

## ارزیابی و مقایسه رفتار ساختمان‌های بلند با سیستم مهاربازویی و کمر بند خریایی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی

حامد حمیدی<sup>۱\*</sup>، جعفر پاکدامن<sup>۲</sup>، احسان جهانی<sup>۳</sup>، حمید رجب نژاد<sup>۴</sup>

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

۲- کارشناس ارشد مهندسی سازه، موسسه آموزش عالی علوم و فنون آریان، بابل، ایران

۳- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه مازندران، بابل، ایران

۴- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، ایران

### چکیده

در طراحی ساختمان‌های بلند، سه پارامتر مقاومت، سختی و پایداری بسیار مهم می‌باشند و هر چه ارتفاع ساختمان بلندتر می‌شود تاثیر سختی و پایداری در طراحی بهینه سازه، بیشتر می‌گردد و اثرات این دو فاکتور، جهت طراحی در برابر بارهای جانبی باد و زلزله، غالب می‌گردند. بهترین روش برای ارضاکردن این دو فاکتور، استفاده از فرم‌ها و مدل‌های ابتکاری سازه‌ها، به شکلی که ضمن حفظ سختی، با کاهش تغییر شکل‌ها و دررفت‌های ناشی از بارهای جانبی، پایداری سازه را افزایش دهد. سیستم قاب فولادی با کمر بند خریایی و مهار بازویی، یکی از سیستم‌های ابتکاری و جدید در سازه‌های بلند می‌باشد که استفاده از آن باعث کاهش قابل ملاحظه‌ای در مقادیر مصرفی فولاد سازه‌ای و هزینه‌های احداث ساختمان بلند می‌گردد. در این تحقیق، دو قاب ۵ دهانه ۳۰ و ۵۰ طبقه ۲ بعدی بر اساس آیین‌نامه‌های رایج ایران با دوسیستم قاب خمشی و کمر بند خریایی با مهار بازویی، بارگذاری و در حالت LFRD طراحی گردید و سپس با استفاده از نرم افزار SAP2000 و روش تحلیل تاریخچه زمانی و اعمال ۱۲ رکورد زلزله مختلف به سازه، مقادیر تغییر مکان‌ها استخراج و ماکزیمم دررفت نسبی طبقات هر قاب محاسبه گردید. با تعریف سه آستانه عملکردی  $IO$ ،  $LS$  و  $CP$  و بر اساس شدت شتاب هر رکورد زلزله، مقادیر تابع احتمال گذشت دررفت سازه از آستانه‌های عملکردی تعریف شده محاسبه گردید و پس از ترسیم منحنی‌های شکنندگی هر رکورد و مقایسه منحنی‌های شکنندگی حالت‌های مختلف، نتیجه‌گیری شده‌است که استفاده از سیستم کمر بند خریایی و مهاربازویی در قاب‌های ۲ بعدی ۳۰ و ۵۰ طبقه، به طور متوسط به میزان ۱۲ تا ۲۸ درصد باعث کاهش احتمال فراگذشت دررفت ماکزیمم طبقات از آستانه‌های تعریف شده می‌گردد.

کلمات کلیدی: کمر بند خریایی، مهار بازویی، منحنی شکنندگی، تابع احتمال، تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2017.71179.1026	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.71179.1026	۱۳۹۷/۰۳/۳۰	۱۳۹۶/۰۴/۰۳	۱۳۹۶/۰۴/۰۳	۱۳۹۵/۱۲/۱۱	۱۳۹۵/۱۰/۰۶
حامد حمیدی					*نویسنده مسئول:	
h_hamidi@iust.ac.ir					پست الکترونیکی:	

## The assessment and comparison of tall buildings with outrigger and belt truss systems using fragility curves

Hamed Hamidi<sup>1\*</sup>, Jafar Packdaman<sup>2</sup>, Ehsan Jahani<sup>3</sup>, Hamid Rajabnejad<sup>4</sup>

1- Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

2- MSc of Structural Engineering, Aryan Institute of Science and Technology, Babol, Iran

3- Assistant Professor, Faculty of Engineering, Mazandaran University, Babolsar, Iran

4- MSc of Earthquake Engineering, Faculty of Civil Engineering, Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

### ABSTRACT

*In the design of high-rise buildings, three parameters such as resistance, hardness and stability are very important and when the height of building rises, effect of toughness and stability in optimum design will be dominate more than of the effects of these two factors against the lateral loads from wind and earthquake. The best ways to satisfy these two factors is the use of innovative forms and models of structures, so that, while maintaining stiffness, reducing deformation and drift caused by lateral loads, increase the stability of the structure. Outrigger and belt truss system are one of the innovative systems in high-rise structures that use it substantially reduces the consumption of structural steel and construction costs are high. In this research, two 2D frame with 5 spans and 30 and 50 stories according to the Iranian codes were designed in two cases of: the moment frames and frames with outrigger and belt with. Then maximum displacements of nodes and maximum inter stories drifts calculated for every earthquake records with use of SAP2000 software and time history analysis and has defined three different threshold IO, LS, and CP and acceleration of each record based on the severity of the earthquake. Then curves were plotted for each case; the results indicate that the outrigger and belt truss system would reduce the maximum inter story drift about 12 to 28 percent.*

### ARTICLE INFO

Received: 26/12/2016

Revised: 01/03/2017

Accepted: 24/06/2017

### Keywords:

Belt truss

Outrigger

Fragility Curve

Probability Function

Nonlinear Time History

Analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.71179.1026

\*Corresponding author: Hamed Hamidi.

Email address: h\_hamidi@iust.ac.ir

با وجود اینکه زلزله‌های قرن اخیر، باعث بروز خسارت‌های عظیم مالی و تلفات بسیار زیاد جانی شده‌اند اما اطلاعات مفید بسیار اندکی در مورد ارتباط میزان خرابی ناشی از زلزله و پارامترهای زلزله وجود دارد. روابط بین اندازه زلزله و میزان خرابی، از ابزارهای ضروری برای تخمین آسیب‌های منطقه‌ای، بهبود و توسعه برنامه‌های آمادگی برای مقابله با بحران زلزله، تصمیم‌گیری در مورد تخصیص منابع برای مقاوم‌سازی سازه‌ها، کاهش میزان خطر، و همچنین بازسازی مناطق زلزله زده و جبران خسارت زلزله بوسیله بیمه می‌باشد [۱].

علاوه بر عدم قطعیت در بارهای لرزه‌ای، نامعینی‌های مربوط به مصالح ساختمانی، فرآیند طراحی، هندسه ساختمان و ساخت، منجر به استفاده از احتمالات، برای پیش‌بینی پاسخ ساختمان شده است. ارزیابی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی، یکی از روش‌های احتمالاتی است که احتمال فراگذشت از یک سطح خرابی مشخص را در مقابل پارامترهای لرزه‌خیزی ساختمان نشان می‌دهد. ارزیابی لرزه‌ای در مهندسی زلزله، بصورت گسترده‌ای، برای درک عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های مختلف پذیرفته شده است [۲].

در نگاه اول به نظر می‌رسد که سیستم قاب خمشی و دیوار برشی، یک سیستم سازه‌ای کارآمد و اقتصادی به نظر بیاید اما وقتی ارتفاع ساختمان‌ها افزایش می‌یابد اثر نیروهای باد و زلزله مطرح می‌شود و بنابراین سختی سازه، از جنبه‌های دیگر مهم‌تر می‌شود. بار جانبی ناشی از زلزله و باد عامل اصلی موثر در طراحی سازه‌های بلند می‌باشد و دریافت جانبی بالاترین طبقه سازه، یکی از مهمترین معیارهای طراحی ساختمان‌های بلند می‌باشد، امروزه، سیستم‌های سازه‌ای زیادی مانند، قاب صلب، قاب مهاربندی شده، قاب-دیوار برشی، قاب لوله‌ای، سیستم چند لوله‌ای، مهاربازویی و کمر بند خریایی، می‌توانند برای مقابله با بارهای جانبی در ساختمان‌های بلند استفاده شوند. از سیستم‌های سازه‌ای ذکر شده در بالا، سیستم کمر بند خریایی و مهاربازویی، به عنوان یکی از سیستم‌های سازه‌ای، برای کنترل دریافت بسیار زیاد ناشی از بار جانبی استفاده می‌شود، به شکلی که در حین اعمال بارهای جانبی ناشی از باد یا زلزله، ریسک آسیب‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای را به کمترین مقدار می‌رساند. در ساختمان‌های بلند، سیستم کمر بند خریایی، می‌تواند به منظور کنترل تغییر مکان‌های ناشی از بار جانبی و افزایش سختی سازه استفاده گردد [۳].

از نتایج این تحقیق، مدیران دولتی، سرمایه‌گذاران و مالکان پروژه‌های ساختمانی، در ساخت سازه‌های مقاوم و اقتصادی، همچنین در ارزیابی مقاومت سازه‌های موجود در برابر بارهای جانبی و نیز شرکت‌های بیمه‌ای برای ارزیابی خسارت‌های ناشی از وقوع زلزله‌های احتمالی و تعیین میزان ریسک سرمایه‌گذاری و بهسازی و کاهش ریسک ساختمان‌های موجود در برابر بارهای زلزله می‌توانند استفاده کنند.

در این تحقیق ۲ تپ قاب فلزی ۳۰ و ۵۰ طبقه بصورت ۲ بعدی با سیستم سازه‌ای قاب خمشی و قاب با سیستم کمر بند خریایی با شکل‌پذیری ویژه، که با آیین‌نامه بارگذاری ایران بارگذاری و مطابق مبحث دهم مقررات ملی ایران و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و با روش *LRFD* طراحی گردید و سپس با تحلیل تاریخچه زمانی در نرم افزار *SAP2000*، ضمن محاسبه ماکزیمم تغییر مکان‌های نسبی طبقات تحت اثر رکوردهای مختلف زلزله، منحنی‌های شکنندگی ترسیم گردید و با مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مختلف، تاثیر استفاده از سیستم کمر بند خریایی بررسی گردید.

## ۲- سیستم مهاربازویی و کمر بند خریایی

در طراحی ساختمان‌های بلند، سه پارامتر مقاومت، سختی و پایداری بسیار مهم می‌باشند و هرچه ارتفاع ساختمان بلندتر می‌شود سختی و پایداری مهم‌تر می‌شوند و معمولاً این دو فاکتور در طراحی در برابر بارهای جانبی باد و زلزله، غالب می‌شوند. برای ارضاکردن این دو فاکتور، بطور معمول دو روش وجود دارد، روش اول افزایش بسیار زیاد و غیراقتصادی اندازه المان‌ها و روش دوم، تغییر فرم و شکل سازه به حالتی که ضمن حفظ سختی و پایداری، با محدود کردن تغییر شکل‌ها، پایداری سازه را افزایش دهد.

به منظور کاهش و محدود کردن دریافت‌های ناشی از بار باد به محدوده‌های قابل قبول، در طراحی سازه‌های بلند، به جای مصرف فولاد با مقادیر بالاتر از مقادیر استاندارد، از فرم‌های سازه‌ای ابتکاری استفاده می‌شود. در ساختمان‌های بلند، در صورت استفاده از تکنیک‌های مشخص

و استفاده کامل از ظرفیت المان‌های سازه‌ای، صرفه‌جویی در مصرف فولاد و کاهش هزینه‌ها، می‌تواند بسیار چشمگیر باشد و به منظور دستیابی به این اهداف، تکنیک‌های مختلف مهاربندی سازه‌ها در برابر نیروی باد و زلزله، توسعه داده شده‌اند. برای مقاومت در برابر بارهای جانبی، اگر فقط از الزامات مکانیکی استفاده گردد، سختی کافی برای پایین نگه داشتن دررفت ناشی از بار باد تامین نمی‌گردد [۴].

یک مفهوم نسبتاً جدید که در دو دهه اخیر تکامل یافته است ایده فراهم کردن کمربند خرابایی و مهاربازویی در ارتفاعات مختلف با هدف مهار ستون‌های محیطی به منظور مشارکت در مقاومت در برابر بارهای جانبی می‌باشد که در ساختمان‌های مختلف، مورد استفاده قرار گرفته است. اثر سخت‌کنندگی کمربند خرابایی و مهاربازویی شبیه یک فنر است که در مقابل تمایل به انحنای معکوس هسته مقاوم یک سر گیردار خمشی مقاومت می‌کند [۴]. بدون شک در بیشتر مواقع، مهم‌ترین فاکتوری که در طراحی سازه‌های بلند و لاغر تاثیرگذارتر از ظرفیت تنشی می‌باشد کنترل مقدار دررفت است در بین سیستم‌های مختلف سازه‌ای در سازه‌های بلند، سیستم مهاربازویی و کمربند خرابایی، یکی از سیستم‌های موثر و کارآمد برای کنترل دررفت‌ها می‌باشد [۵]. در دنیای مهندسی زلزله طراحی بر مبنای عملکرد، استفاده از منحنی‌های شکنندگی به عنوان یک روش متمایز و شناخته شده می‌باشد، این منحنی‌ها، احتمال تجاوز یک پارامتر مهندسی از یک مقدار مشخص را، به ازای پارامتری از زلزله ارائه می‌دهند.

### ۳- مروری بر کارهای انجام شده در زمینه منحنی‌های شکنندگی

اولین بار از منحنی‌های شکنندگی در تاسیسات هسته‌ای استفاده شده است، از آنجایی که این سازه‌ها از اهمیت بالایی برخوردار بوده و کوچک‌ترین نقص آن‌ها در مقابل زلزله بسیار خطرناک بوده است. از این رو در سال ۱۹۸۰ این منحنی‌ها برای نیروگاه‌های هسته‌ای رسم شده و تحت عوامل مختلفی از جمله PGA ارائه گردید [۶]. در سال ۱۹۹۳ این منحنی‌ها توسط کرچر و مارتین توسعه داده شدند [۷]. این منحنی‌ها از لحاظ محاسباتی بسیار ساده و ابتدایی بودند و تنها بصورت تجربی و با کمک قضاوت مهندسی تهیه شده بودند. در این پژوهش محور قائم، احتمال وقوع و محور افقی مقدار کیفی جنبش زمین بودند از این منحنی‌ها جهت برآورد خسارت لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده شد. از این رو می‌توان بیان کرد که نقطه عطف توجه مهندسیین به اهمیت تخمین میزان خسارت وارده به سازه‌ها، پس از زلزله نورث‌ریج سال ۱۹۹۴ بوده، که میزان خسارت مالی سازه‌ها را در زلزله‌های شدید نشان داد. آناگنوس و همکاران در سال ۱۹۹۵ مطالعات بیشتری بر مبنای توزیع بار بر مبنای بار مندرج در ATC انجام دادند و مدل جدیدی از منحنی شکنندگی را ارائه دادند، در این مقاله تمامی محاسبات لرزه‌ای بر مبنای ATC-13 انجام گردید و این بار محور افقی مقادیری از مرکالی اصلاح شده بود که حالت علمی تری برای آنالیز شکنندگی محسوب می‌شد و تابع توزیع احتمالاتی به صورت نرمال فرض شده بود و ایده‌های مناسبی برای کارهای آینده جهت استفاده از رکورد زلزله در این منحنی‌ها ارائه گردید [۸].

در سال ۲۰۰۱ شینوزوکا و همکاران همین رویه را برای پل‌های چند دهانه و بتن مسلح استفاده کردند، در این مقاله از رکورد تاریخچه زمانی جهت تحلیل دینامیکی و رسم منحنی‌های شکنندگی استفاده گردید. در این مقاله برای اولین بار مراحل ترسیم منحنی‌های شکنندگی به صورت گام به گام ارائه گردید. توزیع احتمالاتی داده‌ها نرمال فرض شد و سپس با مونتاز منحنی‌ها بر روی یکدیگر قضاوت مناسبی از آسیب‌پذیری آن‌ها بدست آمد [۹]. در سال ۲۰۰۰ نیز محققین با استفاده از توابع خسارت و براساس PGV، منحنی‌های شکنندگی را برای سازه‌های فولادی، بتنی و چوبی شهر کوبه ژاپن رسم کردند [۱۰]. در سال ۲۰۰۴ نیز در استانبول منحنی‌های شکنندگی برای مقاوم‌سازی سازه‌ها تهیه شد. برای این کار محققین چهار مدل ۴ طبقه‌ی بتنی را تهیه کردند و به منظور طرح مقاوم‌سازی از مدل‌های مختلفی چون بادبندی و دیواربرشی بهره گرفتند. آنها روش دینامیکی غیر خطی را برای تحلیل‌های لرزه‌ای به کار گرفتند و منحنی‌های شکنندگی را برای تغییر مکان بین طبقه‌ای در سطوح مختلف PGA رسم کردند [۱۱].

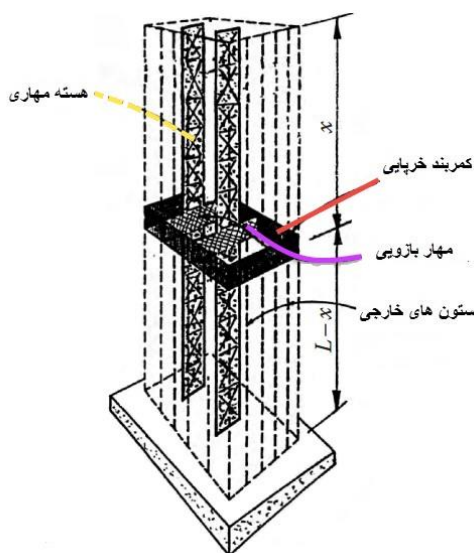
در سال ۲۰۰۶ آریزاگا منحنی‌های شکنندگی را برای ساختمان‌ها فولادی قاب خمشی با استفاده از نرم افزار پرفورم و با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای قاب‌های ۲، ۳، ۴، ۶، ۸ و ۱۰ طبقه رسم کرد. او با استفاده از آیین نامه فیما و بر اساس PGA و تغییر مکان بین طبقه‌ای، منحنی‌های شکنندگی را تولید کرد [۱۲]. در سال ۲۰۰۶ بیکر اوزر و همکارانش، در مقاله‌ای که برای ساختمان‌های موجود در کشور ترکیه انجام دادند، به توسعه منحنی شکست لرزه‌ای برای ساختمان‌های ۳، ۵، ۷ و ۹ طبقه که طبق آیین نامه رایج طراحی شده

بود، پرداختند. سیستم سازه‌ها، قاب خمشی بتنی بوده و مدل سازه‌ها به صورت دو بعدی با استفاده از نرم افزار SAP2000 طراحی و با نرم افزار IDARC-2D مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفته است [۱۳].

در سال ۲۰۱۲، آسامو به بررسی منحنی‌های شکست سازه‌های موجود در کشور غنا پرداخت. سازه‌هایی که در این مقاله مورد ارزیابی قرار گرفتند دارای سیستم قاب خمشی بتنی با شکل‌پذیری کم بودند. ایشان برای این کار سه تیپ ساختمان (۳، ۴، ۶ طبقه) با پلان‌های متقارن، طراحی شده با استفاده از آیین نامه قبلی در نزدیکی گسل در نظر گرفت و با انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی تاریخچه زمانی با استفاده از نرم افزار IDARC2D منحنی‌های شکست را ترسیم نمود. نتایج حاکی از آن بود که ساختمان‌های ۳ تا ۶ طبقه (با سیستم سازه‌ای مذکور) در نزدیک گسل‌ها در صورتی که در مناطق لرزه‌خیزی ۰/۲۵g تا ۰/۳۵g قرار گیرند احتمال فروریزش آن‌ها بسیار بالا است [۱۴]. در ایران نیز در سال ۱۳۸۶ منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های بتن مسلح دارای دیواربرشی رسم شد. برای این کار با لحاظ کردن اثر توزیع سختی، مقاومت و پیچش بر روی منحنی‌های شکنندگی، ۸ مدل یک طبقه با استفاده از نرم افزار اوپنسیس تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی قرار گرفت و منحنی‌های شکنندگی براساس تغییر مکان بین طبقه‌ای و چرخش مفاصل و شکل‌پذیری در سطوح مختلف PGA رسم شدند [۱۵].

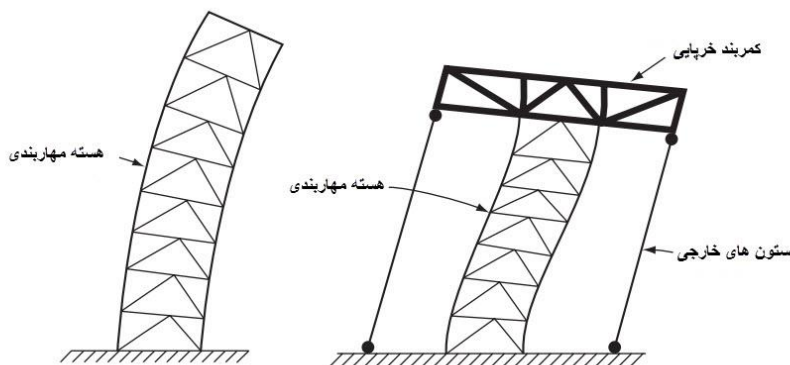
#### ۴- تشریح مبانی تحقیق و مدلسازی نرم‌افزار

ایده‌های جدید در طراحی سازه بلند، در حال تمرکز بر روی طراحی سازه‌های با هدف محدود کردن دررفت‌های ناشی از بارهای جانبی باد و زلزله به محدوده‌های قابل قبول، بدون صرف هزینه‌های زیاد در مقدار فولاد مصرفی می‌باشند. تکنیک‌های مختلف بادبندی برای حصول به این هدف توسعه داده شده‌اند که سیستم مهاربازویی و کمر بند خرابایی از جمله سیستم‌های مؤثر و کارآمد در این زمینه می‌باشد و برای ساختمان‌های تا ۵۰ طبقه مناسب‌ترین سیستم برای مقاومت در برابر بارهای جانبی و کاهش تغییر مکان‌ها و دررفت طبقات تا محدود مجاز می‌باشد. سیستم مهاربازویی و کمر بند خرابایی، از سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی است که در آن ستون‌های خارجی بوسیله تعداد زیادی مهار بازویی سخت به کمر بند خرابایی و هسته مرکزی در یک یا چند تراز مختلف گره خورده‌اند (شکل ۱).



شکل ۱: سیستم مهاربازویی و کمر بند خرابایی [۴]

وقتی که بارهای جانبی بر ساختمان وارد می‌شود کمانش هسته مقاوم باعث چرخش مهارهای بازویی که به هسته متصل هستند می‌گردد و باعث ایجاد کشش و فشار در ستون‌ها می‌گردد (شکل ۲).



شکل ۲: هسته مهاربندی شده و ستون‌ها که به کمر بند طبقه فوقانی مهار شده‌اند [۴]

یک ساختمان بلند می‌تواند در یک، دو و گاهی در سه تراز، مهاربازویی و کمر بند خرابایی داشته باشد، استفاده از کمر بندهای بیشتر، باعث ادغام بیشتر عملکرد کمر بندها و ستون‌های خارجی نما می‌گردد. مهارهای بازویی و کمر بندهای خرابایی می‌توانند در مکان‌ها و طبقاتی که کمترین تداخل را با عملکرد ساختمان دارند قرار بگیرند. قراردادن کمر بندها و مهارها در طبقاتی که تاسیسات مکانیکی قرار دارند کمترین ایراد را در بهره برداری از ساختمان ایجاد می‌کند. هاندرکمپ و همکاران در سال، ۲۰۰۸ یک روش ساده شده برای طراحی سازه‌های با مهار بازویی با هسته مهاربندی شده تحت بارگذاری یکنواخت ارائه کردند [۱۶]. در سال ۲۰۱۳ تحقیقاتی توسط رهگذر و جهانشاهی برای تعیین محل بهینه‌ی یک مهاربازویی و کمر بند خرابایی با استفاده از ماکزیمم کردن انرژی کرنشی تحت بارگذاری گسترده یکنواخت و گسترده مثلثی صورت گرفت [۱۷]. توکلی و همکاران به بررسی تاثیر الگوی بارگذاری گسترده جانبی مستطیلی و دوزنقه‌ای بر موقعیت بهینه مهاربازویی در ساختمان بلند ۶۰ طبقه فولادی با توجه به معیار انرژی پرداختند و به این نتیجه رسیدند که محل بهینه‌ی مهاربازویی تحت بار مثلثی تمایل به حرکت به سمت بالای سازه دارد [۱۸].

## ۵- فرضیات تحلیل و طراحی سیستم‌های مهاربازویی و کمر بند خرابایی

بطور معمول و در یک سازه واقعی، در صورتیکه تعامل بین اعضای مختلف سازه مورد نظر باشد انجام آنالیز سه بعدی اجتناب ناپذیر است، هرچند استفاده از این روش تحلیل، به منظور بهینه‌سازی طراحی و کاهش هزینه‌ها، در یک پروژه واقعی عادی می‌باشد. ارائه روشی که با فرضیات ساده کننده‌ای همراه است و جواب‌های دقیقی را ارائه می‌دهد همواره مورد توجه قرار می‌گیرد، به عنوان مثال: بهینه کردن محل قرارگیری کمر بند خرابایی و مهاربازویی. بخشی از فرضیات ساده کننده مورد اشاره، شامل موارد زیر می‌باشند:

- مهارهای بازویی به شکلی به ستون‌ها متصل هستند که فقط نیروی محوری به ستون خارجی منتقل می‌کنند.
- دیوارهای هسته مقاوم مرکزی، به شکلی مهاربندی شده‌اند که چرخش ناشی از اثر دوران مهاربندها ناچیز می‌باشد.
- تیرهای اتصال ستون‌ها و دیگر تیرهای سازه‌ای دارای اتصال مفصلی هستند. عملکرد هسته مهاربندی شده در تعامل با ستون‌های خارجی، بالاترین مقاومت را در برابر بارهای جانبی فراهم می‌کند.
- کمر بند خرابایی بینهایت سفت و سخت است و بطور کامل محیط خارجی ساختمان را پوشش می‌دهد.
- سختی محوری ستون‌های خارجی و ممان اینرسی هسته، بصورت خطی با افزایش ارتفاع ساختمان، کاهش می‌یابد.
- اتصال هسته مقاوم به تکیه‌گاه فونداسیون گیردار می‌باشد.

با این فرضیات، مدل تحلیلی مورد نظر به یک ستون یک‌سر گیردار تبدیل می‌شود [۴].

## ۶- مبانی تهیه و توسعه منحنی‌های شکنندگی

به منظور بیان کمی آسیب‌پذیری اجزای مختلف سازه‌ای و یا غیرسازه‌ای بر حسب میزان خطر زلزله می‌توان در مورد هر نوع از سازه‌ها و یا اجزای سازه‌ای حساس به جابجایی نسبی و اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب، احتمال وقوع یا فراگذشت از یک میزان خسارت خاص را برحسب یک ویژگی معروف زلزله نظیر  $PGA$ ,  $PGV$ ,  $PGD$  بیان نمود. تکرار این عملیات برای مقادیر مختلف  $PGA$  یا سایر تک پارامترها، منجر به تولید منحنی‌های نرمال شده‌ای موسوم به منحنی شکنندگی می‌گردد [۱۹] و [۲۰].

### ۶-۱- مراحل تولید منحنی شکنندگی

گام‌های تولید منحنی شکنندگی عبارتند از:

- انتخاب سازه و مدلسازی با توجه به میرایی و رفتار غیرخطی اعضا
- انتخاب شتاب نگاشت زمین لرزه‌های گذشته با توجه به نوع خاک و شکل طیف و مقیاس کردن آن‌ها به سطوح مختلف
- مشخص کردن عوامل مؤثر در شکنندگی لرزه‌ای مانند تغییر شکل محوری خمیری و تغییر مکان بیشینه‌ی بین طبقه‌ای
- مشخص کردن محدوده شکست با توجه به آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها
- انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی برای هر سازه در سطوح مختلف  $PGA$
- انتخاب یک توزیع آماری مناسب
- تولید جداول شکنندگی و رسم منحنی شکنندگی

### ۶-۲- تئوری احتمال منحنی شکنندگی

برای تولید منحنی شکنندگی باید یک توزیع احتمال برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بدست می‌آید در نظر گرفت. تعداد زیادی از توزیع‌های احتمال گسسته و پیوسته وجود دارند که در محاسبات مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرند. برخی از این توزیع‌ها که در آنالیزهای قابلیت اعتماد و منحنی‌های شکنندگی سازه کاربرد بسیاری دارند، توزیع نرمال و توزیع یکنواخت می‌باشد.

### ۶-۳- تولید منحنی‌های شکنندگی

در حالت کلی منحنی شکنندگی به صورت رابطه (۱) تعریف می‌شود:

$$Fragility = p[EDP > AC | IM] \quad (1)$$

در رابطه بالا  $IM$  شدت زلزله است، که معمولاً برابر شتاب حداکثر زمین ( $PGA$ ) فرض می‌شود  $EDP$  پارامتر تقاضای مهندسی است، که از خروجی تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بدست می‌آید و  $AC$  شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض است. یک توزیع لوگ نرمال آماری برای هر پارامتر تقاضای مهندسی  $EDP$  در هر شدت حرکت زلزله ( $IM$ ) در نظر گرفته می‌شود. برای ارزیابی احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص ( $AC$ )، میانگین و انحراف معیار هر یک از  $EDP$ ‌ها برای اثر مجموع نگاشت‌های زلزله محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از تابع توزیع تجمعی توزیع لوگ نرمال، احتمال تجاوز هر یک از  $EDP$ ‌ها از حالت حدی داده شده محاسبه می‌شود. در این پژوهش از تابع احتمال با توزیع لوگ نرمال استاندارد که براساس شاخص  $PGA$  زلزله (محور افقی نمودار شکنندگی) استفاده می‌شود که محور عمودی نمودار شکنندگی مقادیر تابع احتمال است که از داده‌های خروجی تحلیل دینامیکی غیرخطی دریافت بین طبقه‌ای بدست می‌آید استفاده شده است. در این پژوهش، محاسبه مقادیر تابع احتمال برای هر سازه و در هر یک از شدت‌های زلزله، به صورت گذشت دریافت ماکزیمم بین طبقه‌ای سازه از آستانه‌های تعریف شده زیر (براساس جدول ۴-۲ استانداردهای FEMA 273) محاسبه می‌گردد.

$$\eta = 0.05$$

$$\eta = 0.1$$

$$\eta = 0.2$$

آستانه IO حداکثر دریفت ماکزیمم طبقه‌ای برابر

آستانه LS حداکثر دریفت ماکزیمم طبقه‌ای برابر

آستانه CP حداکثر دریفت ماکزیمم طبقه‌ای برابر

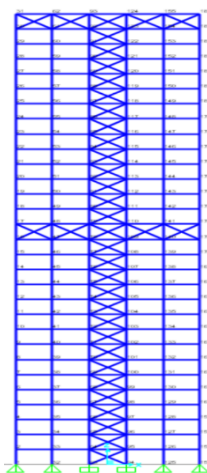
## ۷- فرضیات طراحی و مدل تحلیلی

در این تحقیق ۲ قاب با ۵ دهانه، ۳۰ و ۵۰ طبقه با ارتفاع‌های ۱۲۰ و ۲۰۰ متر بعدی برای آنالیز و طراحی با نرم افزار SAP2000 ورژن ۱۸ مدلسازی شده‌اند و سپس با روش *LRFD* طراحی شدند و بعد از آن با روش تحلیل تاریخچه‌زمانی و اعمال رکوردهای زلزله و محاسبه دریفت‌های طبقات، مورد بررسی قرار گرفتند. عرض قاب‌ها در جهت عمود بر صفحه ۶ متر فرض شده است. بارگذاری قائم قاب‌ها با استفاده از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران انجام شده است و برای محاسبه بارهای جانبی زلزله، از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران استفاده شده است، نوع زمین محل احداث سازه، تیپ III و محل احداث سازه با خطر نسبی بالا فرض شده است و ارتفاع هر طبقه ۴ متر فرض شده است. با توجه به اینکه این سیستم جز سیستم‌های خاص سازه‌های بلند می‌باشد بنابراین آیین‌نامه‌ها برای این سیستم ضریب رفتار و دیگر پارامترهای لرزه‌ای سازه را مشخص ننموده است. از این رو با توجه به ویژگی‌های این سازه مقدار ضریب رفتار و پارامترهای طراحی، با توجه به سیستم مهاربندی فولادی ویژه در نظر گرفته شد. جدول ۱ مشخصات مصالح فرض شده برای بررسی را نشان می‌دهد.

جدول ۱: مشخصات مصالح فولاد مصرفی قاب ۳۰ طبقه

عنوان مشخصات	علامت اختصاری	واحد	مقدار
جرم واحد حجم	M	کیلوگرم بر مترمکعب	۷۸۵
وزن واحد حجم	W	کیلوگرم بر مترمکعب	۷۸۵۰
مدول الاستیسیته	E	کیلوگرم بر سانتیمتر مربع	$2.06 \times 10^6$
ضریب پواسون	$\nu$	بدون بعد	۰/۳
تنش تسلیم فولاد	$F_y$	کیلوگرم بر سانتیمتر مربع	۳۶۰۰
مقاومت نهایی فولاد	$F_u$	کیلوگرم بر سانتیمتر مربع	۵۲۰۰

شکل ۳ قاب ۳۰ طبقه مدلسازی شده در نرم افزار را نشان می‌دهد.



شکل ۳: قاب ۳۰ طبقه مدلسازی شده در نرم افزار

## ۸- شتاب نگاشت‌ها و تحلیل تاریخچه‌زمانی

یکی از دقیق‌ترین روش تحلیل سازگار با رفتار فیزیکی سازه‌ها در هنگام زلزله، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌زمانی می‌باشد، در این تحقیق از ۱۲ شتاب نگاشت برای بررسی تحلیل تاریخچه‌زمانی استفاده شده است که مشخصات آن‌ها به شرح جدول ۲ می‌باشد.



جدول ۲: مشخصات رکوردهای زلزله استفاده شده در تحلیل غیرخطی قاب ۳۰ طبقه

عنوان رکورد	محل وقوع	سال وقوع	زمان کل (ثانیه)	بیشترین شتاب (g)	زمان وقوع بیشترین جابجایی	ضریب نرمال کردن رکورد
Hector mine	California	1999	60	0/0955	15/48	10/472
Imperial valley	Mexico	1979	37/815	0/160	6/465	6/246
Imperial valley-	Mexico	1979	39/98	0/11	5/7	9/0967
Kobe taz	Kobe japan	1995	40/95	0/693	6/01	1/442
Kocaeli	Izmit Turkey	1999	27/18	0/3579	9/17	2/794
Landers	Landers USA	1992	69/995	0/1358	10/165	7/365
Loma prieta	San	1989	39/945	0/112	8/02	8/931
Northridge	Los Angles	1994	55/325	0/2536	9/92	3/943
Northridge Sec		1994	39/995	0/4930	6/585	2/028
Smart 145002		1999	43/99	0/1216	16/83	8/226
Smart145107NS		1999	43/99	0/1605	15/0	6/232
Superstb5		1987	21/97	0/1362	5/62	7/341

هر رکورد با ۱۵ شدت مختلف نسبت به شتاب ثقل (۱/۳، ۰/۵، ۰/۷، ۱/۰، ۱/۱، ۱/۲، تا ۲/۰) به سازه اعمال می‌شود و این عملیات برای هر رکورد تکرار می‌شود. پس از اعمال بار به سازه، سازه آنالیز شده و از خروجی‌های نرم افزار، تغییر مکان گره‌ها استخراج و به نرم افزار اکسل منتقل می‌گردد، پس از انتقال داده‌های هر یک از شدت‌های یک رکورد، با تفاضل تغییر مکان گره‌های نظیر و تقسیم آن بر ارتفاع طبقه، تغییر مکان‌های نسبی طبقه (دریافت) محاسبه می‌گردد و سپس با محاسبات آماری، دریافت ماکزیمم در هر شدت رکورد محاسبه می‌گردد که بدین ترتیب برای هر رکورد زلزله، ۱۵ دریافت ماکزیمم بدست می‌آید ( $max, d$ ). برای این ۱۵ دریافت ماکزیمم، مقدار انحراف معیار محاسبه گردیده و  $\beta$  نامیده می‌شود.

برای انجام عملیات آماری بر روی داده‌های دریافت ماکزیمم هر رکورد، بایستی برای آن‌ها تابع توزیع مناسبی تعریف نمود تا با استفاده از توابع آماری به بررسی، پردازش و تفسیر اطلاعات بدست آمده از مراحل قبلی پرداخت. در این تحقیق و با استفاده از سه پارامتر  $max, d$ ،  $\eta$  و  $\beta$ ، برای محاسبه مقدار درصد احتمال تابع توزیع نرمال استاندارد ( $\Phi$ ) استفاده می‌شود. فرمول تابع توزیع نرمال استاندارد در رابطه ۲ بیان شده است.

$$\Phi = \left( \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \right) * e^{\left( -\frac{LN((MAX,d)/\eta)^2}{2\beta} \right)} * 100 \quad (2)$$

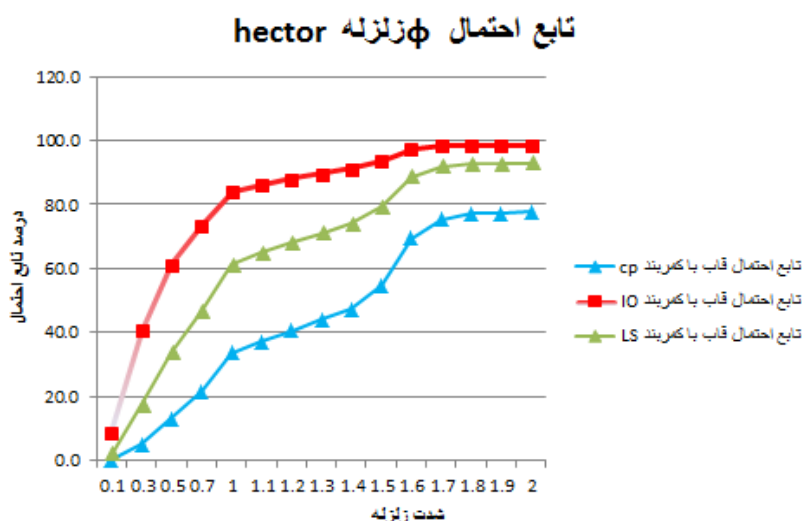
بدین ترتیب در هر رکورد زلزله به ازای هر یک از شدت زلزله‌های معرفی شده، با در نظر گرفتن یکی از آستانه‌های دریافت تعریف شده ( $\eta$ )، یک درصد مشخص برای تابع توزیع احتمال بدست می‌آید که مقدار تابع احتمال، نشان دهنده درصد احتمال گذر دریافت ماکزیمم سازه از آستانه تعریف شده در شدت زلزله مورد نظر است.

به‌عنوان نمونه در رکورد زلزله *hector* و در حالتی که شتاب زلزله برابر  $g$  می‌باشد احتمال گذر دریافت ماکزیمم از آستانه  $IO$  برابر ۸۴ درصد، احتمال گذر دریافت ماکزیمم از آستانه  $LS$  برابر ۶۱ درصد و احتمال گذر دریافت ماکزیمم از آستانه  $CP$  برابر ۳۳/۵ درصد می‌باشد.

## ۹- ترسیم منحنی‌های شکنندگی

با استفاده از داده‌های توزیع احتمال به رسم منحنی‌های شکنندگی اقدام می‌گردد. به این ترتیب که در هر رکورد زلزله، به ازای هر شدت زلزله که در محور افقی نمودار قرار می‌گیرد، دریافت ماکزیمم متناظر با آن وجود دارد، که با قراردادن این مقادیر و آستانه تعریف شده، یک مقدار مشخصی از تابع احتمال بدست می‌آید که روی محور عمودی نمودار قرار می‌گیرد، با تکرار این روند برای شدت‌های مختلف رکورد، مقادیر مختلف تابع احتمال بدست می‌آید. از وصل کردن مقادیر مختلف تابع احتمال، منحنی شکنندگی رکورد برای آستانه مورد نظر بدست

می آید؛ با تکرار این روند برای هر ۳ آستانه، برای هر رکورد زلزله، یک نمودار شکنندگی شامل سه منحنی، بترتیب برای آستانه  $IO$ ،  $LS$  و  $CP$  بدست می آید. در شکل ۴ به عنوان نمونه، منحنی های شکنندگی رکورد  $hector$  نشان داده شده است.



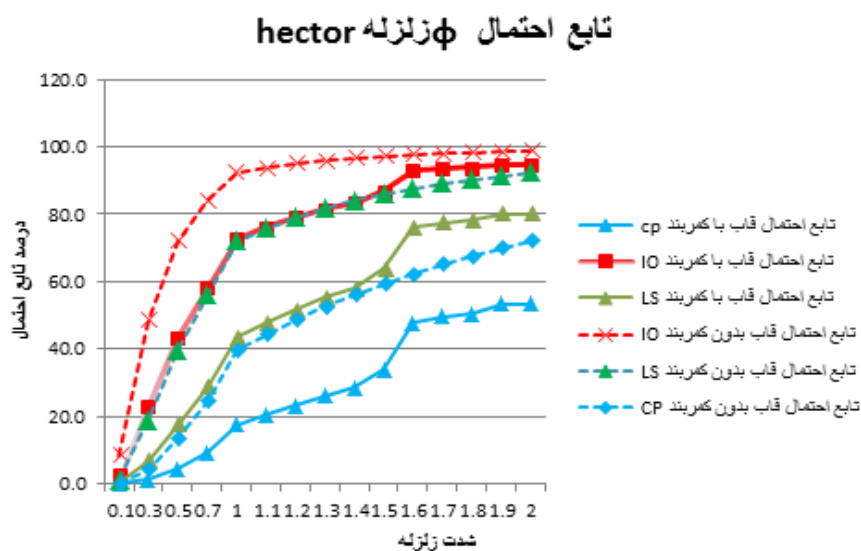
شکل ۴: منحنی شکنندگی تابع احتمال قاب ۳۰ طبقه با سیستم کمر بند خرابایی در رکورد زلزله  $hector$

### ۱۰- تحلیل سازه ۳۰ طبقه با سیستم قاب خمشی

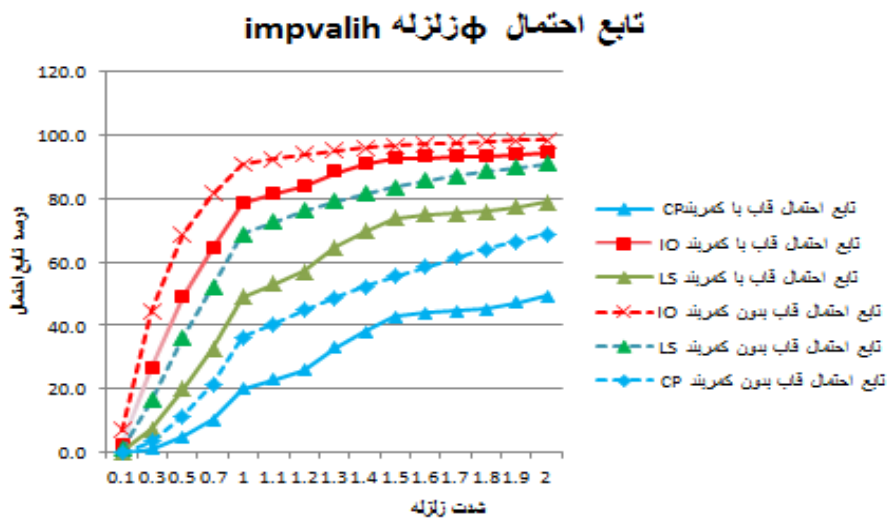
برای سازه ۳۰ طبقه، کمر بندها و اعضای محوری هسته مرکزی حذف شده و قاب بصورت، قاب خمشی تقویت شده به شکلی که میزان فولاد مصرفی با حالت قبل کمترین تفاوت را داشته باشد، تحت اثر رکوردهای زلزله قبلی می گیرد. با تکرار مراحل، برای رکوردهای مختلف، تغییر مکان ها و دررفت های ماکزیمم در هر رکورد محاسبه می گردد. با مقایسه دررفت های ماکزیمم بدست آمده، بصورت نظیر به نظیر، با مراحل قبلی، دررفت های ماکزیمم بصورت قابل توجهی افزایش داشته اند و به همین ترتیب مقادیر تابع احتمال نیز افزایش داشته اند، به عنوان نمونه در رکورد زلزله  $hector$  و در حالتی که شتاب زلزله برابر  $g$  می باشد احتمال گذر دررفت ماکزیمم از آستانه  $IO$  برابر ۹۲ درصد، احتمال گذر دررفت ماکزیمم از آستانه  $LS$  برابر ۷۲ درصد و احتمال گذر دررفت ماکزیمم از آستانه  $CP$  برابر ۴۰ درصد می باشد. درحالی که برای رکورد زلزله  $impvalih$  اعداد فوق بترتیب برابر ۹۱، ۶۹ و ۳۶ درصد می باشند.

### ۱۱- مقایسه منحنی های شکنندگی سیستم های قاب خمشی و کمر بند خرابایی سازه ۳۰ طبقه

در این بخش با استفاده از داده های شدت زلزله رکوردهای مختلف و مقادیر مختلف بدست آمده برای تابع احتمال گذر دررفت از آستانه های تعریف شده، منحنی های شکنندگی توابع با روش مشابه حالت های قبلی ترسیم گردید که به عنوان نمونه مقایسه عملکرد سیستم قاب خمشی و قاب های با کمر بند خرابایی، برای قاب ۳۰ طبقه در شکل ۵ و ۶ آورده شده است.



شکل ۵: منحنی شکنندگی مقایسه قاب ۳۰ طبقه سیستم قاب خمشی و سیستم کمربند خرابایی در رکورد hector



شکل ۶: منحنی شکنندگی مقایسه قاب ۳۰ طبقه سیستم قاب خمشی و سیستم کمربند خرابایی در رکورد impvalih

## ۱۲- مقایسه منحنی‌های شکنندگی سیستم‌های قاب خمشی و کمربند خرابایی سازه ۵۰ طبقه

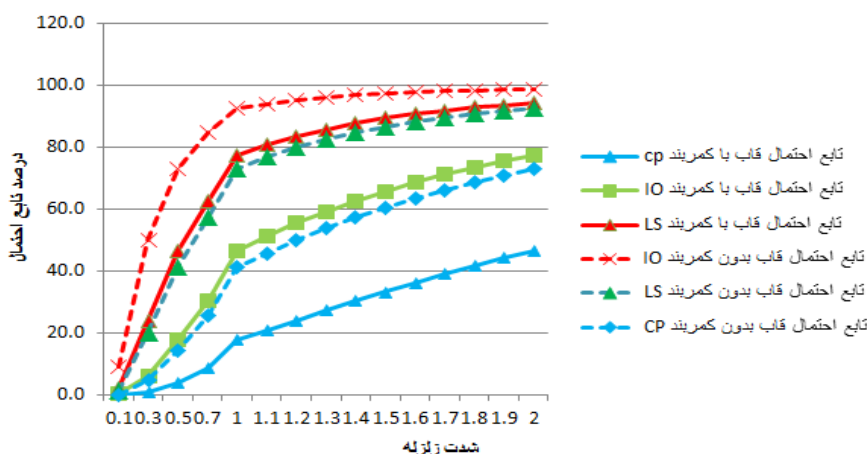
برای طراحی سازه ۵۰ طبقه با کمربند خرابایی، محل قرار گیری کمربند در تراز طبقه ۲۵ و ۵۰ در نظر گرفته شد. سپس به بررسی رفتار غیرخطی این سازه پرداخته شده است. در شکل ۷ قاب مدل‌سازی شده در نرم افزار را مشاهده می‌کنید.



شکل ۷: قاب ۵۰ طبقه مدل شده در نرم افزار

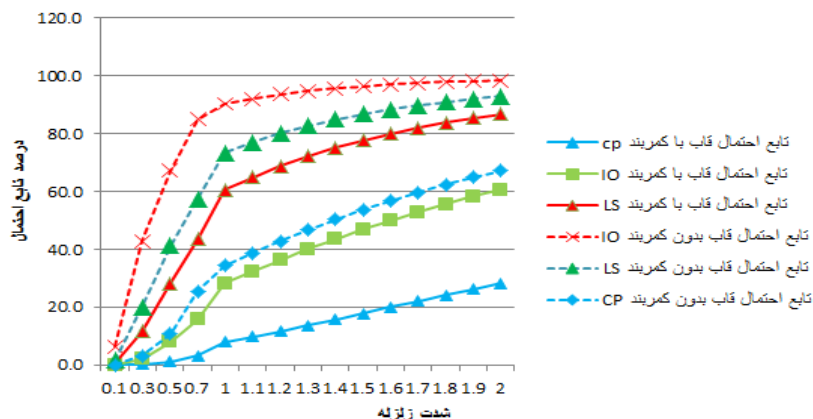
به منظور تحلیل دقیق و بدست آوردن نتایج حالت های مختلف، رکورد زلزله های مرحله قبل با همان شدت های قبلی (که شامل نسبت های ۰/۱، ۰/۳، ۰/۵، ۰/۷، ۱، ۱/۱، ۱/۲، ۱/۳، ۱/۴، ۱/۵، ۱/۶، ۱/۷، ۱/۸، ۱/۹، ۲/۰ بوده است) به این قاب اعمال گردید و پس از انجام تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی و استخراج تغییر مکان های متناظر، منحنی های شکنندگی برای دو حالت قاب با سیستم مهاربازویی و کمر بند خرابایی و قاب با سیستم قاب خمشی، مقادیر توابع احتمال رکورد های مختلف محاسبه و منحنی های شکنندگی مشابه حالت قبل با سه آستانه IO، LS و CP ترسیم گردید که در شکل های ۸ و ۹ نشان داده شده است.

### تابع احتمال $\phi$ زلزله hector



شکل ۸: منحنی شکنندگی مقایسه قاب ۵۰ طبقه سیستم قاب خمشی و سیستم کمر بند خرابایی در رکورد hector

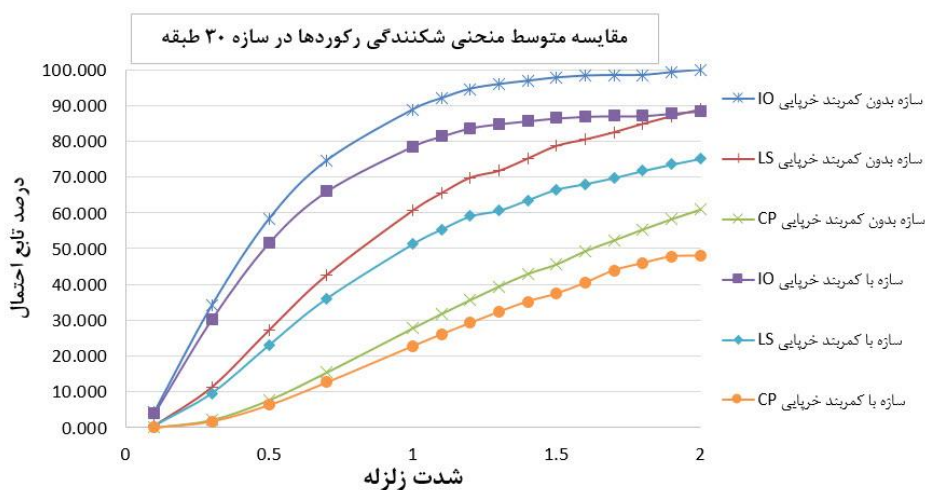
### تابع احتمال $\phi$ زلزله kobetaz



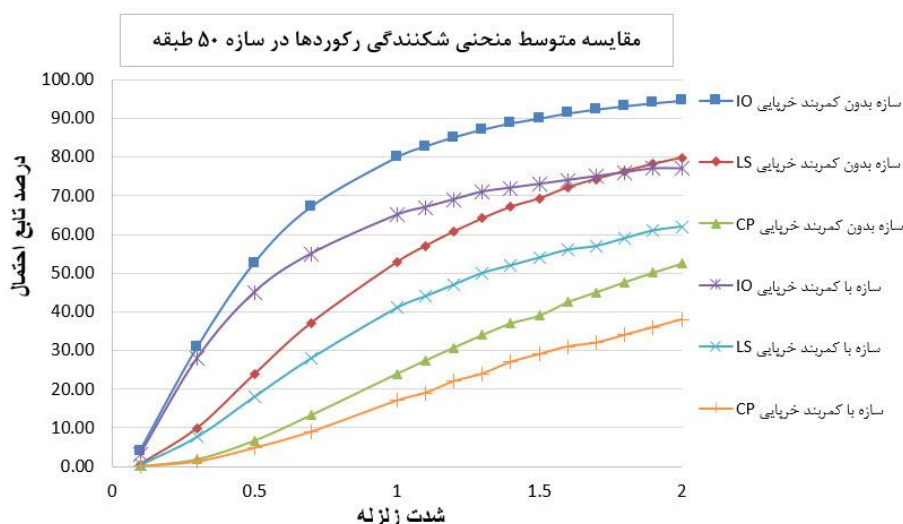
شکل ۹: منحنی شکنندگی مقایسه قاب ۵۰ طبقه سیستم قاب خمشی و سیستم کمربندخرپایی در رکورد kobetaz

### ۱۳- مقایسه متوسط منحنی‌های شکنندگی تحت رکوردهای مختلف

به منظور بدست آوردن دید کلی از رفتار سازه‌ها، میانگین منحنی‌های شکنندگی تحت رکوردهای مختلف را با یکدیگر مقایسه می‌کنیم. در شکل ۱۰ میانگین منحنی‌های شکنندگی در آستانه‌های مختلف برای سازه ۳۰ طبقه نشان داده شده است. مقادیر کاهش احتمال آستانه‌های مختلف را می‌توان در سیستم‌های مختلف مشاهده کرد. در شکل ۱۱ همین اطلاعات برای سازه ۵۰ طبقه ارائه گردیده است.



شکل ۱۰: مقایسه متوسط منحنی شکنندگی سیستم قاب خمشی و سیستم کمربندخرپایی قاب ۳۰ طبقه



شکل ۱۱: مقایسه متوسط منحنی شکنندگی سیستم قاب خمشی و سیستم کمر بند خرابایی قاب ۵۰ طبقه

### ۱۳- جمع بندی و نتیجه گیری

با بررسی نمودار منحنی های شکنندگی و نتایج داده های حاصل از تحلیل های غیرخطی انجام شده قاب های ۳۰ و ۵۰ طبقه، با سیستم مقاوم در برابر بار جانبی، مهاربازویی و کمر بند خرابایی و سیستم های قاب خمشی مقایسه این سیستم با یکدیگر، نتایج زیر قابل استخراج می باشد:

- تغییر سیستم یک قاب خمشی به قاب با سیستم مهاربازویی و کمر بند خرابایی باعث کاهش مقادیر تابع احتمال هر منحنی شکنندگی، نسبت به منحنی مشابه، در یک آستانه مشخص می گردد.
- کاهش مقدار تابع احتمال به مفهوم عملکرد مناسب تر سیستم مهاربازویی و کمر بند خرابایی در مقایسه با سیستم قاب خمشی می باشد بدین معنی که در یک رکورد ثابت، احتمال گذر سازه از آستانه های تعریف شده، به مقادیر قابل ملاحظه ای کاهش می یابد.
- با توجه به نمودار شکنندگی (شکل ۱۰)، در مقایسه نقاط نظیر در منحنی ها، ملاحظه می گردد که استفاده از سیستم مهاربازویی و کمر بند خرابایی به جای سیستم قاب خمشی در قاب ۳۰ طبقه، حدود ۱۲ تا ۱۸ درصد احتمال فراگذشت سازه از آستانه های تعریف شده را کاهش می دهد.
- با توجه به نمودار شکنندگی (شکل ۱۱)، در مقایسه نقاط نظیر در منحنی ها، ملاحظه می گردد که استفاده از سیستم و مهاربازویی و کمر بند خرابایی به جای سیستم قاب خمشی در این قاب ۵۰ طبقه، حدود ۱۸ تا ۲۷ درصد احتمال فراگذشت سازه از آستانه های تعریف شده را کاهش می دهد.
- به صورت کلی می توان نتیجه گرفت که استفاده از سیستم مهاربازویی و کمر بند خرابایی به جای سیستم قاب خمشی در سازه های مورد مطالعه باعث کاهش فراگذشت تابع احتمال سازه از آستانه های عملکردی مختلف به میزان ۱۲ تا ۲۸ درصد می گردد.

### مراجع

- [1] Anagnos T, Rojahn C and Kiremidjian A. (1995) "NCEER-ATC Joint Study on Fragility of Buildings" Technical Report NCEER-95-0003 January 20.
- [2] Sadraddin H. (2015) "Fragility Assessment of High-Rise Reinforced Concrete Buildings" [http://scholarworks.wmich.edu/masters\\_theses](http://scholarworks.wmich.edu/masters_theses).
- [3] Akshay A, Khanorkar M, Denge S. V. Raut, Dr. S. P. (2016) "Belt Truss as Lateral Load Resisting Structural System for Tall Building: A Review" IJSTE - International Journal of Science Technology & Engineering, Volume 2, Issue 10.
- [4] Taranath, Bungale s. (1988), "structural analysis & design of tall buildings", McGraw-Hill Book Company.

- [5] P.M.B. Raj Kiran Nanduri, B.Suresh, MD. Ihtesham Hussain, (2013) "Optimum Position of Outrigger System for High-Rise Reinforced Concrete Buildings under Wind and Earthquake Loadings", American Journal of Engineering Research (AJER)
- [6] Kennedy, R.P. Cornell, A.C. Campbell, R.D. Kaplan, S. and Perla, H.F. (1980) "Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant", Nuclear Eng & Design, page 59(2).
- [7] Kircher, C.A. and Martin W.(1993) , " Development of fragility Curve for Estimating of Earthquake damage Work Shopon Continuing Action to Reduce losses from Earthquake , Washington ,Dc : U.S.Geological Survey.
- [8] Anagnos, T Rojahn, C and Kiremidjian, (1995) "ATC joint Study on Fragility of Building", NCEER-95-0003, Applied Technology Council, CA.
- [9] Shinozuka, M, Saxena V, Deodatis G and Feng M., ( 2001) , "Development Of Fragility Curve for Multi – Span Reinforced Concrete Bridge", Dept. of Civil and Environmental Engineering , Princeton University.
- [10] Murao, O and Yamazaki, F, (2000), "Development of fragility curves for buildings in Japan", Confronting Urban Earthquakes: Report of Fundamental Research on the Mitigation of Urban Disasters Caused by Near-Field Earthquakes, pp. 226-230.
- [11] Smyth, A, (2004), "Probabilistic benefit-cost analysis for earthquake damage mitigation: Evaluating measures for apartment houses in Turkey", Earthquake Spectra, 20(1), February.
- [12] Arizaga , G, (2006), "Earthquake induced damage estimation for steel buildings in Puerto Rico", A thesis submitted in partial full-time of the requirements for the degree of master of science in civil engineering university of Puerto Rico .
- [13] Bekir Özer AY1, M Altuğ ERBERİK and Sinan AKKAR, 3-8, (2006), "Fragility Based Assessment of The Structural Deficiencies in Turkish RC Frame Structures", First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, Paper Number: 593.
- [14] Mark Adom-Asamoah, (2012), "Generation of analytic l fragility curves for Ghanaian non-ductile reinforced concrete frame buildings", International Journal of the Physical Sciences Vol. (19), pp. 2735-2744,
- [15] Aziminejad, A.S. and Moghadam, A, (2007), "Effects of strength distribution on fragility curves of asymmetric single story building", Proceedings of the Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering (June 2007) Ottawa, Ontario, Canada.
- [16] Hoenderkamp, J. C. D. (2008). "Second outrigger at optimum location on high rise shear wall." The structural design of tall and special buildings 17: 619-634.
- [17] M. R. Jahanshahi, R. Rahgozar, (2013) ," Optimum Location of Outrigger-belt Truss in Tall Buildings Based on Maximization of the Belt Truss Strain Energy " International Journal of Engineering, Vol. 26, No. 7.
- [18] B. Heidary, H.R. Tavakoli, H. Hamidi Jamnani, R. Rahgozar, (2017), "The Effect of Lateral Load Pattern on Optimum Location of Outrigger and Belt Truss in Tall Buildings", Civil Engineering Journal of Ferdowsi University of Mashhad, (in press, in Persian)
- [19] Akkar, S; Sucuoglu, H and Yakut, A, (2005), "Displacement based fragility functions for low- and mid-rise ordinary concrete buildings", Earthquake Spectra, 21(4), pp 901-927.
- [20] Anagnos, T; Rojahn, C and Kiremidjian, A S, (1994), "Building fragility relationships for California", Proceedings of the Fifth U S National Conference on Earthquake Engineering, pp. 389-396.