



بررسی عملکرد سازه‌ی نامنظم قاب خمشی فولادی تحت فروریزش پیش‌رونده به روش - های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

کوروش مهدی‌زاده^{۱*}، مصطفی افرائی^۲، عباسعلی صادقی^۳ و سیده وحیده هاشمی^۴

^{۱*} استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد گرمسار، دانشگاه آزاد اسلامی، گرمسار، ایران (ko_ma751@mail.um.ac.ir).

^۲ کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، گرمسار، ایران.

^۳ دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران.

^۴ دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران.

(تاریخ دریافت مقاله: ۹۹/۲/۱۸، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۹/۵/۲۹)

چکیده

این تحقیق به منظور بررسی میزان شاخص خرابی در سازه‌های نامنظم تحت تأثیر گسیختگی پیش‌رونده بر اساس ارزیابی شاخص خرابی با لحاظ کردن رفتار غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی به روش استاتیکی و دینامیکی می‌باشد. همچنین میزان تأثیر گسیختگی پیش‌رونده در میزان شاخص خرابی در هر یک از المان‌ها و میزان تأثیر موقعیت حذف ستون در میزان شاخص خرابی در هر یک از المان‌ها نیز مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور در این تحقیق، یک ساختمان ۴ طبقه با قاب خمشی و با پلان نامنظم و همچنین نامنظم در ارتفاع به‌عنوان ساختمان مورد بررسی انتخاب شده است. بارگذاری سازه بر اساس مبحث ششم از مقررات ملی ساختمان و همچنین استاندارد ۲۸۰۰ انجام شده است. طراحی سازه بر طبق کنترل ضوابط موجود در مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان صورت گرفته است. برای طراحی از نرم‌افزار ETABS استفاده شده است. در مرحله دوم سازه نهایی در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده و با در نظرگیری شرایط غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی تحت ترکیب بار داده شده در آیین‌نامه GSA به صورت استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مورد تحلیل قرار گرفته است. در مرحله تحلیل استاتیکی غیرخطی ظرفیت نهایی سازه تحت حذف هر یک از ستون‌ها با استفاده از منحنی پوش قائم مورد بررسی قرار گرفته است. بر اساس نتایج این تحلیل‌ها مشاهده شد که بیشترین پتانسیل خرابی را ستون گوشه دارد. در مرحله دوم پاسخ سازه به فروریزش پیش‌رونده تحت بار موجود با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی نسبت به سناریوهای مختلف حذف ستون مورد بررسی قرار گرفته است. میزان تغییر مکان گره بالای ستون حذف شده و همچنین نسبت حداکثر دوران ایجاد شده در تیرهای موجود در ناحیه بحرانی اطراف ستون به دوران تسلیم مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحلیلی دینامیکی و استاتیکی کاملاً تطابق دارد.

کلمات کلیدی

فروریزش پیش‌رونده، شاخص خرابی، سازه نامنظم، قاب خمشی فولادی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی.



Investigation the Performance of Irregular Steel Moment-Resisting Frame Structure under the Progressive Collapse Using nonlinear Static and Dynamic Methods

Kourosh Mehdizadeh ^{1*}, Mostafa Afraei ², Abbasali Sadeghi ³, Seyede Vahide Hashemi⁴

^{1*} Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Garmsar Branch, Islamic Azad University, Garmsar, Iran (s_ko_ma751@mail.um.ac.ir).

² M.Sc, Department of Civil Engineering, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran.

³ Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran.

⁴ Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran.

(Date of received: 7/05/2020, Date of accepted: 19/08/2020)

ABSTRACT

This study investigates the magnitude of damage index in irregular structure under the impact of progressive collapse base on measuring values of damage index with considering nonlinear material behavior and geometrical nonlinearity in static and dynamic methods. Progressive collapse in every element and magnitude of influences of column location in damage index for every element were investigated. The main aim of this study is how progressive collapse by removing a column effects on damage index of bearing element. For this reason, impacts of progressive collapse in steel structure and also removed column location in this structure were surveyed. A four story building with moment frames and irregular plans is chosen for investigation. Loading were conducted base on 6th issue of the national building regulations of Iran and 2800-Standard. Designing of structure was done base on 10th issue of the national building regulations of Iran and ETABS software. In second step, designed structure was simulated in ABAQUS software and with considering nonlinear material behaviour and geometrical Nonlinearity under load combination which proposed by GSA analysed in static and dynamic methods. In static approach, the ultimate capacity of structure under removing every column were checked by using push-down curve. Based on results it was seen that the corner column had the maximum failure potentially. In the next step structural responses to progressive collapse under present loadings were studying by nonlinear dynamic analyse in diverse column removing scenarios. Values of displacements in top of removing column and proportional of maximum rotation of every beam end node in critical region to yield rotation are investigated. The result is exactly in accordance with static results.

Keywords:

Progressive Collapse, Damage Index, Irregular Structure, Steel Moment-Resisting Frame, Nonlinear Static Analysis, Nonlinear Dynamic Analysis.



۱- مقدمه

زلزله به عنوان یکی از پیچیده‌ترین پدیده‌های طبیعی در جهان شناخته می‌شود. از سوی دیگر سازه‌ها به دلیل تنوع در ترکیب-بندی، هندسه، ساختار و مصالح رفتارهای بسیار متفاوتی را از خود نشان می‌دهند. لذا پیش‌بینی صحیح عملکرد سازه در زلزله‌ها عملاً کاری بسیار دشوار بوده و تلاش‌ها در این راستا، از چند دهه قبل آغاز شده و همچنان در جریان است. به‌طور کلی یک ساختمان متشکل از اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای می‌باشد که جهت کمی نمودن خرابی ساختمان بایستی هر یک از اجزا آن به‌صورت جداگانه، مورد تحلیل و ارزیابی قرار گیرند. بنابراین محققین پیشنهاد می‌کنند که یک کمیّت عددی می‌تواند وضعیت خرابی یک عضو یا سازه را بیان نماید که بدیهی است این کمیّت می‌تواند به شکل توابعی مبتنی بر خصوصیات سازه و یا بار خارجی بوده و دارای پیچیدگی‌های زیادی باشد. این توابع معمولاً بر اساس پارامترهای مختلفی از مقاومت، سختی، شکل‌پذیری، انرژی جذب‌شده، تغییرات خصوصیات مکانیکی اعضا، کل یا بخشی از سازه تعریف شده و به‌صورت کمیّت عددی بین صفر تا یک بیان می‌گردند. معمولاً در توابع پیشنهادی خسارت عدد "صفر" بیان‌گر عدم فروریختگی سازه و عدد "یک" معرف فروریختگی کلی عضو یا سازه می‌باشد. با تقسیم‌بندی دیگری می‌توان انواع توابع خسارت محلی (برای عضو) و توابع خسارت کلی (برای کل سازه) به‌صورت تجمعی و غیرتجمعی را تعریف نمود. شاخص خسارت کلی را می‌توان با میانگین‌گیری ساده و یا وزنی از شاخص‌های محلی، خسارت در کل سازه را به دست آورد و یا مقدار آن را با مقایسه خواص مدی سازه قبل زلزله، بعد زلزله یا در حین زلزله محاسبه کرد [۱].

۲- شاخص خرابی

شاخص‌های خرابی توابعی هستند که با استفاده از مقادیر عددی متغیرهای خسارت، میزان خسارت وارده به یک عضو نتیجتاً به کل سازه را نشان می‌دهند. در تحلیل آسیب پس‌ازاینکه سازه مدل شده تحلیل گردید، انتخاب توابعی مناسب از مقادیر پاسخ‌های به‌دست‌آمده بسیار مهم است. این توابع شدت آسیبی را که به یک عضو از سازه و در نتیجه به کل سازه وارد می‌شود را نشان می‌دهند شاخص‌های خسارت به‌طور کلی به دو دسته زیر تقسیم می‌شوند:

(۱) شاخص‌های محلی (موضعی): شدت خسارت در یک عضو سازه‌ای را بیان می‌کنند.

(۲) شاخص‌های کلی (سراسری): شدت خسارت در کل سازه را بیان می‌کنند.

معمولاً در آسیبی که برای کل سازه تعریف می‌شود از پاسخ‌های سازه استفاده می‌شود (مانند: جابجایی گره‌ها یا کار انجام‌شده توسط نیروهای اعمال‌شده). محاسبه این متغیرها نسبتاً ساده است و روش‌های متعددی برای این منظور وجود دارد. این متغیرها از نوع و محل خسارت وارده، اطلاعات اندکی را بیان می‌کنند ولی در متغیرهای خسارتی که برای عضو یا زیر سازه به کار می‌روند، از پاسخ‌ها و نتایج المانی استفاده می‌شود (مانند دوران مفاصل خمیری یا کاهش مقاومت) و محاسبه آن‌ها پیچیده‌تر می‌باشد و روش‌های محدودتری برای محاسبه آن‌ها موجود است اما معمولاً این نوع شاخص‌ها، اطلاعات بیشتری از خسارت بیان می‌کنند. خصوصاً اگر توزیع آسیب‌ها، غیر یکنواخت یا متمرکز باشد، شاخص محاسبه‌شده از کل سازه غیر قابل اعتماد خواهد بود. از طرف دیگر محاسبه شاخص خسارت از پاسخ‌های سازه‌ای نسبتاً راحت است. ولی محاسبه پاسخ‌های المانی مانند استهلاک انرژی و چرخش‌های غیر ارتجاعی پیچیده می‌باشد و با نرم‌افزارهای معمولی امکان‌پذیر نخواهد بود. حتی در صورت امکان محاسبه متغیرهای خسارت، مسائل دیگری نظیر انتخاب متغیرهایی که دقیقاً با خسارت مرتبط باشند، انتخاب مقادیر اولیه و نهایی متغیرها و برقراری ارتباط بین متغیرها و شاخص آسیب وجود خواهد داشت. برای تخمین خسارت احتمالی آینده در اثر زلزله، خسارت باید قابل‌اندازه‌گیری و پیشگویی باشد، شاخص خسارت راهکار مناسبی برای تعیین خسارت و ارتباط دادن آن به هزینه‌های بازسازی و همچنین بررسی پتانسیل خرابی پس از زلزله می‌باشد. بدین ترتیب که [۱]:



الف) با بررسی شاخص خسارت می توان میزان آسیب احتمالی در ساختمان که توسط زلزله به وجود می آید را تخمین زد و همچنین خسارات مالی به وجود آمده در اثر زلزله، تعداد تلفات جانی و زخمی ها، تعداد سرپناه های موقتی مورد نیاز پس از زلزله و ... قابل پیشگویی خواهد بود.

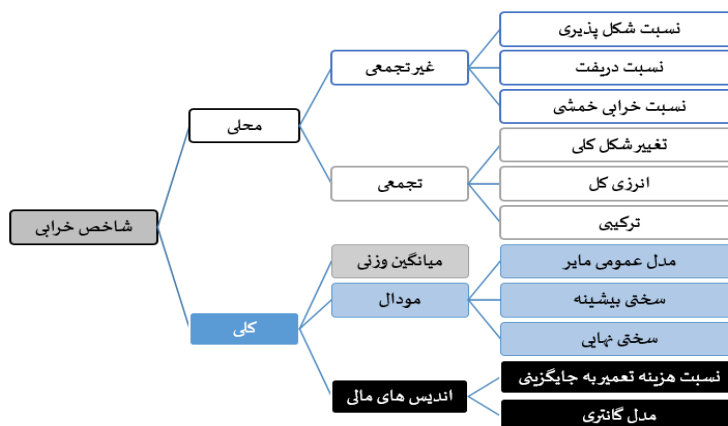
ب) شاخص خسارت می تواند در ارزیابی آسیب پذیری سازه در مقابل پس لرزه ها و نیز تصمیم گیری در مورد ایمن بودن ساختمان برای ورود به آن بلافاصله بعد از زلزله پارامتری مؤثر باشد. به عبارتی شاخص خسارت در انتخاب تعمیر یا تخریب سازه آسیب دیده کمک شایانی می کند.

در طول دو دهه گذشته مطالعات زیادی برای فرموله کردن شاخص های خرابی انجام شده است تا سطوح خسارت وارد شده ناشی از زلزله ها به طور عددی معین گردد. اما به طور کلی مفهوم فیزیکی هر شاخص خسارت نامشخص است. بنابراین شاخص های خسارت مورد استفاده در ارزیابی آسیب پذیری باید نسبت به نتایج آزمایشگاهی و در صورت امکان نسبت به خسارت واقعی مشاهده شده در اثر زلزله کالیبره شوند. در یک دسته بندی کلی، مدل های تحلیلی خسارت به دو گروه طبقه بندی می شوند:

(۱) شاخص خرابی بر اساس مقاومت

(۲) شاخص خرابی بر اساس پاسخ سازه

شاخص های خرابی بر اساس مقاومت ساده هستند و نیازی به تحلیل پاسخ ندارند. ولی این شاخص ها باید در مقابل آسیب های مشاهده شده با استفاده از یک بانک اطلاعاتی نسبتاً بزرگ کالیبره شوند. در صورت عدم وجود مشاهدات میدانی سازه های خسارت دیده در اثر زلزله، این شاخص ها بر اساس نتایج حاصل تحلیل غیرارتجاعی سازه ها کالیبره می شوند. شاخص خسارت بر اساس مقاومت، نخست توسط شیگا و همکاران (۱۹۶۸) در کشور ژاپن پیشنهاد شد [۱] و بعدها توسط یانگ (۱۹۸۰) در چین به کار گرفته شد [۲]. این شاخص ها به خصوصیات هندسی عناصر سازه ای نظیر میزان سطح مقطع ستون ها و دیوارها و نیز خواص مصالح آن ها وابسته است. در آئین نامه ی ژاپن [۳] برای ارزیابی ظرفیت لرزه ای ساختمان های موجود، شاخصی بر اساس مقاومت پیشنهاد شده است. اما در روش ارزیابی خرابی بر اساس پاسخ سازه ای، تحلیل نسبتاً پیچیده می باشد ولی در مقابل به اطلاعات کمتری برای کالیبره کردن نتایج نیاز دارد. این روش به اطلاعات مفصلی از مدل های سازه ای و مصالح و توصیف حرکات زمین، سازگار با محلّ احداث سازه نیازمند است. عملکرد لرزه ای سازه ها معمولاً به ظرفیت تغییر شکل های غیرارتجاعی بستگی دارند که این مقادیر می توانند بر اساس پاسخ تسلیم یا شکل پذیری به دست آید [۴].



شکل ۱: دسته بندی شاخص های خسارت [۵].



۳- فروریزش پیش رونده

برای عبارت خرابی پیش‌رونده تعاریف گوناگونی وجود دارد و اصطلاح فنی مربوطه بعضی اوقات هنوز در نوشته‌ها مورد بحث می‌باشد. بعضی از نویسندگان واژه پیش‌رونده را رد می‌کنند چرا که همه خرابی‌های سازه‌ای درجه معینی از پیش‌روندگی دارند و واژه نامتناسب را ترجیح می‌دهند. استاندارد ASCE/7-SEI-05 فروریزش پیش‌رونده را به صورت توسعه خرابی محلی از یک المان به المان دیگر که به صورت ناگهانی موجب خرابی کل سازه و یا عدم تناسب بخش بزرگی از سازه می‌گردد، معرفی می‌کند [۵]. کمیته تخصصی استاندارد و فناوری آمریکا (NIST) نیز همانند ASCE/7-SEI-05 تعریف را به این صورت پیشنهاد می‌دهد که فروریزش پیش‌رونده، توسعه خرابی محلی از یکی المان به المان دیگر است که موجب خرابی ناگهانی کل یا عدم تناسب قسمت بزرگی از آن سازه می‌شود. این خرابی به عنوان خرابی غیرمتناسب نیز شناخته می‌شود. استانداردهای اروپا، دارای استاندارد مشخصی برای فروریزش پیش‌رونده نمی‌باشند، ولی شامل استانداردهایی در مورد پدیده‌هایی که به صورت تصادفی هستند مانند آتش، انفجار و ضربه می‌باشند. مدیریت تعمیرات کلی آمریکا (GSA) فروریزش پیش‌رونده را بدین صورت تعریف می‌کند که فروریزش پیش‌رونده حالتی از خرابی است که خرابی محلی عضو اصلی سازه‌ای موجب خرابی یکی از پس از دیگری اعضای مجاور شده و در نهایت منجر به خرابی اضافی شود. از این رو خرابی کلی دارای عدم تناسب نسبت به حالت اصلی است. بر این اساس می‌توان یک تعریف کلی از فروریزش پیش‌رونده و خرابی نامتناسب ارائه نمود. فروریزش پیش‌رونده بدین صورت است که، هرگاه یک یا چند عضو سازه‌ای ناگهان گسیخته شوند و پس از آن ساختمان به صورت پیش‌رونده خراب شود. در این حالت هر توزیع بار موجب شکست دیگر المان‌های سازه‌ای یکی پس از دیگری می‌شود، تا اینکه حالت جدیدی از تعامل به وجود آید به طوری که قسمتی و یا تمام سازه خراب شود. فروریزش پیش‌رونده زمانی نامتناسب است که آسیب کلی بر اساس استاندارد داده شده از حد مجاز فراتر رود. بنابراین تعریف خرابی نامتناسب بین شهرها و مدارک راهنما یا استانداردها بر اساس تخمین خطرپذیری قابل قبول تغییر می‌کند. کدهای طراحی گوناگون، راهنماها و مقالات و مراجع معمولاً عبارت خرابی پیش‌رونده را هنگامی که در واقع به خرابی نامتناسب ارجاع می‌دهند انتخاب می‌کنند.

۴- تاریخچه‌ی تحقیق

ارائه‌ی شاخص برای تعیین خرابی موضوعی است که از سه دهه پیش توجه محققین را به سوی خود جلب کرده است. بدین منظور که با دانستن شاخص‌های خرابی یک سازه می‌توان علاوه بر داشتن درک صحیح از رفتار آن، نسبت به تبیین خطوط قرمز طراحی اقدام نمود. از دیگر سو برای کنترل وضع موجود یک سازه، نیز دانستن مکانیسم و نحوه خرابی آن در سطح مشخصی از بارهای جانبی وارده برای ارائه برنامه‌های بهسازی الزامی است. به عبارت دیگر یافتن شاخص خرابی در یک سازه باعث آن می‌شود تا مشخص شود سازه مورد نظر تا چه حد در برابر نیروهای جانبی مانند زلزله پایداری دارد. به منظور آشنایی سریع، در ادامه به طور خلاصه به ذکر محققین و موضوعات مورد بررسی آن‌ها پرداخته می‌شود. پیشینه فعالیت‌ها در زمینه‌ی مطالعه آسیب‌پذیری و شاخص خرابی ساختمان‌ها به سال‌های اول دهه هفتاد باز می‌گردد. در این زمان مدل‌های غیرخطی برای ارزیابی رفتار ساختمان‌ها در برابر زلزله پیشنهاد گردید. شیگا و همکاران (۱۹۶۸)، برای اولین بار از شاخص‌های خرابی بر اساس مقاومت استفاده کردند [۱]. ویتمن (۱۹۷۲)، با ارائه روش خاصی، اولین قدم را در این راه برداشت. در این روش، شدت حرکت زمین با مقیاس مرکالی اصلاح‌شده و شاخص خسارت ناشی از زمین‌لرزه با نسبت هزینه ترمیم و مرمت به هزینه ساخت مجدد، بیان شد [۶]. اوکادا و همکاران (۱۹۷۴)، روشی را برای ارزیابی ایمنی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه کوتاه ارائه نمودند. این روش که اسکریپینگ نامیده می‌شود، تا جایی که ایمنی سازه را تأمین نماید، ادامه می‌یابد [۷]. در سال ۱۹۷۵، یالو نیز اندیس خرابی بر اساس جابجایی نسبی بین طبقه‌ای معرفی کرد [۸]. برتوت و برسلر (۱۹۷۷)، تعاریفی از خسارت‌پذیری موضعی، خسارت‌پذیری کلی و خسارت‌پذیری تجمعی سازه را بیان



نمودند [۹]. بانون و همکاران (۱۹۸۱)، نیز شاخص خرابی ارائه دادند که بر اساس نسبت سختی اولیه سازه به سختی سازه در ماکزیمم جابجایی طبقات، سنجیده می‌شود و همچنین (۱۹۸۲)، مدل خرابی بر اساس فاکتورهای شکل‌پذیری تعریف نمودند [۱۰]. کراوینکلر و همکاران (۱۹۸۳) یک اندیس به‌منظور تخمین خرابی تجمعی پیشنهاد نمودند که مستقیماً با پارامتر عملکرد سازه، میزان تغییر شکل پلاستیک، تغییر شکل تسلیم و تعداد کل حرکات سیکلی در زلزله ارتباط دارد [۱۱]. پارک و همکاران (۱۹۸۴)، با ارائه یک شاخص خسارت، کمبودهای تحقیقات گذشته را پوشش داده و ارزیابی آسیب‌پذیری را دستخوش تحولی بزرگ نمودند. آنان با در نظر گرفتن مدل‌های جامع‌تری از رفتار غیرخطی اعضای بتنی مسلح تحت بارهای نوسانی، شکل‌پذیری و انرژی تلف‌شده توسط اعضای سازه‌ای را در خسارت متحمل شده توسط اعضا، دخالت داده و عملاً جایگاه آسیب‌پذیری کمی را، تحکیم بخشیدند [۱۲]. پارک و انگ (۱۹۸۵)، بر مبنای حداکثر تغییر شکل ممکن یک عضو تغییر شکل نهایی و تلفیق آن‌ها با حداکثر انرژی جذب‌شده روش جدیدتری را ارائه کردند [۱۳]. رافائل و میر (۱۹۸۷)، برای ارزیابی لرزه‌های تحلیلی سازه‌های فولادی و بتن مسلح، شاخص‌های نرم‌شدگی با توجه به خصوصیات سازه‌ای را به‌صورت یک تک پارامتر برای کل سازه تعریف کردند [۱۴]. آن‌ها تلاش کردند فرضیات مربوط به فلزات را برای بتن مسلح نیز بر اساس روابط ظرفیت و نیاز بسط دهند. پاول و الله آبادی (۱۹۸۸)، روشی برای محاسبه شاخص خسارت بر مبنای مقایسه ظرفیت‌های سازه به هنگام وقوع زلزله‌های مختلف ارائه کردند [۱۵]. کوزنزا (۱۹۹۳)، شکل‌پذیری را به‌عنوان پارامتر اصلی ملاک نبوده، بلکه پارامترهای دیگری همچون انرژی هیستریزیس نیز در آن، مؤثر است [۱۶]. براسی و همکاران (۱۹۸۹)، شاخص خسارت کلی برای سازه‌ها فرمول‌بندی نمود [۱۷]. کراوینکلر و ناصر (۱۹۹۲)، خرابی بر پایه شکل‌پذیری و خسارت تجمعی را مدنظر قرار دادند. در این روش با فرض سطح قابل قبولی از خسارت، شکل‌پذیری متناظر با آن به دست می‌آید و سپس مقاومت لازم برای محدود کردن شکل‌پذیری تقاضا به ظرفیت موجود، محاسبه می‌شود که این شیوه، نگرشی کلی به رفتار سازه دارد [۱۸]. کوپل اغلو همکاران (۱۹۹۴)، یک شاخص خسارت نرم‌شدگی کلی را پیشنهاد نمودند. شاخص موردنظر بر مبنای تغییرات فرکانس اولین مد ارتعاش به‌واسطه کاهش سختی و مقاومت می‌باشد. آن‌ها با بررسی رفتار هیستریزیس اولین مد، خسارت محلی و کلی را پیش‌بینی نمودند [۱۹]. دالی و کرول (۱۹۹۶)، شاخص خسارتی بر اساس پارک انگ پیشنهاد نمودند [۲۰]. قبارا و ابوالفتح (۱۹۹۷)، روش پیشنهادی را برای شاخص خسارت ارائه کردند که بر اساس پاسخ سازه و اندازه‌گیری زوال سختی طبقات مختلف و کل ساختمان تحت اثر بار لرزه‌ای بود. این عمل با انجام یک تحلیل استاتیکی بار افزون قبل و بعد از اعمال زلزله صورت گرفت. این مدل توانایی در نظر گرفتن مدهای مختلف گسیختگی سازه را در برداشت و در نهایت شاخص به‌دست‌آمده با شاخص‌های دیگر مقایسه گردید و مشاهده شد که هماهنگی مناسبی بین آن‌ها وجود دارد [۲۱]. قبارا و العطار (۱۹۹۷)، رفتار سازه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح موجود که تنها برای بارهای ثقلی طراحی شده بود را با ساختمان‌های طراحی‌شده بر اساس بار ثقلی و جانبی مقایسه کردند و نتیجه گرفتند که ساختمان‌های طراحی‌شده بر اساس بارهای ثقلی، به علت ناکافی بودن طول وصله پوششی، ظرفیت برشی ستون (عدم محصور شدگی و جزییات ضعیف آرماتورگذاری)، اتصالات ضعیف (ظرفیت برشی محدود و ناکافی بودن آرماتورهای عرضی) و عدم وجود ظرفیت دورانی در انتهای تیرها (کافی نبودن مهار آرماتورهای مثبت) رفتار ضعیفی از خود نشان می‌دهند [۲۲]. جربک و همکاران (۱۹۹۸)، روش جدیدی را برای بررسی تمرکز خسارت و اندازه‌گیری آن در قاب‌های بتن مسلح تحت اثر زلزله ارائه نمودند. در این روش حداقل به یک اندازه‌گیری پاسخ در سازه و شتاب زمین نیاز بود. علاوه بر آن دو تا از کمترین فرکانس‌های ویژه با زمان‌های مختلف نیز باید مشخص می‌شد. طبقه‌بندی خسارت، هم از بازرسی چشمی و هم از آزمایش‌های آماری مقایسه گردید و نتیجه‌گیری شد که خصوصاً در حالاتی که خسارت در یک تراز معین از سازه متمرکز می‌گردد با استفاده از روش پیشنهادی، ارزیابی مناسبی از خسارت به دست می‌آید [۲۳]. در سال ۱۹۹۹، یک گروه محقق از کشور استرالیا بر اساس هزینه تمام‌شده یک متر مربع ساختمان در آن کشور و معرفی ضرایب تجربی، یک مدل خطی برای محاسبه شاخص خرابی ارائه کردند. در



همان سال و پس از زلزله‌ی چی چی تایوان، جان ایچی میکاوشی خرابی‌های زلزله مذکور با خرابی ساختمان‌ها در زلزله هیوگوکن (۱۹۹۵) و زلزله‌ی مهیب کوبه (۱۹۹۵) را مورد مقایسه قرار دادند که از این تحقیق، یک رابطه جدید مختص محاسبه شاخص خرابی مدارس بر مبنای یک ثابت تجربی ارائه گردید [۲۴]. میکامی و ایمورا (۲۰۰۰)، با استفاده از رابطه پارک و انگ (۱۹۸۵) در محدوده الاستیک و بر مبنای میزان نرمی، رابطه‌ی جدیدی را ارائه دادند که در رابطه آن‌ها، حداکثر تغییر شکل و مقاومت جاری شدن فولاد مصرفی مدنظر قرار داده شد [۲۵]. پاپادوپولوس و همکاران (۲۰۰۴)، با روشی ساده ولی دقیق، رابطه‌های را برای محاسبه شاخص خرابی معرفی کرده‌اند که در مقایسه با روش‌های قبلی علاوه بر سرعت از سهولت نیز برخوردار بود. بر مبنای این روش تشکیل مفصل پلاستیک در ستون معیاری برای سنجش خرابی معرفی گردید [۲۶]. عباس نیا و برقی (۲۰۰۴)، به منظور بررسی و نقد شاخص خرابی پارک انگ، ۲۵ ستون بتنی با تاریخچه بارگذاری مشخص، مورد بررسی قرار گرفتند [۲۷]. کیان فر، استکانچی وفایی (۲۰۰۴)، عملکرد قاب‌های ۳ طبقه یک دهانه، ۷ طبقه یک و سه دهانه را توسط شاخص‌های خرابی مختلف مورد بررسی قرار دادند [۲۸]. گرامی و دانشجو (۲۰۰۶)، دریافت طبقات را به عنوان شاخص خسارت تجمعی در قاب‌های خمشی فولادی بررسی نمودند [۲۹]. جئونگ و الناشایی (۲۰۰۶)، استخراج منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های نامنظم در پلان ارائه داده که یک رابطه چند بعدی برای شاخص خسارت مبتنی بر تغییر مکان را معرفی نمودند [۳۰]. واتقی امیری و همکاران (۲۰۰۸)، سه قاب بتنی با دیوار برشی ۸، ۱۲ و ۱۵ طبقه را مورد مطالعه قرار دادند و در آن توزیع شاخص خسارت دریافت، انرژی هیستریزیس در ارتفاع ساختمان‌هایی که متحمل زلزله قوی شده‌اند، را بررسی نمودند [۳۱]. برقی و رجبی (۲۰۱۰)، با آزمایش بر روی ستون‌های بتن مسلح با نوع انهدام خمشی و تمرکز بر روی بارگذاری دوره‌ای و استفاده از نتایج آزمایشگاهی ۹۵ عدد ستون به توسعه مدل خسارت پارک-انگ پرداختند [۳۲]. صادقی (۲۰۱۱)، شاخص خسارت ساده و دقیقی برای ارزیابی خرابی عضو سازه‌ای در مدل بارگذاری چرخه‌ای پیشنهاد داد [۳۳]. وی وان کا او رونق (۲۰۱۴) ارتباط بین پارامترهای لرزه‌ای حرکت در گسل‌های حوزه دور و شاخص خرابی قاب‌های بتنی مسلح کوتاه را ارائه دادند [۳۴]. کاظمی و همکاران (۲۰۱۳)، شاخص خسارت الناشایی را مورد بازبینی قرار دادند و آن را بهینه نمودند و از این شاخص نوین برای ارزیابی خسارت سازه‌های نامنظم دارای قاب خمشی فولادی به همراه دیوار برشی بتنی در شهر مشهد استفاده کردند [۳۵]. ژانگ و همکاران (۲۰۱۴) آنالیز حساسیت تابع همبستگی خودکار بر مبنای شاخص خرابی و کاربرد آن در تشخیص خرابی سازه‌ها را ارائه داده‌اند [۳۵]. موریک و همکاران (۲۰۱۴) شاخص خسارت ترکیبی برای ارزیابی خرابی سازه‌های متقارن در پلان پیشنهاد کردند [۳۶]. راجیو همکاران (۲۰۱۴) شاخص خسارتی بر اساس مقدار انرژی جذب شده در سازه‌های دارای مهاربند همگرا را پیشنهاد نمودند [۳۷]. شعبانی و عبدالله زاده (۲۰۱۵)، با انتخاب تعدادی قاب فولادی با سیستم خمشی متوسط به بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای این قاب‌ها، تحت زمین‌لرزه‌های مختلف حوزه‌ی دور پرداخته و جهت مقاوم‌سازی و کاهش خسارت، در دهانه‌های وسط قاب‌ها میراگر ویسکوالاستیک قرار داده و نتایج را با هم مقایسه کرده است [۳۸]. امامی و همکاران (۲۰۱۵)، شاخص خسارت پارک-انگ را به صورت (عضو، طبقه و کلی) برای سه مدل ۴، ۸ و ۱۲ طبقه قاب خمشی بتن مسلح به صورت سه بعدی در پلان منظم تحت ۱۴ رکورد نزدیک به گسل مورد ارزیابی قرار دادند [۳۹]. عباسی و میرزایی (۲۰۱۶)، به مطالعه و بررسی حساسیت لرزه‌ای سازه‌های قاب خمشی بتنی ۷ و ۱۰ طبقه نسبت به شاخص‌های خرابی، تغییر مکان بین طبقه‌ای و دوران خمیری مفاصل، با استفاده از منحنی شکنندگی پرداخته‌اند [۴۰]. وثوقی و همکاران (۲۰۱۶)، سازه‌ی قاب فولادی سبکی را با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه، از منظر کمتی و کیفی با استفاده از شاخص خسارت پاپادوپولوس مورد ارزیابی و مقایسه قرار دادند [۴۱]. صادقی و همکاران (۲۰۱۸)، به ارزیابی و اولویت‌بندی شاخص‌های خسارت لرزه‌ای در سازه‌های قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط تحت زلزله‌های نزدیک به گسل پرداخته‌اند. نتایج نشان داد که شاخص‌های خسارت گسیختگی بانون، دریافت و پارک-انگ به ترتیب



به‌عنوان دقیق‌ترین شاخص‌های خرابی محلی، طبقه و کلی معرفی شده‌اند [۴۲]. در این تحقیق، به‌عنوان نوآوری عملکرد سازه‌ی نامنظم قاب خمشی فولادی تحت فروریزش پیش‌رونده به روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی شده است.

۵- صحت سنجی مدل‌سازی

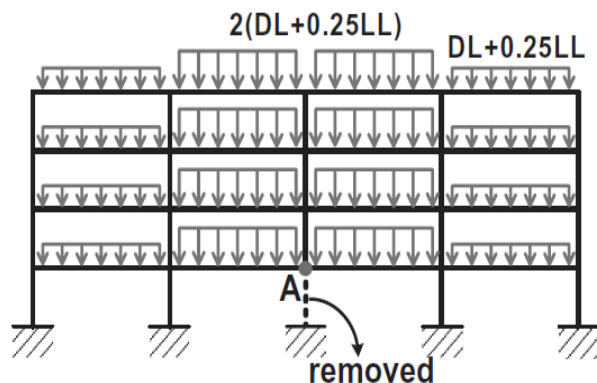
امروزه استفاده از روش‌های عددی همانند روش اجزای محدود برای محاسبات و پیش‌بینی رفتار سازه‌ها جایگاه خود را در جامعه مهندسی و همچنین در کارهای تحقیقاتی به خوبی بدست آورده است. از آنجا که در بیشتر مسائل مهندسی نمی‌توان تمامی فرضیات را در نظر گرفت بنابراین همواره مقداری تفاوت در پاسخ محاسبه شده به روش عددی و پاسخ حقیقی وجود خواهد داشت. هر چقدر فرضیات مسئله دقیقتر در نظر گرفته شود این خطاها مقدار کمتری خواهند داشت. از مهمترین این فرضیات می‌توان به رفتار مصالح، شرایط مرزی و بارگذاری و روش تحلیل اشاره نمود. برای اطمینان از نتایج یک شبیه‌سازی عددی معمولاً چند گام اساسی انجام می‌گیرد که ممکن است به‌صورت همزمان و یا جداگانه انجام می‌گیرند. در هر صورت این دو گام اساسی پیش‌نیاز مدل‌سازی اصلی بوده و می‌بایست پیش از مدل‌سازی اصلی انجام شوند. برای مثال در شبیه‌سازی با استفاده از روش اجزای محدود در گام اول مجموعه‌ای از آنالیزهای حساسیت سنجی نسبت به پارامترهایی مثل شکل، ابعاد و رفتار المان‌ها صورت می‌گیرد که به آن حساسیت سنجی نسبت مش بندی گفته می‌شود و هدف از آن رسیدن به یک حالت مناسب از المان‌ها برای داشتن جواب با دقت بالا می‌باشد. در گام دوم برای اطمینان از پاسخ سازه موردبررسی می‌بایست یک مدل فیزیکی واقعی با ابعاد واقعی و یا آزمایشگاهی و در صورت نبود آن، یک مدل عددی ارائه شده در یک کار تحقیقاتی مطمئن دیگر که در آن بارگذاری مشابهی صورت گرفته است در نظر گرفته شود و با استفاده از یک سری فرضیات مدل‌سازی مناسب به نتایج مشابهی دست یافت که به آن صحت سنجی مدل عددی گفته می‌شود. از آنجا که برای مسائل مربوط به خرابی پیش‌رونده نمونه‌های فیزیکی مناسبی در دسترس نمی‌باشد، در این تحقیق به‌منظور ارزیابی دقت مدل‌سازی و صحت سنجی نتایج آن از مدل عددی ارائه شده در مقاله کیم و همکاران استفاده شده است [۴۳]. در این مقاله مجموعه‌ای از قاب‌های مهاربندی و خمشی موردبررسی قرار گرفته است. با توجه به مدل موردبررسی در این تحقیق، نمونه قاب خمشی ویژه ۴ طبقه که پروسه فروریزش پیش‌رونده در آن، حذف ستون وسط طبقه اول آن می‌باشد، انتخاب شده است. نمونه موردبررسی یک قاب ۴ طبقه و ۴ دهانه می‌باشد. ارتفاع طبقات برابر ۳/۱ متر و طول دهانه ۶/۱ متر، بار مرده برابر با ۴۳۰۰ و بار زنده برابر با ۲۴۰۰ نیوتن بر متر مربع می‌باشد. فولاد مورد استفاده در تیر و ستون ASTM-A992 می‌باشد که مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی آن به ترتیب برابر با ۳۴۵ و ۴۵۰ مگا پاسکال می‌باشد. ضریب الاستیسیته ۲۱۰ گیگا پاسکال، ضریب پواسون ۰/۳ و چگالی برابر با ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب می‌باشد. مقاطع به کار رفته در تیرها و ستون‌ها در جدول (۱) نمکایش داده شده است.

جدول ۱: مقاطع به کار رفته در تیرها و ستون‌ها [۴۳].

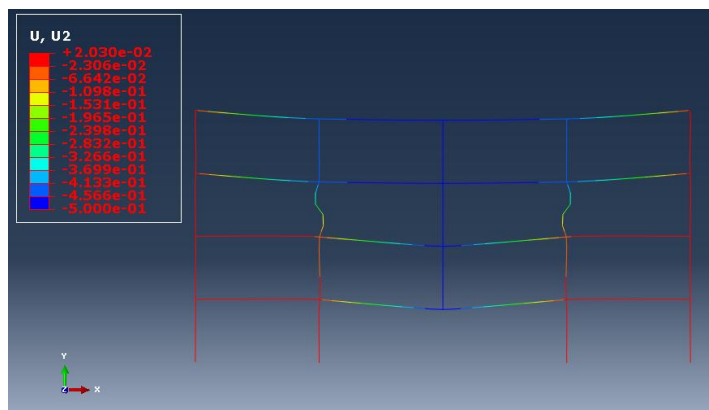
		1st-2nd storeys	3rd-4th storeys
Columns	Exterior	W5 × 19	W4 × 13
	Interior	W8 × 40	W5 × 16
Beams	Exterior	W12 × 35	W12 × 35
	Interior	W21 × 132	W21 × 122
Braces		HSS4-1/2 × 4-1/2 × 0.3125	HSS4 × 4 × 0.3125



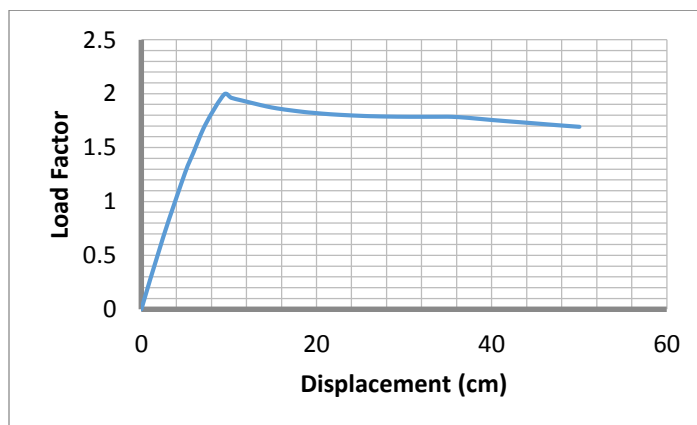
در شکل (۲) الگوی بار گذاری و ستون موردبررسی نمایش داده شده است. در مرحله اول بارها به صورت استاتیکی به سازه اعمال شده سپس ستون موردبررسی حذف می شود. سپس بار قائم مورد نیاز در هر لحظه برای حفظ پایداری قائم بدلیل تغییر مکان قائم رو به پایین در نقطه A ناشی از حذف ستون محاسبه خواهد شد [۴۴]. در شکل (۳) تغییر شکل سازه در لحظه نهایی و در شکل (۴) نمودار ضریب بار - جابه جایی نمایش داده شده است.



شکل ۲: الگوی بار گذاری و ستون موردبررسی [۴۴].



شکل ۳: تغییر شکل سازه در لحظه نهایی.



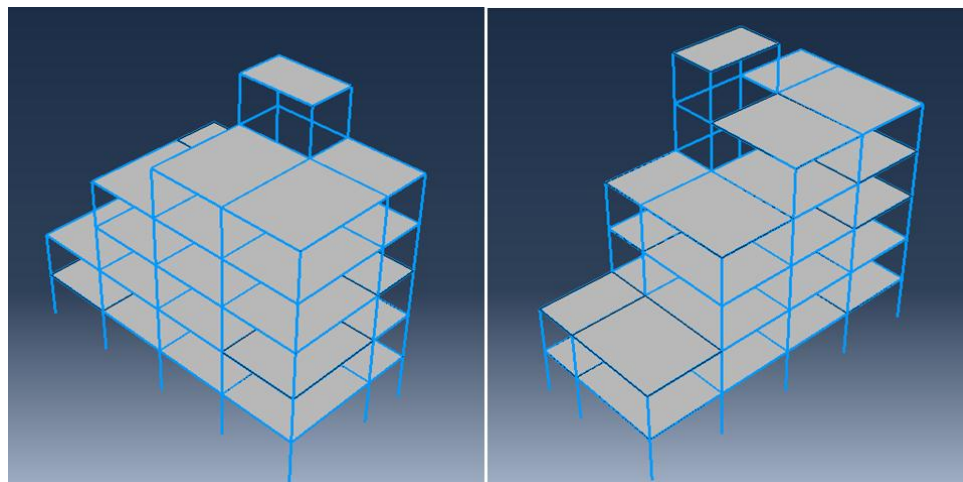
شکل ۴: نمودار ضریب بار - جابه جایی.



مقدار ضریب بار بدست آمده از تحلیل برابر با ۱/۹۹۳ بدست آمده است که تفاوت بسیار ناچیزی با مقدار ارائه شده در مقاله مرجع [۴۳] (در حدود ۲/۱) دارا می‌باشد. بنابراین در ادامه تحقیق از همین فرضیات برای مدل‌سازی نمونه‌های مورد بررسی بهره گرفته شده است.

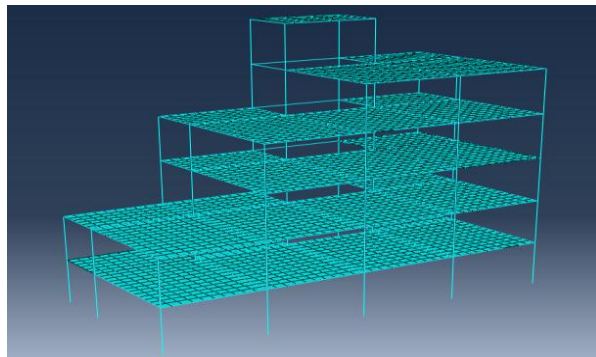
۶- مدل‌سازی در نرم افزار ABAQUS

مدل‌سازی تیرها و ستونها با استفاده از هندسه Wire و مدل‌سازی سقف‌ها با استفاده از هندسه Shell انجام شده است. در شکل (۵) نمایی از مدل ساخته شده در نرم‌افزار ABAQUS [۴۵ و ۴۶] نمایش داده شده است.



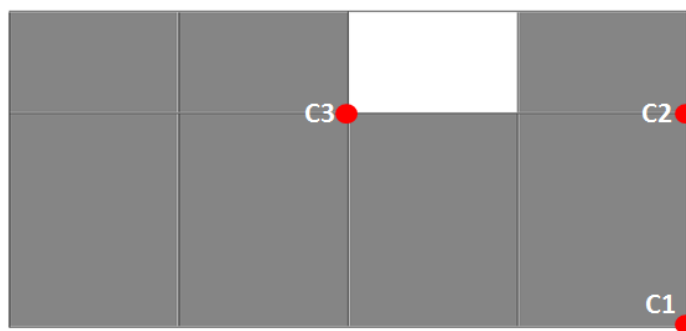
شکل ۵: نمایی از مدل ساخته شده در نرم‌افزار ABAQUS.

بخش‌های مختلف قاب با هم یکپارچه شده است تا عملکرد آن به صورت قاب خمشی باشد. همچنین تمام درجات آزادی لبه‌های سقف‌ها با استفاده از دستور Tie به تیرها مقید شده است. رفتار مصالح فولادی در بخش الاستیک به صورت خطی و همسانگرد با ضریب الاستیسیته ۲۱۰ گیگا پاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ و رفتار کلی آن به صورت الاستیک - پلاستیک کامل با مقاومت تسلیم ۲۴۰ مگا پاسکال تعریف شده است. رفتار بتن سقف در ناحیه الاستیک خطی با ضریب الاستیسیته ۲۰ گیگا پاسکال و ضریب پواسون ۰/۱۵ در نظر گرفته شده است. رفتار بتن در ناحیه غیرخطی با استفاده از بتن پلاستیک آسیب دیده ۱ معرفی شده است. برای مش بندی تیرها و ستون‌ها از المان B31 استفاده شده است که یک المان سازه‌ای با رفتار تیر تیموشنکو تابع شکل درجه یک (۲ گره‌ای) و یک نقطه انتگرال گیری در طول المان) در فضای ۳ بعدی می‌باشد. برای مش بندی سقف از المان S4R استفاده شده است که یک المان سازه‌ای با رفتار پوسته‌ای (غشایی و خمشی) با تابع شکل درجه یک (۴ گره‌ای) و انتگرال گیری کاهش یافته (یک نقطه انتگرال گیری در پهنه المان) در فضای ۳ بعدی می‌باشد. پس از بررسی حساسیست نتایج نسبت به اندازه المان‌ها و همچنین برای افزایش دقت در نتایج، اندازه المان‌ها در تمامی بخش‌ها به صورت یکسان و تقریباً برابر با ۵۰ سانتیمتر در نظر گرفته شده است. در شکل (۶) نمایی از مدل اجزای محدود ساخته شده در نرم‌افزار نمایش داده شده است.

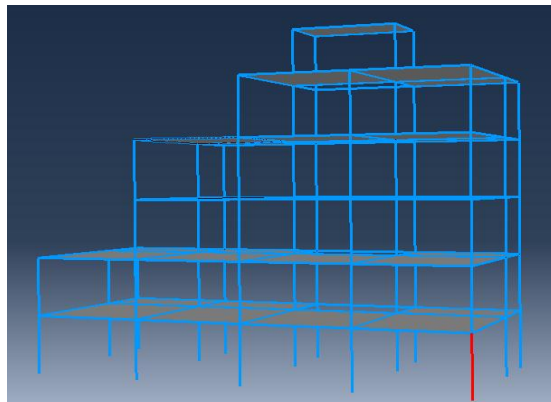


شکل ۶: نمایی از مدل اجزای محدود ساخته شده در نرم‌افزار ABAQUS.

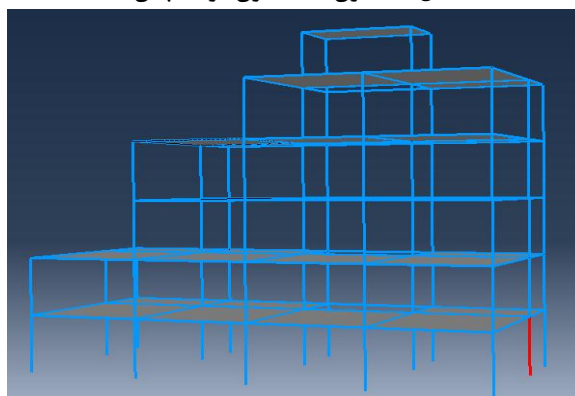
در این تحقیق برای شبیه سازی فروریزش پیش‌رونده از آیین‌نامه GSA-2003 [۴۴] استفاده شده است. روش های گوناگونی برای مدل سازی و تحلیل این پدیده ارائه شده است که در این تحقیق از تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. بازه زمانی حذف ستون و آثار آن، می بایست به قدری کوچک باشد که در مقایسه با فرکانس ارتعاش سازه خراب شده ناچیز به حساب آید. بر اساس تحلیل‌های اولیه انجام‌شده، این مقدار برابر با $0/001$ ثانیه در نظر گرفته شد. برای حذف ستون در نرم‌افزار ABAQUS از تکنیک Model Change استفاده شده است که دقیقاً مشابه با تعریف آیین‌نامه GSA می‌باشد. در این روش نرم‌افزار به صورت خودکار در گام تحلیلی که این دستور فعال شده باشد، عضو مورد نظر را حذف می‌کند و تلاش‌های داخلی ایجاد شده در آن در انتهای گام قبلی را به صورت نیرو در محل تقاطع آن عضو با سایر اعضا قرار می‌دهد. سپس در طول گام تحلیل این مقادیر را به صفر می‌رساند و در گام های بعدی اثر آن را در نظر نمی‌گیرد. مزیت استفاده از این روش در پیوسته بودن مراحل در یک تحلیل و ایجاد تغییرشکلها یکی پس از دیگری در یک مدل می‌باشد. در این تحقیق برای شبیه سازی بارگذاری ثقلی در مرحله اول از تحلیل Static\General و برای مرحله حذف ستون و مرحله ارتعاش آزاد پس از آن از تحلیل Dynamic\Implicit استفاده شده است. برای در نظرگیری اثرات غیرخطی هندسی شامل تغییرشکل‌های بزرگ و تغییر مکان های بزرگ، گزینه Nlgeom در تمامی تحلیلها فعال شده است. در شکل (۷) محل قرارگیری ستون‌های موردبررسی در پلان و در شکل های (۸) الی (۱۰) در سازه سه بعدی که در واقع نقطه آغاز فروریزش پیش‌رونده در سازه می‌باشد نمایش داده شده است.



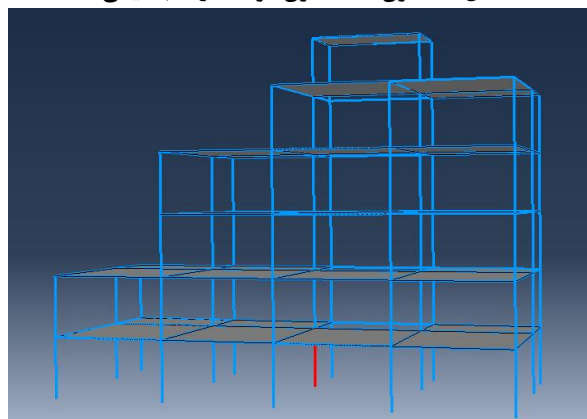
شکل ۷: محل قرارگیری ستون‌های موردبررسی در پلان.



شکل ۸: ستون C1: ستون گوشه پلان.



شکل ۹: ستون C2: ستون گوشه در قاب میانی.



شکل ۱۰: ستون C3: ستون میانی در قاب میانی.

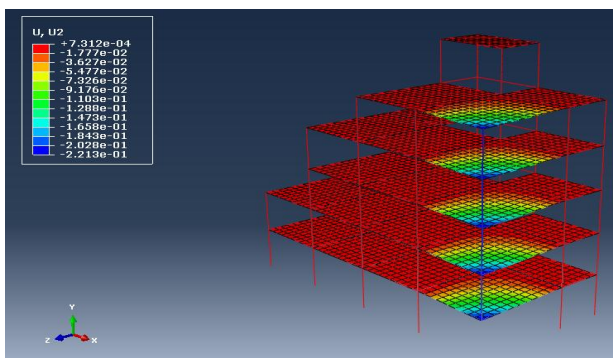


۷- ارائه‌ی نتایج

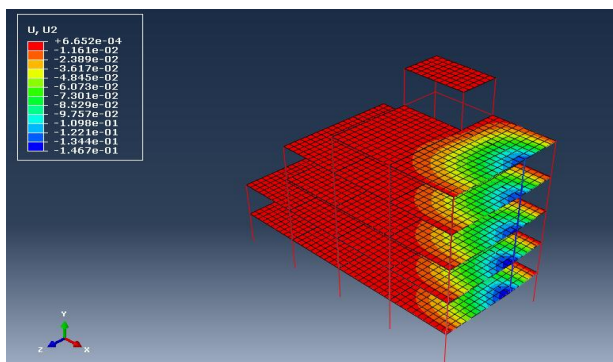
در این بخش به تفکیک نتایج تحلیل‌ها بر اساس نوع تحلیل استاتیکی و یا دینامیکی و همچنین ستون حذف‌شده ارائه شده است.

۷-۱- نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی

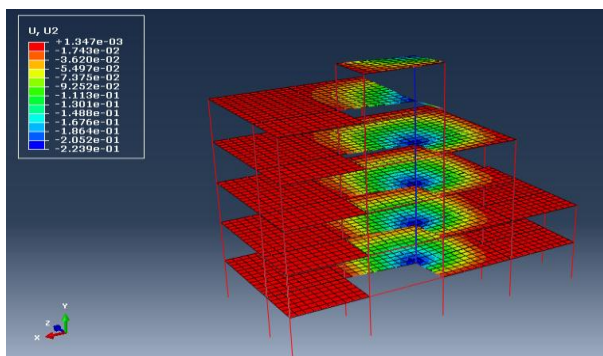
هدف از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش قائم) در این تحقیق، بررسی پتانسیل خرابی ناشی از حذف ستون‌های مختلف در سازه مورد نظر می‌باشد. در اشکال (۱۱) الی (۱۳) به ترتیب برای تحلیل حذف ستون C1، C2 و C3 کانتور تغییر مکان قائم در کل سازه در لحظه نهایی نمایش داده شده است.



شکل ۱۱: کانتور تغییر مکان قائم در کل سازه (m) - حذف ستون C1.



شکل ۱۲: کانتور تغییر مکان قائم در کل سازه (m) - حذف ستون C2.

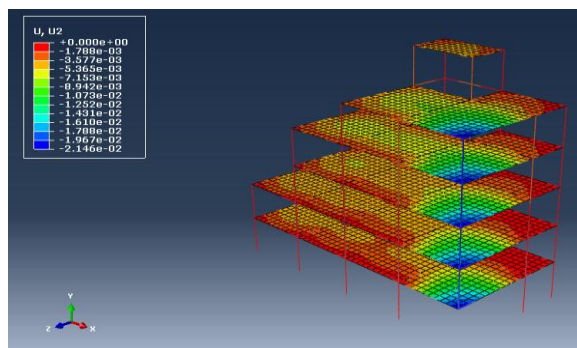


شکل ۱۳: کانتور تغییر مکان قائم در کل سازه (m) - حذف ستون C3.

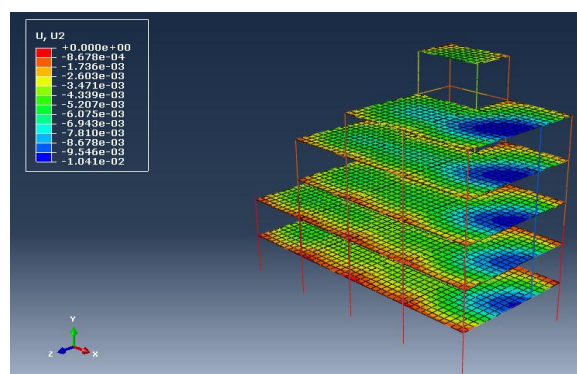


۲-۷- نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی

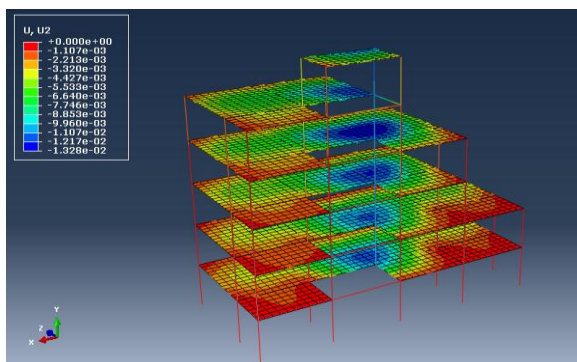
هدف از انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی در این تحقیق، بررسی میزان خرابی ناشی از حذف ستون‌های مختلف در سازه مورد نظر تحت بارگذاری ثقلی موجود می‌باشد. در اشکال (۱۴) الی (۱۶) به ترتیب برای تحلیل حذف ستون C1، C2 و C3 کانتور تغییر مکان قائم در کل سازه در لحظه نهایی نمایش داده شده است.



شکل ۱۴: کانتور تغییر مکان قائم در کل سازه (m) - حذف ستون C1.

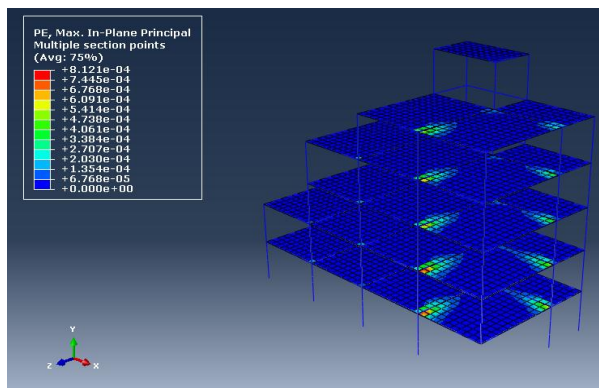


شکل ۱۵: کانتور تغییر مکان قائم در کل سازه (m) - حذف ستون C2.



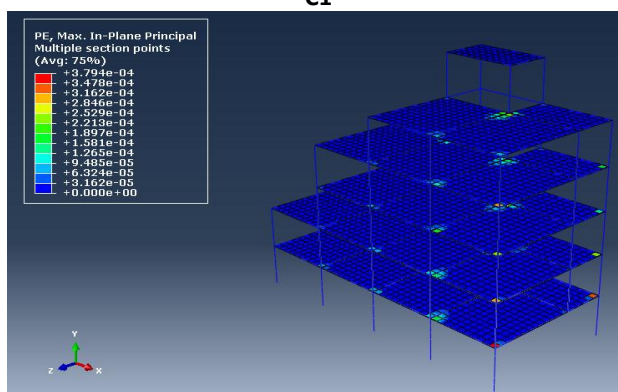
شکل ۱۶: کانتور تغییر مکان قائم در کل سازه (m) - حذف ستون C3.

در اشکال (۱۷) الی (۱۹) به ترتیب برای تحلیل حذف ستون C1، C2 و C3 کانتور کرنش پلاستیک حداکثر در کل سازه در لحظه نهایی نمایش داده شده است.

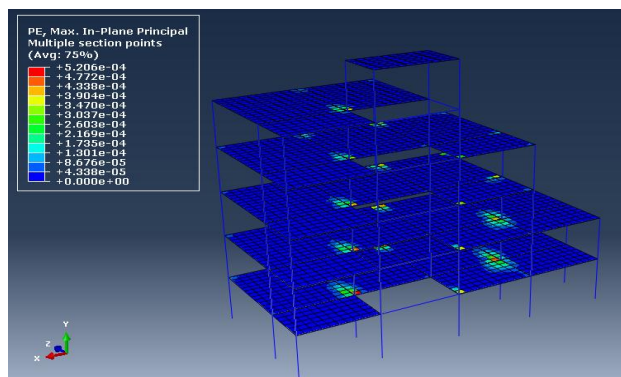


شکل ۱۷: کانتور کرنش پلاستیک حداکثر در کل سازه - حذف ستون .

C1

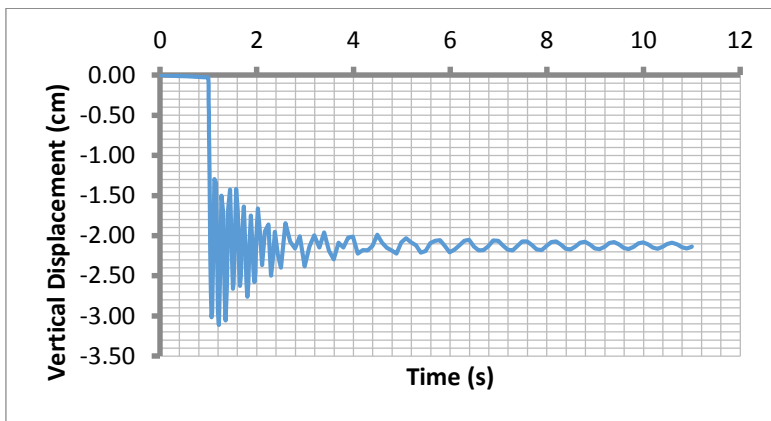


شکل ۱۸: کانتور کرنش پلاستیک حداکثر در کل سازه - حذف ستون C2.

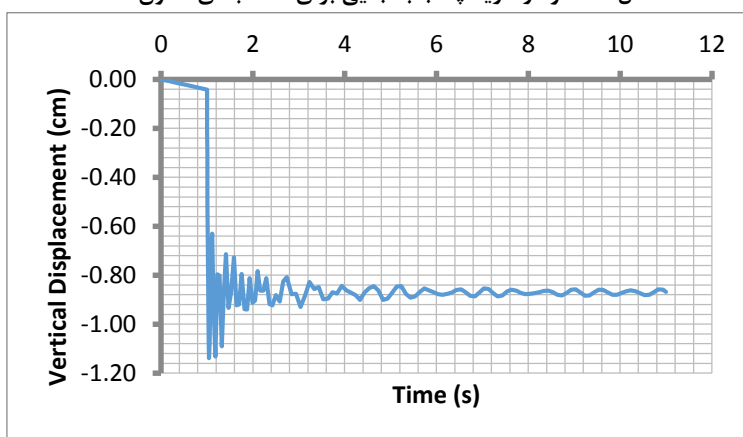


شکل ۱۹: کانتور کرنش پلاستیک حداکثر.

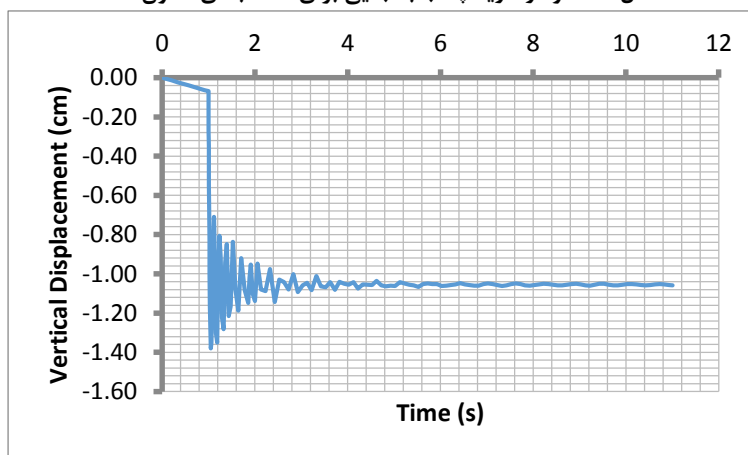
در اشکال (۲۰) الی (۲۲) به ترتیب برای تحلیل حذف ستون C1، C2 و C3 نمودار تاریخچه جابه جایی قائم برای نقطه بالای ستون حذف شده نمایش داده شده است.



شکل ۲۰: نمودار تاریخچه جابه جایی برای نقطه بالای ستون C1.



شکل ۲۱: نمودار تاریخچه جابه جایی برای نقطه بالای ستون C2.



شکل ۲۲: نمودار تاریخچه جابه جایی برای نقطه بالای ستون C3.



در جدول (۲) مقادیر حداکثر تغییرمکان قائم در بالای هر یک از ستون‌های حذف‌شده ارائه شده است.

جدول ۲: مقادیر حداکثر تغییرمکان قائم.

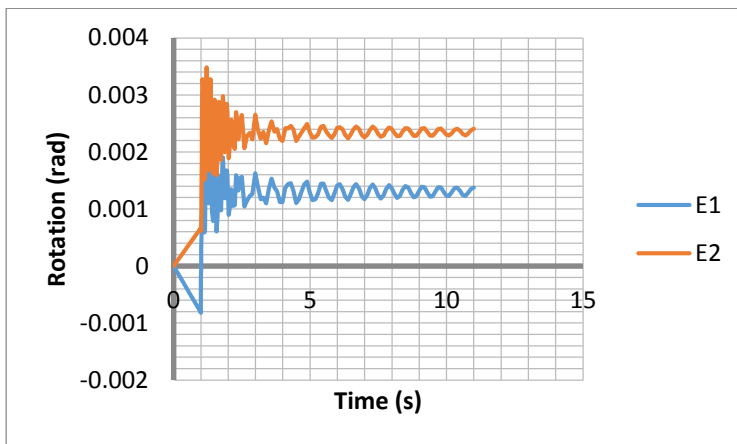
ستون	حداکثر تغییرمکان قائم (mm)
C1	31.1
C2	11.4
C3	13.8

همانطور که مشاهده می‌شود به ترتیب حداکثر تغییر مکان قائم با حذف ستون C1 و حداقل تغییرمکان با حذف ستون C2 به وجود آمده است. با در نظرگیری میزان تغییرمکان قائم به‌عنوان شاخصی از خرابی مشاهده می‌شود که نتایج تحلیل دینامیکی و استاتیکی کاملاً تطابق دارند و ستون C1 که در تحلیل استاتیکی غیرخطی بیشترین پتانسیل خرابی در آن پیش بینی شده بود در تحلیل دینامیکی نیز بیشترین خسارت در آن به وجود آمده است. یکی از بخش‌های بسیار حساس در سازه، اتصالات آن می‌باشد. در ادامه برای بررسی میزان خرابی در اتصالات سازه، میزان دوران دو انتهای تیرهای متصل به هر یک از ستون‌ها در ناحیه بحرانی و در تمامی طبقات بالای آن مورد بررسی قرار گرفته است و با میزان مشخص شده در آیین‌نامه GSA مقایسه شده است. در شکل (۲۳) نامگذاری تیرهای مورد بررسی در پلان برای هر یک از ستون‌های حذف‌شونده نمایش داده شده است.

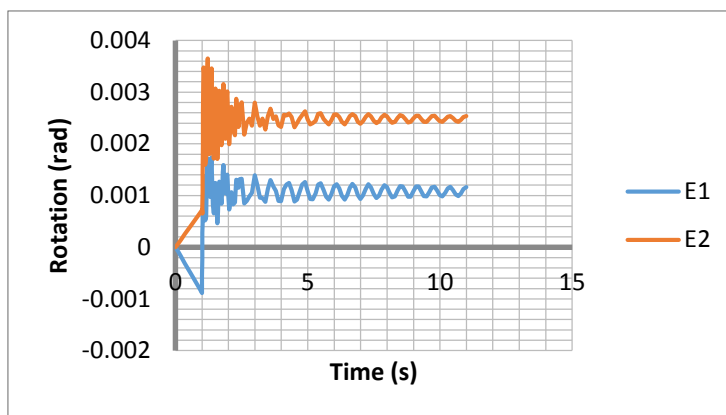


شکل ۲۳: محل قرارگیری ستون‌های مورد بررسی در پلان.

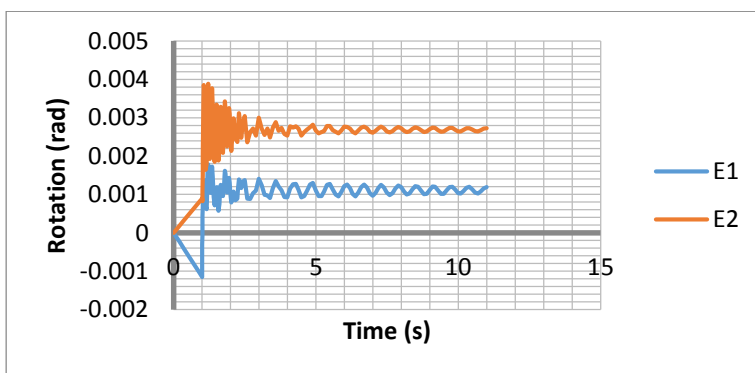
برای طبقه ای که تیر در آن قرار دارد، بعد از نام تیر یک عدد دیگر افزوده شده است که نشان دهنده شماره طبقه می‌باشد. برای مثال B33، نشان دهنده تیر B3 در طبقه سوم می‌باشد. همچنین برای تفکیک انتهای دور و نزدیک هر تیر نسبت به ستون حذف‌شده مقادیر دوران انتهای هر تیر برای انتهای دور و انتهای نزدیک به ترتیب با $\theta 1$ و $\theta 2$ مشخص شده است. همچنین مقدار دوران تسلیم بر اساس آیین‌نامه GSA برای هر تیر با θy نمایش داده شده است. در شکل‌های (۲۴) تا (۲۸) نمودار لنگر - زمان برای انتهای تیرهای قرار گرفته در ناحیه بحرانی برای هر یک از ستون‌ها نمایش داده شده است.



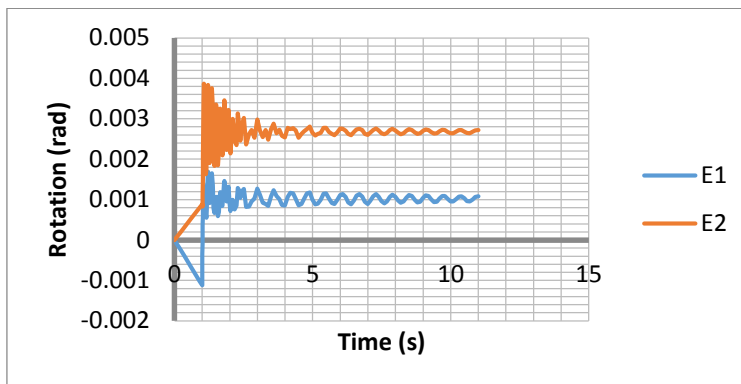
شکل ۲۴: نمودار لنگر-زمان B11 - ستون C1.



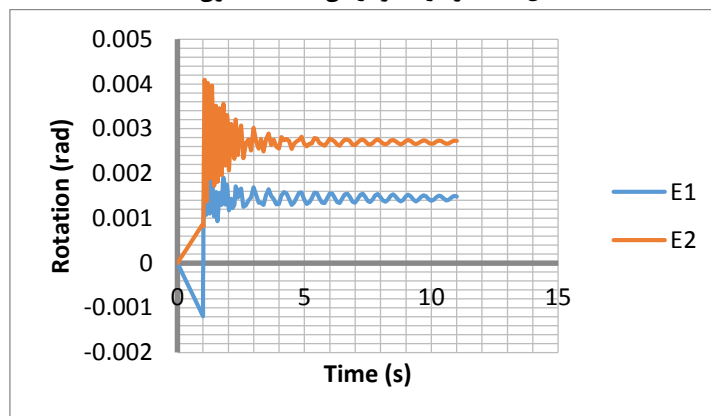
شکل ۲۵: نمودار لنگر-زمان B12 - ستون C1.



شکل ۲۶: نمودار لنگر-زمان B13 - ستون C1.



شکل ۲۷: نمودار لنگر-زمان B14 - ستون C1



شکل ۲۸: نمودار لنگر-زمان B15 - ستون C1

در جدول‌های (۳) الی (۵) حداکثر مقدار دوران به وجود آمده در گره‌های انتهایی تیرهای واقع در ناحیه بحرانی هر یک از ستون‌ها ارائه شده و با میزان دوران تسلیم مقایسه شده است. برای محاسبه θ_y از روش ارائه شده در آیین‌نامه FEMA-356 استفاده شده است. بر طبق توضیحات ارائه شده در این آیین‌نامه θ_y از رابطه (۱) محاسبه می‌شود. در این رابطه Z و I به ترتیب اساس مقطع پلاستیک و الاستیک، L طول مهارشده، E ضریب الاستیسیته و F_y مقاومت تسلیم عضو می‌باشد.

$$\theta_y = \frac{Z F_y L}{6EI} \quad (1)$$

جدول ۳: حداکثر مقدار دوران به وجود آمده در دو انتهای تیرها در ناحیه بحرانی - ستون C1.

نام تیر	θ_1	θ_2	θ_1 / θ_y	θ_2 / θ_y
B11	0.002118	0.003486	0.274792978	0.45218766
B12	0.001742	0.003654	0.225926479	0.473989996
B13	0.001787	0.003882	0.231831765	0.503599452
B14	0.001695	0.003868	0.219866815	0.501743023
B15	0.002222	0.00409	0.28823425	0.530588372
B21	0.004145	0.003973	0.677469487	0.649379034
B22	0.004233	0.003437	0.69188168	0.561804164
B23	0.004225	0.0038	0.690670448	0.62119214
B24	0.004389	0.003608	0.71738294	0.589799812
B25	0.004841	0.003213	0.791320414	0.525204028



جدول ۴: حداکثر مقدار دوران به وجود آمده در دو انتهای تیرها در ناحیه بحرانی - ستون C2

نام تیر	θ_1	θ_2	θ_1 / θ_y	θ_2 / θ_y
B11	0.003089	0.003222	0.841561	0.877699
B12	0.002732	0.003352	0.744208	0.913099
B13	0.002708	0.003281	0.737705	0.893865
B14	0.002626	0.003163	0.715436	0.86177
B15	0.00275	0.00328	0.749185	0.893683
B21	0.001284	0.002039	0.209927	0.333251
B22	0.00103	0.001988	0.168284	0.324931
B23	0.000919	0.002118	0.15026	0.346167
B24	0.000983	0.002153	0.160747	0.351919
B25	0.001385	0.002568	0.226316	0.419709
B31	0.001345	0.00242	0.174442	0.313887
B32	0.001006	0.002255	0.130534	0.292514
B33	0.001482	0.002948	0.192286	0.382457
B34	0.001401	0.002565	0.181715	0.332763

جدول ۵: حداکثر مقدار دوران به وجود آمده در دو انتهای تیرها در ناحیه بحرانی - ستون C3

نام تیر	θ_1	θ_2	θ_1 / θ_y	θ_2 / θ_y
B11	0.003612	0.003775	0.984111	1.02842
B12	0.003132	0.003849	0.853284	1.048544
B13	0.003215	0.003835	0.875953	1.044855
B14	0.003236	0.003818	0.881554	1.04027
B15	0.002897	0.003881	0.789126	1.057232
B21	0.001121	0.002245	0.183244	0.366977
B22	0.001019	0.002194	0.166526	0.358688
B23	0.000663	0.0031	0.108353	0.506777
B24	0.000717	0.003809	0.117131	0.622565
B31	0.001531	0.003674	0.198556	0.476649
B32	0.001053	0.003341	0.13657	0.433427
B33	0.001741	0.003976	0.225917	0.515785
B34	0.002283	0.004596	0.296204	0.596281
B35	0.001446	0.003494	0.187647	0.453249
B41	0.000919	0.00204	0.150275	0.333481
B42	0.000889	0.001918	0.145351	0.313516
B43	0.000954	0.001841	0.15586	0.301003
B44	0.000939	0.001837	0.15341	0.300258
B45	0.001005	0.002359	0.164301	0.385649

بر اساس نتایج ارائه شده در جدل‌های (۳) الی (۵) مشاهده می‌شود که در هیچ یک از حالات حذف ستون تیرها وارد ناحیه خمیری نشده اند و تحت بارگذاری موجود با حذف ستون‌ها خرابی تنها در دال‌ها به وجود آمده است. در حالت حذف ستون شماره یک و دو تعداد زیادی از ستون‌ها در آستانه ورود به ناحیه خمیری می‌باشند. در حالت حذف ستون شماره سه مشاهده می‌شود که تیرها در وضعیت بسیار بهتری قرار دارند. ولی در تمامی حالت‌ها در بیشتر دال‌های سقف خرابی نسبتاً قابل توجهی به وجود آمده است. بنابراین می‌توان بر اساس نتایج تحلیل دو نکته مشخص می‌شود. مورد اول اینکه با انجام تحلیل سه بعدی و در نظرگیری اثرات تیرهای متصل به ستون در تمامی جهات نشان می‌دهد ظرفیت سازه بسیار بیشتر است. همانطور که مشاهده می‌شود در اثر حذف ستون سوم که چهار تیر به آن متصل است نسبت به ستون دوم که سه تیر به آن متصل است سازه مقاومت بسیار بالاتری از



خود نشان می‌دهد. این مورد برای حذف ستون دوم نسبت به ستون اول که تنها دو تیر به آن متصل می‌باشد نیز صادق است. مورد دوم اینکه در نظریه دال ها در تحلیل و اثرات مقاوم آن بسیار حائز اهمیت می‌باشد. با در نظرگیری سختی و مقاومت دال عملکرد سازه به صورت پیوسته تر و مقاوم تر می‌شود.

۸- جمع بندی و نتیجه گیری

این تحقیق به منظور بررسی میزان شاخص خرابی در سازه‌های نامنظم تحت تأثیر گسیختگی پیش‌رونده بر اساس ارزیابی شاخص خرابی با لحاظ کردن رفتار غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی به روش استاتیکی و دینامیکی می‌باشد. همچنین میزان تأثیر گسیختگی پیش‌رونده در میزان شاخص خرابی در هر یک از المان‌ها و میزان تأثیر موقعیت حذف ستون در میزان شاخص خرابی در هر یک از المان‌ها نیز مورد بررسی قرار گرفته است. مهمترین نتایج استخراج شده از این تحقیق به شرح زیر می‌باشد:

۱. در مدل‌سازی سه بعدی سازه نامنظم بر اساس نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مشخص شد که ستون گوشه نسبت به ستون پیرامونی و ستون میانی، پتانسیل خرابی بسیار بیشتری دارد.
۲. در تحلیل استاتیکی غیرخطی به منظور تعیین ظرفیت نهایی، در سناریوی حذف ستون گوشه علاوه بر تیرها و ستون‌های قرار گرفته در ناحیه بحرانی، دال دهانه متصل به ستون نیز به صورت قطری آسیب جدی دیده و دچار خرابی قابل ملاحظه ای شده است.
۳. در تحلیل استاتیکی غیرخطی به منظور تعیین ظرفیت نهایی، در سناریوی حذف ستون میانی و پیرامونی، دال‌ها آسیب کمتری دیده و عمده خسارت در تیرها و ستون‌ها مشاهده می‌شود.
۴. بر اساس نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مشاهده شد که تعریف ناحیه بحرانی برای سناریوی حذف ستون گوشه و پیرامونی به صورت دهانه‌های متصل به ستون مورد بررسی کاملاً مناسب می‌باشد.
۵. بر اساس نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مشاهده شد که تعریف ناحیه بحرانی برای سناریوی حذف ستون میانی به صورت دهانه‌های متصل به ستون مورد بررسی مناسب نیست و بخش‌های گسترده تری از سازه تحت تأثیر قرار می‌گیرد.
۶. با توجه به نتیجه شماره ۵، به نظر می‌رسد در صورت احتمال فروریزش پیش‌رونده به صورت سناریوی حذف ستون‌های متوالی در صورتیکه اولین ستون در میان پلان قرار داشته باشد پتانسیل خرابی به شدت بیشتر از حالتی است که اولیت ستون در گوشه یا پیرامون ساختمان باشد.
۷. در بررسی سازه به صورت دینامیکی غیرخطی به منظور ارزیابی خسارت احتمالی در بارگذاری موجود، مشاهده شد که بیشترین خرابی در حذف ستون گوشه می‌باشد که با پیش بینی انجام شده بر اساس تحلیل استاتیکی غیرخطی کاملاً تطابق دارد.
۸. در نتایج تحلیل دینامیکی مشاهده شد که هیچ یک از دال‌ها دچار آسیب جدی نشده است.
۹. بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی، تعدادی زیادی از تیرها در سناریوی حذف ستون گوشه و پیرامونی مشاهده شد که گره‌های انتهایی متحمل دوران زیادی تا آستانه تسلیم شده اند که علت اصلی آن را می‌توان فقدان نامعینی کافی در این بخش‌ها دانست.
۱۰. بر اساس نتایج تحلیل‌ها می‌توان نتیجه کرد که اثرات نامعینی به مقدار قابل ملاحظه ای در نتایج تأثیر گذار می‌باشد که این امر در مدل‌های دوبعدی تا حد بسیار زیادی دیده نمی‌شود.



۱۱. بر اساس نتایج مشاهده می‌شود که در نظرگیری دال سقف در مدل‌سازی بسیار حائز اهمیت می‌باشد. زیرا از طرفی رفتار سازه به‌صورت واقعی تر می‌باشد از سوی دیگر با این روش می‌توان میزان و نوع خرابی که در سناریوهای متفاوت به‌صورت مختلفی مشاهده شد را نیز در آن تعیین نمود.

۹- مراجع

- [1]- Shiga, T., Shibata, A. and Takahashi, T., 1968, **Earthquake damage and wall index of reinforced concrete buildings**, Proc. ohoku District Symposium., Architectural Institute of Japan, 29-32.
- [2]- Yang, Y., Yang, L., 1980, **Empirical Relationship between Damage to Multistory Brick Buildings And Strength of Walls During The Tangshan Earthquake**, Proc. 7th World Conf. On Earthquake Engineering, 6, Istanbul, 501-508.
- [3]- Williams, M. S., and Sixsmith, R. G., 1995, **Seismic damage indices for concrete structures: a state-of-the-art review**, Earthquake Spectra, 11, 2, 102-113.
- [4]- Ishiyama, Y., 2012, **Introduction to Earthquake Engineering and Seismic Codes in the World**, iisee.kenken.go.jp.
- [5]- Kazemi, H., Ashtiany, M., Azarbakht, A., 2015, **Development of Fragility Curves by using New Spectral Shape Indicators and a Weighted Damage Index: Case Study of the City of Mashhad, Iran**, Journal of Earthquake Engineering and Structural Vibration, 16, 383, 395.
- [6]- Whitman, R.V., Reed, J. W. and Hong, S. T., 1973, **Earthquake Damage Probability Matrices**, Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy.
- [7]- Nakano, Y., and Okada, T., 1974, **Reliability analysis on seismic capacity of existing reinforced concrete buildings in Japan**, Journal of Structural and Construction Engineering, AIJ, 406, 37-43.
- [8]- Stephens, J. E., Yao, J. T. P., 1987, **Damage Assessment Using Response Measurements**, Journal of Structural Engineering, ASCE. 113, 4, 787-801.
- [9]- Bertero, V., and Bresler, Y., 2001, **Improved Shaking and Damage Parameters for Post Earthquake Applications**, Proceedings of the SMIP01 Seminar on Utilization on Strong Motion Data, Los Angeles, California, September 12, 1-22.
- [10]- Banon, H., Veneziano D., 1982, **Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames**, Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 10, 179-193.
- [11]- Krawinkler, H. and Zohrei, M., 1983, **Cumulative Damage in Steel Structures Subjected to Earthquake Ground Motions**, Computer Structure, 16, 1-4, 531-541.
- [12]- Park, Y. J, Reinhorn, A. M., and Kunnath, S. K., 1987, **Inelastic Damage Analysis of Frame Shear Wall Structure**, Technical Report NCEER 87-0008.
- [13]- Park, Y. J., Ang, A. H. S., 1985, **Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete**, Journal of Structure Engineering, ASCE, 111, 3, 722-739.
- [14]- Roufaiel, M. S. L., Meyer, C., 1987, **Analytical Modelling of Hysteretic Behavior of R/C Frames**, Journal of Structure Engineering, 113, 3, 429-444.
- [15]- Powell, G. H., and Allahabadi, R., 1998, **Seismic damage prediction by deterministic methods: concept and procedures**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 16, <https://doi.org/10.1002/eqe.4290160507>



- [16]- Corteza, Y., 2000, **Correlation of Building Damage with Indices of Seismic Ground Motion Intensity during the 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake**, International Workshop on annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake Taipei, Taiwan, R. O. C., September 18-20.
- [17]- Bracci, J. M., Reinhorn, A. M., Mander, J. B., Kunnath, S. K., 1989, **Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of Reinforced Concrete Structures**, Technical Report NCEER-89-0033, State University of New York, Buffalo.
- [18]- Krawinkler H., Nassar A. A., 1992, **Seismic Design based on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities, Nonlinear Seismic Analysis and Design Reinforced Concrete Buildings**, Edited by: Fajfar P., Krawinkler H., Elsevier Applied Science.
- [19]- Kevil, O., 2000, **Classifications of Structural Types and Damage Patterns of Buildings for Earthquake Field Investigation**. Proc. of the 12th World Conf. of Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- [20]- Daali, M. L., and Korol, R. M., 1996, **Adequate ductility of steel beams under earthquake-type loading**, Engineering Structures, 18, 2, 179-189.
- [21]- Ghobarah, A., Abou-elfath, H. and Biddah, A., 1999, **Response-based damage assessment of structures**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28, [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199901\)28:1<79::AID-EQE805>3.0.CO;2-J](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199901)28:1<79::AID-EQE805>3.0.CO;2-J).
- [22]- Ghobarah, A., EI-Attar, M., 1998, **Seismic performance evaluation of reinforced concrete buildings**, 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam.
- [23]- Skjaerbaek, P. S., Nielsen, S. R. K., Kirkegaard, P. H. and Cakmak, A. S., 1998, **Damage localization and quantification of earthquake excited RC- frames**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199809\)27:9<903::AID-EQE757>3.0.CO;2-C](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199809)27:9<903::AID-EQE757>3.0.CO;2-C).
- [24]- Miyakoshi, j. and Hayashi, Y., 2000, **Correlation of Building Damage with Indices of Seismic Ground Motion Intensity during the 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake**, International Workshop on annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake Taipei, Taiwan, R. O. C., September 18-20.
- [25]- Mikami, T. and Imura, H., 2001, **Demand Spectra of Yield Strength and Ductility Factor to Satisfy the Required Seismic Performance Objectives**, Proceeding of JSCE, No. 689/1-57, p. 333-342, 2001.
- [26]- Papadopoulos, P. Mitsopoulou, E., and Athanatopoulou, A., 2002, **Failure Indices for R/C Building Structures**, 12th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 616, Elsevier Science Ltd.
- [27]- Barghi, M., and Abasnia, R., 2004, **Augury of RC columns destruction type in cyclic lateral load**, Proceeding 7th International Conference on Civil Engineering. Tehran, Iran.
- [28]- Kianfar, A., Estekanchi, H. and Vafai, A., 2005, **A study of damage indexes performance in seismic analysis of steel frames**, Proceedings of the 2nd National Congress on Civil Engineering, IUST, Iran, 1025, 1-8 . (In Persian),
- [29]- Gerami, M., 2010, **Study the Function of Deformation Energy Parameteric Assessing Seismic Damages in Steel Frames**, Journal of Earthquake Engineering, 131, 8, 1301-1315.
- [30]- Jeong, S. H., and Elnashai, A. S., 2006, **New three-dimensional damage index for RC buildings with planar irregularities**, Journal of Structural Engineering, 132, 9, 1482-1490.



- [31]- Ganjavi, B, Vaseghi Amiri, J., Ghodrati Amiri, G., Sarvghad moghadam, A. R., 2014, **Distribution of damage, absorption and loss of seismic energy in moment resisting RC frames (MDOF)**, Proceedings of the 2nd national congress on civil engineering, Iran University of Science and Technology.
- [۳۲] - برقی، م، رجبی، ر، و رجبی، ر، ۱۳۸۸، توسعه مدل شاخص خسارت **Park - Ang** و برنامه کامپیوتری **IDARC-2D**، نخستین کنفرانس بین المللی تکنولوژی بتن، تبریز، مرکز ملی مقاومسازی.
- [33]- Sadeghi, K., 2011, **Energy based structural damage index based on nonlinear numerical simulation of structures subjected to oriented lateral cyclic loading**, International Journal of Civil Engineering, 9, 3, 155-164.
- [34]- Van Cao, V., Raonagh, H. R., 2014, **Correlation between seismic parameters of far-fault motions and damage indices of low-rise reinforced concrete frames**, Soil dynamic and earthquake engineering, 66, 102-112.
- [35]- Jeong, G. D., 1988, **The Effect of Earthquake Duration on the Damage of Structures**, Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 16, 1201-1211.
- [36]- Murik, A., and Simon, R., 2014, **Use of constant cumulative ductility spectra for performance-based seismic design of ductile frames**, 13th U.S. National Conference on Earthquake Engineering.
- [37]- Rajeev, P. and Wijesundara, K. K., 2014, **Energy-based damage index for concentrically braced steel structure using continuous wavelet transform**, Journal of Constructional Steel Research, 103, 241-250.
- [۳۸] - شعبانی افرایلی، س، عبدالله زاده، غ، ۱۳۹۴، تاثیر میراگرهای ویسکوالاستیک بر کاهش خسارت لرزه‌ای قاب‌های فولادی تحت زلزله‌های حوزه دور، دومین کنفرانس بین المللی ژئوتکنیک و مهندسی لرزه‌ای شهری، تبریز، شرکت دانش بنیان لرزه پایدار آذربایجان زیر نظر دانشگاه تبریز.
- [39]- Emami, A. R., Halabian, A. M., 2014, **Spatial distribution of ductility demand and damage index in 3D RC frame structures considering directionality effects**, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 24, 16, 941-961.
- [۴۰] - عباسی، ش. و میرزایی، ر، ۱۳۹۵، ارزیابی لرزه‌ای ساختمانهای بتنی نسبت به نوع شاخصهای خرابی و رسم منحنی شکنندگی، دومین کنفرانس بین المللی یافته‌های نوین پژوهشی در مهندسی عمران، معماری و مدیریت شهری، تهران، کنفدراسیون بین المللی مخترعان جهان (IFIA)، دانشگاه جامع علمی کاربردی.
- [41]- Mirzaaghabeik, H., Vosoughifar, H. R., 2016, **Comparison between quality and quantity seismic damage index for LSF systems**, Engineering Science and Technology, an International Journal, 19, 497-510.
- [42]- Sadeghi, A., Kazemi, H., Hashemi, S. V., 2018, **Prioritization and assessment of the existing damage indices in steel moment-resisting framed structures**, Journal of Civil Engineering and Structures, 2, 3, 20-42.
- [43]- Jinkoo, K., Youngho, L., Hyunhoon, Ch., 2011, **Progressive collapse resisting capacity of braced frames**, Structural Design Tall Special Building, 20, 257-270.
- [44]- G SA., 2003, **Progressive collapse analysis and design guidelines for federal office buildings and major modernization projects**, The U.S. General Services Administration.
- [45]- Abaqus, 2012, Abaqus/standard. Version 6.11, ABAQUS, Inc., Pawtucket, R. I.



[۴۶] -شهبازی، ر.، یکرنگ نیا، م.، ۱۳۹۵، راهنمای کاربردی **ABAQUS** به همراه مسائل مهندسی عمران سازه و ژئوتکنیک، تهران: انتشارات علم عمران.