



تحلیل احتمالاتی عملکرد سازه های قاب خمشی فولادی تحت ضربه ی وسایل نقلیه

عباسعلی صادقی، حمید کاظمی*، میثم صمدی

گروه مهندسی عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۰۵/۱۵
بازنگری: ۱۳۹۹/۰۷/۲۶
پذیرش: ۱۳۹۹/۰۹/۲۴
ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۱۰/۰۶

کلمات کلیدی:

ضربه ی وسیله ی نقلیه
قاب خمشی فولادی
تحلیل دینامیکی غیرخطی
منحنی شکنندگی
ناپایداری دینامیکی.

خلاصه: در چند دهه ی اخیر، با گسترش حوادث غیرطبیعی مانند آتش سوزی، انفجار و برخورد وسایل نقلیه، مطالعه ی رفتار سازه ها تحت اثر بارگذاری های نامتعارف مورد توجه پژوهشگران و مهندسين سازه قرار گرفته است. در میان سناریوهای مختلف بارهای ضربه ای، برخورد تصادفی یا عمدی وسایل نقلیه ی سبک و سنگین به ستون خارجی ساختمان های فولادی به عنوان یک موضوع تحقیقی و کاربردی حائز اهمیت می باشد. از آنجا که بارهای ضربه ای ناشی از برخورد وسایل نقلیه به ساختمان ها در طراحی لحاظ نمی شوند، شایسته است اثر این بارها، بر عملکرد غیرخطی سازه ها مورد مطالعه قرار گیرد. در این تحقیق، سازه های قاب خمشی فولادی ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه با شکل پذیری متوسط برای بارهای ثقلی و لرزه ای طراحی شده و سپس تحلیل های دینامیکی غیرخطی تحت بارهای ضربه ای ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین به ستون گوشه ی محور کناری توسط نرم افزار OpenSees انجام و منحنی های شکنندگی برای سطوح مختلف خسارت ارائه شده است. در نهایت پاسخهای سازه های مورد مطالعه تحت اثر ضربه ی برخورد با سرعت های مختلف تا رخداد ناپایداری دینامیکی بررسی و مقایسه شده اند. نتایج نشان داد که ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک با سرعت های ۸۰، ۱۰۰، ۱۴۰ و ۱۳۰ کیلومتر بر ساعت و ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین با سرعت های ۵۰، ۶۰، ۷۰ و ۸۰ کیلومتر بر ساعت، به ترتیب باعث رخداد ناپایداری دینامیکی در قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه ی مورد نظر شده است.

۱- مقدمه

های موضعی^۲ و کلی^۳ می شود که می تواند زبان های اقتصادی و اجتماعی زیادی به بار آورد [۲]. در چند دهه ی گذشته، موارد بسیاری از واژگونی کلی یا موضعی سازه ها بر اثر بارهای غیرعادی مانند آتشفشانی، انفجار گاز، انفجار بمب، برخورد وسایل نقلیه، برخورد هواپیما و ... اتفاق افتاده که اکثر آن ها طی مدت زمان نسبتاً کوتاهی رخ داده و رفتار سازه ها را تحت تأثیر قرار داده است [۳]. در طی چند دهه ی اخیر طراحی سازه ها به طوری که علاوه بر اثرات زلزله در مقابل فروریزش پیشرونده نیز مقاوم باشند، اهمیت پیدا کرده است. یکی از عواملی که در طراحی و تحلیل سازه ها در مقابل خرابی پیشرونده بسیار حائز اهمیت می باشد، بارهای ضرب های مانند ضربه ی ناشی از برخورد وسایل نقلیه به سازه های ساختمانی است که می توان آن را به عنوان یک سناریوی تأثیرگذار در مهندسی سازه در نظر گرفت که به صورت طبیعی یا ناشی از حملات تروریستی رخ می دهد [۴]. اخیراً افزایش

اطمینان از ایمنی سازه ها همواره به عنوان یک اصل کلیدی برای طرح مهندسی مطرح بوده است و لذا پیشبینی مکانیسم های خرابی سازه ها اجتنابناپذیر می نماید. یکی از مکانیسم های خرابی، فروریزش پیشرونده^۱ می باشد که در آن یک یا چند عضو سازه ای در اثر بارگذاری های ضرب های یا عوامل دیگر به طور آنی فرو ریخته و سازه به طور پیشرونده ای تخریب می شود. باز توزیع بارهای ناحیه ی خراب شده سبب گسیختگی دیگر اجزای سازه ای شده و در نتیجه خرابی کل سازه و یا بخش مهمی از آن ایجاد می گردد به گونه ای که خرابی نهایی تناسبی با خرابی اولیه ندارد [۱]. به طور کلی ساختمان ها برای شرایط بارگذاری غیرعادی طراحی نمی شوند چرا که احتمال وقوع آن ها معمولاً بسیار کم است. اما در صورت رخداد، باعث خرابی

1 Progressive Collapse

- 2 Local Damage
- 3 Global Damage

* نویسنده عهده دار مکاتبات: kazemi0518@mshdiau.ac.ir

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لیسانس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لیسانس، از آدرس <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode> دیدن فرمائید.



جنوبی^۶ تحت اثر بارگذاری ضرب های متناسب با جرم وسیله ی نقلیه پرداخته اند. نتیجه ی این مطالعه نشان داد که جرم وسیله ی نقلیه، نقش مهمی در میزان خرابی ایجاد شده در پایه ی پل مذکور ایفا نموده اند. کانگ و همکاران^۷ [۱۶ و ۱۵]، به مطالعه ی عملکرد قاب های خمشی فولادی سه طبقه دو بعدی و سه بعدی با طول دهانه ی ۵ و ۱۰ متر تحت اثر برخورد وسیله ی نقلیه پرداخته اند. ابتدا عملکرد ستون های دایروی، مربع شکل و H شکل تحت اثر ضربه ی وسیله ی نقلیه بررسی و مقایسه شده است و سپس امکان رخداد فروریزش پیشرونده در سازه های مورد مطالعه تحت دو سناریو بررسی شد. ابتدا عملکرد سازه ی مذکور بر اساس رویکرد حذف ستون ناگهانی مبتنی بر روش مسیر جایگزین (APM)^۸ مطابق دستورالعمل UFC^۹ و سپس تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ارزیابی شد. آسیب های کلی به دست آمده از تحلیل برخورد وسیله ی نقلیه به طور قابل توجهی از مقادیر محاسبه شده بر اساس رویکرد حذف ستون ناگهانی بزرگ تر بوده اند. جریک و فوگلار^{۱۰} [۱۷]، رفتار پایه ی پل بتن مسلح بزرگراه چوتوونین در جمهوری چک^{۱۱} تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین بررسی نموده و نشان دادند که ترکیب متفاوت آرماتوربندی پایه ی پل تأثیر بسزایی بر روی کاهش خرابی آن داشته و رفتار آن را بهبود می بخشد. کیم و کانگ [۱۸]، به بررسی اثر ضربه ی برخورد کامیون به ستون فولادی پرداختند و میزان خسارت وارده بر آن را به صورت کمی مشخص نموده اند. ژو و همکاران^{۱۲} [۱۹]، به مطالعه ی پارامتری پایه ی پل بتن آرمه طراحی شده مطابق ضوابط آئین نامه ای چین تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین پرداخته و سپس رفتار پایه ی پل مذکور را با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر اساس سرعت و جرم وسیله ی نقلیه بررسی نمودند. دیمارتینو و همکاران^{۱۳} [۲۰]، به بررسی عددی و آزمایشگاهی رفتار ستون دایروی بتن آرمه تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین پرداخته اند. نتایج عددی و آزمایشگاهی تطابق خوبی مخصوصاً در سرعت های برخورد پایین داشته اند. همچنین نتایج بیانگر آسیب پذیری ستون دایروی بتن آرمه تحت اثر بار ضربه ای می باشد. جاویدان و همکاران [۲۱]، به ارزیابی احتمالاتی اثر ضربه ی وسیله ی

حوادث غیرطبیعی و تهدیدات تروریستی در نقاط مختلف جهان، اهمیت موضوع ارزیابی رفتار سازه ها در برابر بارهای نامتعارف را چند برابر کرده است به گونه ای که تحقیق در این زمینه از مقوله های مهم در مهندسی سازه محسوب می گردد [۶ و ۵]. در ادامه، به اختصار پیشینه ی تحقیق توضیح داده می شود.

شارما و همکاران^۱ [۷]، به بررسی رفتار پایه ی پل بتن آرمه ی بزرگراه میان ایالتی تگزاس آمریکا (IH-۲۰)^۲ تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد کامیون پرداخته اند. نتایج تحقیق مذکور نشان داد که پایه ی پل مورد نظر مقاومت کافی در برابر بارهای ضربه ای را دارد و دچار فروریزش کلی نمی شود. توکلی و رشیدی الشتی [۸]، رخداد فروریزش پیشرونده در قاب های خمشی فولادی را تحت بارگذاری جانبی بررسی کرده و نشان دادند که مدل های سه بعدی حساسیت بیشتری به کاهش پاسخ سازه های برش پایه و حذف اعضا دارند. فو^۳ [۱۰ و ۹]، به بررسی امکان رخداد خرابی پیشرونده ی یک ساختمان فولادی ۲۰ طبقه با سیستم دوگانه ی قاب خمشی و مهاربندی تحت سناریوهای مختلف حذف ستون به صورت ناگهانی (مستقل از عامل خرابی) و بارگذاری انفجاری پرداخت. نتایج این تحقیقات به ترتیب نشان داد که اولاً حذف ستون گوشه بحرانی تر است و برای مقاومت در برابر خرابی پیشرونده لازم است تیرهای دهانه ی حذف شده در ارتفاع کمتر، قوی تر طراحی شوند. دوما، به منظور افزایش تاب آوری سازه ی مذکور در برابر خرابی پیشرونده ی ناشی از انفجار بایستی ظرفیت برشی و شکل پذیری ستون افزایش یابد. شارما و همکاران [۱۲ و ۱۱]، با استفاده از منحنی های شکنندگی به بررسی احتمالاتی عملکرد ستون بتن آرمه تحت اثر برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین با سرعت های مختلف پرداخته اند و در نتیجه، چارچوبی نوین بر پایه ی مدل تقاضای احتمالاتی و ظرفیت نیروی برشی پایه ی پل بتن آرمه به منظور کاهش خسارت ناشی از شکنندگی برشی آن ارائه و روند طراحی ستون بتن آرمه تحت اثر بارهای ضربه ای مختلف توسعه داده شد. کیم و کانگ^۴ [۱۳]، به بررسی اثر ضربه ی وسیله ی نقلیه به ستون گوشه ی طبقه ی همکف سازه ی قاب خمشی فولادی پرداختند و میزان خسارت وارده بر آن را مورد مطالعه قرار دادند. چانگ و همکاران^۵ [۱۴]، به بررسی عملکرد پایه ی پل بتن مسلح پیش ساخته در بزرگراه چونگجو-چئون کره ی

6 Choongju- Jecheon Highway, South Korea

7 Kang et al.

8 The Alternative-Load Path Method

9 The Unified Facilities Criteria

10 Jiříček and Foglar

11 Chotoviny Highway, Czech Republic

12 Zhou et al.

13 Demartino et al.

1 Sharma et al.

2 Interstate Highway 20, Longview, Texas, USA

3 Fu

4 Kim and Kang

5 Chung et al.

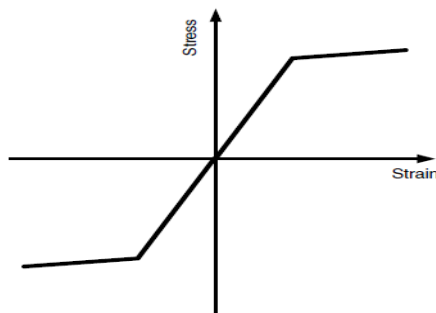
خمش فولادی ۲ طبقه تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک، با در نظر گرفتن عدم قطعیت در مصالح و بارهای اعمالی، با استفاده از روشه ای مبتنی بر شبیه سازی پرداخته اند. نتایج نشان داد که در سازه‌ی مورد مطالعه، متغیرهای تصادفی جرم و سرعت وسیله ی نقلیه و مقاومت تسلیم مصالح، تأثیرگذارترین متغیرها در احتمال خرابی بوده و روش شبیه‌سازی زیر مجموعه ای بر مبنای تکنیک متغیر کنترل (CSS)^۸ نسبت به روش مونت کارلو، با تعداد نمونه ی کمتر و زمان اجرای کوتاهتر، احتمال خرابی را با خطای قابل قبولی تخمین زده است.

بررسی شواهد و مطالعات نشان میدهد که ضربه ی ناشی از برخورد وسایل نقلیه به ستونه ای خارجی ساختمان ها می تواند یکی از عوامل ایجاد ناپایداری دینامیکی^۹ باشد [۲۹ و ۱۶ و ۱۵]. لذا از آنجا که در سناریوی ضربه ی وسایل نقلیه با جرم و سرعتهای مختلف برخورد تأثیرگذار می‌باشند، برای بررسی رفتار سازه‌ها در برابر این نوع بارگذاری ها از دو رویکرد تعیینی و احتمالاتی، معمولاً استفاده از تحلیل شکنندگی^{۱۰} اجتناب‌ناپذیر می باشد [۳۰]. در این تحقیق، سازه های قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط (IMRF)^{۱۱} و با تعداد طبقات ۲ (کوتاه مرتبه)، ۵ و ۸ (میان مرتبه) و ۱۲ (بلند مرتبه) مطابق دستورالعمل HAZUS [۳۱]، در نظر گرفته شده و سپس مطابق ضوابط آییننامه‌های طراحی گردیده‌اند. در ادامه، قاب دو بعدی محور کناری آن‌ها استخراج و در نرم‌افزار اجزا محدود OpenSees [۳۲] مدل سازی شده است. در نتیجه رفتار سازه های مذکور تحت اثر بارهای ضربه ای ناشی از برخورد وسایل نقلیه با سرعت های مختلف (با گام سرعتی ۱۰ km/h) مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است. به منظور نوآوری در تحقیق، سرعت رخداد ناپایداری دینامیکی^{۱۲} که به صورت (V_{DI}) نشان داده شده، برای مدل های مذکور مشخص گردیده است. به عبارت دیگر V_{DI} سرعتی است که وسیله ی نقلیه به سازه های مورد مطالعه برخورد کرده و باعث می شود که عملکرد آنها در سطح آستانه ی فروریزش^{۱۳} قرار گیرد. همچنین به منظور بررسی رفتار سازه های قاب خمشی فولادی تحت اثر بار ضربه ای ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین با سرعت های مختلف، پاسخ های سازه‌های مطالعه و مقایسه شده و جهت بررسی احتمالاتی عملکرد سازه های مورد مطالعه از منحنی های شکنندگی

نقلیه به ستون گوشه‌ی قاب خمشی فولادی پرداخته و میزان خسارت وارده را با استخراج منحنی های شکنندگی سرعت های مختلف وسیله ی نقلیه مورد بررسی قرار دادند. ژائو و همکاران^۱ [۲۲]، پل بتن آرمه ای با دو پایه و سه دهانه را مطابق ضوابط آئین نامه ای چین طراحی کرده اند و سپس پاسخ های دینامیکی و مدهای خرابی آن را تحت اثر بار ضربه ای بررسی نمودند. کیاکجوری و شیدائی [۲۳]، تأثیرات مدل‌سازی اجزا محدودی و فن های تحلیلی شامل روش حل، اندازه‌ی مش، نوع عضو، زمان حذف ستون^۲ (CRT)، نسبت میرایی و نرخ کرنش را در رویکرد حذف ستون در قابهای خمشی فولادی با استفاده از روش دینامیکی غیرخطی به طور دقیق ارزیابی نموده اند. با توجه به نتایج، پارامترهای اندازه‌ی مش و زمان حذف ستون تأثیر عمده‌ای بر پاسخ های سازه‌های در سناریوهای حذف ستون داشته اند، در حالی که تأثیر پارامترهای روش حل و نسبت میرایی در پاسخ های سازه‌های قابل اغماض هستند. علیلو و پورامینیان [۲۴]، به بررسی منحنی های شکنندگی لرزه‌های قاب خمشی بتن آرمه مجهز به میراگرهای ویسکوالاستیک با استفاده از روشهای FNA^۳ و NLTHA^۴ پرداخته اند. نتایج نشان داد که زمان اجرا در روش FNA کاهش یافته و منحنی ای شکنندگی استخراج شده از این روش در حالت حدی عملکردی تخمین دقیقی از خسارت سازه را ارائه نمی دهد. سانتوس و همکاران^۵ [۲۵]، به بررسی خرابی انواع اتصالات متداول تیر به ستون قاب خمشی فولادی تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه پرداخته اند و نشان دادند که اتصال تیر کاهش یافته^۶ (RBS) باعث مکانیسم تسلیم تیر شده و رفتار آن تحت بار ضربه ای بهبود یافته است. کانگ و کیم [۲۶]، به بررسی عملکرد ستون فولادی دارای پانل ضربه‌گیر تحت اثر برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سنگین پرداخته‌اند و نقش آن را در کاهش خرابی بررسی نمودند. نتایج این تحقیق نشان داد که پانل ضربه‌گیر باعث جذب نیروی ضربه شده و از خرابی ناگهانی ستون فولادی جلوگیری می کند. کیم و لی^۷ [۲۷]، به بررسی آسیب‌پذیری ۵۸ عدد پایه ی پل بتن مسلح در کشور کره جنوبی تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد وسایل نقلیه مبتنی بر تحلیل ریسک پرداخته اند و در نهایت عملکرد احتمالاتی مدل های مذکور با استفاده از منحنی های شکنندگی مطالعه شده است. صادقی و همکاران [۲۸]، به ارزیابی قابلیت اطمینان سازه‌ی قاب

8 Control Variates-based Subset Simulation Method
9 Dynamic Instability
10 Fragility Analysis
11 Intermediate Moment Resisting Frame
12 Dynamic Instability Velocity
13 Collapse Prevention

1 Zhao et al.
2 Column Removal Time
3 the Fast Nonlinear Analysis
4 the Nonlinear Time History Analysis
5 Santos et al.
6 Reduced Beam Section
7 Kim and Lee



شکل ۱. رفتار هیستریزسی مدل Steel ۰۱ در نرم افزار OpenSees [۳۸]

Fig. 1. Phase velocity dispersion curves for a steel pipe with outer diameter of 220 mm and wall thickness of 4.8 mm

تنش نهایی به ترتیب ۲۴۰ و ۳۷۰ مگاپاسکال، فرض شده و مصالح فولادی تک محوری دو خطی با سخت شوندگی سینماتیکی و سختی ایزوتروپیک بر اساس مدل Steel ۰۱ مطابق شکل ۱، با میزان سخت شدگی ۳ درصد در نظر گرفته شده اند [۳۸]. ضمناً طبق آیین نامه ASCE 41 [۳۹] جهت اعمال رفتار غیر خطی مصالح سازه در مدل باید از یک مدل تحلیلی دقیق استفاده نمود. در این تحقیق، برای اعضای سازه‌ای از مقطع رشته ای (فایبر) به صورت مدل پلاستیسیته ی گسترده استفاده شده است. در این اعضا به جای پلاستیک شدن مصالح در نقاط خاصی از سازه (مانند نقاطی در تیر، که نزدیک ستون است)، پلاستیک شدن مصالح به صورت توزیع یافته در همه ی طول عضو در نظر گرفته میشود. این نوع مقاطع قادر به در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی هستند. از مزیت های استفاده از مدل رشته ای و عضو تیر-ستون با پلاستیسیته ی گسترده این است که تغییر شکل های پلاستیک در هر نقطه یا هر مقطعی در طول عضو می تواند رخ دهد که این برای برآورد کرنش های موضعی و مدلسازی اعضا با مقاطع و خصوصیات و شرایط مرزی مختلف حایز اهمیت می باشد. مدل رشته ای همچنین دارای چند محدودیت مهم است مانند اینکه تغییر شکل مقطع در طول بارگذاری و کماتش موضعی را نمی تواند مدل کند [۳۸ و ۳۹]. در ادامه، برای انجام تحلیل های غیرخطی توسط نرم افزار OpenSees دو دسته عضو غیرخطی وجود دارد. دسته ی اول اعضای سازه‌ای بر اساس نیرو^۲ و دسته ی دوم اعضای سازه‌ای بر اساس جابجایی^۳ می باشند. اعضای سازه‌ای بر اساس نیرو ساختار پیچیده تری دارند که به جواب های دقیق تری منجر می شوند در حالی که اگر در اعضای سازه ای بر اساس جابجایی به اندازه کافی مشبندی انجام نشود، جواب های حاصله دقت کافی را نخواهند داشت.

استفاده شده است. در نهایت، چارچوبی نوین بر مبنای سرعت برخورد وسیله ی نقلیه به سازه های مذکور تا رخداد ناپایداری دینامیکی ارائه گردیده است.

۲- روش تحقیق

در این تحقیق، سازه های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط در نظر گرفته شده اند. ارتفاع ستون ها ۳/۲ متر و ابعاد دهانه ها همگی ۶ متر می باشد. سازه ها بر اساس مقررات ملی ساختمان [۳۳ و ۳۴] و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۳۵] بر فرض خاک نوع II در پهنه ی خطرپذیری خیلی زیاد ($A=0/35 g$) طرح شده اند. در این تحقیق، به منظور طراحی از نرم افزار ETABS [۳۶] و روش حالت حدی (LRFD) [مطابق آیین نامه ی ۱۰-۳۷] AISC ۳۶۰ استفاده شده است. بارگذاری ثقلی مرده و زنده ی طبقات سازه های سه بعدی به ترتیب ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع اعمال شده و معیار بحرانی، جابجایی نسبی طبقات بوده است، در نتیجه نسبت تقاضا به ظرفیت در تمامی اعضای سازه‌ای، مقادیری به مراتب کمتر از واحد داشته اند. نسبت میرایی رایلی $\xi = 0/05$ برای تمام مدل های ارتعاشی سازه منظور شده و اثر اعضای غیرسازه‌ای در نظر گرفته نشده است. جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت بارهای ضربی قاب دو بعدی محور کناری در نرم افزار OpenSees مدل سازی شده اند. در قاب های انتخابی، بارهای مرده و زنده ی گسترده روی تیرها به ترتیب برابر ۱۵۰۰ و ۶۰۰ کیلوگرم بر متر لحاظ شده است. همچنین جرمی متناظر با نصف بار ثقلی به علاوه ۲۵ درصد بار زنده به گره های خارجی سازه ها وارد می گردد. مصالح به کار رفته در تیرها و ستون ها همگی از نوع ST ۳۷ با مدول الاستیسیته برابر ۲۰۰۰۰۰ مگا پاسکال، تنش تسلیم و

2 Force Base Element
3 Displacement Base Element

1 Load and Resistance Factor Design



شکل ۲. فلوچارت روش تحقیق مطالعه‌ی حاضر

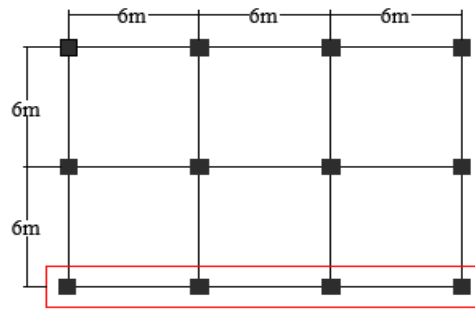
Fig. 2 Flowchart of present study methodology.

همگرد استفاده شده که در این نوع تبدیل، تبدیلات هندسی غیرخطی را به صورت کاملاً دقیق از سیستم محلی به سیستم کلی محاسبه کرده است. در نتیجه در قاب‌های مورد مطالعه، سیستم انتقالی P-Delta برای ستون‌ها و از سیستم Corotational برای تیرها استفاده شده است. همچنین از اندرکنش سقف و تیرها صرف‌نظر و با توجه به مدل‌سازی دو بعدی، از اثرات پیچش در قاب‌ها چشم‌پوشی شده است. اتصالات تیر به ستون و ستون به پی، صلب فرض شده است. اندرکنش خاک و سازه لحاظ نشده است. سپس عملکرد غیرخطی قاب‌های مذکور تحت اثر بارهای ضربه‌ای ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک و سنگین با اعمال اثر $\Delta-P$ با استفاده از دو رویکرد تعینی و احتمالاتی بررسی شده و فلوچارت روش تحقیق مطالعه‌ی حاضر مطابق شکل ۲ ارائه شده است.

در ادامه پلان مشترک سازه‌های مذکور و قاب مورد مطالعه با کادر مستطیلی قرمز رنگ، پیکربندی قاب‌های دو بعدی کناری به همراه موقعیت ضربه‌ی برخورد به ستون گوشه‌ی آن‌ها به ترتیب مطابق شکل‌های ۳ و ۴ ارائه شده است.

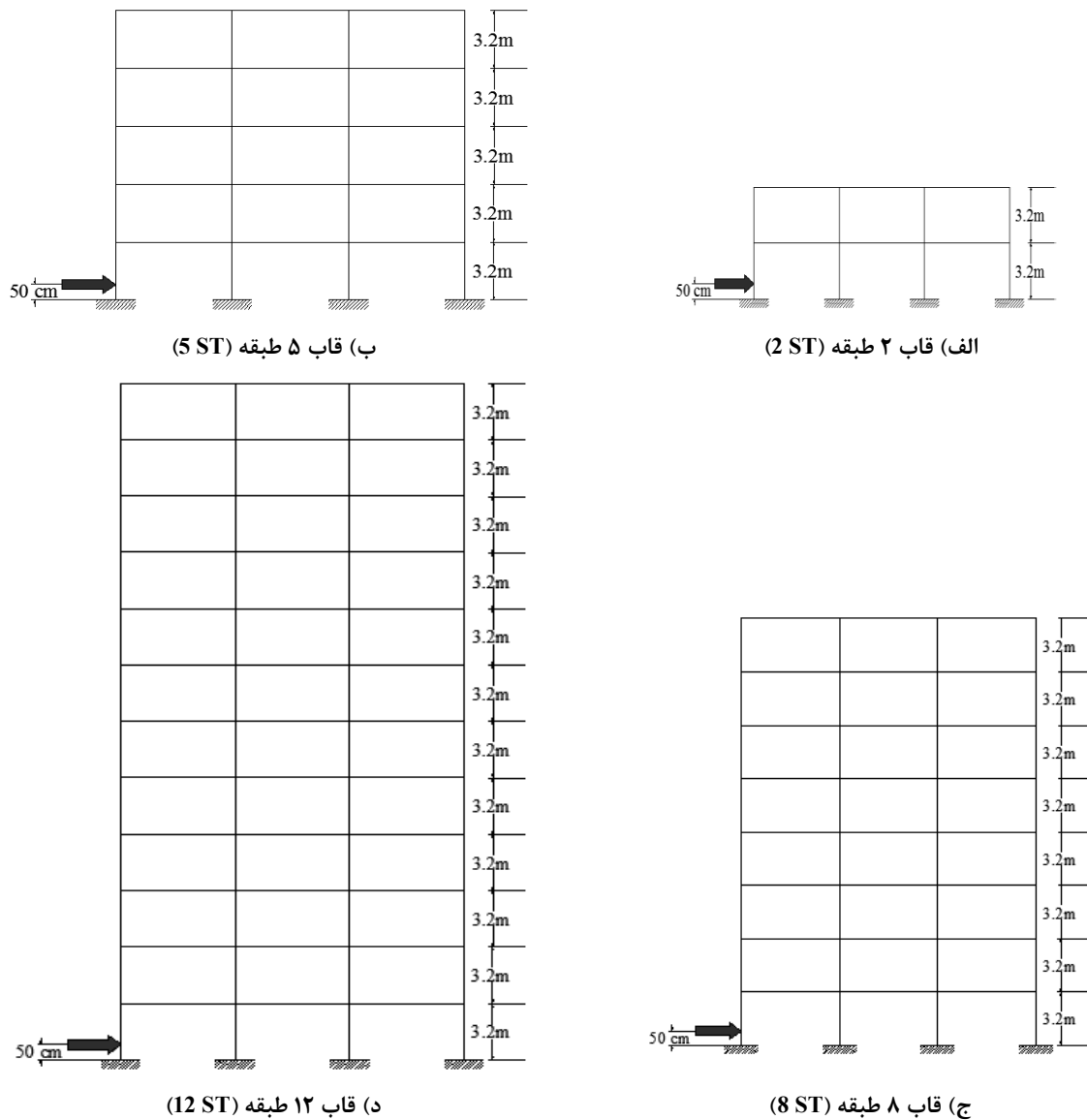
جدول‌های ۱ تا ۴ مقاطع طراحی شده قاب‌های مورد مطالعه را نشان می‌دهد. در این تحقیق، مقاطع تیرها I شکل و مقاطع ستون‌ها فلزی جعبه

در هر دو این اعضا با تعیین تعدادی نقطه انتگرال‌گیری در طول عضو، امکان مشاهده‌ی وضعیت مفصل پلاستیک فراهم می‌شود. هنگام استفاده از عضو تیر-ستون نیرویی برای کاهش خطا می‌توان تعداد اعضا و یا تعداد نقاط انتگرال‌گیری را افزایش داد. در این تحقیق، برای مدل‌سازی اعضای تیر و ستون، از اعضای تیر-ستون غیرخطی نیرویی استفاده شده است. در ادامه، تعداد مقاطع رشته‌های ۲۰۰ عدد و تعداد نقاط انتگرال‌گیری در طول اعضای تیر-ستون ۵ عدد فرض شده است. در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از الگوریتم نیوتن با جستجوی خطی برای حل مسئله استفاده شده است. کاربرد الگوریتم ذکر شده جهت جلوگیری از عدم همگرایی تحلیل سازه به دلیل فروجهشی سازه است. در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی انجام شده به مصالح اجازه داده می‌شود تا وارد محدوده رفتار غیرخطی شده و در نتیجه تغییر شکل‌های بزرگ و اتلاف انرژی در اثر جاری شدن مصالح رخ خواهد داد و فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی در طول تحلیل از یک گام به گام بعد می‌تواند تغییر کند. اما این ماتریس‌ها در طول هر گام زمانی، ثابت است و پاسخ مدل‌ها تحت بارهای ضربه‌ای به روش‌های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می‌شود. جهت برآورد رفتار غیرخطی هندسی از تبدیل



شکل ۳. پلان سازه های مورد مطالعه در این تحقیق

Fig. 3. The plan of the studied structures in this research.



شکل ۴. قاب های دو بعدی محور کناری استخراج شده از سازه های سه بعدی مورد نظر به همراه موقعیت ضربه ی برخورد

Fig. 4. The extracted 2D frames of side axis of the studied 3D structures with the location of collision impact. a) 2-story frame, b) 5-story frame, c) 8-story frame, d) 12-story frame.

جدول ۱. مقاطع قاب ۲ طبقه

Table 1 The sections of 2-story frame.

طبقات	مقطع تیر		مقطع ستون	
	کناری	میانی	کناری	میانی
طبقه اول	HE200B	HE220B	BOX200*20	BOX200*20
طبقه دوم	HE180B	HE200B	BOX200*18	BOX200*18

جدول ۲. مقاطع قاب ۵ طبقه

Table 2. The sections of 5-story frame.

طبقات	مقطع تیر		مقطع ستون	
	کناری	میانی	کناری	میانی
طبقه اول	HE260B	HE280B	BOX200*22	BOX200*25
طبقه دوم	HE260B	HE260B	BOX200*20	BOX200*22
طبقه سوم	HE240B	HE260B	BOX200*18	BOX200**20
طبقه چهارم و پنجم	HE220B	HE240B	BOX200*16	BOX200*16

جدول ۳. مقاطع قاب ۸ طبقه

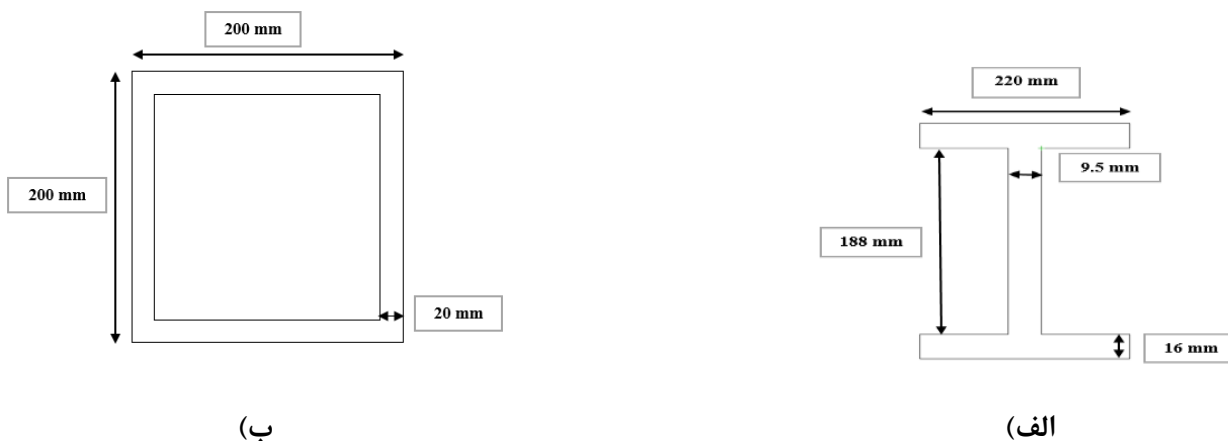
Table 3. The sections of 8-story frame.

طبقات	مقطع تیر		مقطع ستون	
	کناری	میانی	کناری	میانی
طبقه اول	HE300B	HE300B	BOX280*35	BOX280*35
طبقه دوم	HE280B	HE280B	BOX280*35	BOX280*35
طبقه سوم و چهارم	HE260B	HE280B	BOX280*30	BOX280*30
طبقه پنجم	HE240B	HE260B	BOX200*18	BOX200*18
طبقه ششم	HE220B	HE240B	BOX200*18	BOX200*18
طبقه هفتم و هشتم	HE200B	HE220B	BOX200*18	BOX200*18

جدول ۴. مقاطع قاب ۱۲ طبقه

Table 4. The sections of 12-story frame.

طبقات	مقطع تیر			مقطع ستون
	کناری	میانی	کناری	میانی
طبقه‌ی اول و دوم	HE340B	HE360B	BOX300*35	BOX300*35
طبقه‌ی سوم	HE320B	HE340B	BOX300*30	BOX300*30
طبقه‌ی چهارم و پنجم	HE280B	HE300B	BOX300*20	BOX300*20
طبقه‌ی ششم و هفتم	HE260B	HE280B	BOX270*20	BOX270*20
طبقه‌ی هشتم	HE240B	HE260B	BOX250*18	BOX250*18
طبقه‌ی نهم	HE220B	HE240B	BOX220*16	BOX220*16
طبقه‌ی دهم	HE200B	HE220B	BOX220*22	BOX220*22
طبقه‌ی یازدهم و دوازدهم	HE180B	HE180B	BOX200*18	BOX200*18



شکل ۵. جزئیات مقاطع: (الف) مقطع تیر HE220B (ب) مقطع ستون 20*BOX200

Fig. 5. Phase velocity dispersion curves for a steel pipe with outer diameter of 220 mm and wall thickness of 4.8 mm

روابط (۱) و (۲)، معادلات حرکت سازه‌ی یک درجه آزادی را تحت اثر بار ضربه‌ای ارائه می‌دهند [۴۰].

الف) از زمان t تا t_1 (نوسان اجباری):

در روابط (۱) و (۲)، پارامترها P_0 ، بار ضربه‌ای، k ، سختی سازه، ω ، فرکانس زاویه‌ای، u_0 ، جابجایی اولیه، u'_0 ، سرعت اولیه‌ی سازه و، $(t-t_1)$ مدت زمان ضربه‌ی می باشد [۴۰].

$$u(t) = \frac{P_0}{k} - \frac{P_0}{k} \cos \omega t \quad (1)$$

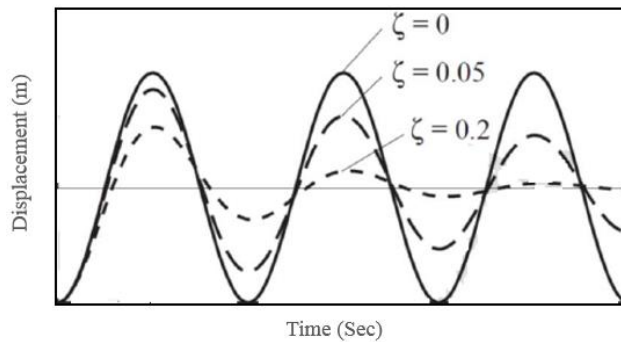
ای شکل طراحی شده‌اند. به عنوان نمونه، مقطع تیر HE220B و مقطع ستون 20*BOX200 به ترتیب در شکل ۵-الف و ب ارائه شده است.

۱-۲- بار ضربه‌ی ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک و سنگین اصولاً بار ضربه‌ای، به صورت دینامیکی و با شدت زیاد و طی زمان کوتاهی به سازه اعمال می‌گردد. از انواع بارهای ضربه‌ای، بار ناشی از برخورد وسایل نقلیه به ستون‌های ساختمانه‌ی فولادی و بتنی و پایه‌های پل یا ضربه‌ی ناشی از شروع یا توقف ناگهانی جرثقیل یا آسانسور می‌باشند [۳۰]. یک نمونه‌ی ساده از بارهای ضربه‌ای در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶. بار ضربه ای ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه به ستون [۴۰]

Fig. 6. Impact loading induced by vehicle collision to column [40].



شکل ۷. پاسخ دینامیکی جابجایی ستون تحت اثر بار ضربه ای [۴۰]

Fig. 7. Dynamic response of column displacement subjected to impact loading [40].

سانیمتری ستون گوشه ی قاب های مورد مطالعه، با سرعت های مختلف (V_i) فرض شده است [۴۱ و ۴۲]. نیروی ضربه (F) و مدت زمان ضربه (Δt) از روابط (۴) و (۵) به دست آمده است. در روابط مذکور پارامترهای V ، k و m به ترتیب معادل سرعت، سختی وسیله ی نقلیه و جرم وسیله ی نقلیه می باشند. ضمناً سختی وسیله ی نقلیه معادل ۳۰۰ کیلونیوتن بر متر است [۲۱]. در جدول های ۵ و ۶ به ترتیب نیروی ضربه و مدت زمان ضربه تحت برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین، ارائه شده است [۴۲-۴۴]:

$$F = V\sqrt{km} \quad (۴)$$

$$\Delta t = \frac{m \cdot v}{F} \quad (۵)$$

در ادامه به عنوان نمونه، تاریخچه زمانی بار ضربه مطابق شکل ۸، برای سرعت ۱۰۰ کیلومتر بر ساعت وسیله ی نقلیه ی سبک ارائه شده است.

$$u(t) = \frac{u'_0}{\omega} \cos \omega(t - t_1) + u_0 \sin \omega(t - t_1), \Delta t = t - t_1 \quad (۲)$$

(ب) $t > t_1$ (نوسان آزاد):

در رابطه ی (۳)، پاسخ تحلیل دینامیکی سازه تحت اثر بار ضربه ای در حالت میرا ارائه شده است. پارامترهای ζ ، نسبت میرایی، ω_n ، فرکانس طبیعی و ω_D ، فرکانس میرایی می باشد.

$$u(t) = \frac{u'_0}{\omega} \cos \omega(t - t_1) + u_0 \sin \omega(t - t_1), \Delta t = t - t_1 \quad (۳)$$

پاسخ دینامیکی جابجایی ستون ساختمان با در نظر گرفتن نسبت میرایی مختلف تحت اثر بار ضربه ای مستطیلی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک مطابق شکل ۷ ارائه شده است [۴۰].

مطابق مطالعات قبلی، جرم وسایل نقلیه ی سبک و سنگین (m)، به ترتیب معادل یک و نیم و هشت تن و موقعیت برخورد در ارتفاع ۵۰

جدول ۵. نیروی ضربه و مدت زمان ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک

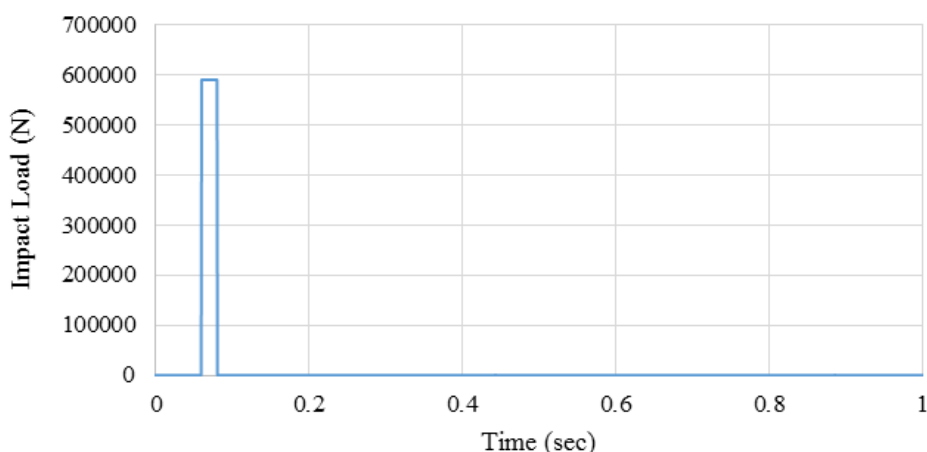
Table 5. Impact force and impact duration of light vehicle collision.

متغیر (V_i)	سرعت وسیله ی نقلیه (km/h)	نیروی ضربه (N)	مدت زمان ضربه (ms)
V_1	۱۰	۵۸۹۲۶	۷۰/۷۱۰۲
V_2	۲۰	۱۱۷۸۵۱	۷۰/۷۱۰۸
V_3	۳۰	۱۷۶۷۷۷	۷۰/۷۱۰۶
V_4	۴۰	۲۳۵۷۰۲	۷۰/۷۱۰۸
V_5	۵۰	۲۹۴۶۲۸	۷۰/۷۱۰۶
V_6	۶۰	۳۵۳۵۵۳	۷۰/۷۱۰۸
V_7	۷۰	۴۱۲۴۷۹	۷۰/۷۱۰۷
V_8	۸۰	۴۷۱۴۰۴	۷۰/۷۱۰۸
V_9	۹۰	۵۳۰۳۳۰	۷۰/۷۱۰۷
V_{10}	۱۰۰	۵۸۹۲۵۶	۷۰/۷۱۰۶
V_{11}	۱۱۰	۶۴۸۱۸۱	۷۰/۷۱۰۷
V_{12}	۱۲۰	۷۰۷۱۰۷	۷۰/۷۱۰۷
V_{13}	۱۳۰	۷۶۶۰۰۸	۷۰/۷۱۲۹
V_{14}	۱۴۰	۸۲۳۰۷۲	۷۰/۸۷۲۷

جدول ۶. نیروی ضربه و مدت زمان ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین

Table 6. Impact force and impact duration of heavy vehicle collision.

متغیر (V_i)	سرعت وسیله ی نقلیه (km/h)	نیروی ضربه (N)	مدت زمان ضربه (ms)
V_1	۱۰	۱۳۲۲۷۲	۱۶۸/۰۰۴۰
V_2	۲۰	۲۶۹۴۴۴	۱۶۴/۹۴۸۷
V_3	۳۰	۴۰۶۶۱۵	۱۶۳/۹۵۵۳
V_4	۴۰	۵۴۴۲۷۷	۱۶۳/۳۱۵۵
V_5	۵۰	۶۷۶۰۵۹	۱۶۴/۳۵۱۲
V_6	۶۰	۸۱۳۲۳۰	۱۶۳/۹۵۵۳
V_7	۷۰	۹۵۰۴۰۲	۱۶۳/۶۷۳۴
V_8	۸۰	۱۰۸۸۵۵۳	۱۶۳/۳۱۵۷



شکل ۸. تاریخچه زمانی بار ضربه ای

Fig. 8. Time history of impact loading.

جدول ۷. مشخصات هندسی اتصال مورد نظر [۴۵]

Table 7. Geometric specifications of the studied connection.

نمونه‌ی آزمایشگاهی	ابعاد ستون (mm)	ابعاد تیر (mm)	ابعاد سخت‌کننده (mm)
4CT1	۲۰۰×۲۰۰×۱۲	۲۵۴×۱۰۲×۳۲/۲۲	۱۳۷×۷۶×۱۳

۲-۲- راستی آزمایشی مدل‌سازی

در این تحقیق، به منظور اطمینان از صحت مدل‌سازی در نرم افزار OpenSees و همچنین درستی داده‌های ورودی به برنامه، دو صحت سنجی قاب خمشی فولادی در نرم افزار مذکور تحت اثر بارهای چرخه ای و ضربه ای بر اساس مراجع معتبر خارجی [۴۵ و ۱۸] به شرح ذیل ارائه شده و دقت آنها راستی آزمایشی گردیده است. ضمناً در تحقیق حاضر، ابتدا تحلیل مودال قابهای دو بعدی مورد مطالعه در نرم افزارهای ETABS و OpenSees انجام شده و با بررسی نتایج، اختلاف زمان تناوب مدهای ارتعاشی مدل های مذکور در دو نرم افزار ناچیز بوده است.

۲-۲-۱- راستی آزمایشی مدل‌سازی تحت بار چرخ های

به منظور اطمینان از مدل‌سازی و نتایج تحلیل، مطابق شکل ۹، نمونه ی آزمایشگاهی اتصال تیر به ستون در قاب خمشی فولادی از مطالعه ی

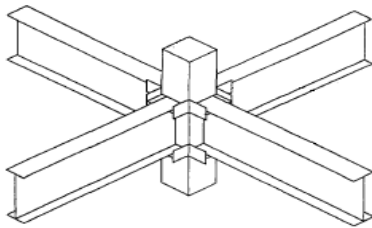
شانموگام و تینگ^۱ انتخاب شده است [۴۵]. در این اتصال ۴ تیر با مقطع I به ستون مرکزی قوطی شکل متصل شده است. تیرها دارای طول ۱/۵ متر و طول ستون نیز ۱ متر بوده است. تیرها در هر چهار طرف توسط سخت‌کننده‌های T شکل به ستون میانی جوش داده شده بودند. در این تحقیق به منظور شبیه سازی رایانه ای، مدل آزمایشگاهی شماره ۴TC۱ به کمک نرم افزار OpenSees انتخاب شده و جدول های ۷ و ۸ جزئیات اتصال و ویژگی‌های مصالح را نشان می دهد. در ادامه، به منظور مدل سازی تیرها از اعضای الاستیک با فنرهای متمرکز پلاستیک در دو انتها استفاده شده است. با توجه به تقارن اتصال، از مدل دو بعدی آن استفاده شده است و در انتها بار وارده دو برابر شده است. شکل ۱۰ نتیجه ی حاصل از راستی آزمایشی را نشان می دهد. همانطور که ملاحظه می شود نتایج این تحقیق، تطابق خوبی با مطالعه ی مرجع [۴۵] دارد.

1 Shanmugam and Ting

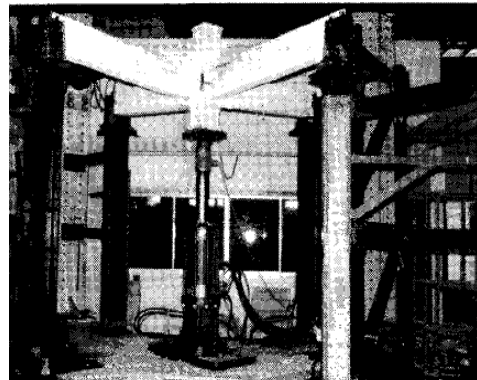
جدول ۸. مشخصات مصالح فولادی اجزای مختلف اتصال مورد نظر [۴۵]

Table 8. Specifications of steel material in the studied connection.

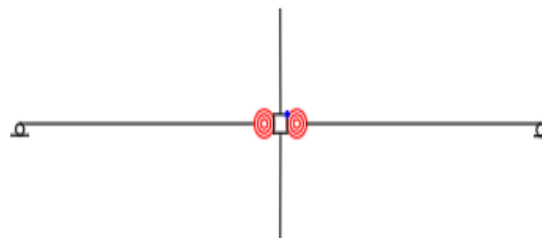
نمونه‌ی آزمایشگاهی	مدول الاستیسیته ($\text{N/mm}^2 (\times 1000)$)	مقاومت تسلیم (N/mm^2)
ستون	۲۰۰	۳۰۳
بال تیرها	۲۰۰	۳۰۲
جان تیرها	۲۰۰	۳۱۲
بال سخت‌کننده	۲۰۰	۲۷۹
جان سخت‌کننده	۲۰۰	۲۸۵



(ب)



(الف)



(ج)

شکل ۹. نمونه‌ی مورد نظر جهت صحت‌سنجی در این تحقیق: (الف) اجرای آزمایشگاهی [۴۵]، (ب) پیکربندی نمونه‌ی آزمایشگاهی، (ج) مدل شبیه‌سازی شده‌ی رایانه‌ای

Fig. 9. The studied prototype for verification in this research: a) Experimental methodology [45], b) Configuration of an experimental prototype, c) Simulated model by computer.

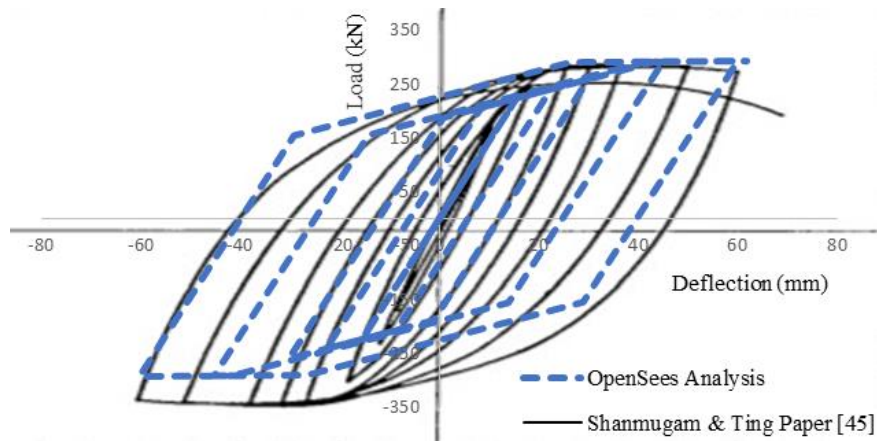
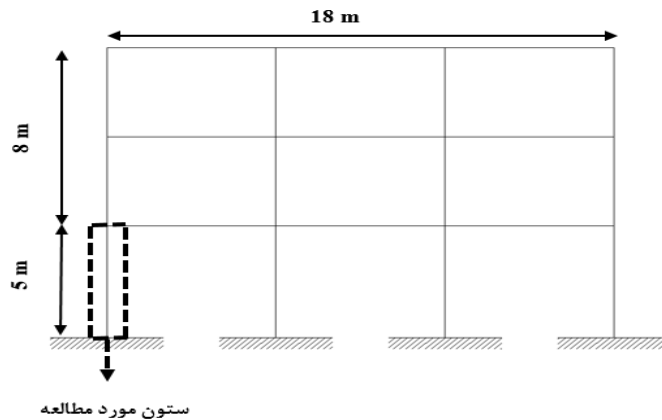


Fig. 10. Comparison of analytical and experimental results.

شکل ۱۰. مقایسه ی نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی



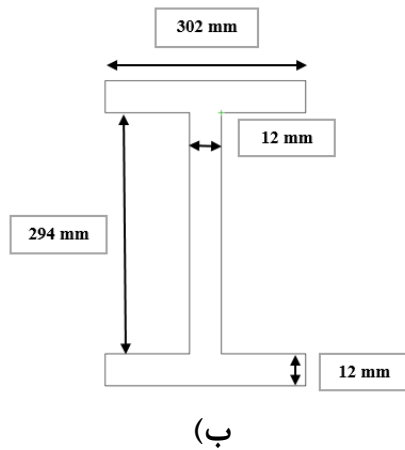
شکل ۱۱. سازه ی سه طبقه ی سه دهانه ی کیم و کانگ [۱۸]

Fig. 11. The structure of Kim and Kang model with 3-story and 3 bays [18].

کیلومتر بر ساعت می‌باشد. در این تحقیق، برای تحلیل ستون از المان تغییر مکان کنترل با مصالح Steel ۰۱ استفاده شده است. نقاط انتگرال گیری ۴ عدد در نظر گرفته شده است. با توجه به توزیع انحنا و ایجاد انحنای زیاد در ناحیه ی مفصل پلاستیک در پای ستون استفاده شده از یک المان منجر به افزایش سطح نیروها خواهد شد. بنابراین از سه عضو تغییر مکان کنترل در راستای طولی ستون، یکی در ناحیه ی مفصل پلاستیک و دومی در بالای ناحیه مفصل پلاستیک به اندازه طول مفصل پلاستیک و دیگری در مابقی ستون لحاظ شده است. همچنین به دلیل وجود بار محوری، اثرات P-delta با استفاده از دستور geomTransf دیده شده است. در ادامه، برای مدلسازی پداستال با ابعاد ارائه شده در تحقیق [۱۸]، از مصالح Steel ۰۲ (الاستیک

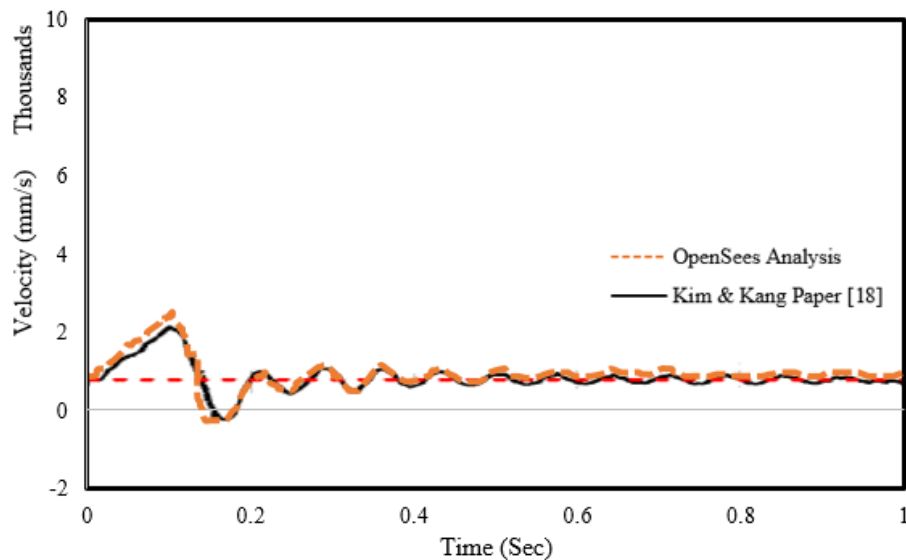
۲-۲-۲ راستی آزمایشی بار ضربه ای

برای سنجش صحت مدل بار ضربه ای از تحقیق کیم و کانگ [۱۸] استفاده شده است. ابتدا سازه ی سه طبقه ی قاب خمشی فولادی سه دهانه مطابق شکل ۱۱ با عرض دهانه ی ۶ متر با بار مرده و زنده ی به ترتیب ۶ و ۷ کیلونیوتن بر مترمربع و بر اساس استاندارد ۲۰۱۲ IBC طراحی شده است، سپس ستون گوشه ی طبقه ی اول با ارتفاع ۵ متر مطابق شکل ۱۲ با فولاد نوع A572 به تنهایی تحت بار ضربه ای قرار گرفته است. شبیه سازی نرم افزاری توسط نرم افزار OpenSees انجام شده است. بار ضربه ای مورد نظر ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ای به وزن ۸ تن و سرعت ۳۰



شکل ۱۲. نمای شماتیک: الف) مدل کیم و کانگ، ب) مقطع ستون [۱۸]

Fig. 12. The schematic view, a) Kim and Kang model, b) Column section [18].

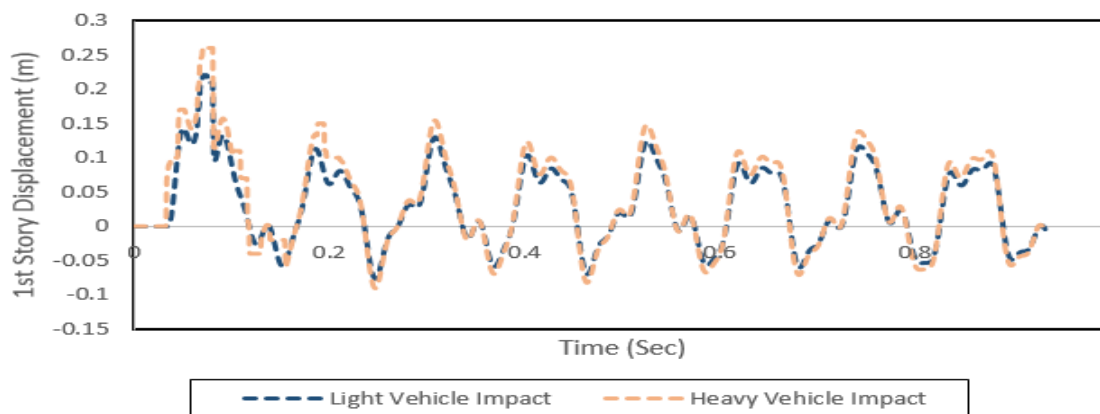


شکل ۱۳. مقایسه ی نمودار سرعت-زمان مدل نرم‌افزاری و مدل مرجع

Fig. 13. Comparison of velocity-time diagram related to software and reference model

آسیب دیده تحت اثر بار ضربه ای با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی به دست آمده است. همان‌گونه که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود منحنی سرعت-زمان مدل تهیه شده و مدل مرجع [۱۸]، مطابقت نسبتاً خوبی با یکدیگر دارند، لذا میتوان قاب‌های مورد مطالعه را با اطمینان در نرم افزار OpenSees تحت بار ضربه ای مدل‌سازی و بررسی نمود.

خطی- پلاستیک کامل با سخت شوندگی) و برای بتن از مصالح Con-
 ۰۲ crete (نرم شدگی کششی خطی) بهره برده شده است. سپس برای
 مدلسازی صفحه ستون مطابق مقاله‌ی [۱۸]، از فنرهای پیش‌کش غیرخطی
 با المان zero-length با مصالح Steel-۰۲ در نظر گرفته شده است. در
 انتها به مدل فایبری ساخته شده، بارگذاری به صورت ضربه ای متناسب با
 جرم و سرعت وسیله ی نقلیه اعمال شده است. در ادامه، پاسخ سرعت ستون



شکل ۱۴. تاریخچه زمانی جابجایی طبقه ی اول قاب ۲ طبقه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین وارده به ستون گوشه

Fig. 14. The displacement time history of 1st story in 2-story frame under impact induced by light and heavy vehicle to te corner column.

۳- نتایج و تفسیر آن ها

از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین به ترتیب ۲۱ و ۲۶ سانتیمتر و در زمان ۰/۰۷۴ ثانیه بوده و جابجایی تراز طبقه ی اول قاب ۲ طبقه تحت ضربه ی برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین نسبت به سبک، ۱۹ درصد افزایش یافته است.

در این قسمت، شکل ۱۵، جابجایی تراز طبقه ی اول قاب های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه را به ترتیب تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد با سرعت های مختلف نشان می دهد. با بررسی نتایج حاصله مشخص می شود که میزان حداکثر جابجایی طبقه ی اول قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک به ترتیب ۲۱، ۲۵، ۳۱ و ۳۷ سانتیمتر و تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سنگین ۲۶، ۲۸، ۳۵ و ۴۰ سانتیمتر می باشد که به ترتیب حدود ۱۹، ۱۰، ۱۲ و ۷ درصد افزایش را در زمان رخداد ناپایداری دینامیکی نشان می دهد.

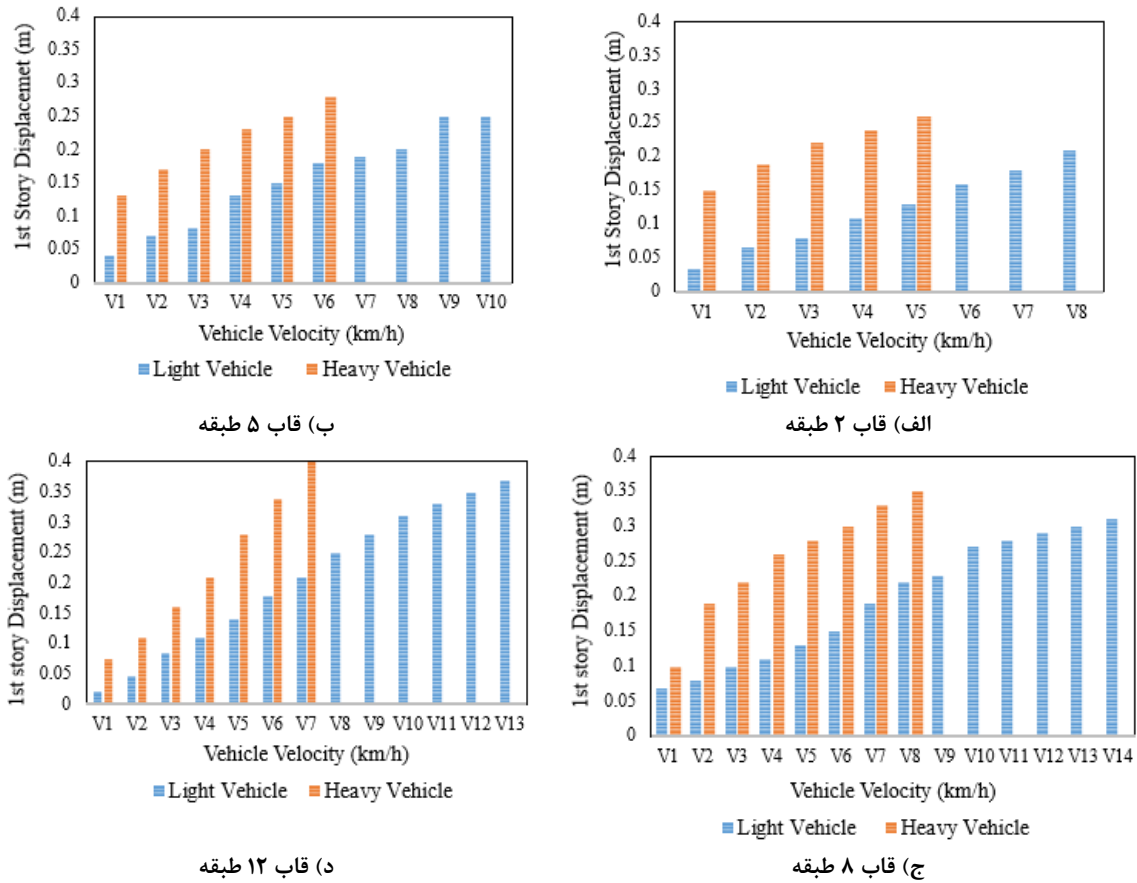
در ادامه ی تحقیق، به دلیل کثرت نمودارهای جابجایی طبقات مدل های مورد بررسی بر اساس سرعت های مختلف وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین، تنها جابجایی طبقات مدل های مورد مطالعه تحت سرعت وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگینی که باعث رخداد ناپایداری دینامیکی (V_{DI}) در سازه ها می شود، مطابق جدول ۹ ارائه شده است. نتایج حاکی از بیشینه بودن جابجایی تراز طبقه ی اول نسبت به سایر طبقات در مدل های مورد بررسی می باشد.

قاب محور کناری از چهار سازه ی قاب خمشی فولادی ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه در نرم افزار ۲۰۵۰ OpenSees مدل سازی شده اند. پس از انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین با سرعت های مختلف (گام سرعتی ۱۰ km/h)، خروجی های نرم افزار مانند حداکثر پاسخ های سازه ای نظیر جابجایی طبقه ی اول، جابجایی نسبی طبقات، برش پایه، شتاب طبقه ی اول، دوران تیر دهانه ی آسیب دیده، نیروی محوری ستون گوشه و جابجایی قائم اتصال تیر-ستون در سرعت هایی که موجب رخداد ناپایداری دینامیکی می شود به صورت نمودار و جدول ارائه شده است و در نهایت به منظور تحلیل احتمالاتی عملکرد سازه های مذکور تحت اثر بارهای ضربه ای ناشی از برخورد وسایل نقلیه ی سبک و سنگین بر حسب سطوح خسارت مختلف، منحنی های شکنندگی ارائه شده است.

۳-۱- پاسخ های سازه ای

۳-۱-۱- جابجایی طبقه ی اول

جابجایی تراز طبقه ی اول قاب ۲ طبقه ی تحت ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین به ترتیب با سرعت ناپایداری دینامیکی معادل ۸۰ و ۵۰ کیلومتر بر ساعت در شکل ۱۴ ارائه شده است. بررسی شکل نشان می دهد میزان حداکثر جابجایی طبقه ی اول تحت ضربه ی ناشی

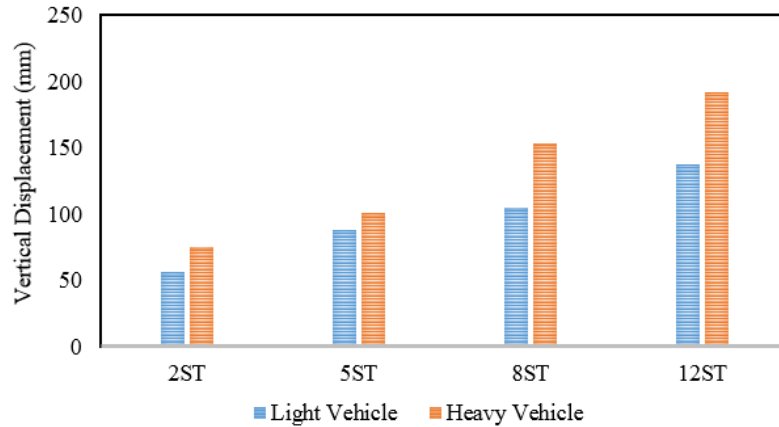


شکل ۱۵. مقایسه ی پاسخ جابجایی طبقه ی اول قاب های مورد مطالعه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سنگین و سبک با سرعت های مختلف
 Fig. 15. Phase velocity dispersion curves for a steel pipe with outer diameter of 220 mm and wall thickness of 4.8 mm

جدول ۹. مقایسه ی پاسخ جابجایی طبقات قاب های مورد مطالعه تحت سرعت رخداد ناپایداری دینامیکی برحسب سانتی متر

Tabl 9. Comparison of the stories displacement response of the studied frames under dynamic instability velocities based on cm unit.

طبقات	قاب ۲ طبقه		قاب ۵ طبقه		قاب ۸ طبقه		قاب ۱۲ طبقه	
	سبک	سنگین	سبک	سنگین	سبک	سنگین	سبک	سنگین
۱	۲۱	۲۶	۲۵	۲۸	۳۱	۳۵	۳۷	۴۰
۲	۱۱	۱۵	۱۹	۲۲	۲۶	۲۸	۳۲	۳۶
۳	-	-	۱۵	۱۸	۲۱	۲۴	۲۹	۳۳
۴	-	-	۱۱	۱۵	۱۹	۲۰	۲۶	۲۹
۵	-	-	۷	۹	۱۵	۱۸	۲۲	۲۶
۶	-	-	-	-	۱۱	۱۴	۲۲	۲۴
۷	-	-	-	-	۹	۱۰	۱۹	۲۰
۸	-	-	-	-	۷	۸	۱۶	۱۷
۹	-	-	-	-	-	-	۱۱	۱۴
۱۰	-	-	-	-	-	-	۹	۱۰
۱۱	-	-	-	-	-	-	۶	۸
۱۲	-	-	-	-	-	-	۶	۶



شکل ۱۶. مقایسه ی پاسخ جابجایی قائم اتصال تیر-ستون در ستون گوشه ی قاب های مورد مطالعه تحت سرعت های رخداد ناپایداری دینامیکی

Fig. 16. Comparison of the beam-column connection vertical displacement response in corner column of the studied frames under dynamic instability velocities

جدول ۱۰. مقایسه ی پاسخ تنش حداکثر ستون گوشه قاب های مورد مطالعه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین بر حسب Mpa

Table 10. Comparison of maximum stress response of corner column of studied frames under light and heavy vehicle impact based on Mpa unit.

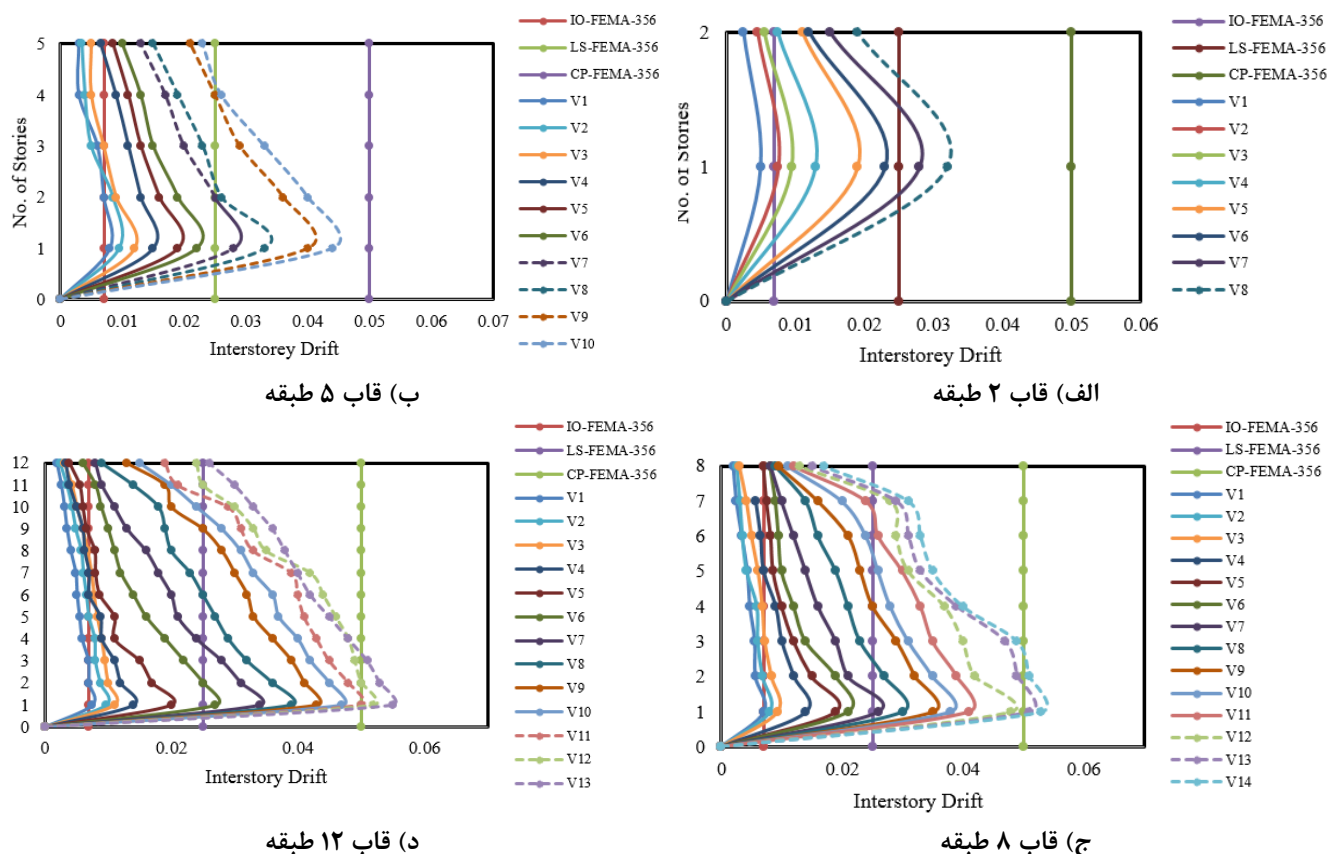
وضعیت	قاب ۲ طبقه		قاب ۵ طبقه		قاب ۸ طبقه		قاب ۱۲ طبقه	
	سبک	سنگین	سبک	سنگین	سبک	سنگین	سبک	سنگین
بدون ضربه	۴/۲	۴/۹	۹/۱	۹/۷	۱۴/۳	۱۵/۲	۱۹/۶	۲۰/۲
با ضربه	۶/۸	۸/۵	۱۲/۹	۱۴/۴	۱۸/۸	۲۰/۷	۲۶/۱	۲۸/۳
تغییرات (%)	۳۸	۴۲	۲۹	۳۳	۲۴	۲۷	۲۵	۲۹

۳-۱-۳- تنش ستون ضربه دیده

به منظور مقایسه ی تنش ایجاد شده در ستون گوشه تحت اثر برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین، مصالح فولادی در نمونه های قاب خمشی مورد مطالعه در دو حالت الاستیک (قبل از ضربه) و غیر الاستیک (بعد از ضربه) در نظر گرفته شده اند. در نتیجه می توان تنش ستون گوشه در دو حالت با و بدون در نظر گرفتن ضربه ی ناشی از برخورد وسایل نقلیه مورد بررسی قرار داد. در ادامه، نتایج حداکثر تنش ایجاد شده در ستون مذکور تحت سرعت های رخداد ناپایداری دینامیکی مطابق جدول ۱۰ ارائه شده است. نتایج نشان می دهد که تغییرات تنش در ستون مورد مطالعه در دو حالت با و بدون در نظر گرفتن ضربه در قاب کوتاه مرتبه ی ۲ طبقه بیشتر و در قاب میان مرتبه ی ۸ طبقه کمتر است.

۳-۱-۲- جابجایی قائم اتصال تیر-ستون

به منظور بررسی عملکرد ستون گوشه ی طبقه ی اول تحت اثر ضربه، مقدار پاسخ جابجایی قائم اتصال تیر-ستون مطابق شکل ۱۶ ارائه شده است. مشخص می شود جابجایی قائم اتصال تیر-ستون در قاب ۱۲ طبقه نسبت به قاب های ۲، ۵ و ۸ طبقه تحت اثر برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین به ترتیب حدود ۶۰، ۴۷ و ۲۰ درصد افزایش یافته است. همچنین میزان افزایش جابجایی قائم در حالت برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین به سبک در قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب حدود ۲۳، ۲۰، ۳۱ و ۲۷ درصد می باشد. با افزایش ارتفاع مدل های سازهای، جابجایی قائم اتصال مذکور نیز افزایش یافته است.



شکل ۱۷. جایجایی نسبی طبقات قاب های مورد مطالعه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک به ستون گوشه با سرعت های مختلف

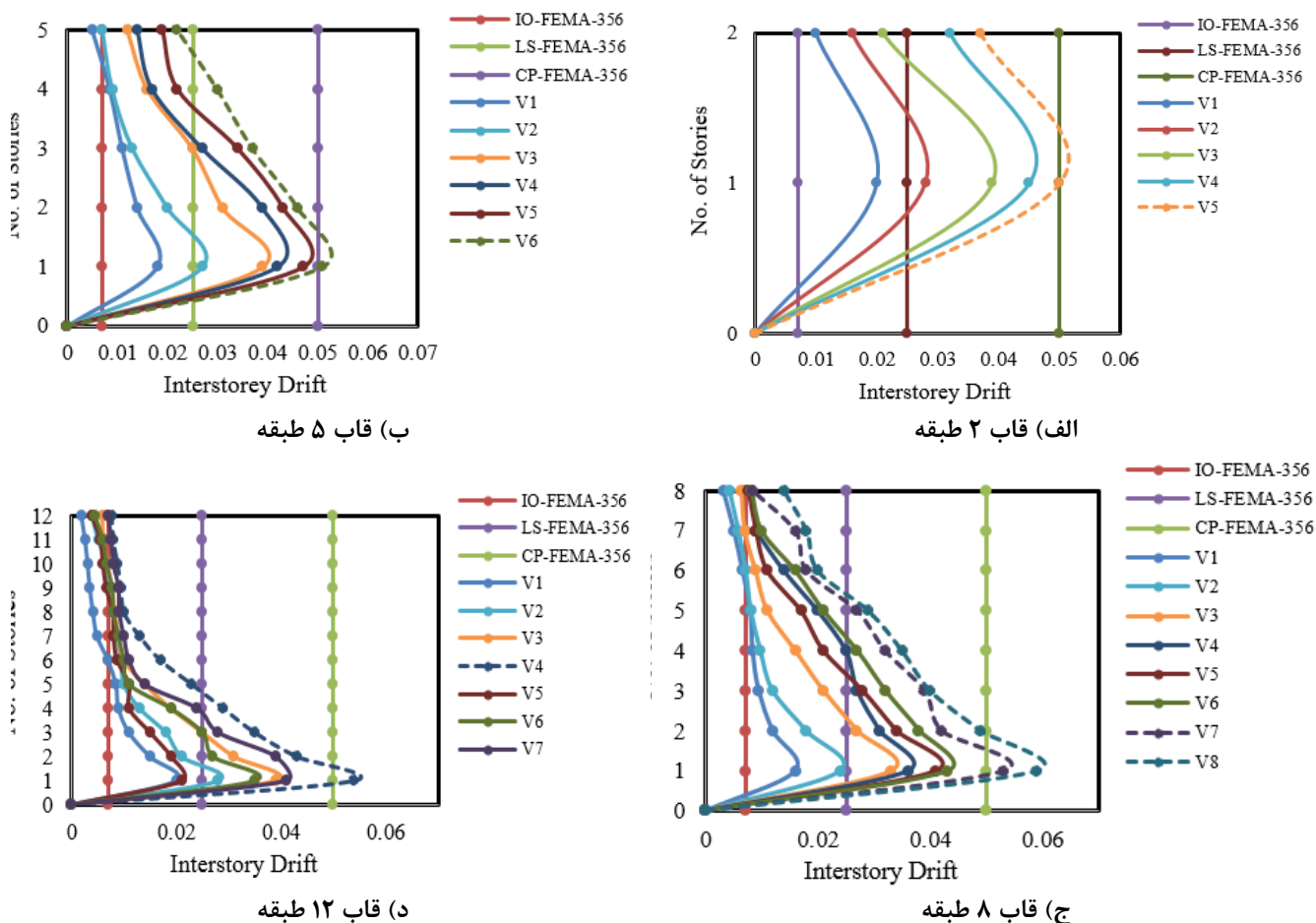
Fig. 17. Stories drift of studied frames under light vehicle impact to corner column with different velocities. a) 2-story frame, b) 5-story frame, c) 8-story frame, d) 12-story frame.

در شکل ۱۷-الف، جایجایی نسبی قاب ۲ طبقه تحت ضربه ی ناشی از وسیله ی نقلیه ی سبک به ستون گوشه ارائه شده است. می توان دید که در سرعت برخورد ۸۰ کیلومتر بر ساعت، میزان حداکثر ضریب جایجایی نسبی بام، ۰/۰۱۹ و حداکثر جایجایی نسبی طبقه ی اول که محل اصابت وسیله ی نقلیه ی سبک به قاب می باشد، ۰/۰۳۲ است. بر اساس FEMA-۳۵۶، سطح عملکردی سازه ی مذکور ایمنی جانی را نشان می دهد. مطابق شکل ۱۷-ب، جایجایی نسبی طبقه ی اول قاب ۵ طبقه تحت ضربه ی ناشی از وسیله ی نقلیه ی سنگین با سرعت ۱۰۰ کیلومتر بر ساعت معادل ۰/۰۴۴ می باشد. در قاب های ۸ و ۱۲ طبقه مطابق شکل های ۱۷-ج و د، حداکثر جایجایی نسبی طبقه ی اول تحت سرعت های ۱۴۰ و ۱۳۰ کیلومتر بر ساعت به ترتیب معادل ۰/۰۵۳ و ۰/۰۵۵ است که مطابق آئین نامه، سطح عملکردی سازه ی مورد مطالعه آستانه ی فروریزش می باشد.

۳-۱-۴ جایجایی نسبی طبقات

مطابق FEMA-۳۵۶ [۴۶]، معیار جایجایی نسبی ۰/۰۷، ۲/۵ و ۵ درصد به عنوان سطوح عملکرد استفاده ی بی وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه ی فروریزش (CP) در نظر گرفته شده و مطابق شکل های ۱۷ و ۱۸، جایجایی نسبی میان طبقه ای تحت سناریوهای خاص ضربه متناسب با سرعت و وزن وسیله ی نقلیه ارائه شده است. لازم به ذکر است که سطح عملکردی نشان دهنده ی حداکثر خرابی مورد انتظار سازه می باشد به طوری که اگر خرابی از این حد افزایش یابد، سطح عملکردی سازه نیز تغییر پیدا خواهد کرد.

- 1 Immediate Occupancy
- 2 Life Safety
- 3 Collapse Prevention



شکل ۱۸. جابجایی نسبی طبقات قاب های مورد مطالعه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سنگین به ستون گوشه با سرعت های مختلف

Fig. 18. Stories drift of studied frames under heavy vehicle impact to corner column with different velocities. a) 2-story frame, b) 5-story frame, c) 8-story frame, d) 12-story frame.

سرعت های برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین که موجب رخداد ناپایداری دینامیکی (V_{DI}) می شود، ارائه شده است. مطابق جدول ۱۱، مقادیر پاسخ جابجایی نسبی طبقات قاب های مورد مطالعه تحت سرعت رخداد ناپایداری دینامیکی بر اساس اختلاف جابجایی ستون آسیب دیده نسبت به سایر ستون ها ارائه و مقایسه شده است. نتایج نشان می دهد که میزان جابجایی نسبی طبقه ی اول نسبت به سایر طبقات بیشتر است.

بررسی عملکرد قاب های مورد مطالعه، حداکثر جابجایی نسبی پسماند آن ها تحت اثر بارهای ضربه ای در سرعت های رخداد ناپایداری دینامیکی مطابق شکل ۱۹ ارائه شده است. نتایج نشان می دهد که به عنوان نمونه در قاب ۱۲ طبقه، میزان حداکثر جابجایی نسبی پسماند تحت اثر برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین به سبک حدود ۱۶ درصد افزایش داشته است.

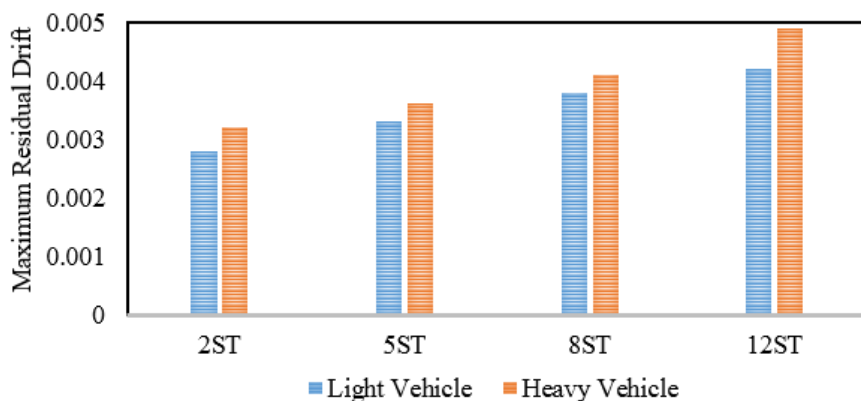
مطابق شکل ۱۸-الف، جابجایی نسبی قاب ۲ طبقه تحت ضربه ی ناشی از وسیله ی نقلیه ی سنگین به ستون گوشه ارائه شده است. با بررسی نتایج حاصله مشخص می شود که تحت سرعت برخورد ۵۰ کیلومتر بر ساعت میزان حداکثر جابجایی نسبی تراز بام ۰/۰۳۶ و حداکثر جابجایی نسبی طبقه ی اول که محل اصابت وسیله ی نقلیه ی سبک به قاب می باشد، ۰/۰۵ است. بر اساس شکل ۱۸-ب، جابجایی نسبی طبقه ی اول قاب ۵ طبقه تحت اثر نیروی ضربه ی ناشی از وسیله ی نقلیه ی سنگین با سرعت ۶۰ کیلومتر بر ساعت معادل ۰/۰۵۱ می باشد. مطابق شکل های (۱۸-ج و د)، در قاب های ۸ و ۱۲ طبقه، حداکثر جابجایی نسبی طبقه ی اول تحت سرعت های ۸۰ و ۷۰ کیلومتر بر ساعت به ترتیب معادل ۰/۰۵۹ و ۰/۰۵۴ است.

در ادامه، معیار جابجایی نسبی بر اساس اختلاف جابجایی ستون گوشه ی ضربه دیده نسبت به سایر ستون های گوشه ی طبقات فوقانی برای

جدول ۱۱. مقایسه ی پاسخ جابجایی نسبی طبقات قاب های مورد مطالعه تحت سرعت های رخداد ناپایداری دینامیکی

Table 11. Comparison of the stories drift of studied frames under dynamic instability velocities.

طبقات	قاب ۲ طبقه		قاب ۵ طبقه		قاب ۸ طبقه		قاب ۱۲ طبقه	
	سبک	سنگین	سبک	سنگین	سبک	سنگین	سبک	سنگین
۱	۰/۰۶۵	۰/۰۸۱	۰/۰۷۸	۰/۰۸۷	۰/۰۹۶	۰/۱	۰/۱۱	۰/۱۲
۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱۷	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۰۸	۰/۰۱	۰/۰۰۷	۰/۰۰۶
۳	-	-	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۱	۰/۰۰۸	۰/۰۰۷
۴	-	-	۰/۰۱۱	۰/۰۱	۰/۰۰۹	۰/۰۱۲	۰/۰۰۹	۰/۰۰۸
۵	-	-	۰/۰۱۱	۰/۰۱۲	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹
۶	-	-	-	-	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸
۷	-	-	-	-	۰/۰۰۹	۰/۰۱۱	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹
۸	-	-	-	-	۰/۰۰۹	۰/۰۱	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹
۹	-	-	-	-	-	-	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹
۱۰	-	-	-	-	-	-	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹
۱۱	-	-	-	-	-	-	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹
۱۲	-	-	-	-	-	-	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸



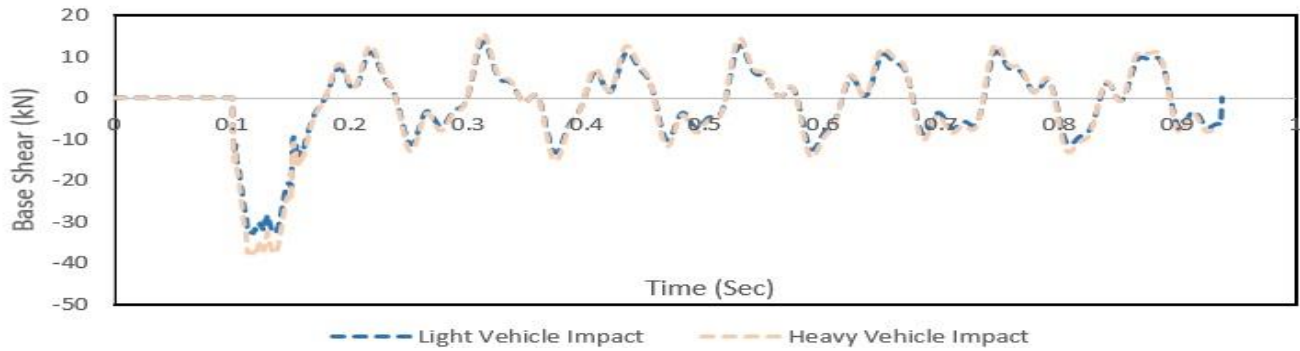
شکل ۱۹. مقایسه ی پاسخ حداکثر جابجایی نسبی پسماند طبقات قاب های مورد مطالعه تحت سرعت های رخداد ناپایداری دینامیکی

Fig. 19. Comparison of maximum residual drift response of the studied frames under dynamic instability velocities.

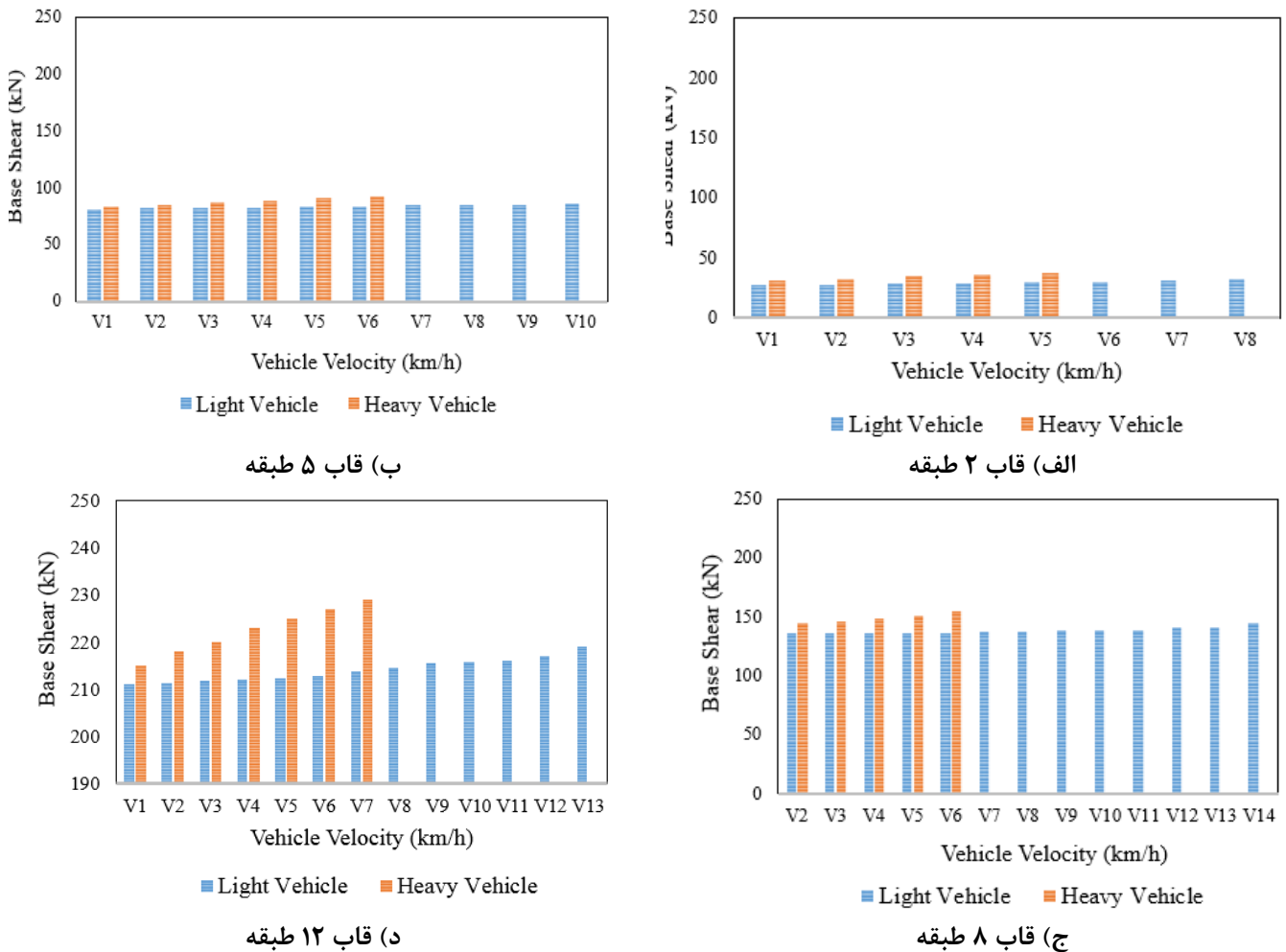
مختلف نشان می دهد. مشخص می شود که میزان حداکثر برش پایه ی قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه در برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک که در سرعت نظیر ناپایداری دینامیکی، به ترتیب برابر ۳۳، ۸۶، ۱۴۵ و ۲۱۹ کیلونیوتن و در برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین به ترتیب معادل ۳۸، ۹۳، ۱۵۵ و ۲۲۹ کیلونیوتن است. به عبارت دیگر برش پایه قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه تحت ضربه ی خودرو سنگین نسبت به سبک به ترتیب حدود ۱۳، ۸، ۶ و ۴ درصد افزایش یافته است.

۳-۱-۵- برش پایه

پاسخ برش پایه ی قاب ۲ طبقه تحت اثر ضربه ی ناشی از وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین به ترتیب با سرعت های ۸۰ و ۳۰ کیلومتر بر ساعت به ستون کناری قاب در شکل ۲۰ ارائه شده است. مطابق پاسخ به دست آمده، حداکثر برش پایه معادل ۳۳ و ۳۸ کیلونیوتن می باشد. شکل ۲۱ نیز، برش پایه ی قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه را در اثر برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین با سرعت های



شکل ۲۰. تاریخچه زمانی برش پایه ی قاب ۲ طبقه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین وارده به ستون گوشه
Fig. 20. The base shear time history of 2-story frame under impact induced by light and heavy vehicle to te corner column.

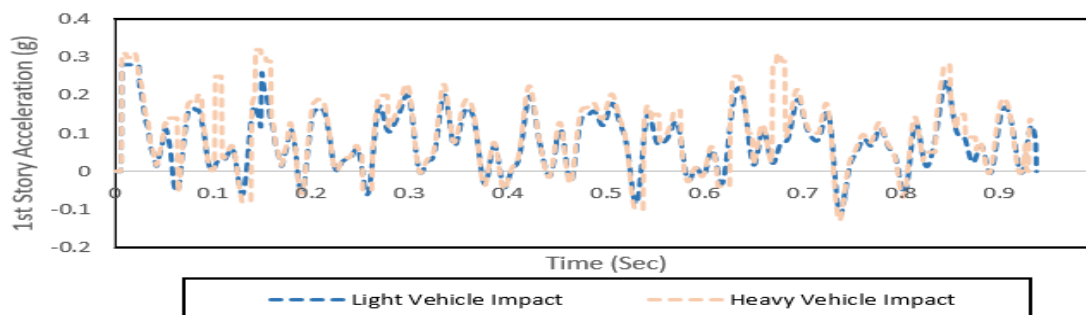


شکل ۲۱. مقایسه ی برش پایه ی قاب های مورد مطالعه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین به ستون گوشه با سرعت های مختلف
Fig. 21. Phase velocity dispersion curves for a steel pipe with outer diameter of 220 mm and wall thickness of 4.8 mm

ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین به ستون گوشه نشان داده شده است. مطابق جدول های ۱۲ و ۱۳، میزان بیشینه ی شتاب طبقه ی اول قاب ها در برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین نسبت به سبک، حداکثر ۶ درصد افزایش یافته است.

۳-۱-۶- شتاب طبقه ی اول

پاسخ شتاب طبقه ی اول قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه تحت اثر ضربه با سرعت های مختلف به ترتیب در جدول های ۱۲ و ۱۳ ارائه شده است. در شکل ۲۲ نیز منحنی تاریخچه زمانی شتاب طبقه ی اول قاب ۲ طبقه تحت



شکل ۲۲. تاریخچه زمانی شتاب طبقه ی اول قاب ۲ طبقه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین وارده به ستون گوشه

Fig. 22. The acceleration time history of 1st story in 2-story frame under impact induced by light and heavy vehicle to te corner column.

جدول ۱۲. مقایسه ی پاسخ شتاب طبقه ی اول قاب های مورد مطالعه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک با سرعت های مختلف

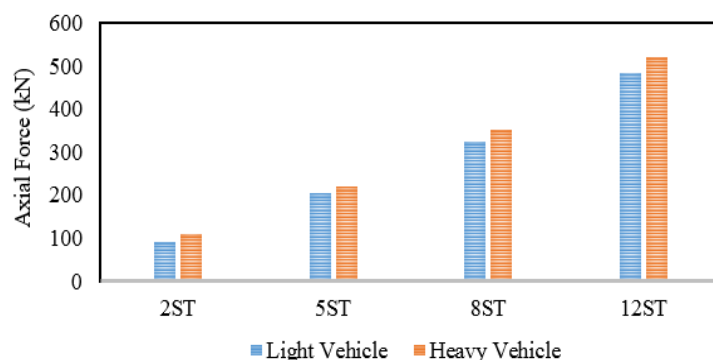
Table 12. Comparison of of 1st story acceleration response of studied frames under light vehicle impact with different velocities.

سرعت برخورد (km/h)	حداکثر شتاب (g)			
	قاب ۲ طبقه	قاب ۵ طبقه	قاب ۸ طبقه	قاب ۱۲ طبقه
۱۰	۰/۰۶	۰/۰۷	۰/۰۸	۰/۰۷
۲۰	۰/۰۸	۰/۰۹	۰/۰۹۵	۰/۰۸۵
۳۰	۰/۱۱	۰/۱۳	۰/۱	۰/۰۹۵
۴۰	۰/۱۵	۰/۱۸	۰/۱۲	۰/۱۱
۵۰	۰/۲۱	۰/۱۹	۰/۱۴	۰/۱۴
۶۰	۰/۲۵	۰/۲۲	۰/۱۵	۰/۱۷
۷۰	۰/۲۷	۰/۲۶	۰/۱۹	۰/۲
۸۰	۰/۲۸	۰/۲۸	۰/۲۳	۰/۲۳
۹۰	-	۰/۳	۰/۲۵	۰/۲۷
۱۰۰	-	۰/۳۱	۰/۲۷	۰/۳۱
۱۱۰	-	-	۰/۲۹	۰/۳۳
۱۲۰	-	-	۰/۳۱	۰/۳۵
۱۳۰	-	-	۰/۳۳	۰/۳۷
۱۴۰	-	-	۰/۳۴	-

جدول ۱۳. مقایسه ی پاسخ شتاب طبقه ی اول قاب های مورد مطالعه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سنگین با سرعت های مختلف

Table 13. Comparison of of 1st story acceleration response of studied frames under heavy vehicle impact with different velocities.

سرعت برخورد (km/h)	حداکثر شتاب (g)			
	قاب ۲ طبقه	قاب ۵ طبقه	قاب ۸ طبقه	قاب ۱۲ طبقه
۱۰	۰/۱۱	۰/۱۵	۰/۱۴	۰/۱۳
۲۰	۰/۱۶	۰/۲۲	۰/۲۱	۰/۲۵
۳۰	۰/۲۱	۰/۲۵	۰/۲۵	۰/۲۹
۴۰	۰/۲۵	۰/۲۹	۰/۲۹	۰/۳۲
۵۰	۰/۳	۰/۳۱	۰/۳۱	۰/۳۵
۶۰	-	۰/۳۳	۰/۳۳	۰/۳۷
۷۰	-	-	۰/۳۵	۰/۳۹
۸۰	-	-	۰/۳۶	-



شکل ۲۳. مقایسه ی نیروی محوری ستون گوشه قاب های مورد مطالعه تحت ضربه ی وارده با سرعت های رخداد ناپایداری دینامیکی

Fig. 23. Comparison of corner column axial force of studied frames under impact with dynamic instability velocities.

ارائه شده است.

در ادامه نیز نیروی محوری ستون گوشه در دو حالت با و بدون ضربه ارزیابی شده است. نتایج حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در ستون ضربه دیده تحت سرعت های رخداد ناپایداری دینامیکی مطابق جدول ۱۶ ارائه شده است. نتایج نشان می دهد که تغییرات حداکثر نیروی محوری ستون در دو حالت با و بدون در نظر گرفتن ضربه در قاب کوتاه مرتبه ی ۲ طبقه بیشتر و در سایر قاب های مورد مطالعه ناچیز است.

۳-۱-۷- نیروی محوری ستون گوشه

حداکثر نیروی محوری تحت اثر ضربه به ستون گوشه ی قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه تحت سرعت های رخداد ناپایداری دینامیکی در شکل ۲۳ ارائه شده و نشان می دهد نیروی محوری در قاب ۱۲ طبقه، نسبت به قاب های ۲، ۵ و ۸ طبقه تحت اثر برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین به ترتیب حداکثر ۸۱، ۵۸ و ۳۳ درصد افزایش یافته است. ضمناً برای درک رفتار قاب های مورد مطالعه تحت اثر ضربه ی وسیله ی نقلیه، نیروی محوری ستون ضربه دیده برای سرعت های مختلف برخورد مطابق جدول های ۱۴ و ۱۵

جدول ۱۴. مقایسه ی پاسخ نیروی محوری ستون گوشه قاب های مورد مطالعه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک با سرعت های مختلف

Table 14. Comparison of corner column axial force response of studied frames under light vehicle impact with different velocities.

سرعت برخورد (km/h)	حداکثر نیروی محوری ستون گوشه (kN)			
	قاب ۲ طبقه	قاب ۵ طبقه	قاب ۸ طبقه	قاب ۱۲ طبقه
۱۰	۸۴	۱۹۳	۳۰۱	۴۶۵
۲۰	۸۵	۱۹۳	۳۰۱	۴۶۸
۳۰	۸۵	۱۹۴	۳۰۲	۴۶۹
۴۰	۸۶	۱۹۴	۳۰۳	۴۷۰
۵۰	۸۶	۱۹۵	۳۰۴	۴۷۰
۶۰	۸۷	۱۹۶	۳۰۶	۴۷۱
۷۰	۸۹	۱۹۷	۳۰۸	۴۷۳
۸۰	۹۰	۱۹۹	۳۰۹	۴۷۳
۹۰	-	۲۰۰	۳۱۱	۴۷۵
۱۰۰	-	۲۰۱	۳۱۳	۴۷۶
۱۱۰	-	-	۳۱۵	۴۷۸
۱۲۰	-	-	۳۱۶	۴۸۱
۱۳۰	-	-	۳۱۶	۴۸۵
۱۴۰	-	-	۳۱۸	-

جدول ۱۵. مقایسه ی پاسخ نیروی محوری ستون گوشه قاب های مورد مطالعه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سنگین با سرعت های مختلف

Table 15. Comparison of corner column axial force response of studied frames under heavy vehicle impact with different velocities.

سرعت برخورد (km/h)	حداکثر نیروی محوری ستون گوشه (kN)			
	قاب ۲ طبقه	قاب ۵ طبقه	قاب ۸ طبقه	قاب ۱۲ طبقه
۱۰	۹۳	۲۰۶	۳۲۷	۴۹۵
۲۰	۹۵	۲۰۸	۳۲۸	۴۹۷
۳۰	۹۶	۲۰۹	۳۳۱	۵۰۰
۴۰	۹۸	۲۱۰	۳۳۳	۵۰۱
۵۰	۱۰۰	۲۱۲	۳۳۵	۵۰۴
۶۰	-	۲۱۵	۳۳۸	۵۰۹
۷۰	-	-	۳۴۱	۵۱۳
۸۰	-	-	۳۴۴	-

جدول ۱۶. مقایسه ی پاسخ حداکثر نیروی محوری ستون گوشه قاب های مورد مطالعه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین بر حسب kN

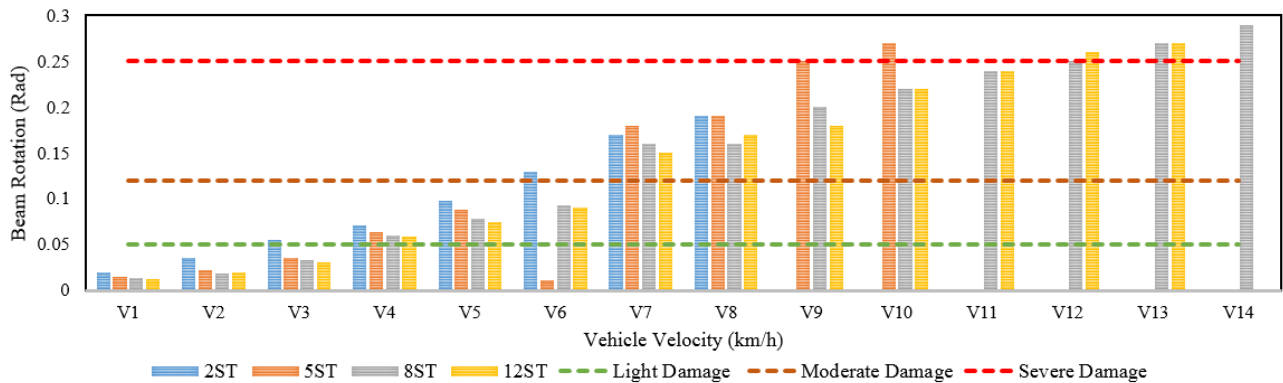
Table 16. Comparison of maximum corner column axial force response of studied frames under light and heavy vehicle impact based on kN.

وضعیت	قاب ۲ طبقه		قاب ۵ طبقه		قاب ۸ طبقه		قاب ۱۲ طبقه	
	سبک	سنگین	سبک	سنگین	سبک	سنگین	سبک	سنگین
بدون ضربه	۸۳	۹۰	۱۹۱	۲۰۴	۳۰۰	۳۲۵	۴۶۴	۴۹۳
با ضربه	۹۱	۱۰۰	۲۰۱	۲۱۵	۳۱۸	۳۴۴	۴۸۵	۵۲۱
تغییرات (%)	۹	۱۰	۵	۵	۶	۶	۴	۴

جدول ۱۷. معیار خرابی سازه های فولادی تحت اثر بارهای ضربه ای [۲۱ و ۴۷]

Table 17. Damage criterion of steel structures under impact loads [21, 47].

عضو سازه ای	نوع خرابی	میزان خسارت بر حسب دوران (Rad)		
		کم	متوسط	شدید
تیر	خمشی	۰/۰۵	۰/۱۲	۰/۲۵



شکل ۲۴. مقایسه ی دوران تیر دهانه ی آسیب دیده ی قاب های مورد مطالعه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک با سرعت های مختلف

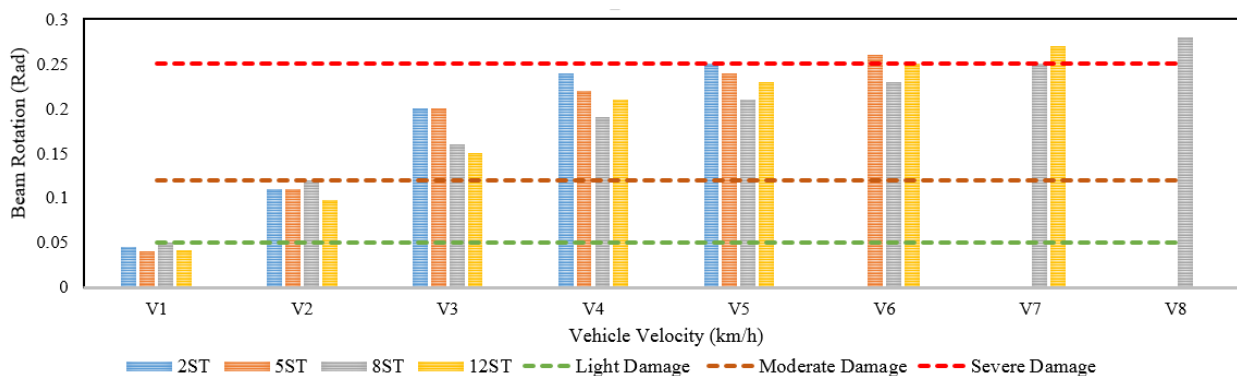
Fig. 24. Comparison of beam rotation of damaged bay of studied frames under light vehicle impact with different velocities.

بارهای ناگهانی^۱ ارائه شده است.

شکل ۲۴ نشان می دهد که میزان دوران تیر دهانه ی آسیب دیده ی قاب ۸ طبقه نسبت به قاب های ۲، ۵ و ۱۲ حداکثر معادل ۱۰ درصد افزایش یافته است اما شکل ۲۵، میزان دوران تیر دهانه ی آسیب دیده در قاب ۸ طبقه نسبت به قاب های ۲، ۵ و ۱۲ را حداکثر معادل ۵ درصد نشان می دهد.

۳-۱-۸- دوران تیر دهانه ی آسیب دیده

نتایج دوران تیر دهانه ی آسیب دیده مشخص گردید که حداکثر دوران تیر مذکور در قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین به ستون گوشه با سرعت های مختلف در شکل های ۲۴ و ۲۵ و مطابق سطوح خرابی جدول ۱۷ [۲۱ و ۴۷] برای



شکل ۲۵. مقایسه ی دوران تیر دهانه ی آسیب دیده ی قاب های مورد مطالعه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سنگین با سرعت های مختلف
 Fig. 25. Comparison of beam rotation of damaged bay of studied frames under heavy vehicle impact with different velocities.m

➤ رسم منحنی های شکنندگی به صورت تابعی از پارامتر انتخابی.

به منظور بررسی احتمالاتی رفتار فروریزش سازه های قاب خمشی فولادی تحت اثر بارهای ضربه ای، تحلیل شکنندگی ابزاری در دسترس و کاربردی برای پژوهشگران می باشد. با توجه به این که سرعت برخورد به عنوان عدم قطعیت می باشد، با توزیع لوگ نرمال در نظر گرفته شده است. مطابق رابطه ی (۶)، تابع شکنندگی $F_d(x)$ ، احتمال مشروط را ارائه می دهد که سنجی خسارت (DM) از حالت حدی d تخطی میکند و مقدار x به عنوان سنجی شدت (IM) در نظر گرفته شده است. تقاضای بیشینه ی دوران در تیر دهانه ی آسیب دیده به عنوان سنجی خسارت و حالات حدی لحاظ شده است [۵۲ و ۲۱].

$$F_d(x) = P(DM \geq d | IM = x) \quad (6)$$

در این تحقیق، عدم قطعیت سرعت وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین به عنوان سنجی شدت در نظر گرفته شده است. در ادامه منحنی های شکنندگی مطابق شکل ۶۲ (الف-خ) برای سازه های مورد مطالعه ارائه و بررسی شده است.

با بررسی شکل ۲۶ الف-خ و مطابق جدول ۱۸، میانه ی سرعت های فروریزش برای سطوح خسارت کم، متوسط و شدید تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین ارائه شده است. در جدول ۱۸ مشخص می شود که در قاب های مورد مطالعه ی ۲، ۵، ۸ و ۲۱ طبقه، سرعت فروریزش در سطح خرابی شدید به ترتیب معادل ۶۸، ۸۵، ۰۹ و ۷۸ درصد کاهش یافته است.

۳-۱-۹- منحنی شکنندگی^۱

روش های تحلیلی دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی از قابل اعتمادترین روش های تحلیلی برای تولید منحنی های شکنندگی می باشند. در این روش، پاسخهای سازه با اعمال بارهای ضربه ای به صورت تاریخچه زمانی، شبیه سازی می شوند و با اعمال بارگذاری دینامیکی واقعی، رفتار غیرخطی سازه ها به صورت دقیق تر و با فرضیات ساده کننده ی کمتری ارائه می شود. برای تولید منحنی های شکنندگی باید یک توزیع احتمالاتی برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل های دینامیکی غیرخطی به دست می آید در نظر گرفت. تعداد زیادی از توزیع های احتمال گسسته و پیوسته وجود دارند که در محاسبات مهندسی مورد استفاده قرار می گیرند. برخی از این توزیع ها که در تحلیل های قابلیت اطمینان و منحنی های شکنندگی سازه نیز کاربرد بسیاری دارند، توزیع نرمال و توزیع یکنواخت می باشد [۴۹ و ۴۸]. روند تولید منحنی های شکنندگی با استفاده از تحلیل های تاریخچه زمانی را به صورت زیر بیان می کند [۵۱ و ۵۰]:

➤ تولید مدل فیزیکی مناسبی از سازه ی مورد مطالعه.

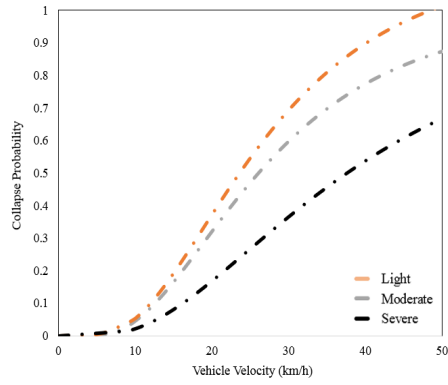
➤ تهیه ی مجموعه ای از تاریخچه زمانی های بارگذاری ضربه ای.

➤ انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی برای مدل مذکور و شبیه سازی مجموعه ای از داده های پاسخ سازه و انجام تحلیل رگرسیون روی داده های پاسخ شبیه سازی شده و به دست آوردن مشخصه های احتمالی تقاضای سازه ای.

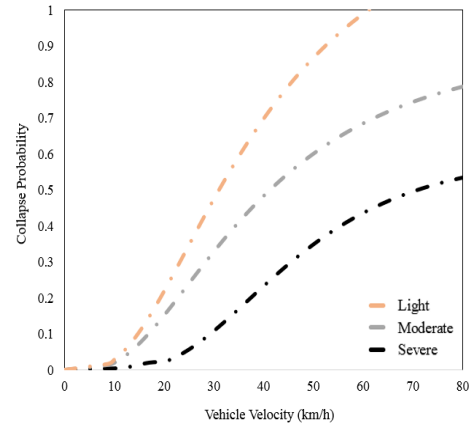
➤ تعریف حالت های خرابی سازه و به دست آوردن مشخصه های احتمالی متناظر با هر حالت خرابی.

2 Damage Measure
 3 Intensity Measure

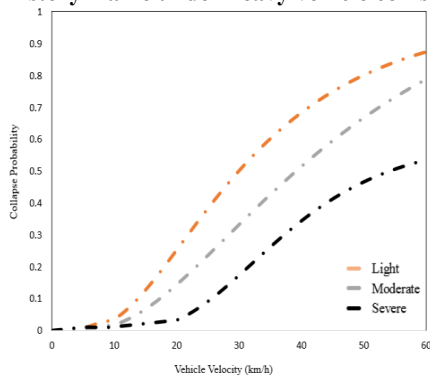
1 Fragility Curve



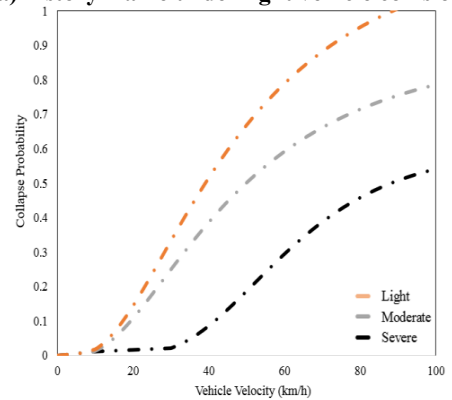
ب) قاب ۲ طبقه تحت برخورد وسیله نقلیه سنگین
b) 2-story frame under heavy vehicle collision



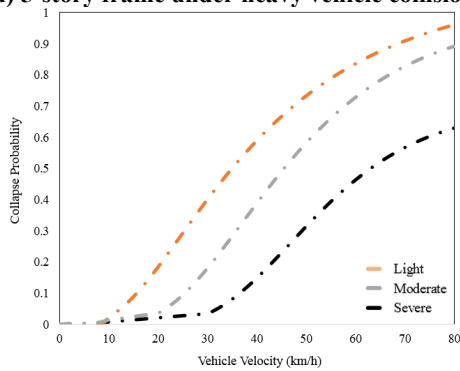
الف) قاب ۲ طبقه تحت برخورد وسیله نقلیه سبک
a) 2-story frame under light vehicle collision



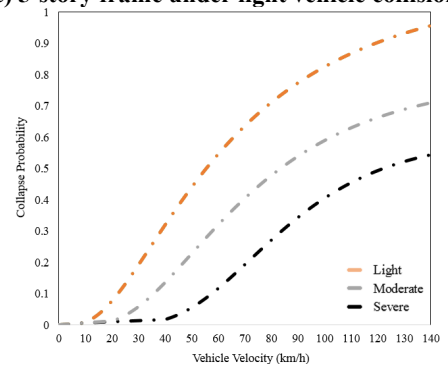
ت) قاب ۵ طبقه تحت برخورد وسیله نقلیه سنگین
d) 5-story frame under heavy vehicle collision



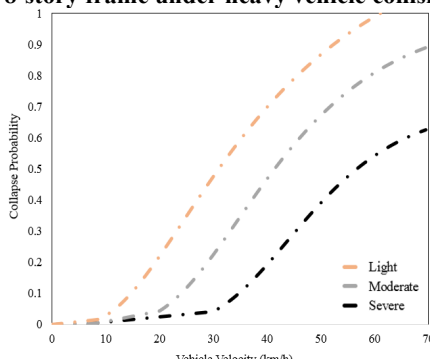
پ) قاب ۵ طبقه تحت برخورد وسیله نقلیه سبک
c) 5-story frame under light vehicle collision



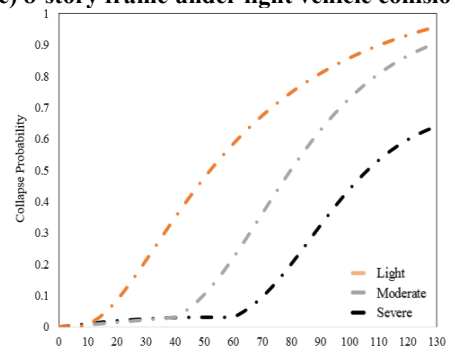
چ) قاب ۸ طبقه تحت برخورد وسیله نقلیه سنگین
f) 8-story frame under heavy vehicle collision



ث) قاب ۸ طبقه تحت برخورد وسیله نقلیه سبک
e) 8-story frame under light vehicle collision



چ) قاب ۸ طبقه تحت برخورد وسیله نقلیه سنگین
f) 8-story frame under heavy vehicle collision



ث) قاب ۸ طبقه تحت برخورد وسیله نقلیه سبک
e) 8-story frame under light vehicle collision

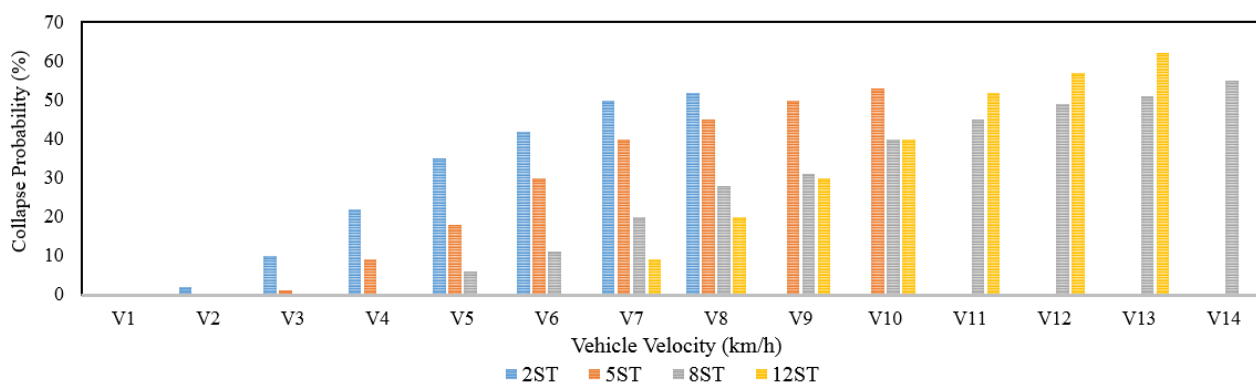
شکل ۲۶. منحنی های شکنندگی قاب های مورد مطالعه تحت اثر برخورد وسایل نقلیه سبک و سنگین

Fig. 26. Fragility curves of studied frames under light and heavy vehicles collision.

جدول ۱۸. احتمال فراگذشت آسیب قاب های مورد مطالعه از سطوح خسارت مشخص تحت اثر برخورد وسایل نقلیه

Table 18. Exceedance probability of damage in studied frames with considering the damage levels under vehicles collision.

قاب مورد مطالعه	وسیله ی نقلیه	میانهمی سرعت فروریزش (km/h)		
		کم	متوسط	شدید
۲ طبقه	سبک	۲۷	۳۷	۶۹
	سنگین	۲۲	۲۵	۳۷
۵ طبقه	سبک	۳۶	۵۰	۸۷
	سنگین	۲۸	۳۸	۵۵
۸ طبقه	سبک	۵۵	۸۰	۱۲۰
	سنگین	۳۲	۴۳	۶۳
۱۲ طبقه	سبک	۴۸	۷۸	۱۰۹
	سنگین	۲۹	۳۹	۵۸

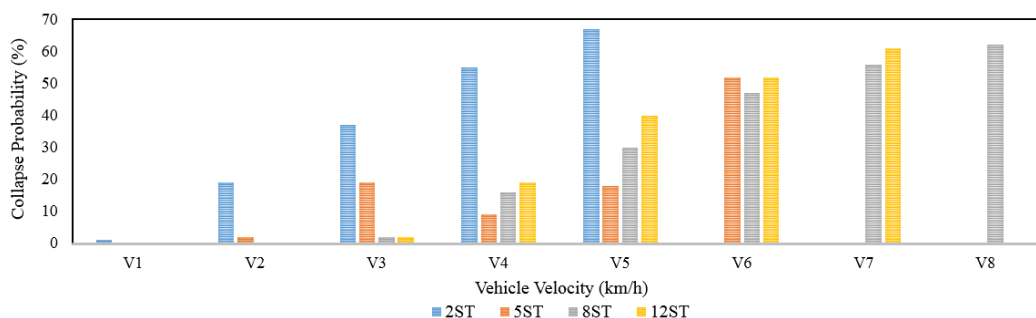


شکل ۲۷. مقایسه ی احتمال فروریزش قاب های مورد مطالعه در سطح خسارت شدید تحت برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک

Fig. 27. Comparison of collapse probability of studied frames in severe damage level under light vehicle collision.

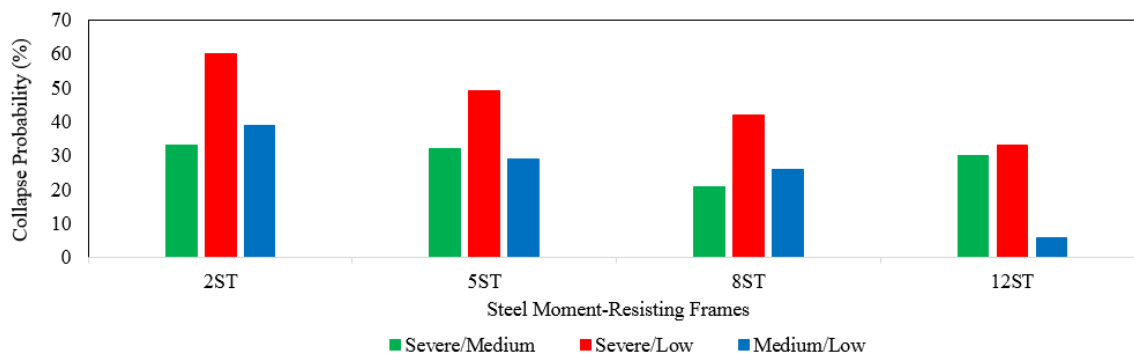
ترتیب تحت اثر برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین ارائه و مقایسه شده است. بنا بر شکل ۲۷، احتمال فروریزش قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب تحت اثر سرعت های برخورد ۸۰، ۱۰۰، ۱۴۰ و ۱۳۰ کیلومتر بر ساعت وسیله ی نقلیه ی سبک، معادل ۵۲، ۵۳، ۵۵ و ۶۲ درصد می باشد و بنا بر شکل ۲۸، احتمال فروریزش قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب تحت اثر سرعت های برخورد ۵۰، ۶۰، ۸۰ و ۷۰ کیلومتر بر ساعت وسیله ی نقلیه ی سنگین، معادل ۶۷، ۵۲، ۶۲ و ۶۱ درصد می باشد.

همچنین میانهمی سرعت فروریزش قاب های مورد مطالعه ی ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه تحت ضربه ی برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک در سطح خرابی کم نسبت به شدید به ترتیب برابر ۰۶، ۰۸۵، ۰۴۵ و ۰۵۵ درصد افزایش داشته است. و همچنین میانهمی سرعت فروریزش تحت ضربه ی برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین در سطح خرابی کم نسبت به شدید به ترتیب معادل ۰۴، ۰۵، ۰۹۴ و ۰۵ درصد افزایش داشته است. مطابق شکل های ۲۷ و ۲۸ احتمال فروریزش قاب های مورد مطالعه به



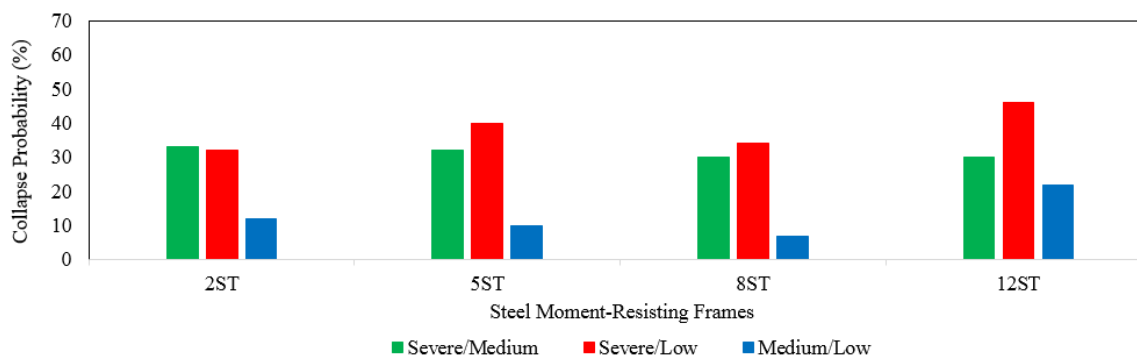
شکل ۲۸. مقایسه ی احتمال فروریزش قاب های مورد مطالعه در سطح خسارت شدید تحت برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین

Fig. 28. Comparison of collapse probability of studied frames in severe damage level under heavy vehicle collision.



شکل ۲۹. مقایسه ی افزایش احتمال فروریزش قاب های مورد مطالعه در سطوح خسارت مختلف تحت برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک

Fig. 29. Comparison of increasing collapse probability of studied frames in different damage levels under light vehicle collision.



شکل ۳۰. مقایسه ی افزایش احتمال فروریزش قاب های مورد مطالعه در سطوح خسارت مختلف تحت برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین

Fig. 30. Comparison of increasing collapse probability of studied frames in different damage levels under heavy vehicle collision.

سطح خسارت شدید به متوسط نسبت به سایر مدل ها بیشتر و معادل ۶۰ درصد می باشد. همچنین در شکل ۳۰ مشاهده می شود که افزایش احتمال فروریزش قاب ۱۲ طبقه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سنگین در سطح خسارت شدید به متوسط نسبت به سایر مدل ها بیشتر و معادل ۴۵ درصد می باشد.

مطابق شکل های ۲۹ و ۳۰ به ترتیب افزایش احتمال فروریزش قاب های مورد مطالعه در سطوح خسارت مختلف تحت برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین ارائه و مقایسه شده است. شکل ۲۹ نشان می دهد افزایش احتمال فروریزش قاب ۲ طبقه تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک در

تحقیق، ابتدا ۴ سازه ی قاب خمشی فولادی با تعداد طبقات ۲، ۵، ۸ و ۱۲ بر اساس ضوابط آئین نامه ای طراحی و سپس قاب دو بعدی محور کناری آن‌ها تحت اثر ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین به ستون گوشه ی طبقه ی اول توسط نرم‌افزار OpenSees شبیه سازی و مدل سازی بار ضربه ای با در نظر گرفتن جرم و سرعتی ای مختلف با گام سرعتی ۱۰ کیلومتر بر ساعت انجام شده است. با بررسی و مقایسه ی نتایج حاصل از تحلیل ها موارد ذیل قابل ذکر است:

- در این تحقیق به بررسی عملکرد قابه ای خمشی فولادی تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین با سرعت های مختلف با استفاده از رویکردهای تعینی و احتمالاتی پرداخته شده است. در تحقیق حاضر، حجم کار زیاد و زمان اجرای تحلیل های غیرخطی طولانی بوده و کلیه ی نتیجه گیری ها و یافته های ارائه شده در محدوده ی قاب های دو بعدی مورد مطالعه می باشد.

• - با توجه به راستی آزمایی های انجام شده، نتیجه ی حاصل نشان می دهد که مدل های ایجاد شده قابل اعتماد بوده و تحلیل های دینامیکی غیرخطی انجام شده، نتایج نسبتاً دقیق و قابل اطمینانی ارائه می دهند. - با افزایش سرعت برخورد وسیله ی نقلیه، سرعتی که باعث ناپایداری دینامیکی در قاب های مورد نظر شد، به دست آمد. سرعت های ۸۰، ۱۰۰، ۱۴۰ و ۱۳۰ کیلومتر بر ساعت وسیله ی نقلیه ی سبک و ۵۰، ۶۰، ۸۰ و ۷۰ کیلومتر بر ساعت وسیله ی نقلیه ی سنگین به ترتیب باعث رخداد ناپایداری دینامیکی قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه گردید.

- بین قاب های مورد مطالعه، قاب میان مرتبه ی ۸ طبقه ظرفیت فروریزش بیشتری و قاب کوتاه مرتبه ی ۲ طبقه ظرفیت فروریزش کمتری در مقابل ضربه ی وسایل نقلیه نشان دادند، به طوری که قاب ۸ طبقه تا سرعت های ۱۴۰ و ۸۰ کیلومتر بر ساعت و قاب ۲ طبقه تا سرعت های ۸۰ و ۵۰ کیلومتر بر ساعت به ترتیب ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین را تحمل نمودند.

- با بررسی نتایج جابجایی طبقات در اثر ضربه، مشخص گردید که قاب های مورد نظر حول نقطه ای غیر از شرایط پایدار اولیه نوسان نموده اند. این پدیده ناشی از ایجاد کرنش های پسماند در اعضای قاب ها است. حداکثر جابجایی طبقه ی اول قابهای ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه در شرایط ایجاد ناپایداری دینامیکی تحت ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک به ترتیب برابر ۲۱، ۲۵، ۳۱ و ۳۷ سانتیمتر و تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سنگین به ترتیب معادل ۲۶، ۲۸، ۳۵ و ۴۰ سانتیمتر بوده است.

در این تحقیق، پاسخ های سازه ای شامل حداکثر جابجایی و شتاب طبقه ی اول، جابجایی نسبی طبقات، برش پایه، دوران تیر دهانه ی آسیب دیده، نیروی محوری ستون گوشه، جابجایی قائم اتصال تیر-ستون و منحنی های شکنندگی در سرعت های برخورد مختلف به صورت نمودار و جدول ارائه شد. با بررسی پاسخ های قاب های مورد مطالعه مشخص شد که میزان حساسیت طبقه ی اول (محل اصابت ضربه) نسبت به سایر طبقات بیشتر بوده است. با افزایش سرعت و جرم وسیله ی نقلیه، پاسخ ها بحرانی تر شده اند. ضمناً افزایش ارتفاع، ظرفیت فروریزش قابهای مورد مطالعه را نیز افزایش داده است. همچنین تأثیر ضربه بر پاسخ های جابجایی، شتاب طبقه ی اول و برش پایه ی قاب های مورد مطالعه ملموس بوده است. به گونه ای که به دلیل ایجاد تغییر شکل های آنی در قاب ها، حداکثر پاسخ ها در لحظه ی برخورد حادث شد. با بررسی مقادیر جابجایی نسبی و دوران تیر دهانه ی آسیب دیده مطابق ضوابط آئین نامه های، بیشترین و کمترین ظرفیت فروریزش به ترتیب متعلق به قاب های ۸ و ۲ طبقه می باشد. در نتیجه سازه های بلندتر به دلیل داشتن تعداد اعضای بیشتر، مقاومت بالاتری در برابر بارهای ضربه ای از خود نشان داده اند. با بررسی احتمالاتی عملکرد قاب های مذکور با استفاده از منحنی های شکنندگی، مشخص شد که با افزایش ارتفاع، سرعت رخداد سطوح مختلف خسارت آئین نامه های افزایش یافته است. همچنین تحت اثر ضربه ی وسایل نقلیه، مقادیر جابجایی قائم، نیروی محوری و تنش ستون گوشه نیز افزایش یافته و آسیب پذیری آن در برابر بارهای ضربه ای بیشتر شده است، در نتیجه بهتر است تا ستون های خارجی سازه های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد با استفاده از محافظ های ضربه گیر در برابر بارهای ضربه ای نیز مقاوم سازی شوند تا عملکرد آن ها در محدوده ی استفاده ی بی وقفه و ایمنی جانی قرار گیرد و امکان رخداد خسارت های موضعی و کلی آن ها کاهش یابد.

۴- نتیجه گیری

ساختمان ها همواره تحت تأثیر انواع نیروهای طبیعی و غیرطبیعی می باشند. منظور از نیروهای طبیعی، نیروی وزن یا ثقل ساختمان و یا بارهای جانبی باد و زلزله است. نیروهای غیرطبیعی شامل بارهای انفجاری و یا ضربه ای ناشی از برخورد وسایل نقلیه می باشد. رخداد برخورد وسایل نقلیه ی سبک و سنگین می تواند تصادفی و یا حتی عمدی ناشی از یک حرکت خراب کارانه باشد. لذا، مطالعه در این زمینه و ارزیابی رفتار سازه های قاب خمشی فولادی تحت اثر بارهای نامتعارف بسیار ضروری و حائز اهمیت می باشد. در این

- تغییرات تنش ستون گوشه ی قاب کوتاه مرتبه ی ۲ طبقه در دو حالت با و بدون در نظر گرفتن ضربه تحت برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین به ترتیب معادل ۴۲ و ۳۸ درصد می باشد و این مقدار در قاب میان مرتبه ی ۸ طبقه به ترتیب برابر ۲۷ و ۲۴ درصد است.

- با بررسی نتایج مرتبط با حداکثر دوران تیر دهانه ی آسیب دیده، در بازه ی سرعت برخورد ۱۰ تا ۳۰ کیلومتر بر ساعت وسیله ی نقلیه ی سبک، خسارت قاب کوتاه مرتبه کم و در قاب های میان مرتبه، با سرعت های برخورد ۴۰ تا ۹۰ کیلومتر بر ساعت، خسارت متوسط می باشد. همچنین در قاب بلند مرتبه، با سرعت های برخورد ۱۰۰ تا ۱۳۰ کیلومتر بر ساعت، خسارت شدید ارزیابی می شود. همچنین در بازه ی سرعت برخورد ۱۰ تا ۲۰ کیلومتر بر ساعت وسیله ی نقلیه ی سنگین، خسارت قاب کوتاه مرتبه کم و در قاب های میان مرتبه، با سرعت های برخورد ۲۰ تا ۴۰ کیلومتر بر ساعت، خسارت متوسط می باشد. همچنین در قاب بلند مرتبه، با سرعت های برخورد ۵۰ تا ۷۰ کیلومتر بر ساعت، خسارت شدید ارزیابی می شود.

- ارزیابی احتمالاتی عملکرد سازه های مورد مطالعه تحت اثر بارهای ضربه ای با استفاده از منحنی های شکنندگی بررسی و مقایسه شده است. نتایج تحلیل های احتمالاتی سازه های مدنظر نشان می دهد که به عنوان نمونه در قاب کوتاه مرتبه، میانه ی سرعت فروریزش برای سطوح خرابی کم، متوسط و شدید تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک به ترتیب معادل ۲۷، ۳۷ و ۶۹ کیلومتر بر ساعت و تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سنگین به ترتیب معادل ۲۲، ۲۵ و ۳۷ کیلومتر بر ساعت می باشد.

- با نتایج به دست آمده در این تحقیق می توان گفت در رخداد ضربه ی ناشی از برخورد وسایل نقلیه می توان سرعت برخوردی را برای رخداد ناپایداری دینامیکی سازه های مختلف تعیین نمود که در این صورت سازه های مدنظر با گسیختگی پیشرونده نیز مواجه می شوند.

منابع

- [1] J. M. Adam, F. Parisi, J. Sagaseta, and X. Lu, Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures*, 173(2018) 122-149.
- [2] B. Abdelwahed, A review on building progressive collapse, survey and discussion. *Case Studies in Construction Materials*, 11(2019).
- [3] F. Stochino, C. Bedon, J. Sagaseta, and D. Honfi,

- با بررسی نتایج حاصل از جابجایی نسبی طبقات حادث از ضربه، مشخص گردید که بیشترین جابجایی نسبی قاب ها مربوط به طبقه ی اول که محل برخورد ضربه به ستون گوشه ی قاب ها بوده است. سپس می توان سطوح عملکرد قابها را تحت اثر ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سبک بر اساس ضوابط آئین نامه ی FEMA-۳۵۶ بیان کرد. به عنوان نمونه در بازه ی سرعت برخورد ۱۰ تا ۶۰ کیلومتر بر ساعت، سطح عملکرد قاب ۲ طبقه استفاده ی بی وقفه (IO) و در بازه ی سرعتی ۷۰ و ۸۰ کیلومتر بر ساعت معادل ایمنی جانی (LS) بوده است. سطوح عملکرد قابها تحت اثر ضربه ی وسیله ی نقلیه سنگین در بازه ی سرعت برخورد ۲۰ تا ۴۰ کیلومتر بر ساعت، سطح عملکرد قاب ۲ طبقه ایمنی جانی (LS) بوده است و به ازای ۵۰ کیلومتر بر ساعت در محدوده ی ممانعت فروریزش (CP) عمل کرده است. - در رابطه با جابجایی نسبی پسماند می توان دریافت که با افزایش ارتفاع قاب های مورد مطالعه، مقدار آن رشد قابل توجهی داشته و همچنین جابجایی نسبی پسماند قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه تحت اثر برخورد وسیله ی نقلیه سنگین نسبت به سبک، به ترتیب معادل ۱۲، ۸، ۷ و ۱۶ درصد افزایش یافته است.

- با بررسی برش پایه ی قاب های مورد نظر تحت اثر ضربه و در بازه ی زمانی مورد نظر، مشاهده گردید که بیشترین برش پایه مربوط به لحظه ی برخورد می باشد و با افزایش تعداد طبقات مقدار آن افزایش می یابد. در اثر رخداد ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سبک و سنگین در قاب های ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب برش پایه ی بیشینه معادل ۳۲/۶، ۸۶، ۱۴۵ و ۲۱۹ کیلو نیوتن و ۳۸، ۹۳، ۱۵۵ و ۲۲۹ کیلو نیوتن در لحظه ی ناپایداری دینامیکی به دست آمد.

- با افزایش ارتفاع، میزان بیشینه ی پاسخ شتاب طبقه ی اول تحت ضربه ی وسیله ی نقلیه ی سنگین به سبک حداکثر ۱۰ درصد افزایش یافته است.

- مقدار پاسخ جابجایی قائم ستون گوشه ی طبقه ی اول قاب های مورد مطالعه تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین به سبک در سرعت های رخداد ناپایداری دینامیکی به ترتیب معادل ۲۵، ۱۳، ۳۲ و ۲۸ درصد افزایش داشته است.

- حداکثر نیروی محوری ستون گوشه در قاب های مورد مطالعه ۲، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه تحت اثر ضربه ی ناشی از برخورد وسیله ی نقلیه ی سنگین به سبک در سرعت های رخداد ناپایداری دینامیکی به ترتیب معادل ۱۰، ۶، ۷ و ۵ درصد افزایش داشته است.

- Journal of Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 30 (2015) 555-69
- [13] H. Kang and J. Kim, Behavior of Column-Foundation Joint under Vehicle Impact. Journal of the Korea Concrete Institute, 26(3) (2014) 393-400.
- [14] C.H. Chung, J. Lee, and J. Ho Gil. Structural performance evaluation of a precast prefabricated bridge column under vehicle impact loading, Journal of Structure and Infrastructure Engineering Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance, 10(6) (2014) 777-791.
- [15] H. Kang and J. Kim, Progressive collapse of steel moment frames subjected to vehicle impact. J Perform Constr Facil, 29(6) (2015).
- [16] H. Kang, J. Shin and J. Kim, Analysis of Steel Moment Frames subjected to Vehicle Impact, 5th Asia pacific congress on computational mechanics & 4th international symposium on computational mechanics, 11-14th December, (2013), Singapore.
- [17] P. Jiříček, and M. Foglar, Numerical analysis of a bridge pier subjected to truck impact, Journal of Structural Concrete, 17(6) (2016) 936-946.
- [18] J. Kim, and H. Kang, Response of a steel column-footing connection subjected to vehicle impact, Journal of Structural Engineering & Mechanics, 63(1) (2017) 125-136.
- [19] D. Zhou, R. Li, J. Wang, and C. Guo, Study on Impact Behavior and Impact Force of Bridge Pier Subjected to Vehicle Collision, Journal of Shock and Vibration, (2017).
- [20] C. Demartino, J. Wu, and Y. Xiao, Experimental and numerical study on the behavior of circular RC columns under impact loading, Procedia Engineering, 199 (2017) 2457-2462.
- [21] M.M. Javidan, H. Kang, D. Isobe, and J. Kim, Computationally efficient framework for probabilistic collapse analysis of structures under extreme actions, Journal of Engineering Structures, 17(2) (2018) 440-452.
- [22] W. Zhao, J. Qian, and J. Wang, Performance of bridge structures under heavy goods vehicle impact, Journal of Robustness and resilience of structures under extreme loads. Advances in Civil Engineering, (2019).
- [4] K. Mehdizadeh, and A. Karamodin, Evaluation the possibility of the occurrence of progressive collapse in steel moment frames (ordinary, intermediate and special) due to sudden column removal, Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE), 5(3) (2018) 85-105 (in Persian).
- [5] Mehdizadeh, K., Sadeghi, A., Hashemi, S. (2019). The Performance Investigation of Steel Moment Frames with Knee Braces subjected to Vehicle Collision. Journal of Structural and Construction Engineering. (in Persian).
- [6] F. Kiakojoori, V. De Biagi, B. Chiaia, and M. R. Sheidai, Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects, Engineering Structures, 206 (2020).
- [7] H. Sharma, S. Hurlbaas, and P. Gardoni, Performance-based response evaluation of reinforced concrete columns subject to vehicle impact, International Journal of Impact Engineering, 43 (2012) 52-62.
- [8] H.R. Tavakoli, and A.A. Rashidi Alashti, Evaluation of progressive collapse potential of multi-story moment resisting steel frame buildings under lateral loading, Sharif University of Technology, Journal of Scientia Iranica, 20(1) (2013) 77-86.
- [9] F. Fu, Response of a multi-story steel composite building with concentric bracing under consecutive column removal scenarios, Journal of Constructional Steel Research 70 (2012) 115–126.
- [10] F. Fu, Dynamic response and robustness of tall buildings under blast loading, Journal of Constructional Steel Research, 80 (2013) 299–307.
- [11] H. Sharma, S. Hurlbaas, and P. Gardoni, Probabilistic demand model and performance based fragility estimates for RC column subject to vehicle collision. Journal of Engineering Structures, 74(1) (2014) 86-95.
- [12] H. Sharma, P. Gardoni, and S. Hurlbaas, Performance-based probabilistic capacity models and fragility estimates for RC columns subject to vehicle collision.

- (2007). <http://opensees.berkeley.edu>.
- [33] INBC, Design Loads for Buildings. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6, (2013) (in Persian).
- [34] INBC, Design and Construction of Steel Structures. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10, (2013) (in Persian).
- [35] BHRC, Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800, (2014) (in Persian).
- [36] ETABS-Three Dimensional Analysis of Building Systems. Manual, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, (2016). <https://www.csiamerica.com/>
- [37] AISC 360. Specifications for structural steel buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction; (2016).
- [38] J. Kim, J. Park, and T. Lee, Sensitivity analysis of steel buildings subjected to column loss, *Engineering Structures*, 33(2) (2011) 421-432.
- [39] ASCE/SEI 41-06, Seismic rehabilitation of existing buildings, American Society of Civil Engineers, (2007).
- [40] A.K. Chopra, Dynamics of Structures, Theory and applications to Earthquake Engineering. Higher Education Press, Beijing, (2007).
- [41] CEN (European Committee for Standardization), Eurocode 1: actions on structures, part 1–7: general actions – accidental actions. Brussels, (2006).
- [42] CEN (European Committee for Standardization). EN 10034:1993. Structural steel I and H sections – tolerances on shape and dimensions. Brussels; (1993).
- [43] D. Mestrovic, D. Cizmar and L. Miculinic, Reliability of Concrete Columns under Vehicle Impact, *Journal of WIT Transactions on the Built Environment*, 98 (2008) 157-165.
- [44] G.Z. Georgiev, Impact Force Calculator, (2020). <https://www.gigacalculator.com/calculators/impact-force-calculator.php>
- Computers and Concrete, 22(6) (2018) 515-525.
- [23] F. Kiakojouri, and M.R. Sheidaii, Effects of finite element modeling and analysis techniques on response of steel moment-resisting frame in dynamic column removal scenarios. *Asian J Civ Eng* 19 (2018) 295-307.
- [24] A. A. Rostam Alilou, and M. Pouraminian, Seismic Fragility Assessment of RC Frame Equipped by Visco-Elastic Dampers Using NLTHA and FNA. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 12(3) (2019) 359-367.
- [25] A. F. Santos, A. Santiago, M. Latour, and G. Rizzano, Robustness analysis of steel frames subjected to vehicle collisions, *Journal of Structures*, 25 (2020) 930-942.
- [26] H. Kang, and J. Kim, Damage Mitigation of a Steel Column Subjected to Automobile Collision Using a Honeycomb Panel, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 34(1) (2020).
- [27] K. Kim, and J. Lee, Fragility of Bridge Columns under Vehicle Impact Using Risk Analysis, *Advances in Civil Engineering*, Hindawi, (2020).
- [28] A. Sadeghi, H. Kazemi, and M. Samadi, Reliability Analysis of Steel Moment-Resisting Frame Structure under the Light Vehicle Collision. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, (2020). (in Persian).
- [29] T. Kim, J. Kim, and J. Park, Investigation of progressive collapse-resisting capability of steel moment frames using push-down analysis, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23(5) (2009) 27-35.
- [30] M. Samadi, and N. Jahan, Determining the effective level of outrigger in preventing collapse of tall buildings by IDA with an alternative damage measure, *Engineering Structures*, 191 (2019) 104-116.
- [31] HAZUS-National Institute of Building Sciences, Development of a Standardized Earthquake Loss Estimation Methodology, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., USA, (1995).
- [32] OpenSees, Open System for Earthquake Engineering Simulation Manual, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA,

- fragility curves as a function of material parameters, Korea Concrete Institute Spring Convention, Korea Concrete Institute, 18(1) (2010) 334-337.
- [50] Y. Li, X. Lu, H. Guan, P. Ren, and L. Qian, Probability-based progressive collapse-resistant assessment for reinforced concrete frame structures, *Advances in Structural Engineering*, 19(11) (2016) 1723-1735.
- [51] XH. Yu, DG. Lu, K. Qian, and B. Li, Uncertainty and sensitivity analysis of reinforced concrete frame structures subjected to column loss, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 31(1) (2017).
- [52] JH. Park, and J. Kim, Fragility analysis of steel moment frames with various seismic connections subjected to sudden loss of a column, *Engineering Structures*, 32(6) (2010) 1547-1555..
- [45] N.E. Shanmugam, and L.C. Ting, Welded interior box-column to I-beam connections. *Journal of Structural Engineering*, 121(5) (1995) 824-830.
- [46] FEMA-356, Pre-standard and commentary of seismic rehabilitation of building, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA, (2000).
- [47] EJ. Conrath, T. Krauthammer, KA, Marchand, and PF. Mlakar, *Structural design for physical security – state of the practice*. New York: ASCE; (1999).
- [48] K. Mehdizadeh, A. Karamodin, and A. Sadeghi, Progressive Sidesway Collapse Analysis of Steel Moment-Resisting Frames Under Earthquake Excitations, *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, (2020).
- [49] J. Kim, J. Li, J. Park, and J. Hong, Procedure of drawing

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Sadeghi, H. Kazemi , M. Samadi , *The Probabilistic Analysis of Steel Moment-Resisting Frame Structures Performance under Vehicles Impact, Amirkabir J. Civil Eng., 53(12) (2022) 5407-5440.*

DOI: 10.22060/ceej.2020.18828.6975

