

## چکیده

ارزیابی ریسک لرزه‌ای سازه‌ها، ابزاری مهم و کاربردی برای بررسی ایمنی لرزه‌ای، تحلیل پیامدهای محتمل زلزله، برنامه‌ریزی مقاوم‌سازی و مدیریت بحران پس از زلزله است. این ارزیابی از بخش‌های مختلفی از تحلیل خطر زلزله، تعیین دارایی در ریسک، تحلیل آسیب‌پذیری و ریسک تشکیل شده است. یکی از مهم‌ترین بخش‌های این فرآیند، تعیین توابع شکنندگی می‌باشد. روش‌های مختلفی برای این منظور به کار گرفته شده است. در اغلب این روش‌ها یک حالت حدی کلی نظیر حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات به عنوان مود خرابی در نظر گرفته شده است در حالی که در ساختمان‌های قدیمی‌تر معمولاً مودهای خرابی بیشتری نظیر مود برشی اعضا حاکم است. در این مقاله چارچوبی جهت تعیین توابع شکنندگی فروریزش سازه بر اساس مودهای مختلف خرابی اعضا با استفاده از تحلیل درخت خطا ارائه و سپس بر روی یک قاب ساختمانی بتن مسلح اعمال و در نهایت نتایج آن با روش مرسوم مقایسه شده است. نتایج بیانگر برآورد بسیار کمتر میانه ظرفیت تابع شکنندگی به دلیل ضعف برشی قاب‌های قدیمی در روش ارائه شده نسبت به روش مرسوم است. منحنی شکنندگی مستخرج از روش مرسوم تطابق بسیار خوبی با مود خرابی ایجاد طبقه ضعیف در طبقه اول قاب دارد به گونه‌ای که میانه ظرفیت شدت طیفی در روش مرسوم  $0.96g$  و در روش ارائه شده  $0.94g$  می‌گردد.

**واژگان کلیدی:** تابع شکنندگی فروریزش سازه، مودهای مختلف خرابی، تحلیل درخت خطا، تحلیل دینامیکی فزاینده.

## تهیه توابع شکنندگی فروریزش سازه مبتنی بر مودهای مختلف خرابی به روش تحلیل درخت خطا

مجید علی‌نژاد

دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

محسن غفوری آشتیانی (نویسنده مسئول)

استاد، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، [Ashtiany@iiees.ac.ir](mailto:Ashtiany@iiees.ac.ir)

## ۱- مقدمه

به سرمایه است و تجمع خطر و شکنندگی برای محاسبه ریسک است [۱]. یکی از مهم‌ترین بخش‌های این فرآیند تهیه منحنی یا توابع شکنندگی سازه برای عملکرد نامطلوب مورد بررسی می‌باشد. این توابع بیانگر احتمال شرطی فراگذشت از سطح مشخصی از آسیب برای پارامتری از شدت زلزله نظیر  $S_a$  و یا  $PGA$  می‌باشد. روش‌های مختلفی برای تهیه توابع شکنندگی شامل توابع شکنندگی مبتنی بر داده‌های جمع‌آوری شده پس از رخداد زلزله‌ها، توابع شکنندگی مبتنی بر قضاوت مهندسی، توابع شکنندگی تحلیلی و عددی و توابع شکنندگی ترکیبی به کار گرفته شده است. هر یک از این روش‌ها مزایا و معایب مختص به خود را دارا هستند اما روش‌های تحلیلی که توسط مشاهدات زلزله‌های

ارزیابی ریسک لرزه‌ای فرآیندی است که در آن خطر زلزله با آسیب‌پذیری سازه با هم در نظر گرفته می‌شود و برآیند آن پیامدهای ممکن و احتمال وقوع این پیامدها در سازه یا سیستم مورد بررسی است. با داشتن برآیندهای ارزیابی ریسک لرزه‌ای امکان کاهش ریسک و پیامدهای ممکن و نیز برنامه‌ریزی مواجهه با بحران‌های حین و پس از زلزله نظیر برنامه‌های آواربرداری، اسکان، تعمیر و... به وجود می‌آید.

ارزیابی ریسک لرزه‌ای متشکل از بخش‌های مختلفی شامل تحلیل خطر لرزه‌ای و نمایش آن به صورت حداکثر شتاب زمین ( $PGA$ )<sup>۱</sup> یا شتاب طیفی ( $S_a$ )<sup>۲</sup>، جمع‌آوری داده سرمایه‌های تحت خطر از قبیل تعداد، موقعیت و مشخصات سیستم‌ها، سازه‌ها، افراد و... در معرض زلزله، تهیه توابع شکنندگی<sup>۳</sup> که مرتبط کننده خطر

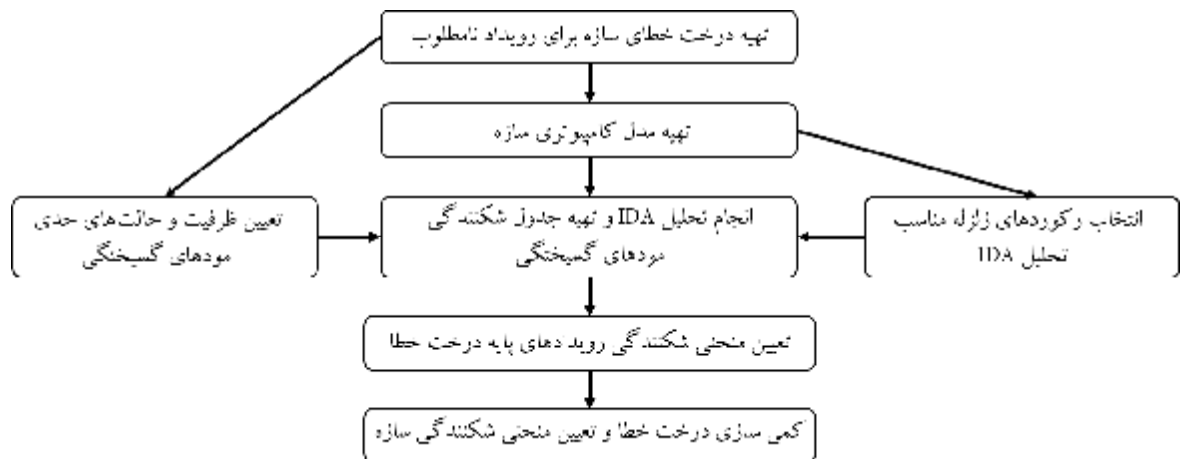
روش‌های موجود اغلب بر اساس یک حالت حدی کلی نظیر حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات می‌باشند که منعکس کننده رفتار خمشی سازه (دوران جاری شدن و نهایی) است. در حالی که در ساختمان‌های قدیمی تر مود خرابی حاکم، مود برشی اعضا (برای نمونه به دلیل عدم وجود ضوابط ویژه برای خاموت گذاری در آیین‌نامه‌های طراحی بتن در دهه‌های ۶۰ و ۷۰ میلادی) می‌باشد [۱۲-۱۳]. در این مقاله چارچوبی جهت تعیین منحنی شکنندگی سازه بر اساس مودهای خرابی مختلف اعضا با استفاده از تحلیل درخت خطا<sup>۴</sup> ارائه می‌گردد. تحلیل درخت خطا اغلب برای سیستم‌های پیچیده و فرآیندی به کار گرفته شده است اما در این مطالعه برای در نظر گیری مودهای مختلف خرابی استفاده شده است. این چارچوب بر روی یک قاب ساختمانی بتن مسلح ساخته شده در اروپا بر اساس ضوابط طراحی دهه ۵۰ و ۶۰ میلادی اعمال می‌گردد و سپس نتایج آن با روش مرسوم مورد استفاده در مطالعات اخیر که بر اساس حالت حدی کلی حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات می‌باشد، مقایسه می‌گردد.

## ۲- ارائه‌ی روش ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس ریسک

در این بخش چارچوب کلی و گام‌های روش پیشنهادی ارائه می‌گردد. این روش مشتمل بر تهیه درخت خطای شکست عملکرد مطلوب سازه (از طریق مودهای خرابی ممکن در اعضا)، تهیه مدل کامپیوتری مناسب از سازه با توجه به مودهای خرابی، انتخاب رکوردهای شتاب زلزله برای انجام تحلیل دینامیکی فزاینده<sup>۵</sup>، تعیین ظرفیت و حالت حدی مودهای خرابی بر اساس نتایج آزمایشگاهی و یا استانداردها، انجام تحلیل دینامیکی فزاینده برای سازه و تشکیل جدول شکنندگی، محاسبه پارامترهای شکنندگی با استفاده از انتخاب یک توزیع تحلیلی مناسب و ترسیم منحنی شکنندگی لرزه‌ای برای هر یک از رویدادهای پایه درخت خطا و کمی‌سازی درخت خطا و ترسیم منحنی شکنندگی سازه می‌باشد. چارچوب پیشنهادی در شکل (۱) نشان داده شده است. در ادامه، توضیحات مختصری از بخش‌های مختلف این چارچوب داده می‌شود.

گذشته و نتایج تست‌های آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده‌اند از محبوبیت بیشتری در سال‌های اخیر برخوردار شده‌اند. دلایل اصلی این محبوبیت پیشرفت‌های چشمگیر در ابزارهای محاسباتی، روش‌ها و مهارت‌هایی که امکان مطالعات پارامتریک را برای هر نوع سازه فراهم می‌کند، کنترل بهتر بر روی عدم قطعیت‌های مختلف نظیر مشخصات مصالح، مدل و... می‌باشد [۲].

مطالعات مختلفی در زمینه‌ی تهیه‌ی توابع شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها صورت پذیرفته است. کیموسیس و کوموسیس [۳] در سال ۲۰۱۳ به مطالعه‌ی منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های بتن مسلح با تغییر در پارامترهای طراحی پرداختند. آنها در این مطالعه اثر تعداد دهانه و طبقات قاب، توزیع سختی در ارتفاع و اصل طراحی ستون قوی-تیر ضعیف بر منحنی شکنندگی را مورد بررسی قرار دادند. روش مورد استفاده جهت تعیین منحنی شکنندگی تحلیل دینامیکی فزاینده و مود غالب خرابی، تغییر مکان نسبی طبقات در نظر گرفته شد. در فصل ۳ از مرجع [۲] روش‌های موجود تا سال ۲۰۱۴ ارائه و ارزیابی شده‌اند. در این گزارش سه دسته اصلی روش تحلیلی شامل روش‌های مبتنی بر همبستگی بین شاخص خرابی و حالت‌های خرابی [۴]، روش‌های مبتنی بر همبستگی بین منحنی‌های ظرفیت شتاب/جابجایی ساختمان و منحنی‌های پاسخ طیفی [۵-۷] و روش‌های مبتنی بر همبستگی بین منحنی‌های ظرفیت شتاب/جابجایی ساختمان و تاریخچه زمانی شتاب [۸-۹] ارائه شده است. دباغی و همکاران [۱۰] در سال ۲۰۱۹ در مطالعه‌ای به تحلیل شکنندگی لرزه‌ای فروریزش ساختمان‌های با دیوار برشی بتنی پرداختند. روش تحلیل شکنندگی، تحلیل دینامیکی فزاینده در نظر گرفته شد. پارامترهای پاسخ شامل برش پایه، تغییر مکان گره‌ها، تغییر مکان نسبی طبقات، روابط لنگر-انحناء و کرنش‌ها در مقاطع مختلف دیوارها برای تعیین فروریزش مورد پایش قرار گرفت [۱۰]. فلورا و همکاران [۱۱] در سال ۲۰۲۰ در مطالعه‌ای به ارزیابی منحنی‌های شکنندگی فروریزش ساختمان‌های بتنی مقاوم‌سازی شده با استفاده از جداساز لرزه‌ای پرداختند. در این مطالعه مود خرابی تغییر مکان نسبی طبقات به عنوان مود غالب خرابی برای ساختمان بتنی در نظر گرفته شده است [۱۱].



شکل (۱): گام‌های مورد نیاز تهیه منحنی شکنندگی لوزه‌ای سازه.

استفاده از دروازه منطقی «یا» بیان می‌شود. برای تهیه درخت خطای رویداد نامطلوب یک سازه تمامی مودهای خرابی که می‌تواند منجر به رویداد نامطلوب گردد باید تعیین گردد [۱۴].

## ۲-۲- تهیه مدل کامپیوتری سازه

با توجه به اینکه در این روش از تحلیل دینامیکی فزاینده برای تعیین منحنی‌های شکنندگی رویدادهای پایه‌ای درخت خطا استفاده می‌شود، باید از یک نرم‌افزار مدل‌سازی سازه‌ای که بتواند به خوبی مدل کامپیوتری با قابلیت انجام تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده کرد. در این مدل کامپیوتری باید امکان مدل‌سازی مودهای خرابی درخت خطا وجود داشته باشد. از طرفی این مدل کامپیوتری باید قابلیت انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی تاریخچه زمانی را داشته باشد. دیگر قابلیتی که باید در این مدل کامپیوتری در نظر گرفته شود امکان کنترل عملکرد مد نظر می‌باشد.

## ۲-۳- انجام تحلیل دینامیکی فزاینده برای سازه و تشکیل

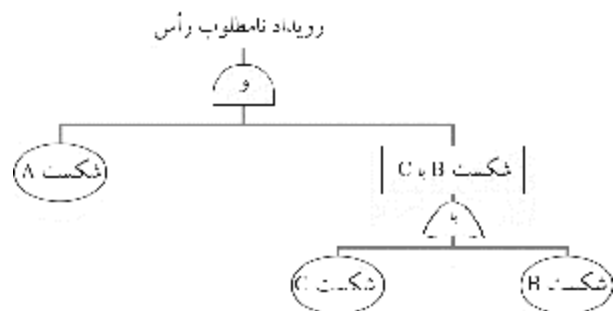
### جدول شکنندگی

در این گام تحلیل دینامیکی فزاینده انجام می‌گیرد و جدول شکنندگی برای رویدادهای پایه‌ای درخت خطا تهیه می‌گردد. برای انجام تحلیل دینامیکی فزاینده نیاز به رکوردهای تاریخچه زمانی شتاب متناسب با مشخصات سایت و سازه مورد بررسی می‌باشد، پس با تحلیل مودال سازه زمان تناوب ارتعاش آن در مود

## ۲-۱- تهیه درخت خطای سازه برای رویداد نامطلوب

درخت خطا مدلی از ترکیبات سری و موازی خطاهایی است که باعث وقوع رویداد نامطلوب راس از پیش تعریف شده می‌گردد. این درخت ابزاری منطقی برای یافتن علل و ریشه‌های رخداد یک رویداد نامطلوب است. در یک سازه این رویداد نامطلوب می‌تواند فروریزش سازه یا عدم قابلیت خدمت‌رسانی پس از زلزله باشد. جهت ساخت درخت خطا باید با استفاده از دروازه‌های منطقی ۶ «و» و «یا» تمام حالتی که می‌تواند منجر به رویداد راس گردد را پوشش داد. خروجی درخت خطا در اصل یک رویداد دودویی است یعنی به دو حالت شکست یا موفقیت خلاصه می‌شود. شناسه‌های درخت خطا دروازه‌هایی هستند که منطق جاری در درخت را مشخص می‌کنند.

شکل (۲) یک درخت خطای ساده را نشان می‌دهد. در این درخت خطا در صورتی رویداد نامطلوب راس اتفاق می‌افتد که شکست A و شکست B یا C رخ دهند و رخداد شکست B یا C با



شکل (۲): یک نمونه درخت خطای شماتیک.

استاندارد نرمال،  $IM_{mi}$  مقدار میانه‌ی تابع شکنندگی (شدت زلزله‌ای که ۵۰ درصد احتمال فراگذشت از حالت حدی مدنظر را دارد) و  $\beta_{tot}$  انحراف استاندارد لگاریتمی شدت زلزله ( $\ln IM$ ) می‌باشد؛ بنابراین برای آنکه بتوان با استفاده از این رابطه منحنی شکنندگی را ساخت می‌بایست  $IM_{mi}$  و  $\beta_{tot}$  را محاسبه کرد. پارامترهای تابع شکنندگی می‌تواند با استفاده از روابط (۲) و (۳) تعیین گردد [۱۶]:

$$\ln IM_{mi} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (2)$$

$$\beta_{tot} = \sqrt{\frac{1}{(n-1)} \sum_{i=1}^n (\ln(IM_i / IM_{mi}))^2} \quad (3)$$

که در این روابط،  $n$  تعداد کل  $IM$ های در نظر گرفته شده،  $IM_i$  مربوط به  $i$ امین حالت که از  $LS$  تجاوز می‌کند، است. شکل (۳) به صورت شماتیک نمونه‌ای از نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده و شکنندگی مستخرج از آن نشان داده شده است.

#### ۲-۵- کمتی‌سازی درخت خطا و تعیین منحنی شکنندگی رویداد نامطلوب سازه

پس از تعیین منحنی‌های شکنندگی رویدادهای پایه با استفاده از درخت خطا، منحنی شکنندگی رویداد نامطلوب در سازه (رویداد راس درخت خطا) کمتی‌سازی می‌گردد. در واقع در این بخش با استفاده از منحنی‌های شکنندگی اعضا در مودهای خرابی مختلف، منحنی شکنندگی کل سازه تعیین می‌گردد. برای تعیین منحنی شکنندگی کل سازه، تحلیل درخت خطا را برای تعداد مشخصی از شدت‌ها باید انجام داد. در هر شدت احتمال‌های مختلف در مودهای خرابی با هم و توسط دروازه‌های منطقی درخت خطا ترکیب می‌شود تا احتمال رویداد نامطلوب سازه در آن شدت را مشخص نماید. از دیگر خروجی‌های محاسبات کمتی‌سازی درخت خطا، مسیرهای مستقل مختلفی است که می‌تواند منتج به رویداد راس گردد که با عنوان مجموعه برش‌ها شناخته می‌شود که در تعیین اولویت‌بندی و اهمیت رویدادهای پایه بر حسب احتمال رویداد راس به کار گرفته می‌شود.

اول تعیین می‌گردد تا مبنایی برای انتخاب رکوردها باشد. از طرفی از درخت خطای تهیه شده در بخش (۲-۱) باید مودهای خرابی رویدادهای پایه‌ای را مشخص کرد تا با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده و تعیین نتایج آن کنترل گردد که آیا خرابی روی داده است یا خیر. خروجی این گام جدولی خواهد بود که در آن برای تمامی رویدادهای پایه‌ای درخت خطا، ضرایب مقیاس مختلف خرابی در تحلیل دینامیکی فزاینده برای همه رکوردها مشخص شده است و مبنای آمار و احتمالاتی تعیین منحنی شکنندگی قرار می‌گیرد.

#### ۲-۴- تعیین منحنی شکنندگی رویدادهای پایه‌ای درخت خطا

در این گام منحنی‌های شکنندگی رویدادهای پایه‌ای درخت خطا با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده که در جدول شکنندگی منعکس شده است، تعیین می‌گردد. منحنی شکنندگی به دو صورت قابل نمایش است. در روش اول به صورت احتمالاتی برای هر سطح از شدت  $x$ ، احتمال فراگذشت برای رکوردهای تحلیل شده، محاسبه می‌گردد. به عنوان نمونه اگر برای ۲۰ رکورد تحلیل دینامیکی فزاینده انجام داده باشیم، در سطح شدت  $g/0.3$ ، هفت رکورد شتابی کمتر از این شدت داشته باشند در این صورت احتمال فراگذشت برای  $g/0.3$  برابر  $7/20$  خواهد شد. تابع شکنندگی را در این حالت تابع توزیع تجمعی آماري می‌گویند و در ادامه‌ی مقاله از آن به عنوان تابع شکنندگی آماري استفاده می‌شود. در روش دوم یک تابع توزیع احتمالاتی برای شکنندگی فرض می‌گردد (معمولاً تابع توزیع لوگ‌نرمال با ویژگی‌های منحصر به فردی که داراست [۱۵]) که از این تابع به عنوان تابع شکنندگی انطباق‌یافته نام برده خواهد شد. در صورت انتخاب توزیع احتمالاتی لوگ‌نرمال، تابع توزیع احتمالاتی تجمعی آن به صورت رابطه (۱) خواهد بود:

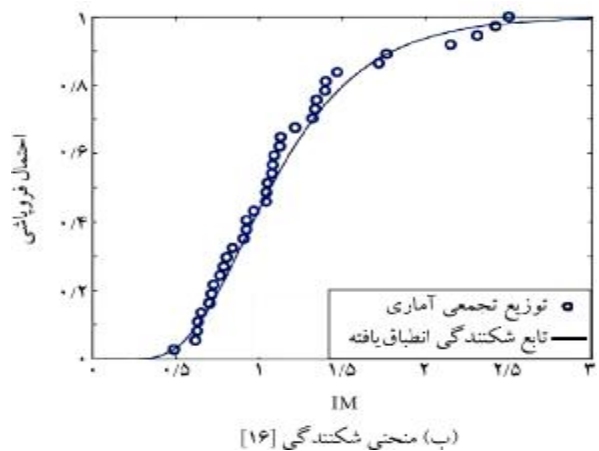
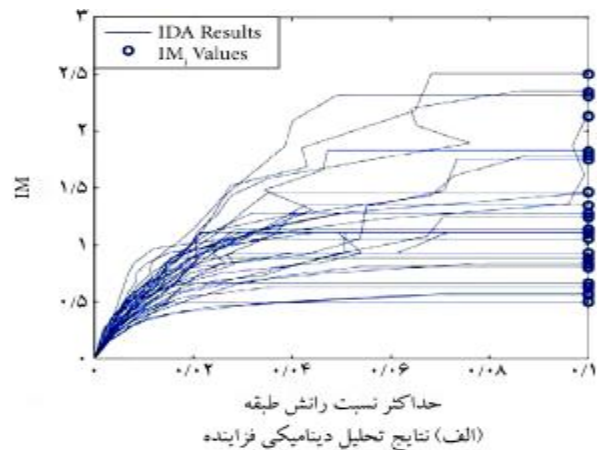
$$P_f(d_s \geq d_{si} | IM) = \phi \left[ \frac{1}{\beta_{tot}} \ln \left( \frac{IM}{IM_{mi}} \right) \right] \quad (1)$$

که در این رابطه  $P_f$  احتمال فراگذشت از یک حالت حدی مشخص،  $LS$ ، برای یک سطح شدت لرزه‌ای مشخص که با مقیاس شدت زلزله ( $IM$ ) بیان می‌شود،  $\phi$  تابع توزیع تجمعی

ساختمانی بتن مسلح اعمال می گردد که بر اساس ضوابط طراحی کشورهای جنوب اروپا در دهه های ۵۰ و ۶۰ میلادی طراحی گردیده است [۱۷]. دلایل اصلی انتخاب این قاب شامل در دسترس بودن اطلاعات و جزئیات کامل سازه ای آن، شبیه سازی تمام مقیاس آن و انجام آزمایش میز لرزه برای آن، صحت سنجی مدل کامپیوتری با نتایج شبیه سازی، عدم رعایت تعدادی از ضوابط لرزه ای آیین نامه های جدید و در نتیجه احتمال آسیب پذیری و نیاز به مقاوم سازی آن می باشد.

این قاب در زمره ی ساختمان های ساخته شده در سال های اخیر، بدون در نظر گرفتن مفاهیم طراحی مقاومتی (ستون قوی-تیر ضعیف) و جزئیات آرماتورگذاری امروزی می باشد. مطابق مطالعات دولسک و فجفر [۱۸] در سال ۲۰۰۱ در این دسته قاب ها طبقه ی اول ضعیف معمولاً در زلزله ها مکانیسم مهم خرابی است.

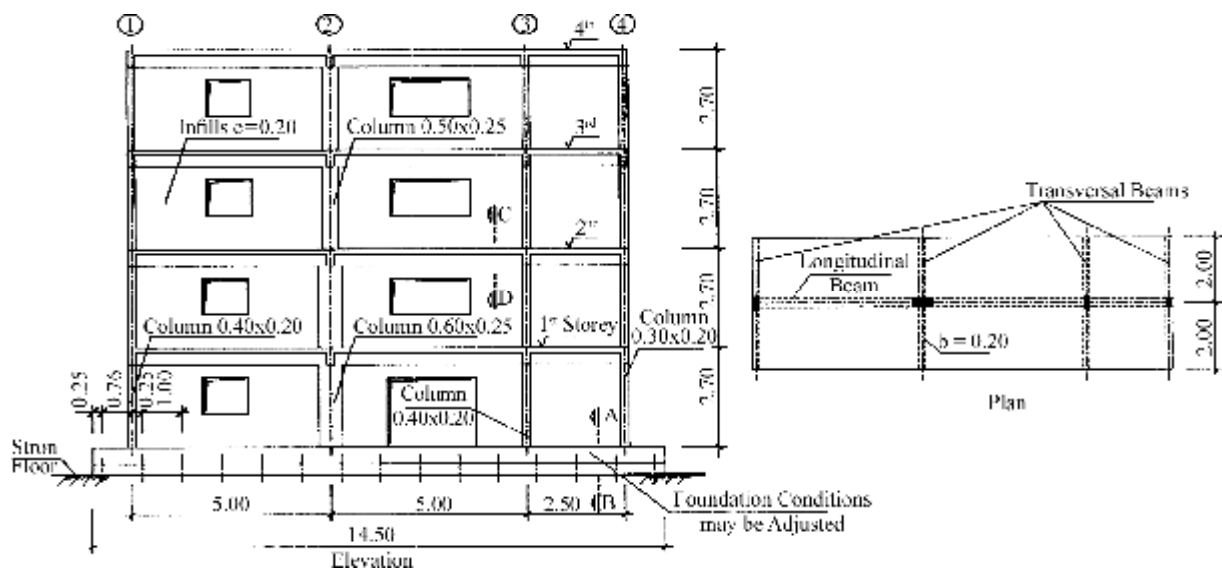
قاب مورد مطالعه در این تحقیق، یک قاب بتن مسلح چهار طبقه می باشد. قاب مورد نظر در مطالعه ی حاضر، تحت آزمایش های شبه دینامیکی در آزمایشگاه اروپایی ارزیابی سازه ها قرار گرفته است و نتایج این آزمایش ها توسط پینتو و تاسر در سال ۲۰۰۶ ارائه شده است [۱۷]. شکل هندسی این قاب با ابعاد دهانه ها و ارتفاع طبقات در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل (۳): مثالی از نحوه استخراج منحنی شکنندگی.

### ۳- مطالعه موردی: تهیه منحنی شکنندگی یک قاب خمشی بتن مسلح

در این بخش از مقاله، چارچوب پیشنهادی بر روی یک قاب



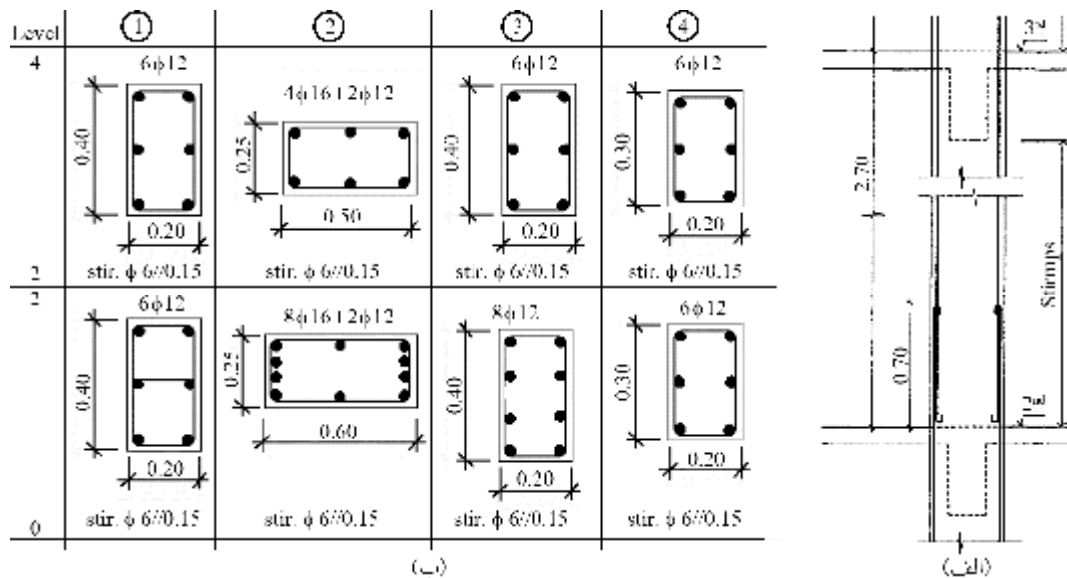
شکل (۴): هندسی قاب ۴ طبقه و ۳ دهانه ی مورد مطالعه.

جدول (۱): آرماتورگذاری ستون‌ها

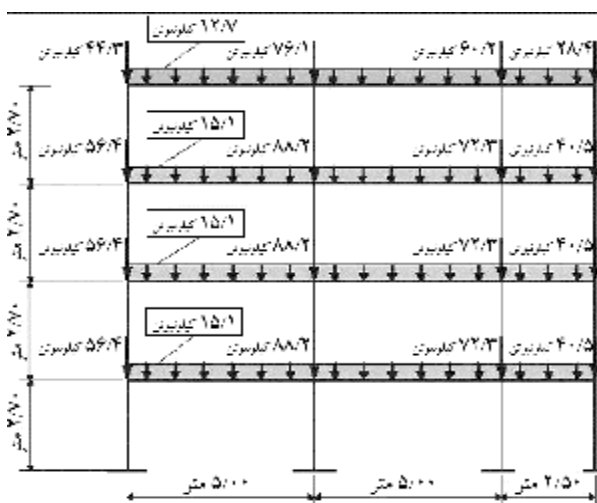
ستون	۳	۲	۱	طبقه
۰/۳×۰/۲ (۶φ۱۲)	۰/۴×۰/۲ (۶φ۱۲)	۰/۲۵×۰/۵ (۴φ۱۶ + ۲φ۱۲)	۰/۴×۰/۲ (۶φ۱۲)	۴-۳
۰/۳×۰/۲ (۶φ۱۲)	۰/۴×۰/۲ (۸φ۱۲)	۰/۲۵×۰/۶ (۸φ۱۶ + ۲φ۱۲)	۰/۴×۰/۲ (۶φ۱۲)	۲-۱

جدول (۲): آرماتورگذاری تیرها

Beam (3 <sup>rd</sup> Bay)	Beam (1 <sup>st</sup> and 2 <sup>nd</sup> Bay)	کف
۰/۵×۰/۲۵×۰/۶۵×۱/۵*	۰/۵×۰/۲۵×۱/۰۵×۱/۵*	R
		۴
		۳
		۲
Beam Height x Beam Width x Slab Effective Width x Slab Thickness		



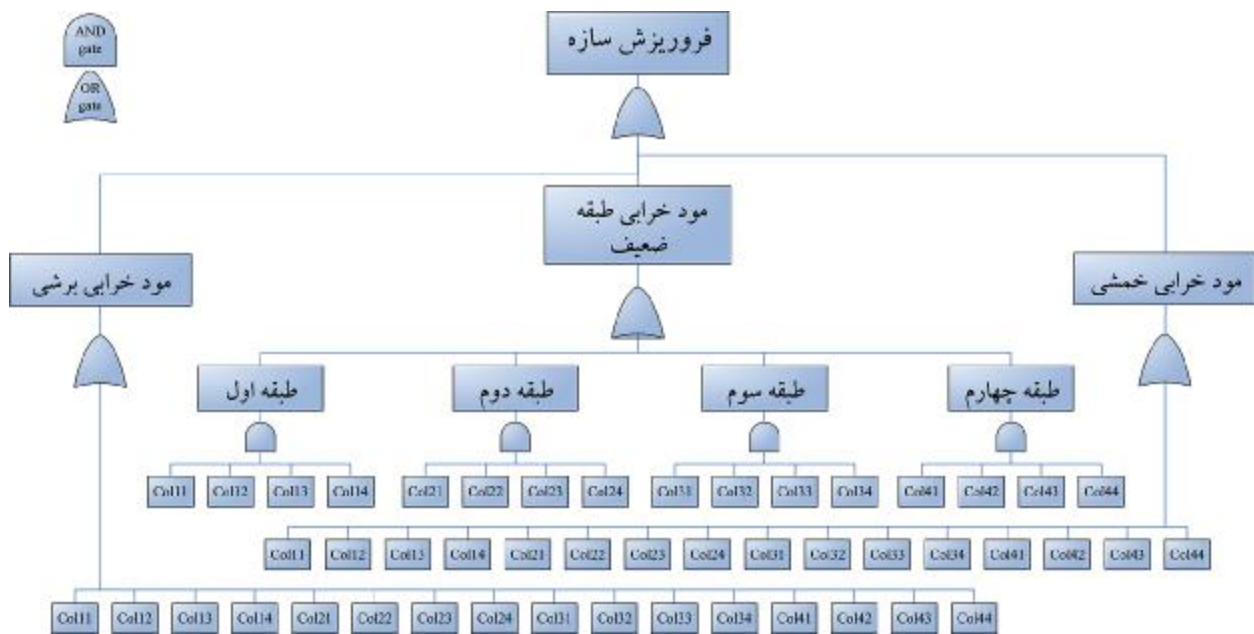
شکل (۵): جزئیات آرماتورگذاری ستون‌ها.



شکل (۶): بارگذاری ثقیل قاب مورد مطالعه.

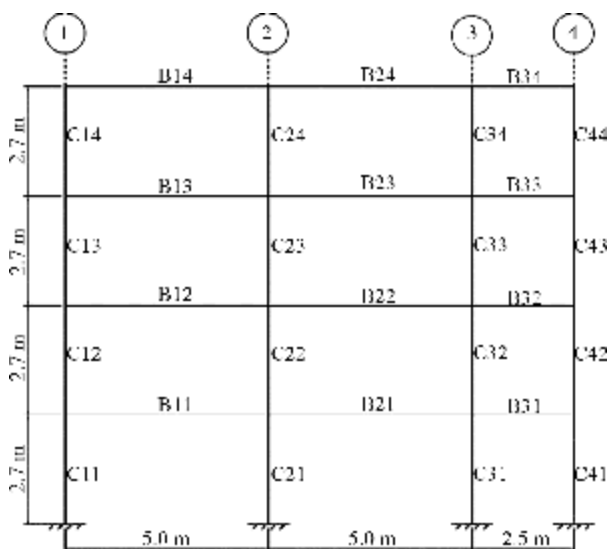
جزئیات آرماتورگذاری ستون‌های این قاب در جدول (۱) و جزئیات آرماتورگذاری تیرهای آن در جدول (۲) آورده شده است. در شکل (۵) نیز مقاطع ستون‌ها و جزئیات آرماتورگذاری آنها نشان داده شده است.

مشخصات مصالح مورد استفاده در این قاب‌ها برای بتن  $f_c$ : ۱۶/۳ مگاپاسکال،  $f_t$ : ۱/۹ مگاپاسکال و  $\epsilon_c$ : ۰/۰۰۲ و برای فولاد مصرفی در آرماتورها  $f_y$ : ۳۴۳ مگاپاسکال و  $E_s$ : ۲۱۰۵ مگاپاسکال می‌باشد. بارگذاری ثقیل قاب مورد مطالعه در شکل (۶) نشان داده شده است. این قاب همچنین برای ضریب زلزله‌ی ۰/۰۸ طراحی شده است.



شکل (۷): درخت خطا برای عملکرد نامطلوب فروریزش قاب مورد مطالعه.

سازه است و تمامی عوامل فروریزش را پوشش نمی‌دهد. عوامل و ترکیب مختلف مودهای شکست مانند شکنندگی سقف‌ها و تیرها در ساختمان نیز می‌تواند موجب فروریزش گردد. نام گذاری مورد استفاده در درخت خطا، در شکل (۸) نشان داده شده است. همچنین ترکیب اثرات برشی و خمشی و مکانیسم‌هایی مانند ستون کوتاه، اثر پی - دلتا و... از مثال‌های دیگری هستند که می‌توانند در فروریزش سازه مهم باشند که در اینجا با فرضیات ساده‌سازی شده، این درخت خطا برای فروریزش در نظر گرفته شده است.



شکل (۸): نام‌گذاری اعضا.

در ادامه این بخش، گام‌های روش پیشنهادی بر روی این قاب با مشخصات ذکر شده اعمال می‌گردد.

### ۳-۱- تهیه درخت خطای سازه برای رویداد نامطلوب

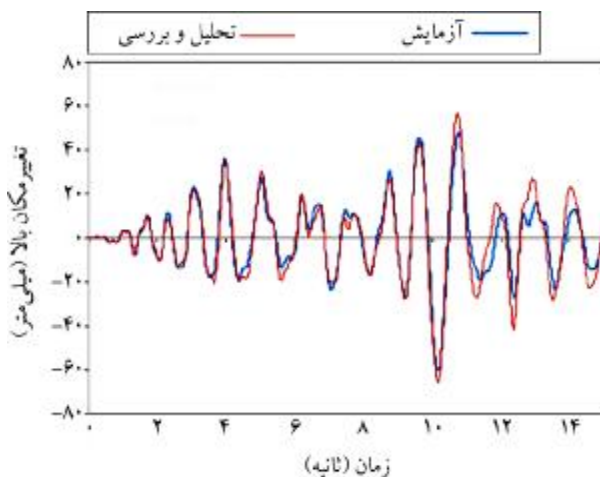
رویداد نامطلوب در قاب مورد بررسی فروریزش آن تعریف می‌شود، عواملی که می‌تواند منجر به فروریزش این قاب گردد شامل خرابی ستون در برش (گذر از مقاومت برشی ستون)، خرابی ستون در خمش (گذر از ظرفیت نهایی دوران قطری ستون) و طبقه‌ی ضعیف (گذر هم‌زمان تمامی ستون‌های یک طبقه از ظرفیت جاری شدن دوران قطری ستون) می‌باشد.

درخت خطای فروریزش قاب مورد بررسی به صورت شکل (۷) است. همان گونه که در این شکل نشان داده شده است، خرابی هر ستون در برش یا خمش باعث فروریزش سازه می‌شود بنابراین با استفاده از دروازه‌ی "OR" در درخت خطا نشان داده شده است. از طرفی برای اینکه سازه در مکانیسم طبقه ضعیف دچار فروریزش شود بایستی تمامی ستون‌های یک طبقه هم‌زمان با هم دچار جاری شدن دورانی گردند، بنابراین برای ستون‌های هر طبقه در مود طبقه ضعیف از دروازه‌ی "AND" استفاده شده است. مدل در نظر گرفته شده، یک سناریوی فرضی برای فروریزش

### ۲-۳- مدل‌سازی سازه

اعضای سازه‌ای در این قاب‌ها با استفاده از مدل‌های قابی غیرالاستیک مبتنی بر نیرو (infrmFB) در نرم‌افزار مدل‌سازی شده است، در این مدل مقطع عضو توسط گزینه‌ی فایبر مدل‌سازی می‌گردد، تعداد فایبرهای در نظر گرفته شده برای تمامی مقاطع ۲۰۰ عدد است.

جهت سنجش درست بودن مدل‌سازی صورت گرفته، این مدل توسط ایجاد کنندگان نرم‌افزار، تحت رکوردهای زلزله‌ی اعمالی بر روی تست آزمایشگاهی انجام شده، قرار گرفت. نتیجه‌ی مقایسه‌ی تست و تحلیل به صورت شکل (۱۱) می‌باشد. همان‌گونه که از شکل (۱۱) نیز مشخص است، همخوانی خوبی میان نتایج تحلیل و تست آزمایشگاهی وجود دارد.



شکل (۱۱): مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و تحلیل برای قاب مورد بررسی.

### ۳-۳- انجام تحلیل دینامیکی فزاینده برای سازه و تشکیل

#### جدول شکنندگی

#### ۳-۳-۱- انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مناسب برای انجام تحلیل‌های

#### دینامیکی فزاینده

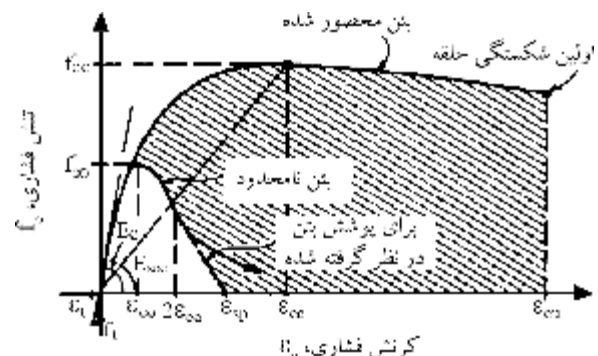
جهت انجام تحلیل دینامیکی فزاینده برای تهیه‌ی منحنی شکنندگی لرزه‌ای، نیاز به انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مناسب با ویژگی‌های سایت و سازه می‌باشد. روش‌های مختلفی برای انتخاب شتاب‌نگاشت وجود دارد. این روش‌ها توسط آشتیانی و همکاران [۱] در سال ۲۰۱۲ آورده شده است.

از میان روش‌های ارائه شده موجود، رکوردهای انتخابی بر

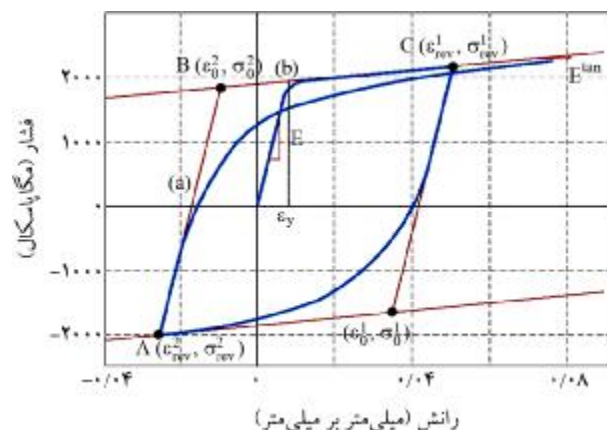
قاب مورد بررسی در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار سیسمواستراکچر مدل‌سازی و تحلیل شده است. این نرم‌افزار یک نرم‌افزار المان محدود است که قادر به پیش‌بینی رفتار تغییر شکل‌های بزرگ قاب‌های فضایی تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی است، در این نرم‌افزار رفتارهای غیرخطی هندسی و مصالح قابل مدل‌سازی می‌باشد [۱۹].

در این تحقیق مصالح بتنی با استفاده از مدل مندر با مشخصات ذکر شده مدل‌سازی شده‌اند. شکل (۹) مدل استفاده شده برای مصالح بتنی را نشان می‌دهد، در این مدل بتن هسته با مشخصات بتن محصور شده و بتن پوشش با بتن محصور نشده مدل‌سازی می‌گردد، اطلاعات بیشتر در مورد این مدل در مقاله‌ی [۲۰] وجود دارد.

مصالح فولادی مربوط به آرماتورها با استفاده از مدل مونگوتو-پینتو مدل‌سازی گردیده‌اند [۲۱] که نمایشی از این مدل‌سازی در شکل (۱۰) نمایش داده شده است.



شکل (۹): مدل‌سازی مصالح بتنی با استفاده از مدل مندر.



شکل (۱۰): مدل‌سازی مصالح فولادی با استفاده از مدل مونگوتو-پینتو.



که در این رابطه،  $\phi_y$  انحنای جاری شدن در انتهای عضو،  $L_s$  طول دهانه‌ی برشی که برابر  $M/V$  است (M لنگر خمشی و V برش در انتهای عضو).  $\alpha_s$  یک متغیر صفر و یک است که بستگی به میزان نیروی برشی در المان دارد، d عمق مؤثر عضو نسبت به تارهای کششی،  $d'$  عمق مؤثر عضو نسبت به تارهای فشاری، h عمق عضو،  $d_b$  میانگین قطر آرماتورهای کششی،  $f_{ylm}$  تنش جاری شدن فولاد و  $f_{cm}$  مقاومت نهایی بتن و CF فاکتور اطمینان‌پذیری می‌باشد.

در رابطه (۴)،  $\phi_y$  با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌گردد:

- انحنای جاری شدن فولادی کششی -

$$\phi_y = \frac{f_{ylm}}{E_s (d - x_y).CF} \quad (5)$$

- انحنای جاری شدن با استفاده از مقاومت فشاری بتن -

$$\phi_y = \frac{1.8 \times f_{cm}}{E_s \cdot x_y \cdot CF} \quad (6)$$

از میان روابط (۵) و (۶) حداقل مقدار آنها به عنوان مقدار انحنای جاری شدن انتخاب می‌گردد. در این روابط  $x_y$  مقدار فاصله تار خشی،  $E_s$  مدول ارتجاعی فولاد و  $E_c$  مدول ارتجاعی بتن می‌باشد.

اساس روش انتخاب رکورد مبتنی بر گروه سازه‌ها انتخاب گردید. با توجه به اینکه زمان تناوب اصلی مود اول قاب مورد بررسی  $0.67$  ثانیه می‌باشد، رکوردهای انتخابی به شرح جدول (۳) می‌باشند [۲۲].

### ۳-۳-۲- تعیین ظرفیت و حالت‌های حدی مودهای خرابی

با توجه به اینکه در این مطالعه هدف تهیه منحنی شکنندگی اعضا، برای شکست نیرویی در برش و تغییر مکانی در خمش می‌باشد، محاسبات مربوط به تقاضای لرزه‌ای برای برش در ستون‌ها، دوران نهایی و جاری شدن قطری در ستون‌ها انجام می‌گیرد. نرم‌افزار سیمواستراکچر این موارد را به عنوان خروجی تحلیل نمایش می‌دهد. جهت تهیه منحنی شکنندگی می‌بایست میزان ظرفیت پارامترهای ذکر شده نیز محاسبه گردد و با میزان تقاضا مقایسه شود تا بتوان شکست را تعیین نمود. میزان ظرفیت‌های فوق بر اساس آیین‌نامه‌ی یوروکد ۸ بخش ۳ محاسبه شده است [۲۳].

### - ظرفیت دوران قطری اعضا در جاری شدن

مطابق با آیین‌نامه یوروکد دوران قطری اعضا در جاری شدن برای اعضای بتنی از رابطه‌ی (۴) محاسبه می‌شود [۲۳]:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s + \alpha_s (d - d')}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_{ylm} / CF}{\sqrt{f_{cm} / CF}} \quad (4)$$

جدول (۳): مشخصات رکوردهای انتخابی جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی فزاینده [۲۲].

ردیف	رویداد، Mw، سال	ایستگاه، جهت	$V_{S30}$ (متر بر ثانیه)	فاصله کمپیل (کیلومتر)	منطقه جویتر- بور (کیلومتر)	PGA (g)
۱	کوجائیلی، ترکیه، ۷/۵، ۱۹۹۹	Arcelik, 000	۵۲۳	۱۳/۵	۱۰/۶	۰/۲۲
۲	سوپرستیشن هیلز، ۶/۵، ۱۹۸۷	Poe Road (temp), 360	۲۰۸	۱۱/۷	۱۱/۲	۰/۳۰
۳	لوماپریتا، ۶/۹، ۱۹۸۹	Capitola, 000	۲۸۹	۳۵/۵	۸/۷	۰/۵۳
۴	لوماپریتا، ۷/۳، ۱۹۹۲	Coolwater, LN	۲۷۱	۲۰	۱۹/۷	۰/۲۸
۵	کوجائیلی، ترکیه، ۷/۵، ۱۹۹۹	Duzce, 180	۱۷۶	۱۵/۴	۱۳/۶	۰/۳۱
۶	ایمپریال والی، ۶/۵، ۷۹	Delta, 262	۲۷۵	۲۲/۵	۲۲	۰/۲۴
۷	ایمپریال والی، ۶/۵، ۷۹	El Centro Array #11, 140	۱۹۶	۱۳/۵	۱۲/۵	۰/۳۶
۸	نورث ریج، ۶/۷، ۹۴	W Lost Cany, 000	۳۰۹	۱۲/۴	۱۱/۴	۰/۴۱

### - ظرفیت دوران قطری نهایی اعضا

مطابق با آیین‌نامه یورو کد دوران قطری نهایی اعضا برای

اعضای بتنی از رابطه (۷) محاسبه می‌گردد [۲۳]:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 \cdot (0.3^v) \times \left[ \frac{\max(0.01, \omega') \cdot \frac{f_{cm}}{CF}}{\max(0.01, \omega)} \right]^{0.225} \left( \frac{L_s}{h} \right)^{0.35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{ylm}}{f_{cm}} \right)} \quad (۷)$$

که در این رابطه  $\gamma_{el}$  برابر ۱/۵ برای اعضای سازه‌ای لرزه‌ای،  $v = (N/A_c) \cdot (CF/f_{cm})$  در این رابطه  $N$  نیروی محوری در عضو است که در صورت فشاری بودن مثبت است و  $A_c$  سطح مقطع عضو،  $\omega = (\rho_1 + \rho_v) \cdot f_{ylm} / f_{cm}$  نسبت آرماتورهای مکانیکی کششی و طولی جان می‌باشد،  $\rho_1$  نسبت آرماتورهای طولی کششی و  $\rho_v$  نسبت آرماتورهای طولی جان است.  $\omega' = (\rho_2) \cdot f_{ylm} / f_{cm}$  می‌باشد،  $P_2$  نسبت آرماتورهای طولی فشاری است.

$\alpha = (1 - (s_h / 2b_0)) \cdot (1 - (s_h / 2h_0)) \cdot (1 - (\sum b_i^2 / 6b_0h_0))$  اکتور محصورشدگی مؤثر است،  $b_0$  و  $h_0$  ابعاد هسته‌ی بتنی محصور شده با تنگ می‌باشد و  $b_i$ ،  $i$ امین فاصله‌ی بین دو میلگرد طولی محصور شده توسط خاموت‌هاست.  $\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$  و  $A_{sx}$  سطح مقطع میلگردهای عرضی به موازات بارگذاری،  $b_w$  عرض جان و  $s_h$  فاصله بین خاموت‌ها است.

$\rho_{tot} = A_{sl} / (bd)$  نسبت تمامی میلگردهای طولی است.

$V_w = (A_{sw} / s)(d - d')f_{ylm} / \gamma_s CF$  سهم آرماتورها در

مقاومت برشی عضو است.  $\mu_{\theta, dem}^{pl} = \mu_{\theta, dem} - 1 = (\theta_{dem} - \theta_y) / \theta_y$

تقاضای شکل‌پذیری دوران قطری ست،  $\theta_{dem}$  تقاضای دوران قطری ست.

### ۳-۳-۳- انجام تحلیل دینامیکی فزاینده برای سازه در سطوح

#### مختلف IM و تولید جداول شکنندگی

با توجه به مدل ساخته شده و شتاب‌نگاشت‌های انتخابی، تحلیل دینامیکی فزاینده انجام می‌گیرد. در نرم‌افزار برای ستون‌ها ظرفیت‌های دوران قطری جاری شدن، دوران نهایی و ظرفیت برشی تعریف شده است تا در اعضا این ظرفیت‌ها با نیازهای محاسبه شده مقایسه گردد و در صورتی که تقاضاها بیش از ظرفیت شود برای آن تلاش و آن عضو گذر از عملکرد تعریف شده تعیین می‌گردد. در شکل (۸) نام‌گذاری اعضا نشان داده شده است.

نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده صورت گرفته برای رکوردهای در نظر گرفته شده و محاسبه‌ی شتاب‌های طیفی در مود اول سازه برای مود خرابی برشی در جدول (۴) نشان داده شده است.

### ۴-۳- تعیین منحنی شکنندگی رویدادهای پایه‌ای درخت خطا

در این گام منحنی‌های شکنندگی رویدادهای پایه‌ای درخت خطا با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده که در جدول شکنندگی منعکس شده است، تعیین می‌گردد. همان‌گونه که در بخش (۲-۴) بیان گردید منحنی شکنندگی به دو صورت تابع توزیع شکنندگی تحلیلی و تابع توزیع احتمالاتی انطباق یافته به تابع توزیع لوگ‌نرمال می‌تواند، نشان داده شود. پارامتر شدت نیز می‌تواند PGA یا  $Sa(T_1)$  باشد. برای نمونه منحنی‌های شکنندگی برای ستون C11 برای پارامتر شدت PGA در شکل (۱۲) و برای پارامتر شدت  $Sa(T_1)$  در شکل (۱۳) نشان داده شده است.

### - ظرفیت برشی اعضا

مطابق با آیین‌نامه یورو کد دوران قطری نهایی اعضا برای

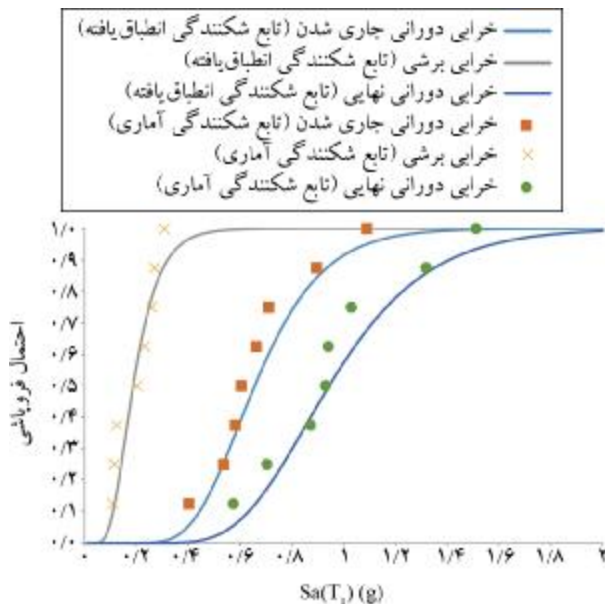
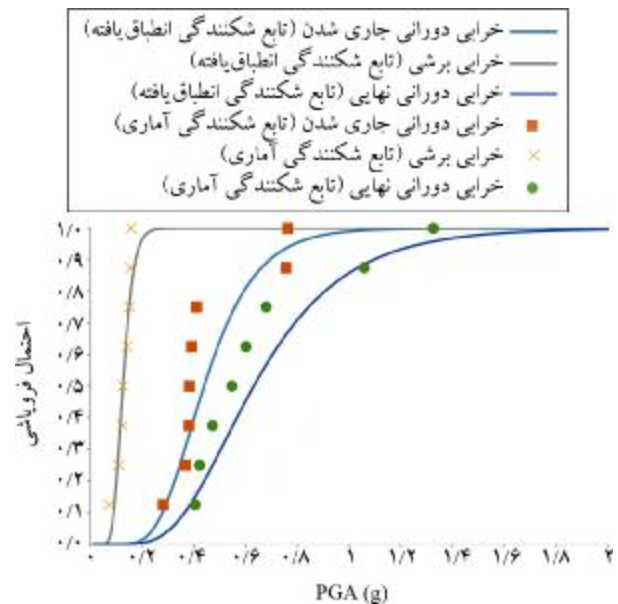
اعضای بتنی از رابطه (۸) محاسبه می‌گردد [۲۳]:

$$V_R = \frac{1}{1.15} \left\{ \frac{h - x_{dem}}{2L_s} \cdot \min \left( N, 0.55A_c \frac{f_{cm}}{\gamma_c \cdot CF} \right) + \left[ 1 - 0.05 \cdot \min \left( 5, \mu_{\theta, dem}^{pl} \right) \right] \left[ 0.16 \cdot \max \left( 0.5, 100\rho_{tot} \right) \times \left( 1 - 0.16 \cdot \min \left( 5, \frac{L_s}{h} \right) \right) \sqrt{\frac{f_{cm}}{\gamma_c \cdot CF} A_c + V_w} \right] \right\} \quad (۸)$$

که در این رابطه،  $x_{dem}$  عمق محور خشی،  $N$  نیروی محوری در فشار مثبت و هنگام کشش صفر در نظر گرفته می‌شود،

جدول (۴): شتاب‌های طیفی فراگذر از ظرفیت برشی ستون‌ها.

شماره ستون																شماره رکورد
Col11	Col12	Col13	Col14	Col21	Col22	Col23	Col24	Col31	Col32	Col33	Col34	Col41	Col42	Col43	Col44	
۰/۱۱	۰/۱۱	۰/۱۴	۰/۷۲	۰/۱۱	۰/۱۷	۰/۱۴	۰/۸۴	۰/۱۱	۰/۰۸	۰/۱۱	۰/۴۳	۰/۲۰	۰/۲۰	۰/۲۶	---	۱
۰/۲۳	۰/۱۴	۰/۲۳	۰/۵۱	۰/۱۴	۰/۲۳	۰/۲۳	۱/۰۰	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۲۳	۰/۴۲	۰/۲۳	۰/۲۳	۰/۴۲	۱/۱۴	۲
۰/۳۰	۰/۳۰	۰/۳۰	۰/۹۱	۰/۳۰	۰/۳۰	۰/۳۰	۰/۹۱	۰/۳۰	۰/۳۰	۰/۳۰	۰/۵۱	۰/۳۰	۰/۳۰	۰/۵۱	۱/۴۷	۳
۰/۲۰	۰/۱۲۸	۰/۲۰	۰/۸۵	۰/۱۲	۰/۲۴	۰/۲۰	۰/۵۲	۰/۱۲	۰/۰۸	۰/۱۲	۰/۴۴	۰/۲۰	۰/۲۰	۰/۳۶	۱/۶۳	۴
۰/۲۶	۰/۱۹	۰/۲۶	۰/۹۴	۰/۱۳	۰/۱۹	۰/۲۶	۱/۱۱	۰/۱۹	۰/۱۳	۰/۱۹	۰/۴۵	۰/۲۶	۰/۲۶	۰/۳۲	۰/۹۴	۵
۰/۱۲	۰/۱۲	۰/۱۷	۰/۷۰	۰/۱۲	۰/۱۲	۰/۲۱	۰/۶۶	۰/۱۲	۰/۰۸	۰/۱۲	۰/۵۰	۰/۲۱	۰/۱۷	۰/۳۳	۰/۸۳	۶
۰/۱۱	۰/۱۱	۰/۱۹	۰/۵۷	۰/۱۱	۰/۲۳	۰/۱۵	۰/۴۴	۰/۱۱	۰/۱۱	۰/۱۵	۰/۴۰	۰/۱۹	۰/۲۳	۰/۳۱	۰/۶۹	۷
۰/۲۷	۰/۱۸	۰/۲۷	۰/۸۹	۰/۱۸	۰/۳۶	۰/۲۷	۰/۸۹	۰/۲۷	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۷۲	۰/۴۵	۰/۴۵	۰/۵۴	۱/۷۹	۸


 شکل (۱۳): منحنی‌های شکنندگی ستون C11 برای پارامتر شدت  $Sa(T_1)$ .


شکل (۱۲): منحنی‌های شکنندگی ستون C11 برای پارامتر شدت PGA.

CH دوران نهایی هستند.

### ۳-۵- کمی‌سازی درخت خطا و تعیین منحنی شکنندگی رویداد نامطلوب سازه

کمی‌سازی درخت خطا در نرم‌افزار R و با استفاده از پکیج درخت خطا (FaultTree) انجام می‌گیرد. نحوه کمی‌سازی درخت خطا در نرم‌افزار R با استفاده از تبدیل درخت خطا به دیاگرام دودویی می‌باشد. برای نمونه در سطح شتاب PGA برابر  $g/0.1$  احتمال خرابی به صورت شکل (۱۴) می‌باشد. برای نمونه در محاسبه‌ی احتمال خرابی مود برشی، ابتدا احتمال‌های خرابی

با توجه به تعداد بالای شکل‌ها، از نمایش تمامی آنها صرف‌نظر می‌گردد و تنها پارامترهای تابع توزیع لوگ‌نرمال برای مودهای خرابی با شدت PGA در جدول (۵) و برای مودهای خرابی با شدت  $Sa(T_1)$  در جدول (۶) نشان داده شده است. در این جداول  $PGA_{mi}$  میانه شتاب خرابی و  $\beta_{tot}$  انحراف استاندارد لگاریتمی حداکثر شتاب زمین می‌باشد.

در ستون مودخرابی دوران نهایی دو سطر خالی می‌باشد که نشان‌دهنده‌ی ناپایداری سازه پیش از رسیدن به ظرفیت نهایی این ستون‌هاست. در این جداول مودهای خرابی که با Sh نشان داده شده‌اند مربوط به برش، Y مربوط به دوران جاری شدن و

احتمال خرابی ستون‌های آن مود در برش است. سپس منحنی‌های شکنندگی دروازه‌های میانی مودهای شکست برشی سازه، شکست خمشی سازه و شکست ناشی از ایجاد طبقه ضعیف در کل سازه برای مقیاس شدت PGA در شکل (۱۵) و برای مقیاس شدت  $Sa(T_1)$  در شکل (۱۶) نشان داده شده است.

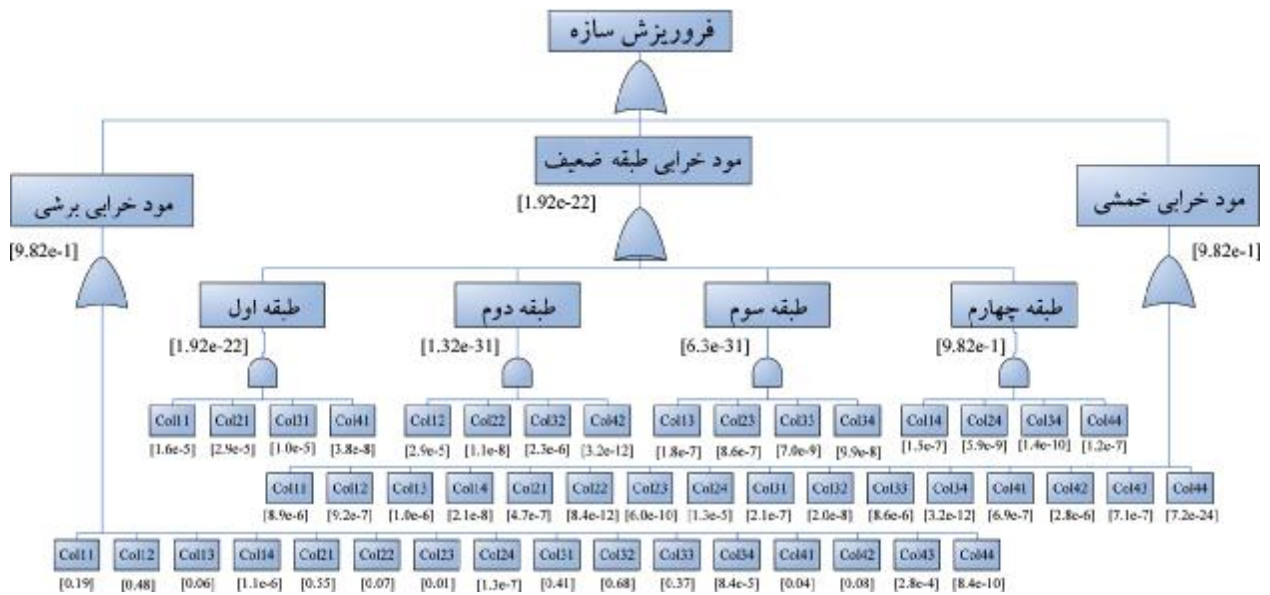
تمامی ستون‌ها برای شتاب  $g/0.1$  از روی منحنی شکنندگی آنها قرائت می‌شود (که در شکل (۱۴) نشان داده شده است). سپس با استفاده از قوانین احتمالاتی در دروازه‌ی "OR" احتمال مود خرابی برشی محاسبه می‌شود. یک روش محافظه کارانه برای محاسبه‌ی احتمال مود گسیختگی برش، محاسبه‌ی مجموع

جدول (۵): پارامترهای تابع توزیع لوگ‌نرمال برای مودهای خرابی با شدت PGA.

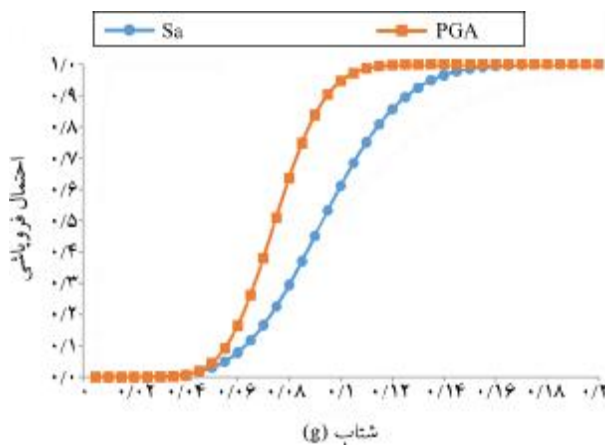
$\beta_{tot}$	$PGA_{mi}$	مود خرابی	$\beta_{tot}$	$PGA_{mi}$	مود خرابی	$\beta_{tot}$	$PGA_{mi}$	مود خرابی
۰/۴۲۹	۰/۶۳۱	CHCol11	۰/۳۵۶	۰/۴۳۹	Ycol11	۰/۲۶۰	۰/۱۲۵	ShCol11
۰/۴۰۵	۰/۶۸۹	CHCol12	۰/۳۲۱	۰/۳۶۳	Ycol12	۰/۲۹۰	۰/۱۰۱	ShCol12
۰/۴۱۹	۰/۷۳۲	CHCol13	۰/۲۷۴	۰/۳۲۲	Ycol13	۰/۲۳۳	۰/۱۴۳	ShCol13
۰/۳۸۰	۰/۸۰۲	CHCol14	۰/۳۳۳	۰/۵۹۸	Ycol14	۰/۳۴۰	۰/۴۹۹	ShCol14
۰/۳۶۴	۰/۵۹۵	CHCol21	۰/۲۶۱	۰/۲۸۵	Ycol21	۰/۳۳۷	۰/۰۹۶	ShCol21
--	--	CHCol22	۰/۳۴۷	۰/۶۹۸	Ycol22	۰/۳۰۴	۰/۱۵۸	ShCol22
۰/۲۸۷	۰/۵۷۲	CHCol23	۰/۲۷۵	۰/۳۵۳	Ycol23	۰/۱۶۴	۰/۱۴۳	ShCol23
--	--	CHCol24	۰/۰۸۴	۰/۶۱۷	Ycol24	۰/۳۸۸	۰/۵۱۰	ShCol24
۰/۳۶۵	۰/۶۳۶	CHCol31	۰/۳۱۰	۰/۴۸۳	Ycol31	۰/۲۸۳	۰/۱۰۶	ShCol31
۰/۳۶۵	۰/۷۴۳	CHCol32	۰/۳۲۰	۰/۴۶۲	Ycol32	۰/۳۹۷	۰/۰۸۳	ShCol32
۰/۴۳۴	۰/۶۴۴	CHCol33	۰/۲۴۲	۰/۳۹۴	Ycol33	۰/۳۳۳	۰/۱۱۲	ShCol33
۰/۲۱۵	۰/۹۸۱	CHCol34	۰/۳۷۸	۰/۷۱۵	Ycol34	۰/۳۰۷	۰/۳۱۷	ShCol34
۰/۳۸۳	۰/۶۳۵	CHCol41	۰/۲۹۳	۰/۴۴۸	Ycol41	۰/۲۸۷	۰/۱۶۴	ShCol41
۰/۴۳۸	۰/۷۳۱	CHCol42	۰/۲۷۴	۰/۴۷۷	Ycol42	۰/۳۴۶	۰/۱۶۳	ShCol42
۰/۳۵۵	۰/۵۵۴	CHCol43	۰/۲۲۳	۰/۴۰۹	Ycol43	۰/۲۶۳	۰/۲۴۸	ShCol43
۰/۲۱۹	۰/۸۹۵	CHCol44	۰/۳۸۲	۰/۷۱۷	Ycol44	۰/۳۲۰	۰/۶۸۹	ShCol44

جدول (۶): پارامترهای تابع توزیع لوگ‌نرمال برای مودهای خرابی با شدت  $Sa(T_1)$ .

$\beta_{tot}$	$Sa(T_1)_{mi}$	مود خرابی	$\beta_{tot}$	$Sa(T_1)_{mi}$	مود خرابی	$\beta_{tot}$	$Sa(T_1)_{mi}$	مود خرابی
۰/۳۱۲	۰/۹۴۴	CHCol11	۰/۳۰۷	۰/۶۵۷	Ycol11	۰/۴۱۸	۰/۱۸۸	ShCol11
۰/۲۸۸	۱/۰۳۱	CHCol12	۰/۲۲۱	۰/۵۴۳	Ycol12	۰/۳۵۰	۰/۱۵۱	ShCol12
۰/۰۴۸	۱/۰۶۹	CHCol13	۰/۱۹۸	۰/۴۸۲	Ycol13	۰/۲۶۲	۰/۲۱۴	ShCol13
۰/۲۶۳	۱/۴۹۴	CHCol14	۰/۲۵۰	۰/۸۹۵	Ycol14	۰/۲۲۶	۰/۷۴۶	ShCol14
۰/۳۴۸	۰/۸۹۱	CHCol21	۰/۲۲۵	۰/۴۲۶	Ycol21	۰/۳۳۹	۰/۱۴۴	ShCol21
--	--	CHCol22	۰/۳۸۱	۱/۰۲۳	Ycol22	۰/۲۳۹	۰/۲۳۶	ShCol22
۰/۱۰۶	۱/۰۷۵	CHCol23	۰/۱۵۷	۰/۵۲۸	Ycol23	۰/۲۷۱	۰/۲۱۴	ShCol23
--	--	CHCol24	۰/۱۵۴	۱/۱۲۴	Ycol24	۰/۳۲۶	۰/۷۶۴	ShCol24
۰/۳۳۱	۰/۹۵۱	CHCol31	۰/۲۹۹	۰/۷۲۴	Ycol31	۰/۴۰۳	۰/۱۵۹	ShCol31
۰/۴۵۴	۱/۱۹۹	CHCol32	۰/۲۹۳	۰/۶۹۱	Ycol32	۰/۴۶۶۷	۰/۱۲۵	ShCol32
۰/۲۰۰۳	۱/۲۰۰	CHCol33	۰/۱۷۵	۰/۵۸۹	Ycol33	۰/۳۵۴	۰/۱۶۷	ShCol33
۰/۰۸۵	۱/۷۳۲	CHCol34	۰/۲۷۶	۱/۰۷۰	Ycol34	۰/۱۸۴	۰/۴۷۵	ShCol34
۰/۲۹۷	۰/۹۵۱	CHCol41	۰/۲۷۶	۰/۶۷۱	Ycol41	۰/۲۸۸	۰/۲۴۵	ShCol41
۰/۳۸۰	۱/۰۷۰	CHCol42	۰/۲۹۵	۰/۷۱۴	Ycol42	۰/۳۰۵	۰/۲۴۴	ShCol42
۰/۱۴۲	۰/۸۲۹	CHCol43	۰/۲۲۴	۰/۶۱۱	Ycol43	۰/۲۴۹	۰/۳۷۱	ShCol43
۰/۴۶۱	۱/۳۳۰	CHCol44	۰/۲۸۰	۰/۰۷۴	Ycol44	۰/۳۶۳	۱/۱۴۷	ShCol44



شکل (۱۴): کمی سازی درخت خطای فروریزش برای شتاب نمونه PGA برابر با  $g/0.1$ .

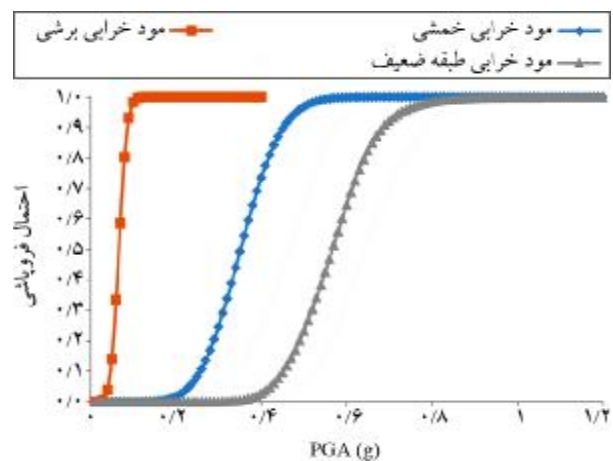


شکل (۱۲): منحنی شکنندگی فروریزش سازه.

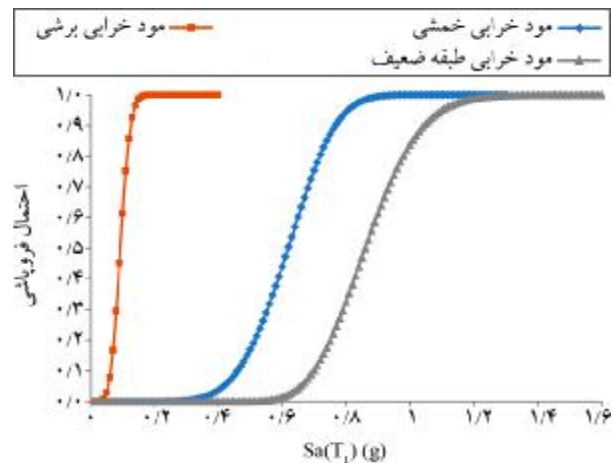
منحنی شکنندگی فروریزش کل سازه با استفاده از منحنی های شکنندگی مودهای شکست سازه و با استفاده از کمی سازی درخت خطا به صورت شکل (۱۷) می باشد.

#### ۴- مقایسه نتایج روش ارائه شده با روش مرسوم

جهت صحت سنجی و بررسی منحنی شکنندگی به دست آمده با روش ارائه شده در این مقاله، منحنی شکنندگی قاب مورد بررسی با روش مرسوم مورد استفاده در تعیین منحنی شکنندگی سازه با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده مقایسه شده است. روش مرسوم به طور کامل در مراجع [۱۲-۱۳] توضیح داده شده است. در این روش معیار فروریزش سازه حداکثر تغییر شکل نسبی طبقات می باشد



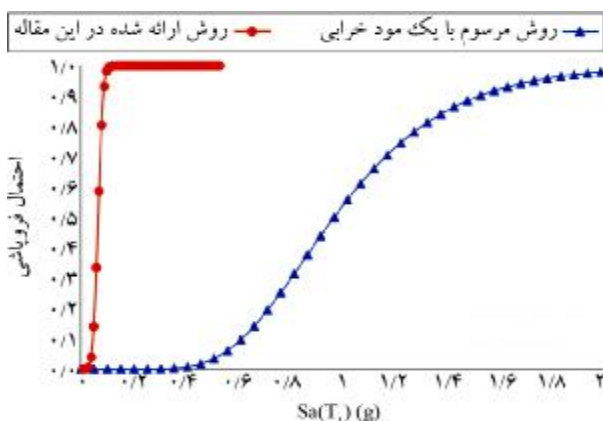
شکل (۱۵): منحنی شکنندگی مودهای مختلف خرابی سازه برای پارامتر شدت PGA.



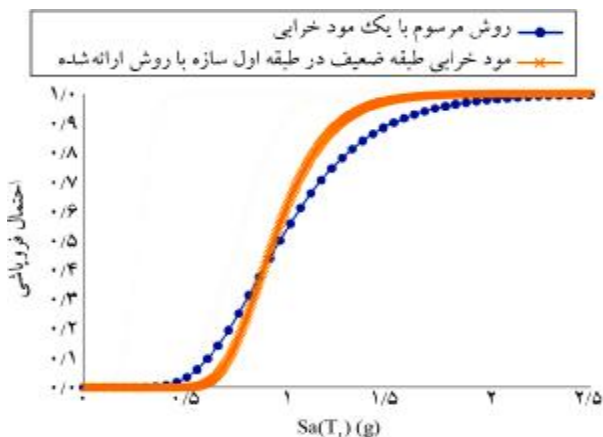
شکل (۱۶): منحنی شکنندگی مودهای مختلف خرابی سازه برای پارامتر شدت  $Sa(T_i)$ .

محسوس ضعف قاب موجود در برابر شکست برشی است که معمولاً در روش مرسوم در نظر گرفته نمی‌شود.

دیگر نتیجه قابل مشاهده، همان‌گونه که در شکل (۲۱) نشان داده شده است، نزدیک بودن منحنی شکنندگی روش مرسوم با منحنی شکنندگی مود خرابی طبقه ضعیف در طبقه اول است، به گونه‌ای که میانه ظرفیت  $Sa(T_1)$  محاسباتی به روش مرسوم برابر  $0.96g$  و مود خرابی طبقه ضعیف در طبقه اول در روش ارائه شده برابر  $0.94g$  می‌باشد که این مشاهده همخوانی خوبی با نتایج ارائه شده در مرجع [۱۸] دارد که در آن مود فروریزش اصلی برای این قاب، شکست طبقه ضعیف در طبقه اول ذکر شده است. از دیگر نتایج قابل ذکر در روش ارائه شده، کاهش پراکندگی نتایج با استفاده از این روش نسبت به روش مرسوم است زیرا منحنی شکنندگی به دست آمده از این روش محدوده باریک‌تری نسبت به روش مرسوم را پوشش می‌دهد.



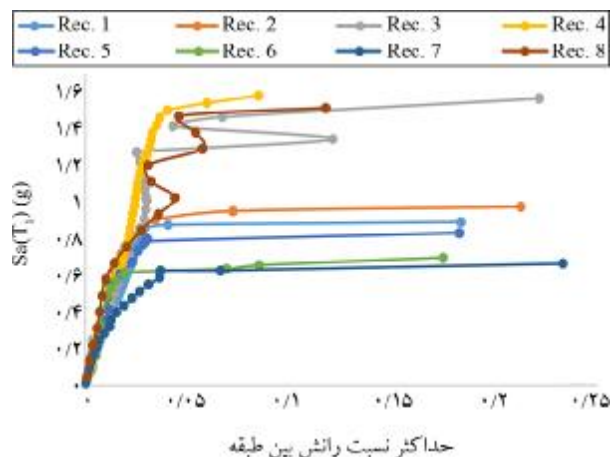
شکل (۲۰): مقایسه منحنی شکنندگی مستخرج از روش مرسوم تحلیل دینامیکی فزاینده و روش پیشنهادی.



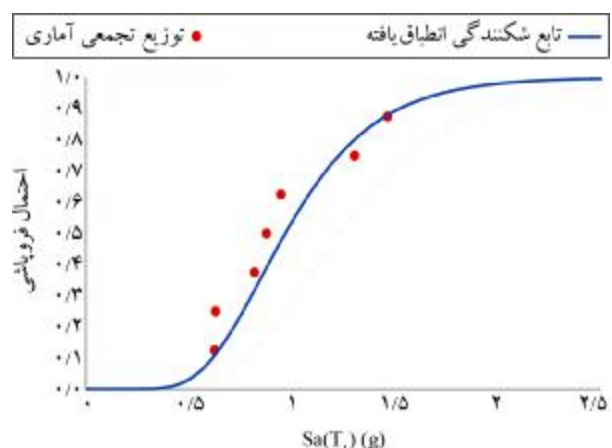
شکل (۲۱): مقایسه منحنی شکنندگی مستخرج از روش مرسوم تحلیل دینامیکی فزاینده و مود خرابی طبقه ضعیف روش پیشنهادی.

و تحلیل دینامیکی فزاینده برای رکوردهای شتاب تا جایی ادامه پیدا می‌کند که حداکثر تغییر شکل نسبی طبقات از یک حد مشخصی عبور کند یا مطابق آنچه در مرجع [۱۲] آمده است، منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده افقی گردد. با به کارگیری این روش منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده برای قاب مورد بررسی به صورت شکل (۱۸) و منحنی شکنندگی مستخرج از آن به صورت شکل (۱۹) است.

به منظور مقایسه منحنی شکنندگی روش پیشنهادی در این مقاله و روش مرسوم، منحنی‌های مستخرج از هر دو روش در شکل (۲۰) نشان داده شده است. همان‌گونه که از منحنی‌های شکنندگی در شکل (۲۰) دیده می‌شود، روش ارائه شده در این مقاله منتج به میانه ظرفیت  $Sa(T_1)$  بسیار کمتری نسبت به روش مرسوم می‌شود به گونه‌ای که میانه ظرفیت  $Sa(T_1)$  محاسباتی به روش مرسوم برابر  $0.96g$  و روش ارائه شده برابر  $0.65g$  می‌باشد. دلیل این اختلاف



شکل (۱۸): منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده.



شکل (۱۹): منحنی شکنندگی مستخرج از تحلیل دینامیکی فزاینده.

### ۵- تعیین شکنندگی لرزه‌ای قاب با اصلاح برشی

جدول (۷) است.

در این جدول  $h_c$  ارتفاع ستون در مقطع،  $b_c$  عرض ستون در مقطع،  $L_c$  طول ستون،  $b_0$  کوچک‌ترین بعد ستون در مقطع و  $db_l$  کوچک‌ترین اندازه آرماتور طولی در مقطع می‌باشد. حداقل قطر میلگردهای عرضی در مقطع ۶ میلی‌متر و حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در مقطع ۲۰۰ میلی‌متر می‌باشد. آرماتورگذاری عرضی مقاطع قاب مورد بررسی با در نظرگیری ضوابط مورد اشاره به صورت شکل (۲۲) می‌گردد.

با اصلاح مقاطع اعضای قاب بر اساس جزئیات آرماتورگذاری مورد اشاره و پیاده‌سازی روش ارائه شده در بخش ۲ بر روی این قاب منحنی‌های شکنندگی آن برای مودهای مختلف خرابی برای پارامتر شدت PGA تعیین می‌گردد.

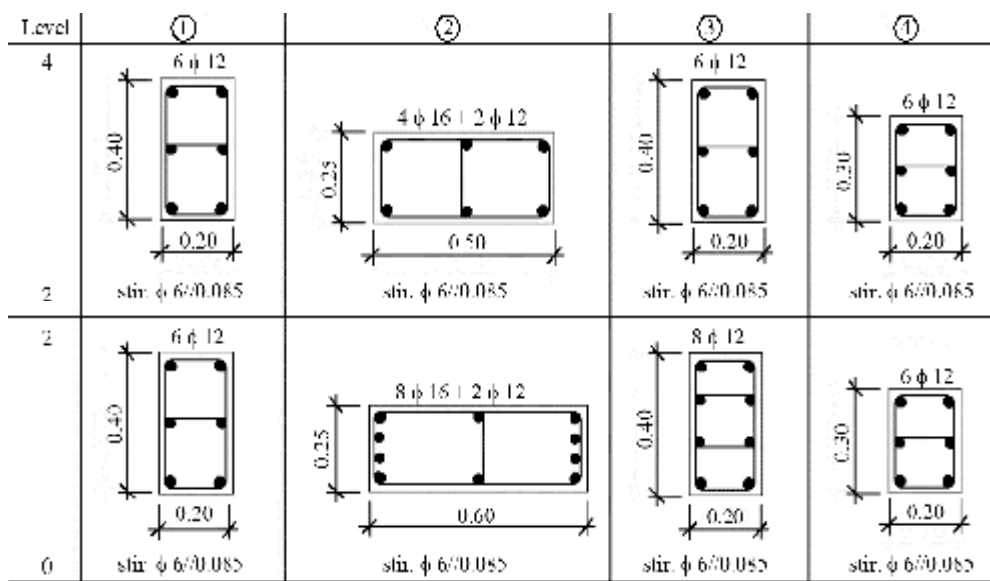
در جدول (۸) پارامترهای توزیع لوگ‌نرمال برای رویدادهای پایه‌ای و در شکل (۲۳) منحنی‌های شکنندگی مودهای مختلف نشان داده شده است.

همان‌گونه که در بخش (۴) نشان داده شد دلیل اصلی ضعف قاب مورد بررسی، ضعف در برش ستون‌ها به دلیل عدم وجود جزئیات آرماتورگذاری عرضی لرزه‌ای در زمان طراحی و ساخت آنها می‌باشد. در آیین‌نامه‌های جدید طراحی لرزه‌ای، فلسفه طراحی متمرکز بر عدم شکست برشی المان‌ها پیش از شکست خمشی آنها می‌باشد. برای برآورده‌سازی این فلسفه ضوابطی برای آرماتورگذاری عرضی لرزه‌ای در قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد فراتر از قاب‌های معمولی در نظر گرفته شده است. در ادامه این بخش هدف تعیین تابع شکنندگی قاب مورد بررسی با فرض رعایت ضوابط آرماتورگذاری عرضی لرزه‌ای و مقایسه آن با تابع شکنندگی قاب موجود بدون رعایت این ضوابط می‌باشد.

بر اساس ضوابط بخش اول از مدرک یوروکد ۸ [۲۴] برای قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه و متوسط آرماتورگذاری عرضی الزاماتی فراتر از قاب‌های معمولی دارد که به صورت

جدول (۷): ضوابط آرماتورگذاری عرضی لرزه‌ای ستون‌ها [۲۴].

نوع قاب خمشی	طول ناحیه بحرانی	حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی
شکل‌پذیری زیاد	max (0.6m, 1.5h <sub>c</sub> , 1.5b <sub>c</sub> , L <sub>c</sub> /5)	min (125mm, b <sub>0</sub> /3, 6d <sub>bl</sub> )
شکل‌پذیری متوسط	Max (0.45m, h <sub>c</sub> , b <sub>c</sub> , L <sub>c</sub> /5)	min (175mm, b <sub>0</sub> /2, 8d <sub>bl</sub> )



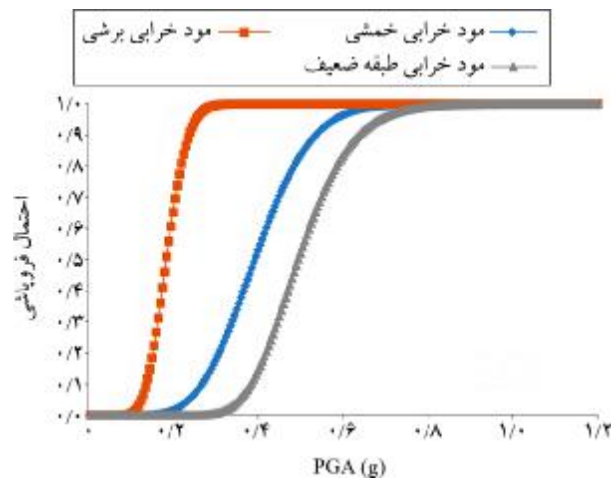
شکل (۲۲): آرماتورگذاری عرضی مقاطع قاب مورد بررسی با در نظرگیری ضوابط مرجع [۲۴].

جدول (۸): پارامترهای تابع توزیع لوگ‌نرمال برای مودهای خرابی با شدت PGA.

مود خرابی	PGA <sub>mi</sub>	$\beta_{tot}$	مود خرابی	PGA <sub>mi</sub>	$\beta_{tot}$	مود خرابی	PGA <sub>mi</sub>	$\beta_{tot}$
ShCol11	۰/۹۲۸	۰/۴۵۰	CHCol11	۰/۴۳۱	۰/۳۹۳	Ycol11	۰/۴۵۰	۰/۹۲۸
ShCol12			CHCol12	۰/۳۳۸	۰/۳۰۵	Ycol12		
ShCol13			CHCol13	۰/۲۷۱	۰/۲۴۳	Ycol13		
ShCol14			CHCol14	۰/۴۳۹	۰/۳۳۰	Ycol14		
ShCol21	۰/۱۸۸	۰/۲۴۴	CHCol21	۰/۲۴۱	۰/۲۳۵	Ycol21	۰/۲۴۴	۰/۱۸۸
ShCol22	۰/۲۶۹	۰/۱۹۹	CHCol22	۰/۶۴۵	۰/۳۶۳	Ycol22	۰/۱۹۹	۰/۲۶۹
ShCol23	۰/۳۰۴	۰/۲۷۸	CHCol23	۰/۳۱۸	۰/۲۶۵	Ycol23	۰/۲۷۸	۰/۳۰۴
ShCol24			CHCol24	۰/۴۳۷	۰/۲۹۵	Ycol24		
ShCol31	۰/۹۲۴	۰/۴۰۴	CHCol31	۰/۴۵۵	۰/۳۴۱	Ycol31	۰/۴۰۴	۰/۹۲۴
ShCol32			CHCol32	۰/۴۰۰	۰/۳۳۵	Ycol32		
ShCol33			CHCol33	۰/۳۲۱	۰/۲۷۵	Ycol33		
ShCol34			CHCol34	۰/۸۲۳	۰/۳۹۷	Ycol34		
ShCol41			CHCol41	۰/۴۳۸	۰/۳۳۰	Ycol41		
ShCol42			CHCol42	۰/۴۱۸	۰/۳۴۴	Ycol42		
ShCol43			CHCol43	۰/۳۴۴	۰/۲۲۲	Ycol43		
ShCol44			CHCol44	۰/۸۰۶	۰/۳۷۷	Ycol44		

ستون‌های ردیف ۲ نسبت به سایر ردیف‌هاست.

اگر نسبت جذب نیروهای برشی در ستون‌های هر ردیف متناسب با ممان اینرسی آنها در نظر گرفته شود، ممان اینرسی ستون ردیف اول برابر ۲۶۶۶۶ سانتی‌متر<sup>۴</sup>، ردیف دوم در دو طبقه اول ۴۵۰۰۰۰ سانتی‌متر<sup>۴</sup>، ردیف دوم در دو طبقه بالا ۲۶۰۴۱۵ سانتی‌متر<sup>۴</sup>، در ردیف سوم ۲۶۶۶۶ سانتی‌متر<sup>۴</sup> و در ردیف چهارم ۲۰۰۰۰ سانتی‌متر<sup>۴</sup> می‌باشد. بر این اساس در دو طبقه اول ۸۶ درصد از نیرو توسط ستون‌های Col21 و Col22 و ۱۴ درصد بقیه توسط سه ستون دیگر در هر طبقه تحمل می‌شود که تأثیر بسیار زیادی روی منحنی شکنندگی دارد. سهم ظرفیت برشی ستون‌ها از حاصل ضرب نسبتی از جذر مقاومت فشاری بتن در ابعاد ستون تعیین می‌گردد؛ اما میزان سهم برش هر ستون بر اساس ممان اینرسی آن مقطع است که متناسب با توان سه ارتفاع مقطع ( $h_c$ ) و توان یک از عرض مقطع ( $b_c$ ) می‌باشد. با این توضیحات شکنندگی مود خرابی برشی هر عضو ( $p_f$ ) را می‌توان متناسب با رابطه (۹) دانست:



شکل (۲۳): منحنی شکنندگی مودهای مختلف خرابی سازه برای پارامتر شدت  $S_a(T_i)$ .

همان‌گونه که در جدول (۸) نشان داده شده است در بسیاری از اعضا نظیر ستون‌های Col12، Col13، Col31 و... فلسفه طراحی آیین‌نامه‌های جدید که شکست خمشی پیش از برشی می‌باشد، اتفاق افتاده است. تنها در ستون‌های Col21، Col22 و Col23 شکست برشی ستون‌ها پیش از شکست خمشی اتفاق می‌افتد. علت عمده‌ی این رخداد اختلاف قابل توجه ابعاد مقاطع



نمونه به دلیل عدم وجود ضوابط ویژه برای خاموت گذاری در آیین‌نامه‌های طراحی بتن در دهه‌های ۶۰ و ۷۰ میلادی) می‌باشد. در این مقاله روشی جهت تعیین منحنی شکنندگی سازه بر اساس مودهای خرابی مختلف اعضا با استفاده از تحلیل درخت خطا ارائه گردید این روش بر روی یک قاب ساختمانی بتن مسلح ساخته شده در اروپا بر اساس ضوابط طراحی دهه ۵۰ و ۶۰ میلادی اعمال گردید و سپس نتایج آن با روش مرسوم مورد استفاده در مطالعات اخیر که بر اساس حالت حدی کلی حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات می‌باشد، مقایسه گردید.

این روش مشتمل بر تهیه درخت خطای شکست عملکرد مطلوب سازه، تهیه مدل کامپیوتری مناسب از سازه، انتخاب رکوردهای شتاب زلزله برای انجام تحلیل دینامیکی فراینده، تعیین ظرفیت و حالت حدی مودهای خرابی، انجام تحلیل دینامیکی فراینده برای سازه، محاسبه پارامترهای شکنندگی و ترسیم منحنی شکنندگی لرزه‌ای برای هر یک از رویدادهای پایه درخت خطا و کمی‌سازی درخت خطا و ترسیم منحنی شکنندگی سازه می‌باشد.

روش ارائه شده در این مقاله منتج به میانه ظرفیت  $Sa(T_1)$  بسیار کمتری نسبت به روش مرسوم می‌شود به گونه‌ای که میانه ظرفیت  $Sa(T_1)$  محاسباتی به روش مرسوم برابر  $0.96g$  و روش ارائه شده برابر  $0.65g$  می‌باشد که دلیل آن ضعف قاب موجود در برابر شکست برشی است که معمولاً در روش مرسوم در نظر گرفته نمی‌شود. دیگر نتیجه قابل مشاهده، نزدیک بودن منحنی شکنندگی روش مرسوم با منحنی شکنندگی خرابی طبقه ضعیف در طبقه اول می‌باشد به گونه‌ای که میانه ظرفیت  $Sa(T_1)$  محاسباتی به روش مرسوم برابر  $0.96g$  و مود خرابی طبقه ضعیف در طبقه اول در روش ارائه شده برابر  $0.94g$  می‌باشد که این مشاهده همخوانی خوبی با نتایج ارائه شده در مرجع [۱۸] دارد که در آن مود فروریزش اصلی برای این قاب را شکست طبقه ضعیف در طبقه اول ذکر شده است. از دیگر نتایج قابل مشاهده در روش ارائه شده کاهش پراکندگی نتایج با استفاده از این روش نسبت به روش مرسوم است زیرا منحنی شکنندگی به دست آمده از این روش

$$p_f \propto \frac{b_c \times h_c^3}{b_c \times h_c} = h_c^2 \quad (9)$$

برای نمونه با به کارگیری این رابطه برای ستون‌های ردیف

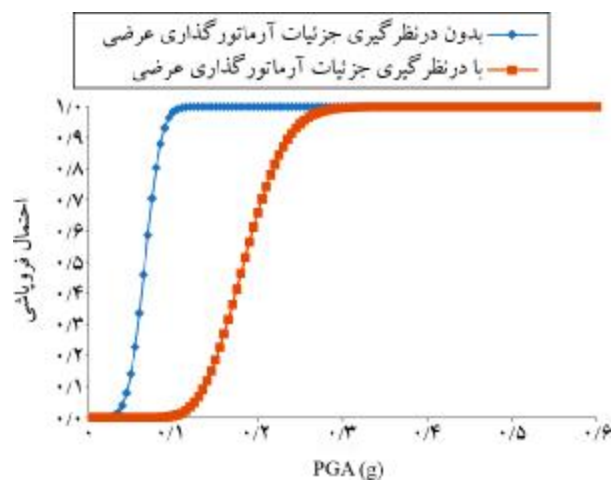
اول و دوم در طبقه اول داریم:

$$\frac{p_{fCol21}}{p_{fCol11}} \propto \frac{h_{col21}^2}{h_{col11}^2} = \frac{0.6^2}{0.2^2} = 9 \quad (10)$$

که این نشان‌دهنده آسیب‌پذیری بالای ستون‌های ردیف (۲) در برش می‌باشد که همخوانی با نتایج به دست آمده دارد.

در شکل (۲۴) منحنی‌های شکنندگی فروریزش قاب در دو

حالت بدون در نظرگیری ضوابط آرماتورگذاری برشی لرزه‌ای و بدون در نظرگیری آن نشان داده شده است. همان‌گونه که از این شکل مشخص است، ضوابط آرماتورگذاری برشی لرزه‌ای تأثیر قابل توجهی در تابع شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها دارد.



شکل (۲۴): منحنی‌های شکنندگی فروریزش قاب در دو حالت مختلف مورد اشاره.

## ۶- جمع‌بندی و بحث

یکی از بخش‌های مهم در ارزیابی ریسک لرزه‌ای سازه‌ها تعیین شکنندگی لرزه‌ای می‌باشد. روش‌های مختلفی جهت تهیه منحنی شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها به کار گرفته شده است. این روش‌ها اغلب بر اساس یک حالت حدی کلی نظیر حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات می‌باشند که منعکس کننده رفتار خمشی سازه (دوران جاری شدن و نهایی) است. درحالی‌که در ساختمان‌های قدیمی‌تر مود خرابی حاکم، مود برشی اعضا (برای

3. Gkimousis, I.A. and Koumousis, V.K. (2013) Collapse fragility curves of RC frames with varying design parameters. *Computational Methods in Earthquake Engineering*, 297-316, Springer.
4. Park, Y.-J. and Ang, A.H.-S. (1985) Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, **111**(4), 722-739.
5. MR, H.-M. (2003) *Technical Manual*. Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate, FEMA, Mitigation Division.
6. Fajfar, P. (2000) A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, **16**(3), 573-592.
7. Antoniou, S. and Pinho, R. (2004) Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, **8**(05), 643-661.
8. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(3), 491-514.
9. Rossetto, T. and Elnashai, A. (2005) A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures. *Engineering Structures*, **27**(3), 397-409.
10. Dabaghi, M., Saad, G., and Allhassania, N. (2019) Seismic collapse fragility analysis of reinforced concrete shear wall buildings. *Earthquake Spectra*, **35**(1), 383-404.
11. Flora, A., Perrone, G., and Cardone, D. (2020) Evaluating collapse fragility curves for existing buildings retrofitted using seismic isolation. *Applied Sciences*, **10**(8), 2844.
12. Haselton, C.B., Liel, A.B., Deierlein, G.G., Dean, B.S., and Chou, J.H. (2011) Seismic collapse safety of reinforced concrete buildings. I: Assessment of ductile moment frames. *Journal of Structural Engineering*, **137**(4), 481-491.
13. Liel, A.B., Haselton, C.B., and Deierlein, G.G. (2011) Seismic collapse safety of reinforced concrete buildings. II: Comparative assessment of nonductile and ductile moment frames. *Journal of Structural Engineering*, **137**(4), 492-502.

محدوده باریک‌تری نسبت به روش مرسوم را پوشش می‌دهد. به‌منظور تحلیل بیشتر دلایل آسیب‌پذیری بالای قاب مورد مطالعه و با مشاهده‌ی تأثیر بالای شکست برشی ستون‌ها در منحنی شکنندگی فروریزش این قاب، منحنی شکنندگی فروریزش آن با در نظرگیری ضوابط آرماتورگذاری عرضی مقاطع بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های جدید استخراج گردید. در این تحلیل مشاهده شد که در بسیاری از اعضا نظیر ستون‌های Col12، Col31، Col13 و... فلسفه طراحی آیین‌نامه‌های جدید که شکست خمشی پیش از برشی است، اتفاق افتاده است که نشانگر اهمیت بالای آرماتورگذاری عرضی در مقاطع می‌باشد. با رعایت ضوابط آرماتورگذاری عرضی مقاطع، آسیب‌پذیرترین بخش این قاب ستون‌های ردیف ۲ در مود خرابی برشی می‌باشند که علت آن تفاوت قابل توجه ارتفاع مقطع ستون‌های این ردیف نسبت به سایر ردیف‌هاست (ستون‌های این ردیف ارتفاع مقطع ۳ برابری نسبت به ستون‌های سایر ردیف‌ها داراست). این اختلاف ارتفاع مقاطع منجر به جذب بالای نیروی برشی در مقطع گردیده که موجب فراگذشت خیلی زودتر نیرو از ظرفیت و در نتیجه آسیب‌پذیری بالای آن می‌گردد. در انتها مقایسه منحنی‌های شکنندگی فروریزش قاب در دو حالت بدون در نظرگیری ضوابط آرماتورگذاری برشی لرزه‌ای و بدون در نظرگیری آن نشانگر تأثیر قابل توجهی ضوابط آرماتورگذاری عرضی مقاطع در تابع شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها است.

## مراجع

1. Ghafory-Ashtiany, M., Azarbakht, A., and Mousavi, M. (2012) State of the art: Structure-specific strong ground motion selection by emphasizing on spectral shape indicators. In Lisbon, Portugal: *Proceedings of the 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*.
2. Pitilakis, K., Crowley, H., and Kaynia, A.M. (2014) SYNER-G: typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk. *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, **27**, 1-28.

### واژه‌نامه

Peak Ground Acceleration (PGA)	۱- حداکثر شتاب زمین
Spectral Acceleration (Sa)	۲- شتاب طیفی
Fragility Functions	۳- توابع شکنندگی
Fault Tree Analysis (FTA)	۴- تحلیل درخت خطا
Incremental Dynamic Analysis (IDA)	۵- تحلیل دینامیکی فزاینده
Logic Gate	۶- دروازه منطقی
European Laboratory for Structural Assessment (ELSA)	۷- آزمایشگاه اروپایی ارزیابی سازه‌ها

14. Haasl, D.F., Roberts, N.H., Vesely, W.E., and Goldberg, F.F. (1981) *Fault Tree Handbook (No. NUREG--0492)*, Nuclear Regulatory Commission.
15. Reed, J.W. and Kennedy, R.P. (1994) *Methodology for Developing Seismic Fragilities*. Final Report TR-103959, EPRI.
16. Baker, J.W. (2015) Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, **31**(1), 579-599.
17. Pinto, A.V. and Taucer, F. (2006) *Assessment and Retrofit of Full-Scale Models of Existing RC Frames*. In *Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction*, 353-367, Springer, Dordrecht.
18. Dolšek, M. and Fajfar, P. (2001) Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames. *Journal of Earthquake Engineering*, **5**(01), 1-12.
19. Seismosoft (2016) *SeismoStruct 2020* – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures: available from <https://seismosoft.com/>.
20. Mander, J.B., Priestley, M.J., and Park, R. (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, **114**(8), 1804-1826.
21. Menegotto, M. and Pinto, P. E. (1977) Slender RC compressed members in biaxial bending. *Journal of the Structural Division*, **103**(3).
22. Ghafory-Ashtiany, M., Mousavi, M., and Azarbakht, A. (2011) Strong ground motion record selection for the reliable prediction of the mean seismic collapse capacity of a structure group. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **40**(6), 691-708.
23. Cen, E. (2005) *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance–Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings*. Brussels, Belgium: European Committee for Standardisation, Editor.
24. Code, P. (2005) *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. Brussels: European Committee for Standardization.

## Development of Structural Collapse Fragility Functions Considering Different Failure Modes by Fault Tree Analysis

Majid Alinejad<sup>1</sup> and Mohsen Ghafory-Ashtiany<sup>2\*</sup>

1. Ph.D. Candidate, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Iran
2. Professor Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, \*Corresponding Author, email: ashtiany@iiees.ac.ir

Seismic risk assessment of structures is an important and practical tool for seismic safety assessment, earthquake consequence analysis, seismic strengthening planning and post-earthquake crisis management. This assessment consists of various parts including seismic hazard analysis, exposure evaluation, vulnerability analysis, and risk estimation. One of the most important parts of this process is the development of structural fragility functions or curves for undesired performance. Various methods have been used to determine fragility functions. In most of these methods, a general limit state such as maximum relative displacement of the floors is considered as failure mode, while in older buildings, more failure modes such as shear failure mode of structural members are usually prevailing.

In this paper, a framework for determining the fragility functions of structural collapse based on different failure modes of structural members using fault tree analysis is presented. This method includes developing the fault tree of the undesired performance of the structure (through possible failure modes in members), preparing a suitable computer model of the structure according to failure modes, selecting earthquake acceleration records for IDA analysis, determining the capacity and limit mode of failure modes based on laboratory results or standards, performing IDA analysis for the structure and forming a fragility table, calculating the fragility parameters using a suitable statistical distribution and plotting the seismic fragility curve for each of the base events in fault tree and quantifying the fault tree, and finally deriving the fragility curve of the structure.

This method was applied on a reinforced concrete building frame made in Europe according to the design criteria of the 50s and 60s, and then the results were compared with the conventional method of developing fragility functions, which is based on the general limit state of maximum relative displacement of floors. Because the main reason for the weakness of the frame under study is the weakness in shear of the columns due to the lack of seismic transverse reinforcement details at the time of their design and construction, in next stage, the fragility function of the studied frame is determined by observing the criteria of seismic transverse reinforcement and is compared with the fragility function of the existing frame without observing these criteria.

The results show a much lower median estimate of the capacity of the fragility function due to the shear weakness of the old frames in the proposed method compared to the conventional method. The fragility curves derived from conventional methods match very well with the failure mode causing weak-storey on the first floor. This observation is in good agreement with the results presented in the references in which the main collapse mode for this frame is the failure of the weak floor in the first floor. Another observable result in the proposed method is the reduction of the dispersion of the results using this method compared to the conventional method because the fragility curve obtained from this method covers a narrower range than the conventional method.

Considering the criteria of transverse reinforcement, it was observed that in many columns, the philosophy of designing new regulations, which is flexural failure before shear failure, has occurred, which shows the high importance of transverse reinforcement in column sections. By observing the criteria of transverse reinforcement of sections, the most vulnerable part of this frame are the columns of row 2 in shear failure mode, due to the significant difference in the cross-sectional height of the columns of this row compared to other rows. This difference in the height of the sections leads to high absorption of shear force in the section, which causes the force to pass through

the capacity much faster and as a result, its high vulnerability. Finally, comparing the fragility curves of frame collapse in two cases with considering the seismic shear reinforcement criteria and without considering it shows the significant effect of cross-section reinforcement criteria on the seismic fragility function of structures.

**Keywords:** Collapse Fragility Function, Failure Modes, Fault Tree Analysis (FTA), Incremental Dynamic Analysis (IDA).