

# برآورد احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات صفحه کناری

مهدی بنازاده<sup>۱\*</sup>؛ سید علیرضا جلالی<sup>۲</sup>

## چکیده

در این مقاله عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات صفحه کناری با تاکید بر عدم قطعیت‌های لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور، ابتدا با تکیه بر نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود موجود، مدل رفتاری اتصال صفحه کناری ارائه و کالیبره شده است. سپس سازه‌های سه بعدی طراحی شده با به کارگیری مدل اتصال ارائه شده، با توجه به شرایط غیرخطی، به شکل قاب‌های خمشی دو بعدی مدل سازی شدند. برای انعکاس عدم قطعیت ذاتی موجود در پدیده زمین لرزه، روش تحلیل دینامیکی افزاینده IDA، به کار گرفته شد. بدین ترتیب، بیش از ۱۵۰۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی از سازه‌های مورد مطالعه به عمل آمد و نتایج این تحلیل‌ها برای برآورد عملکرد قاب‌ها در قالب مفاهیمی چون «بسامد فراگذشت از حالات حدی» و «منحنی خطر تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها» مورد استفاده قرار گرفت. این نتایج می‌توانند معیاری برای مقایسه عملکرد سازه‌های گوناگون باشند و یا در برآورد کفایت آیین‌نامه‌های مورد استفاده در طراحی قاب‌ها مورد استفاده قرار گیرند.

## کلمات کلیدی

قاب خمشی فولادی، اتصال صفحه کناری، مهندسی زلزله بر اساس عملکرد، تحلیلی دینامیکی افزاینده IDA، فراگذشت از حالات حدی، منحنی خطر تقاضای لرزه‌ای

## *Probabilistic Seismic Demand Assessment of Steel Moment Frames with Sideplate Connections*

M. Banazadeh and S. A. Jalali

### ABSTRACT

Seismic performance of steel moment frames with side-plate connections has been investigated with emphasis put on earthquake uncertainties. Based on experimental and finite element results, a connection model was proposed and calibrated to represent the side-plate connection behavior. Afterwards, some two-dimensional moment frames were adopted from the designed three-dimensional frame structures which were modeled incorporating the established connection model. To reflect the uncertainties associated with earthquakes, the incremental dynamic analysis procedure was performed. The procedure outcomes, which consist of more than 1500 nonlinear dynamic analyzes, were used to investigate the structures performance in terms such "limit-state frequencies" and "seismic demand hazard curve". The quantified performances may be used in comparing the studied structures with similar other structures and also as a crisis to the prescriptions issued by design guidelines for the structures under consideration.

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۸۸/۱۱/۶

تاریخ اصلاحات مقاله: ۱۳۹۱/۳/۲۳

<sup>۱</sup> نویسنده مسئول و استادیار دانشگاه صنعتی امیرکبیر؛ دانشکده عمران و محیط زیست؛ تهران - خیابان حافظ شمالی؛

mbanazadeh@aut.ac.ir

<sup>۲</sup> دانشجوی دکتری مهندسی سازه؛ دانشگاه صنعتی امیرکبیر؛ دانشکده عمران و محیط زیست؛ seyed-jalali@aut.ac.ir

## KEYWORDS

Steel moment frame, sideplate connection, performance-based earthquake engineering, incremental dynamic analysis, limit state frequency, seismic demand hazard curve

### ۱- مقدمه

جدایی بین انتهای تیر و ستون که شکست ترد جوش دیده شده در اتصالات قبل از نورتریج را مرتفع می‌نماید.

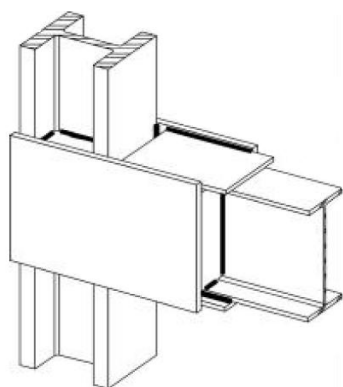
تغییر رفتار چشمه اتصال؛ به دلیل مشارکت صفحات کناری در عملکرد چشمه اتصال، این عضو دارای سختی بالاتر و در نتیجه تغییر شکل‌های کمتری است.

مسیر ساده شده انتقال بار، پیش‌بینی رفتار اتصال و فرایند طراحی آن را آسان می‌نماید.

عملکرد چرخه‌ای مناسب؛ به دلیل دارا بودن سختی و در عین حال شکل‌پذیری زیاد، ظرفیت استهلاک انرژی بالایی را با چرخه‌های هیستریزس پایدار خود تأمین می‌نماید.

پیوستگی تیرهای دوطرف ستون به یکدیگر دلیل می‌شود در صورت حذف ستون در شرایطی چون حمله تروریستی، اتصال به تنهایی قادر به انتقال نیروهای ناشی از وزن ستون‌های بالایی باشد.

در مطالعه حاضر به دنبال آن هستیم که با استفاده از نتایج موجود از رفتار اتصال صفحه کناری، رفتار لرزه‌ای قاب‌های شامل این اتصال را به صورت کمی برآورد نماییم. برای این منظور روش تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای که رفتار قاب‌ها را بر پایه مفاهیم قابلیت اطمینان و با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های موجود در زمین لرزه برآورد می‌نماید، مورد استفاده قرار گرفته است. گفتنی است عدم قطعیت دانش موجود در پارامترها و روش مدل‌سازی و تحلیل سازه‌ای که از آن به عنوان عدم قطعیت مدل‌سازی یاد می‌شود در این مقاله مورد بررسی قرار نمی‌گیرد.



شکل (۱): جزئیات اتصال صفحه کناری

### ۲- مطالعات انجام شده بر روی رفتار اتصال صفحه

اتصالات، از مهم‌ترین اجزای یک قاب ساختمانی هستند زیرا با قرار گرفتن در محل تقاطع تیرها و ستون‌ها دو عملکرد اساسی را باید بر عهده بگیرند. پایه‌ای‌ترین عملکرد این اجزا این است که نیروهای ثقیل را از تیرها به ستون‌ها چنان انتقال دهند که اتصال تیرها به سازه و در نتیجه یکپارچگی سازه همچنان حفظ شود؛ و عملکرد دوم و احتمالاً بحرانی‌تر آن‌ها، فراهم آوردن صلبیت در برابر نیروهای جانبی و انتقال تنش‌های خمشی ناشی از این نیروها در بین تیر و ستون‌هاست.

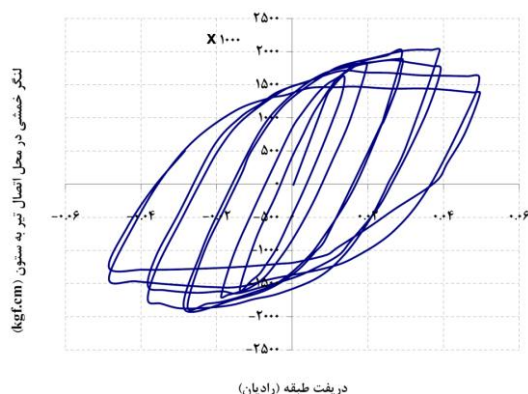
علاوه بر این، رفتار ممان-دوران اتصالات ممان بر، یک عامل بسیار مهم در تعیین رفتار کلی قاب است و ویژگی‌های غیرخطی این رفتار که شامل تغییر شکل غیرخطی چشمه اتصال و دوران پلاستیک در مفصل‌های خمیری تشکیل شده در انتهای تیر است، یک منبع مهم رفتار غیرخطی در قاب خمشی محسوب می‌شود و از این رو نقش مهمی در جذب و استهلاک انرژی ناشی از تحریک‌های لرزه‌ای دارد.

امروزه نگاه آیین‌نامه‌های ضدلرزه‌ای مبتنی بر این اصل است که سامانه سازه‌ای باید دارای مقاومت، شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی کافی باشد تا بتواند انرژی زلزله‌های شدید و بسیار شدید را به وسیله رفتارهای غیرخطی و بدون آن که تحت بارهای ثقیل ناپایدار شود مستهلک نماید.

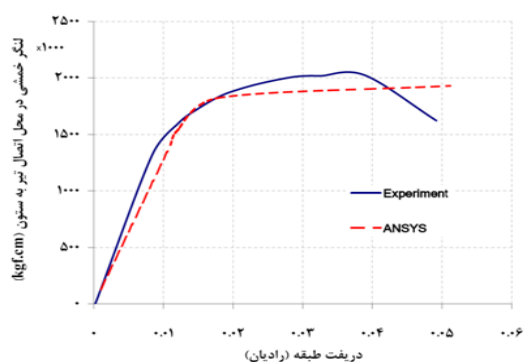
پیش از زلزله ۱۷ ژانویه ۱۹۹۴ نورتریج کالیفرنیا، قاب‌های خمشی فولادی جوشی با گیرداری کامل، به عنوان یک سامانه باربر جانبی عالی تلقی می‌شدند. پس از خرابی گسترده در اتصالات این سازه‌ها در پی وقوع زلزله نورتریج، این مرغوبیت به طور جدی مورد سؤال قرار گرفت. در نتیجه تلاش گسترده‌ای برای یافتن جزئیات اتصال با ویژگی‌های بهتر انجام شد.

یکی از جزئیات اتصال که بعد از زلزله نورتریج به عنوان جایگزینی برای اتصالات قبل از نورتریج پیشنهاد شد، اتصال با صفحات کناری است که جزئیات یک نمونه یک طرفه آن در شکل (۱) نشان داده شده است. در سال‌های اخیر این اتصال به صورت گسترده در طراحی و اجرای ساختمان‌های فولادی به کار می‌رود. مطالعات انجام شده بر روی رفتار این اتصال کم بوده و تنها در حد تایید ویژگی‌های آن است.

از مزایای اتصال صفحه کناری نسبت به سایر اتصالات می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:



شکل (۳): نمودار چرخه‌ای ممان-دوران حاصل از آزمایش [۳]



شکل (۴): مقایسه پوش نمودارهای ممان-دوران به دست آمده از تحلیل اجزاء محدود (نرم‌افزار انسیس) و آزمایش [۳]

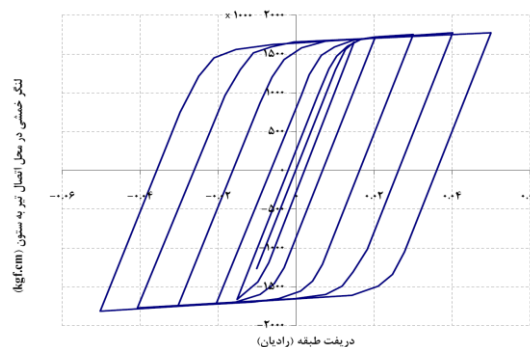
### ۳- تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA)

#### ۳-۱- کلیات روش

برای در نظر گرفتن اثر تغییرپذیری ذاتی موجود در زمین لرزه در تحلیل پاسخ لرزه‌ای سازه، روش تحلیل دینامیکی افزاینده ابداع شده است [۱۳]. در این روش برای در نظر گرفتن عدم قطعیت موجود در پیش‌بینی شدت لرزه‌ای، یک رکورد زمین لرزه به نحوی مقیاس می‌شود تا محدوده وسیعی از شدت‌های لرزه‌ای را پوشش دهد. همچنین برای در نظر گرفتن عدم قطعیت موجود در محتوای فرکانسی و شکل طیفی زلزله‌ها، تعداد قابل قبولی از رکوردهای زمین لرزه مورد استفاده قرار می‌گیرند. این روش در توصیه‌های آیین‌نامه‌ای [۹] به عنوان روشی برای پیش‌بینی ظرفیت سازه‌ای مورد توجه قرار گرفته است و در این مطالعه در قالب روش برآورد احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای<sup>۴</sup> که در قسمت بعد در مورد آن بحث خواهد شد به کار رفته است. برای انجام تحلیل IDA، ابتدا باید پارامترهای مناسبی برای انعکاس شدت لرزه‌ای<sup>۵</sup> و نیز پارامتر تقاضا<sup>۶</sup> انتخاب شود. انتخاب مناسب این دو پارامتر اهمیت زیادی دارد و در گذشته موضوع مطالعات

شیراوند [۱] در یک مطالعه تحلیلی به روش اجزای محدود، ۹ مدل میانقاب یک طرفه تشکیل شده از مقاطع تیر I شکل و ستون‌های دابل را در نرم افزار انسیس<sup>۲</sup> مدل سازی نمود. این نمونه‌ها تحت تاریخچه تغییر شکل‌های چرخه‌ای و یک طرفه تحلیل شدند. نمودارهای چرخه‌ای مربوط به رفتار ممان-دوران نمونه‌ها، مقاومت و سختی بالایی داشتند. همچنین این چرخه‌ها بسیار پایدار بوده و حتی تا دوران‌های بالا مثل ۰/۰۶ رادیان هیچ گونه کاهندگی<sup>۳</sup> را از خود نشان نمی‌دادند. توزیع تنش‌ها و تغییر شکل‌ها در نقاط مختلف نمونه‌ها، نتایج گفته شده برای آزمون‌های آزمایشگاهی قبلی را تایید می‌نمود.

یخچالیان [۴] مطالعه مشابهی را بر روی ۱۵ نمونه میان قاب دو طرفه تک محوره انجام دادند. رفتار دیده شده، همه نتایج قبلی را برای مدل‌های دوطرفه نیز تایید می‌نمود. یک نمونه از منحنی‌های ممان-دوران به دست آمده در این مطالعه در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل (۲): نمودار چرخه‌ای ممان-دوران حاصل از اجزای محدود [۲]

شیراوند [۲] در یک کار آزمایشگاهی، رفتار یک نمونه آزمایشگاهی با مقیاس کامل از اتصال صفحه کناری را تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد آزمایش قرار داد. جزئیات این مدل مانند مدل SPD10 به کار رفته توسط مرجع [۴] بود. در این مطالعه، همچنین یک مدل تحلیلی که از نظر ابعاد و ویژگی‌های مصالح به کار رفته دقیقاً مانند مدل آزمایشگاهی بود، در نرم‌افزار انسیس تحت بارگذاری چرخه‌ای تحلیل شد. منحنی‌های ممان-دوران مربوط به آزمایش بارگذاری چرخه‌ای و پوش منحنی‌های ممان-دوران بدست آمده از آزمایش و نرم‌افزار انسیس به ترتیب در اشکال (۳) و (۴) آورده شده است. همان‌طور که دیده می‌شود نمودارهای ممان-دوران به دست آمده از نرم‌افزار انسیس کاهندگی چرخه‌ای موجود در رفتار چرخه‌ای، و همچنین، شاخه با شیب منفی موجود در منحنی پایه رفتار

موردنظر رسم می‌شود. این عمل برای همه رکوردهای انتخابی تکرار می‌شود.

### ۳-۲- جزئیات مربوط به انجام تحلیل

در تحلیلهای سازه‌ای برای تعیین ظرفیت سازه‌ای، لازم است حالت حدی فروریزش به نحو مناسبی تعریف شود تا در ضمن برابری با شواهد تجربی و مبانی تئوریک، قابلیت کاربرد در الگوریتم‌های عددی را نیز داشته باشد. شرایط فروریزش سازه‌ای به شرایطی گفته می‌شود که در آن در نتیجه وقوع تغییر مکان جانبی افزایش یافته در سازه، اثرات مرتبه دوم به قدری تشدید شود که سامانه سازه‌ای دیگر قادر به تحمل بارهای ثقلی نباشد. در تحلیلهای عددی، پیگیری<sup>۷</sup> وقوع این حالت همراه با پیچیدگی‌هایی است که در ادامه در مورد آنها بحث می‌شود.

### ۳-۲-۱ معیار وقوع فروریزش در سازه

برای آن که بتوان عملکرد سازه‌ها را در حالت حدی فروریزش بررسی نمود، نیازمند یک معیار عددی هستیم. برای برآورد ظرفیت سازه‌ها، مرجع [۹] استفاده از روش IDA را توصیه نموده‌است. بر اساس توصیه این مرجع، نقطه وقوع فروریزش، متناظر با وقوع یکی از سه حالت زیر در نظر گرفته می‌شود:

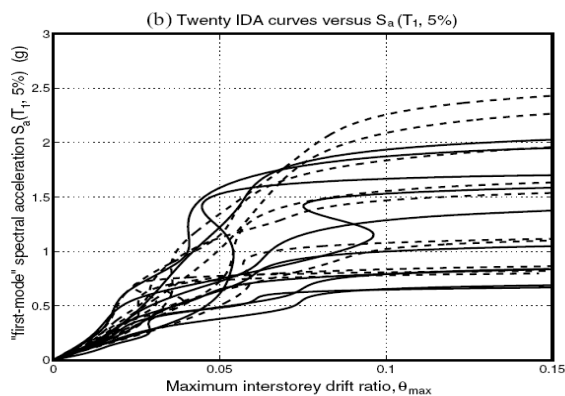
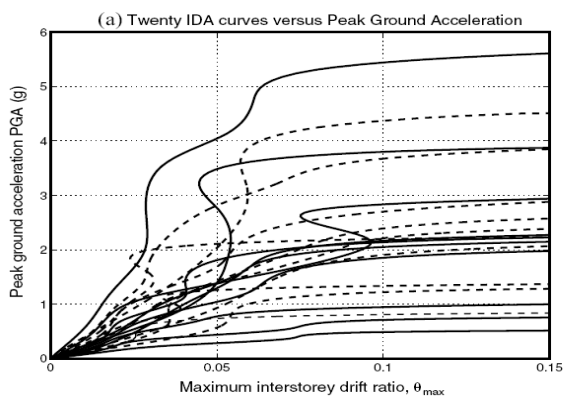
#### - واگرایی عددی الگوریتم تحلیل سازه‌ای:

«واگرایی» زمانی در سازه رخ می‌دهد که مدل ریاضی سازه از یافتن پاسخ سازه‌ای متناظر با یک گام بارگذاری (تحریک لرزه‌ای) بازماند. دو علت اساسی برای وقوع چنین حالتی می‌توان گفت.

گسترده‌ای بوده است. انتخاب یک شاخص شدت مناسب منجر به پراکندگی کمتر در پاسخ ایجاد شده در سازه توسط زلزله‌های گوناگون و در نتیجه تقریب دقیق‌تر از شاخص‌های آماری این پاسخ‌ها می‌شود. این پارامتر، در مطالعه حاضر، طبق معمول بسیاری از تحقیقات دیگر برابر شتاب طیفی در دوره نوسانی اصلی سازه ( $S_a(T_1)$ ) در نظر گرفته شده است. در شکل (۵) دو منحنی IDA رسم شده برای دو شاخص شدت مختلف نشان داده شده است که مقایسه آن‌ها نشان می‌دهد که  $S_a(T_1)$  انتخاب بهتری برای این پارامتر است.

پارامتر تقاضا، شاخص تقاضا، در واقع پارامتر انتخاب شده برای انعکاس هر چه بهتر پاسخ سازه‌ای است و به طور متداول (و همچنین در این مطالعه) برابر حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای (حداکثر در بین طبقات و نیز در کل زمان در نظر گرفته شده برای زمین لرزه)،  $\theta_{max}$  در نظر گرفته می‌شود.

برای انجام تحلیل IDA، رکوردهای زلزله‌ای که از نظر پارامترهای تعیین‌کننده خطر لرزه‌ای مشابهت خوبی با محل قرار گیری سازه داشته باشند انتخاب می‌شوند. هر رکورد در ابتدا به مقدار کوچکی از شاخص شدت که متضمن ایجاد رفتار خطی در مدل سازه‌ای باشد مقیاس می‌شود و سازه تحت اثر آن تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی می‌شود. فرایند مقیاس نمودن شاخص شدت با افزایش ضریب مقیاس با یک الگوریتم مناسب، تا رسیدن به حد فروریزش سازه‌ای ادامه می‌یابد. پس از اتمام هر یک از مراحل تحلیل IDA، مقدار شاخص تقاضا متناظر با آن ثبت می‌شود و در پایان نمودار تغییرات شاخص شدت در مقابل شاخص تقاضا که از آن به منحنی IDA یاد می‌شود برای رکورد



شکل (۵): مقایسه دو منحنی IDA برای دو شاخص شدت مختلف حداکثر شتاب زمین (PGA) و شتاب طیفی مود اول نوسان [۴]

مکان) برخی از اعضا شامل نقاط تیز باشد بسیار محتمل است. ویژگی این حالت واگرایی آن است که به‌طورمعمول در تغییر مکان‌های سازه‌ای نسبتاً کوچک رخ می‌دهد و با کوچک نمودن کافی گام‌های بارگذاری می‌توان آن را حل نمود.

اول آن که به دلیل ایجاد تغییر ناگهانی در سختی برخی از اعضا در طول یکی از گام‌های بارگذاری، ماتریس سختی با وجود انجام تکرارهای زیاد به سمت یک مقدار واحد همگرا نمی‌شود. این حالت در شرایطی که قانون رفتاری (نمودار نیرو-تغییر

مورد دیگری که منجر به واگرایی عددی می‌شود، شرایطی است که سازه از تمام ظرفیت‌های خود (درجات نامعینی موجود در سازه) برای مقاومت در برابر بارگذاری خارجی استفاده نموده است. در این حالت با یک افزایش اندک در بار وارده به سازه، به دلیل ایجاد مفاصل پلاستیک متعدد و از دست رفتن سختی موجود در اعضای مقاوم سازه‌ای، یا یافتن پاسخ تغییر مکانی سازه غیر ممکن است (در حالتی که رفتار اعضای مقاوم به صورت الاستوپلاستیک کامل تعریف شده باشد که در این صورت سازه به طور کامل ناپایدار می‌شود) و یا در صورت امکان (در حالت وجود سختی پس از تسلیم در اعضا) و با بسیار کوچک نمودن گام بارگذاری، تغییر مکان‌های سازه‌ای به دست آمده بسیار بزرگ است.

واضح است که دلیل اول وقوع واگرایی سازه‌ای، بیشتر از آن که ناشی از فیزیک موجود در رفتار سازه باشد، ناشی از ضعف موجود در بیان قانون رفتاری اعضا و نیز ناکارآمد بودن الگوریتم به کار رفته برای حل مسئله است. از این رو، این حالت را نمی‌توان به عنوان معیاری برای فروریزش سازه‌ای تلقی نمود. در مقابل، در حالت دوم که واگرایی عددی ناشی از اتمام ذخیره‌های سازه برای مقابله در برابر بارگذاری اعمال شده است، می‌توان با اطمینان کافی حکم به ناپایداری کلی سازه و فروریزش آن داد.

با توجه به بحث بالا، می‌توان نتیجه گرفت که در نظر گرفتن واگرایی عددی الگوریتم حل مسئله به عنوان معیاری از فروریزش سازه‌ای مستلزم وجود یک الگوریتم تحلیل کارا و قدرتمند و نیز تعریف قوانین رفتاری اعضا توسط روابط هموار<sup>۱</sup> است. به دلیل عدم وجود دو عامل مذکور در اکثر برنامه‌های اجزای محدود به خصوص در مورد مدل‌های سازه‌ای دارای اعضای ابداعی و پیچیده، استفاده از این معیار باید با دقت و احتیاط کافی باشد.

در این تحقیق برای پیشگیری از وقوع واگرایی‌هایی با منشأ اول، الگوریتم نوشته شده برای تحلیل سازه‌ای به گونه‌ای است که در صورت وقوع واگرایی در یکی از گام‌های تحلیل، پس از کوچک نمودن طول گام، عملیات تحلیل سازه‌ای تکرار می‌شود و در صورت وقوع واگرایی‌های مکرر، این عمل تا رسیدن به همگرایی و یا کوچکتر شدن طول گام‌ها از یک مقدار حداقل تعیین شده، ادامه می‌یابد. با به کارگیری این روش و کنترل تغییر شکل‌های سازه‌ای در شرایط وقوع واگرایی، تقریباً در هیچ یک از تحلیل‌های انجام شده، واگرایی پیش از موعد (یعنی از نوع اول)

دیده نشد. در نتیجه، وقوع واگرایی در الگوریتم تحلیل سازه، در عمل با ایجاد تغییر شکل‌های بزرگ سازه‌ای هم‌زمان می‌شد و در نتیجه فروریزش سازه‌ای بر اساس معیار دیگری به جز واگرایی عددی کنترل می‌شد.

#### – وقوع شییبی برابر ۲۰٪ شیب الاستیک اولیه در نمودار IDA

نمودار IDA هم از نظر مفهومی و هم به طور کمی، قابل مقایسه با نمودار «برش پایه (V) در مقابل تغییر مکان بام ( $\delta$ )» به دست آمده از تحلیل بارافزون<sup>۱</sup> است [۱۳]. بارگذاری افزایشی که در تحلیل بارافزون برش پایه ساختمان است، در تحلیل IDA جای خود را به شدت لرزه‌ای (شاخص شدت) افزایشی داده است. در هر دوی این نمودارها، کاهش سختی سازه و در نتیجه افقی شدن نمودار برش پایه-تغییر مکان و یا شاخص شدت-شاخص تقاضا، نشانه‌ای از مصرف شدن ظرفیت باربری جانبی سازه و نزدیک شدن آن به مرحله فروریزش است. در نتیجه، با تعریف یک حد معین برای کاهش شیب نمودار (تعیین یک حداقل برای مقدار شیب) می‌توان معیاری برای فروریزش سازه‌ای به دست آورد. در مرجع [۹]، این حد برای نمودار IDA برابر با ۲۰٪ شیب الاستیک اولیه تعیین شده است.

#### – فراتر رفتن حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای از مقدار ۰/۱

در عمل دیده می‌شود که در موارد زیادی تعیین فروریزش سازه‌ای بر اساس معیار حداقل شیب و یا واگرایی عددی، با مشاهدات واقعی و تجربه مهندسی از نظر مقدار  $\theta_{max}$  ایجاد شده در سازه مغایرت دارد. به بیان دیگر، فروریزش سازه‌ای تا مقادیر بزرگتر از انتظاری از  $\theta_{max}$  به تاخیر می‌افتد که این مسئله ناشی از در نظر نگرفتن مکانیسم‌های تغییر شکل مؤثری است که در عمل تاثیر مهمی در کنترل رفتار سازه‌ای دارند. برای مواجهه با این مسئله، [۹] تعیین می‌نماید که فروریزش سازه‌ای توسط دو معیار حداقل شیب و نیز معیار  $\theta_{max} \leq 0.1$  به طور هم‌زمان کنترل گردد. در تحقیق حاضر نیز برای تعیین فروریزش سازه‌ای از این توصیه پیروی شده است.

#### ۲-۲-۳ الگوریتم به کار رفته جهت مقیاس نمودن شتاب نگاشت‌ها

برای انتخاب مقادیر شدت لرزه‌ای که باید طی یک فرایند افزایشی جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی مورد استفاده قرار گیرند، لازم است تا یک الگوریتم مناسب انتخاب شود. در انتخاب این الگوریتم باید به دو نکته توجه داشت. نکته اول بهینه نمودن تعداد نقاط انجام تحلیل برای رسم یک نمودار IDA است. تعداد

## ع- روش «تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای» PSDA

تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای PSDA، روشی است برای محاسبه میانگین بسامد سالیانه  $MAF^{(1)}$  فراگذشت تقاضای لرزه‌ای سازه از مقادیر مشخص گوناگون. مانند یک منحنی خطر لرزه‌ای که به روش تحلیل احتمالاتی خطر لرزه‌ای PSHA<sup>(2)</sup> محاسبه می‌شود، خروجی اصلی PSDA نیز، یک منحنی خطر تقاضای لرزه‌ای است.

به طور خلاصه، PSDA منحنی خطر لرزه‌ای (مثلاً منحنی خطر شتاب طیفی) محل سازه را که به روش PSHA محاسبه شده است، با نتایج تحلیل تقاضا که از تحلیل غیرخطی دینامیکی NDA<sup>(2)</sup> سازه موردنظر تحت یک مجموعه شتاب نگاشت به دست آمده است، ترکیب می‌نماید. این روش، در واقع یک کاربرد از تئوری احتمال کلی که زیربنای روش PSHA نیز هست، است. اگر شاخص تقاضا، نماینده تقاضای سازه‌ای و شاخص شدت، نماینده شدت زمین لرزه باشد، PSDA در قالب فرمول ریاضی در (۱) آورده شده است:

$$\lambda_{DM}(y) = \int G_{DM/im}(y/x) \cdot |d\lambda_{im}(x)| \quad (1)$$

میانگین بسامد سالیانه فراگذشت شاخص تقاضا از مقدار  $y$ ، و یا خطر شاخص تقاضا، توسط عبارت  $\lambda_{DM}(y)$  بیان شده است. به همین صورت  $\lambda_{im}(x)$  مقدار تابع خطر لرزه‌ای بر حسب شاخص شدت در نقطه  $x$  و  $d\lambda_{im}(x)$  دیفرانسیل این تابع در این نقطه است. به بیان ساده،  $d\lambda_{im}(x)$  احتمال (سالیانه) وقوع یک شدت زمین لرزه خاص است. عبارت  $G_{DM/im}(y/x)$  که به طور متداول با استفاده از نتایج NDA یک سری رکورد شتاب لرزه‌ای محاسبه می‌شود، مبین احتمال فراگذشت شاخص تقاضا از مقدار  $y$  است به شرط آن که شاخص شدت برابر  $x$  باشد. باید توجه داشت که عبارت  $G_{DM/im}(y/x)$ ، عدم قطعیت تقاضای سازه‌ای در یک سطح به خصوص از شدت لرزه‌ای را که ناشی از تفاوت زمین لرزه‌هاست، در بر دارد.

به همراه اطلاعات مربوط به ظرفیت سازه‌ای، نتایج PSDA می‌تواند برای محاسبه MAF فراگذشت از یک حالت حدی تعیین شده که معمولاً به آن «بسامد سالیانه حالت حدی» گفته می‌شود و با عبارت  $\lambda_{LS}$  نمایش داده می‌شود به کار رود.  $\lambda_{LS}$  توسط رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\lambda_{LS} = \int G_{LS/DM}(y) \cdot |d\lambda_{DM}(y)| \quad (2)$$

در این معادله  $d\lambda_{DM}(y)$  بیانگر دیفرانسیل خطر تقاضای لرزه‌ای نسبت به شاخص تقاضا (که در مقدار  $y$  محاسبه شده است) است. در حقیقت، این عبارت احتمال (سالیانه) دیده یک

این نقاط باید در نواحی خطی اولیه برای کم نمودن هزینه تحلیل به حداقل ممکن تقلیل یابد و در نواحی که وقوع فروریزش در آن محتمل است برای رسیدن به دقت کافی به اندازه کافی زیاد باشد. نکته مهم دیگر، این است که با توجه به تفاوت قابل توجه مقدار شاخص شدت مربوط به فروریزش در زلزله‌های مختلف، الگوریتم مقیاس نمودن باید فاصله بین شاخص شدت‌های متوالی را برای هر رکورد زمین لرزه، متناسب با سطح فروریزش آن رکورد تعیین نماید؛ چنان که در نهایت تعداد تلاش‌های اختصاص یافته (تعداد نقاط) به همه رکوردها تقریباً برابر باشد.

ساده‌ترین الگوریتمی که می‌توان برای انجام تحلیل IDA انتخاب نمود، الگوریتم مقادیر افزایشده با گام ثابت است که هیچ یک از ویژگی‌های فوق را تأمین نمی‌نماید.

### الگوریتم Hunt & Fill

در این مطالعه الگوریتم "hunt & fill" [۱۳] به کار گرفته شده است. در این الگوریتم، در ابتدا یک مقدار کوچک از شاخص شدت که تحت تاثیر آن، سازه قطعاً در محدوده خطی باقی خواهد ماند (در مورد  $S_a(T_1)$  مقدار  $0.05$  مقدار مناسبی است) به عنوان مقدار اولیه شاخص شدت در نظر گرفته می‌شود. پس از آن، مرحله hunt (شکار نمودن) که هدف آن یافتن شاخص شدت فروریزش با به کار بردن حداقل تعداد نقاط ممکن است، شروع می‌شود. در این مرحله، طول گام‌های افزایش شاخص شدت، با عدد کوچکی (مثلاً  $0.05$ ) شروع می‌شود و این طول در هر مرحله با مقداری مثل  $0.05$  افزایش می‌یابد. مقادیر شاخص شدت به این روش به صورت جهشی افزایش می‌یابند تا این که نقطه فروریزش پشت سر گذاشته شود. از آن جا که مقادیر شاخص شدت به صورت جهشی افزایش یافته‌اند، برای یافتن نقطه‌ای که به طور نسبتاً دقیق شاخص شدت فروریزش را تعیین می‌نماید لازم است تا مقداری به عقب برگردیم. در این جا طی چند مرحله با استفاده از نقطه قبلی، نقطه‌ای که با دقت (resolution) کافی از پیش تعیین شده (مثلاً  $5\%$ )، شاخص شدت متناظر با شرایط فروریزش را بیان می‌نماید، تعیین می‌شود (پایان مرحله hunt). نقاط اخیر در واقع صرف بالا بردن دقت نمودار IDA در ناحیه غیرخطی آن شده است. پس از بدست آوردن شاخص شدت مربوط به فروریزش که یک هدف اصلی در روش IDA است، نقاط باقی مانده از تعداد نقاط اختصاص یافته به هر رکورد (که از ابتدا و برای همه رکوردها به طور ثابت تعیین شده بود) صرف بالا بردن دقت در قسمت اولیه نمودار می‌شود. در این مرحله (مرحله fill)، نقاط اضافی در فواصل نقاط اولیه در نظر گرفته می‌شوند.

مقدار مشخص از شاخص تقاضا را تعیین می‌نماید. عبارت  $G_{LS/DM}(y)$  احتمال فراگذشت از حالت حدی  $LS$  را به شرط آن که شاخص تقاضا برابر  $y$  باشد به دست می‌دهد. به طور معمول یک حالت حدی توسط یک ظرفیت با مقدار تصادفی که واحدی مانند تقاضا دارد مشخص می‌شود. در این حالت،  $G_{LS/DM}(y)$  به طور ساده بیانگر احتمال آن است که این ظرفیت کوچکتر از  $y$  باشد. تخمین ظرفیت دینامیکی سازه‌ها در محدوده این بحث نیست و بنابراین ظرفیت‌های سازه‌ای اگر به کار برده شوند توسط مقادیر قطعی (و نه تصادفی) بیان می‌شوند. در این حالت  $G_{LS/DM}(y)$  به طور ساده یک تابع صفر و یا یک است که مقدار آن وقتی  $y$  کوچکتر از ظرفیت سازه‌ای باشد برابر یک و در غیر این صورت برابر صفر است. بنابر این  $\lambda_{LS}$  معادل مقدار عبارت  $\lambda_{DM}(y)$  در نقطه ظرفیت خواهد شد.

یک منحنی تقاضای لرزه‌ای ( $\lambda_{DM}$ ) و یا بسامد سالیانه حالت حدی ( $\lambda_{LS}$ ) که توسط (۱) و یا (۲) محاسبه می‌شوند می‌توانند در یک فرایند طراحی (یا برآورد) بر اساس عملکرد، مورد استفاده قرار گیرد. به عنوان مثال،  $\lambda_{LS}$  می‌تواند برای تصمیم‌گیری در مورد کفایت یک طراحی سازه‌ای و یا نیاز یک سازه موجود به مقاوم‌سازی مورد استفاده قرار گیرد. در حقیقت، یک حل بسته<sup>۱۳</sup> از رابطه (۲) برای  $\lambda_{LS}$  در مرجع [۹] به ساختار LRFD<sup>۱۴</sup> تبدیل شده است. مؤسسه PEER به تازگی PSDA را به عنوان «پایه‌ای که برآورد عملکرد می‌تواند بر آن مبتنی شود» پذیرفته است. روش PSDA اگر با روابط تقاضا-خرابی و خرابی-خسارت همراه شود ساختار کلی روش مهندسی زلزله بر اساس عملکرد را که برای کاربرد کلی در زمینه تصمیم‌گیری‌های مدیریت بحران نوشته شده است، تشکیل می‌دهد.

## ۵- مدل سازی رفتار چرخه‌ای اتصال صفحه کناری

### ۵-۱- ویژگی‌های منحنی رفتاری اتصال

هر نمودار رفتار چرخه‌ای را می‌توان با تعریف دو عامل تشکیل‌دهنده آن به طور کامل تعریف نمود. عامل اول که به عنوان اسکلت این نمودار عمل می‌نماید منحنی پایه<sup>۱۵</sup> آن است. این منحنی که در حقیقت نمودار نیرو-تغییر مکان مربوط به یک بارگذاری یک جهته است، در هنگام بارگذاری چرخه‌ای در نقش پوش نمودارهای چرخه‌ای ظاهر می‌شود. عامل تشکیل‌دهنده دوم، یک قانون کاهندگی چرخه‌ای است که با توجه به آن، رفتار عضو طی چرخه‌های متمادی از BC فاصله می‌گیرد. این قانون، متشکل از روابط کاهندگی است که می‌تواند ویژگی‌های گوناگونی از منحنی پایه را تحت تاثیر قرار دهد. رفتار چرخه‌ای یک پانل تخته سه

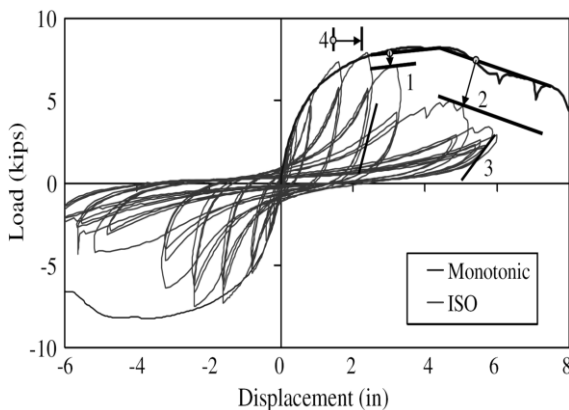
لایی در شکل (۶) نشان داده شده است.

### ۵-۱-۱- منحنی پایه

نتایج آزمایش‌های به عمل آمده بر روی اعضای تشکیل شده از مصالح گوناگون نشان می‌دهد که منحنی پایه مربوط به رفتار این اعضا همواره دارای ۳ ناحیه رفتاری است. این ۳ ناحیه که در شکل (۷) نشان داده شده‌اند عبارتند از:

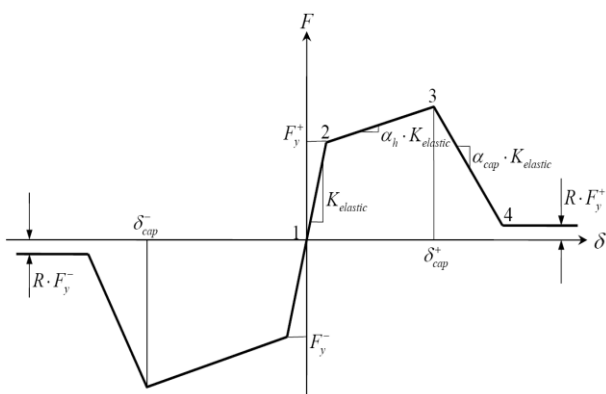
۱. ناحیه الاستیک اولیه
۲. ناحیه پس از تسلیم تا وقوع نیروی حداکثر
۳. شاخه نرم‌شوندگی

ناحیه (۱) با دو پارامتر  $F_y$  و  $K_{elastic}$  قابل تعریف است. در ناحیه (۲)، سختی پس از تسلیم که به صورت درصد  $\alpha_h$  از سختی اولیه بیان می‌شود، و تغییر مکان متناظر با پایان ناحیه پس از تسلیم یعنی  $\delta_{cap}$  مشارکت می‌نمایند.



شکل (۶): پاسخ آزمایشگاهی یک جهته و چرخه‌ای یک پانل تخته

سه لایی [۱۰]



شکل (۷): مدل بایلینیر مربوط به منحنی پایه [۷]

ناحیه (۳)، توسط شیب شاخه نرم‌شوندگی که با ضریب  $\alpha_{cap}$  به شیب الاستیک مرتبط می‌شود و یک حد پایین برای مقدار نیرو، که به آن نیروی پس ماند گفته می‌شود و به کمک ضریب  $R$  به  $F_y$  مرتبط می‌شود، قابل تعریف است.

## ۵-۱-۲ قانون کاهندگی چرخه ای

همان طور که در شکل (۶) دیده می شود، ۴ ویژگی منحنی پایه در معرض کاهندگی چرخه ای هستند. این ۴ ویژگی عبارتند از:

- مقاومت تسلیم  $F_y$

- نیروی متناظر با شاخه با شیب منفی

- شیب منحنی باربرداری

- شیب منحنی بارگذاری ناشی از بارگذاری با شتاب

محققان گوناگون روابط مختلفی برای توصیف کاهندگی چرخه ای ویژگی های منحنی چرخه ای ارائه نموده اند. این روابط که به طور مستقل از پارامترهای اشاره شده در بالا بیان می شوند، به نام مدل خرابی شناخته می شوند. مدل های خرابی برای تعریف نسبت موجود بین ویژگی (پارامتر) چرخه جدید و چرخه قبلی، از مفهوم اندیس خرابی  $DI^+$  استفاده می نمایند. هر مدل خرابی، در واقع با تکیه بر فرضیات تئوریک، یک رابطه برای محاسبه اندیس خرابی ارائه می نماید. به بیان دیگر، این رابطه ها مبتنی بر انرژی چرخه ای تجمعی مستهلک شده در هر چرخه و یا تغییر مکان حداکثر چرخه (غیر تجمعی) و یا ترکیب آن ها هستند. هر رابطه شامل ضرایبی است که باید با استفاده از نتایج آزمایشگاهی مربوطه کالیبره شوند.

مدل های خرابی متعددی توسط محققان به کار رفته اند که از آن جمله می توان به مدل های خرابی حداکثر نرمال شده<sup>۷</sup>، کراتزیگ<sup>۸</sup>، مهانی-دیرلین<sup>۹</sup>، انرژی چرخه ای<sup>۲</sup> و پارک-انگ<sup>۱۱</sup> [۷] اشاره نمود. در بخش بعدی مدل خرابی استفاده شده در این مطالعه به اختصار معرفی می شود.

- مدل خرابی مهانی-دیرلین [۷]

این مدل خرابی مبتنی بر شکل پذیری تجمعی عضو است که در قالب تغییر شکل پلاستیک کلی بیان می شود. در این مدل، ظرفیت حداکثر دوران پلاستیک در بارگذاری مثبت و منفی ( $\theta_{pu}^+$  و  $\theta_{pu}^-$ ) و سه پارامتر مثبت  $\alpha$ ،  $\beta$  و  $\gamma$  به عنوان پارامترهای کالیبراسیون استفاده می شوند.

حداکثر ظرفیت دوران خمیری،  $\theta_{pu}$ ، به عنوان ورودی اصلی این مدل خرابی انتخاب شده است. دوران خمیری به یکی از دو شکل دوران پلاستیک خالص و یا قسمت غیر قابل بازیافت دوران الاستیک که با استفاده از تغییر شکل کلی، نیرو، و سختی باربرداری با استفاده از رابطه زیر محاسبه می شود، وارد معادله می شود.

$$\theta_p = \theta_{total} - \frac{F}{K_{unloading}} \quad (۳)$$

یک تغییر یک جهته در تغییر شکل، به عنوان یک نیم چرخه نام

گذاری می شود. هنگامی که افزایش تغییر شکل خمیری،  $\delta$ ، تغییر جهت می دهد، یک نیم چرخه جدید شروع شده است. برای حذف چرخه های غیر لازم، همه نیم چرخه های کوچکتر از حد معینی جدا می شوند. نیم چرخه ابتدایی PHC<sup>۲۲</sup> به نیم چرخه ای اطلاق می شود که دارای بزرگترین دامنه باشد، و هر نیم چرخه دیگر که دارای دامنه کوچکتری است، به عنوان یک نیم چرخه ثانویه FHC<sup>۲۳</sup> در نظر گرفته می شود. در این مدل، در هر نقطه تنها یک PHC وجود دارد و هنگامی که یک PHC جدید رخ می دهد، PHC قبلی به عنوان FHC تلقی می شود.

اندیس های خرابی مربوط به نیم چرخه های مثبت و منفی توسط روابط زیر به طور جداگانه محاسبه می شوند:

$$DI^+ = \frac{(\theta_p^+ |_{currentPHC})^\alpha + (\sum_{i=1}^{n^+} \theta_p^+ |_{FHC,i})^\beta}{(\theta_{pu}^+)^{\alpha + (\sum_{i=1}^{n^+} \theta_p^+ |_{FHC,i})^\beta}} \quad (۴)$$

$$DI^- = \frac{(\theta_p^- |_{currentPHC})^\alpha + (\sum_{i=1}^{n^-} \theta_p^- |_{FHC,i})^\beta}{(\theta_{pu}^-)^{\alpha + (\sum_{i=1}^{n^-} \theta_p^- |_{FHC,i})^\beta}} \quad (۵)$$

عبارات  $\theta_p^+ |_{FHC,i}$  و  $\theta_p^- |_{FHC,i}$  مقادیر حداکثر ثانویه مثبت و منفی هستند. همان طور که قبلا اشاره شد  $\alpha$  و  $\beta$  پارامترهای کالیبراسیون هستند.

اندیس های خرابی نیم چرخه های مثبت و منفی نهایتا توسط ضرایب کالیبراسیون  $\mu$  و  $\gamma$  با یکدیگر ترکیب می شوند:

$$DamageIndex^+ = \sqrt[\gamma]{(DI^+)^{\mu} + \mu^- (DI^-)^{\mu}} \quad (۶)$$

$$DamageIndex^- = \sqrt[\gamma]{(DI^-)^{\mu} + \mu^+ (DI^+)^{\mu}} \quad (۷)$$

در این مطالعه، فقط کاهندگی مقاومت تسلیم مربوط به اتصال صفحه کناری در نظر گرفته شده است.

## ۵-۲-۲ مدل سازی عددی میان قاب اتصال

برای مدل سازی و انجام تحلیل های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی در این مطالعه از نرم افزار OpenSees<sup>۲۴</sup> [۱۱] استفاده شده است. مدل میانقاب به کار رفته در این نرم افزار مطابق شکل (۸) است. در این مدل با فرض تشکیل نقاط عطف منحنی تغییر شکل میانقاب در نقاط میانی تیرها و ستون ها، تنها نیمی از تیر و یا ستون در هر طرف اتصال مدل سازی شده است. همچنین همان طور که دیده می شود، شرایط تکیه گاهی طبق این فرض در نظر گرفته شده است.



متمركز در يك نقطه، تعريف شوند، تقسيم مي‌شود. به هر ناحيه رابطه تنش-كرنش مخصوص به خود اختصاص مي‌يابد. رابطه نيرو-تغيير مكان مقطع با استفاده از انتگرال گيري از رابطه تنش-كرنش تعريف شده براي همه نواحی مقطع به دست مي‌آيد. با استفاده از اين روش مي‌توان شكل گيري حالت خميري در برخي از نواحی مقطع را شبیه به آنچه در رفتار واقعي اعضا رخ مي‌دهد و بر اساس دوران کلی مقطع، مدل سازي نمود. مقاطع تعريف شده به اين روش، در تعريف المان تير-ستون غيرخطی مبتني بر نيرو مورد استفاده قرار گرفته است.

### ۵-۳- كالبراسيون مدل

برای كالبراسيون مدل ارائه شده در بالا، به طور همزمان از نتايج آزمایشگاهی مرجع [۲] و اجزای محدود مرجع [۴] استفاده شده است. بدین ترتیب که ابتدا با تکیه بر منحنی ممان-دوران به دست آمده از آزمایش، مدل خرابی که کاهندگی چرخه‌ای لنگر تسليم اتصال را منعکس می‌نماید، كالبره شد. همچنین با استفاده از نتايج آزمایش، پارامترهای مربوط به منحنی پایه مدل بایلینیر برای مقطع تیر IPE300 تعیین شد.

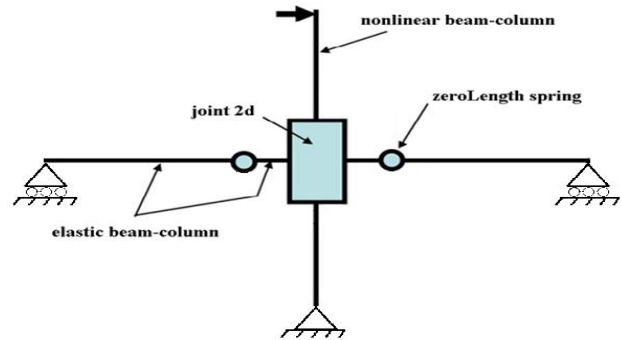
در مرحله بعد، برای تعیین پارامترهای منحنی پایه مربوط به سایر ابعاد تیر، از منحنی‌های ممان-دوران به دست آمده از اجزای محدود کمک گرفته شد. پارامترهای به دست آمده در این مرحله، با استفاده از ضرایب اصلاحی حاصل از مقایسه پارامتریک منحنی‌های شکل (۴) اصلاح شدند.

منحنی‌های ممان-دوران آزمایشگاهی و به دست آمده از OpenSees در شکل (۹) با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همچنین پارامترهای مدل خرابی مهانی-دیرلین كالبره شده، در جدول (۱) آورده شده است. مقادیر  $tol_{rel}$  و  $tol_{abs}$  در این جدول، پارامترهای مربوط به جدا نمودن چرخه‌ها در محاسبه اندیس خرابی هستند که برای دو حالت نسبی (نسبت به دوران تسليم) و مطلق، حد پایین دوران چرخه‌ها را برای آن که در رابطه مربوط به محاسبه خرابی در نظر گرفته شوند، به دست می‌دهند.

منحنی انرژی چرخه‌ای تجمعی نرمالایز شده چرخه‌ها  $NHE^{20}$  که از رابطه (۸) محاسبه می‌شود برای مدل‌های آزمایشگاهی و OpenSees و برای نیم‌چرخه‌های مثبت و منفی در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) نشان داده شده است.

جدول (۱): پارامترهای كالبراسيون مدل خرابی مهانی-دیرلین

A	$\beta$	$\gamma$	$\theta_{pu}^+$	$\theta_{pu}^-$	$tol_{abs}$	$tol_{rel}$	$\mu^+$	$\mu^-$



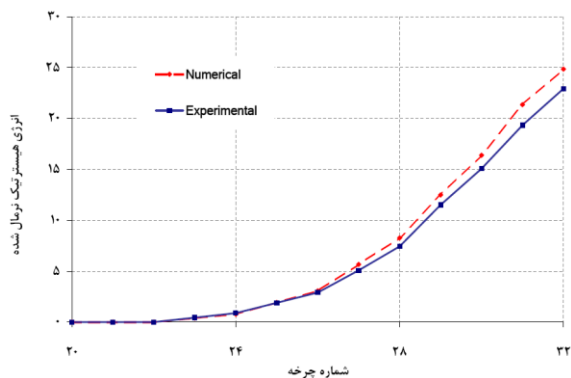
شکل (۸): میانقاب مدل شده در نرم افزار OpenSees

برای مدل سازي تشكيل مفصل پلاستیک در تیرها، در این نرم افزار، از یک فنر دورانی که در برگیرنده رفتار غیرخطی این مفصل‌ها است، به همراه دو قطعه تیر الاستیک بهره گرفته شده است. تیرهای الاستیک، یکی در فاصله بین وجه ستون تا محل تشكيل مفصل پلاستیک، و دیگری از مفصل پلاستیک تا تکیه‌گاه غلطکی در انتهای تیر، قرار دارند.

در این مدل برای انعکاس رفتار غیرخطی تیرها از روش پلاستیسیته متمركز استفاده شده است. همان‌طور که در نتایج به دست آمده از آزمایش توسط مرجع [۲] بیان شده است، در سامانه اتصال صفحه کناری، محل محتمل برای وقوع مفصل خمیری در تیر، پس از اتمام ورق پوششی است. با توجه به این نکته و بر اساس ویژگی‌های مدل آزمایشگاهی مرجع [۲]، طول تیرهای الاستیک تشكيل‌دهنده تعیین شده است. ویژگی‌های اختصاص یافته به تیرهای الاستیک در قسمت مابین ستون و فنر دورانی بر اساس ابعاد صفحات کناری تعیین شده‌اند. تیرهای الاستیک دوم با استفاده از ابعاد مقطع I شکل به کار برده شده در نمونه آزمایشگاهی مدل شده‌اند.

با توجه به این که قبل از وقوع حالت خمیری در انتهای تیرها، رفتار تیرها به طور کامل توسط بخش‌های الاستیک منعکس می‌شود، سختی دورانی اولیه فنرها توسط مقادیر بسیار بزرگ (بی‌نهایت) بیان شده است تا اثر تغییر شکل آن‌ها در ناحیه الاستیک در نظر گرفته نشود. رفتار پس از تسليم فنرها توسط مدل بایلینیر توضیح داده شده در بخش‌های قبلی که ویژگی کاهندگی چرخه‌ای در آن به وسیله مدل خرابی مهانی-دیرلین انعکاس یافته است، مدل سازي شده است.

برای مدل سازي ستون‌ها، از روش فایبر استفاده شده است. در روش فایبر، مقطع به ناحیه‌های متعددی که می‌توانند به صورت مستطیلی، دایروی، لایه‌ای و یا به صورت بدون بعد و



شکل (۱۱): انرژی چرخه‌ای نرمالایز شده مدل‌ها در نیم‌چرخه‌های منفی

این ساختمان‌ها ساختمان‌هایی با کاربری اداری واقع بر محلی در شهر تهران با خاکی از نوع سخت (SD با توجه به [۱۲]) هستند. ارتفاع ساختمان‌ها ۳، ۷ و ۱۵ طبقه در نظر گرفته شده است که بیانگر طیفی از ارتفاع‌های ساختمانی است. همه ساختمان‌ها دارای پلان طبقاتی یکسان بوده و در طراحی آن‌ها، سامانه قاب خمشی محیطی از نوع «قاب خمشی ویژه» به عنوان سامانه باربر جانبی در نظر گرفته شده است. طراحی انجام شده در دو جهت متعامد کاملاً یکسان است.

مصالح به کار رفته در تعریف اعضا، فولاد ST-37 با مقاومت تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و مدول الاستیسیته  $10^6 \times 2.1$  است. پارامترهای لرزه‌ای به کار رفته در طراحی اعضا با توجه به مرجع [۹] در جدول (۲) بیان شده است. همچنین ضرایب بارگذاری لرزه‌ای سازه‌ها در جدول (۳) آورده شده است.

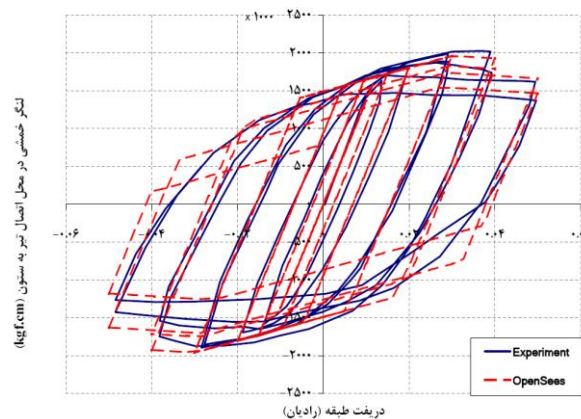
جدول (۲): پارامترهای لرزه‌ای مربوط به UBC97

Z	$C_a$	$C_v$	$N_a$	$N_v$	R
۰,۴	۰,۴۴	۰,۶۴	۱	۱	۸,۵

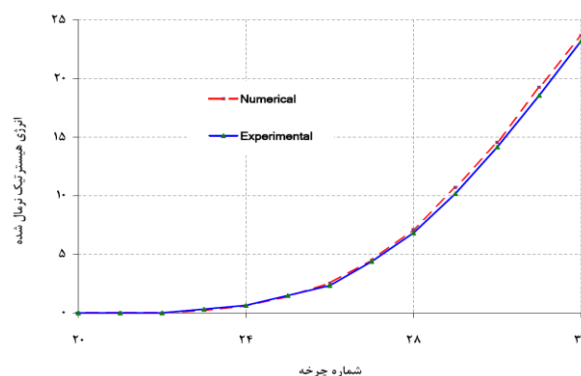
پلان طبقات، همچنین مقاطع برگزیده شده برای اعضای سازه‌ای در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

اگرچه مقاطع ستون‌های موجود در مدل‌های اتصال کالبره شده از نوع دابل IPE بودند، با این حال، مدل اتصال کالبره شده به مقطع ستون وابسته نیست و می‌تواند با هر مقطع ستون دلخواهی مورد استفاده قرار گیرد. در اینجا از ستون‌های قوطی شکل موجود در استاندارد Euro تحت عنوان TUBO استفاده شده است.

۰	۰	۰,۱	۰,۰۲	-۰,۱۷	۰,۱۷	۲,۰	۲,۰	۱,۷
---	---	-----	------	-------	------	-----	-----	-----



شکل (۹): منحنی ممان-دوران به دست آمده از آزمایش و مدل OpenSees



شکل (۱۰): انرژی چرخه‌ای نرمالایز شده مدل‌ها در نیم‌چرخه‌های مثبت

$$NHE = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{F_i \delta_i} \quad (8)$$

چنانکه دیده می‌شود برابری قابل قبولی بین منحنی‌های ممان-دوران و منحنی‌های NHE مدل‌های عددی و آزمایشگاهی وجود دارد.

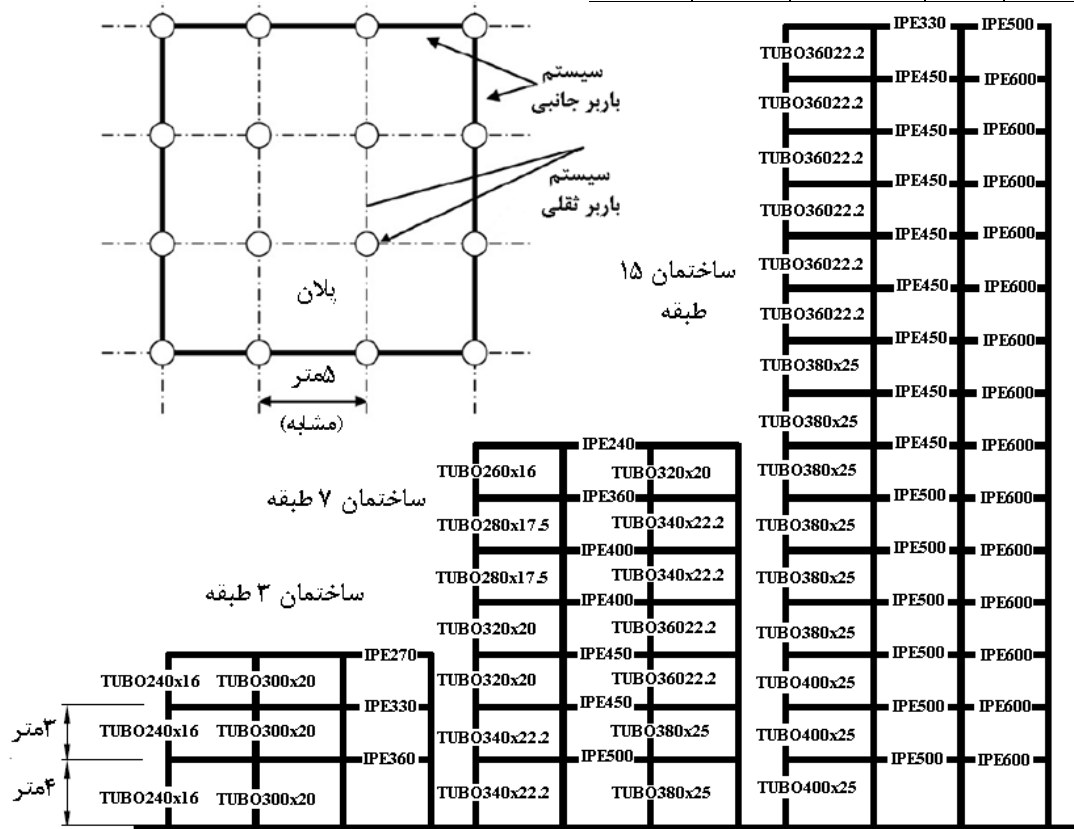
## ۶- طراحی سازه‌ها

در این مطالعه سه قاب خمشی با اتصالات صفحه کناری با توجه به توصیه‌های مرتبط در [۵، ۶ و ۱۲] طراحی شده‌اند.

۷	۲۲	۰.۸۷	۰.۰۸۶	۱۱۰.۵۳	۹۵.۷
۱۵	۴۶	۱.۵	۰.۰۵۰	۲۳۸۷.۸	۱۱۹.۱

جدول (۳): پارامترهای لرزه‌ای مربوط به [۱۲]

تعداد طبقات	ارتفاع (متر)	پریود تجربی (ثانیه)	C	W (تن)	V=C.W (تن)
۳	۱۰	۰.۴۸	۰.۱۲۹	۴۶۴.۱	۶۰.۱



شکل (۱۲): پلان طبقات و جزئیات طراحی ساختمان‌ها

سایر ویژگی‌های مدل قاب، مانند میانقاب‌های به کار رفته جهت کالیبراسیون مدل اتصال است.

## ۸- نتایج تحلیل بارافزون

نمودارهای بارافزون سازه‌ها برای الگوی بارگذاری جانبی مودال در شکل (۱۴) نشان داده شده است.

## ۹- تحلیل دینامیکی افزاینده IDA

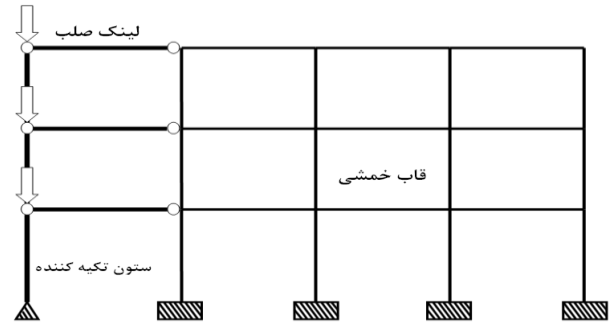
### ۹-۱- انتخاب شتاب نگاشت‌ها

شتاب نگاشت‌های مورد استفاده در این مطالعه، ۲۲ جفت (جمعا ۴۴ تا) شتاب نگاشت ارائه شده توسط [۸] برای انجام تحلیل IDA است. این شتاب نگاشت‌ها مربوط به قوی‌ترین زمین لرزه‌های ضبط شده توسط ایستگاه‌های لرزه نگاری تا کنون هستند. مقادیر حداقل، متوسط، و حداکثر سه پارامتر بزرگا، حداکثر شتاب زمین  $PGA_{max}$  مبین مقدار بیشتر در بین دو مؤلفه افقی است، و فاصله کانونی از مرکز زمین لرزه، در

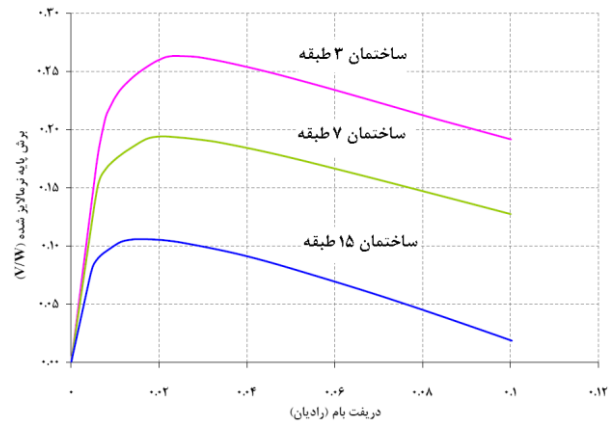
## ۷- مدل تحلیلی

برای احتساب اثر بار ثقیلی وارده بر قاب‌های داخلی بر تقاضای ایجاد شده در قاب‌های خمشی محیطی، از اعضای تحت عنوان ستون تکیه کننده<sup>۲۶</sup> استفاده شده است. این ستون‌ها، اعضای صلب هستند که توسط تیرهای صلب دو سر مفصل (لینک صلب) به سازه اصلی متصل شده‌اند. همچنین گره‌های محل تقاطع تیرها و ستون‌های مذکور از نوع مفصلی است که هیچ گونه مقاومت خمشی اضافی به سامانه قاب خمشی نمی‌دهند. برای احتساب اثرات P-Delta ناشی از بارگذاری دهانه‌های داخلی، وزن این دهانه‌ها (به دلیل تقارن نیمی از آن‌ها) به طور متمرکز بر گره‌های انتهایی تیرهای صلب وارد شده است. هنگامی که در سازه تغییر مکان جانبی اعمال گردد، این نیروهای متمرکز دلیل ایجاد لنگرهای خمشی ثانویه در قاب خمشی می‌گردند. در شکل (۱۳) مدل تحلیلی قاب‌ها نشان داده شده است.

جدول (۳) آورده شده است.



شکل (۱۳): مدل تحلیلی قاب‌های خمشی دوبعدی



شکل (۱۴): نمودار بارافزون سازه‌ها

جدول (۳): مقادیر حداقل، متوسط، و حداکثر ۳ پارامتر مربوط به زمین لرزه‌ها

پارامتر	حداقل	متوسط	حداکثر
بزرگا	۶,۵	۷	۷,۶
$PGA_{max}(g)$	۰,۲۱	۰,۴۳	۰,۸۲
فاصله کانونی از مرکز زمین لرزه (km)	۱۱,۱	۱۶,۴	۲۶,۴

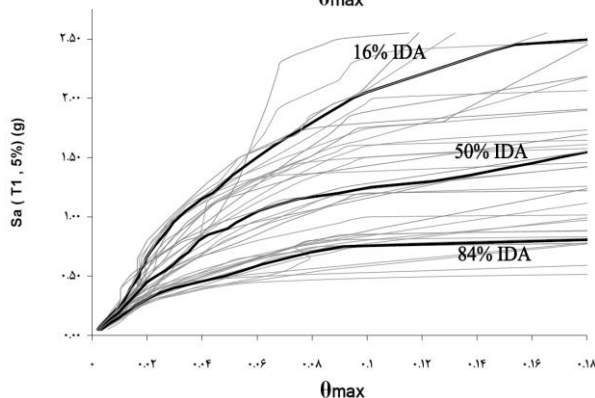
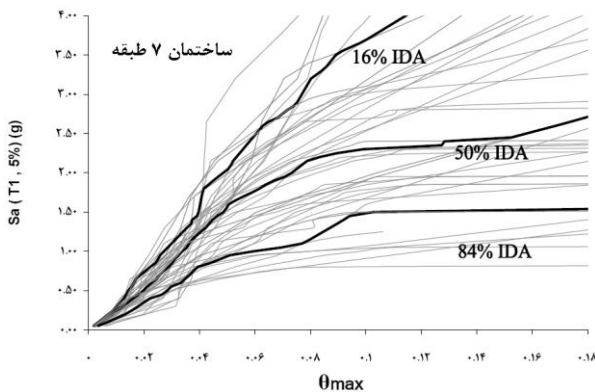
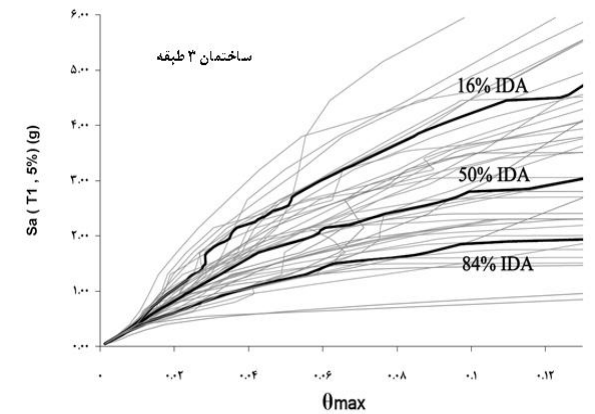
## ۲-۹- نتایج تحلیل

### ۹-۲-۱ نمودارهای IDA

نمودارهای IDA ساختمان‌ها به همراه صدک‌های شانزدهم، پنجاهم (میانه)، و هشتاد و چهارم آنها در شکل (۱۵) نشان داده شده است. نمودارهای IDA سه ساختمان در شکل (۱۶) مورد مقایسه قرار گرفته است. همان‌طور که انتظار می‌رفت، با افزایش ارتفاع ساختمان، برای یک مقدار ثابت شاخص تقاضا، مقادیر شاخص شدت در نمودارها کاهش می‌یابد. مقدار میانه  $S_a$  متناظر با وقوع فروریزش در بین همه شتاب نگاشت‌ها، برابر ظرفیت  $S_a$  سازه‌ها نامیده می‌شود. با توجه به نمودارهای IDA مربوط به ساختمان‌های مختلف، می‌توان گفت ظرفیت  $S_a$  سازه‌ها با افزایش

ارتفاع آن‌ها کاهش می‌یابد.

با نگاه کردن به نمودار IDA ساختمان‌ها در شکل (۱۶) و مقایسه آن‌ها با یکدیگر، متوجه وجود یک تشابه میان نمودارهای مربوط به ساختمان‌های ۷ و ۱۵ طبقه می‌شویم؛ در حالی که نمودار IDA ساختمان ۳ طبقه دارای شکل کاملاً متفاوتی است. این تفاوت در وجود یا عدم وجود ناحیه مسطح در قسمت‌های پایانی نمودارها بروز می‌نماید. همان‌طور که دیده می‌شود فروریزش ساختمان‌های ۷ و ۱۵ طبقه با نرم‌شدگی شدیدی در رفتار این ساختمان‌ها همراه است، در حالی که این نرم‌شدگی در رفتار ساختمان ۳ طبقه دیده نمی‌شود.

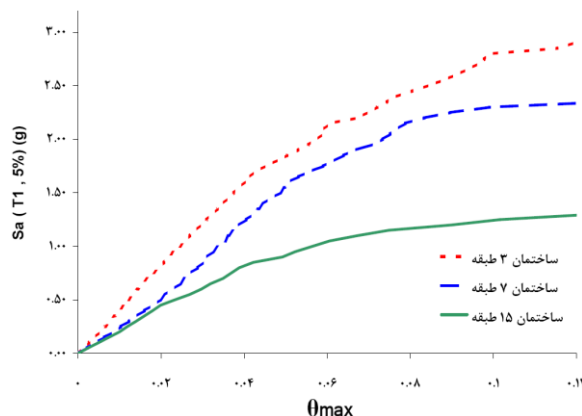
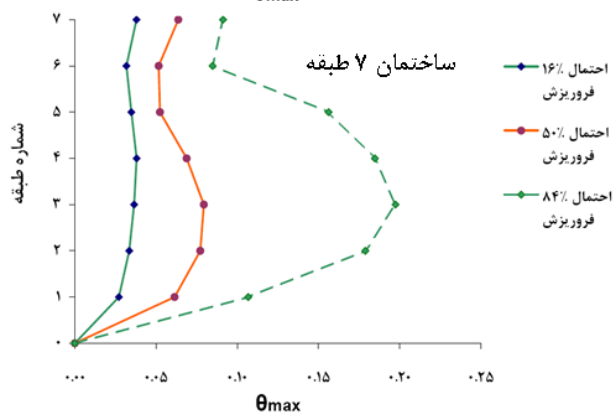
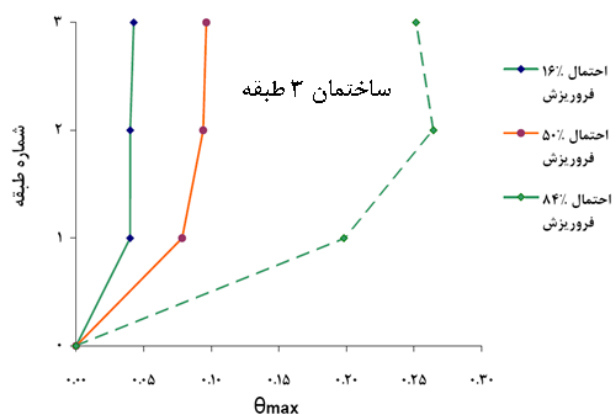


شکل (۱۵): نمودارهای IDA سازه‌ها

### ۹-۲-۲ توزیع تغییر مکان نسبی طبقات در ارتفاع

شدت نسبتاً کمی برخوردارند و در روند تغییر شکل سازه‌ای، تغییر شکل‌ها در هیچ طبقه به خصوصی تجمع پیدا نمی‌نمایند. ۲-۳ برآورد احتمالات متناظر با وقوع حالات حدی

برای استخراج احتمال بروز حالات حدی از خروجی‌های تحلیل IDA، از نمودارهایی موسوم به منحنی شکنندگی<sup>۱۷</sup> استفاده می‌شود. برای رسم این نمودارها، شدت لرزه‌ای شاخص شدت متناظر با وقوع حالت حدی موردنظر، به ازای همه رکوردها به ترتیب نزولی مرتب می‌شود. با استفاده از مقادیر مرتب شده، احتمال وقوع حالت حدی در سازه، به ازای مقادیر کوچکتر یا مساوی یک مقدار شاخص شدت موردنظر، که یک تابع احتمال جمعی (Cumulative Distribution Function, CDF) است، محاسبه می‌شود و نمودار آن در مقابل مقدار شاخص شدت رسم می‌شود. با استفاده از این نمودار، می‌توان گفت که به ازای هر سطح شاخص شدت، احتمال وقوع حالت حدی، به شرط آن که مقدار شاخص شدت به سطح موردنظر محدود شود، به چه میزان است.

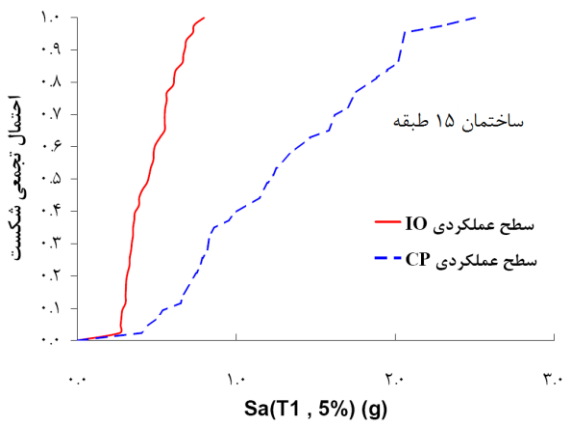


شکل (۱۶): مقایسه نمودارهای IDA میانه

مقادیر میانه تغییر مکان نسبی حداکثر طبقات از بین ۴۴ تحلیل تاریخچه زمانی، در سطوح خاصی از شدت لرزه‌ای استخراج شده و برای هر سه ساختمان در شکل (۱۷) نشان داده شده است. این سطوح، شدت‌های لرزه‌ای متناظر با احتمالات فروریزش ۱۶٪، ۵۰٪، و ۸۴٪ هستند که بعداً در مورد نحوه محاسبه آن‌ها توضیح داده خواهد شد.

در حالی که توزیع تغییر مکان نسبی حداکثر میانه طبقات در ارتفاع، برای ساختمان‌های ۷ و ۱۵ طبقه دارای شکل تقریباً یکسانی است، این توزیع در مورد ساختمان ۳ طبقه به گونه‌ای متفاوت است. در ساختمان ۳ طبقه، تغییر مکان نسبی با روند تقریباً ثابتی در ارتفاع ساختمان افزایش پیدا می‌نماید، در حالی که در ساختمان‌های ۷ و ۱۵ طبقه، تجمع تغییر مکان نسبی در طبقات خاصی به طور واضح عامل اصلی فروریزش سازه‌ای است.

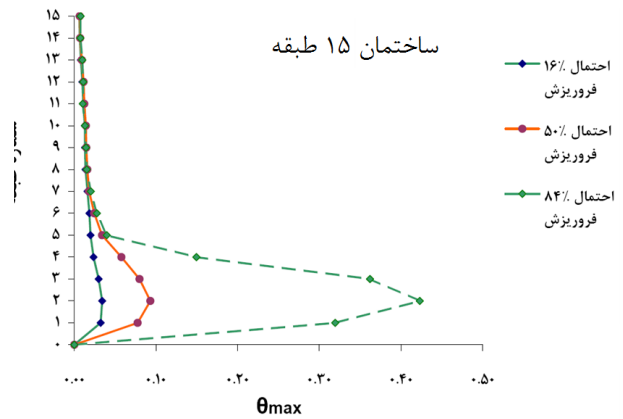
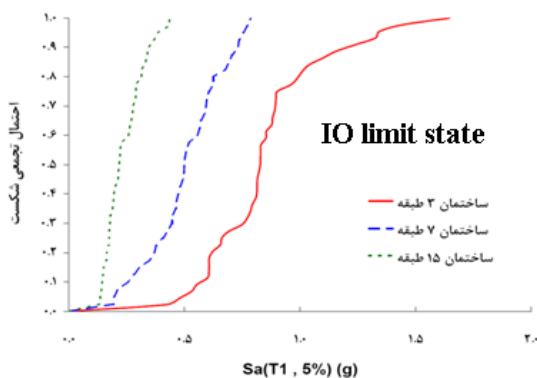
این تفاوت و تفاوت دیگر میان نمودارهای IDA سازه‌ها که در قسمت قبل به آن اشاره شد، هر دو ناشی از تفاوت در مکانیسم فروریزش ساختمان‌ها هستند. همان‌طور که در رفتار یک ستون تحت فشار، بسته به لاغری ستون ممکن است یکی از دو مود شکست کمانشی و یا شکست ناشی از تنش‌های فشاری زیاد رخ دهد، در قاب‌های مورد مطالعه نیز، بسته به ارتفاع و ابعاد سازه‌ها، مدهای شکست متفاوتی محتمل است. در واقع، مود شکست ساختمان‌های بلند مرتبه با تجمع فزاینده تغییر مکان نسبی در یک یا دو طبقه به خصوص در شرایطی که تغییر مکان نسبی سایر طبقات مقادیر نسبتاً کمی دارند، همراه است. این مود شکست که به دلیل حاکم بودن اثرات مرتبه دوم بر تغییر شکل‌های سازه‌ای رخ می‌دهد، به شکل‌گیری طبقه نرم موسوم است. در مقابل، در ساختمان‌های کوتاه مرتبه، اثرات مرتبه دوم از



شکل (۱۸): نمودارهای شکنندگی سازه‌های مختلف

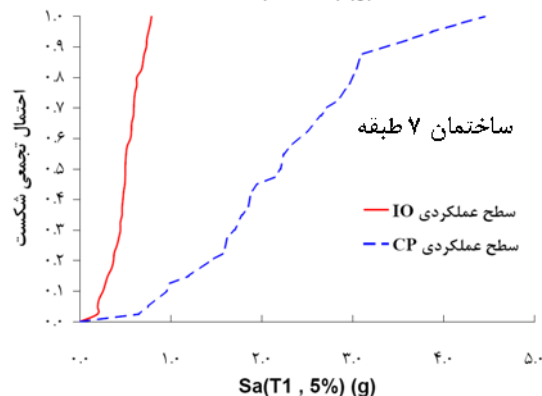
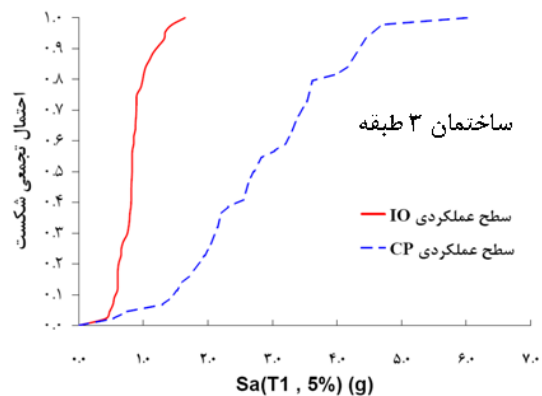
در شکل (۱۹) نمودارهای شکنندگی مربوط به حالات حدی فروریزش و کاربری بی وقفه برای هر سه ساختمان مورد مقایسه قرار گرفته است. مقادیر  $S_a$  متناظر با احتمال شکست‌های ۱۶٪، ۵۰٪، و ۸۴٪ برای دو تابع عملکردی IO و CP، در جدول (۴) آورده شده است. مقادیر  $S_a$  متناظر با احتمال فروریزش ۵۰ درصد که در ادبیات مهندسی زلزله از آن به «ظرفیت  $S_a$ » سازه یاد می‌شود، در این جدول سایه زده شده است.

با در نظر گرفتن مقادیر جدول (۴) و نمودارهای شکل (۱۹)، دیده می‌شود که با افزایش تعداد طبقات ساختمان، احتمال فروریزش (و یا برآورده نمودن سطح عملکردی IO) در سازه، در یک سطح ثابت از شدت لرزه ای، افزایش پیدا می‌نماید. مقادیر داده شده در جدول (۴) می‌تواند برای تعیین زلزله‌های طراحی با احتمال فروریزش معین مورد استفاده قرار گیرد. همچنین بررسی این مقادیر می‌تواند به برآورد کفایت آیین‌نامه‌های مورد استفاده در طراحی سازه‌ها کمک کند؛ که بررسی این موضوعات خارج از موضوع این مطالعه است.



شکل (۱۷): توزیع تغییر مکان نسبی حداکثر میانه در طبقات

با در نظر گرفتن دو حالت حدی آستانه فروریزش (Collapse Prevention, CP) و کاربری بی وقفه (Occupancy, IO) منحنی‌های شکنندگی مربوط به سازه‌ها در شکل (۱۸) رسم شده است. برای تشخیص حالت حدی فروریزش، از روشی که در بخش ۴-۲-۱ توضیح داده شد، استفاده شده است. حالت حدی کاربری بی وقفه، بر اساس توصیه‌های آیین‌نامه‌ای [۹]، متناظر با وقوع حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای برابر با ۰٫۰۲ رادیان در سازه، در نظر گرفته شده است.



### - نمودار خطر لرزه ای

نمودارهای خطر لرزه‌ای مورد استفاده در این مطالعه، از [۳] اقتباس شده‌اند. در این مطالعه، بر اساس روابط کاهندگی گوناگون موجود، خطر لرزه‌ای در نقاط مختلف شهر تهران برآورد شده است و با میانگین گیری از مقادیر خطر لرزه‌ای به دست آمده، نقشه خطر یکنواخت شهر تهران به دست آمده است. نمودارهای خطر لرزه‌ای که بیان‌کننده میانگین بسامد سالیانه فراگذشت از مقادیر گوناگون شدت لرزه‌ای هستند، با استفاده از نقشه خطر یکنواخت و برای پریودهای گوناگون سازه‌ای به دست آمده‌اند. همچنین، MAF فراگذشت از شدت لرزه‌ای بر حسب  $S_a$ ، توسط یک رابطه خطی در فضای log-log تخمین زده شده است. رابطه مربوط به این تخمین به شکل زیر است:

$$\lambda_{S_a} = k(S_a)^t \quad (10)$$

پارامترهای  $k$  و  $t$  اقتباس شده از مرجع [۳]، برای پریودهای نویسانی مربوط به ساختمان‌های موضوع این مطالعه، برای منطقه با سطح خطر «زیاد» در جدول (۵) آورده شده است.

جدول (۵): پارامترهای مربوط به خطر لرزه ای

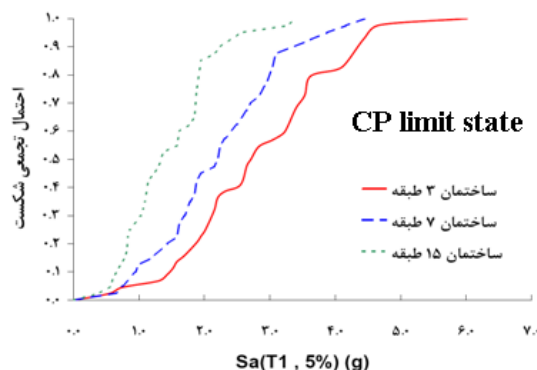
پارامتر	$T_1=0.9$ s	$T_1=1.5$ s	$T_1=2.1$ s
<b>K</b>	$1.787 \times 10^{-4}$	$5.356 \times 10^{-5}$	$1.003 \times 10^{-5}$
<b>t</b>	-2.005	-2.021	-2.12

### - MAF وقوع حالات حدی

با استفاده از نمودارهای خطر لرزه‌ای بالا و منحنی‌های شکنندگی نشان داده شده در بخش ۱۰-۲-۳، انتگرال‌گیری عددی از رابطه (۹) به عمل آمد. مقادیر مربوط به MAF حالات حدی IO و CP برای هر سه سازه در جدول (۶) نشان داده شده‌اند. این مقادیر، به عنوان کمیت‌هایی که منعکس‌کننده ظرفیت احتمالاتی کلی سازه‌ها با تکیه بر عدم قطعیت‌های ناشی از زلزله هستند، بسیار سودمندند. از این مقادیر می‌توان به عنوان معیاری برای سنجش قابلیت اطمینان سازه‌ای ساختمان‌های موردنظر در مقایسه با سایر سازه‌ها استفاده نمود، و یا آن‌ها را در ضوابط آیین‌نامه‌ای مربوط به طراحی ساختمان‌های مورد مطالعه مورد استفاده قرار داد.

جدول (۶): میانگین بسامد سالیانه وقوع حالات حدی

	ساختمان ۳ طبقه	ساختمان ۷ طبقه	ساختمان ۱۵ طبقه



شکل (۱۹): مقایسه نمودارهای شکنندگی سه ساختمان

### ۹-۲-۴ میانگین بسامد سالیانه وقوع حالات حدی

برای محاسبه میانگین بسامد سالیانه وقوع حالات حدی، با بسط رابطه (۲)، به رابطه زیر می‌رسیم [۱۳]:

$$\lambda_{LS} = \int_{IM=0}^{IM=\infty} F(IM^c | IM) \cdot \left| \frac{d\lambda_{IM}}{dIM} \right| dIM \quad (9)$$

جدول (۴): مقادیر  $S_a$  متناظر با احتمالات وقوع مختلف

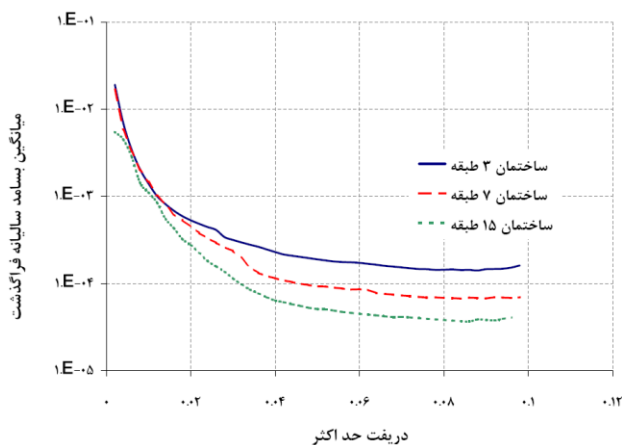
احتمال شکست	ساختمان ۳ طبقه		ساختمان ۷ طبقه		ساختمان ۱۵ طبقه	
	IO	CP	IO	CP	IO	CP
٪۱۶	۰٫۶۱	۱٫۷	۰٫۳۲	۱٫۲۵	۰٫۱۵	۰٫۶۹
٪۵۰	۰٫۸۳	۲٫۷۱	۰٫۵۰	۲٫۲۱	۰٫۲۲	۱٫۲۳
٪۸۴	۱٫۰۴	۴٫۱۶	۰٫۶۸	۳٫۰۵	۰٫۳۲	۱٫۹۵

مقادیر بر حسب g هستند

در این رابطه، کمیت داخل قدر مطلق، گرادیان خطر  $\lambda_{IM}$  و CDF،  $F(IM^c/IM)$  وقوع ظرفیت مربوط به حالت حدی بر حسب متغیر شاخص شدت است. همه کمیت‌های موجود در رابطه اخیر معلوم اند و تنها با محاسبه یک انتگرال می‌توان آن را بدست آورد.

رابطه (۹) مبنای محاسبه میانگین بسامد سالیانه مربوط به وقوع حالات حدی، و همچنین، وقوع مقادیر مختلف تقاضای لرزه‌ای که در انتهای این بخش به آن پرداخته می‌شود، است.

برای محاسبه  $\lambda_{LS}$  (و یا  $\lambda_{\theta}$ )، لازم است ابتدا نمودار مربوط به تابع احتمال  $F(IM^c/IM)$  (در حالت محاسبه  $\lambda_{\theta}$ )،  $F(IM^0/IM)$  که همان منحنی شکنندگی است و در بالا برای حالات حدی مختلف رسم گردید، به دست آید. پس از محاسبه مقادیر این منحنی، با داشتن مقادیر عددی نمودار خطر لرزه ای، انتگرال رابطه (۹) به راحتی به روش عددی قابل محاسبه است.



شکل (۲۰): منحنی‌های خطر تقاضای لرزه ای

### ۱- نتیجه گیری

در این مطالعه یک مدل اتصال که به نحو خوبی رفتار اتصال صفحه کناری را منعکس می‌نمود، ایجاد و بر اساس نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود کالیبره شد. بعد از آن، قاب‌های خمشی مدل سازی شده با کاربرد این اتصالات تحت تحلیل IDA قرار گرفتند. به کمک روش تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه ای، عملکرد قاب‌ها در قالب «بسامد فراگذشت از حالات حدی» و «منحنی خطر تقاضای لرزه ای» بیان شد. توزیع تغییر مکان نسبی حداکثر میانه در طبقات سازه نیز با استفاده از نتایج تحلیل IDA برآورد شد و مورد مطالعه قرار گرفت.

مقادیر احتمال متناظر با وقوع دو سطح عملکردی IO و CP به‌دست آمده برای قاب‌های مورد مطالعه، می‌توانند معیاری برای مقایسه عملکرد سازه‌های گوناگون باشند و یا در برآورد کفایت آیین‌نامه‌های مورد استفاده در طراحی قاب‌ها مورد استفاده قرار گیرند. به علاوه، منحنی‌های خطر تقاضای لرزه‌ای که متوسط بسامد سالیانه فراگذشت از سطوح مختلف تقاضای لرزه‌ای را به‌دست می‌دهند، می‌توانند در برآورد عملکرد قاب‌های مورد مطالعه مورد استفاده قرار بگیرند.

علاوه بر کاربردهای فوق، مقایسه بین نمودارهای مربوط به سازه‌های مختلف منجر به نتایج زیر می‌شود:

- مقایسه بین منحنی‌های شکنندگی نشان می‌دهد که، بدون در نظر گرفتن توزیع احتمالاتی مقادیر شدت لرزه‌ای (منحنی خطر لرزه ای)، احتمال فروریزش (و یا فراتر رفتن از سطح IO) در ساختمان‌های با ارتفاع بلند تر، بیشتر است.

- به رغم نتیجه به‌دست آمده از منحنی‌های شکنندگی، مقایسه بین منحنی‌های خطر تقاضای لرزه‌ای حاکی از آن

	IO	CP	IO	CP	IO	CP
MAF وقوع ( $\times 10^{-4}$ )	5.71	4.08	15.5	1.61	2.96	0.7

نکته قابل توجه در مقادیر این جدول این است که، اگرچه بدون در نظر گرفتن مقادیر خطر لرزه‌ای در محاسبه احتمال شکست (مقادیر جدول (۴)) در حالت حدی فروریزش، با افزایش تعداد طبقات احتمال شکست افزایش می‌یابد، ولی پس از وارد نمودن مقادیر خطر لرزه‌ای، نتیجه به‌دست آمده بر عکس می‌شود. یعنی احتمال کلی شکست سازه‌های با ارتفاع بلندتر، کمتر است. این موضوع ناشی از آن است که، اثر کاهش پیروید نوسانی سازه‌ها بر افزایش خطر لرزه‌ای (با توجه به (۱۰))، کاهش احتمال فراگذشت از یک سطوح عملکردی خاص، ناشی از کاهش ارتفاع سازه، را خنثی می‌نماید.

### ۹-۲-۵ منحنی خطر تقاضای لرزه ای

همان‌طور که گفته شد، خروجی تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای PSDA، منحنی‌هایی است که بسامد سالیانه فراگذشت تقاضای لرزه‌ای سازه را از مقادیر مختلف تقاضا برآورد می‌نماید. رابطه مربوط به این محاسبه در بخش ۴ (رابطه (۱)) بیان شد. بسط این رابطه به صورت تابعی از شاخص شدت، منجر به رابطه‌ای مشابه با (۹) می‌شود؛ با این تفاوت که در اینجا به جای وقوع حالت حدی، فراگذشت از یک سطح تقاضای خاص مد نظر است. با به کارگیری این رابطه به طور هم‌زمان با منحنی خطر لرزه ای، منحنی‌های خطر تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها به‌دست می‌آیند. این منحنی‌ها در شکل (۲۰) نشان داده شده‌اند.

همان‌طور که در این شکل‌ها دیده می‌شود و در بالا نیز به آن اشاره شد، به رغم آن که احتمال وقوع یک تقاضای خاص در یک سطح خطر مشخص، برای سازه‌های کوتاه‌تر کمتر است، (شکل (۱۹))، با در نظر گرفتن منحنی خطر لرزه‌ای و احتساب توزیع احتمالاتی شدت لرزه ای، احتمال کلی وقوع تقاضای یکسان در سازه بلندتر کمتر می‌شود.



- نمودارهای مقادیر میانه حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای طبقات مختلف که در سطح لرزه‌ای متناظر با احتمال فروریزش ۸۴ درصد، و همچنین نمودارهای IDA میانه به دست آمده برای قاب‌ها، اختلاف بین رفتارهای فروریزش سازه‌های کوتاه و بلند مرتبه را آشکار می‌نماید.

است که، احتمال شکست کلی مربوط به سازه‌های بلندتر کمتر است. این موضوع ناشی از غالب بودن اثر منحنی‌های خطر لرزه‌ای بر منحنی‌های خطر تقاضای لرزه‌ای بدست آمده است؛ زیرا در منحنی‌های خطر لرزه‌ای با افزایش ارتفاع (و در نتیجه زمان تناوب طبیعی) سازه، بسامد سالیانه وقوع شدت‌های لرزه‌ای کاهش می‌یابد.

## ۱۱- مراجع

- [۱] شیراوند، محمودرضا؛ "اصلاح اتصالات ممان بر متعارف برای تیر I شکل و ستون دابل با استفاده از صفحات کناری"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۸۳.
- [۲] شیراوند، محمودرضا؛ "بررسی آزمایشگاهی مقاوم‌سازی اتصال گیردار تیر به ستون دابل در مقابل زلزله برای پل‌های فولادی با دهانه کوتاه"، فصلنامه انجمن مهندسين عمران (اساس)، سال نهم، شماره بیست و دوم، ۶۱-۶۹، ۱۳۸۵.
- [۳] مهدوی عادل، م.، "تعیین طیف خطر یکنواخت و طیف طراحی ساختگاه"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۸۳.
- [۴] یخچالیان، منصور؛ "بررسی رفتار سیکلی اتصالات خمشی دوطرفه با صفحات کناری و ستون دابل"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۸۵.
- [۵] AISC, American Institute of Steel Construction, Specifications for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois, March, 2005.
- [۶] AISC, American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois, March, 2005.
- [۷] Altoontash, A., "Simulation and Damage Models for Performance Assessment of Reinforced Concrete Beam-Column Joints", Ph.D. Thesis, Stanford University, 2004.
- [۸] ATC, Applied Technology Council, ATC 63: Quantification of Building System and Response Parameters, Redwood City, California, 2007.
- [۹] Federal Emergency Management Agency, FEMA 350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 2000.
- [۱۰] Ibarra, L.F., Medina, R.A., and Krwinkler, H., "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34, 2005, 1489-1511.
- [۱۱] "OpenSees - Open System for Earthquake Engineering Simulation." 2010 June 1, <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [۱۲] UBC, Uniform Building Code, "International Conference of Building Officials", Whittier, California, 1997.
- [۱۳] Vamvatsikos, D; Cornell, C. A.; "Incremental dynamic analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31 (3), 491-514, 2002.

## ۱۲- زیرنویس ها

- <sup>۱</sup> PSDA  
<sup>۲</sup> ANSYS  
<sup>۳</sup> deterioration  
<sup>۴</sup> Probabilistic Seismic Demand Analysis, PSDA  
<sup>۵</sup> Intensity Measure, IM  
<sup>۶</sup> Demand Measure, DM  
<sup>۷</sup> tracking  
<sup>۸</sup> smooth  
<sup>۹</sup> Pushover  
<sup>۱۰</sup> Mean Annual Frequency  
<sup>۱۱</sup> Probabilistic Seismic Hazard Analysis  
<sup>۱۲</sup> Nonlinear Dynamic Analysis  
<sup>۱۳</sup> closed-form  
<sup>۱۴</sup> Load and Resistance Factor Design  
<sup>۱۵</sup> Backbone Curve

- 
- <sup>١٦</sup> Damage Index
  - <sup>١٧</sup> Normalized peak
  - <sup>١٨</sup> Kratzig
  - <sup>١٩</sup> Mehanny-Deierlein
  - <sup>٢٠</sup> Hysteretic energy
  - <sup>٢١</sup> Park-Ang
  - <sup>٢٢</sup> Primary Half Cycle
  - <sup>٢٣</sup> Follower Half Cycle
  - <sup>٢٤</sup> Open System for Earthquake Engineering Simulation
  - <sup>٢٥</sup> Normalised Hysteretic Energy
  - <sup>٢٦</sup> leaning column
  - <sup>٢٧</sup> fragility