cm^2)$	زمان تداوم t_d
۱	۱	۲٫۷۵	۲۲
۲	۰٫۵	۱٫۲۰	۲۸
۳	۰٫۲	۰٫۴۳	۳۴
۴	۰٫۰۲۵	۰٫۰۵	۵۲

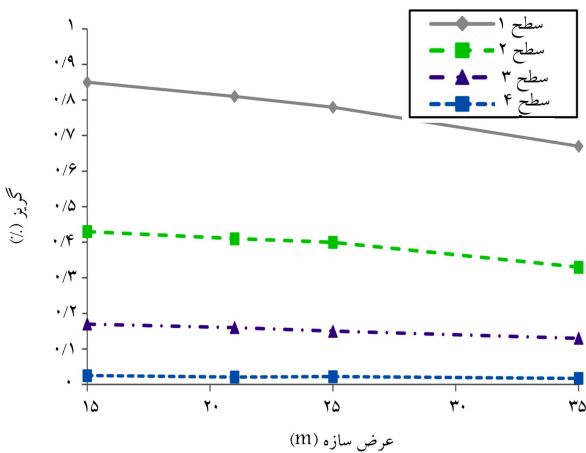
ارائه شده در آیین‌نامه‌ی مقررات ملی ساختمان، می‌چت ۲۱ (پدافند غیرعامل) [۱۸] استفاده شده است که جزئیات آن‌ها در جدول ۷ ذکر شده است. در شکل ۱۲، نمایی کلی از انفجار خارجی و سازه‌ی دارای دیوار برشی فولادی نمایش داده شده است. به منظور اعمال بار انفجار، با توجه به مطالعه‌ی دوبعدی، فشار انفجار در سطح بارگیر مربوط به هر قاب باربر ضرب می‌شود و سپس به صورت بارگذاری نقطه‌ای، با توجه به ارتفاع هر طبقه، به محل نقطه‌ی اتصال تیر و ستون آن (سقف هر طبقه)، اعمال می‌شود.

۴.۵. اعمال ویژگی‌های دینامیکی مصالح

با توجه به استفاده از فولاد St۳۷ در پژوهش کنونی و طبق جدول ۲ و جدول ۳، برای اعضای خمشی (تیر)، مقدار ضریب افزایش تنش تسلیم، ۱٫۴۹۵ و برای اعضای



شکل ۱۶. میانگین گریز سازه‌های ۳ طبقه.

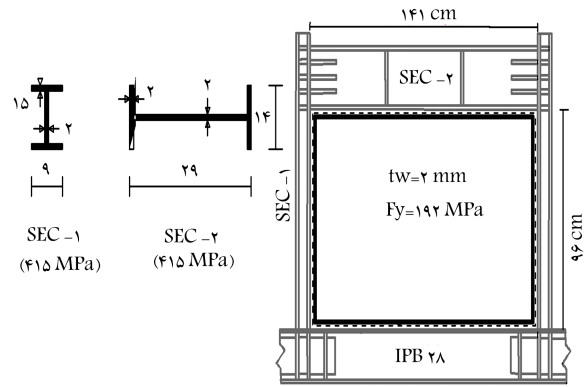


شکل ۱۷. میانگین گریز سازه‌های ۶ طبقه.

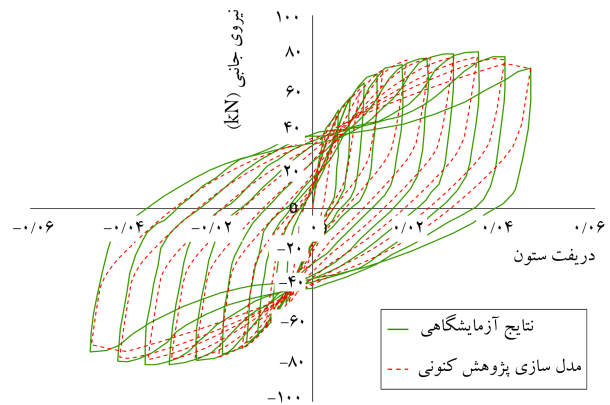
بیشینه‌ی کرنش تحمل شده طی تحلیل و ϵ_y کرنش تسلیم مصالح است. با توجه به نتایج حاصل، همه‌ی سازه‌ها در انفجارهای سطح ۱ و ۲، تقریباً از حد تسلیم عبور کرده‌اند؛ ولی در سطوح ۳ و ۴، این‌گونه نیست. در سازه‌های کوتاه‌مرتبه، بیشینه‌ی مقدار نسبت شکل‌پذیری در طبقه‌ی نخست دیده شده است در حالی که در سازه‌های دارای ارتفاع متوسط و بلند، بیشینه‌ی مقدار نسبت شکل‌پذیری، در طبقه‌ی دوم دیده شده است. همچنین ملاحظه شد که در سازه‌های کوتاه‌مرتبه، بیشینه‌ی مقدار گریز میان طبقه‌ی در طبقه‌ی نخست رخ می‌دهد، در حالی که در سازه‌های دارای ارتفاع متوسط و بلند، بیشینه‌ی این مقدار، در طبقه‌ی دوم دیده می‌شود.

۱.۶. مطالعات مقایسه‌ی بین سازه‌ها با ارتفاع ثابت و عرض‌های مختلف

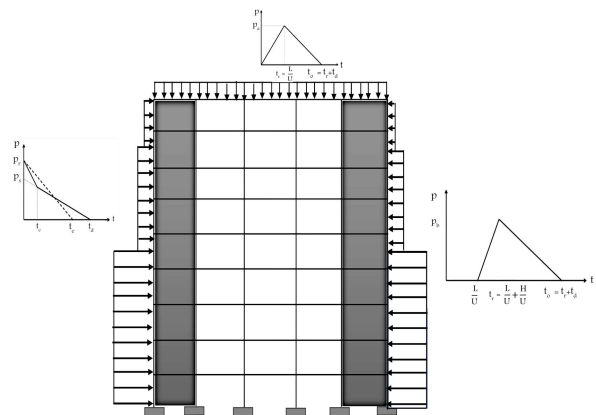
در مقایسه‌ی بین سازه‌های با یک ارتفاع مشخص، با توجه به نمودارهای شکل ۱۶ تا ۲۰، در سازه‌های کوتاه، هرچه عرض سازه بیشتر باشد، برخلاف آن‌که سطح بارگیر بیشتری در برابر فشار انفجار دارد و به تبع آن، بار بیشتری به آن می‌رسد، پاسخ کمتری دارد و سطح مقاومت بالاتری را نشان می‌دهد؛ اما در سازه‌های نسبتاً بلند، هرچه عرض سازه بیشتر باشد، مقاومت سازه در برابر انفجار کمتر خواهد بود.



شکل ۱۳. شاکلای نمونه‌ی تحت صحت‌سنجی. [۳۷]



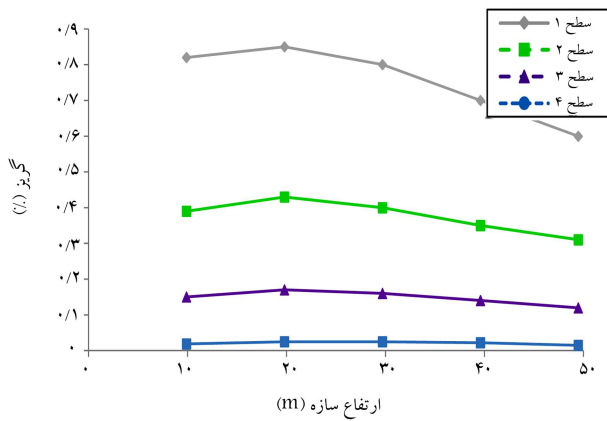
شکل ۱۴. مقایسه‌ی نتایج آزمایش با مدل‌سازی عددی.



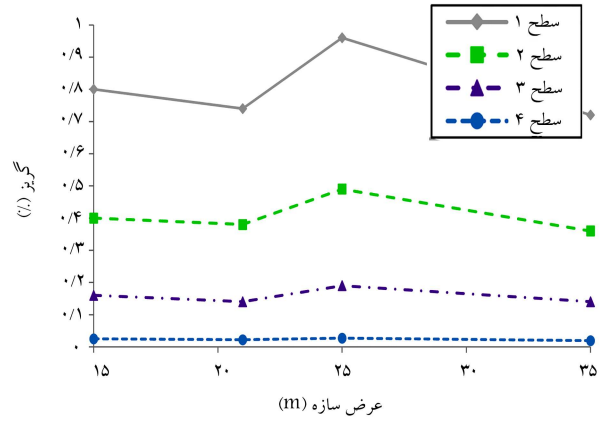
شکل ۱۵. بارگذاری انفجار وارد بر یک نمونه سازه‌ی ۹ طبقه.

۶. بحث و بررسی نتایج

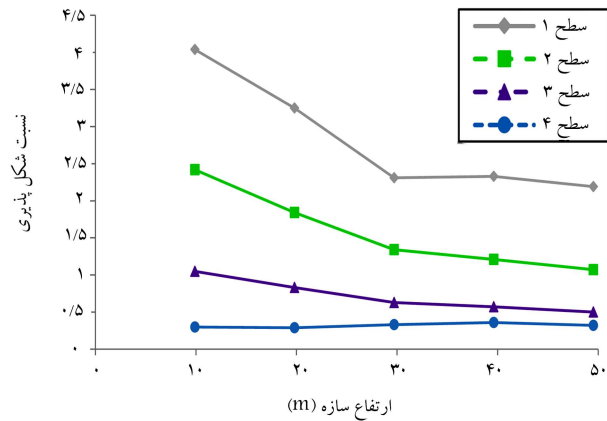
در این پژوهش، مقادیر گریز^{۱۰} میان طبقه‌ی، نسبت شکل‌پذیری^{۱۱}، جابه‌جایی و شتاب بیشینه‌ی بام به‌عنوان پارامترهای پاسخ سازه‌ها تحت بارگذاری انفجار بررسی شده‌اند. تعریف گریز میان طبقه‌ی، به‌صورت نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی مربوطه به ارتفاع خالص آن طبقه، و نیز تعریف نسبت شکل‌پذیری، نسبت بیشینه‌ی کرنش پدید آمده در اجزای نواری دیوار به کرنش تسلیم آن عضو است. نسبت شکل‌پذیری، توسط رابطه‌ی $\mu = \epsilon_{max} / \epsilon_y$ به‌دست می‌آید که در آن، ϵ_{max}



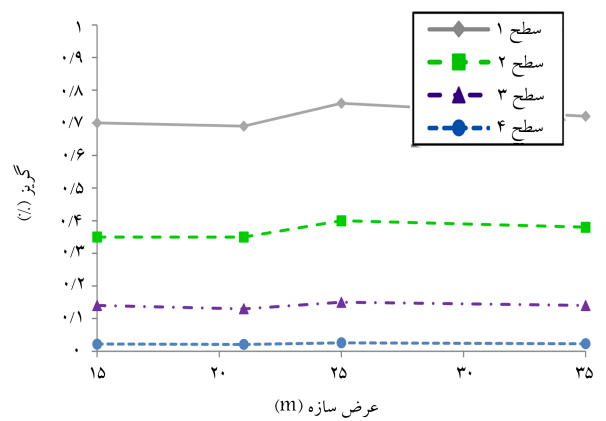
شکل ۲۱. گریز سازه‌های مختلف در سطوح مختلف انفجاری.



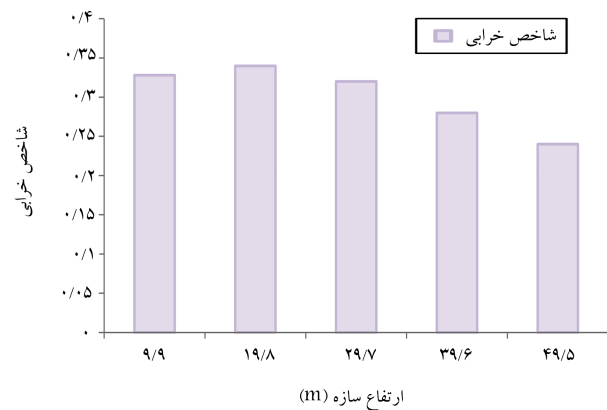
شکل ۱۸. میانگین گریز سازه‌های ۹ طبقه.



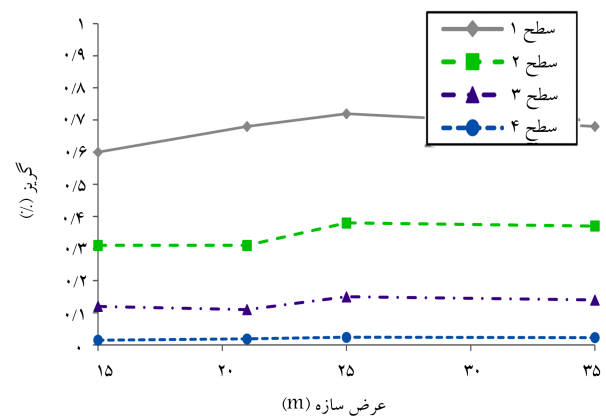
شکل ۲۲. نسبت شکل پذیری سازه‌های مختلف در سطوح مختلف انفجاری.



شکل ۱۹. میانگین گریز سازه‌های ۱۲ طبقه.



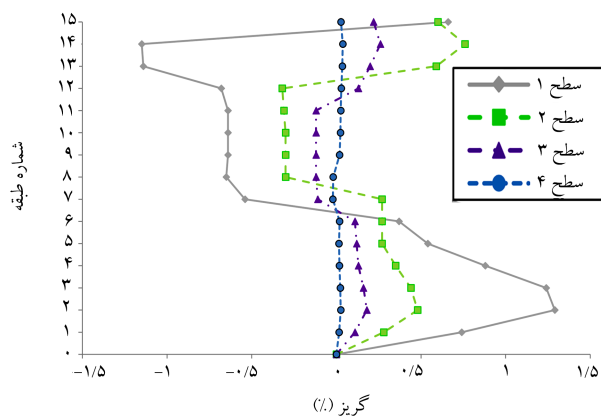
شکل ۲۳. شاخص خرابی سازه‌های با ارتفاع‌های مختلف در سطح یک بارگذاری انفجاری.



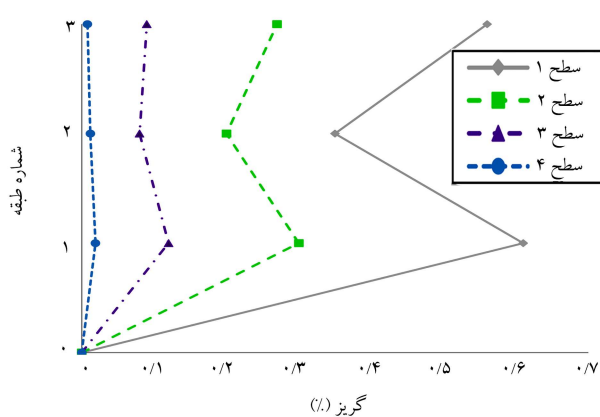
شکل ۲۰. میانگین گریز سازه‌های ۱۵ طبقه.

خرابی در این پژوهش استفاده می‌شود؛ با در نظر گرفتن میانگین بیشینه‌ی گریزهای تحمل شده توسط طبقات مختلف به‌عنوان پارامتری از خرابی سازه و تقسیم آن بر محدوده‌ی گریز تعریف شده توسط آیین‌نامه‌ی FEMA ۳۶۵ [۲۸]، یعنی گریز ۲/۵ درصد برای سطح عملکردی ایمنی جانی، به عددی بین صفر و یک می‌رسیم (مقادیر بیشتر از ۱ را ۱ لحاظ می‌کنیم) که آن را در این جا، شاخص خرابی هر سازه تعریف می‌کنیم؛ به نحوی که شاخص خرابی برابر صفر (۰)، یعنی عدم خرابی و شاخص خرابی برابر یک (۱)، معادل فروریزی کلی سازه خواهد بود. در شکل ۲۳ شاخص خرابی

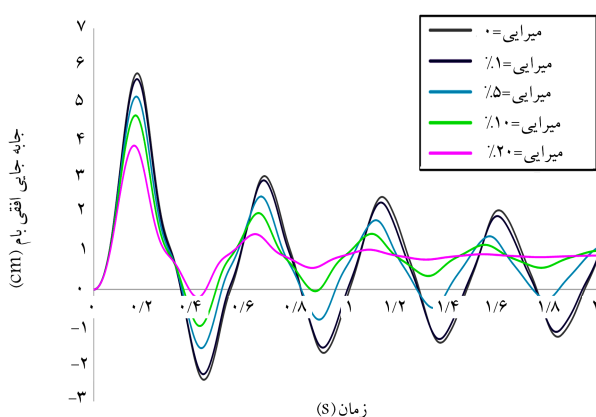
۲.۶. مطالعات مقایسه‌ی بین ارتفاع‌های مختلف سازه‌ها تحت انفجار با توجه به نمودارهای شکل ۲۱ و ۲۲ که از تحلیل‌های سازه‌های پژوهش به‌دست آمده‌اند، در مقایسه‌ی بین گریز میانگین تحمل شده توسط سازه‌های مختلف و نیز در مقایسه‌ی نسبت شکل پذیری آن‌ها، برخلاف آن‌که هر چقدر ارتفاع سازه بیشتر باشد، فشار بیشتری را متحمل می‌شود، پاسخی که به بارگذاری انفجار از خود نشان می‌دهد، کمتر است. به منظور رسیدن به فهم کیفی از رفتار بهتر سازه‌های بلند، از مفهوم شاخص



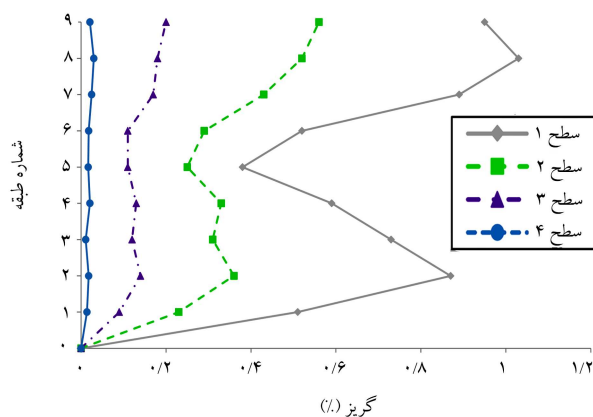
شکل ۲۶. گریز طبقات سازه‌ی ۱۵ طبقه‌ی S15BH.



شکل ۲۴. گریز طبقات سازه‌ی ۳ طبقه‌ی S3BH.



شکل ۲۷. اثرات میرایی‌های مختلف بر روی یک سازه تحت انفجار.



شکل ۲۵. گریز طبقات سازه‌ی ۹ طبقه‌ی S9BH.

۱. مقدار بیشینه‌ی شتاب افقی بام، در سازه‌های با ارتفاع متوسط و بلند (۹ و ۱۵ طبقه) در زمان ارتعاش آزاد رخ می‌دهد و در سازه‌های کوتاه (۳ طبقه)، این مقدار عموماً در آغاز انفجار رخ داده است.

۲. مقدار بیشینه‌ی جابه‌جایی افقی بام، در همه‌ی سازه‌ها و در همه‌ی انفجارها در زمان ارتعاش آزاد به دست آمده است و نیز زمان این وقوع در انفجارهای مختلف، تطابق نداشته است؛ هم‌چنین هرچه ارتفاع سازه بیشتر باشد، بیشینه جابه‌جایی بام در زمان دیرتری رخ خواهد داد.

۵.۶. مطالعه‌ی موردی اثر میرایی در پاسخ سازه‌های تحت انفجار
در پاسخ سازه‌ها به بار انفجار، مطابق آنچه که در کتاب‌های مرجع همانند دینامیک سازه‌ها تألیف پروفیسور چوپرا^[۴۰] برای سیستم‌های تک درجه آزادی ذکر شده است، در محدوده‌ی میرایی‌های متداول برای سازه‌های معمول، تأثیر چندانی برای میرایی متصور نمی‌شود. در پژوهش کنونی، با انتخاب سازه‌ی S6BH به‌عنوان نمونه‌ی سازه‌ی مطالعه‌ی موردی و اعمال بار انفجار سطح ۲ به آن و با لحاظ کردن میرایی‌های مختلفی که در کتاب مرجع مذکور اعمال و مطالعه شده است، به مطالعه‌ی اثر میرایی در پاسخ سازه به انفجار پرداخته شده است. همان‌طور که در شکل ۲۷ نشان داده شده است، مشابه با آن چه که برای سیستم‌های تک درجه آزادی بیان شده است، در محدوده‌ی میرایی‌های کم که در سازه‌های بدون دستگاه‌های خاص کنترلی وجود دارد، اثر چندانی برای نیروی میرایی، در پاسخ به بار انفجار دیده نمی‌شود.

به دست آمده برای سطح ۱ بارگذاری انفجاری و برای سازه‌های با ارتفاع‌های مختلف، ترسیم شده است؛ ملاحظه می‌شود که مقدار خرابی سازه‌های بلند در حدود ۳۰ درصد کمتر از سازه‌های کوتاه است؛ هم‌چنین طبق محدوده‌های عملکردی تعریف شده در گزارش‌های فنی^[۳۹] برای رابطه‌ی بین شاخص خرابی و سطوح عملکردی، ملاحظه می‌شود که سطح عملکردی همه‌ی سازه‌ها در محدوده‌ی ایمنی جانی است.

۳.۶. تغییرات گریز با توجه به ارتفاع طبقات

طبق آنچه که در شکل‌های ۲۴ و ۲۵ دیده می‌شود، سازه‌های کوتاه‌تر طبق مود ۱ سازه حرکت می‌کنند و در آن‌ها علامت بیشینه گریز طبقات یکسان است؛ اما برای سازه‌های بلندمرتبه، همان‌طور که در شکل ۲۶ مشاهده می‌شود طبقات بالایی گریز منفی دارند و سازه رفتاری شبیه مود ۲ دارد. این پدیده در کنار نتیجه‌ی به دست آمده برای سازه‌های با ارتفاع‌های مختلف (که هرچه ارتفاع بیشتر باشد، پاسخ بهتر خواهد بود)، نیاز به شکل‌پذیری در بارگذاری انفجار را به زبانی دیگر تکرار می‌کند، که اگر سازه‌ها شکل‌پذیرتر باشند و بتوانند عملکرد خمشی بگیرند، پاسخ بهتری نیز به انفجار خواهند داد.

۴.۶. مطالعه‌ی موردی شتاب و جابه‌جایی بیشینه‌ی طبقات و

زمان‌های مرتبط با آن‌ها

با مطالعه‌ی بیشینه‌ی شتاب بام و نیز بیشینه‌ی جابه‌جایی بام در ۶ سازه از سازه‌های مورد مطالعه، نتایج زیر به دست آمده‌اند (جدول‌های ۸ و ۹).

جدول ۸. شتاب بیشینه‌ی بام و زمان مرتبط با آن.

نام سازه	انفجار سطح ۱		انفجار سطح ۲		انفجار سطح ۳		انفجار سطح ۴	
	شتاب بیشینه‌ی بام (g)	زمان (ثانیه)	شتاب بیشینه‌ی بام (g)	زمان (ثانیه)	شتاب بیشینه‌ی بام (g)	زمان (ثانیه)	شتاب بیشینه‌ی بام (g)	زمان (ثانیه)
S15B5H	-۲٫۲۰	۰٫۳۰۱۵	-۲٫۳۱	۰٫۲۷۳۷	-۱٫۰۰	۰٫۲۶۷۳	-۰٫۱۴	۰٫۲۶۹۹
S15B3H	-۳٫۰۰	۰٫۲۷۸۹	-۲٫۲۳	۰٫۲۶۴۱	-۰٫۸۷	۰٫۲۵۴۸	-۰٫۱۶	۰٫۲۶۴۰
S9B5H	-۱٫۹۵	۰٫۲۳۳۲	-۱٫۵۱	۰٫۲۲۸۶	-۰٫۶۲	۰٫۲۲۳۲	-۰٫۰۹	۰٫۲۳۲۸
S9B3H	-۲٫۷۹	۰٫۱۸۳۰	-۲٫۲۲	۰٫۱۸۰۰	-۰٫۹۴	۰٫۱۷۷۵	-۰٫۱۷	۰٫۱۹۱۷
S3B5H	۲٫۱۵	۰٫۰۰۰۱	۰٫۹۳	۰٫۰۰۰۱	۰٫۳۳	۰٫۰۰۰۱	-۰٫۰۵	۰٫۱۱۸۵
S3B3H	۳٫۳۴	۰٫۰۰۰۱	۱٫۴۵	۰٫۰۰۰۱	۰٫۵۱	۰٫۰۰۰۱	-۰٫۰۸	۰٫۱۱۶۴

جدول ۹. بیشینه‌ی جابه‌جایی افقی بام و زمان مرتبط با آن.

نام سازه	انفجار سطح ۱		انفجار سطح ۲		انفجار سطح ۳		انفجار سطح ۴	
	شتاب بیشینه‌ی بام (cm)	زمان (ثانیه)	شتاب بیشینه‌ی بام (cm)	زمان (ثانیه)	شتاب بیشینه‌ی بام (cm)	زمان (ثانیه)	شتاب بیشینه‌ی بام (cm)	زمان (ثانیه)
S15B5H	۲۵٫۱	۰٫۳۸۰۰	۱۱٫۰	۰٫۳۰۹۲	۳٫۹۴	۰٫۲۹۶۱	۰٫۵۹	۰٫۳۰۶۰
S15B3H	۲۰٫۳	۰٫۳۳۶۰	۸٫۶۶	۰٫۲۷۹۸	۳٫۰۹	۰٫۲۷۲۲	۰٫۴۶	۰٫۲۸۱۵
S9B5H	۱۷٫۴	۰٫۲۵۸۶	۷٫۸۲	۰٫۲۳۲۲	۲٫۹۳	۰٫۲۲۷۸	۰٫۳۹	۰٫۲۳۰۹
S9B3H	۱۸٫۶	۰٫۲۱۶۴	۸٫۲۴	۰٫۱۸۸۹	۳٫۱۴	۰٫۱۸۵۳	۰٫۴۶	۰٫۱۹۵۲
S3B5H	۴٫۱۳	۰٫۱۲۳۹	۲٫۰۱	۰٫۱۱۹۶	۰٫۸۰	۰٫۱۲۰۳	۰٫۱۱	۰٫۱۱۸۰
S3B3H	۶٫۴۸	۰٫۱۳۶۴	۲٫۸۷	۰٫۱۱۸۹	۱٫۱۰	۰٫۱۱۵۸	۰٫۱۳	۰٫۱۰۶۰

۷. خلاصه‌ی نتایج

خلاصه‌ی نتایج پژوهش به شرح زیر است:

۱. سازه‌های بلند، عملکرد بهتری نسبت به سازه‌های کوتاه، تحت انفجار دارند و شاخص خرابی سازه‌های بلند، چیزی در حدود ۳۰ درصد کمتر از سازه‌های کوتاه است.
۲. در مورد سازه‌های دارای ارتفاع ثابت، در سازه‌های کوتاه، هرچه عرض سازه بیشتر باشد، پاسخ بهتری به انفجار خواهد داشت (آسیب کمتری را متحمل می‌شود)؛ در حالی‌که در سازه‌های بلند، هرچه عرض سازه بیشتر باشد، آسیب بیشتری را متحمل خواهد شد.
۳. عملکرد سازه‌های کوتاه تحت انفجار، عملکردی برشی است و در آن برای همه‌ی طبقات، گریز بیشینه‌ی هم‌علامت دیده می‌شود؛ در حالی‌که در سازه‌های با ارتفاع بلند، عملکرد سازه خمشی است و علامت گریز در طبقات بالایی، خلاف علامت گریزهای بیشینه در طبقات پایینی است.

پانویس‌ها

2. moment resisting frame (MRF)
3. special concentrically braced frame (SCBF)
4. eccentrically braced frame (EBF)
5. drag

1. over pressure

6. steel plate shear wall
7. aspect ratio
8. Opensees
9. Strip model
10. drift
11. ductility ratio

منابع (References)

1. 426F. Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings (2003).
2. U.S ARMY Corps of Eng. "UNIFIED facilities criteria (UFC) structures to resist the effects of accidental", Department of Defence USA (2008).
3. Brode, HL. "Numerical solutions of spherical blast waves", *J Appl Phys*, **26**, pp. 766-75 (1955). DOI:10.1063/1.1722085
4. Newmark, NM. and Hansen, R.J. "Design of blast resistant structures", *Shock and Vibration handbook* 3(1961).
5. Luccioni, BM., Ambrosini, RD. and Danesi, RF. "Analysis of building collapse under blast loads", *Eng Struct*, **26**, pp. 63-71 (2004). DOI:10.1016/j.engstruct.2003.08.011
6. Ambrosini, D., Luccioni, B., Jacinto, A. and et al. "Location and mass of explosive from structural damage", *Eng Struct*, **27**, pp. 167-76 (2005). DOI:10.1016/j.engstruct.2004.09.003
7. Salim, H., Asce, M., Dinan, R. and et al. "Analysis and experimental evaluation of in-fill steel-stud wall systems under blast loading", *J Struct Eng*, pp. 1216-25 (2005). DOI:https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:8(1216)
8. Wu, C. and Hao, H. "Numerical simulation of structural response and damage to simultaneous ground shock and airblast loads", *Int J Impact Eng*, **34**, pp. 556-72 (2007). DOI:10.1016/j.ijimpeng.2005.11.003
9. Byfield, M.P. "Behavior and design of commercial multistory buildings subjected to blast", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, pp. 324-329, 20.4 (2006).
10. Fu, F. "Dynamic response and robustness of tall buildings under blast loading", *JCSR*, **80**, pp. 299-307 (2013). DOI:10.1016/j.jcsr.2012.10.001
11. Coffield, A. and Adeli, H. "An investigation of the effectiveness of the framing systems in steel structures subjected to blast loading", *J Civ Eng Manag*, **20**, pp. 767-77 (2014). DOI:10.3846/13923730.2014.986667
12. Elsanadedy, H. M. and et al. "Progressive collapse potential of a typical steel building due to blast attacks" *Journal of Constructional Steel Research*, **101**, pp.143-157 (2014).
13. Ding, Y., Chen, Y. and Shi, Y. "Progressive collapse analysis of a steel frame subjected to confined explosion and post-explosion fire", *Adv ances in Structural Engineering*, pp. 1780-1796, 19.11 (2016).
14. Warn, G. and Bruneau, M. "Blast resistance of steel plate shear walls designed for seismic loading", **135**, pp. 1222-30 (2010). DOI:10.1061/ASCE?ST.1943-541X.0000055 CE
15. Driver, R.G. Moghimi, H. and "Performance assessment of steel plate shear walls under accidental blast loads", *JCSR*, **106**, pp. 44-56 (2015). DOI:10.1016/j.jcsr.2014.11.010
16. Norris, G.H., Hansen, R.J., Holly, M.J. and et al. "Structural design for dynamic loads", New York: McGraw-Hill (1959).
17. Dowling, A.R. and Harding, J. "Tensile properties of mild steel under high strain rates", *Proc. 1st HERF Conf* (1967).
18. BHRC (Building and Housing Research Center). Iranian National Building Code, Part 21. 2nd edn. Tehran,Iran: (2016).
19. Thorburn, L.J., Kulak, G.L. and Montgomery, C.J. "Analysis of steel plate shear Walls" (1983).
20. Roberts, T. and Sabouri-Ghomi, S. "Hysteretic characteristics of unstiffened perforated steel plate shear panels", *Thin-Walled Struct*, **14**, pp. 139-51 (1992).
21. Astaneh-Asl, A. "Seismic behavior and design of steel shear walls", Pap Distrib Present 2001 SEOANC Semin, pp. 1-18 (2001).
22. Astaneh-Asl, A. "Steel plate shear walls", **1**, pp. 1-12 (2000).
23. Xue, M. "Behavior of steel shear wall panels and frame-wall systems", pp.2768-2768 (1996).
24. Driver, B.R.G., Kulak, GL., Kennedy, D.J.L. and et al. "Cyclic test of four-story steel plate shear wall", *J Struct Eng*, **124**, pp. 112-20 (1998).
25. Berman J.W., Celik O.C. and Bruneau M. "Comparing hysteretic behavior of light-gauge steel plate shear walls and braced frames", **27**, pp. 475-85 (2005). DOI:10.1016/j.engstruct.2004.11.007
26. Purba, R. and Bruneau, M. "Seismic performance of steel plate shear walls considering two different design philosophies of infill Plates. I: deterioration model development", *J Struct Eng*, **141**, pp. 1-12 (2014). DOI:10.1061/(ASCE)ST
27. Dastfan, M. "Behaviour of thin steel plate shear walls Alinia, M.M. and regarding frame members", *J Constr Steel Res*, **62**, pp. 730-8 (2006). DOI:10.1016/j.jcsr.(2005).11.007
28. Gholipour, M. and Alinia, M.M. "Behavior of multi-story code-designed steel plate shear wall structures regarding bay width", *JCSR*, **122**, pp. 40-56 (2016). DOI:10.1016/j.jcsr.2016.01.020
29. Khorram, A. Alinia, M.M., Habashi, H.R. and "Nonlinearity in the postbuckling behaviour of thin steel shear panels", *Thin-Walled Struct*, **47**, pp. 412-20 (2009). DOI:10.1016/j.tws.2008.09.004
30. Zirakian, T. and Zhang, J. "Buckling and yielding behavior of unstiffened slender, moderate, and stocky low yield point steel plates", *Thin-Walled Struct*, **88**, pp. 105-18 (2015). DOI:10.1016/j.tws.2014.11.022

31. Wang, M. and Yang, W. "Thin-walled structures equivalent constitutive model of steel plate shear wall structures", *Thin Walled Struct*, **124**, pp. 415-29 (2018). DOI:10.1016/j.tws.2017.12.016
32. BHRC (Building and Housing Research Center). Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800. 4th edn. Tehran,Iran: (2014).
33. AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings AISC 341-16. AISC (2016).
34. Sabelli, R. and Bruneau, M. Steel Design Guide 20, Steel Plate Shear Wall. AISC (2007).
35. Mazzoni, S., Mckenna, F., Scott, MH. and et al. OpenSees Command Language Manual (2016).
36. Jalali, S.A. and Banazadeh, M. "Development of a new deteriorating hysteresis model for seismic collapse assessment of thin steel plate shear walls", *Thin Walled Struct*, **106**, pp. 244-57 (2016). DOI:10.1016/j.tws.2016.05.008
37. Sabouri-ghomi, S. and Asad Sajjadi, S.R. "Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners", *J Constr Steel Res*, **75**, pp. 152-9 (2012). DOI:10.1016/j.jcsr.2012.03.018
38. ASCE. FEMA 356 Prestandard November (2000). Washington DC (2000).
39. Arjomandi, K., Estekanchi, H. and Vafai, A. "Correlation between structural performance levels and damage indexes in steel frames subjected to earthquakes", *Sci Iran*, **16**, pp. 147-55 (2009).
40. Chopra, A.K., *Dynamics of Structures*, Upper Saddle River, NJ: Pearson Education(2012).