

## The Performance Investigation of Steel Moment Frames With Knee Braces Subjected to Vehicle Collision

Kourosh Mehdizadeh<sup>\*1</sup>, Abbasali Sadeghi<sup>2</sup>, Seyede Vahide Hashemi<sup>3</sup>

1- Department of Civil Engineering, Garmsar Branch, Islamic Azad University, Garmsar, Iran

2- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

3- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran

### ABSTRACT

Buildings are always affected by a variety of natural and abnormal forces during their operation. Impact of vehicle collision is an abnormal load which is not usually considered in the design of structures. With the spread of terrorist attacks in many parts of the world, investigation the behavior of structures against unusual loadings, such as blast or vehicle collision has been considered. In this study, steel moment frames with knee braces (2, 5 and 8 story) were designed by SAP 2000 software in two-dimensional according to codes guidelines, and then time history analysis of them was performed by SeismoStruct software subjected to impact of light vehicle collision. The responses such as displacement, drift, acceleration of the stories and the base shear of the frames were compared under the effect of light vehicle collision impact with different velocity (from 10 to 120 km/hr). The results show that the velocity 90, 120 and 100 km/hr causes dynamic instability state in frames with 2, 5 and 8 story respectively. The results also show that the performance level of the mentioned frames based on the maximum stories drift and for the different velocities of impact. For example, in the range of impact velocity of 50 to 80 km/hr, the performance level of 2-story frame was "Life Safety" and regarding to 8-story frame, the performance level was "Immediate Occupancy" for velocities 10 and 20 km/hr.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 30 March 2019

**Revise Date:** 21 October 2019

**Accept Date:** 02 December 2019

### Keywords:

Impact;  
Light vehicle;  
Moment frame;  
Knee brace;  
Dynamic instability;  
SAP2000 software;  
SeismoStruct software

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.177273.1815

\*Corresponding author: Kourosh Mehdizadeh  
Email address: ko\_ma751@mail.um.ac.ir

## بررسی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی با مهاربندهای زانویی تحت اثر برخورد وسایل

### نقلیه

کوروش مهدی‌زاده<sup>۱\*</sup>، عباسعلی صادقی<sup>۲</sup>، سیده وحیده هاشمی<sup>۳</sup>

۱- گروه عمران، واحد گرمسار، دانشگاه آزاد اسلامی، گرمسار، ایران

۲- دانشجوی دکتری تخصصی، گروه عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

۳- دانشجوی دکتری تخصصی، گروه عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

### چکیده

ساختمان‌ها در طول بهره‌برداری خود تحت تأثیر انواع نیروهای طبیعی و غیرطبیعی قرار دارند. ضربه‌ی ناشی از برخورد وسایل نقلیه به سازه‌ها جز نیروهای خارجی غیر طبیعی محسوب می‌گردد که معمولاً در طراحی سازه‌ها لحاظ نمی‌شود. با گسترش حملات تروریستی در نقاط مختلف جهان، مطالعه‌ی رفتار سازه‌ها در مقابل بارگذاری‌های غیرمتعارف مانند انفجار و ضربه‌ی ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه مورد توجه قرار گرفته است. در این تحقیق، قاب‌های خمشی فولادی با مهاربندهای زانویی (۲، ۵ و ۸ طبقه) به صورت دویبعدی بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ای در نرم‌افزار SAP 2000 طراحی و سپس تحلیل تاریخچه زمانی آن‌ها تحت ضربه‌ی ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک توسط نرم افزار SeismoStruct انجام شده است. پاسخ‌های جابجایی، دررفت، شتاب طبقات و برش پایه‌ی قاب‌ها تحت اثر ضربه‌ی ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک با سرعت‌های مختلف (از ۱۰ تا ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت) مقایسه شده و نتایج نشان می‌دهد که سرعت‌های ۹۰، ۱۲۰ و ۱۰۰ کیلومتر بر ساعت به ترتیب باعث رخداد ناپایداری دینامیکی در قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه شده است. همچنین نتایج بیانگر سطح عملکرد قاب‌های مورد نظر بر اساس حداکثر دررفت طبقات و برای سرعت‌های مختلف برخورد است. به عنوان نمونه در بازه‌ی سرعت برخورد ۵۰ الی ۸۰ کیلومتر بر ساعت، سطح عملکرد قاب ۲ طبقه "ایمنی جانی" بوده است و در مورد قاب ۸ طبقه، سرعت‌های ۱۰ و ۲۰ کیلومتر بر ساعت سطح عملکرد "استفاده‌ی بلادرنگ" را فراهم کرده است.

کلمات کلیدی: وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک، قاب خمشی، مهاربند زانویی، ناپایداری دینامیکی، نرم‌افزار SAP2000، نرم‌افزار SeismoStruct

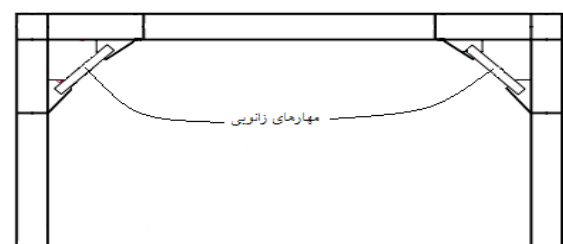
شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2019.177273.1815	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.177273.1815	۱۴۰۰/۰۵/۳۰	۱۳۹۸/۰۹/۱۱	۱۳۹۸/۰۹/۱۱	۱۳۹۸/۰۷/۲۹	۱۳۹۸/۰۱/۱۰
کوروش مهدی‌زاده ko_ma751@mail.um.ac.ir				*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:		

## ۱- مقدمه

ضربه‌ی ناشی از وسایل نقلیه به سازه‌های ساختمانی که می‌تواند به صورت طبیعی یا ناشی از حملات تروریستی رخ دهد، در علم مهندسی سازه مورد اهمیت می‌باشد. از جمله سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر این گونه حوادث می‌توان به قاب‌های خمشی فولادی و مهاربندهای همگرا اشاره کرد که به طور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرند، از طرفی این سیستم‌ها با توجه به نحوه‌ی طراحی و اجرا با نقطه‌ضعف‌هایی همراه هستند و ممکن است منجر به ایجاد شرایطی شوند که عملکرد مطلوب و مورد انتظار آن‌ها را محدود کنند [۱].

قاب‌های خمشی بر اساس میزان شکل‌پذیری خود به قاب‌های خمشی ویژه، متوسط و معمولی تقسیم‌بندی می‌شوند. قاب‌های خمشی به دلیل سختی محدود، هنگامی که تحت اثر ارتعاشات شدید قرار می‌گیرند تغییرشکل‌های نسبتاً زیادی را تجربه می‌کنند و این امر ممکن است باعث بروز مشکلاتی در رابطه با کنترل تغییرشکل‌های جانبی گردد [۱] و همچنین قاب‌های مهاربندی نیز عمدتاً با عملکرد محوری (خرپایی) خود نیروهای جانبی را منتقل و مستهلک می‌کنند، به همین دلیل دارای سختی خوبی هستند ولی رفتار چرخه‌ای مناسبی ندارند و استهلاک انرژی آن‌ها وابسته به رفتار پس کمانشی عضوهای قطری است [۲].

در نتیجه یکی از سیستم‌هایی که اخیراً مورد توجه قرار گرفته است، استفاده از مهاربند زانویی در قاب‌های خمشی فولادی (KBMF)<sup>۱</sup> مطابق شکل (۱) می‌باشد. در این سیستم که ویژگی‌های اصلی قاب‌های مهاربندی و قاب‌های خمشی را به طور توأم دارا می‌باشد عضوهای زانویی طوری طراحی می‌شوند که بخشی از تغییرشکل‌های غیر الاستیک به عضو زانویی و بخشی دیگر به تیر میانی طبقه محدود می‌شود و سایر اعضا الاستیک باقی می‌مانند. همان‌طور که اشاره شد قاب‌های خمشی فولادی با توجه به جزئیات و سطح عملکردی که از آن‌ها انتظار می‌رود شکل‌پذیری خوبی دارند اما سختی الاستیک آن‌ها کم می‌باشد. بنابراین با استفاده از مهاربند زانویی سختی سیستم بهبود قابل ملاحظه‌ای یافته و در مواردی باعث افزایش شکل‌پذیری و جذب انرژی می‌شود [۲].



شکل ۱: شمای کلی قاب خمشی با مهاربند زانویی [۲]

در این تحقیق، قاب‌های خمشی فولادی با مهاربندهای زانویی با تعداد طبقات ۲، ۵ و ۸ به صورت دویبعی در نرم‌افزار SAP 2000 [۳] طراحی و سپس در نرم‌افزار اجزا محدودی SeismoStruct 2018 [۴] مدل‌سازی شده‌اند و رفتار سازه‌های مذکور تحت بارهای ضربه‌ای ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک با سرعت‌های مختلف (با گام سرعتی 10 km/hr) مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است و در نهایت به عنوان نوآوری این تحقیق، سرعت رخداد ناپایداری دینامیکی<sup>۲</sup> که به صورت (VDI) نشان داده می‌شود، برای مدل‌های مذکور مشخص گردیده است. به عبارت دیگر VDI حالتی است که سرعت وسیله‌ی نقلیه به حدی می‌رسد که سازه در آستانه فروپاشی<sup>۳</sup> رسیده یا به اصطلاح ناپایداری دینامیکی در تحلیل نرم‌افزاری رخ داده است.

## ۲- سوابق مطالعاتی

ساختمان‌ها در طول عمر مفید خود ممکن است تحت تأثیر تهدیدات مختلفی قرار گیرند. این رخدادها می‌توانند وابسته به طبیعت و یا حتی غیرطبیعی باشند. طی دهه‌های گذشته دانش مهندسی در مورد نحوه‌ی طراحی سازه‌ها و مقابله با پدیده‌های طبیعی

<sup>۱</sup> Knee Braced Moment Frame

<sup>۲</sup> Dynamic Instability Velocity

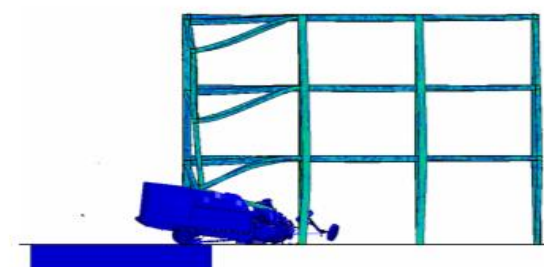
<sup>۳</sup> Collapse Prevention

مانند زلزله گسترش یافته است. تحقیق در زمینه‌ی تهدیدات غیرطبیعی نظیر اقدامات تروریستی، انفجار، آتش‌سوزی، برخورد وسایل نقلیه‌ی زمینی و هواپیما به ساختمان و مواردی مشابه آن نیز از مقوله‌های مهم در مهندسی سازه محسوب می‌گردند. در اثر این عوامل طبیعی یا غیرطبیعی، خرابی یک عضو سازه‌ای ممکن است منجر به آسیب سایر اعضای سازه‌ای و فروریختن بخشی و یا حتی کل سازه گردد. این پدیده با عنوان فروریزش پیش‌رونده شناخته می‌شود. در این حالت سازه بعد از ایجاد آسیب موضعی در رسیدن به شرایط تعادل استاتیکی جدید ناتوان می‌گردد و بسته به شرایط مختلف و نوع سیستم سازه‌ای، خرابی می‌تواند به سایر المان‌ها گسترش یابد. تخریب برج‌های دو قلو‌ی مرکز تجارت جهانی در سال ۲۰۰۱، نمونه‌ای از رخداد خرابی پیش‌رونده بوده است. در سال ۲۰۰۹، زینیزوسکی [۵] روشی احتمالاتی جهت بررسی پدیده‌ی گسیختگی پیش‌رونده ناشی از انفجار ارائه کرد. در این مطالعه، توزیع ساکنین در ساختمان به صورت احتمالاتی در نظر گرفته شده است و پاسخ سازه با توجه به سناریوهای مختلف حذف ستون بررسی شده است. در این تحقیق، مساحت کف‌های فروریخته بعد از تحلیل ساختمان با نرم‌افزار LS-DYNA ارزیابی شده و با لحاظ کردن سطح کل زیربنا، احتمال توزیع ساکنین در طبقات به رخداد گسیختگی پیش‌رونده ارتباط داده شده است. در سال ۲۰۱۱، لئو [۶] به بررسی رخداد گسیختگی پیش‌رونده‌ی قاب‌های فولادی با استفاده از بهینه‌سازی پرداخته است. در این پژوهش، با استفاده از روش مسیر جایگزین بار، هر سه روش تحلیل استاتیکی خطی، غیرخطی و دینامیکی غیرخطی در ارزیابی امکان رخداد گسیختگی پیش‌رونده بررسی شده است. در سال ۲۰۱۲، هادیانفرد و واسق [۷] با استفاده از روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی امکان رخداد گسیختگی پیش‌رونده در قاب‌های فولادی را بررسی کردند. آن‌ها در این مطالعه نتیجه گرفتند که سازه‌های فولادی با ارتفاع کمتر از المان‌های کمتری در توزیع مجدد بار برخوردارند و ظرفیت آن‌ها در مقابل گسیختگی پیش‌رونده کمتر است. در سال ۲۰۱۲، مروری و حدیدی [۸] رفتار قاب‌های فولادی را در مقابل گسیختگی پیش‌رونده به روش دینامیکی غیرخطی بررسی کردند. در این تحقیق، با اشاره به دستورالعمل UFC<sup>۴</sup> [۹]، سازه‌های سه‌بعدی ۵ و ۲۵ طبقه به روش دینامیکی غیرخطی تحلیل شده و پاسخ‌های تاریخچه زمانی مربوط به حذف یک ستون و دو ستون مجاور بررسی شده است. همچنین جابجایی‌های عمودی، نیروی محوری و لنگر خمشی المان‌ها پس از حذف ستون مورد بررسی قرار گرفته است. در سال ۲۰۱۲، روی‌روی و همکاران [۱۰] به بررسی امکان وقوع فروریزش پیش‌رونده‌ی سازه‌های فولادی تحت اعمال بار حرارتی آتش پرداختند. در این پژوهش، یک روش استاتیکی-دینامیکی ارزیابی رخداد فروریزش پیش‌رونده توسعه یافته است، که این روش نشان می‌دهد قاب‌های مهاربندی با نسبت بارگذاری کم و مقاطع تیر بزرگ‌تر دماهای بالاتری را تحمل نموده‌اند. در سال ۲۰۱۳، توکلی و رشیدی الشتی [۱۱] گسیختگی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی فولادی را تحت بارگذاری جانبی بررسی کردند. هدف این مطالعه بررسی رفتار قاب‌هایی است که بر اساس ضوابط آئین‌نامه‌های لرزه‌ای طراحی و کنترل شده‌اند. بدین منظور تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌های ۵ و ۱۵ طبقه با ۴ و ۶ دهانه دوطبقه‌ی و سه‌بعدی با فرض خرابی اولیه در ستون‌ها که می‌تواند ناشی از انفجار کوچک در ساختمان، برخورد وسایل نقلیه و حتی وقوع زلزله‌هایی در گذشته باشد، انجام شده است. با بررسی نمودارهای بار افزون و نحوه‌ی تشکیل مفاصل پلاستیک، تأثیر خسارت‌های اولیه در مقاومت ساختمان‌ها در مقابل گسیختگی پیش‌رونده بررسی شده است. نتایج این تحقیق حاکی از آن است، که مدل‌های سه‌بعدی حساسیت بیشتری به کاهش برش پایه و حذف المان‌ها نشان می‌دهند. در این تحقیق عنوان شده است که سازه‌ها در مقابل حذف ستون میانی استحکام بیشتری نسبت به حذف ستون گوشه‌دارند. آن‌ها همچنین تأثیر تعداد طبقات و حذف انواع المان‌ها را مورد بررسی قرار داده‌اند. در سال ۲۰۱۳، ناطقی و پارسائی فرد [۱۲] مطالعه‌ای در زمینه‌ی تأثیر خرابی اولیه روی احتمال فروریزش ساختمان یک طبقه انجام دادند. مطابق این تحقیق، در صورتی که در سازه‌ی مورد نظر نقص اولیه‌ای وجود داشته باشد، ممکن است در اثر وقوع زلزله این خرابی به سایر المان‌ها و حتی کل سازه گسترش یابد. خرابی پیش‌رونده‌ی ناشی از وقوع زلزله می‌تواند در همه ساختمان‌ها صرف نظر از تعداد طبقات رخ دهد. در سال ۲۰۱۴، مشهدی علی و خیرالدین [۱۳] به ارزیابی گسیختگی پیش‌رونده‌ی سیستم ساختاری جدید هگزاکرید در ساختمان‌های بلند پرداختند. هگزاکرید یک سیستم لوله‌ای است که با توسعه‌ی شش‌ضلعی‌های محیطی در ارتفاع سازه ایجاد می‌شود. این ساختار به‌عنوان یک سیستم مقاوم مؤثر در برابر بارهای ثقیل و جانبی عمل می‌کند. در این مطالعه دو ساختمان ۲۸ و ۴۸ طبقه که سیستم مقاوم جانبی آن‌ها جهت مقابله با نیروی باد طراحی شده است، مدنظر بوده است. گسیختگی پیش‌رونده با دو روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی ارزیابی شده است. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که سیستم هگزاکرید به‌اندازه‌ی کافی پتانسیل توزیع مجدد نیرو را دارا می‌باشد و این

<sup>4</sup> the Unified Facilities Criteria

ساختمان‌ها مقاومت قابل توجهی در مقابل گسیختگی پیش‌رونده دارند. در سال ۲۰۱۴، حسینی و همکاران [۱۴] به بررسی آسیب‌پذیری قاب‌های خمشی فولادی در برابر گسیختگی پیش‌رونده پرداختند. در این پژوهش از دستورالعمل‌های UFC و GSA<sup>۵</sup> [۱۵] استفاده شده است. در این مطالعه، آسیب‌پذیری قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی و با توجه به آئین‌نامه DOD [۱۶] انجام شده است. حذف ستون گوشه در این سازه امکان رخداد گسیختگی پیش‌رونده را فراهم کرده است.

در سال ۲۰۱۴، جینکو و هوین گو [۱۷] به بررسی اثر ضربه‌ی کامیون به ستون سازه‌ی قاب خمشی فولادی مطابق شکل (۲) پرداختند و میزان خسارت وارده بر آن را با استفاده از نرم‌افزار اجزا محدودی LS-DYNA مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان می‌دهد که مدل مورد بررسی با توجه به سرعت وسیله‌ی نقلیه دچار خرابی می‌شود. تا سرعت ۴۰ کیلومتر بر ساعت، سازه مذکور پایدار و از سرعت ۸۰ تا ۱۲۰ کیلومتر، سازه دچار فروریزش پیش‌رونده می‌گردد.



شکل ۲: شبیه‌سازی ضربه‌ی ناشی از برخورد کامیون به ستون سازه قاب خمشی فولادی [۱۷]

در سال ۲۰۱۴، لی و همکاران [۱۸] به بررسی عملکرد پایه‌ی پل بتنی پیش‌ساخته تحت اثر بارگذاری ضربه‌ای متناسب با جرم وسیله‌ی نقلیه با استفاده از نرم‌افزار اجزا محدودی LS-DYNA پرداخته‌اند. نتایج نشان می‌دهد که جرم وسیله‌ی نقلیه، نقش پررنگی در میزان خرابی پایه‌ی پل ایفا می‌کند.

در سال ۲۰۱۶، جرینک و فوگلار [۱۹] به بررسی رفتار پایه‌ی پل بتن مسلح تحت اثر ضربه‌ی ناشی از برخورد کامیون مطابق شکل (۳) پرداخته‌اند. مدل‌سازی پایه‌های پل با ترکیب مختلف آرماتوربندی با استفاده از نرم‌افزار اجزا محدودی AUTODYN تحت اثر ضربه‌ی ناشی از برخورد کامیون انجام شده است. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که ترکیب مختلف آرماتوربندی پایه‌ی پل تاثیر بسزایی بر روی کاهش خرابی آن داشته است و عملکرد آن را بهبود می‌بخشد.

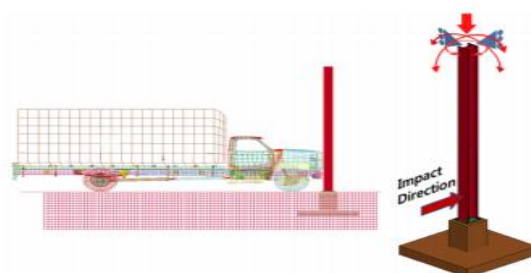


شکل ۳: شبیه‌سازی ضربه‌ی ناشی از برخورد کامیون به پایه‌ی پل بتن مسلح [۱۹]

در سال ۲۰۱۷، جینکو و هوین گو [۲۰] به بررسی اثر ضربه‌ی کامیون به ستون فولادی مطابق شکل (۴) پرداختند و میزان خسارت وارده بر آن را با استفاده از نرم‌افزار اجزا محدودی LS-DYNA مورد مطالعه قرار دادند. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که رفتار ستون تحت برخورد وسیله‌ی نقلیه به صورت عمده به جزئیات اتصال ستون به پی ساختمان بستگی دارد.

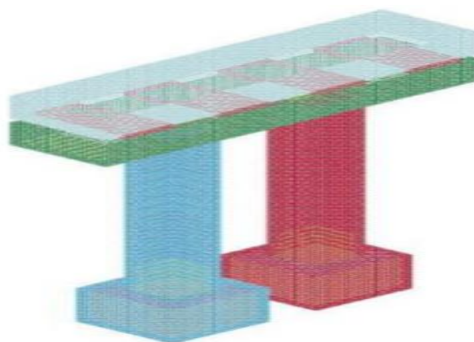
<sup>۵</sup> the General Services Administration

<sup>۶</sup> the Department of Defense



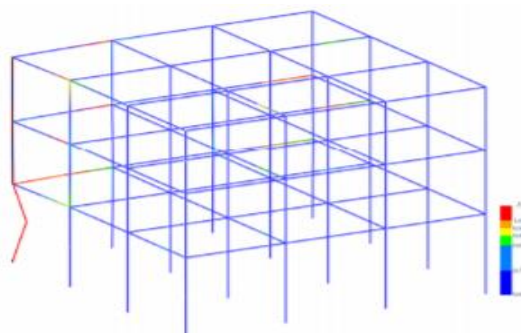
شکل ۴: شبیه‌سازی ضربه‌ی ناشی از برخورد کامیون به ستون [۲۰]

در سال ۲۰۱۷، ژو و همکاران [۲۱] به بررسی اثر ضربه‌ی ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سنگین به پایه‌ی پل بتن مسلح مطابق شکل (۵) پرداخته‌اند. مطالعه‌ی پارامتری و تحلیل دینامیکی با استفاده از نرم‌افزار اجزا محدودی LS-DYNA صورت پذیرفت تا رفتار پایه‌ی پل بتن مسلح براساس سرعت و جرم وسیله‌ی نقلیه بررسی گردد و رابطه‌ی مد خرابی پایه‌ی پل و انرژی ناشی از ضربه به دست آمد.



شکل ۵: مدل‌سازی پایه‌ی پل بتن مسلح [۲۱]

در سال ۲۰۱۸، جینکو و همکاران [۲۲] به ارزیابی احتمالاتی اثر ضربه‌ی وسیله‌ی نقلیه به ستون گوشه‌ی طبقه‌ی همکف ساختمان قاب خمشی فولادی مطابق شکل (۶) پرداختند و میزان خسارت وارده را با استخراج منحنی‌های شکست سرعت‌های مختلف وسیله‌ی نقلیه با استفاده از نرم‌افزار اجزا محدودی LS-DYNA مورد بررسی قرار دادند. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که منحنی‌های شکست ساختمان تحت برخورد وسیله‌ی نقلیه با سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت باعث فروریزش ساختمان می‌شود.



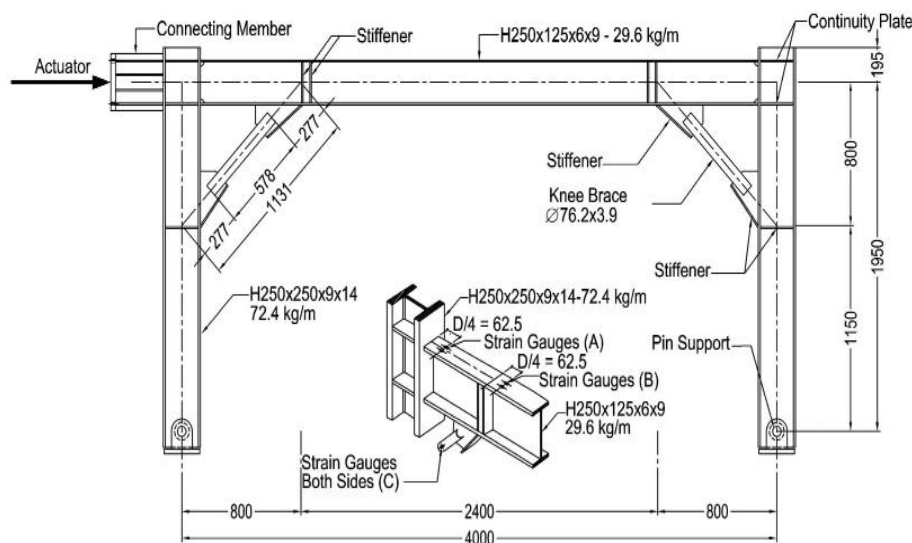
شکل ۶: شبیه‌سازی ساختمان قاب خمشی تحت برخورد وسیله‌ی نقلیه به ستون طبقه‌ی اول [۲۲]

در سال ۲۰۱۸، ژائو و همکاران [۲۳] به بررسی عملکرد پایه‌های پل بتن مسلح تحت اثر ضربه‌ی وسیله‌ی نقلیه‌ی سنگین پرداختند و خسارات وارده به آن را از نظر سازه‌ای و هزینه‌ای مورد بررسی قرار داده‌اند و پاسخ دینامیکی و مدهای خرابی آن را تحت اثر بار ضربه‌ای مشخص نموده‌اند.

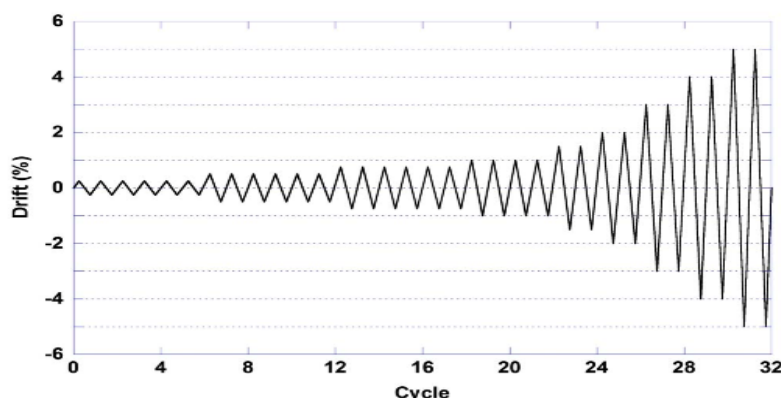
## ۳- صحت سنجی مدل سازی

## ۳-۱- صحت سنجی بار چرخه‌ای

به منظور اطمینان از صحت مدل سازی در نرم افزار SeismoStruct و همچنین درستی داده‌های ورودی به برنامه، از مدل آزمایشگاهی لیلاتاویوات و همکاران [۲۴] استفاده شده است. بدین ترتیب که این مدل آزمایشگاهی به صورت قاب یک دهانه در نرم افزار SeismoStruct مدل سازی شده است. شکل‌های (۷) و (۸) به ترتیب مدل آزمایشگاهی و الگوی بارگذاری چرخه‌ای را نشان می‌دهد. این مدل با استفاده از مصالح و مقاطع یکسان با مدل آزمایشگاهی در نرم افزار SeismoStruct مدل سازی و تحت بارگذاری استاتیکی تاریخچه زمانی مشابه با مدل آزمایشگاهی قرار گرفته است و منحنی هیستریزس آن استخراج گردیده است.

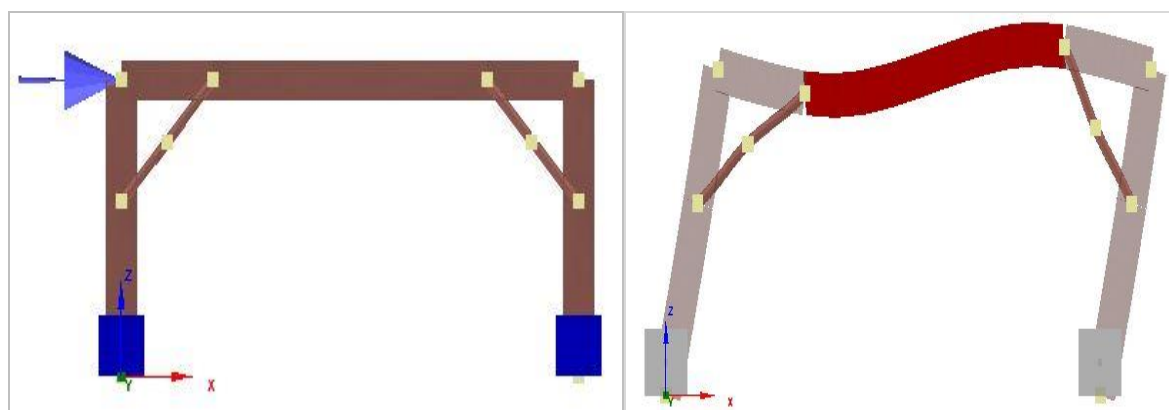


شکل ۷: نمای شماتیک مدل آزمایشگاهی قاب خمشی فولادی با مهاربند زانویی لیلاتاویوات و همکاران [۲۴]



شکل ۸: الگوی بارگذاری مدل آزمایشگاهی قاب خمشی فولادی با مهاربند زانویی لیلاتاویوات و همکاران [۲۴]

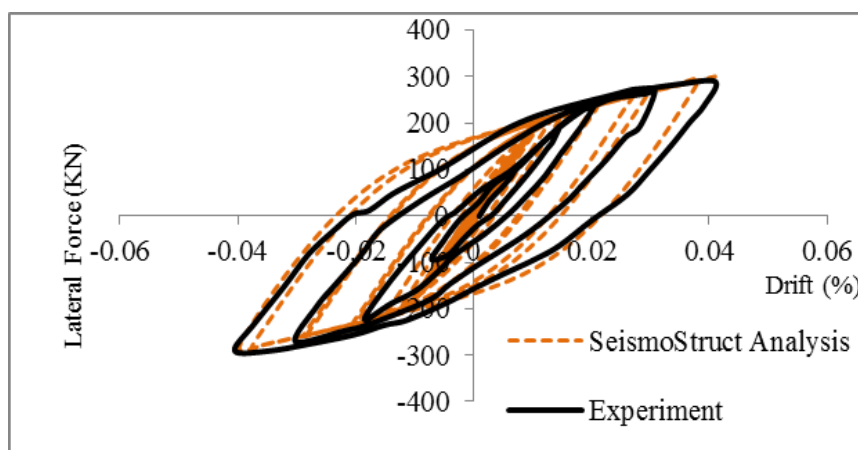
شکل (۹) قسمت‌های الف و ب به ترتیب مدل نرم‌افزاری را قبل و بعد از بارگذاری پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی (بارگذاری چرخه‌ای) نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود عضو زانویی پس از بارگذاری کم‌انرژی می‌کند و حداکثر لنگر در دو انتهای تیر میانی به وجود می‌آید که باعث تشکیل مفاصل پلاستیک در این نقاط می‌شود و این همان مکانیسم مورد استفاده در طراحی می‌باشد که هم مدل آزمایشگاهی و هم مدل نرم‌افزاری به آن رسیده است.



الف) مدل نرم‌افزاری قبل از بارگذاری چرخه‌ای (ب) مدل نرم‌افزاری بعد از بارگذاری چرخه‌ای

شکل ۹: مدل اجزا محدودی در نرم‌افزار SeismoStruct

نمودار هیستریزیس مدل نرم‌افزاری با مدل آزمایشگاهی در شکل (۱۰) باهم مقایسه شده‌اند و همان‌گونه که دیده می‌شود منحنی‌های به‌دست‌آمده مطابقت خوبی با یکدیگر دارند، لذا می‌توان قاب‌های مورد مطالعه (۲، ۵ و ۸ طبقه) را با نرم‌افزار اجزا محدودی SeismoStruct مدل‌سازی و بررسی نمود.



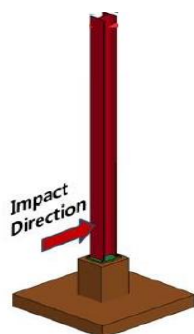
شکل ۱۰: مقایسه منحنی هیستریزیس مدل آزمایشگاهی و مدل نرم‌افزاری قاب خمشی فولادی با مهاربند زانویی [۲۰]

### ۳-۲- صحت‌سنجی بار ضربه‌ای

در این مطالعه به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی تحت اثر بار ضربه‌ای از نتایج تحقیق تحلیلی جینکو و هوین گو [۲۰] استفاده شده است. در آن مطالعه، ابتدا سازه‌ی سه طبقه‌ی سه دهانه با عرض دهانه‌ی ۶ متر با بار مرده و زنده‌ی به ترتیب ۶ و ۷ کیلونیوتن بر مترمربع و براساس استاندارد IBC 2012<sup>۷</sup> طراحی شده است، سپس ستون فولادی گوشه‌ی طبقه‌ی اول با ارتفاع ۵ متر و با مقطع H شکل مطابق با شکل (۱۱) با ابعاد کلی عمق ۲۹۴ میلی‌متر، پهنای ۳۰۲ میلی‌متر و ضخامت جان و بال ۱۲ میلی‌متر با فولاد نوع A572 به تنهایی تحت بار ضربه قرار گرفته است. در این مطالعه، شبیه‌سازی نرم‌افزاری ستون مذکور مطابق با شکل (۱۲) توسط نرم‌افزار SeismoStruct انجام شده است. بار ضربه‌ای مورد نظر ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ای به وزن ۸ تن و سرعت ۳۰ کیلومتر بر ساعت می‌باشد [۲۰]. در این تحقیق، تکیه‌گاه ستون به صورت صلب کامل در نظر گرفته شده است و به نظر می‌رسد اختلاف نسبی در تطابق دو نمودار به همین دلیل باشد.

<sup>7</sup> International Building Code, 2012



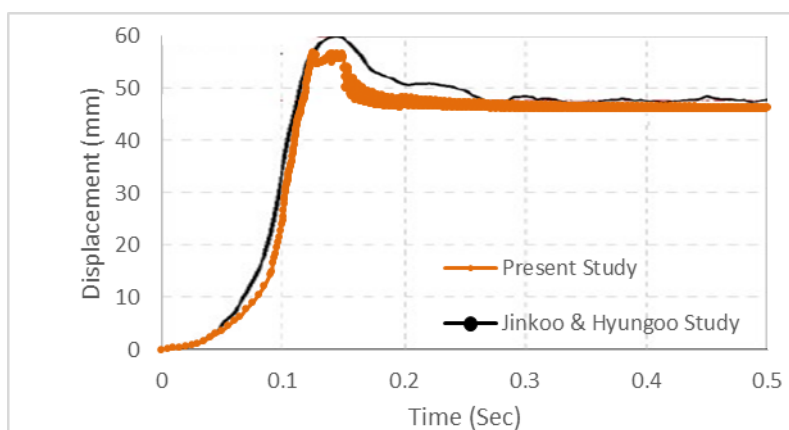


شکل ۱۱: نمای شماتیک مدل جینکو و هوینگو [۲۰]



شکل ۱۲: مدل اجزا محدودی در نرم افزار SeismoStruct

نمودار جابجایی-زمان مدل نرم افزاری با مدل مرجع [۲۰] در شکل (۱۳) باهم مقایسه شده‌اند و همان گونه که مشاهده می‌شود منحنی‌های به دست آمده مطابقت نسبتاً خوبی با یکدیگر دارند لذا می‌توان قاب‌های مورد مطالعه را با اطمینان در نرم افزار اجزا محدودی SeismoStruct تحت بار ضربه‌ای مدل سازی و بررسی نمود.

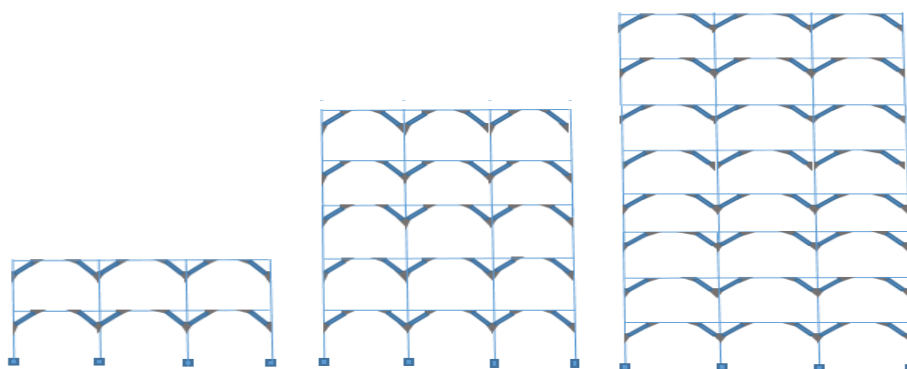


شکل ۱۳: مقایسه نمودار جابجایی-زمان مدل نرم افزاری و مدل مرجع [۲۰]

#### ۴- مدل سازی

در این تحقیق، سه قاب خمشی فولادی با مهاربندهای زانویی با تعداد ۲، ۵ و ۸ طبقه به ترتیب جز سازه‌های کوتاه، میان و بلندمرتبه می‌باشند، در نرم افزار SAP2000 بر اساس آیین‌نامه‌های داخلی (مبحث ششم و دهم مقررات ملی) و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۲۵، ۲۶ و ۲۷] و از منظر لرزه‌ای در پهنه خطرپذیری خیلی زیاد طراحی شدند، قاب‌ها منظم، ارتفاع طبقات ۳ متر و عرض دهانه‌ها

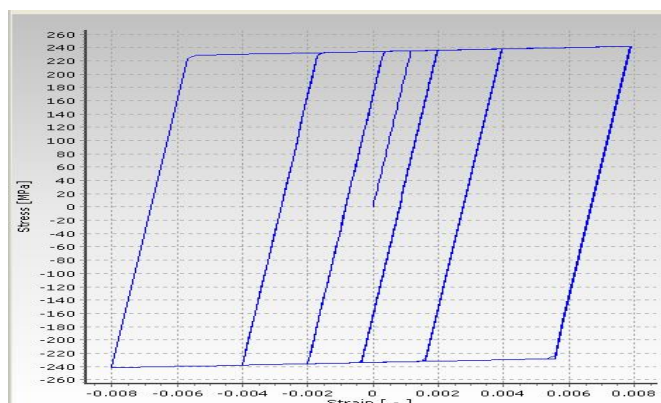
۴ متر می‌باشد. بارگذاری قاب‌ها شامل بار مرده و زنده طبقات به ترتیب معادل ۱۷۵۰ کیلوگرم بر متر و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر و بار مرده و زنده بام به ترتیب معادل ۱۷۵۰ کیلوگرم بر متر و ۷۵۰ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شده است. سپس قاب‌های مذکور در نرم‌افزار SeismoStruct جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت بارهای ضربه‌ای مدل‌سازی شده‌اند. جهت مدل‌سازی المان‌های تیر-ستون از المان‌های *refrm* , *infrm* در نرم‌افزار استفاده شده است. در مدل‌سازی المان‌های سازه‌ای از مقطع رشته‌ای<sup>۸</sup> که به جای اینکه پلاستیک شدن مصالح را در نقاط خاصی از سازه (مانند نقاطی در تیر، که نزدیک ستون است) در نظر بگیرد، پلاستیک شدن مصالح را به صورت توزیع یافته در همه طول المان در نظر می‌گیرد، استفاده شده است. سپس عملکرد قاب‌ها تحت بارهای ضربه‌ای ناشی از برخورد وسیله نقلیه سبک ارزیابی شده است و در ادامه به جزئیات مربوط به مدل‌سازی و روند انجام تحلیل‌های متعدد تا ترسیم خروجی‌های لازم پرداخته شده است. نمای دوبعدی قاب‌های مذکور در شکل (۱۴) ارائه شده است.



شکل ۱۴: نمای دوبعدی قاب‌های مورد مطالعه در نرم‌افزار SeismoStruct

#### ۱-۴- خصوصیات مصالح غیرخطی

فولاد مورد استفاده در این تحقیق بر اساس خصوصیات تعریف شده در نرم‌افزار SeismoStruct، از نوع (دوخطی)<sup>۹</sup> بوده که به عنوان *stl\_bl* شناخته می‌شود. منحنی تنش-کرنش این فولاد، دوخطی با سختی کرنشی سینماتیکی ۰/۰۵ می‌باشد که محدوده الاستیک آن در بارگذاری‌های مختلف ثابت می‌ماند. سختی سینماتیکی برای تسلیم به صورت تابع خطی از کرنش پلاستیک افزایشی فرض می‌گردد. در شکل (۱۵)، مدل رفتاری دوخطی فولاد و در شکل (۱۶)، پارامترهای سازه‌ای از قبیل مدول الاستیسیته، مقاومت تسلیم، کرنش سخت شدگی، کرنش شکست/کمانش و وزن مخصوص فولاد مصرفی ارائه شده است.



شکل ۱۵: منحنی تنش-کرنش فولاد دوخطی در نرم‌افزار SeismoStruct [۴]

<sup>۸</sup> Fiber Section

<sup>۹</sup> Bilinear

Sample Plot	
(Pseudo)Time	Strain
1	0.002
2	-0.002
3	0.002
4	-0.002
5	0.004
6	-0.004
7	0.004
8	-0.004
9	0.008
10	-0.008
11	0.008
12	-0.008
13	0.008
14	-0.008
15	0.008

شکل ۱۶: مشخصات فولاد ساختمانی ST-37 در نرم افزار SeismoStruct [۴]

## ۴-۲- معرفی ضربه

بارگذاری ضربه‌ای به نوعی بار دینامیکی گفته می‌شود که مدت زمان تأثیر نیرو بر سازه کوتاه باشد. البته موضوع اینکه زمان تأثیر نیرو چقدر کوتاه باشد تا بتوان آن را ضربه‌ای محسوب نمود، موضوعی است که نیاز به بررسی دارد. یکی از انواع بارگذاری‌های ضربه‌ای، بار ضربه‌ی ناشی از برخورد وسایل نقلیه به ستون‌های ساختمان‌های فولادی و بتنی و پایه‌های پل یا ضربه‌ی ناشی از شروع یا توقف ناگهانی جرثقیل یا آسانسور می‌باشد. یک نمونه از بارهای ضربه‌ای در شکل (۱۷) نشان داده شده است. چنانچه ملاحظه می‌شود بار در مدت زمان کوتاهی به سرعت افزایش می‌یابد تا به مقدار حداکثر خود می‌رسد و سپس مقدار بار به صفر کاهش می‌یابد. این زمان فاز مثبت نامیده می‌شود. در این فاز نیروی وارد بر سازه به صورت فشار است. پس از آن نیروی وارد بر سازه به صورت منفی یا مکش وارد می‌شود و بعد از آن با یکی دو نوسان به صفر می‌رسد. مدت زمان تأثیر بار را می‌توان در دو مرحله تقسیم‌بندی نمود. مرحله اول که نیرو وارد می‌شود، مرحله‌ی نیرویی نامیده شده و مرحله بعد که نیرو وارد نمی‌شود، را می‌توان مرحله ارتعاش آزاد نامید. روابط (۱) الی (۴)، معادلات حرکت سازه تحت بار ضربه‌ای را ارائه می‌دهند [۲۸].



شکل ۱۷: بار ضربه‌ی ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه به ستون قاب‌های مورد مطالعه

الف) از زمان  $t_0$  تا  $t_1$  (نوسان اجباری):

$$m\ddot{u} + ku = P_0 \rightarrow \begin{cases} u_c = A \cos \omega t + B \sin \omega t \\ u_p = \frac{P_0}{k} \end{cases} \rightarrow u(t) = \frac{P_0}{k} + A \cos \omega t + B \sin \omega t \quad (1)$$

بارگذاری ضربه‌ای:

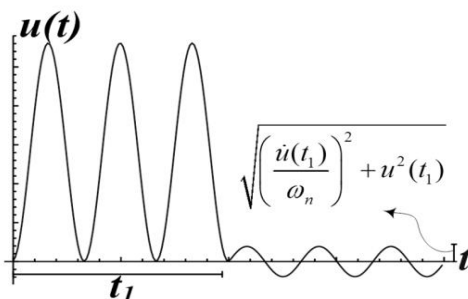
$$\begin{cases} u_0 = 0 \rightarrow u(0) = u(t) = \frac{P_0}{k} + A \cos 0 + B \sin 0 \rightarrow A = -\frac{P_0}{k} \\ \dot{u}_0 = 0 \rightarrow \dot{u}(0) = -A\omega \sin 0 + B\omega \cos 0 = 0 \rightarrow B = 0 \end{cases} \quad \boxed{u(t) = \frac{P_0}{k} - \frac{P_0}{k} \cos \omega t} \quad (2)$$

(۳)

(ب)  $t > t_1$  (نوسان آزاد):

$$m\ddot{u} + ku = 0 \rightarrow u(t) = A \cos \omega(t - t_1) + B \sin \omega(t - t_1) \quad (4)$$

نمودار کیفی حرکت ستون ساختمان تحت اثر بار ضربه‌ای مستطیلی ناشی از برخورد وسیله نقلیه سبک مطابق شکل (۱۸) می‌باشد.



شکل ۱۸: حرکت ستون تحت اثر ضربه‌ی ناشی از وسایل نقلیه [۲۸]

با توجه به این که وسیله نقلیه سبک، خودروی سواری پراید می‌باشد، جرم آن تقریباً برابر یک تن معادل ۱۰۰۰ کیلوگرم است و وزن آن معادل ۹۸۱۰ نیوتن می‌باشد. وسیله نقلیه با سرعت‌های مختلف به ستون قاب‌های مورد مطالعه برخورد می‌کند، فرض می‌شود که فاصله توقف وسیله نقلیه اصابت کرده به ستون قاب، ۱ فوت معادل ۳۰/۲۸ سانتی‌متر باشد لذا نیروی ضربه از رابطه‌ی (۵) به دست می‌آید [۲۹]:

$$F \cdot d = -\frac{1}{2}mv^2 \quad (5)$$

حال که نیروی ضربه از رابطه‌ی (۵) به دست آمد، مدت زمان ضربه از رابطه‌ی تکانه طبق رابطه‌ی (۶) محاسبه می‌شود [۲۹]:

$$F \cdot \Delta t = m \cdot d\Delta v \quad (6)$$

در ادامه در جدول (۱)، نیروی ضربه‌ی اعمالی به ستون قاب‌های مورد مطالعه و مدت زمان برخورد با توجه به سرعت‌های مختلف وسیله نقلیه سبک ارائه می‌شود. همان طور که مشاهده می‌شود، با افزایش سرعت وسیله نقلیه، مدت زمان برخورد کاهش و نیروی ضربه افزایش می‌یابد.

جدول ۱: نیروی ضربه‌ی ناشی از وسیله نقلیه سبک وارد شده به ستون گوشه‌ی قاب‌های مورد مطالعه

سرعت وسیله نقلیه (Km/hr)	مدت زمان برخورد (Sec)	نیروی ضربه (N)
۱۰	۰/۲۱۵۹	۱۲۸۶۰/۰۸
۲۰	۰/۱۰۷۹	۵۱۴۴۰/۳۲
۳۰	۰/۰۷۱۹	۱۱۵۷۴۰/۷۴
۴۰	۰/۰۵۳۹	۲۰۵۷۶۱/۳۱
۵۰	۰/۰۴۳۱	۳۲۱۵۰۲/۰۵
۶۰	۰/۰۳۵۹	۴۶۲۹۶۲/۹۶
۷۰	۰/۰۳۰۸	۶۳۰۱۴۴/۰۳
۸۰	۰/۰۲۶۹	۸۲۳۰۴۵/۲۶
۹۰	۰/۰۲۴۰	۱۰۴۱۶۶۶/۶۶
۱۰۰	۰/۰۲۱۵	۱۲۸۶۰۰۸/۲۳
۱۱۰	۰/۰۱۹۶	۱۵۵۶۰۶۹/۹۵
۱۲۰	۰/۰۱۷۹	۱۸۵۱۸۵۱/۸۵

## ۴-۳- مشخصات مقاطع قاب‌ها

طراحی قاب‌ها منطبق با آیین‌نامه‌های داخلی (مبحث ششم و دهم مقررات ملی) و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم انجام شده است. کنترل ضوابط لرزه‌ای مانند دریافت طبقات بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم صورت گرفته و همچنین نسبت تنش‌ها در تمام اعضای قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه کمتر از ۱ می‌باشد. در جدول‌های (۲) الی (۴) مشخصات مقاطع قاب‌های مورد مطالعه ارائه می‌گردد.

جدول ۲: مشخصات مقاطع قاب ۲ طبقه

نوع المان	طبقه اول	طبقه دوم
ستون	HEB180	HEB160
تیر	IPE 240	IPE240

جدول ۳: مشخصات مقاطع قاب ۵ طبقه

نوع المان	طبقات اول تا دوم	طبقه سوم تا چهارم	طبقه پنجم
ستون	HEB180	HEB160	HEB120
تیر	IPE270	IPE240	IPE220

جدول ۴: مشخصات مقاطع قاب ۸ طبقه

نوع المان	طبقات اول تا دوم	طبقه سوم تا چهارم	طبقه چهارم تا ششم	طبقه هفتم تا هشتم
ستون	HEB240	HEB220	HEB180	HEB160
تیر	IPE300	IPE300	IPE280	IPE280

نمونه‌ای از مقاطع و مشخصات هندسی مورد استفاده المان‌های زانویی در قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه مطابق شکل (۱۹) می‌باشد.



شکل ۱۹: نمونه‌ای از مقطع زانویی مورد استفاده در قاب‌های خمشی فولادی

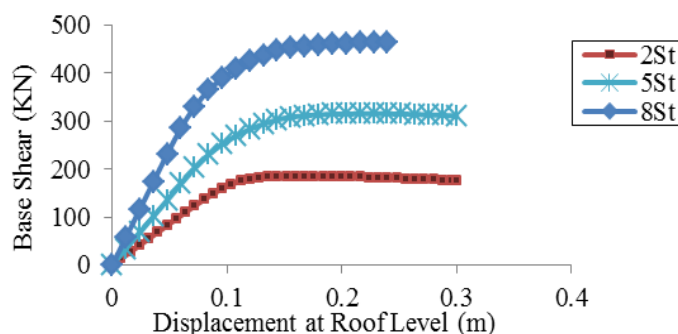
## ۵- بحث و بررسی نتایج

۳ قاب خمشی فولادی با مهاربندهای زانویی دوبعدی با تعداد ۲، ۵ و ۸ طبقه در نرم‌افزار SAP براساس ضوابط آیین‌نامه‌ای طراحی شدند و سپس از نظر مدل‌سازی، بارگذاری، مصالح و مقاطع اختصاص داده شده به المان‌ها، در نرم‌افزار SeismoStruct بررسی شده‌اند و پس از انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت ضربه‌ی ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک رایج به وزن یک‌تن با سرعت‌های مختلف، خروجی‌های نرم‌افزار مانند جابجایی طبقه‌ی اول و بام، حداکثر دریافت طبقات، برش پایه و شتاب طبقه‌ی اول به صورت نمودارها و شکل‌هایی ارائه شده است.

## ۵-۱- پاسخ‌های سازه‌ای

قاب‌های خمشی فولادی با مهاربندهای زانویی با تعداد ۲، ۵ و ۸ طبقه تحت ضربه‌ی ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک با سرعت‌های مختلف (گام سرعتی 10 Km/hr) مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گرفته‌اند. برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک

به ستون گوشه‌ی طبقه‌ی اول رخ داده است. مهاربند زانویی نقش عضو اتلاف‌کننده انرژی را ایفا کرده و تسلیم‌شده و باعث بهبود رفتار سازه در برابر بارهای ضربه‌ای شده است. در ابتدای این مطالعه، قبل از انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی قاب‌ها بر اساس ضربه‌ی ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک، قاب‌های موردنظر تحت تحلیل پوش آور معمولی قرار گرفته تا سطح عملکردی قاب‌ها مشخص شود. نتایج پوش آور ارائه‌شده بر اساس الگوی بار مود اول می‌باشد. شکل (۲۰)، منحنی بار افزون قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه را نشان می‌دهد.

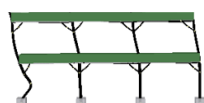


شکل ۲۰: نمودار بار افزون قاب‌های مورد مطالعه

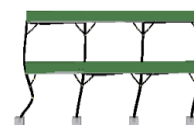
در ادامه، شکل (۲۱) ستونی از قاب‌های (۲، ۵ و ۸ طبقه) را نشان می‌دهد که تحت اثر ضربه قرار گرفته‌اند. شکل‌های (۲۲) و (۲۳) رفتار قاب ۲ طبقه، شکل‌های (۲۴) و (۲۵) رفتار قاب ۵ طبقه و شکل‌های (۲۶) و (۲۷) رفتار قاب ۸ طبقه را پس از گذشت زمان از لحظه برخورد وسیله‌ی نقلیه به قاب‌ها را نشان می‌دهد. به بیان دیگر، شکل‌های (۲۲)، (۲۴) و (۲۶) رفتار قاب‌ها را در مدت‌زمان برخورد برای حداکثر سرعت وسیله‌ی نقلیه در معابر شهری، که ۵۰ کیلومتر بر ساعت می‌باشد و شکل‌های (۲۳)، (۲۵) و (۲۷) رفتار قاب‌ها را در مدت‌زمان برخورد برای حداکثر سرعت وسیله‌ی نقلیه که منجر به رخداد ناپایداری می‌شود، ارائه می‌دهد.



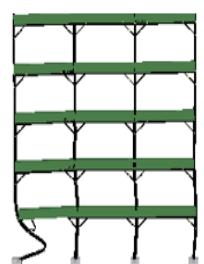
شکل ۲۱: برخورد ضربه‌ی ناشی از وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک به ستون گوشه‌ی قاب



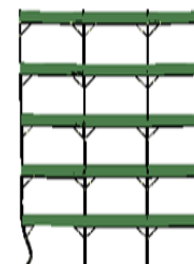
شکل ۲۲: رفتار قاب ۲ طبقه تحت ضربه در زمان  $dt=0.0240$  s



شکل ۲۳: رفتار قاب ۲ طبقه تحت ضربه در زمان  $dt=0.0431$  s



شکل ۲۴: رفتار قاب ۵ طبقه تحت ضربه در زمان  $dt=0.0215$  s

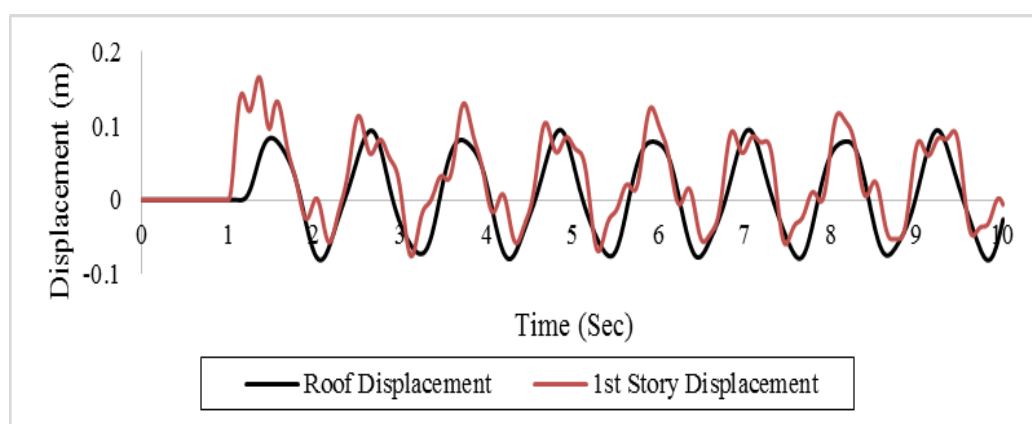


شکل ۲۵: رفتار قاب ۵ طبقه تحت ضربه در زمان  $dt=0.0431$  s

شکل ۲۷: رفتار قاب ۸ طبقه تحت ضربه در زمان  $dt=0.0179$  sشکل ۲۶: رفتار قاب ۸ طبقه تحت ضربه در زمان  $dt=0.0431$  s

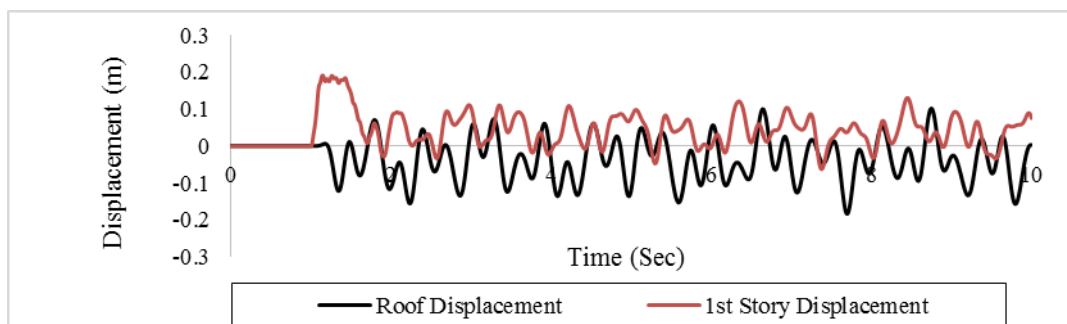
## ۵-۱-۱- جابجایی طبقات

جابجایی تراز بام و طبقه‌ی اول قاب ۲ طبقه‌ی تحت ضربه‌ی ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک با وزن یک‌تن با سرعت ۹۰ کیلومتر بر ساعت در شکل (۲۸) ارائه شده است. با بررسی شکل مذکور مشخص می‌شود که میزان حداکثر مقادیر جابجایی طبقه‌ی اول ۱۷ سانتی‌متر و جابجایی تراز بام ۱۰ سانتی‌متر می‌باشد. بنابراین بر اثر نیروی ضربه‌ی وارده به قاب ۲ طبقه، جابجایی طبقه‌ی اول که مورد ضربه قرار گرفته نسبت به تراز بام بیشینه است.



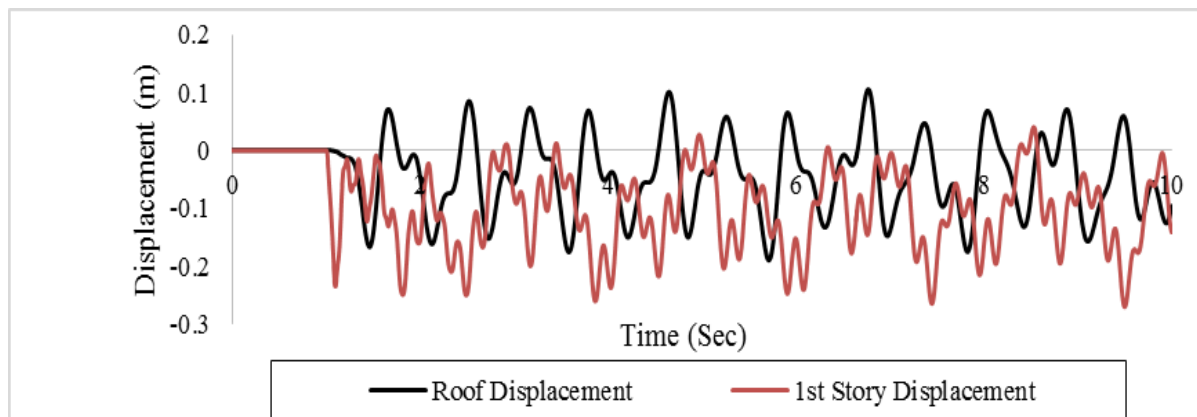
شکل ۲۸: جابجایی تراز بام و طبقه‌ی اول قاب ۲ طبقه تحت ضربه‌ی وارده به ستون گوشه

شکل (۲۹) جابجایی تراز بام و طبقه‌ی اول قاب ۵ طبقه را تحت ضربه‌ی ناشی از برخورد با سرعت ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت نشان می‌دهد. با بررسی نتایج حاصله مشخص می‌شود که میزان حداکثر مقادیر جابجایی تراز بام ۱۸ سانتی‌متر و جابجایی طبقه اول ۲۰ سانتی‌متر و جابجایی سایر طبقات نیز کمتر از ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد. بدین ترتیب این نتیجه حاصل می‌شود که بر اثر نیروی ضربه‌ی وارده به قاب ۵ طبقه، جابجایی طبقه‌ی اول نسبت به سایر طبقات بیشینه است.



شکل ۲۹: جابجایی تراز بام و طبقه‌ی اول قاب ۵ طبقه تحت ضربه‌ی وارده به ستون گوشه

شکل (۳۰) جابجایی تراز بام و طبقه اول قاب ۸ طبقه را تحت ضربه‌ی ناشی از برخورد با سرعت ۱۰۰ کیلومتر بر ساعت نشان می‌دهد. با بررسی نمودار ذیل مشخص می‌شود که میزان حداکثر مقادیر جابجایی تراز بام ۱۰ سانتی‌متر و جابجایی طبقه اول، ۲۵ سانتی‌متر است.



شکل ۳۰: جابجایی تراز بام و طبقه اول قاب ۸ طبقه تحت ضربه‌ی وارده به ستون گوشه

با توجه به شکل‌های (۲۸) الی (۳۰) مشخص است که تحت این رخداد قاب‌های مورد نظر حول نقطه‌ای غیر از شرایط پایدار اولیه نوسان نموده است. این پدیده ناشی از ایجاد کرنش‌های پسماند در المان‌های قاب‌ها است.

در ادامه‌ی این تحقیق، به دلیل کثرت نمودارهای جابجایی طبقات مدل‌های مورد بررسی براساس سرعت‌های مختلف وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک، جابجایی طبقات مدل‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه تحت ضربه‌ی ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه با سرعت‌های ۹۰، ۱۲۰ و ۱۰۰ کیلومتر بر ساعت برحسب سانتی‌متر به صورت جدول (۵) ارائه شده است.

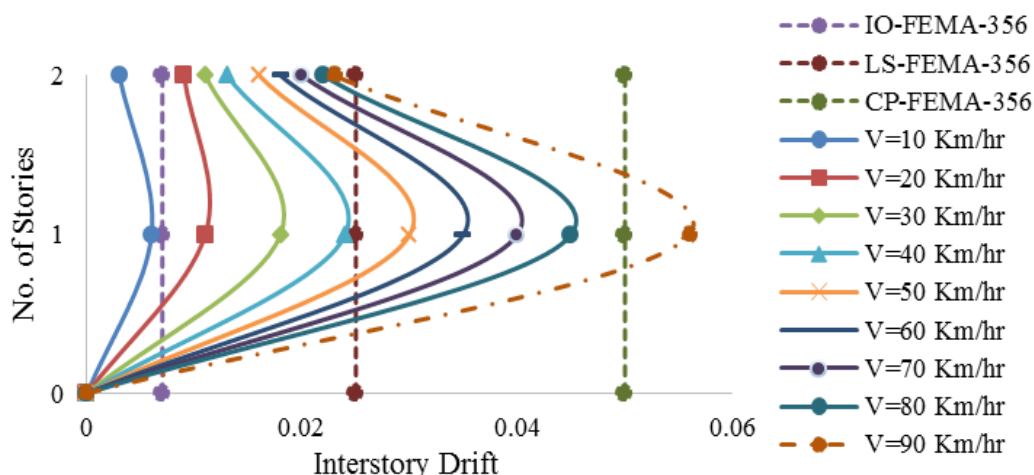
جدول ۵: جابجایی طبقات قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه تحت ضربه‌ی وسیله‌ی نقلیه با سرعت‌های ۹۰، ۱۲۰ و ۱۰۰ کیلومتر بر ساعت برحسب سانتی‌متر

تعداد طبقات	قاب ۲ طبقه	قاب ۵ طبقه	قاب ۸ طبقه
۱	۱۷	۲۰	۲۵
۲	۱۰	۱۵	۲۲
۳	-	۱۲	۲۰
۴	-	۱۴	۱۷
۵	-	۱۸	۱۹
۶	-	-	۱۵
۷	-	-	۱۲
۸	-	-	۱۰

#### ۵-۱-۲- دریافت طبقات

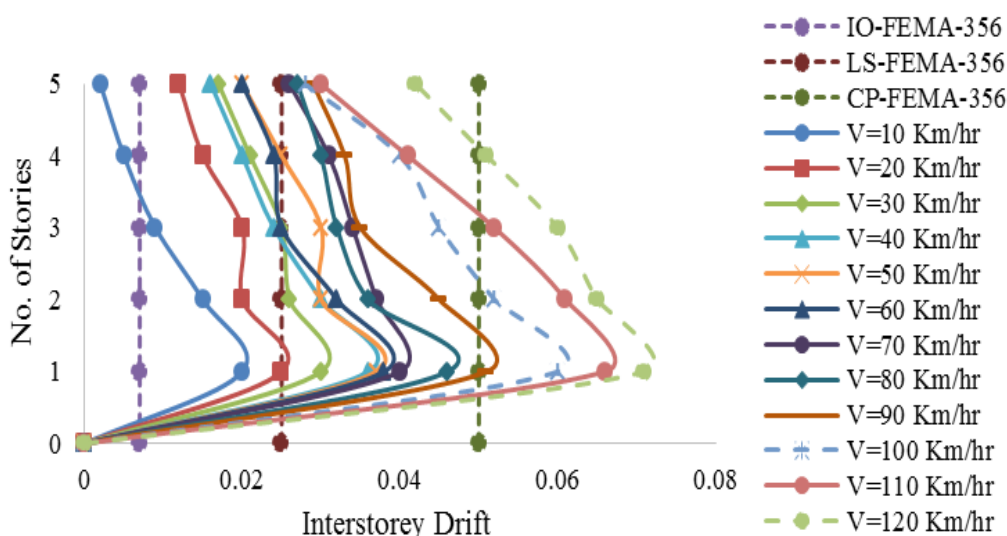
دریافت قاب ۲ طبقه تحت ضربه‌ی ناشی از وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک با وزن یک‌تن به ستون گوشه در شکل (۳۱) ارائه شده است. مشخص می‌شود که میزان حداکثر مقادیر دریافت بام ۰/۰۲۳ و دریافت طبقه اول که محل اصابت وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک به قاب می‌باشد، ۰/۰۵۶ می‌باشد که بر اساس آیین‌نامه FEMA-356 [۳۰] سطح عملکردی آستانه فروریزش رخ داده است، در واقع بر اثر نیروی ضربه‌ی وارده به قاب ۲ طبقه، دریافت طبقه اول بیشینه شده است. زمانی که سرعت وسیله‌ی نقلیه ۹۰ کیلومتر بر ساعت هست، ناپایداری دینامیکی در تحلیل نرم‌افزاری قاب ۲ طبقه پدیدار شده است.





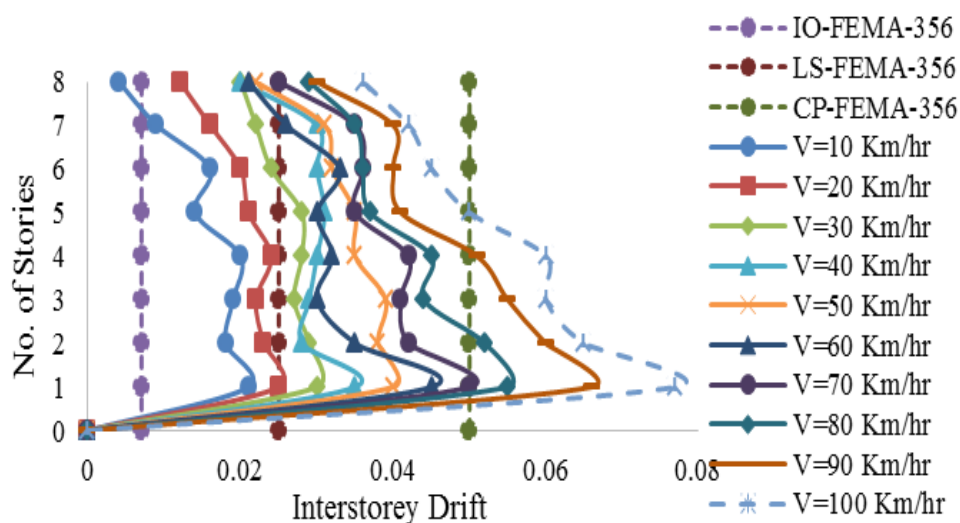
شکل ۳۱: دررفت طبقات قاب ۲ طبقه تحت ضربه‌ی وارده به ستون گوشه

در شکل (۳۲) دررفت قاب ۵ طبقه تحت ضربه‌ی ناشی از وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک با وزن یک‌تن به ستون گوشه ارائه شده است. با بررسی نتایج حاصله مشخص می‌شود که میزان حداکثر مقادیر دررفت تراز بام  $0.042$  و دررفت طبقه‌ی اول که محل اصابت وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک به قاب می‌باشد،  $0.071$  است و همچنین معلوم می‌گردد بر اثر نیروی ضربه‌ی وارده به قاب ۵ طبقه، دررفت طبقه‌ی نخست نسبت به سایر طبقات بیشینه شده است. میزان دررفت قاب مذکور تحت بارهای ضربه‌ای ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک با سرعت‌های  $90$ ،  $100$ ،  $110$  و  $120$  کیلومتر بر ساعت بیش از حد آستانه فروریزش آیین‌نامه FEMA-356 شده است ولی تنها زمانی که سرعت وسیله‌ی نقلیه  $120$  کیلومتر بر ساعت هست، ناپایداری دینامیکی در تحلیل نرم افزاری رخ داده است.



شکل ۳۲: دررفت طبقات قاب ۵ طبقه تحت ضربه‌ی وارده به ستون گوشه

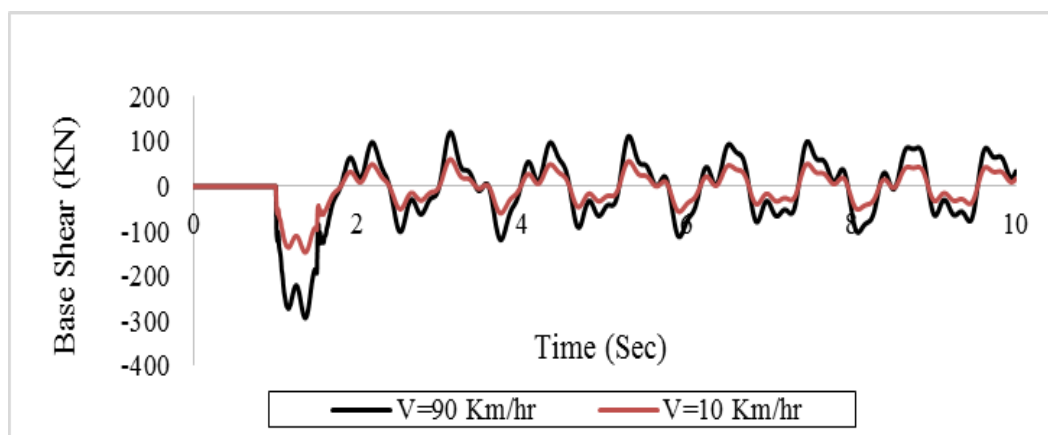
در شکل (۳۳) دررفت قاب ۸ طبقه تحت ضربه‌ی ناشی از وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک با وزن یک‌تن به ستون گوشه ارائه شده است. با بررسی نتایج مشخص می‌شود که بر اثر نیروی ضربه‌ی وارده به قاب ۸ طبقه، دررفت طبقه‌ی اول حداکثر می‌گردد و مقدار آن  $0.077$  می‌باشد. همچنین می‌توان دریافت، میزان دررفت قاب مذکور تحت بارهای ضربه‌ای ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک با سرعت‌های  $70$ ،  $80$ ،  $90$  و  $100$  کیلومتر بر ساعت بیش از حد آستانه فروریزش آیین‌نامه FEMA-356 شده است ولی تنها زمانی که سرعت وسیله‌ی نقلیه  $100$  کیلومتر بر ساعت هست، ناپایداری دینامیکی در تحلیل نرم افزاری پدیدار شده است.



شکل ۳۳: دریفت طبقات قاب ۸ طبقه تحت ضربی وارد به ستون گوشه

۳-۱-۵- برش پایه

برش پایه‌ی قاب ۲ طبقه تحت ضربی ناشی از وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک با وزن یکتا به ستون گوشه در شکل (۳۴) ارائه شده است. با بررسی نمودار ذیل مشخص می‌شود که میزان حداکثر برش پایه ۳۰۰ کیلو نیوتن می‌باشد. در جدول (۶) نیز برش پایه‌ی قاب ۲ طبقه تحت ضربی ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه با سرعت‌های مختلف نشان داده شده است.

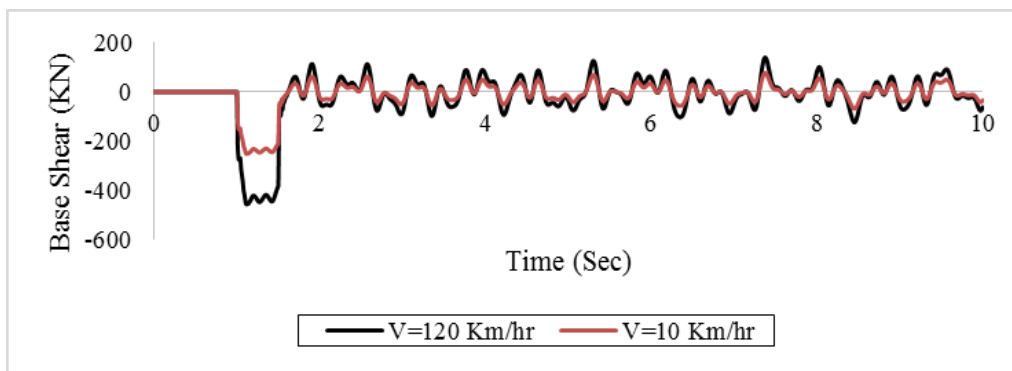


شکل ۳۴: برش پایه‌ی قاب ۲ طبقه تحت ضربی وارد به ستون گوشه با سرعت‌های ۹۰ و ۱۰ کیلومتر بر ساعت

جدول ۶: برش پایه‌ی قاب ۲ طبقه تحت ضربی وارد به ستون گوشه با سرعت‌های مختلف وسیله‌ی نقلیه

سرعت (Km/hr)	۱۰	۲۰	۳۰	۴۰	۵۰	۶۰	۷۰	۸۰	۹۰
برش پایه (kN)	۱۵۰	۱۷۶	۱۹۸	۲۲۴	۲۴۳	۲۵۶	۲۷۷	۲۹۱	۳۰۰

برش پایه‌ی قاب ۵ طبقه تحت ضربی ناشی از وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک با وزن یکتا به ستون گوشه در شکل (۳۵) نشان داده شده است. با بررسی نمودار ذیل مشخص می‌شود که میزان حداکثر برش پایه ۴۷۰ کیلو نیوتن می‌باشد. در جدول (۷)، میزان برش پایه‌ی قاب ۵ طبقه تحت ضربی وارد به ستون گوشه با سرعت‌های مختلف وسیله‌ی نقلیه ارائه شده است.

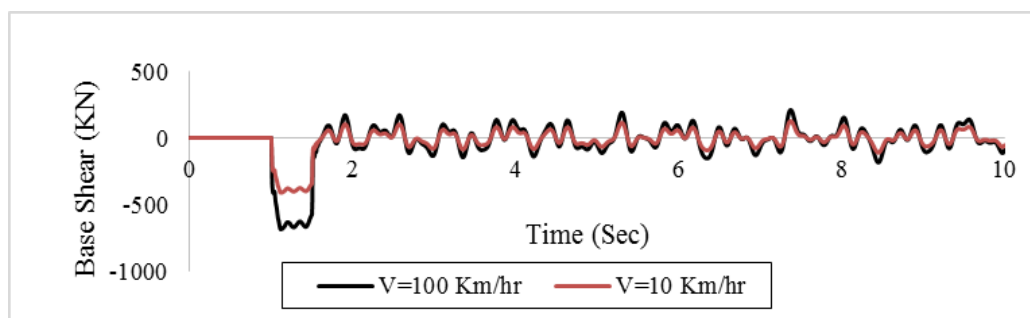


شکل ۳۵: برش پایه‌ی قاب ۵ طبقه تحت ضربه‌ی وارده به ستون گوشه با سرعت‌های ۱۰ و ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت

جدول ۷: برش پایه‌ی قاب ۵ طبقه تحت ضربه‌ی وارده به ستون گوشه با سرعت‌های مختلف وسیله‌ی نقلیه

سرعت (Km/hr)	۱۰	۲۰	۳۰	۴۰	۵۰	۶۰	۷۰	۸۰	۹۰	۱۰۰	۱۱۰	۱۲۰
برش پایه (KN)	۲۴۰	۲۶۵	۲۷۸	۲۸۷	۲۹۶	۳۰۷	۳۱۲	۳۳۳	۳۵۶	۳۸۰	۴۱۰	۴۷۰

مطابق منحنی شکل (۳۶)، میزان حداکثر برش پایه در قاب ۸ طبقه در اثر برخورد وسیله‌ی نقلیه ۷۰۰ کیلو نیوتن می‌باشد. در جدول (۸) نیز میزان برش پایه‌ی قاب ۸ طبقه تحت ضربه‌ی وارده به ستون گوشه با سرعت‌های مختلف وسیله‌ی نقلیه مشخص شده‌است.



شکل ۳۶: برش پایه‌ی قاب ۸ طبقه تحت ضربه‌ی وارده به ستون گوشه با سرعت‌های ۱۰ و ۱۰۰ کیلومتر بر ساعت

جدول ۸: برش پایه‌ی قاب ۸ طبقه تحت ضربه‌ی وارده به ستون گوشه با سرعت‌های مختلف وسیله‌ی نقلیه

سرعت (Km/hr)	۱۰	۲۰	۳۰	۴۰	۵۰	۶۰	۷۰	۸۰	۹۰	۱۰۰
برش پایه (KN)	۴۴۵	۴۹۹	۵۱۲	۵۵۲	۵۸۹	۶۳۰	۶۴۲	۶۵۴	۶۸۶	۷۰۰

۵-۴-۱- شتاب طبقه

با بررسی نتایج مرتبط با شتاب طبقات مختلف مشخص گردید که حداکثر شتاب طبقه، مرتبط با طبقه‌ی اول که محل برخورد ضربه‌ی وسیله‌ی نقلیه می‌باشد، رخ داده است در نتیجه شتاب طبقه‌ی اول قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه تحت ضربه‌ی ناشی از برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک با وزن یک تن به ستون گوشه با سرعت‌های مختلف به ترتیب در جدول‌های (۹) الی (۱۱) ارائه شده است.

جدول ۹: شتاب طبقه‌ی اول قاب ۲ طبقه تحت ضربه‌ی وارده به ستون گوشه با سرعت‌های مختلف وسیله‌ی نقلیه

سرعت (Km/hr)	۱۰	۲۰	۳۰	۴۰	۵۰	۶۰	۷۰	۸۰	۹۰
شتاب طبقه (g)	۰/۰۸	۰/۱۲	۰/۱۵	۰/۱۹	۰/۲	۰/۲۴	۰/۲۸	۰/۳۱	۰/۳۵

جدول ۱۰: شتاب طبقه‌ی اول قاب ۵ طبقه تحت ضربه‌ی وارده به ستون گوشه با سرعت‌های مختلف وسیله‌ی نقلیه

سرعت (Km/hr)	۱۰	۲۰	۳۰	۴۰	۵۰	۶۰	۷۰	۸۰	۹۰	۱۰۰	۱۱۰	۱۲۰
شتاب طبقه (g)	۰/۰۲	۰/۰۵	۰/۰۸	۰/۱۱	۰/۱۶	۰/۱۹	۰/۲۲	۰/۲۵	۰/۲۸	۰/۳	۰/۳۵	۰/۳۸

جدول ۱۱: شتاب طبقه‌ی اول قاب ۸ طبقه تحت ضربه‌ی وارده به ستون گوشه با سرعت‌های مختلف وسیله‌ی نقلیه

سرعت (Km/hr)	۱۰	۲۰	۳۰	۴۰	۵۰	۶۰	۷۰	۸۰	۹۰	۱۰۰
شتاب طبقه (g)	۰/۰۱	۰/۰۵	۰/۰۸	۰/۱۳	۰/۱۷	۰/۲۱	۰/۲۵	۰/۲۹	۰/۳۱	۰/۳۳

## ۶- نتیجه‌گیری

در این مطالعه، ۳ قاب خمشی فولادی با مهاربندهای زانویی و تعداد طبقات ۲، ۵ و ۸ ابتدا بر اساس آئین‌نامه‌های مورد نظر طراحی و سپس برخورد وسیله‌ی نقلیه‌ی سبک به ستون گوشه‌ی طبقه‌ی اول آن‌ها توسط نرم افزار seismostruct شبیه‌سازی شده است. مدل‌سازی ضربه با در نظر گرفتن سرعت‌های مختلف ۱۰ تا ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت انجام شده است. با بررسی و مقایسه‌ی نتایج حاصل از تحلیل‌ها موارد ذیل قابل ذکر است:

۱. در این تحقیق، با افزایش سرعت برخورد وسیله‌ی نقلیه از ۱۰ تا ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت و با گام‌های ۱۰ واحد، سرعتی که باعث ناپایداری دینامیکی قاب‌های مورد نظر شد، به دست آمد. به ترتیب سرعت‌های ۹۰، ۱۲۰ و ۱۰۰ کیلومتر بر ساعت باعث رخداد ناپایداری دینامیکی قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه گردید.

۲. بین قاب‌های مورد مطالعه، قاب میان مرتبه‌ی ۵ طبقه ظرفیت فروریزش بیشتری در مقابل ضربه نشان داد، به طوری که قاب ۵ طبقه تا ۱۲۰ کیلومتر بر ساعت را تحمل نمود. سرعت رخداد ناپایداری دینامیکی قاب کوتاه مرتبه‌ی ۲ طبقه ۹۰ کیلومتر بر ساعت به دست آمد.

۳. با بررسی نتایج جابجایی طبقات قاب‌های مورد مطالعه تحت ضربه مشخص گردید که تحت این رخداد قاب مورد نظر حول نقطه‌ای غیر از شرایط پایدار اولیه نوسان نموده است. این پدیده ناشی از ایجاد کرنش‌های پسماند در المان‌های قاب‌ها است. حداکثر جابجایی طبقه‌ی اول قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه در شرایط ایجاد ناپایداری دینامیکی به ترتیب ۱۷، ۲۰ و ۲۵ سانتی‌متر بوده است.

۴. با بررسی نتایج حاصل از دررفت طبقات حادث از ضربه، مشخص گردید که بیشترین دررفت قاب‌ها مربوط به طبقه‌ی اول یا موقعیت ضربه به قاب‌ها بوده است. با بررسی نتایج حاصل می‌توان سطوح عملکرد قاب‌ها را بر اساس ضوابط آیین‌نامه FEMA-356 بیان کرد. به عنوان نمونه در بازه‌ی سرعت برخورد ۵۰ الی ۸۰ کیلومتر بر ساعت، سطح عملکرد قاب ۲ طبقه "ایمنی جانی" (LS) بوده است و به ازای ۹۰ کیلومتر بر ساعت در محدوده‌ی "ممانعت فروریزش" (CP) عمل کرده است. در مورد قاب ۵ طبقه، ضربه با سرعت بیش از ۱۰۰ کیلومتر در ساعت سطح عملکرد "ممانعت فروریزش" را ایجاد کرده است. به عنوان نمونه‌ای دیگر در مورد قاب ۸ طبقه، سرعت‌های ۱۰ و ۲۰ کیلومتر بر ساعت سطح عملکرد "استفاده‌ی بلادرنگ" (IO) را فراهم کرده است.

۵. با بررسی برش پایه‌ی قاب‌های مورد نظر تحت ضربه و در بازه‌ی زمانی مورد نظر، مشاهده گردید که بیش‌ترین برش پایه مربوط به لحظه‌ی برخورد می‌باشد و با افزایش تعداد طبقات مقدار آن افزایش می‌یابد. در اثر رخداد ضربه در قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه به ترتیب برش پایه‌ی بیشینه ۳۰۰، ۴۵۰ و ۷۰۰ کیلو نیوتن در لحظه‌ی ناپایداری دینامیکی به دست آمد.

۶. با مرور نتایج مرتبط با شتاب طبقات مشخص گردید که حداکثر شتاب مربوط به طبقه‌ی اول و محل برخورد ضربه‌ی وسیله‌ی نقلیه رخ داده است. شتاب بیشینه‌ی طبقه‌ی اول قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه در طول تحلیل تاریخچه زمانی مورد نظر به ترتیب ۰/۳۵، ۰/۳۸ و ۰/۳۳ متر بر مجذور ثانیه بوده است.

۷. با نتایج به دست آمده در این تحقیق می توان گفت در رخداد ضربه‌ی ناشی از برخورد وسایل نقلیه می توان سرعت برخوردی را برای رخداد ناپایداری دینامیکی سازه‌های مختلف تعیین نمود که در این صورت ممکن است سازه‌های مدنظر با گسیختگی پیش‌رونده نیز مواجه گردند.

## مراجع

- [1] Mehdizadeh, K, Karamodin, A. (2018). 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), Pages 85-105. <https://doi.org/10.22065/jsce.2017.89028.1231>
- [2] Lotfollahi M, Mofid M. (2006). On the characteristics of new ductile knee bracing systems, *Journal of Constructional Steel Research*, 62 (3), Pages 271-281. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2005.07.005>
- [3] Habibullah, A. (2018). SAP-Three Dimensional Analysis of Building Systems. Manual. Computers and Structures Inc., Berkeley, California. <https://www.csiamerica.com/>
- [4] SeismoStruct (2018). A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, SeismoSoft's Ltd. <https://www.seismosoft.com/>
- [5] Sznyszewski, S. (2009). Probabilistic Approach to Progressive Collapse Prevention. Physics Based Simulations. Structures Congress, Austin, Texas, United States: ASCE, Pages 2836-2843. [https://doi.org/10.1061/41031\(341\)310](https://doi.org/10.1061/41031(341)310)
- [6] Liu, M. (2011). Progressive collapse design of seismic steel frames using structural optimization. *Journal of Constructional Steel Research*, 67 (3), Pages 322–332. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.10.009>
- [7] Hadianfard M. A, Wassegh M, Soltani Mohammdi M. (2012). Linear and Nonlinear Analysis of Progressive Collapse for Seismic Designed Steel Moment Frame, 14<sup>th</sup> International Conference on Computing in Civil and Building Engineering, Moscow, Russia.
- [8] Morouri, S. and Hadidi, A. (2012). Assessment the behaviour of 3D steel moment frames subjected to progressive collapse by nonlinear dynamic procedure. *Trends in Advanced Science and Engineering*.
- [9] Unified Facilities Criteria (UFC4-023-03). (2009). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Washington, D.C.
- [10] Ruirui, S., Zhaohui, H. and Ian, B. (2013). Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions. PhD Research Student, Department of Civil and Structural Engineering, the University of Sheffield, Sheffield.
- [11] Tavakoli, H.R and Rashidi Alashti.A, A. (2013). 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), Pages 77-86. <https://doi.org/10.1016/j.scient.2012.12.008>
- [12] Nateghi, F.A. and Parsaeifard, N. (2013). Studying the effect of initial damage on failure probability of one story steel buildings. *Iranica Journal of Energy & Environment* 4(3), Pages 258-264. <https://doi.org/10.5829/idosi.ijee.2013.04.03.12>
- [13] Mashhadiali, N. and Kheyroddin, A. (2014). Progressive collapse assessment of new hexagrid structural system for tall buildings. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23 (12), Pages 947–961. <https://doi.org/10.1002/tal.1097>
- [14] Hosseini, M., Fanaie, N. and Yousefi, A.M. (2014). Studying the vulnerability of steel moment resistant frames subjected to progressive collapse, *Indian Journal of Science and Technology*, 7(3), Pages 335-342.
- [15] U.S. General Service Administrations (GSA). (2003). Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects, Washington, D.C, US.
- [16] DOD, Design of Buildings to Resist Progressive Collapse (UFC 4-023-03), (2009). Washington DC, US.
- [17] Jinkoo, K. and Hyungoo. K. (2014). Progressive Collapse of Steel Moment Frames Subjected to Vehicle Impact, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(6). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000665](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000665)
- [18] Chung, C.H. Lee, J. Ho Gil. J. (2014). Structural performance evaluation of a precast prefabricated bridge column under vehicle impact loading. *Structure and Infrastructure Engineering Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*. Volume 10, Issue 6, p. 777-791. <https://doi.org/10.1080/15732479.2013.767841>

- [19] Pavel Jiříček, Marek Foglar, (2016). Numerical analysis of a bridge pier subjected to truck impact, Journal of Structural Concrete, Volume 17, Issue 6, Pages 936-946. <https://doi.org/10.1002/suco.201500184>
- [20] Jinkoo, K. and Hyungoo. K. (2017). Response of a steel column-footing connection subjected to vehicle impact, Journal of Structural Engineering & Mechanics, 63(1), Pages 125-136. <https://doi.org/10.12989/sem.2017.63.1.125>
- [21] Deyuan Zhou, Ruiwen Li, Juan Wang, and Changtuan Guo. (2017). Study on Impact Behavior and Impact Force of Bridge Pier Subjected to Vehicle Collision, Shock and Vibration, vol. 2017, Article ID 7085392, 12 pages. <https://doi.org/10.1155/2017/7085392>
- [22] Javidan, M.M. Hyungoo. K, Daigoro, I. Jinkoo K. (2018). Computationally efficient framework for probabilistic collapse analysis of structures under extreme actions, Journal of Engineering Structures, 17(2), Pages 440-452. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.022>
- [23] Wuchao Zhao, Jiang Qian and Juan Wang, (2018). Performance of bridge structures under heavy goods vehicle impact, Computers and Concrete, Volume 22, Number 6, December 2018, pages 515-525 <https://doi.org/10.12989/cac.2018.22.6.515>
- [24] Leelataviwat S., B. Suksan, J. Srechai, P. S Warnitchai. (2011). Seismic Design and Behavior of Ductile Knee -Braced Moment Frames, Journal of structural engineering, ASCE, Pages 579-588. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000301](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000301)
- [25] INBC. (2013). Design Loads for Buildings. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (In Persian).
- [26] INBC. (2013). Design and Construction of Steel Structures. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (In Persian).
- [27] BHRC. (2014). Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (In Persian).
- [28] Chopra, A.K. (2007). Dynamics of Structures, Theory and applications to Earthquake Engineering. Higher Education Press, Beijing.
- [29] Halliday, D., Resnick, R. and Walker, J. (2013). Fundamentals of Physics Extended. 10<sup>th</sup> Edition.
- [30] FEMA-356 (2000). Pre-standard and commentary of seismic rehabilitation of building, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.