

# تحلیل عددی ایمنی قاب خمشی فولادی تحت بارهای دینامیکی لرزه‌یی

احسان دهقانی\* (استادیار)

زینب آریانی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده فنی همدسی، دانشگاه قم

مهندسی عمران شریف، تابستان (۱۴۰۰)  
دوره ۲ - ۳۷، شماره ۱/۲، ص. ۱۱۲-۱۰۳، پژوهشی

بر اساس قضایای بنیادین تحلیل خمیری سازه‌ها، افزایش مقاومت یا سختی بخشی از سازه موجب تضعیف آن تحت یک بار ایستا مشخص نمی‌شود. از این نتیجه برای ساده‌سازی مدل‌سازی و طراحی سازه‌ها استفاده‌های فراوانی می‌شود؛ در عین حال این قضایا تحت بارگذاری دینامیکی و متغیر اثبات نشده‌اند. این پژوهش نتایج قضیه‌ی ایمن را به صورت عددی در یک قاب خمشی دوبعدی پنج طبقه‌ی فولادی طی تحلیل پویا غیرخطی با ۲۹ شتاب‌نگاشت مختلف بررسی می‌کند. به دلیل این‌که تحت این شرایط مکانیزم یا فروریختگی در سازه رخ نمی‌دهد، برای اطمینان از ایمنی سازه با تغییر مشخصات اعم از سختی و مقاومت موضعی اعضا در محدوده‌ی مشخص، بیش‌ترین تقاضای شکل‌پذیری چرخشی اعضا استخراج شده است. در پایان پس از بررسی نتایج، ایمنی سازه‌ی مورد نظر پس از افزایش موضعی سختی و مقاومت اعضا، تحت بارهای دینامیکی حفظ شده است.

واژگان کلیدی: قضیه‌ی ایمن، تحلیل دینامیکی غیرخطی، مقاومت، سختی، تقاضای شکل‌پذیری.

## ۱. مقدمه و تاریخچه‌ی تحقیقات

امروزه در طراحی سازه‌ها وجود ساده‌سازی‌هایی مانند ثابت در نظر گرفتن مقاومت مصالح، در نظر گرفتن ضرایب مشخص برای کاهش سختی، ایده‌آل فرض کردن اتصالات، مدل‌سازی دقیق اعضا، صرف‌نظر از خطاهای حین ساخت و ... برای انجام فرایند تحلیل و طراحی اجتناب‌ناپذیر است. وجود این اختلاف‌ها باعث ایجاد تفاوت در مشخصات سازه از جمله مقاومت و سختی اعضا به صورت کلی یا جزئی می‌شود. این مسئله تفاوت‌هایی در رفتار لرزه‌یی سازه‌ی واقعی با سازه‌ی طراحی ایجاد می‌کند. این تفاوت‌ها ممکن است منجر به ناپایداری کلی، تغییر در نحوه‌ی تشکیل مکانیزم سازه و در نتیجه تغییر تقاضای شکل‌پذیری اعضا یا تجاوز از حدود آیین‌نامه مانند محدودیت‌های تغییرمکان، جابه‌جایی نسبی و ... شود.

تغییرات مشخصات اعضا در سازه یا اضافه کردن قید به آن باعث ایجاد تغییراتی در نیروهای داخلی می‌شود. این موضوع برای بارهای ثابت و مشخص با استناد بر قضایای ایمن و غیرایمن از مجموعه قضایای بنیادین تحلیل خمیری بررسی می‌شود. اولین بار در سال ۱۹۱۴ کازینسکی<sup>[۱]</sup> به صورت آزمایشگاهی با بررسی رفتار خمیری تیر دوسرگیردار، شکل‌پذیری در سازه‌های فولادی را مطرح کرد. پس از آن با انجام تحقیقات زیادی در این زمینه، این قضایا مطرح و اثبات شد. طبق قضیه‌ی ایمن، اگر مجموعه‌یی از لنگرهای داخلی را بتوان پیدا کرد که با بارهای خارجی با

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۱/۳۰، اصلاحیه ۱۳۹۹/۷/۵، پذیرش ۱۳۹۹/۷/۲۰

DOI:10.24200/J30.2020.55472.2738

dehghani@qom.ac.ir  
z.aryani@qom.ac.ir

موضوع در عمل به دلیل محدودیت‌های موجود در اجرا اتفاق نخواهد افتاد. یکی دیگر از محدودیت‌ها، ثابت و مشخص بودن بار است. به عبارت دیگر فقط در صورتی این قضایا با اثبات ریاضی قابل استفاده و استناد هستند که بار اعمال شده مشخص و ثابت باشد. این موضوع نیز به دلیل ماهیت نامشخص، رفت و برگشتی و ... زلزله امکان‌پذیر نیست. اما روش‌های طراحی و آیین‌نامه‌های معمول و مرسوم کماکان با استناد بر این قضایا از این محدودیت‌ها صرف‌نظر می‌کنند. به همین دلیل آیین‌نامه‌ها با حاشیه‌ی اطمینان مناسبی طراح را ملزم به استفاده از شکل‌پذیری مشخصی در سازه می‌کنند. به همین منظور این پژوهش سعی بر بررسی عددی این قضایا تحت بارهای پویا ایجاد شده‌ی ناشی از زلزله دارد.

پس از بررسی و اثبات قضایای ایمن تحت بارهای ایستا مشخص، ملان<sup>[۲]</sup> در سال ۱۹۳۶ قضایای بنیادی خمیری را برای بارهای متناوب تحت عنوان قضایای Shakedown بررسی کرد.

هر چند اثبات قضایای بنیادین خمیری، در حالت دینامیکی تا به حال انجام نشده است، ولی پژوهش‌های بسیاری در مورد بررسی پاسخ غیرخطی سازه‌ها تحت اثر بارهای دینامیکی و با تغییرات جزئی و کلی در مقاومت و سختی اعضا انجام شده است. پس از مطالعات نظری برای کشف و اثبات این قضایا، محققان بسیاری از جمله نیومارک<sup>۳</sup> و هال<sup>[۴]</sup> در سال ۱۹۵۹ طی پژوهش گسترده‌ی، رفتار لرزه‌ی سازه‌های تک‌درجه آزادی تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی را بررسی کردند. این تحقیقات به ارائه‌ی روابطی بین مقاومت و تغییرمکان خمیری اعضا منجر شد که به روابط نیومارک - هال شهرت دارد.

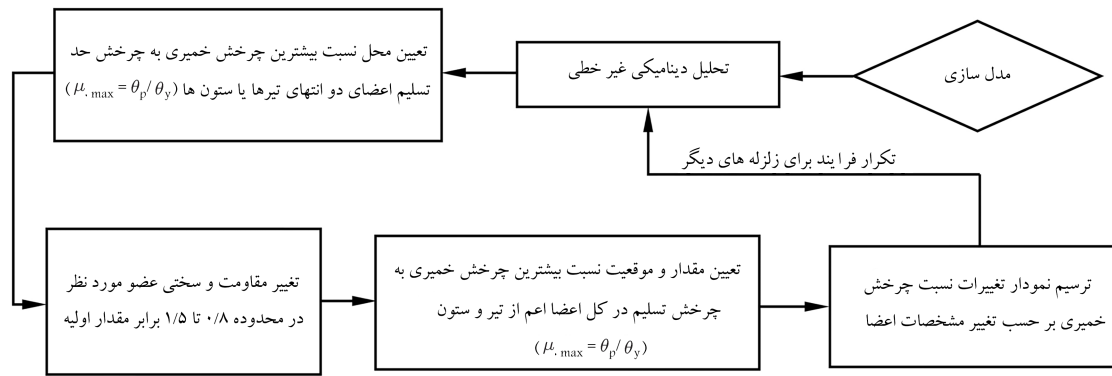
در زمینه‌ی بررسی پاسخ‌های لرزه‌ی سازه‌های چنددرجه آزادی، پژوهش‌های بسیاری با تغییرات کلی اعم از تعداد و طول دهانه‌ها، سیستم‌های باربر جانبی، تعداد طبقات و ... انجام شده است. به طور مثال، در سال ۲۰۱۵ صمیمی فرو همکاران<sup>[۵]</sup> به منظور بررسی خرابی قاب‌های دو، سه و چهار طبقه‌ی بتن آرمه طی انجام هفت تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی رابطه‌ی برای ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان ارائه کردند. مقدار بیشینه جابه‌جایی نسبی محاسبه شده با تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی در همه‌ی قاب‌ها به طور میانگین، ۱/۲ برابر بیش‌تر از مقدار تخمین زده شده از روش تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی خطی به دست آمد. در سال ۲۰۱۶ مصلح<sup>۵</sup> و همکاران<sup>[۶]</sup> به منظور بررسی رفتار کلی سازه، بیشینه تغییر شکل و جابه‌جایی نسبی سازه و به منظور بررسی محلی، تقاضای نیروی محوری و خمشی چهار ستون در موقعیت‌های مختلف از سازه‌های یک، سه و شش طبقه با مقاطع مختلف را با تحلیل‌های پوش‌آورو تاریخیچه‌ی زمانی بررسی کردند. به دلیل منظمی سازه در ارتفاع و پاسخ بیش‌تر طبقه‌ی اول از بقیه‌ی طبقات، نتایج طبقه‌ی اول بررسی شده است. آنها نتیجه گرفتند که نیروی محوری به ترتیب در ستون‌های کناری، گوشه‌ی نما در راستای افقی، گوشه‌ی نما در راستای قائم و ستون مرکزی بیش‌ترین تغییرات را داشته است. اژدری‌فرو و مشکوه‌الدینی<sup>[۷]</sup> عملکرد سیستم‌های مقاوم جانبی با ساختار قاب صلب لوله‌ی بر پایه‌ی ارزیابی پاسخ پویا غیرخطی سازه‌های فولادی میان‌مرتب را تحت رکورد‌های حوزه‌ی نزدیک و دور مورد مطالعه قرار دادند. بدین منظور آنها تغییر مکان جانبی، جابه‌جایی نسبی طبقات و دوران چشمه‌ی اتصال سه مدل سازه‌ی فولادی میان‌مرتب ۱۰ طبقه را بررسی کردند. در نتیجه‌ی این تحقیق بیشینه جابه‌جایی نسبی سازه ۳/۵ درصد و بیشینه دوران چشمه‌ی اتصال در ترازهای فوقانی بیش‌تر از پنج درصد را بدان به دست آمد. پژوهش‌های دیگری نیز با انجام تغییرات جزئی در سازه، پاسخ‌های لرزه‌ی را مورد مطالعه قرار دادند. عشقی و مکی‌آبادی<sup>[۸]</sup> در سازه‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه‌ی بتنی، خطاهای اجرایی شامل طول مهاری ناکافی، افزایش تعداد میلگرد در محل

وصله و کاهش مقاومت بتن را در نظر گرفته و منحنی شکنندگی را به دست آوردند. نتایج این پژوهش نشان داد که در زلزله‌ی ضعیف با بیشینه‌ی شتاب زمین ۰/۲g، احتمال رسیدن یا عبور از سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه (OP) برای ساختمان پنج، هشت و ۱۲ طبقه طبق طراحی ایده‌آل به ترتیب برابر با ۰/۸۹٪، ۰/۶۲٪ و ۰/۵۰٪ و طبق طراحی اصلاح شده برابر با ۰/۹۲٪، ۰/۶۴٪ و ۰/۵۰٪ است. در سال ۲۰۱۹ طی پژوهش سیوندی‌پور و همکاران<sup>[۹]</sup> تأثیر سختی دورانی و مقاومت اتصال پای ستون در رفتار لرزه‌ی هفت قاب ۱۰ طبقه با دهانه‌های مختلف طی تحلیل‌های ایستا غیرخطی مودال و تاریخیچه‌ی زمانی بررسی شده است. نتایج این پژوهش نشان داد که تغییرات سختی دورانی اتصال پای ستون در ویژگی‌های پویا سازه، منحنی ظرفیت سازه، جابه‌جایی نسبی طبقات و شکل‌پذیری تأثیر می‌گذارد. در همان سال خزان‌ی و همکاران<sup>[۱۰]</sup> یک قاب خمشی ۱۴ طبقه بر روی شالوده‌ی سطحی با ابعاد متفاوت بر روی محیط خاک را با نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی کردند و پاسخ‌های لرزه‌ی آن را طی تحلیل پویا غیرخطی بررسی کردند. در نتیجه‌ی این پژوهش، مشاهده شد که اندازه‌ی شالوده به دلیل اندرکنش میان خاک - پی - سازه، بر پاسخ‌های لرزه‌ی اثرگذار است. همچنین مدلی جدید برای تحلیل این اثر و ارزیابی سختی پویا خاک ارائه شد.

پس از وقوع زلزله در شهر نورتریج<sup>۶</sup> پژوهش‌های بسیاری برای بررسی و ارزیابی رفتار اتصالات و تأثیر ترک‌ها و خرابی‌های آنها بر رفتار کلی سازه انجام شد. در سال ۲۰۱۶ استیلیمیکر<sup>۷</sup> و همکاران<sup>[۱۱]</sup> با رویکرد بررسی خرابی‌های زلزله‌ی نورتریج، ابتدا مکانیزم خرابی جوش وصله‌ی ستون را به دست آوردند. سپس در سال ۲۰۱۷<sup>[۱۲]</sup> خرابی جوش وصله‌ی ستون طبقه‌ی سوم دو سازه‌ی چهار و ۲۰ طبقه‌ی قاب خمشی فولادی، تحت ۱۰۰ شتاب‌نگاشت زلزله را بررسی کردند. تمرکز پژوهش آنها بر خرابی‌های جوش ناشی از زلزله‌ی نورتریج اعم از عدم نفوذ جوش کامل، وجود ترک در جوش و ... است. آنها نتیجه گرفتند که اثرات شکست جوش در سازه‌ی چهار طبقه بیش‌تر از سازه‌ی ۲۰ طبقه است و خرابی جزئی لزوماً باعث فروریختگی کلی سازه نمی‌شود. همچنین در سال ۲۰۱۸<sup>[۱۳]</sup> نتایج به دست آمده را با نتایج آزمایشگاهی به کمک میز لرزه مقایسه کردند. پس از آن در سال ۲۰۱۹ م. سونگ<sup>۸</sup> و همکاران<sup>[۱۴]</sup> تقاضای لرزه‌ی و ظرفیت شکست وصله‌ی ستون در همان قاب‌های چهار و ۲۰ طبقه را به صورت احتمالاتی به روش مونت‌کارلو بررسی کردند. در این پژوهش از جابه‌جایی نسبی طبقه به عنوان شاخص خرابی کلی و از بیش‌ترین تنش کششی وصله به عنوان شاخص خرابی جزئی استفاده شده است. نتایج این تحقیق میزان عدم اطمینان از ظرفیت اتصالات در ارزیابی شکست لرزه‌ی را نشان می‌دهد.

همچنین تحقیقات بسیار دیگری نیز در زمینه‌های به دست آوردن پاسخ‌های لرزه‌ی مؤثر به صورت محلی و کلی در سازه، در شرایط مختلف از جمله عدم جوش کامل در اتصالات، عدم صلبیت اتصال پای ستون، اثرات اندرکنش خاک و سازه و ... انجام شده است. اما رویکرد این مطالعات نیز به منظور بررسی قضیه‌ی ایمن نیست.

همان‌طور که پیش‌تر نیز اشاره شد، به دلیل این‌که مطالعات گذشته تحقیقات خود را به منظور بررسی قضایای خمیری انجام ندادند و همچنین این قضایا فقط طی بارگذاری ایستا دارای اثبات ریاضی‌اند، در نتیجه نیاز به انجام مطالعه و تحقیق در این زمینه طی بارهای غیراستاتیک لازم و ضروری به نظر می‌رسد. به همین منظور این پژوهش در یک قاب خمشی دوبعدی فولادی احتمال اثرات قابل توجه تغییرات مقاومت و سختی موضعی اعضا بر شکل‌پذیری آنها را طی تحلیل‌های پویا و ایستا غیرخطی بررسی می‌کند.



شکل ۱. نمودار گردشی روند انجام پژوهش.

## ۲. روش انجام پژوهش

است. برای تغییر مقاومت مفاصل از تنش حد تسلیم ( $F_y$ ) و برای تغییر سختی مفاصل از مدول کشسانی (E) آنها استفاده شده است. به ازای انجام هر تغییر دوباره یک تحلیل پویا غیرخطی انجام شده و نتایج چرخش خمیری استخراج و به چرخش حد تسلیم اعضا تقسیم شده است. سپس بیشترین مقدار این نسبت در مفاصل کل سازه اعم از تیرها یا ستون‌ها برداشت شده و نمودارهای تغییرات این نسبت با تغییر مقاومت یا سختی رسم شده است.

## ۳. نحوه مدل سازی

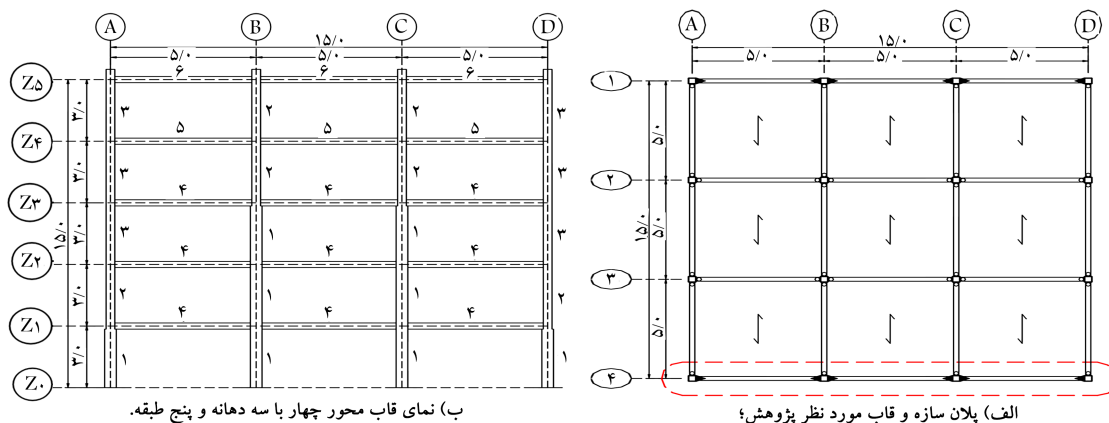
قاب خمشی فولادی مورد مطالعه در پلان شکل ۲ - الف نشان داده شده است. مطابق این شکل تمام اتصالات اعضا به جز قاب محوری و چهار مفصلی اند تا جرم لرزه‌یی به صورت متقارن بین قاب‌ها توزیع شود؛ اتصالات این دو محور به صورت گیردار در نظر گرفته شده است. در شکل ۲ - ب نیز نمای قاب محوری چهار به همراه طول و تعداد دهانه‌ها و مشخصات اعضا مشاهده می‌شود. با توجه به سطح بارگیر مشخص، برای تیرهای طبقه‌ی اول تا چهارم مقادیر بار نقلی مرده و زنده به ترتیب برابر  $۱۸۵^{\circ}$  و  $۷۵۰$  کیلوگرم بر متر و برای تیرهای طبقه‌ی آخر به ترتیب برابر  $۱۲۵^{\circ}$  و  $۵۰۰$  کیلوگرم بر متر لحاظ شده است. جرم لرزه‌یی قاب نیز با توجه به سهم باربری قاب، سه برابر بارهای ثقلی هر طبقه و در طبقات اول تا سوم برابر  $۹۰۰۰$  کیلوگرم و در طبقه‌ی آخر برابر  $۶۰۷۵۰$  کیلوگرم است که به صورت نقطه‌یی به هر طبقه اعمال شده است. جزئیات مقاطع در نظر گرفته شده که در قاب شکل ۲ - ب نشان داده شده است، مطابق جدول ۱ است. برای طراحی اعضا از مقاطع ساخته شده با ورق یا مقاطع I و H شکل استفاده شده است.

این قاب با مشخصات ذکر شده در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی و تحلیل شده است. رفتار مصالح به صورت دوخطی با مشخصات فولاد شامل مدول کشسانی (E) برابر  $۲ \times ۱۰^۵$  مگاپاسکال، تنش حد تسلیم ( $F_y$ ) برابر  $۲۴۰$  مگاپاسکال و شیب ناحیه‌ی سخت‌شوندگی ( $E_c$ ) برابر  $۲۰^{\circ}$  مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. این مشخصات در شکل ۳ نیز مشاهده می‌شود. رفتار اجزای قاب<sup>۹</sup> از نوع رشته‌یی<sup>۱۰</sup> ناکشسان است. در این نوع از مفاصل، معیار تسلیم هر یک از رشته‌ها، رسیدن تنش محوری به حد تسلیم مشخص شده است. اتصالات اجزا به یکدیگر به صورت یک پارچه است و چشمه‌ی اتصال در نظر گرفته نشده است. اتصال سازه به زمین نیز به صورت گیردار است. همچنین نقاط کف هر طبقه دیافراگم است. در این پژوهش از اثرات P-Delta صرف نظر شده است.

به منظور بررسی قضیه‌ی ایمن یک قاب دوبعدی فولادی پنج طبقه تحت بارگذاری دینامیکی غیرخطی با ۲۹ شتاب‌نگاشت مختلف قرار گرفته است. از آنجایی که در تحلیل غیرخطی، تنش اعضا از حد تسلیم خود فراتر نخواهد رفت، شرط تسلیم از شروط لازم برای ایمنی سازه همواره برقرار خواهد بود. فروریختگی سازه تحت بارهای ایستا زمانی اتفاق می‌افتد که مفاصل تشکیل شده در سازه تشکیل یک مکانیزم بدهند. در این حالت تغییرشکل‌های سازه به سمت بی‌نهایت میل می‌کنند. به دلیل ماهیت رفت و برگشتی تحریک زلزله، با فرض عدم شکست مفاصل ناشی از شکل‌پذیری، هیچ‌گاه تغییرمکان‌های سازه تحت اثر زلزله به سمت بی‌نهایت میل نمی‌کنند. در نتیجه برای بررسی رفتار سازه نمی‌توان مکانیزم سازه را بررسی کرد. با توجه به این‌که در روند اثبات و بررسی قضیه‌ی ایمن، شکل‌پذیری کافی برای اعضا در نظر گرفته شده است و همچنین ایجاد این شرایط در عمل امکان‌پذیر نیست؛ احتمال خرابی موضعی در سازه به دلیل وجود شکل‌پذیری کم یا ناکافی وجود دارد. بنابراین، در بررسی رفتار سازه نسبت تقاضای شکل‌پذیری چرخشی اعضا پس از اعمال تغییرات مقاومت و سختی، در مقایسه با مقادیر این نسبت در سازه‌ی اولیه ملاک عمل قرار داده شده است. در این پژوهش مقاومت و سختی ابتدا با انتهای اعضایی که بیشترین نسبت چرخش خمیری به چرخش حد تسلیم خود را داشته‌اند، در محدوده‌ی مورد نظر تغییر داده شده است. مقدار چرخش حد تسلیم مطابق رابطه‌ی ۱ به دست می‌آید.

$$\theta_y = \frac{Z E_y L}{6 E I} [15] \quad (1)$$

روند انجام پژوهش و استخراج نتایج مطابق نمودار گردشی شکل ۱ است. پس از مدل‌سازی، بارگذاری و تحلیل پویا سازه، مقادیر چرخش خمیری در یک متر ابتدا و انتهای تیرها و ستون‌ها - محل‌های پتانسیل تشکیل مفصل خمیری - از نتایج خروجی نرم‌افزار استخراج شده و به چرخش حد تسلیم خود مطابق رابطه‌ی ۱ نرمال شده است. سپس برای بررسی اثرات تغییر مشخصات تیرها بیشترین مقدار این نسبت بین تیرها انتخاب شده است. فرایند انتخاب مفصل برای انجام تغییر مشخصات ستون‌ها نیز به همین ترتیب است. این نسبت با  $\mu_{max}$  در نمودار گردشی نشان داده شده است. با توجه به این‌که از ۲۹ شتاب‌نگاشت مختلف برای بارگذاری پویا<sup>۱۱</sup> استفاده شده است، موقعیت  $\mu_{max}$  برای هر تحلیل متفاوت است. پس از انتخاب مفصل مورد نظر، مقاومت و سختی آن، به میزان  $۰/۸$ ،  $۰/۸۵$ ،  $۰/۹$ ،  $۰/۹۰$ ،  $۱/۰$ ،  $۱/۱۰$ ،  $۱/۱۵$ ،  $۱/۲۰$ ،  $۱/۳۰$ ،  $۱/۴۰$  و  $۱/۵۰$  مقدار اولیه تغییر داده شده



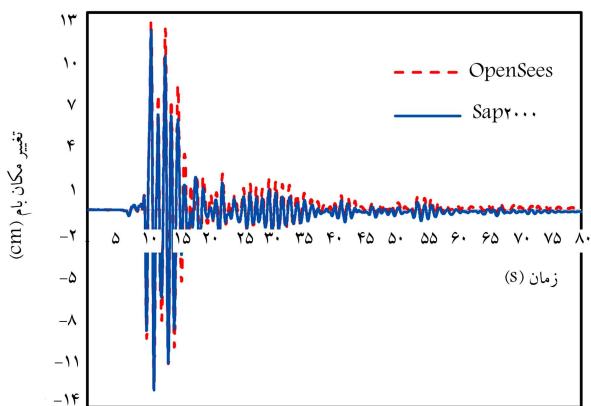
ب) نمای قاب محور چهار با سه دهانه و پنج طبقه.

الف) پلان سازه و قاب مورد نظر پژوهش؛

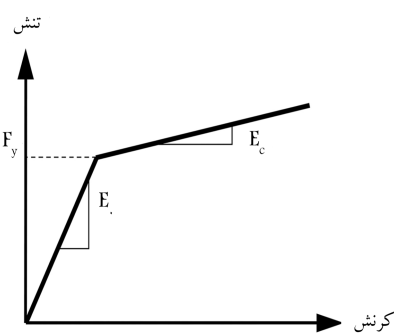
شکل ۲. مدل‌سازی قاب خمشی دوبعدی فولادی.

جدول ۱. مشخصات مقاطع برای طراحی مدل بر حسب سانتی‌متر.

شماره‌ی مقطع	نوع مقطع	ارتفاع کلی مقطع (cm)	ضخاومت ورق جان (cm)	عرض ورق بال‌ها (cm)	ضخاومت ورق بال‌ها (cm)	اساس مقطع خمیری (Z) (cm <sup>3</sup> )	چرخش حد تسلیم ( $\theta_y$ )
۱	H	۴۰	۲	۳۰	۲	۲۹۲۸	۰/۰۰۳۴۳۵
۲	H	۳۰	۱/۵	۳۰	۲	۱۹۳۳/۵۰	۰/۰۰۴۵۰۵
۳	H	۳۰	۱	۳۰	۱/۲	۱۲۲۷/۲۴	۰/۰۰۳۴۳۵
۴	I	۳۰	۰/۶	۲۵	۲	۱۵۰۱/۴۰	۰/۰۰۴۴۱۱
۵	I	۳۰	۰/۶	۲۰	۱/۵	۹۶۴/۳۵	۰/۰۰۷۳۱۷
۶	IPE	۲۷	۰/۶	۱۳/۵	۱/۰۲	۴۸۴	۰/۰۰۸۳۵۹



شکل ۴. صحت‌سنجی تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل.



شکل ۳. رفتار مصالح فولادی.

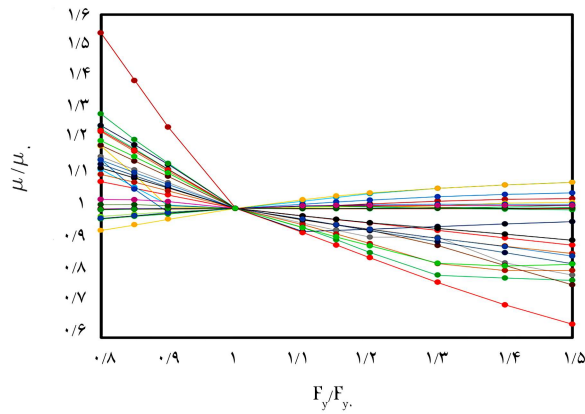
برای انجام تحلیل پویا غیرخطی از شتاب‌نگاشت‌های جدول ۲ استفاده شده است. برای انجام تحلیل ایستای غیرخطی نیز تغییرمکان هدف هر مدل برابر با بیش‌ترین مقدار تغییرمکان بام در هر تحلیل پویا در نظر گرفته شده است.

برای اطمینان از عدم وجود خطای مدل‌سازی، قاب مورد نظر در نرم‌افزار SAP2000 نیز مدل و بارگذاری شده است. در شکل ۴ تاریخچه‌ی تغییرمکان بام تحت تحلیل پویا غیرخطی و بارگذاری زلزله ورزقان در هر دو نرم‌افزار مشاهده می‌شود. مطابق شکل ۵ تغییر مکان بام در هر دو نرم‌افزار به اندازه‌ی قابل قبولی با هم تطابق دارند. همچنین در شکل نمودار برش - تغییرمکان بام، طی تحلیل ایستای غیرخطی آورده شده است.

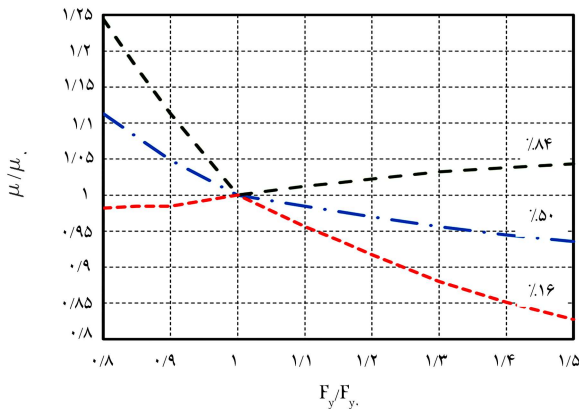
مطابق این شکل نیز نتایج هر دو نرم‌افزار با تقریب خوبی، به یکدیگر هم‌گرا می‌شوند.

#### ۴. نمودارهای تغییر موضعی مشخصات ستون‌ها

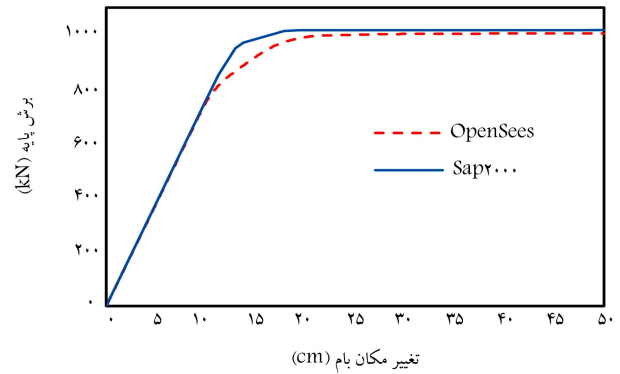
در ادامه به منظور بررسی عددی نتایج قضیه‌ی ایمن، بیش‌ترین نسبت چرخش خمیری اعضا به چرخش حد تسلیم خود، در کل سازه با تغییر مشخصات ستون‌ها در محدوده‌ی مورد نظر آورده شده است. بررسی‌ها شامل دو بخش تغییرات مقاومت و سختی است و نتایج هر کدام نیز در صورت لزوم با تحلیل ایستای غیرخطی مقایسه می‌شود.



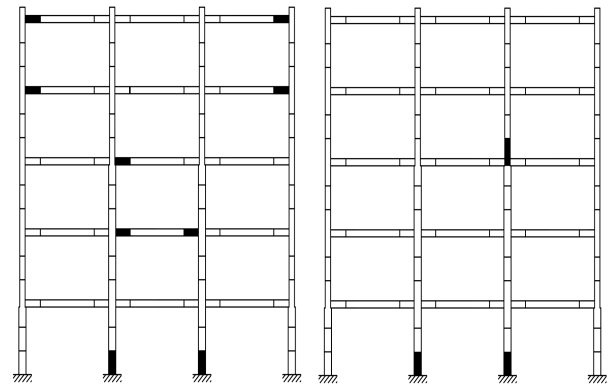
الف) تغییرات تحت همه زلزله‌ها



ب) نمودار توزیع نرمال تغییرات.



شکل ۵. صحت‌سنجی تحلیل ایستا غیرخطی مدل.



الف) مفاصل بحرانی قبل از تغییر مقاومت؛ ب) مفاصل بحرانی بعد از تغییر مقاومت.

شکل ۶. مفاصل با بیش‌ترین مقدار نسبت چرخش خمیری طی تحلیل‌های دینامیکی.

شکل ۷. نمودار تغییرات نسبت چرخش خمیری بر حسب تغییرات مقاومت ستون‌ها تحت تحلیل دینامیکی.

خط بیان‌گر یک تحلیل دینامیکی با مشخصات جدول ۲ است. روی هر خط  $10^\circ$  نقطه دیده می‌شود که هر نقطه مطابق محدوده‌ی پیش‌تر ذکر شده، مربوط به یک مدل پس از تغییرات مقاومت است.

در این شکل  $\mu$  برابر بیش‌ترین نسبت چرخش خمیری ایجاد شده به چرخش حد تسلیم ستون‌ها در سازه‌ی اولیه (قبل از تغییرات) و  $\mu$  بیش‌ترین نسبت چرخش خمیری ایجاد شده به چرخش حد تسلیم کل اعضای سازه پس از تغییر مشخصات است. منظور از  $F_{y1}$  و  $F_{y2}$  نیز به ترتیب تنش حد تسلیم (مشخصه‌ی مقاومت) هر عضو قبل و پس از اعمال تغییرات است.

مطابق نمودار شکل ۷ - الف به طور کلی با تغییر مقاومت در محدوده‌ی  $0.8$  الی  $1.5$  برابر مقاومت اولیه، نسبت تغییرات تقاضای شکل‌پذیری سازه تقریباً در بازه‌ی  $0.64$  الی  $1.54$  است. به عبارت دیگر محدوده‌ی تغییرات تقاضای شکل‌پذیری بیش‌تر از تغییر مقاومت ستون‌هاست. با توجه به این شکل طی بیش‌تر تحلیل‌ها، افزایش موضعی مقاومت در ستون‌ها موجب کاهش تدریجی بیش‌ترین نسبت چرخش خمیری اعضا و در نتیجه کاهش تقاضای شکل‌پذیری شده است و برعکس. در معدود مواردی تقاضای شکل‌پذیری تا کمینه هشت درصد افزایش یافته است. در این موارد ممکن است به دلیل افزایش مقاومت در یکی از ستون‌ها، الگوی تشکیل مفاصل خمیری یا الگوی جابه‌جایی سازه تغییر یابد و این امر منجر به افزایش تقاضای شکل‌پذیری شود.

در شکل ۷ - ب توزیع نرمال همان نمودار قبلی رسم شده است. این نمودار

#### ۱.۴. نمودارهای تغییر موضعی مقاومت ستون‌ها

در این قسمت تغییرات موضعی مقاومت در ابتدا یا انتهای یکی از اعضای ستون‌ها که بیش‌ترین چرخش خمیری را به نسبت چرخش حد تسلیم خود داشته است، بررسی شده است. مطابق توضیحات قبلی، به دلیل عدم وجود نا پایداری دینامیکی در سازه و به منظور بررسی احتمال خرابی موضعی اعضا، تغییرات بیش‌ترین نسبت چرخش خمیری یا تقاضای شکل‌پذیری چرخشی اعضا بررسی شده است. موقعیت بحرانی‌ترین مفاصل قبل و پس از تغییر مقاومت و سختی تیرها و ستون‌ها به تفکیک زلزله‌های مختلف به طور تفصیلی در مرجع [۱۸] آورده شده است. ولی در این مقاله به دلیل محدودیت فضای نوشتاری در شکل ۶ - الف مفاصلی از ستون‌ها که قبل از تغییر مقاومت طی همه‌ی بارگذاری‌ها، دارای بیش‌ترین نسبت چرخش خمیری بوده‌اند و در شکل ۶ - ب مفاصلی که بیش‌ترین تقاضای شکل‌پذیری پس از تغییر مقاومت را داشته‌اند، آورده شده است. مطابق شکل ۶ - الف طی انجام ۲۹ تحلیل دینامیکی، سه مفصل در موقعیت‌های متفاوت ستون‌ها، دارای بیش‌ترین مقدار نسبت چرخش خمیری به چرخش حد تسلیم بوده‌اند. بنابراین، مقاومت این اعضا تغییر یافته است و نتایج تغییرات تقاضای شکل‌پذیری در مفاصل کل سازه اعم از تیر یا ستون مطابق شکل ۶ - ب به دست آمده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با تغییر مقاومت ستون‌ها، محل بحرانی‌ترین مفصل به لحاظ شکل‌پذیری، یا ثابت مانده یا تغییر کرده است. در ادامه نتایج این تغییرات به صورت نمودار ارائه می‌شود.

در شکل ۷ - الف نتایج تغییر مقاومت موضعی ستون‌ها در محدوده‌ی  $0.8$  تا  $1.5$  برابر مقاومت اولیه مشاهده می‌شود. در این شکل ۲۹ خط وجود دارد که هر

جدول ۲. مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها. [۱۶ و ۱۷]

شماره	سال وقوع	نام زلزله	نام ایستگاه	نام مدل	بیشینه‌ی شتاب ( $m/s^2$ )	مقیاس بزرگ‌نمایی شتاب	فاصله تا کانون زلزله (Km)	دوره‌ی غالب (sec)
۱	۱۹۷۸	Tabas	Tabas	Tabas	۸/۹۸	۱	۵۴	۰/۲۴
۲	۲۰۱۷	Sarpolzahab	Sarpolzahab	Sarpolzahab	۶/۸۴	۱	۳۹	۰/۲۱
۳	۱۹۹۰	Manjil	Manjil	Manjil	۶/۳۵	۳	۴۱	۰/۱۶
۴	۲۰۰۳	Bam	Bam	Bam	۸	۱	۶	۰/۲۱
۵	۲۰۱۲	Varzaqan	Varzaqan	Varzaqan	۴/۲۶	۱/۲۰	۳۵	۰/۱۹
۶	۲۰۰۲	-	Qoml	Qoml	۰/۰۸	۲۰	۲۱۲	۱
۷	۱۹۹۹	Duzce-Turkey	Sakarya	Duzce	۰/۲۴	۳۱	۴۵	۰/۱۲
۸	۱۹۹۹	Duzce-Turkey	Bolu	Duzce۲	۷/۳	۱/۱	۱۲	۰/۳۲
۹	۱۹۷۹	Imperial Valley	Coachella Canal	Elcentro	۱/۱۴	۵	۴۹	۰/۴۳
۱۰	۱۹۷۹	Imperial Valley	Delta	ImpVall	۲/۳	۲/۵	۲۲	۰/۴۹
۱۱	۱۹۷۹	Imperial Valley	Bonds Comer	ImpVall۳	۵/۸	۱	۰/۴۴	۰/۴۲
۱۲	۲۰۰۱	El Mayor	Mexico	El Mayor	۲/۰۳	۲	۲۵	۰/۱۴
۱۳	۱۹۷۱	Scan Fernando	Carbon Canyon Dam	Sfern	۲/۰۳	۹/۵	۶۲	۰/۱۲
۱۴	۱۹۹۹	Hector	Hector	Hector	۲/۶	۲/۵	۱۰	۰/۲۲
۱۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	El Centro	Super	۳/۵	۲	۱۸	۰/۱۹
۱۶	۱۹۸۷	Superstition Hills	Poe Road	Super۲	۴/۷	۱/۶	۱۱	۰/۴۶
۱۷	۱۹۷۶	Gazli	Karakyr	Gazli	۵/۹	۱	۴	۰/۰۷
۱۸	۱۹۹۴	Northridge	Beverly Hills	Northr	۴/۴	۱	۹/۵	۰/۵۳
۱۹	۱۹۹۴	Northridge	Canyon Country	Northr۲	۴/۰۴	۱/۲	۱۱/۴	۰/۵۸
۲۰	۱۹۹۴	Notrhridge	LA-Sepulveda	Northr۳	۲/۴	۲/۱	۲۴	۰/۶۸
۲۱	۱۹۹۲	Landers	Yermo Fire Station	Landers	۲/۴	۲/۱	۲۴	۰/۶۸
۲۲	۱۹۹۲	Landers	Coolwater	Landers۲	۲/۸	۲/۲	۲۰	۰/۳۳
۲۳	۱۹۸۹	Loma Prieta	Capitola	Lomap	۵/۱	۱	۸/۷	۰/۲۸
۲۴	۱۹۹۹	Loma Prieta	Bran	Lomap۳	۴/۴۸	۱	۳/۸۵	۰/۲۲
۲۵	۲۰۰۲	Denali	TAPS Pump	Denali	۳/۳	۱	۰/۱۸	۰/۹۳
۲۶	۱۹۹۹	Chi-Chi	CHY۱۰۱	ChiChi	۳/۳	۲	۱۰	۰/۱۷
۲۷	۱۹۹۹	Chi-Chi	TCU۰۴۵	ChiChi۲	۴/۶	۱/۵	۲۶	۰/۴۴
۲۸	۱۹۹۹	Chi-Chi	TCU۰۶۷	ChiChi۳	۴/۹	۱	۰/۶۲	۰/۳۴
۲۹	۱۹۷۱	Scan Fernando	LA-Hollywood	Sfern۲	۲/۲	۳/۲	۲۲	۰/۲۴

که بیش‌ترین چرخش خمیری را به نسبت چرخش حد تسلیم خود داشته است، بررسی شده است. مطابق توضیحات قبلی موقعیت این عضو با توجه به بارگذاری دینامیکی متغیر است.

#### ۱.۲.۴. تغییر سختی ستون‌ها تحت تحلیل دینامیکی

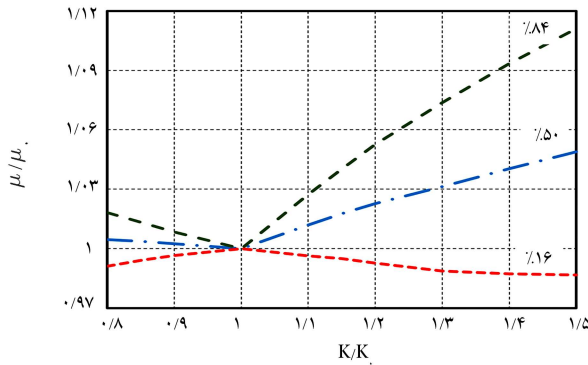
اختلاف‌هایی از قبیل رفتار مصالح، ابعاد سازه، خطاهای ساخت و... که پیش‌تر نیز ذکر شد، علاوه بر مقاومت اعضا بر سختی آنها نیز مؤثر است. به همین دلیل طی تغییر سختی موضعی ستون‌ها، مقادیر بیش‌ترین نسبت چرخش خمیری اعضا استخراج شده است. نتایج حاصل از این تغییرات در شکل ۸ - الف مشاهده می‌شود. در این شکل  $K_0$  و  $K$  به ترتیب برابر با سختی عضو پیش از تغییر و پس از تغییر است. توضیحات بیش‌تر درباره‌ی این نمودار در قسمت قبلی ارائه شده است.

می‌توان در شکل ۸ - الف مشاهده کرد که با بیش‌ترین افزایش سختی تقاضای

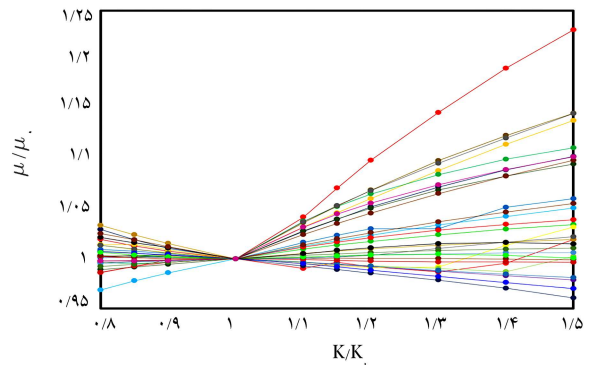
شامل سه خط میانگین مقادیر، میانگین به علاوه انحراف معیار و میانگین منهای انحراف معیار است. در این نمودار  $50^\circ$  درصد مقادیر از خط میانی،  $84^\circ$  درصد از خط بالایی و  $16^\circ$  درصد از خط پایینی پیروی می‌کنند. مطابق این شکل نرخ تغییرات نسبت چرخش خمیری در حالت افزایش و کاهش مقاومت تقریباً برابر است. همچنین به طور میانگین با افزایش مقاومت بیشینه شش درصد نسبت چرخش خمیری کاهش و در کرانه‌ی بالایی این نسبت چهار درصد افزایش یافته است. در نتیجه به طور میانگین با افزایش مقاومت طرح مورد نظر دچار فرورویختگی جزئی یا کلی نمی‌شود و ایمنی لازم را دارد. بنابراین، نیازی به مقایسه‌ی نتایج این تحلیل با تحلیل ایستا غیرخطی نیست.

#### ۲.۴. نمودارهای تغییر موضعی سختی ستون‌ها

در این قسمت تغییرات موضعی سختی در ابتدا یا انتهای یکی از اعضای ستون‌ها

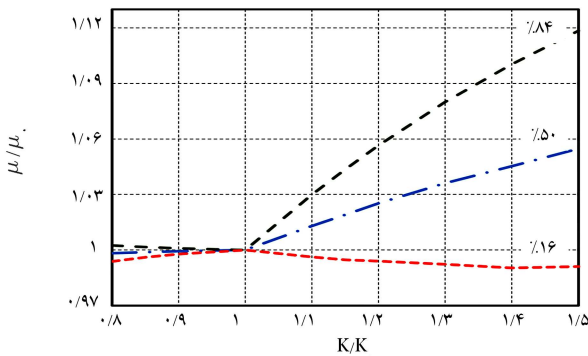


ب) نمودار توزیع نرمال تغییرات.

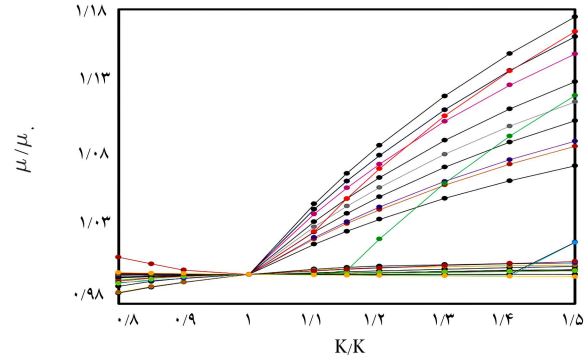


الف) تغییرات تحت همه زلزله ها؛

شکل ۸. نمودار تغییرات نسبت چرخش خمیری بر حسب تغییرات سختی ستون‌ها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی.

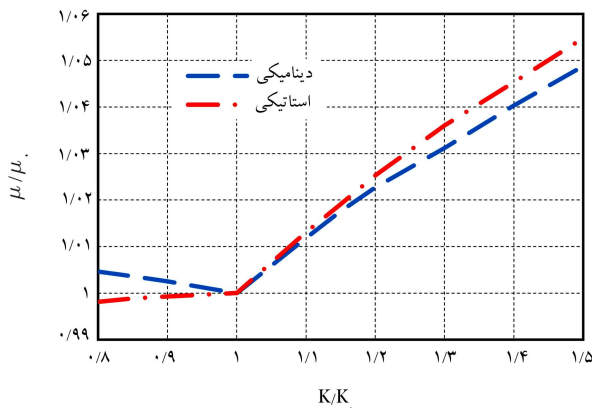


ب) نمودار توزیع نرمال تغییرات.



الف) تغییرات تحت همه حالات؛

شکل ۹. نمودار تغییرات نسبت چرخش خمیری بر حسب تغییرات سختی ستون‌ها تحت تحلیل ایستا غیرخطی.



شکل ۱۰. نمودار مقدار میانگین تغییرات چرخش خمیری اعضا تحت دو تحلیل دینامیکی و ایستا غیرخطی با تغییر سختی ستون‌ها.

بیشترین تغییر مکان بام به عنوان تغییر مکان هدف در نظر گرفته شده و تحلیل ایستا غیرخطی به ازای آن انجام شده است. شکل ۹ - ب نیز توزیع نرمال آن را نشان می‌دهد.

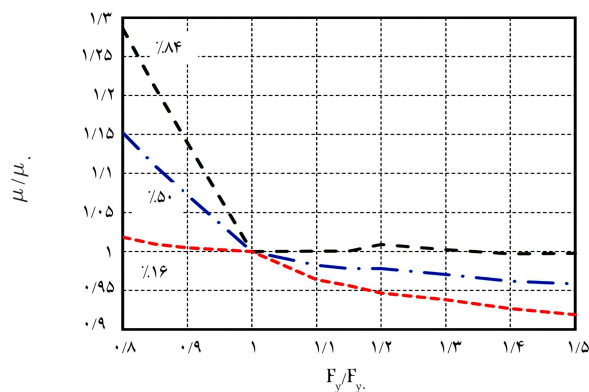
مطابق شکل ۹- الف با افزایش سختی بیشینه ۱۷ درصد تقاضای شکل پذیری افزایش یافته است. همچنین در شکل ۹ - ب به طور کلی با افزایش سختی تقاضای شکل پذیری افزایش یافته است که به طور میانگین برابر ۵ درصد است. به منظور انجام مقایسه بین این دو تحلیل در شکل ۱۰ میانگین مقادیر بیشترین چرخش خمیری هر دو تحلیل آورده شده است.

شکل پذیری چرخشی بیشینه ۲۳ درصد و با کاهش سختی این مقدار تا چهار درصد افزایش یافته است. شکل کلی نمودار نیز نشان می‌دهد که با افزایش سختی موضعی ستون‌ها، بیشترین نسبت چرخش خمیری اعضا افزایش یافته است و برعکس. به نظر می‌رسد با افزایش موضعی سختی یکی از ستون‌ها در سازه توزیع نیرو تغییر کرده است و به دلیل جذب نیروی بیشتر، در اکثر موارد، تقاضای شکل پذیری چرخشی افزایش یافته است.

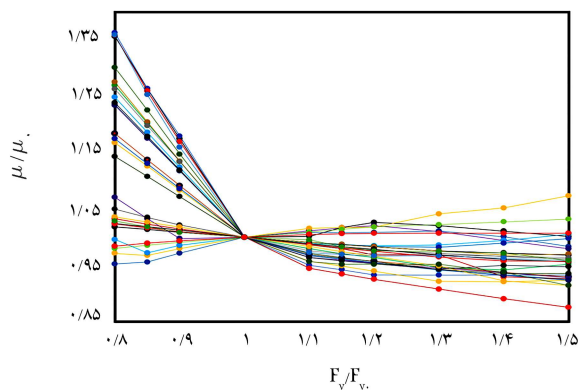
در شکل ۸ - ب مشابه نمودارهای تغییر مقاومت ستون‌ها، توزیع نرمال نمودار تغییرات سختی رسم شده است. مطابق این نمودار نرخ تغییرات در هنگام افزایش سختی بیش‌تر از کاهش آن است. در این حالت به طور میانگین با افزایش سختی تقریباً پنج درصد تقاضای شکل پذیری افزایش یافته است.

#### ۲.۲.۴. تغییر سختی ستون‌ها تحت تحلیل ایستا

چنانچه در بخش قبلی مشاهده شد، با افزایش سختی ستون‌ها، نیاز شکل‌پذیری به طور کلی افزایش پیدا کرده است. این موضوع ممکن است موجب ایجاد شکست در سازه و در نتیجه فروریختگی کلی یا موضعی شود. نکته‌ی قابل بررسی این است که در تحلیل‌های ایستا - که بر پایه‌ی قضایای خمیری، ایمنی سازه تضمین می‌شود - نیز افزایش نیاز شکل‌پذیری وجود دارد. سؤال این است که آیا افزایش نیاز شکل‌پذیری در بارهای پویا در همان حدود تحلیل ایستا است یا بیشتر. برای بررسی این موضوع، بار دیگر سازه‌های تغییر یافته تحت بارهای ایستا تحلیل می‌شوند. در شکل ۹ - الف نتایج به دست آمده از این تحلیل آورده شده است. همان طور که پیش‌تر نیز ذکر شد برای هر خط از این نمودار

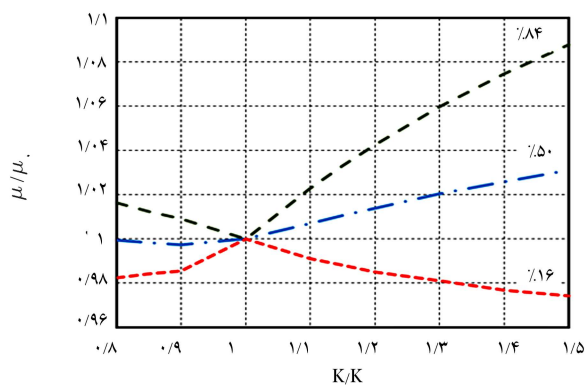


ب) نمودار توزیع نرمال تغییرات.

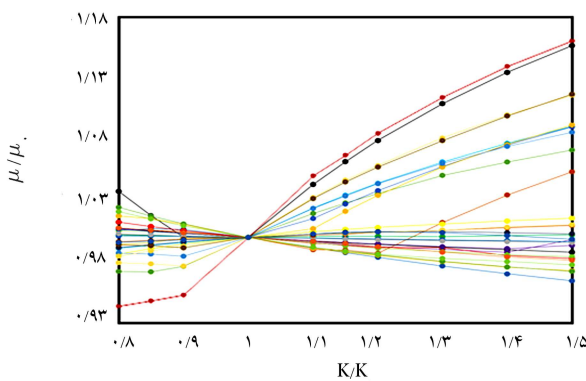


الف) تغییرات تحت همه زلزله ها؛

شکل ۱۱. نمودار تغییرات نسبت چرخش خمیری بر حسب تغییرات مقاومت تیرها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی.



ب) نمودار توزیع نرمال تغییرات.



الف) تغییرات تحت همه زلزله ها؛

شکل ۱۲. نمودار تغییرات نسبت چرخش خمیری بر حسب تغییرات سختی تیرها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی.

گفت به طور میانگین با افزایش مقاومت تقاضای شکل پذیری کاهش می یابد و در این شرایط سازه دچار فروریختگی کلی یا جزئی نمی شود و ایمنی لازم را دارد.

همان طور که مشاهده می شود با افزایش سختی میانگین مقادیر تقاضای شکل پذیری ناشی از تحلیل ایستا بیش تر از تحلیل پویا غیرخطی است. در نتیجه می توان گفت با افزایش سختی سازه، رعایت محدودیت های آیین نامه منجر به ایمنی سازه می شود. این موضوع با کاهش سختی برقرار نیست.

## ۲.۵. نمودارهای تغییر موضعی سختی تیرها

در این بخش مشابه قبل با تغییر سختی موضعی در یکی از تیرها تغییرات نیاز شکل پذیری سازه بررسی شده است و نتایج آن با تحلیل ایستا غیرخطی مقایسه می شود.

### ۱.۲.۵. تغییر سختی تیرها تحت تحلیل دینامیکی

در این قسمت تغییر سختی تیرها در محدوده ی مورد نظر انجام و نتایج آن در شکل ۱۲ - الف و همچنین توزیع نرمال آن در شکل ۱۲ - ب آورده شده است. مطابق شکل ۱۲ - الف تقاضای شکل پذیری بیشینه ۱۶ درصد افزایش یافته است و مطابق شکل ۱۲ - ب به طور میانگین این نسبت تقریباً ۳ درصد افزایش یافته است.

### ۲.۲.۵. تغییر سختی تیرها تحت تحلیل ایستا

از آنجایی که با افزایش سختی تیرها تقاضای شکل پذیری افزایش یافته است، لازم است به منظور بررسی ایمنی سازه نتایج ناشی از تحلیل پویا با تحلیل ایستا غیرخطی مقایسه شود.

مطابق شکل ۱۳ - الف تقاضای شکل پذیری بیشینه ۱۶ درصد و مطابق شکل

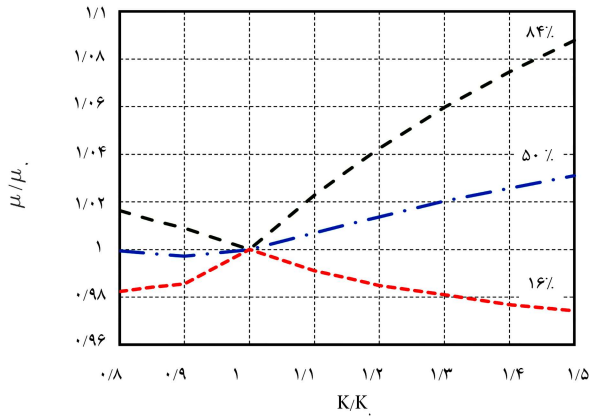
## ۵. نمودارهای تغییر موضعی مشخصات تیرها

در این قسمت نتایج بیشترین چرخش خمیری اعضا در کل سازه با تغییر مقاومت و سختی یکی از تیرها آورده شده است. همچنین در صورت نیاز نتایج ناشی از تحلیل دینامیکی با تحلیل ایستا مقایسه می شود.

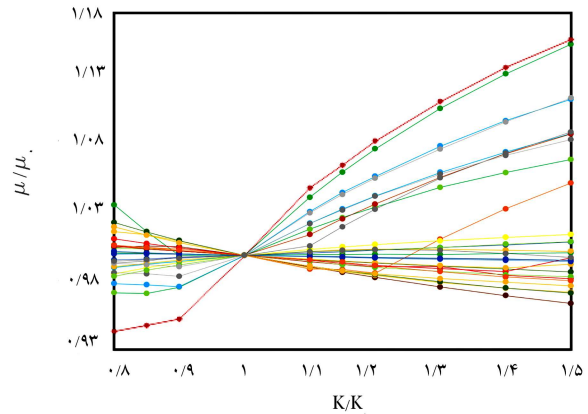
### ۱.۵. نمودارهای تغییر موضعی مقاومت تیرها

تغییرات جزئی مقاومت در یکی از مفاصل تیرها که بیشترین چرخش خمیری را به نسبت چرخش تسلیم خود داشته است، بررسی شده است. نمودارهای تغییرات بیشترین نسبت چرخش خمیری به دست آمده مطابق شکل ۱۱ - الف است. در شکل ۱۱ - ب نیز نتایج به صورت توزیع نرمال آورده شده است. مطابق این شکل تحت بیشترین زلزله ها با افزایش مقاومت عضو به تدریج نسبت نیاز شکل پذیری کاهش یافته است و برعکس. مطابق شکل ۱۱ - ب نیز می توان





ب) نمودار توزیع نرمال تغییرات.



الف) تغییرات تحت همه زلزله ها؛

شکل ۱۳. نمودار تغییرات نسبت چرخش خمیری بر حسب تغییرات سختی تیرها تحت تحلیل ایستا غیرخطی.

می‌شود که با افزایش موضعی مقاومت بحرانی‌ترین عضو در ستون‌ها و تیرها، به طور کلی نیاز شکل‌پذیری اعضا کاهش یافته است. در بعضی موارد با بیش‌ترین افزایش مقاومت ستون‌ها و تیرها به ترتیب بیشینه ۸/۱ درصد و ۷/۳ درصد نیاز شکل‌پذیری اعضا افزایش یافته است. مقدار این تغییرات در مقایسه با ۵۰ درصد افزایش مقاومت بسیار کم است.

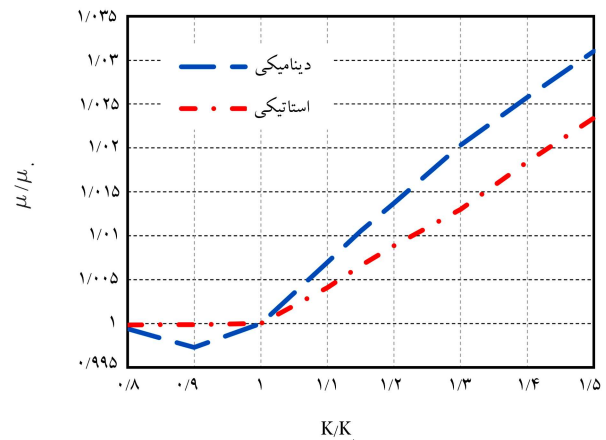
با توجه به مقایسه‌ی نتایج تحلیل‌های دینامیکی و ایستا و رعایت محدودیت‌های آیین‌نامه می‌توان گفت با افزایش موضعی مقاومت اعضا، سازه‌ی مورد نظر با ظرفیت شکل‌پذیری مشخص، طی شتاب‌نگاشت‌های اعمال شده به سازه ایمنی لازم را دارد. اما در خصوص کاهش مقاومت نمی‌توان این چنین نتیجه گرفت.

با افزایش سختی نیز به طور کلی تقاضای شکل‌پذیری افزایش یافته است. این میزان برای تغییرات ستون‌ها و تیرها به ترتیب تحت تحلیل پویا غیرخطی بیشینه ۲۳ و ۱۶ درصد و تحت تحلیل ایستا غیرخطی بیشینه برابر ۱۷ و ۲۲ درصد بوده است. با افزایش جزئی سختی ستون‌ها، میانگین نیاز شکل‌پذیری در حالت پویا کم‌تر از حالت ایستا است. همچنین با افزایش جزئی سختی تیرها نتایج این دو تحلیل بسیار به هم نزدیک هستند. در نتیجه می‌توان گفت در بررسی انجام شده، با افزایش موضعی سختی سازه، نیاز شکل‌پذیری کم‌تر از ظرفیت شکل‌پذیری سازه است. این موضوع با کاهش سختی برقرار نمی‌شود.

با انجام این پژوهش می‌توان نتیجه گرفت که به صورت کلی با افزایش جزئی و موضعی مشخصات اعضای سازه، طرح مورد نظر طی تحلیل‌های دینامیکی صورت گرفته و با توجه به مقایسه‌ی نتایج ناشی از تحلیل ایستا، به صورت کلی و جزئی دچار فروریختگی نمی‌شود و مطابق آیین‌نامه‌های مرسوم ایمنی لازم را دارد.

مواردی که به عنوان پیشنهاد برای مطالعات آتی می‌توان نام برد، به شرح زیر است:

- ۱- انواع قاب‌ها با دهانه‌ها و طبقات مختلف؛
- ۲- استفاده از شتاب‌نگاشت‌های بیش‌تر به منظور حصول نتیجه‌ی مطمئن‌تر؛
- ۳- بررسی تغییرات مشخصات به صورت طبقه‌بندی به منظور بررسی اثرات طبقه ضعیف و نرم در سازه‌ها یا تغییر مشخصات کل سازه؛
- ۴- بررسی اندرکنش تغییرات مقاومت و سختی اعضا؛
- ۵- استفاده از ترکیب‌های احتمالاتی برای تعیین محدوده‌ی تغییرات مشخصات.



شکل ۱۴. نمودار مقدار میانگین تغییرات چرخش خمیری اعضا تحت دو تحلیل دینامیکی و ایستا غیرخطی با تغییر سختی تیرها.

۱۳- ب به طور میانگین این مقدار بیشینه سه درصد افزایش یافته است. نمودارهای انحراف معیار هر دو تحلیل نیز در شکل ۱۴ آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش سختی میانگین مقادیر تقاضای شکل‌پذیری ناشی از تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بسیار به هم نزدیک‌اند. در نتیجه می‌توان گفت با افزایش سختی سازه در محدوده‌ی مجاز فرضی آیین‌نامه قرار دارد.

## ۶. نتیجه‌گیری

در این مقاله، قاب خمشی دوبعدی فولادی مورد مطالعه در مجموع طی ۱۷۴۰ تحلیل ایستا و دینامیکی قرار گرفته است. محدوده‌ی تغییرات از ۰/۸ تا ۱/۵ برابر مقاومت و سختی یکی از تیرها یا ستون‌ها در کل سازه بوده است. به دلیل این‌که مکانیزم در سازه رخ نداده است و همچنین تغییرمکان‌های بام به میزان زیادی تغییرات نداشته‌اند، تغییرات نسبت چرخش خمیری اعضا به عنوان شاخصی برای بررسی سازه در نظر گرفته شده است.

با بررسی مجموع نتایج ناشی از تغییرات تیرها و ستون‌ها این نتیجه حاصل

## پانوشتها

1. Kazinczy
2. Melan
3. Newmark
4. Hall
5. Mosleh
6. Northridge
7. Stillmaker
8. Song
9. frame
10. fiber

## (References) منابع

1. Kazinczy, G. "Tests with fixed-ended beams", *Beton-szemle*, **2**, pp.101-104 (1914).
2. Baker, J. and Heyman, J. "Plastic design of frames I fundamentals", *CUP Archive*, **1**, pp.140 (1980).
3. Melan, E. "Zur plastizität des räumlichen kontinuums" *Ingenieur-Archiv*, **92** pp. 116-126, **9(2)**, pp.116-126 (1938).
4. Newmark, N.M. "A method of computation for structural dynamics", *American Society of Civil Engineers* (1959).
5. Samimifar, M., Oskouei, A.V. and Rofoei, F.R., "Deflection amplification factor for estimating seismic lateral deformations of RC frames", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **142**, pp. 373-384 (2015).
6. Mosleh, A., Rodrigues, H., Varum, H. and et al. "Seismic behavior of RC building structures designed according to current codes", *Journal of Engineering Structures*, **7**, pp. 1-13 (2016).
7. Azhdarifar, M. and Meshkat-Dini, A. "Study on the seismic response parameters of modular tube steel mid-rise buildings under effects of near field ground motions", *In: SID*, (in Persian) (2015).
8. Eshghi, S. and Maki abadi, M., "Developing theoretical fragility curves for conventional mid-rise concrete buildings in Iran", *University of Science & Culture, tehran*, (in Persian) (2013).
9. Sivandi-Pour, A., Gerami, M. and Taghdisi, M., "Assessment of the effect of column base connection rotational stiffness on seismic behavior of the steel moment frames", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **35.22.1**, pp. 83-92, (in Persian) (2019).
10. Khazei, J., Amiri, A. and Khalilpour, M., "Influence of foundation dimensions on seismic performance of intermediate structures with respect to the effects of soil-foundation-structure dynamic interaction and comparison with cone model", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **34.24.1**, pp. 13-25, (in Persian) (2019).
11. Stillmaker, K., Kanvinde, A. and Galasso, C., "Fracture mechanics-based design of column splices with partial joint penetration weld", *Journal of Structural Engineering*, **142(2)**, pp.04015115-1-14 (2016).
12. Stillmaker, K. Lao, X. Galasso, C. and et al. "Column splice fracture effects on the seismic performance of steel moment frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **137**, pp. 93-101 (2017).
13. Stillmaker, K., Magdaleno, A., Nazari, M. and et al. "Assessment of column splice fracture influence on seismic performance of steel moment frames", *Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, pp. 25-29 (2018).
14. Song, B., Galasso, C. and Kanvinde, A., "Advancing fracture fragility assessment of preNorthridge welded column splices", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **492**, pp. 132-154 (2019).
15. "Instruction for seismic rehabilitation of existing buildings (No. 360)", *In, Management and Planning Organization Office of Deputy for Technical Affairs*, tehran, (in Persian) (2005).
16. PEER, NGA. "Strong motion database", See <http://ngawest2.berkeley.edu>, (2013).
17. Iran Strong Motion Network, See <https://ismn.bhrc.ac.ir>, (2020).
18. Dehghani, E. and Aryani, Z. *The Effect of Minor Variations in Strength & Stiffness on Seismic Responses of Steel 2D Moment Frame with Nonlinear Time History Analysis*, University of Qom, Qom, pp.60-104 (in Persian) (2020).