

## Probabilistic Siesmic Performance assessment of tall biuldings having special RC moment frames equipped with buckling restrained braces (BRB)

Zarif moghadam basefat Ali<sup>1</sup>, Pahlavan Hosein<sup>2\*</sup>, Shamekhi Amiri Mohamad<sup>2</sup>, Namiranian Pezhman<sup>3</sup>

1- Master Student of Structural Engineering, Shahrud University of Technology, shahrood, iran

2- Assistant Professor of Structural Engineering, Shahrud University of Technology, shahrood, iran.

3- Ph.D of Earthquake Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran

### ABSTRACT

Concrete shear walls has improved stiffness and ductility of moment frame systems in tall buildings, but high weight acheaved system can produce foundation engineering problems in loos coastal soils; An appropriate choise is substituting this shear walls with buckling restrained braces (BRB), have less weight and provide appropriate ductility and stiffness. In seismic design of structures 3 models of 15, 25 and 35 floors in two systems Special reinforced concrete momment frame and special reinforced concrete momment frame equipped with buckling restrained brace ,also has lighter sections, desinged In accordance with the norms of Iranian design codes. After the sections are finalized in etabs 2016, 3d models has been dane in opensees And by choosing a number of appropriate accelerometers compatibled with the region incremental Nonlinear Dynamic Analysis done. Most of the floors drift Was considered As a demand parameter. By selecting the HAZUS relative displacement capacity Quadruple seismic performance damage levels (slight, moderate, extensive and complete) fragility curves produced. In higher rise models Fragility is more evident and median fragility difference increases from 0 in slighe damage level up to 0.13g in complete damage level in 3 type of building models that shows better Seismic performance in special brb moment systems than ordinary special moment frame systems.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 19 August 2019

**Revise Date:** 26 February 2020

**Accept Date:** 19 March 2020

### Keywords:

Probabilistic siesmic  
assessment

Special RC moment frame

Buckling restrained braces

Fragility curves

Incremental dynamic analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.198620.1929>

\*Corresponding author: Pahlavan Hossein

Email address: Pahlavan@Shahroodut.ac.ir

## ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلند با سیستم قاب خمشی ویژه مجهز

### به مهاربندهای کمانش ناپذیر توسط منحنی‌های شکنندگی

علی ظریف مقدم باصفت<sup>۱</sup>، حسین پهلوان<sup>۲\*</sup>، محمد شامخی امیری<sup>۳</sup> پژمان نمیرانیان<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی مقطع کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۲- استادیار گروه سازه و زلزله دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۳- دکتری زلزله، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

### چکیده

دیوارهای برشی بتن آرمه سختی و شکل‌پذیری لازم سیستم قاب خمشی را در ساختمان‌های بلندمرتبه بهبود بخشیده، لیکن مشکل وزن زیاد سیستم حاصل شده می‌تواند در زمین‌های سست ساحلی مشکلات مهندسی پی ایجاد کند؛ یک گزینه مناسب، جایگزینی این دیوارهای برشی با مهاربندهای کمانش ناپذیر که وزن کمتر داشته و سختی و شکل‌پذیری مناسب را برای سازه فراهم می‌کنند، می‌باشد. مدل ۳، ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه در دو سیستم قاب خمشی بتن آرمه ویژه و قاب خمشی بتن آرمه ویژه مجهز به مهاربند کمانش تاب که دارای مقاطع سبک‌تر نیز می‌باشد مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی ایران طراحی شد و پس از نهایی شدن مقاطع در نرم‌افزار ۲۰۱۶ *Etabs* سازه در نرم‌افزار *OpenSees* به صورت سه بعدی مدل‌سازی گردید و با انتخاب تعدادی شتاب‌نگاشت مناسب و سازگار با شرایط منطقه تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده *IDA* انجام گرفت؛ بیشترین دریافت طبقات به عنوان پارامتر تقاضا در نظر گرفته شد و با انتخاب ظرفیت تغییر مکان نسبی سطوح عملکرد لرزه‌ای چهارگانه آسیب جزئی، متوسط، گسترده و کامل از آیین‌نامه *Hazus* آمریکا، با استفاده از روابط قابلیت اعتماد سازه‌ها منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای این ۶ مدل، برای چهار سطح آسیب متفاوت محاسبه گردید. در مدل‌های با تعداد طبقات بیشتر شکنندگی بیشتر مشهود است و اختلاف میانه شکنندگی از صفر در سطح آسیب جزئی در ۳ مدل به اختلاف ۰/۱۳g در سطح فروپاشی کامل در هر سه دسته ارتفاعی می‌رسد که عملکرد لرزه‌ای بهتر سیستم مجهز به مهاربند کمانش تاب را در برابر سیستم قاب خمشی بتن آرمه ویژه نشان می‌دهد.

کلمات کلیدی: ارزیابی احتمالاتی لرزه‌ای، قاب خمشی بتن مسلح ویژه، مهاربند کمانش تاب، منحنی‌های شکنندگی، تحلیل دینامیکی فزاینده (*IDA*)

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.198620.1929	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.198620.1929	۱۴۰۰/۰۳/۳۰	۱۳۹۸/۱۲/۲۹	۱۳۹۸/۱۲/۲۹	۱۳۹۸/۱۲/۰۷	۱۳۹۸/۰۵/۲۸
حسین پهلوان Pahlavan@Shahroodut.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

ساختمان های بلند مرتبه زیادی بر روی زمین های سست در حال احداث هستند و وزن زیاد دیوارهای برشی مشکل ساز می گردد. برای جایگزینی دیوار های برشی با مهاربندهای BRB چالش هایی مانند تغییر ضریب رفتار و تغییر در شکنندگی سیستم حاصل شده در سطوح عملکرد مختلف ایجاد می گردد. علاوه بر محاسبه ضریب رفتار، در سطوح مختلف عملکردی (جزئی، متوسط، زیاد، فروپاشی کامل) مقادیر میانه شکنندگی در دو سیستم دارای BRB و بدون BRB مقایسه گردیده اند که مقایسه کمی این پارامتر تاثیر اضافه کردن BRB در سازه قاب خمشی بتن مسلح ویژه نشان داده است که در آینده جهت ارزیابی خسارت سازه ها می تواند راهگشا باشد.

مهاربندهای کمانش ناپذیر که سختی و قابلیت استهلاک انرژی بالائی دارند ابتدا توسط محققین ژاپنی در دهه ۱۹۷۰ مورد بررسی قرار گرفتند. به تدریج تحقیقات وسیع تری روی این نوع مهاربند انجام شد و استفاده از این سیستم پس از زلزله کوبه ژاپن (۱۹۹۵) به سرعت افزایش یافت. بدین ترتیب ساختمان های ساخته شده با مهاربندهای کمانش ناپذیر تا سال ۲۰۰۴ در حدود ۲۵۰ ساختمان در ژاپن و ۲۵ ساختمان در آمریکا بود.

یکی از مهم ترین دغدغه های مهندسین عمران ایجاد سازه هایی مقاوم در برابر زلزله و دیگر تحریکات جانبی می باشد تا ساختمان در زمان اعمال تحریک بتواند سختی جانبی کافی، قابلیت استهلاک انرژی مناسب و تحمل تغییر شکل های اعمالی را داشته باشد. ایجاد مهاربند در قاب های ساختمانی از روش های بهبود این قبیل خصیصه ها در سازه می باشد که همیشه مدنظر مهندسین بوده است، اما به کاربردن این روش در سازه های بتنی به دلیل تفاوت ماهیت سیستم لرزه بر و قاب ساختمانی از نظر جنس مواد از موضوعات نگران کننده می باشد.

سازه های بتنی با رویکردهای مختلف از جمله افزایش عمر سازه، تغییر کاربری و مقاوم سازی در برابر بلایای طبیعی به کمک مهاربند بهسازی می شوند. تحقیقات جینگ گنگ و همکارانش در سال ۲۰۱۷ نشان داد در مقایسه انواع سیستم مهاربندی در سازه های بتنی مهاربندهای کمانش تاب بسیار مؤثر بوده اند.

مهاربندهای کمانش تاب در قاب های ساختمانی بتن آرمه نیز مورد توجه قرار گرفته اند، چراکه امکان افزایش جذب انرژی و کاهش تقاضای لرزه ای تحت تحریک لرزه ای را در قاب های خمشی به دنبال دارند و به منظور مقاوم سازی قاب بتنی در تیرها و ستون های اطراف دهانه مهار می شوند.

اولین بار واکابا باشی به همراه همکارانش ایده ی استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر را مطرح کرد. او مهاربندهایی از صفحات تخت فلزی ساخت و بین جفت پنل های پیش ساخته بتن مسلح قرارداد. در تراز تغییر شکل های بالا، مقاومت مهاربند در فشار بالاتر از کشش به دست آمد. وی در ادامه تحقیقات خود، ایده هسته فلزی مدفون در مقطع فلزی پر شده با بتن را توسعه داد [۱].

آقای یوریز و همکارانش از دانشگاه برکلی کالیفرنیا آزمایش هایی با اندازه های واقعی بر روی دستگاه های مهاربندی همگرای ویژه (SCBF) انجام دادند و ضعف در فشار را در رفتار کمانشی مشاهده نمودند. این نقطه ضعف بر سازه های با مهاربندی همگرا ایده اصلی استفاده از دستگاه های مقید شده در برابر کمانش (BRBF) را مطرح کرد [۲].

در سال ۲۰۰۶ کریشنان چند مطالعه موردی برای قاب های خمشی ۱۹ طبقه در حوزه نزدیک، مطابق آیین نامه زلزله UBC 97 انجام داد. وی مشاهده کرد که زلزله های به بزرگی ۶/۷ تا ۷/۳ ریشتر تقاضای جابجایی نسبی در حدود ۰/۰۵ و همچنین تقاضای دوران پلاستیک حدود ۴ تا ۵ درصد رادیان در اتصال تیر به ستون برای قاب های ۱۳ طبقه تحت زلزله ی حوزه نزدیک محتمل است؛ بنابراین نیاز بود تا به طریقی تغییر مکان سازه محدود شود. یکی از بهترین روش ها برای این منظور کنترل غیرفعال سازه در برابر زلزله می باشد [۳].

کرچون لین و همکاران در بررسی‌های خود اعتمادپذیری سیستم‌های EBF (قاب با مهاربند برون محور) و BRBF (قاب با مهاربند کمانش ناپذیر) را در فشار، با اعتمادپذیری سیستم‌های MRF (قاب خمشی) مقایسه کردند. در حقیقت یک سری از تحلیل‌های سه‌بعدی تاریخچه زمانی غیرخطی را برای ۵ ساختمان به‌عنوان نمونه انجام دادند. اثر قاب‌های مهاربندی‌شده را در ساختمان‌های ۵ و ۲۲ طبقه بررسی کردند. با استفاده از تعریف حالات حدی و حد جابجایی نسبی طبقات پیشنهادی توسط FEMA-35، احتمال شکست یا احتمال حالت حدی را محاسبه کردند. نتایج نشان دادند که اثر قاب‌های مهاربندی می‌تواند با افزایش حرکات زمین به میزان قابل توجهی تغییر کند. قاب‌های مهاربندی اضافه‌شده به کاهش جابجایی نسبی طبقات و کاهش احتمال شکست در برابر حرکات معمولی زمین کمک می‌کنند. از طرف دیگر، حرکات زمین در حوزه نزدیک انرژی ورودی در سیستم‌های سازه‌ای را در زمان بسیار کوتاه موجب می‌شوند. این خصوصیات باعث می‌شود تا تمرکز خسارت فقط در رابطه با EBF یا اعضای BRBF رخ ندهد و تقاضای جابجایی نسبی طبقات در سیستم‌های EBF و BRBF افزایش نیابد؛ در نتیجه، قاب‌های مهاربندی اضافه‌شده می‌توانند به مقاومت در برابر زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک، تا حدی کمک کنند [۴].

در سال ۲۰۱۲ از بهسازی و مقاوم‌سازی سازه بتن آرمه با شکل‌پذیری کم به‌وسیله مهاربندهای کمانش ناپذیر به‌عنوان روشی نوین نام‌برده و ارزیابی چرخه عمر سازه بر اساس هزینه نگهداری انجام گرفت و نتایج موردقبول واقع گردید [۵].

سال ۲۰۱۴ در تایلند به دنبال روشی برای بهسازی سازه‌های بتن آرمه بدون شکل‌پذیری به کمک روش‌های انرژی بودند، در آزمایشگاه نمونه‌ای با اندازه‌های واقعی ساخته و به کمک مهاربندهای کمانش ناپذیر تقویت گردید که روشی مؤثر در پاسخ کلی سازه بود [۶].

در سال ۲۰۱۵ مطالعه‌ای بر روی انواع مختلف مهاربند کمانش ناپذیر که امکان استفاده در قاب بتن آرمه آسیب‌دیده را دارند انجام شد و اثر میان قاب‌ها را نیز به‌نوعی در نظر گرفتند و پس از انجام آزمایش‌ها در مقیاس واقعی آن را با نتایج مدنظر مقایسه کردند که دقت قابل قبولی داشت [۷]. در سال ۲۰۱۶ نیز در دانشگاه تایوان بر روی نحوه انتقال نیرو از مهاربند کمانش تاب به عضو بتنی که مهاربند در آن فرو می‌رود تحقیقاتی انجام گرفت که نشان داد این انتقال نیرو می‌تواند از طریق یک بلوک فشاری که پس از فرورفتن مهاربند در قاب بتن آرمه در پای مهاربند اجرا شده انجام گردد و به‌نوعی انتقال نیرو تسهیل گردد [۸].

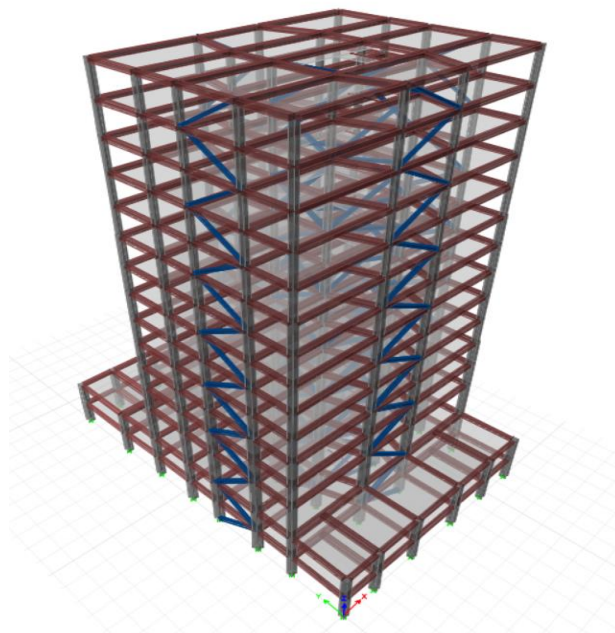
در سال ۲۰۱۷ بر روی بهسازی سازه‌های بتنی با کاربری آموزشی در کشور پرتغال مطالعه‌ای انجام شد که این سازه بتن مسلح به کمک مهاربندهای کمانش تاب ابتدا به کمک فرمول‌بندی کسای و همکارانش که در سال ۱۹۹۸ ارائه گردید مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج این بررسی افزایش چشمگیر مقاومت؛ تغییر شکل و ظرفیت جذب انرژی را در این قاب بتنی نشان داد که تغییر منحنی ظرفیت و چند برابر شدن سطح زیر آن خود حاکی از این موضوع است [۹].

## ۲- معرفی مدل‌های مورد استفاده در این پژوهش

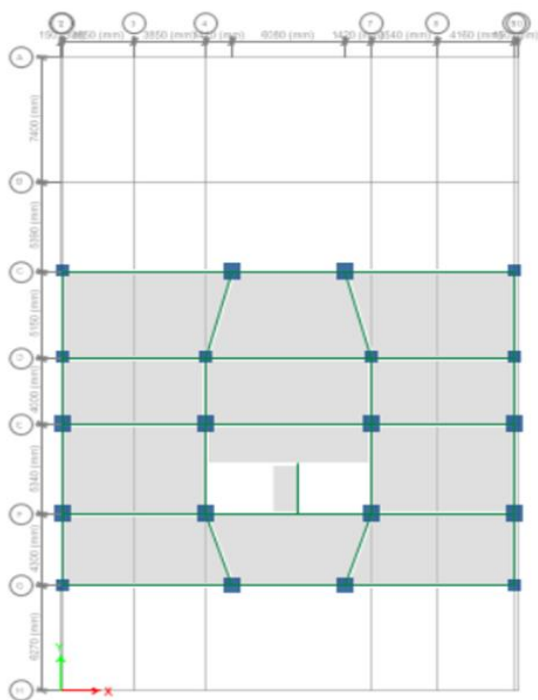
در بخش مدل‌سازی هدف این است که پلان‌های ساختمان‌های منظم جهت تحقیق انتخاب کردند و عدم قطعیت نامنظمی هندسی لحاظ نگردد. بنابراین به‌عنوان تحقیق موردی مدل‌های پایه از پلان برج‌های ۳۵ طبقه در حال احداث مهستان امپریال بابل‌سر انتخاب شده‌اند و در تعداد طبقات مختلف بررسی گردید. مدل‌های سه‌بعدی استفاده‌شده در این پژوهش، دارای تعداد طبقات ۱۵، ۲۵ و ۳۵ با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و دوگانه قاب خمشی بتن مسلح ویژه با مهاربند کمانش ناپذیر هست. ساختمان‌ها بر اساس آیین‌نامه‌های مرتبط در ایران طراحی شده است. مشخصات مدل استفاده‌شده به شرح زیر هست:

- سازه در منطقه‌ای با خطر نسبی زیاد طراحی شده است.
- خاک محل احداث از تیپ III فرض شده است.
- تنش تسلیم فولاد استفاده‌شده در تیر و ستون، برابر با ۲۴۰ Mpa است.

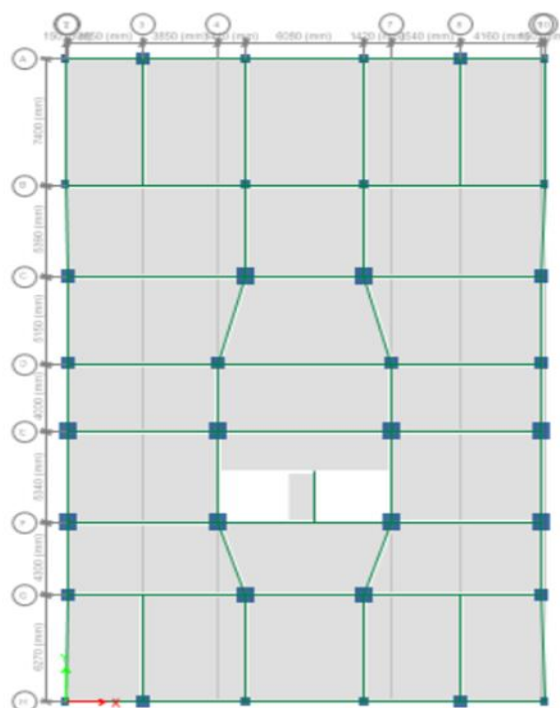
• تنش نهایی فولاد استفاده شده در تیر و ستون، برابر با  $370 \text{ Mpa}$  است.



شکل ۱: مدل سه بعدی سازه ۱۵ طبقه مدل سازی شده در نرم افزار Etabs2016



(ب)



(الف)

شکل ۲: الف: پلان تیپ طبقات اول و دوم سازه های مدل شده در نرم افزار Etabs2016

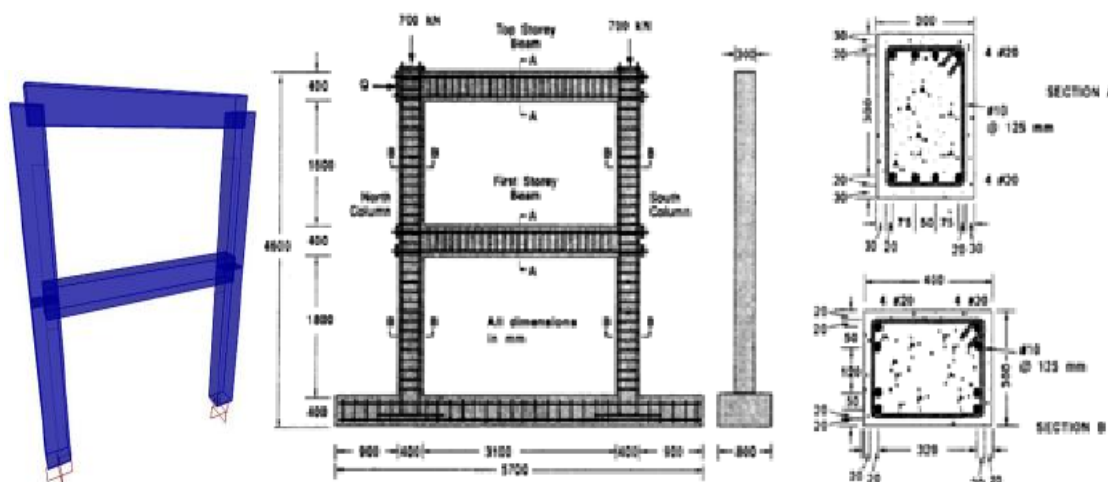
ب: پلان تیپ طبقات سوم تا آخر سازه های مدل شده در نرم افزار Etabs2016

### ۳- صحت سنجی مدل نرم افزار OpenSees با نتایج آزمایشگاهی

نخستین گام در مدل سازی هر نرم افزار اعتبارسنجی نتایج نرم افزار با رفتار واقعی سازه هست. در این پژوهش صحت سنجی برای مصالح فولادی و بتنی صورت گرفته است.

صحت سنجی مصالح بتنی به شرح زیر می باشد:

در شکل ۳ مدل آزمایشگاهی و مدل نرم افزاری یک قاب یک دهانه دوطبقه قاب خمشی بتنی که تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی قرار گرفته، نشان داده شده است. مدل آزمایشگاهی استفاده شده دارای یک دهانه که طول آکس به آکس ستون ها ۳۵۰۰ میلی متر و دوطبقه با ارتفاع ۲۰۰۰ میلی متر برای هر طبقه هست و ارتفاع کل نمونه از زیر پی تا طبقه دوم برابر با ۴۶۰۰ میلی متر بوده است و مقاطع استفاده شده برای تمام المان ها با عرض ۳۰۰ و عمق ۴۰۰ میلی متر بوده است، در تمامی مقاطع تیر و ستون ها از دولایه آرماتور به تعداد چهار میلگرد با نمره ۲۰ برای میلگردهای طولی و از میلگردهای نمره ۱۰ به فاصله ۱۲۵ میلی متر به عنوان میلگردهای برشی و خاموت استفاده شده است. بتن مورد استفاده در این مدل آزمایشگاهی دارای مقاومت فشاری 30MPa و میلگردهای دارای تنش تسلیم 418 MPa و تنش نهایی 596 MPa و مدول الاستیسیته بتن برابر با 19250 MPa بوده است، آزمایش مقاومت فشاری بتن به نمونه استاندارد استوانه ای 150\*300 میلی متر با نرخ بارگذاری  $10^{-3} \text{ mm/sec}$  برای نمونه بتنی مسلح نشده و برای نمونه بتن آرمه از نرخ بارگذاری  $10^{-3} \text{ mm/sec}$  استفاده شده است. مدت عمل آوری بتن ۱۴ روز بوده است این مدل آزمایشگاهی تحت بار ثقلی 700 kN در هر ستون و تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی که در طبقه دوم مقدار 1000 kN به صورت جانبی به مدل اعمال شده، واقع شده است [10]. سپس با رسم نمودار نیرو-جابجایی برای دو حالت آزمایشگاهی و نرم افزاری در شکل ۵ به مقایسه نتایج حاصل از نرم افزار و نتایج آزمایشگاهی پرداخته شده است.



شکل ۳: جزئیات ابعاد و فولاد گذاری قاب دوطبقه به منظور صحت سنجی [10]

### مدل رفتاری مصالح

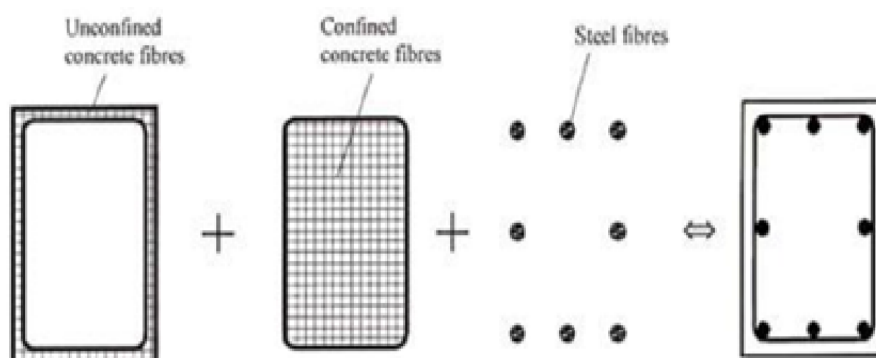
در این پژوهش از مصالح تک محوری با دستور uniaxialMaterial برای تعریف مصالح فولاد میلگردهای S400، بتن هسته مرکزی و بتن کاور شده است [11]. از مصالح فولادی با دستور Steel02 که دارای سخت شوندهگی ایزوتروپیک بوده و شرایط افت مقاومت و پارگی را نیز در نظر می گیرد استفاده شده است. از دستور Concrete02 برای ساخت مصالح بتنی تک محوری با مقاومت کششی و نرم شوندهگی خطی استفاده شده است؛ و برای نشان دادن اثر محصورشدگی بتن مرکزی به وسیله خاموت ها از رابطه ارائه شده توسط

مندر استفاده شده است. اثر محصورشدگی در روابط مندر به صورت افزایش مقاومت فشاری بتن نشان داده شده است که از رابطه (۱) به دست آمده است [۱۲].

$$F'_{cc} = KF'_{co}$$

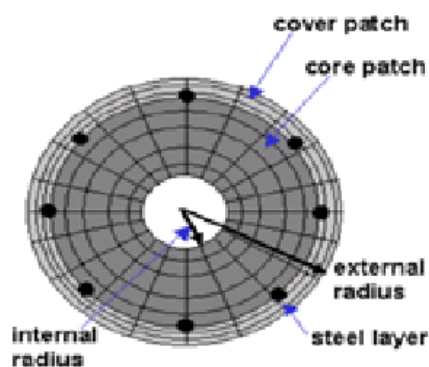
(۱)

در این رابطه  $F'_{cc}$  نشان دهنده مقاومت فشاری بتن محصور شده و  $F'_{co}$  نشان دهنده مقاومت فشاری بتن است.



شکل ۴: تجزیه مقطع مستطیلی بتن آرمه [13]

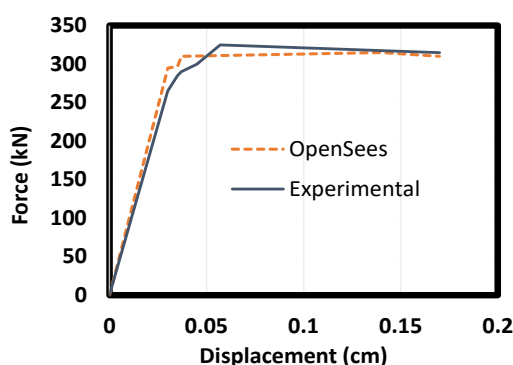
برای تعریف مقاطع تیر و ستون در OpenSees از مقاطع فایبری<sup>۱</sup> استفاده شده است. از مشخصات مقاطع الیافی می توان به این نکته اشاره نمود که به کمک این مقاطع می توان خصوصیات مختلف مصالح در هر مقطع از طول المان، به آن اعمال نمود.



شکل ۵: شکل مدل مقطع الیافی [۱۴]

با توجه به اینکه تحلیل صورت گرفته در این پژوهش به صورت غیرخطی هست، از این رو برای تعریف المان های آن از دستور element nonlinearBeamColumn استفاده گردیده است، به کمک این دستور المان ها به صورت غیرخطی مدل سازی شده است. این دستور اثرات غیر الاستیک را در سراسر المان توزیع می کند.

بعد از بررسی و انتخاب مدل رفتاری مصالح در نرم افزار OpenSees به مدل سازی نمونه آزمایشگاهی در نرم افزار OpenSees پرداخته شد و نمونه مدل سازی شده مطابق با نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری ثقلی و جانبی قرار گرفت و جابه جایی نمونه مدل سازی شده ناشی از بارگذاری جانبی استخراج گردید. سپس جابه جایی مدل آزمایشگاهی و نرم افزاری در شکل ۶ نمایش داده شد.



شکل ۶: مقایسه نتایج پش آور نمونه آزمایشگاهی و نمونه مدل سازی شده در نرم افزاری OpenSees

با توجه به اینکه جهت تخصیص رفتار غیرخطی در اجزای سازه از المان فایبر استفاده گردید و همچنین منحنی رفتاری بتن و فولاد براساس تحقیقات قبلی فرض گردیده است، بنابراین همه این فرضیات می تواند با شرایط واقعی مساله کمی تفاوت داشته باشد و این اختلاف جزئی در نمودار فوق نگران کننده نمی باشد، از این رو نتایج حاصل از شکل ۶ حاکی از آن است که نتایج نرم افزاری و آزمایشگاهی نزدیک به هم بوده و از دقت بالایی برخوردار می باشد.

#### ۴- انتخاب شتاب نگاشت های زلزله

بنابر توصیه ی آیین نامه ی FEMA P695 [۱۵] شتاب نگاشت های انتخاب شده برای تحلیل باید به گونه ای باشند که برای ارزیابی احتمال آسیب پذیری و فروریزش سازه تحت بزرگترین زلزله ی محتمل مناسب باشد؛ بنابراین شتاب نگاشت ها باید الزامات آیین نامه ی ASCE 7-10 را در مورد تحلیل تاریخچه زمانی سه جهت برآورده کرده و نیز به اندازه ی کافی قوی باشند تا حرکات بسیار قوی زمین را بتوان منظور کرد و متناظر با سطح خطر MCE باشند. همچنین شتاب نگاشت ها نباید مختص به ویژگی های دینامیکی و عملکردی سازه باشند و باید برای تحلیل انواع سازه ها مناسب باشند.

تعداد شتاب نگاشت ها نیز در دقت نتایج حاصل از تحلیل بسیار حائز اهمیت بوده و با افزایش تعداد شتاب نگاشت ها این نتایج دقیق تر خواهند شد. از طرفی زمان تحلیل باید به گونه ای بهینه و منطقی باشد. بنا به توصیه ی شوم و کورنل [۱۶] تعداد ۱۰ الی ۲۰ شتاب-نگاشت دقت قابل قبولی را برای برآورد تقاضای آسیب پذیری سازه ها به دست آمده می دهد.

از این رو آیین نامه ی FEMA P695 تعداد ۲۲ شتاب نگاشت را پیشنهاد می دهد. در این پژوهش ۱۶ مورد از شتاب نگاشت های پیشنهاد شده توسط FEMA P695 و همچنین ۴ شتاب نگاشت دیگر متناسب با نوع خاک و مکانیسم گسل های منطقه و فاصله ی ساختگاه از گسل ها انتخاب شدند تا در مجموع سازه تحت ۲۰ شتاب نگاشت مورد تحلیل قرار بگیرد. در جدول ۱ این ۲۰ شتاب نگاشت معرفی شده اند که ۴ شتاب نگاشت جایگزین شده در ردیف های ۴، ۷، ۱۰ و ۱۵ مشخص گردیده اند.



جدول ۱: شتاب‌نگاشت‌های اصلاح‌شده‌ی آیین‌نامه‌ی FEMA P695 با توجه به شرایط ساختگاه [۱۴]

شماره‌ی شتاب‌نگاشت	زلزله			PGA max (g)	NEHRP Class	نام ایستگاه
	نام شتاب‌نگاشت	سال	بزرگای			
۱	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۵۲	D	Beverly Hills - Mulhol
۲	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۴۸	D	Canyon Country – WLC
۳	Duze e (Turkey)	۱۹۹۹	۷/۱	۰/۸۲	D	Bolu
۴	Chi-Chi (Taiwan)	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۳۳۴	D	WGK
۵	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۳۵	D	Delta
۶	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۳۸	D	El Centro Array #11
۷	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۵۰۶	D	SAHOP Casa Flores
۸	Kobe (Japan)	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۲۴	D	Shin-Osaka
۹	Kocaeli (Turkey)	۱۹۹۹	۷/۵	۰/۳۶	D	Duzce
۱۰	Tabas (Iran)	۱۹۷۸	۷/۴	۰/۱۰۸	D	71 Ferdows
۱۱	Landers	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۲۴	D	Yermo Fire Station
۱۲	Landers	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۴۲	D	Coolwater
۱۳	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۵۳	D	Capitola
۱۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۵۶	D	Gilroy Array #3
۱۵	Manjil (Iran)	۱۹۹۰	۷/۴	۰/۱۱	D	BHRC Tonekabon
۱۶	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶/۵	۰/۳۶	D	El Centro Imp. Co.
۱۷	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶/۵	۰/۴۵	D	Poe Road (temp)
۱۸	Cape Mendocino	۱۹۹۲	۷/۰	۰/۵۵	D	Rio Dell Overpass
۱۹	Chi-Chi (Taiwan)	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۴۴	D	CHY 101
۲۰	San Fernando	۱۹۷۱	۶/۶	۰/۲۱	D	LA – Hollywood Stor

## ۵- معرفی سطوح خرابی

مطابق با دستورالعمل HAZUS-MHMR-5 [17] چهار سطح خرابی برای سازه معرفی شده است، این خرابی‌ها به ترتیب کم، متوسط، زیاد و فروپاشی کامل می‌باشند. میزان حداکثر تغییر مکان برای هر یک از این سطوح خرابی در جدول ۲ آمده است. مطابق با این دستورالعمل بهترین نقطه‌ای که معرف تقاضا در سطح عملکرد آستانه فروریزش است، نقطه‌ای است که منحنی شروع به نرم شدگی برای رسیدن به ناپایداری دینامیکی کل می‌کند. این نقطه دارای کمترین میزان خسارت در میان نقاط می‌باشد. یکی دیگر از معیارهای خرابی حداکثر دررفت یا تغییر مکان نسبی بین طبقات می‌باشد. حداکثر دررفت برای سازه‌های کوتاه، متوسط و بلند مطابق با آیین‌نامه‌ی HAZUS-MH MR-5 [17] برحسب جدول ۲ می‌باشد.

جدول ۲: میزان دررفت در سطوح مختلف خسارت بر اساس نوع خرابی طبق آیین‌نامه‌ی HAZUS-MHMR-5 [17]

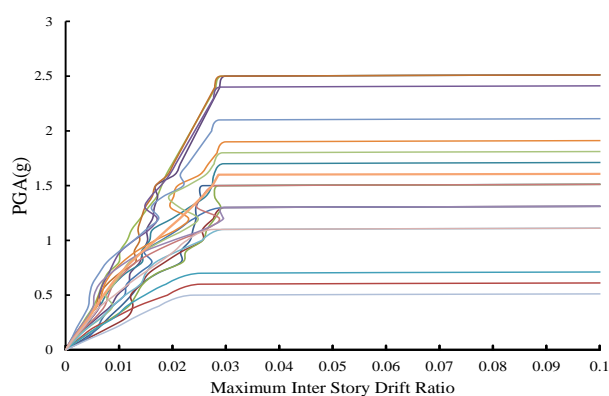
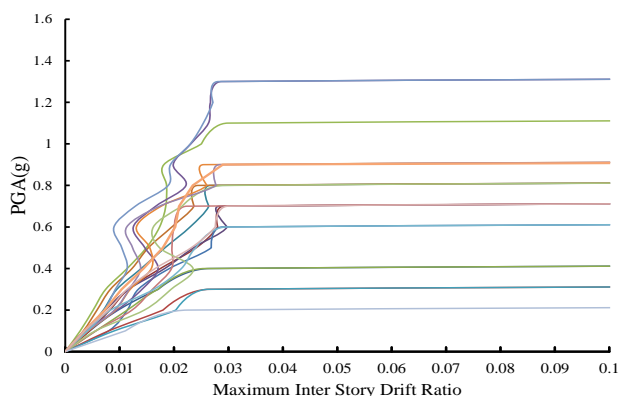
دررفت در آستانه حالت خرابی				نوع سازه
کامل خرابی	خرابی زیاد	خرابی متوسط	خرابی ناچیز	
۰/۰۶	۰/۰۲۳۵	۰/۰۰۱۰۴	۰/۰۰۶	کوتاه
۰/۰۴	۰/۰۱۵۷	۰/۰۰۶۹	۰/۰۰۴	متوسط
۰/۰۳	۰/۰۱۱۸	۰/۰۰۵۲	۰/۰۰۳	بلند

## ۶- منحنی‌های تحلیل IDA برای تعدادی از مدل‌های مورد مطالعه

تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده ( $IDA^2$ ) یک روش تحلیل لرزه‌ای بر اساس عملکرد سازه‌ها می‌باشد و رفتار سازه را در طیف وسیعی از شدت‌های مختلف را بیان می‌کند، به کمک تحلیل IDA می‌توان ظرفیت سازه، احتمال فروپاشی و درصد گذر از یک حد خاص از آسیب را شناسایی کرد، درحالی‌که تحلیل پوش‌آور در موارد بیان‌شده ضعیف عمل می‌کند. از دیگر قابلیت‌های تحلیل IDA می‌توان به معرفی مصالح با رفتار غیرخطی و انجام تحلیل به صورت دینامیکی اشاره نمود که باعث شده از دقت بیشتری نسبت به تحلیل پوش‌آور برخوردار باشد [۱۸].

برای آنالیز مدل‌های مورد پژوهش از تحلیل IDA این صورت انجام شده است که حداکثر شتاب زلزله (PGA) وارد شده به سازه تا خرابی کامل با گام‌های ۰/۱g مقیاس شده‌اند، سپس با تحلیل سازه در هر گام منحنی‌های IDA ترسیم شده‌اند

<sup>2</sup> Incremental dynamic analysis

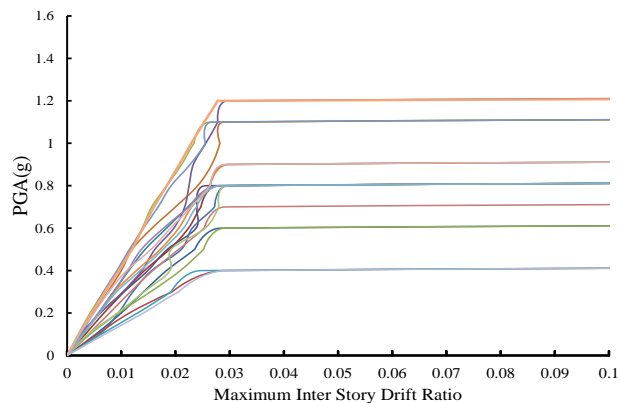
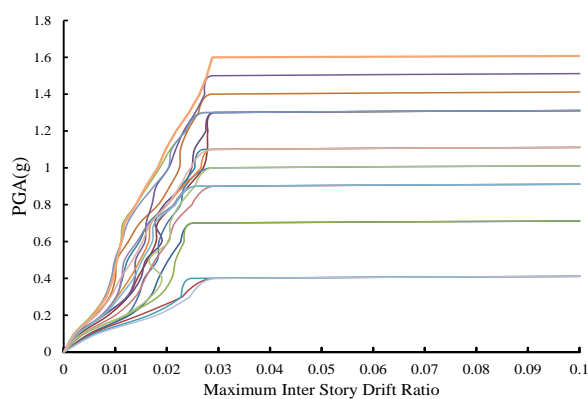


B: نمودار IDA برای مدل ۱۵ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی

A: نمودار IDA برای مدل ۱۵ طبقه با سیستم باربر قاب خمشی ویژه

ویژه

BRB و

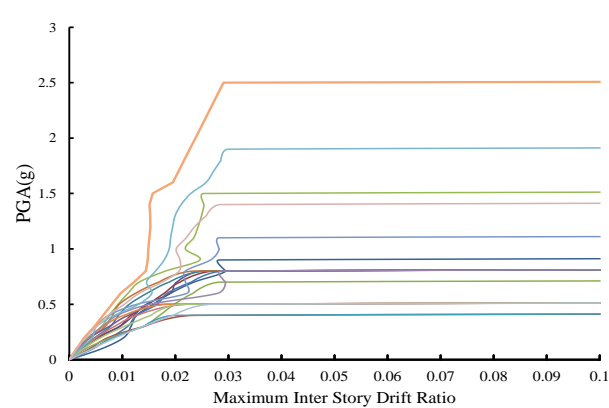
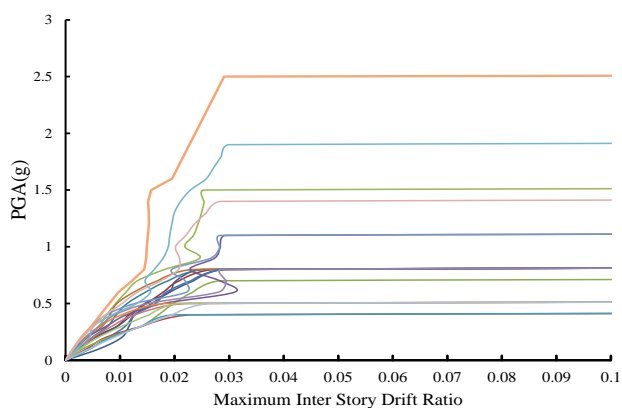


D: نمودار IDA برای مدل ۲۵ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی

C: نمودار IDA برای مدل ۲۵ طبقه با سیستم باربر قاب خمشی ویژه

ویژه

BRB و



F: نمودار IDA برای مدل ۳۵ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی

E: نمودار IDA برای مدل ۳۵ طبقه با سیستم باربر قاب خمشی ویژه

ویژه

BRB و

شکل ۷: مقایسه منحنی‌های IDA سازه‌های مورد مطالعه در نرم‌افزار OpenSees

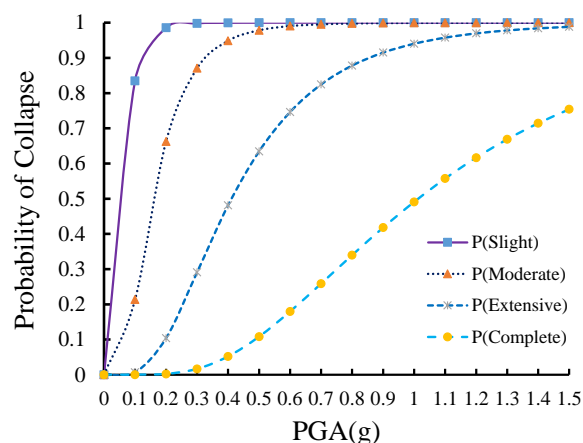
از نمودارهای تحلیل IDA چنین استنباط می‌شود که سازه‌ها در اکثر موارد تحت شتاب‌نگاشت‌ها رفتار سخت‌شوندگی شدید داشته‌اند که حاکی از آن است که سازه به‌سختی تغییرمکان داده و حول شیب ناحیه الاستیک مانور داده است از دیگر نتایج تحلیل IDA می‌توان به این نکته اشاره نمود که در سازه سه‌طبقه توزیع تغییرمکان نسبی با روند تقریباً ثابتی در ارتفاع ساختمان افزایش داشته است، درحالی‌که با افزایش تعداد طبقات مشاهده می‌گردد تجمع تغییر مکان نسبی در طبقاتی خاص، عامل فروپاشی سازه‌ای است.

## ۷- تولید و ترسیم منحنی شکنندگی

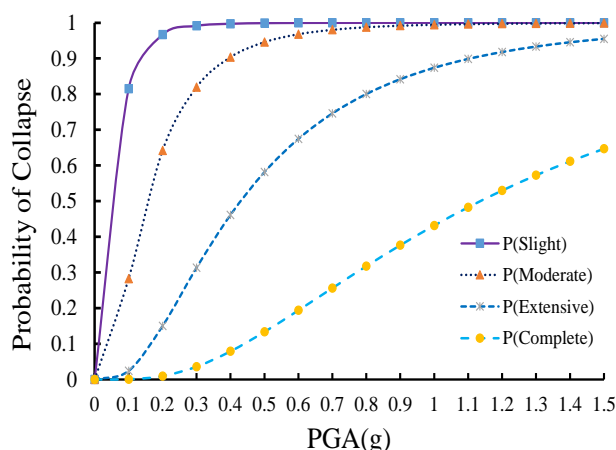
منحنی‌های شکنندگی یکی از ابزارهای مفید برای ارزیابی احتمالاتی خرابی سازه‌ها می‌باشد. این منحنی‌ها احتمال فراگذشت از یک سطح خرابی مشخص را در مقابل پارامترهای لرزه‌خیزی ساختمان تعیین می‌نمایند. در تولید منحنی‌های شکنندگی باید به این نکته توجه نمود که مشخصات سازه‌ها در هر کشور متفاوت است، بنابراین در تحلیل سازه‌ها باید مشخصات ویژه هر سازه در نظر گرفته شود. برای تولید منحنی شکنندگی یک توزیع احتمال برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل IDA به دست می‌آید استفاده می‌گردد. در این پژوهش از توزیع لوگ نرمال استفاده شده است. هر سازه تحت ۲۰ رکورد زلزله از ۰/۱g تا ۱/۵g مورد تحلیل قرار گرفته‌اند و سپس به کمک نرم‌افزار OpenSees احتمال شکست سازه بررسی گردیده است. زمانی که ظرفیت سازه‌ای و تقاضای لرزه‌ای دو پارامتری باشند که از توزیع نرمال پیروی می‌کنند به کمک قاعده حد مرکزی می‌توان نشان داد که عملکرد مرکب حاصل‌شده، توزیع لگاریتمی نرمال خواهد داشت؛ بنابراین منحنی‌های شکنندگی را می‌توان مطابق رابطه زیر نوشت.

$$P(\leq D) = \phi \left( \frac{\ln \left( \frac{S_d}{S_c} \right)}{\beta_{sd}} \right) \quad (2)$$

در رابطه‌ی فوق  $P$  فراگذشت از حالت خرابی  $D$  (حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای)،  $\beta_{sd}$  انحراف معیار لگاریتم نرمال،  $S_c$  مقدار متوسط حالت حدی مجاز،  $S_d$  مقدار متوسط نیاز لرزه‌ای می‌باشد. منحنی‌های شکنندگی برای چهار حالت خرابی، برای مدل ۱۵ طبقه سازه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه به همراه مهاربند کمانش ناپذیر در شکل ۸ ترسیم شده است.



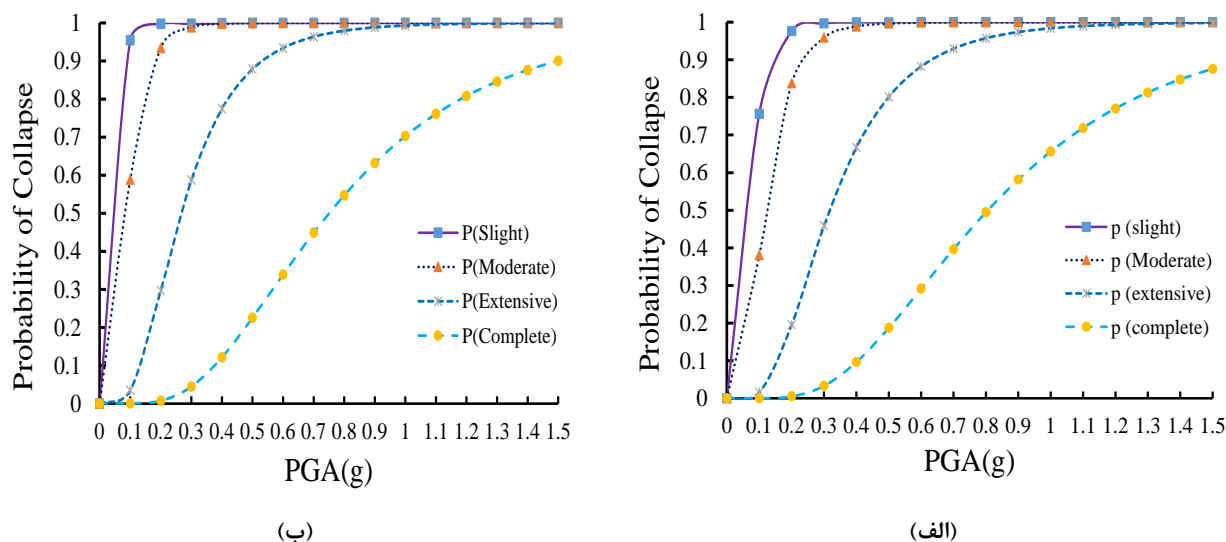
(ب)



(الف)

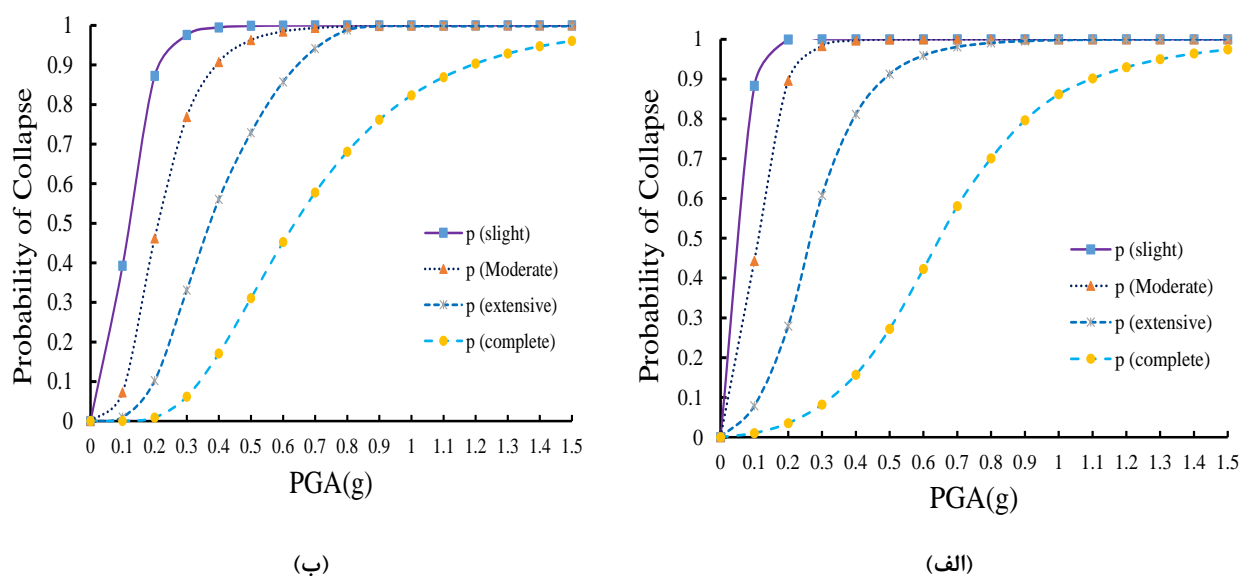
شکل ۸: نمودار احتمال فروپاشی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی؛ الف: قاب خمشی مجهز به BRB، ب: قاب خمشی

منحنی‌های شکنندگی برای چهار حالت خرابی، برای مدل ۲۵ طبقه سازه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه به همراه مهاربند کمانش ناپذیر در شکل ۹ ترسیم شده است.



شکل ۹: نمودار احتمال فروپاشی برای سازه 25 طبقه دارای سیستم باربر جانبی: الف: قاب خمشی مجهز به BRB، ب: قاب خمشی

منحنی‌های شکنندگی برای چهار حالت خرابی، برای مدل ۳۵ طبقه سازه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه به همراه مهاربند کمانش ناپذیر در شکل 10 ترسیم شده است.



شکل 10: نمودار احتمال فروپاشی برای سازه 25 طبقه دارای سیستم باربر جانبی: الف: قاب خمشی مجهز به BRB، ب: قاب خمشی

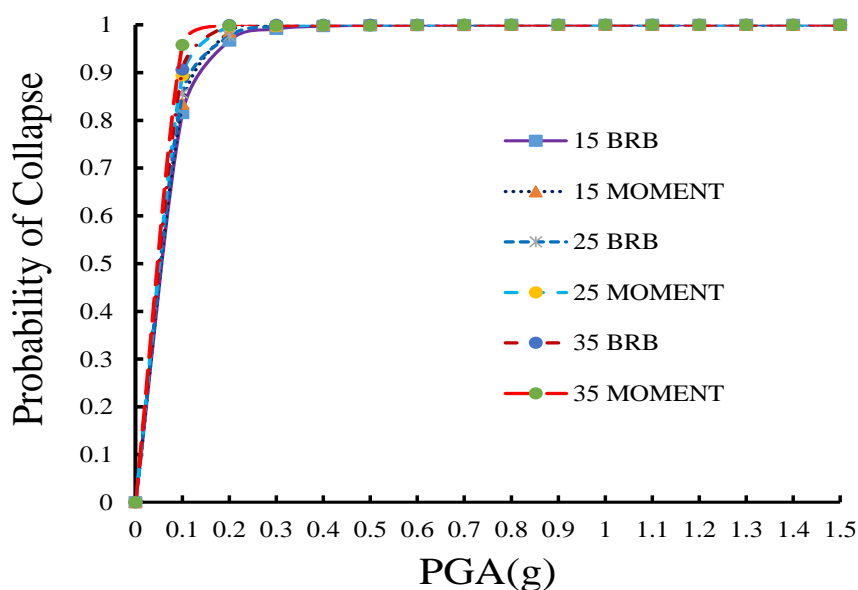
## ۸- مقایسه منحنی شکنندگی سازه

## ۸-۱- مقایسه منحنی های شکنندگی برای سطح آسیب مختلف

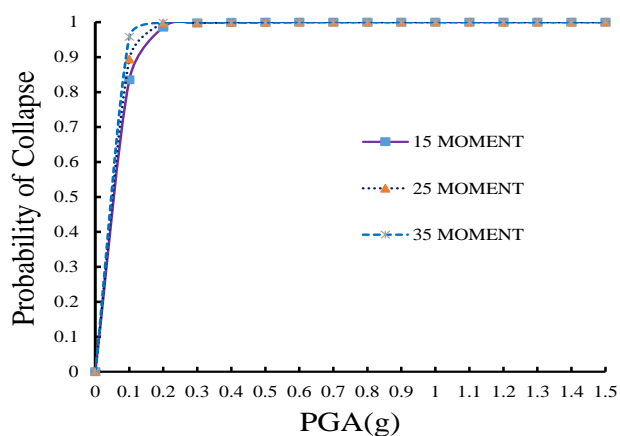
## ۸-۱-۱- مقایسه منحنی های شکنندگی برای سطح آسیب کم

در ادامه به مقایسه سطح آسیب کم برای سازه های ۱۵، ۲۵ و ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و

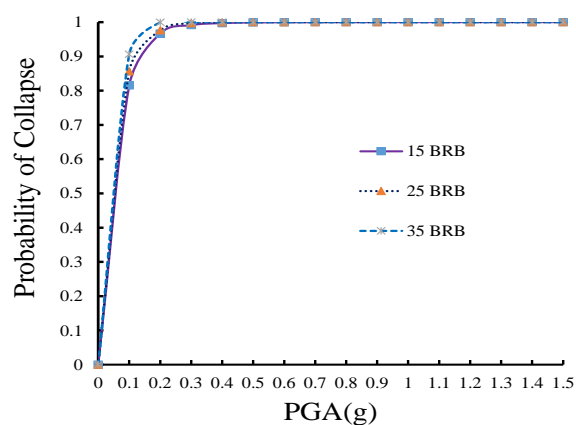
سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه به همراه مهاربند کمانش ناپذیر پرداخته شده است و آن مقایسه مطابق شکل ۱۱ و ۱۲ هست.



شکل ۱۱: نمودار سطح آسیب کم برای سازه های مورد پژوهش



(ب)



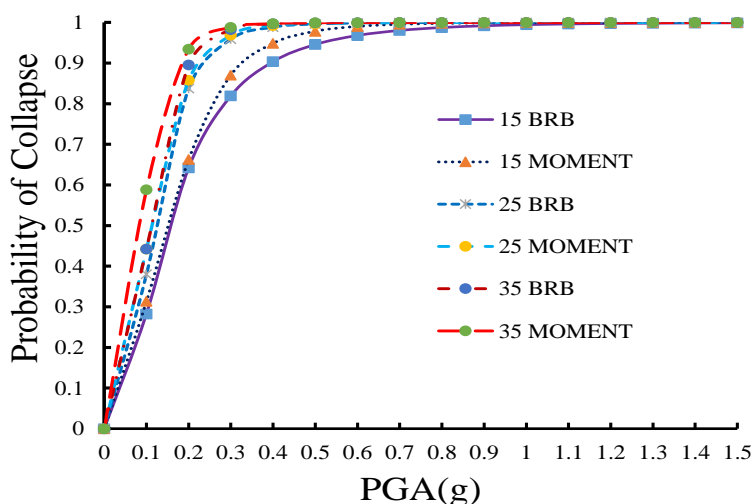
(الف)

شکل ۱۲: نمودار سطح آسیب کم برای سازه های؛ الف: با سیستم باربر جانبی قاب خمشی ب: با سیستم مجهز به BRB

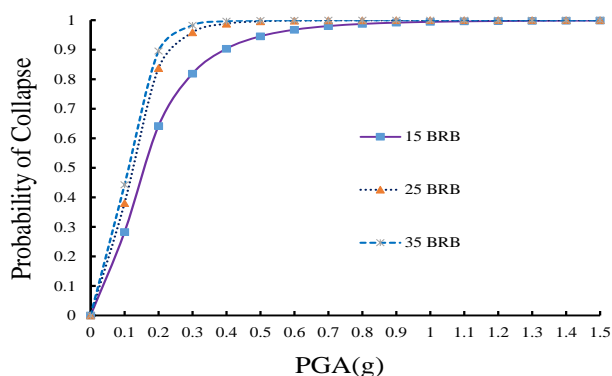
نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب کم حاکی از آن است که میانه شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در 0/06g و برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در 0/055g و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در 0/۰۵g رخ می‌دهد. بنابراین مطابق نمودار فوق نوع سیستم باربر جانبی بر میزان افزایش یا کاهش سطح آسیب کم بدون تأثیر می‌باشد.

#### ۸-۱-۲- مقایسه منحنی‌های شکنندگی برای سطح آسیب متوسط

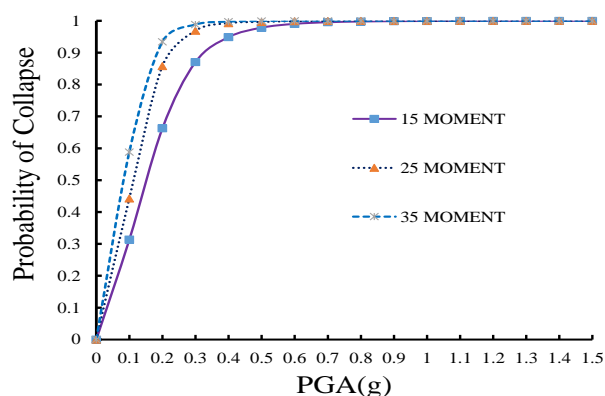
نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب متوسط حاکی از آن است که میانه شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب 0/۱۶g و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در 0/۱۵g و برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب 0/۱۲۵g و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در 0/۱۱g و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب 0/۱۱g و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در 0/۰۹g رخ می‌دهد.



شکل ۱۳: نمودار سطح آسیب کم برای سازه‌های مورد پژوهش



(ب)

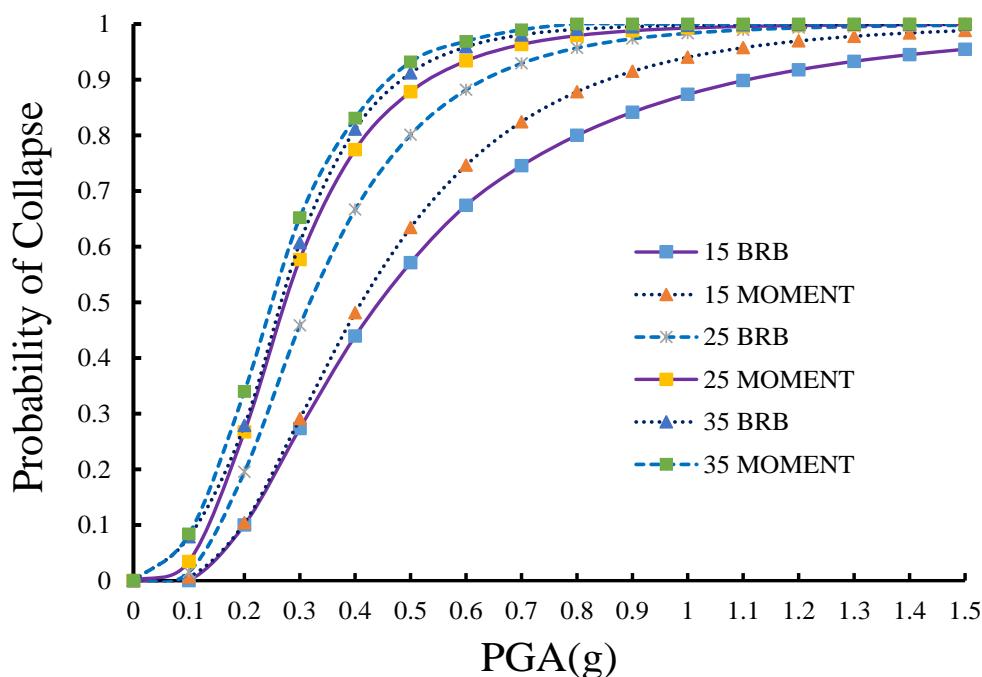


(الف)

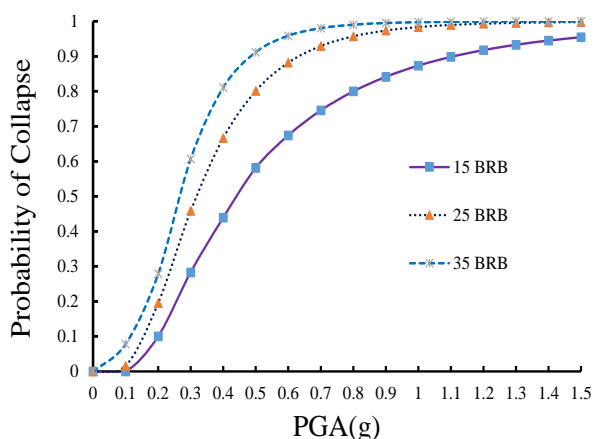
شکل ۱۴: نمودار سطح آسیب متوسط برای سازه‌های: الف: با سیستم باربر جانبی قاب خمشی ب: با سیستم مجهز به BRB

## ۸-۱-۳- مقایسه منحنی‌های شکنندگی برای سطح آسیب زیاد

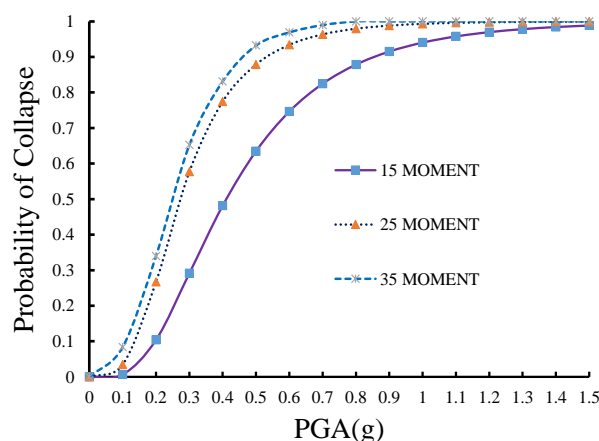
نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب متوسط حاکی از آن است که میانه شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب ۰/۴۴g و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در ۰/۴۱g و برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب ۰/۲۸g و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در ۰/۳۲g و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب ۰/۲۵g و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در ۰/۲۶۵g رخ می‌دهد.



شکل ۱۵: نمودار سطح آسیب زیاد برای سازه‌های مورد پژوهش



(ب)

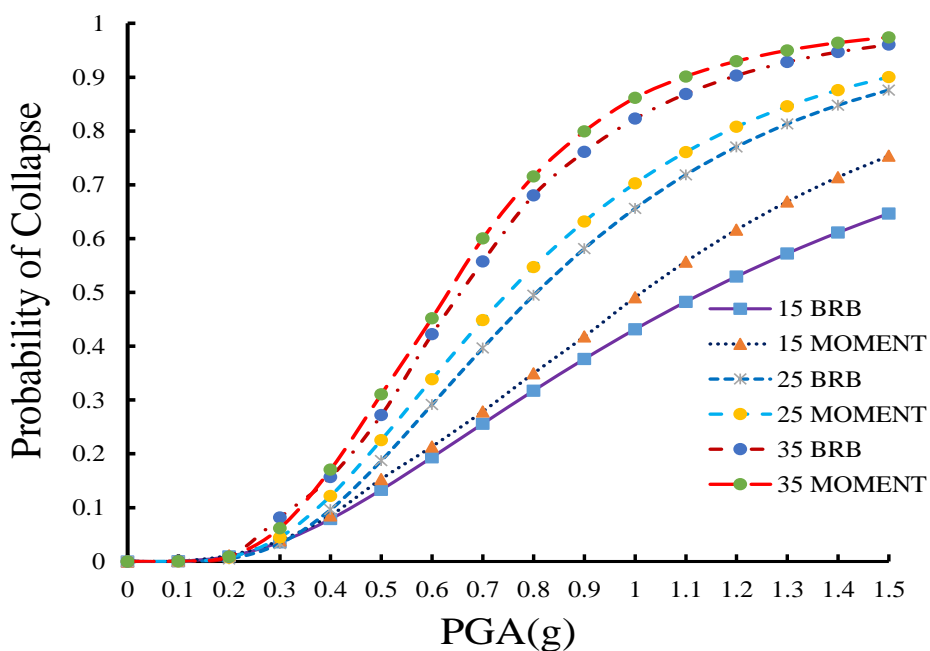


(الف)

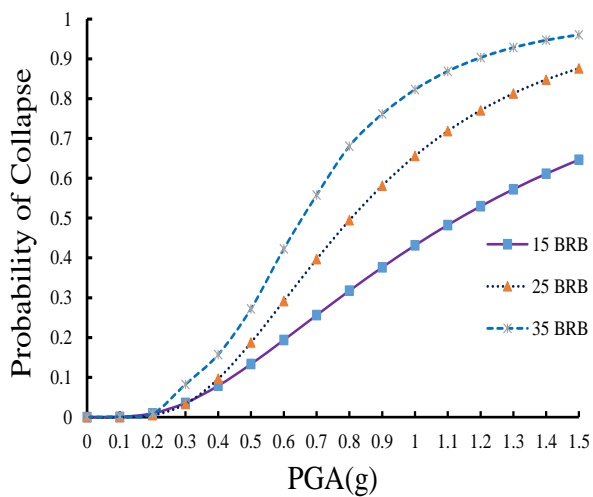
شکل ۱۶: نمودار سطح آسیب متوسط برای سازه‌های الف: با سیستم باربر جانبی قاب خمشی ب: با سیستم مجهز به BRB



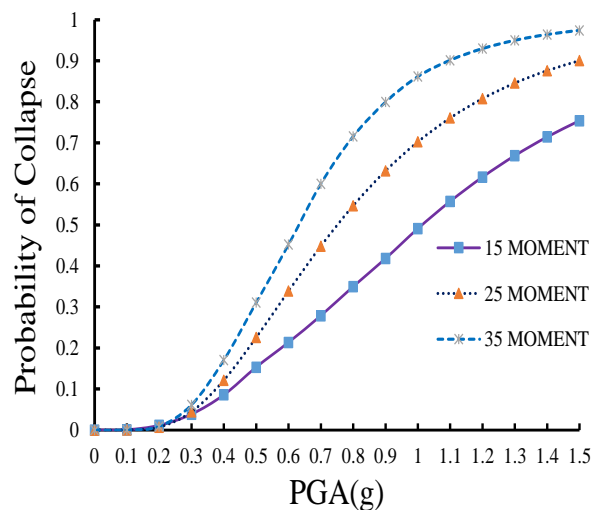
۸-۱-۴- مقایسه منحنی‌های شکنندگی برای سطح آسیب فروپاشی کامل



شکل ۱۷: نمودار سطح آسیب فروپاشی کامل برای سازه‌های مورد پژوهش



(ب)

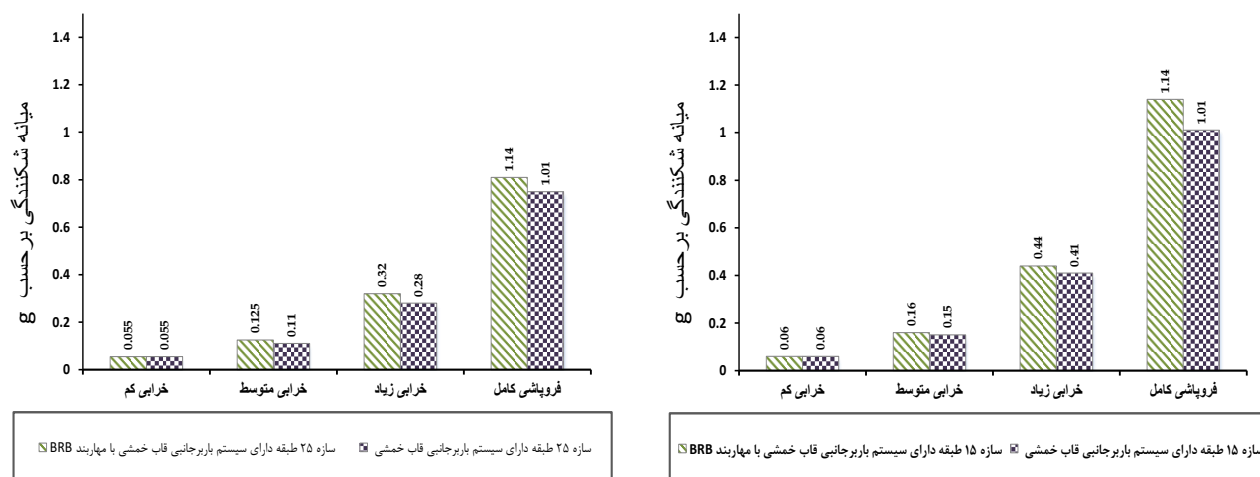


(الف)

شکل ۱۸: نمودار سطح آسیب فروپاشی کامل برای سازه‌های: الف: با سیستم باربر جانبی قاب خمشی ب: با سیستم قاب خمشی مجهز به BRB

نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب فروپاشی کامل حاکی از آن است که میانه شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی مجهز به BRB در ۱/۱۴g، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در ۱/۰۱g، برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی مجهز به BRB در ۰/۸۱g، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در ۰/۷۵g و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی مجهز به BRB در ۰/۶۶g و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در ۰/۶۳g اتفاق می افتد. بنابراین مطابق نمودار فوق در سازه ۱۵ طبقه وجود مهاربند BRB باعث افزایش 12.8% شتاب گرانش زمین نسبت به سازه‌ی قاب خمشی برای رسیدن به ۵۰٪ سطح آسیب متوسط شده است. میزان افزایش شتابگرانشی زمین در سازه ۲۵ و ۳۵ طبقه در سازه‌ی دارای مهاربند BRB نسبت به سازه قاب خمشی، در سطح آسیب متوسط به ترتیب برابر با 8% و 4.7% برای ۵۰ درصد سطح آسیب متوسط هست.

در ادامه میانه شکنندگی ۶ مورد تحقیق را به صورت نموداری در شکل ۱۹ نمایش داده شده است.

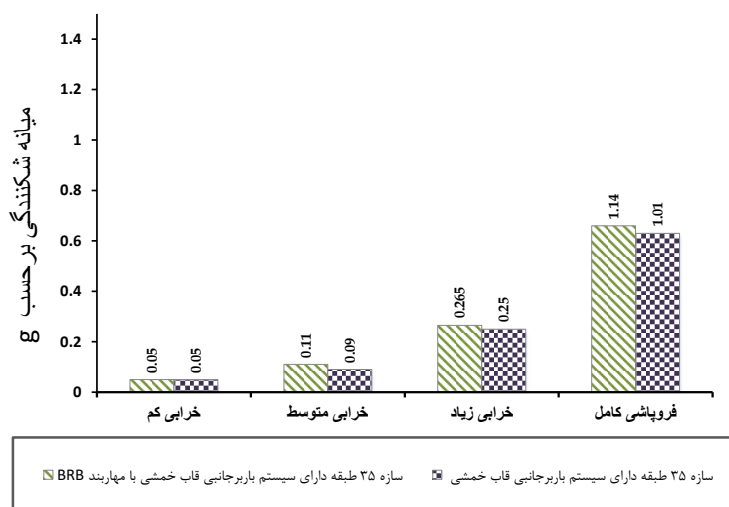


(ب)

(الف)

شکل ۱۹: بررسی و مقایسه میانه شکنندگی مدل‌های مورد مطالعه

الف: نمودار میانه شکنندگی برای مدل‌های ۱۵ طبقه ب: نمودار میانه شکنندگی برای مدل‌های ۲۵ طبقه



ج : نمودار میانگین شکنندگی برای مدل‌های ۳۵ طبقه

## ۹- نتیجه گیری

بعد از تحلیل و بررسی بر روی انواع سازه‌های بتن آرمه ویژه مشاهده گردید افزایش ارتفاع و تعداد طبقات برای سطوح خرابی کم و متوسط تأثیر آن چنانی ندارد ولی در سطوح خرابی زیاد و فروپاشی کامل اثر خود را نشان می‌دهد. ضمن آن‌که با افزایش تعداد طبقات کما اینک در سازه‌های قاب خمشی نیز چنین بوده است می‌توان آسیب‌پذیری بیشتری را مشاهده کرد.

نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب کم حاکی از آن است که میانگین شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در  $0.06g$  و برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در  $0.055g$  و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در  $0.05g$  رخ می‌دهد. بنابراین نوع سیستم باربر جانبی بر میزان افزایش یا کاهش سطح آسیب کم بدون تأثیر می‌باشد.

نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب متوسط حاکی از آن است که میانگین شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب در  $0.16g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در  $0.15g$ ، برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب در  $0.125g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در  $0.11g$  و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح ویژه و مهاربند کمانش تاب در  $0.11g$  و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در  $0.09g$  اتفاق می‌افتد.

بنابراین در سازه ۱۵ طبقه وجود مهاربند BRB باعث افزایش  $6.66\%$  شتاب-گرانش زمین نسبت به سازه‌ی قاب خمشی برای رسیدن به  $50\%$  سطح آسیب متوسط شده است. میزان افزایش شتاب گرانشی زمین در سازه ۲۵ و ۳۵ طبقه در سازه‌ی دارای مهاربند BRB نسبت به سازه قاب خمشی، در سطح آسیب متوسط به ترتیب برابر با  $8.7\%$  و  $22.22\%$  برای  $50\%$  درصد سطح آسیب متوسط می‌باشد.

نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب زیاد حاکی از آن است که میانگین شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی دوگانه در  $0.44g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در  $0.41g$ ، برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر

جانبی دوگانه در  $0.32g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در  $0.28g$  و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی دوگانه در  $0.265g$  و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در  $0.25g$  اتفاق می افتد.

از این رو در سازه ۱۵ طبقه وجود مهاربند BRB باعث افزایش  $7.3\%$  شتاب-گرانش زمین نسبت به سازه‌ی قاب خمشی برای رسیدن به  $50\%$  سطح آسیب زیاد شده است. میزان افزایش شتاب گرانشی زمین بر سازه ۲۵ و ۳۵ طبقه در سازه‌ی دارای مهاربند BRB نسبت به سازه قاب خمشی، در سطح آسیب زیاد به ترتیب برابر با  $14.28\%$  و  $8\%$  برای  $50\%$  درصد سطح آسیب زیاد می باشد.

نتایج حاصل از بررسی نمودار منحنی شکنندگی برای سطح آسیب فروپاشی کامل حاکی از آن است که میانه شکنندگی برای سازه ۱۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی دوگانه در  $1/14g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در  $1/01g$ ، برای سازه ۲۵ طبقه دارای سیستم باربر جانبی دوگانه در  $0/81g$ ، در سیستم باربر جانبی قاب خمشی در  $0/75g$  و برای سازه ۳۵ طبقه دارای سیستم باربر-جانبی دوگانه در  $0/66g$  و سیستم باربر جانبی قاب خمشی در  $0/63g$  اتفاق می افتد.

بنابراین در سازه ۱۵ طبقه وجود مهاربند BRB باعث افزایش  $12.8\%$  شتاب گرانش زمین نسبت به سازه‌ی قاب خمشی برای رسیدن به  $50\%$  سطح آسیب متوسط شده است. میزان افزایش شتاب گرانشی زمین در سازه ۲۵ و ۳۵ طبقه در سازه‌ی دارای مهاربند BRB نسبت به سازه قاب خمشی، در سطح آسیب متوسط به ترتیب برابر با  $8\%$  و  $4.7\%$  برای  $50\%$  درصد سطح آسیب متوسط می باشد.

## مراجع

- [1] Wakabayashi, M. -N. -T. Kashibara, A. Morizono, T and Yakoyama, H. (1973). Experimental of Elsto-plastic Properties of Precast Concrete wall panels with built-in Insulating Braces. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan. p: 1041-1044.
- [2] Uriz, P. (2005). Towards Earthquake Resistant Design of Concentrically Braced Steel Structures. Ph.D. thesis, Civil Engineering Dept, University of California, Berkeley, California.
- [3] M. naiej. (2014). Performance Assessment of Steel Frames Equipped with BRBs. Msc Student. Faculty of Civil. Nooshirvani University of technology, Babol, Iran.
- [4] Lin, K. C. Chen. J, Chang. H. (2009). Seismic reliability of steel framed buildings. Structural Safety. 32(3). p: 174-182.
- [5] FREDDI, F., PADGETT, J. E., DALL'ASTA. (2012) A Life Cycle Cost Analysis of Low Ductility RC Frame Buildings Retrofitted by Modern Retrofit Techniques, in EACS 2012 – 5th European Conference on Structural Control: Genoa, Italy.
- [6] Khampanit, A., Leelataviwat, S., Kochanin, J., Warnitchai, P. (2014). Energy-based seismic strengthening of non-ductile reinforced concrete frames using buckling-restrained braces. Engineering Structures. 71: p. 114-122.
- [7] Della Corte, G., D'Aniello, M. and Landolfo, R. (2015). Field-Testing of All Buckling-restrained Braces Applied to a Damage Reinforced Concrete Building. Journal of Structural Engineering. 141(1).
- [8] Kuan-Yu, P., An-Chien, W., Keh-Chyuan, T., Chao-Hsien, L and Hsen-Han, K. (2016). Seismic retrofit of reinforced concrete frames using buckling-restrained braces with bearing block load transfer mechanism. EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS Earthquake Engng Struct.
- [9] André Almeida, R.F., Jorge M. Proença, António S. Gago. (2019). Seismic retrofit of RC building structures with Buckling Restrained Braces. Engineering Structures. 134: p. 14-22.
- [10] Vecchio, F.J. and M.B. Emara. (1992). Shear Deformation in Reinforced Concrete Frames. ACI Structures.
- [11] H. Pahlavan, M. Shaianfar, G.G. Amiri, M. Pahlavan. (2015). Probabilistic seismic vulnerability assessment of the structural deficiencies in Iranian in-filled RC frame structures, Journal of Vibroengineering, 17(5).
- [12] J.B. Mander, M.J. Priestley, R. Park. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of structural engineering, 114(8). 1804-1826.
- [13] A. Elnashai, R. Pinho, S. Antoniou. (2000). INDYAS-A Program for INelastic DYnamic Analysis of Structures, Engineering Seismology and Earthquake Engineering Report No. ESEE 00-2, Imperial College, London.
- [14] S.M. Hosseini, H. Konarangi. (2014). Opensees software application in modeling and analysis of structures. Tehran. Azadeh Publisher.
- [15] FEMA. Quantification of building seismic performance factor. (June 2009). FEMA p695. Federal Emergency Management Agency. Washington. DC.
- [16] Shome N, Cornell CA. (1999). Probability seismic demand analysis of nonlinear structures Ph.D, dissertation. Stanford University.

- [17] HAZUS-MH MR5, M.-H.I.E.M.E.M.D.o.H.s. (2003).FEMA, Washington, D.C.
- [18] Banazadeh, M. and S. Jalali, Probabilistic Seismic Demand Assessment of Steel Moment Frames with Sideplate Connections. 2013.